



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO  
Universidade Técnica de Lisboa

# **Análise do Comportamento de um Aterro Construído com Material Evolutivo Compactado**

**Pedro de Almeida Leite dos Santos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**

## **Júri**

Presidente: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos  
Orientador: Professora Doutora Maria Rafaela Pinheiro Cardoso  
Vogais: Professora Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira  
Professor Doutor Emanuel José Leandro Maranhã das Neves

**Dezembro de 2009**



## Resumo

Neste trabalho estuda-se a evolução dos deslocamentos verticais, deslocamentos horizontais e teores em água/sucções, durante a fase construtiva e durante a fase de exploração, de um aterro rodoviário da Auto-Estrada A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado.

Este aterro tem a particularidade de ter sido construído com fragmentos de rocha argilosa, mais concretamente marga, que tem como uma das suas principais características o facto de ser evolutiva, ou seja, as suas propriedades mecânicas tendem a degradar-se quando exposta às acções atmosféricas.

Para a análise da evolução das entidades acima descritas, foi desenvolvido um modelo numérico no programa de cálculo automático CODE\_BRIGHT, que permite fazer uma análise hidromecânica acoplada, e utilizado o modelo constitutivo BBM, que permite contabilizar as deformações que ocorrem por variações de tensão e sucção, mas não as que ocorrem por degradação das características mecânicas dos fragmentos de marga.

Uma vez que não existem, até aos dias da realização deste trabalho, modelos constitutivos que contemplem a degradação das características mecânicas de material evolutivo compactado, foi abordada nesta dissertação a introdução da viscosidade no BBM, como forma de simular as deformações que ocorrem devidas a essa propriedade.

Os valores numéricos puderam ser comparados com leituras *in situ* provenientes de aparelhos instalados anteriormente, tendo os resultados obtidos sido globalmente satisfatórios, quer em fase construtiva, quer em fase de exploração.

## Palavras-Chave

Aterro

Material evolutivo compactado

Sucção

Teor em água

Deslocamentos verticais



## **Abstract**

This document concerns the study conducted on the evolution of vertical and horizontal displacements, as well as water content/suction during both the construction and service period of an embankment from the A10 Highway, subsection Arruda dos Vinhos/Carregado.

This embankment has the peculiarity of having been built with argillaceous rock fragments – marls, to be more accurate, which exhibit evolutive behavior, meaning its mechanical properties tend to deteriorate when exposed to weather conditions.

For analyzing the evolution of the above mentioned entities a numerical model was developed using both the CODE\_BRIGHT software and the BBM constitutive model. The CODE\_BRIGHT software allows a thermo-hydro-mechanical coupled analysis, while the BBM constitutive model accounts for deformations derived from stress and suction changes, hence leaving unaccounted deformations related with the deterioration of the evolutive material's mechanical properties. Since up to the time when this study was conducted there were no constitutive models that account for the degradation of compacted evolutive materials, in this study it is approached the simulation of these deformations by introducing viscosity in the BBM.

The numerical results could be compared with *in situ* records given by instruments previously installed in the embankment and it was possible to conclude that the model reproduced, for both the construction and service period satisfactory results.

### **Keywords**

Embankment

Evolutive behavior

Suction

Water content

Vertical displacements



## Agradecimentos

Sendo este trabalho o culminar de uma etapa académica, quero expressar o meu agradecimento profundo não só àqueles que contribuíram directamente para que esta dissertação fosse possível, mas também àqueles que permitiram que eu chegasse até aqui.

Aos meus pais, pela educação proporcionada e valores transmitidos. Ao meu pai, pela preocupação constante em proporcionar-me, sempre, as melhores condições para a minha formação pessoal e académica e ainda por ser uma inspiração e um modelo para mim;

À tia Benedita, não só por todo o amor para comigo desde criança, mas também por todos os sacrifícios realizados quando me abriu as portas de sua casa na altura que precisei. Para sempre, o meu bem-haja;

À restante família, por todos os ensinamentos, apoio e encorajamento para atingir os meus objectivos;

A todos os amigos e colegas desde a infância até aqui, pelos momentos partilhados, experiências vividas, e a quem devo em grande parte o que sou hoje. Um agradecimento adicional ao João Valente por ser o elo de ligação entre Copenhaga e Lisboa.

À Professora Rafaela, pelos conhecimentos transmitidos, constante disponibilidade, paciência imensurável e todos os estímulos;

Ao Sr. José Alberto, pela ajuda nos trabalhos laboratoriais e boas discussões futebolísticas;

À BRISA por ter permitido a utilização da informação relativa ao Projecto de Execução e Construção do Sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado da Auto-Estrada A10;

Por último, à Fernanda, que mesmo a um oceano de distância partilhou comigo, mais do que ninguém, todas as minhas alegrias e angústias, deu-me força e teve para comigo palavras ternas. Para sempre, um pelo outro!





## Simbologia e Notações

ASTM - American Society for Testing and Materials

BBM - Barcelona Basic Model

$C_c$  - Índice de compressibilidade unidimensional

$C_s$  - Índice de expansibilidade ou de recompressibilidade unidimensional

$C_\alpha$  - Parâmetro de fluência

$c'$  - Coesão efectiva do material

$d\varepsilon_{vp}$  - Deformação volumétrica total devida à tensão média total

$d\varepsilon_{vp}^e$  - Deformação volumétrica elástica devida à tensão média total

$d\varepsilon_{vp}^p$  - Deformação volumétrica plástica devida à tensão média total

$d\varepsilon_{vs}$  - Deformação volumétrica total devida à sucção

$d\varepsilon_{vs}^e$  - Deformação volumétrica elástica devida à sucção

$d\varepsilon_{vs}^p$  - Deformação volumétrica plástica devida à sucção

E - Módulo de rigidez

e - Índice de vazios

$e_f$  - Índice de vazios final

$e_i$  - Índice de vazios inicial

G - Módulo de distorção

HR - Humidade relativa

IP - Índice de plasticidade

k - Coeficiente de permeabilidade

$k_0$  - Permeabilidade intrínseca

LCN - Linha de Compressão Normal

LL - Curva Loading Collapse

M - Massa molecular da água

$M_c$  - gradiente da linha de estados críticos

$M'$  - Módulo edométrico

mv - Compressibilidade unidimensional

p - Tensão média total descontada da pressão atmosférica

$p_{atm}$  - Pressão atmosférica

$p^c$  - Tensão média de referência

$p'_y$  - Tensão efectiva média de cedência

$p_0$  - Tensão média de cedência para uma dada sucção s

$p_0^*$  - Tensão média de cedência quando o solo está saturado

R - Constante universal dos gases perfeitos

$R_p$  - Grau de sobreconsolidação

r - valor limite da rigidez do solo saturado

SI - Linha after Suction Increase

$S_r$  - Grau de saturação

s - Sucção  
 $s_f$  - Sucção final  
 $s_i$  - Sucção inicial  
 $s_0$  - Máximo valor de sucção alguma vez atingido  
T - Temperatura absoluta  
USCS - Unified Soil Classification System  
 $u_a$  - Pressão de ar nos poros do solo  
 $u_w$  - Pressão da água nos poros do solo  
v - Volume específico  
w - Teor em água  
 $w_{opt}$  - Teor em água ótimo  
 $w_{LL}$  ou  $w_L$  - Limite de liquidez  
 $w_{LP}$  - Limite de plasticidade  
 $\lambda(s)$  - Índice de compressibilidade isotrópica para uma dada sucção s  
 $\lambda(0)$  - Índice de compressibilidade isotrópica para sucção nula  
 $\lambda_s$  - Índice de compressibilidade para variações de sucção em estados virgens  
 $\lambda_t$  - Parâmetro de fluência  
 $\gamma_d$  - Peso volúmico aparente seco  
 $\gamma_h$  - Peso volúmico aparente húmido  
 $\epsilon_v$  - Extensões volumétricas  
 $\kappa$  - Índice de compressibilidade elástica isotrópica  
 $\kappa_s$  - Rigidez elástica para variações de sucção  
 $\pi$  - Sucção osmótica  
 $\psi$  - Sucção total  
 $\sigma_{ced}$  - Tensão de cedência  
 $\sigma$  - Tensão total  
 $\sigma'$  - Tensão efectiva  
 $\nu$  - Coeficiente de Poisson  
 $\tau$  - Tensão de corte  
 $\tau^R$  - Tensão de corte resistente  
 $\phi'$  - Ângulo de resistência ao corte  
 $\phi'_c$  - Ângulo de resistência crítico ao corte  
 $\beta$  - Constante que relaciona o incremento do gradiente com a sucção

# Índice

1	Introdução .....	1
2.	Fundamentos Teóricos .....	3
2.1	Degradação de Rochas Argilosas .....	4
2.2	Curva de Compactação.....	5
2.3	Compressibilidade, Rigidez, Resistência e Sobreconsolidação .....	7
2.4	Sucção no Solo Compactado .....	8
2.5	Curva de Retenção .....	11
2.6	Estrutura de Solos Argilosos Compactados .....	11
2.7	Porosimetria do Solo Compactado .....	14
2.8	Expansibilidade.....	16
2.9	Barcelona Basic Model.....	18
3.	Descrição do Aterro em Estudo .....	25
3.1	Geometria e Considerações Gerais .....	25
3.2	Características dos Materiais .....	30
3.2.1	Limites de Atterberg.....	30
3.2.2	Expansibilidade.....	32
3.2.3	Curva de Compactação.....	33
3.2.4	Porosimetria por Intrusão de Mercúrio.....	34
3.2.5	Curva de Retenção .....	35
3.2.6	Carta de Sucções .....	36
3.2.7	Permeabilidade.....	37
3.2.8	Parâmetros de Resistência .....	38
3.3	Instrumentação do Aterro .....	40
4.	Ensaio Laboratoriais .....	49
4.1	Ensaio Edométrico.....	49
4.2	Deformação por Fluência das Margas Compactadas.....	53
4.3	Evolução do Teor em Água .....	57
5.	Análise Numérica do Aterro .....	61
5.1	CODE_BRIGHT .....	61
5.1.1	Equilíbrio da Massa de Água.....	61
5.1.2	Equilíbrio da Massa de Ar .....	63
5.1.3	Equilíbrio da Quantidade de Energia .....	64
5.1.4	Equilíbrio de Tensões .....	65
5.2	Geometria do Aterro Modelado .....	66
5.3	Condições Iniciais .....	67
5.4	Modelos Constitutivos dos Materiais.....	68
5.4.1	Modelos Constitutivos da Parte Mecânica .....	69
5.4.2	Modelos Constitutivos da Parte Hidráulica.....	71

5.4.3 Modelos Constitutivos da Parte Térmica .....	72
5.5 Clima .....	73
5.6 Condições Fronteira e Acções.....	76
6. Análise de Resultados .....	79
6.1 Análise do Aterro Durante a Construção.....	79
6.1.1 Deslocamento Vertical .....	79
6.1.2 Sucção .....	82
6.2 Análise do Aterro Durante a Exploração .....	84
6.2.1 Deslocamento Vertical .....	84
6.2.2 Deslocamento Horizontal .....	88
6.2.3 Sucção .....	92
6.3 Análise de Estabilidade do Aterro.....	94
7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	99
8. Referências Bibliográficas.....	103

# Índice de Figuras

Figura 2.1 – Curva de Compactação e Curva de Saturação de um solo com material fino .....	6
Figura 2.2 – Influência da energia específica de compactação .....	7
Figura 2.3 – Sobreconsolidação .....	8
Figura 2.4 – Sucção medida em amostras de argila siltosa vermelha de Barcelona .....	10
Figura 2.5 – Sucção medida no ponto ótimo de compactação em função do índice de plasticidade.....	10
Figura 2.6 – Efeito da compactação na estrutura de solos argilosos .....	11
Figura 2.7 – Microfotografia de uma argila siltosa de Barcelona compactada no ramo seco.....	12
Figura 2.8 – Microfotografia de uma argila siltosa de Barcelona compactada no ramo húmido.	12
Figura 2.9 – Forças de ligação entre agregados num solo compactado no ramo seco que surgem devidas à capilaridade .....	13
Figura 2.10 – Efeito da compactação na resistência de solos argilosos .....	13
Figura 2.11 – Porosimetrias de amostras compactadas do lado seco (série DD) e húmido (série WW) de uma argila siltosa de Barcelona .....	15
Figura 2.12 – Comparação das porosimetrias de amostras compactadas de argila siltosa de Barcelona. ....	15
Figura 2.13 – Carta de expansibilidade das margas compactadas medidas na embebição sob tensões verticais diferentes .....	17
Figura 2.14 – Análise do comportamento de um solo não saturado, moderadamente expansivo em regime elástico de acordo com o BBM.....	20
Figura 2.15 – Região elástica delimitada pela curva LC e pela linha SI no plano (p;s) e ainda trajectórias elastoplásticas .....	22
Figura 3.1– Perfil tipo do aterro AT1 da Auto-Estrada A10 .....	26
Figura 3.2 – Dreno no pé do talude e revestimento de taludes com terra vegetal.....	27
Figura 3.3 – Espalhamento e mistura da cal para formar a espalda de solo-cal .....	28
Figura 3.4 – Curva de compactação pesada de referência (margas cinzentas) e critério de aceitação para compactação relativa ao teor em água .....	28
Figura 3.5 – Cilindro vibrador pés de carneiro utilizado na construção do aterro .....	29
Figura 3.6 – Granulometria antes e após a compactação .....	29
Figura 3.7 – Carta de plasticidade do solo e solo-cal.....	31
Figura 3.8 – Curvas de compactação de referência para: solo e solo-cal.....	34

Figura 3.9 – Porosimetria por intrusão de mercúrio .....	35
Figura 3.10 – Curvas de retenção ajustadas do solo e solo-cal.....	36
Figura 3.11 – Carta de sucções das margas.....	37
Figura 3.12 – Perfil vertical relativo aos equipamentos de leitura de deslocamentos verticais e horizontais .....	40
Figura 3.13 – Perfil vertical relativo aos equipamentos de leitura do teor em água, HR e temperatura .....	41
Figura 3.14 – Sistema INCREX .....	42
Figura 3.15 – Execução de leituras .....	42
Figura 3.16 – Localização de uma das calhas inclinométricas no aterro AT1 .....	43
Figura 3.17 – Determinação do deslocamento horizontal.....	43
Figura 3.18 – Corte transversal de um sistema inclinométrico tradicional.....	44
Figura 3.19 – Evolução do teor em água medido através de sensores ECH <sub>2</sub> O .....	45
Figura 3.20 – Instalação dos sensores ECH <sub>2</sub> O.....	46
Figura 3.21 – Instalação dos sensores HMT 337 .....	46
Figura 3.22 – Evolução da HR e temperatura através dos sensores HMT 337.....	47
Figura 3.23 – Caixa existente em PK1+150 para colocar o <i>data logger</i> do sensor ECH <sub>2</sub> O e o <i>display</i> do sensor HMT 337 .....	47
Figura 4.1 - Edômetros.....	50
Figura 4.2 – Trajectória ( $e$ ; $\log \sigma_v$ ) obtida no ensaio saturado .....	51
Figura 4.3 – Trajectória ( $e$ ; $\log \sigma_v$ ) obtida no ensaio não saturado.....	52
Figura 4.4 – Determinação do parâmetro de fluência recorrendo ao ensaio edométrico .....	54
Figura 4.5 – Trajectória para diferentes valores de tensão vertical constante obtidas no ensaio não saturado.....	54
Figura 4.6 - Trajectória para diferentes valores de tensão vertical constante obtidas no ensaio saturado.....	55
Figura 4.7 – Trajectória para diferentes valores de tensão vertical constante obtidos em ensaios edométricos realizados com fragmentos de rochas evolutivas compactadas sob sucção nula .	55
Figura 4.8 – Relação entre o parâmetro de fluência e o carregamento aplicado para margas compactadas .....	56
Figura 4.9 – Evolução do parâmetro de fluência medido em testes edométricos para diferentes carregamentos e diferentes sucções instaladas.....	56

Figura 4.10 – Amostras previamente saturadas e colocadas em condições de temperatura e HR normais.....	57
Figura 4.11 – Evolução do teor em água em amostras previamente saturadas e colocadas a secar em condições de temperatura e HR de laboratório.....	58
Figura 5.1 – Modelo do aterro AT1. A verde está representado o terreno de fundação, a cinzento o solo e a branco o solo-cal.....	66
Figura 5.2 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo do aterro AT1 .....	67
Figura 5.3 – Nomenclatura das diversas camadas do modelo .....	67
Figura 5.4 – Gráfico das acções climáticas durante as 9 semanas de construção do aterro..	73
Figura 5.5 – Gráfico das acções climáticas no ano de 2005 após a construção do aterro .....	74
Figura 5.6 – Gráfico das acções climáticas no ano de 2006 .....	74
Figura 5.7 – Gráfico das acções climáticas no ano de 2007 .....	75
Figura 5.8 – Gráfico das acções climáticas no ano de 2008 .....	75
Figura 6.1 – Localização dos doze pontos escolhidos para a análise de resultados por via numérica.....	80
Figura 6.2 – Evolução dos deslocamentos verticais numéricos para o período da construção do aterro e Evolução dos deslocamentos verticais medidos .....	80
Figura 6.3 – Evolução do teor em água medido em profundidade desde o início da construção até finais do ano de 2007 e Evolução da sucção desde o início da construção até finais do ano de 2005 através da conversão dos valores do teor em água .....	82
Figura 6.4 – Evolução da sucção obtida por via numérica em profundidade desde o início da construção até finais do ano de 2005 .....	83
Figura 6.5 – Evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2005 imediatamente após a construção do aterro e Evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2006.....	84
Figura 6.6 – Evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2007 e Estimativa da evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2008 .....	85
Figura 6.7 – Evolução dos deslocamentos verticais medidos no aterro AT1 em PK 1+150 .....	85
Figura 6.8 – Extensão vertical medida e numérica ao longo do tempo para pontos situados a profundidades de 5m, 6m e 7m .....	87
Figura 6.9 – Evolução do deslocamento horizontal obtido por via numérica entre o fim da construção do aterro e o final do ano de 2008 .....	89
Figura 6.10 - Evolução dos deslocamentos horizontais medidos no aterro AT1 em PK 1+150 .....	90
Figura 6.11 – Evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2005 imediatamente após a construção do aterro e Evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2007 .....	91

Figura 6.12 – Evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2007 e Estimativa da evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2008.....	91
Figura 6.13 – Evolução do teor em água medido através de sensores ECH2O.....	92
Figura 6.14 – Evolução da sucção desde o final da construção do aterro até final do ano de 2007.....	93
Figura 6.15 – Deformações plásticas distorcionais que se instalam no aterro no final do ano de 2007. ....	94
Figura 6.16 – Tensões $\sigma_{xx}$ que se instalam no aterro no final do ano de 2007 .....	96
Figura 6.17 – Tensões $\sigma_{yy}$ que se instalam no aterro no final do ano de 2007 .....	96
Figura 6.18 – Tensões $\sigma_{xy}$ que se instalam no aterro no final do ano de 2007.....	96
Figura 6.19 – Localização dos dois pontos para análise de estabilidade do aterro .....	97



# Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Classificação do tamanho dos poros de um solo .....	14
Quadro 2.2 – Relações entre os limites de consistência e a expansibilidade expectável .....	18
Quadro 3.1 – Limites de Atterberg e classificação USCS do solo e solo-cal.....	31
Quadro 3.2 – Propriedades do solo e solo-cal de acordo com a Classificação Unificada de Solos .....	31
Quadro 3.3 – Resultados da expansibilidade.....	33
Quadro 3.4 – Critério para classificação da expansibilidade .....	33
Quadro 3.5 – Par de valores ( $w_{opt}$ ; $\gamma_{d, max}$ ) do solo e solo-cal .....	34
Quadro 3.6 – Parâmetros adoptados para as curvas de retenção.....	35
Quadro 3.7 – Coeficiente de permeabilidade e permeabilidade intrínseca .....	38
Quadro 3.8 – Classificação dos solos quanto à permeabilidade.....	38
Quadro 3.9 – Parâmetros de resistência.....	39
Quadro 4.1– Propriedades relevantes retiradas do ensaio edométrico saturado .....	52
Quadro 4.2 – Calibração de parâmetros do BBM através dos ensaios laboratoriais .....	59
Quadro 5.1 – Alguns parâmetros iniciais de cada uma das nove camadas do modelo .....	68
Quadro 5.2 – <i>Input</i> para parte elástica não-linear .....	70
Quadro 5.3 – <i>Input</i> para parte viscoplástica.....	70
Quadro 5.4 – <i>Input</i> da parte hidráulica.....	71
Quadro 5.5 – <i>Input</i> da parte térmica.....	72
Quadro 6.1 – Coordenadas dos pontos utilizados para a análise de resultados por via numérica.....	79
Quadro 6.2 – Deslocamento vertical medido, numérico e o erro associado em termos de extensões verticais.....	81
Quadro 6.3 – Deslocamentos verticais medidos e numéricos para uma profundidade de 5m, 6m e 7m. ....	86
Quadro 6.4 – Resumo das tensões e análise de estabilidade para os dois pontos escolhidos ..	97



# 1. Introdução

O objectivo do presente trabalho consiste na análise do comportamento ao longo do tempo de aterros construídos com materiais evolutivos compactados. Como caso de estudo adopta-se um aterro da Auto-Estrada A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado.

O trabalho surge no seguimento de um projecto de investigação requerido pela BRISA e desenvolvido pelo Instituto Superior Técnico (IST). O projecto de investigação incidiu sobre o comportamento estrutural de aterros com materiais não saturados e teve aplicação em aterros existentes na Auto-Estrada A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado.

No decurso do projecto de investigação foram instrumentados alguns aterros de modo a obter a evolução de deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais e teores em água dos mesmos. Foram ainda caracterizados os materiais utilizados para a construção dos aterros.

Em virtude de minimizar os custos envolvidos na construção de aterros, nomeadamente os encargos com manchas de empréstimo, começa a ser inevitável a utilização dos materiais provenientes dos troços de escavação em troços de aterro.

Tal prática foi adoptada nos aterros que são focados neste trabalho e que são essencialmente constituídos por margas, mais concretamente margas da formação da Abadia, Jurássico Superior.

Marga é uma rocha calcárica com uma percentagem de argila situada entre 35% a 65% e que tem como umas das principais características o facto de ser evolutiva. Isto significa que quando exposta às acções atmosféricas, as suas características mecânicas tais como resistência e rigidez tendem a debilitar-se. Estas propriedades ao serem alteradas fazem-se repercutir no comportamento global do aterro, mais especificamente na amplitude das suas deformações que tendem a ser superiores às verificadas em aterros construídos com solos tradicionalmente utilizados. Para além do carácter evolutivo tem-se ainda que as margas podem apresentar potencial expansivo, o que significa que podem sofrer alterações de volume importantes quando em contacto com a água.

Às características mencionadas acerca das margas, junta-se o facto do aterro em estudo suportar uma auto-estrada cujas exigências de limitação das deformações em serviço são bastante elevadas. Desta forma, o projectista concebeu soluções que protegessem o solo do corpo do aterro dos ciclos molhagem-secagem, uma das principais acções que levam à degradação das propriedades das margas, através de sistemas de drenagem. Para além disso, ao solo situado na superfície dos taludes foi prescrita a adição de cal com o objectivo principal de reduzir o potencial expansivo do solo aí situado, mas também com o intuito de reduzir a permeabilidade, dificultando assim o acesso da água ao corpo do aterro.

Para a análise das deformações ao longo do tempo do aterro, foi desenvolvido um modelo numérico com o programa de cálculo CODE\_BRIGTH. Este último permite efectuar uma análise termo-hidro-mecânica acoplada utilizando um modelo constitutivo para solos não saturados denominado BBM (Barcelona Basic Model). O intervalo de tempo tido para a simulação vai desde o início da construção do aterro e estende-se até finais do ano de 2008. Os resultados numéricos obtidos para a evolução do teor em água, deslocamento vertical e deslocamento horizontal obtidos até finais do ano de 2007 são comparados com os registos provenientes dos aparelhos instalados no aterro para validação do modelo.

A dissertação encontra-se estruturada por capítulos onde no presente Capítulo 1 “Introdução”, é feito um enquadramento geral do trabalho e uma breve descrição dos assuntos e/ou trabalhos abordados em cada um dos capítulos subsequentes.

No Capítulo 2 “Fundamentos Teóricos”, são apresentados os conceitos teóricos dos fenómenos envolvidos e que irão fundamentar os resultados obtidos neste estudo.

No Capítulo 3 “Descrição do Aterro em Estudo”, descreve-se a geometria do aterro, são dadas a conhecer algumas opções tomadas pelo projectista e expõe-se resumidamente os dados existentes em bibliografia diversa referente aos ensaios e trabalhos desenvolvidos anteriormente para caracterização do solo utilizado na construção do aterro. Por fim, é feita uma descrição pormenorizada da instrumentação da qual o aterro foi alvo.

No Capítulo 4 “Ensaio Laboratoriais”, descrevem-se os ensaios efectuados neste trabalho que visam permitir caracterizar as deformações por fluência no aterro e obter informação complementar àquela existente no Capítulo 3.

No Capítulo 5 “Modelo Numérico do Aterro”, são brevemente apresentadas as equações de equilíbrio que o programa de cálculo resolve, descreve-se a geometria do modelo numérico e dá-se a conhecer os valores usados para os parâmetros da parte mecânica, parte hidráulica e parte térmica. Por último, são apresentados os dados *input* utilizados no modelo.

No Capítulo 6 “Análise de Resultados”, são avaliados os resultados provenientes do modelo numérico, nomeadamente deslocamento horizontal, teor em água e deslocamento vertical. Todas estas variáveis são comparadas com leituras *in situ*, tanto na fase construtiva como na fase de serviço, com excepção do deslocamento horizontal que apenas é analisado para a fase construtiva. São também apresentadas estimativas para estas variáveis para o ano de 2008.

No Capítulo 7 “Conclusões e Desenvolvimentos Futuros”, faz-se uma síntese das conclusões que decorreram do âmbito desta dissertação e sugerem-se futuros projectos que conduzam a um maior aprofundamento de questões surgidas durante este trabalho.

## 2. Fundamentos Teóricos

O aterro da auto-estrada A10 a que este trabalho se dedica é formado por margas compactadas. As margas compactadas são constituídas por fragmentos de marga cujas propriedades hidromecânicas, nomeadamente resistência, rigidez e expansibilidade, se alteram se forem submetidas, por exemplo, a ciclos molhagem-secagem (Gullà *et al.*, 2006 e Pineda *et al.*, 2006).

Para o caso de aterros constituídos por margas compactadas, é expectável a ocorrência de assentamentos durante a sua fase de exploração como consequência directa das características evolutivas, mencionadas anteriormente, de cada um dos fragmentos de rocha que os constituem. Estes assentamentos serão tanto mais importantes quanto maior a dimensão dos fragmentos e a quantidade de água no interior do aterro (Cardoso, 2009).

De acordo com Maranhã das Neves (2004), o assentamento total que um solo saturado sofre pode ser dividido, de um modo geral, nas seguintes três parcelas: i) Assentamento imediato ou de compressão elástica; ii) Assentamento primário ou de consolidação hidromecânica; iii) Assentamento secundário ou de fluência.

O assentamento imediato está directamente relacionado com a rigidez de um solo, a qual por sua vez depende do peso volúmico aparente seco do mesmo. É por esta razão que para solos compactados, e caso não sejam utilizadas outras “técnicas de melhoramento de solos” que não a densificação por compactação (Santos Pereira, 2005), este assentamento é facilmente controlável através da prescrição de uma energia de compactação e teor em água adequado às solicitações.

O assentamento primário é próprio de solos saturados que exibam um comportamento não drenado, ou seja, solos pouco permeáveis.

O assentamento secundário diz respeito a deformações a tensão constante e é um tipo de deformação que ocorre lentamente, fazendo-se sentir já numa fase avançada e de serviço de uma obra geotécnica.

Alonso (2004a) apresenta leituras *in situ* que mostram que o teor em água num aterro varia constantemente como resposta a factores ambientais podendo-se distinguir duas etapas nesta variação. Uma primeira, típica da fase construtiva, e onde o valor do teor em água evolui de forma irreversível até ao equilíbrio. Uma segunda, afecta ao clima, e onde a variação do teor em água oscila em torno do valor de equilíbrio.

Variando o valor do teor em água, varia igualmente uma propriedade de grande relevância na análise de solos parcialmente saturados, a sucção. A relação entre estas duas entidades é estabelecida pela curva de retenção característica do solo.

Ao compactar um solo com uma determinada energia de compactação e um determinado teor em água, está-se a conferir ao mesmo uma estrutura intrínseca única. Ao ocorrerem variações

do teor em água essa estrutura altera-se e, como consequência, podem-se dar fenómenos de instabilidade volumétrica.

Ainda relacionado com as variações do teor em água, temos que quando um aterro experimenta um aumento desta variável, e na eventualidade do seu solo possuir uma determinada gama de minerais argilosos, o fenómeno de expansibilidade, que se traduz numa variação de volume devida a esses minerais, pode ocorrer.

O cálculo das deformações que resultam dos processos de equilíbrio de teores em água por interação com a atmosfera é feito de acordo com o modelo constitutivo BBM.

## 2.1 Degradação de Rochas Argilosas

Margas compactadas são um tipo de solo que resulta da compactação de fragmentos de marga. Pelo facto de ser composta principalmente por argila, marga é denominada de rocha argilosa e esta última tem como uma das suas principais características o facto de ser evolutiva, ou seja, face à descompressão e/ou exposição a condições atmosféricas, dá-se uma degradação das suas propriedades hidromecânicas, tais como perda de rigidez e de resistência, aumento da expansibilidade, entre outras (Alonso & Pineda, 2006; Gullà *et al.*, 2006; Pineda *et al.*, 2006; Cafaro & Cotecchia, 2001). De entre as condições atmosféricas, os ciclos molhagem-secagem são dos fenómenos que mais contribuem para a alteração das propriedades mencionadas (Gullà *et al.*, 2006).

De acordo com Alonso & Pineda (2006) quase todos os autores dividem a degradação sofrida por uma rocha argilosa em dois grupos, Degradação Física e Degradação Química.

O mesmo autor citando Mitchell (1976, 1993) e Taylor & Spears (1986), estipula que degradação física é toda aquela que produz fissuração sem alteração mineralógica, e a degradação química está conotada com a presença de água que potencia reacções químicas complexas entre os minerais da rocha. Em ambas, ar e água são os principais responsáveis por tais fenómenos (Gullà *et al.*, 2006)

Como exemplos de degradação física tem-se (Alonso & Pineda, 2006):

- Descompressão – conduz ao empoamento do solo;
- Mudanças de temperatura – conduzem a mudanças de pressão nos poros o que pode originar planos de cedência;
- Ciclos molhagem-secagem – conduzem a deformações plásticas que podem originar fissuras na rocha. Estas fissuras proporcionam uma mais fácil penetração da água na rocha.

Um aterro é uma obra geotécnica que interage com o clima através das suas superfícies expostas. Para o aterro em estudo os ciclos molhagem-secagem provocados pelo clima podem

originar nos fragmentos de rocha que compõem as margas compactadas as alterações atrás referidas e com repercussões no comportamento global do aterro.

Materiais evolutivos compactados, tal como as margas compactadas, advogam um modelo constitutivo específico para reproduzir o seu comportamento. Tais modelos estão em fase de investigação e até à data conhece-se o trabalho desenvolvido por Cardoso (2009) que procura, com base no BBM (Alonso *et al.*, 1990) e em modelos constitutivos para materiais expansivos compactados, criar uma formulação adequada.

Em virtude da carência deste tipo de modelos constitutivos, opta-se por fazer a análise dos assentamentos do aterro utilizando o BBM acrescido de parâmetros relativos à viscosidade. Estes últimos são utilizados para se conseguir reproduzir as deformações que ocorrem por degradação das propriedades mecânicas e aquelas que ocorrem devido à fluência. Como se verá adiante as margas compactadas que formam o aterro cumprem os requisitos exigidos pelo BBM e desta forma tornam legítima a sua utilização.

## 2.2 Curva de Compactação

A compactação é um processo mecânico que, através de uma aplicação repetida de cargas ao solo, conduz a uma diminuição do seu volume, e portanto a uma diminuição do índice de vazios ( $e$ ) e a um aumento do peso volúmico aparente seco ( $\gamma_d$ ). Esta redução de volume é resultado, sobretudo, da expulsão de ar dos vazios do solo, não ocorrendo significativa alteração do teor em água nem alteração no volume das partículas sólidas durante a compactação (Santos, 2008).

Esta técnica de melhoramento das propriedades de um solo faz com que a área de contacto entre partículas sólidas aumente, aumentando assim a resistência do solo. Atendendo a que no processo de compactação se dá uma diminuição do índice de vazios, diminui também a deformabilidade e a permeabilidade.

A compactação de um solo é medida através da relação entre o respectivo peso volúmico aparente seco e o teor em água ( $w$ ) correspondente. Esta duas entidades podem ser calculadas pelas expressões (2.1) e (2.2), respectivamente.

$$\gamma_d = \frac{W/V}{1+w} = \frac{\gamma_h}{1+w} \quad (2.1)$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} 100 (\%) \quad (2.2)$$

Onde,

$W$  – peso total da amostra;

$V$  – volume da amostra;

$W_w$  – peso da quantidade de água na amostra de solo;

$W_s$  – peso das partículas sólidas na amostra de solo.

Na Figura 2.1 representa-se o aspecto que uma curva de compactação possui. Os ensaios que levam ao seu traçado têm a sua génese no trabalho desenvolvido por Proctor (1933).

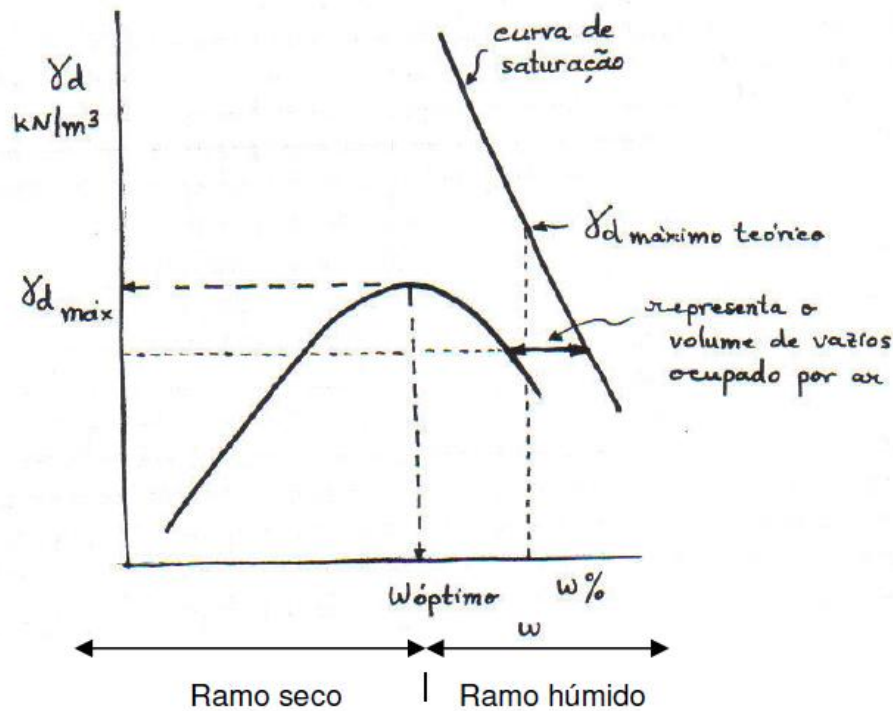


Figura 2.1 – Curva de Compactação e Curva de Saturação de um solo com material fino (Santos Pereira, 2005)

O valor máximo no eixo das ordenadas corresponde ao peso volúmico aparente seco máximo ( $\gamma_{d, \text{max}}$ ) e à abcissa correspondente o teor em água ótimo ( $w_{\text{opt}}$ ).

O lado esquerdo da curva, onde os teores em água são inferiores ao ótimo, designa-se ramo seco, e o lado direito da curva, onde os teores em água são superiores ao ótimo, designa-se ramo húmido.

Ainda na mesma figura está representada a curva de saturação que é aquela que se obtém quando o volume de vazios está totalmente preenchido por água, ou seja, quando o solo apresenta um grau de saturação ( $S_r$ ) de 100%. Esta curva é denominada de teórica pois o processo de compactação não consegue expulsar a totalidade do ar existente dos vazios do solo.



O tipo de solo, ou mais precisamente a respectiva granulometria, a forma e densidade das partículas sólidas e a quantidade e tipo de minerais de argila no solo, são factores que influenciam a forma e posição relativa da curva de compactação (Santos Pereira, 2005). A forma da curva de compactação apresentada na Figura 2.1 é representativa de solos com material fino (dimensões de partículas inferiores a 0,06 mm), ou seja, com uma percentagem significativa de argila e silte.

Uma curva de compactação depende da energia de compactação aplicada. Para um mesmo solo verifica-se que a um aumento da energia de compactação, corresponde uma curva de compactação que, relativamente à de menor energia, está deslocada para cima e para a esquerda. Tal facto é ilustrado na Figura 2.2.

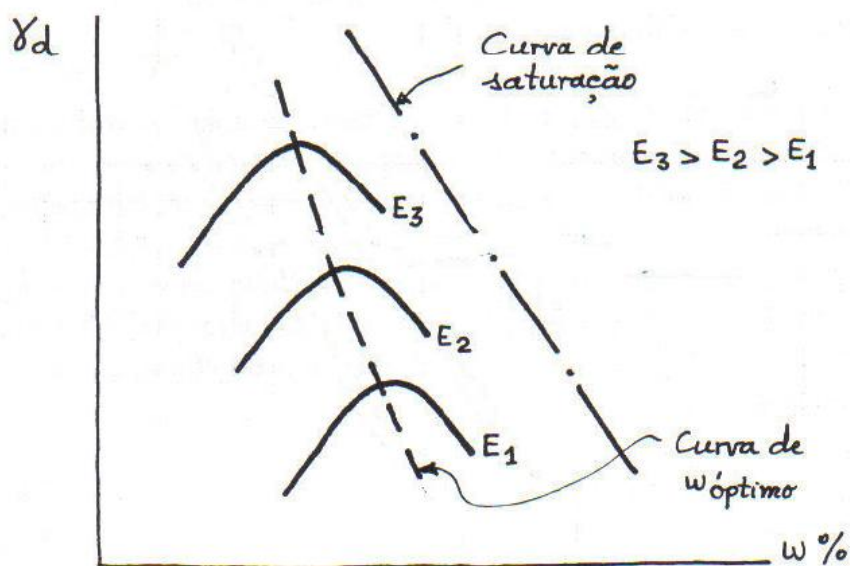


Figura 2.2 – Influência da energia específica de compactação (Santos Pereira, 2005)

### 2.3 Compressibilidade, Rigidez, Resistência e Sobreconsolidação

Na Secção 2.2 afirmou-se que a compactação aumenta a resistência e a rigidez de um solo.

Admitindo um estado de deformação unidimensional, o ensaio edométrico fornece um parâmetro designado por Módulo Edométrico ( $M'$ ) que é inversamente proporcional à Compressibilidade Unidimensional ( $m_v$ ) (Maranha das Neves, 2004).

$$M' = \frac{1}{m_v} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = \frac{d\sigma'}{\frac{\Delta e}{1+e_i}} \quad (2.3)$$

Quanto maior a energia de compactação, menor o índice de vazios e consequentemente menor a deformabilidade. Se a deformabilidade diminui, o solo torna-se mais rígido. Essa rigidez é medida através do módulo edométrico.

Para energias de compactação cada vez mais elevadas, atingem-se valores de tensão efectiva média de cedência ( $p'_y$ ) cada vez maiores, ou seja, podemos encarar a compactação como uma forma de aumentar o grau de sobreconsolidação ( $R_p$ ) do solo, com consequente aumento da dimensão do intervalo de tensões para o qual o solo exhibe comportamento elástico.

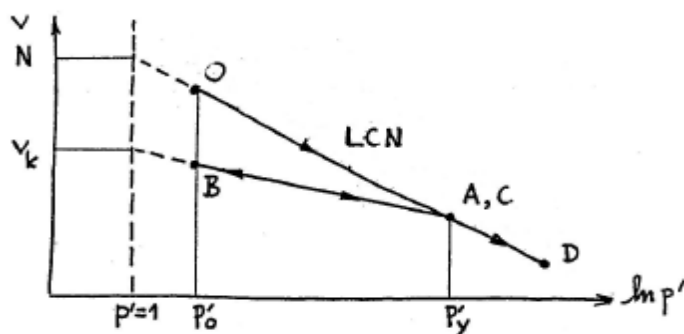


Figura 2.3 – Sobreconsolidação (Maranha das Neves, 2004)

O grau de sobreconsolidação indica-nos a maior ou menor resposta em regime elástico que um solo pode experimentar quando se encontra com uma determinada tensão efectiva média aplicada  $p'_0$ , e o seu valor pode ser determinado de acordo com a expressão (2.4).

$$Rp = \frac{p'_y}{p'_0} \quad (2.4)$$

Um solo mais sobreconsolidado apresenta menor compressibilidade, maior rigidez e maior resistência do que um solo menos sobreconsolidado pois apresenta uma maior trajectória em regime elástico.

## 2.4 Sucção no Solo Compactado

A sucção total ( $\psi$ ) num solo resulta da soma da sucção matricial ( $u_a - u_w$ ) e da sucção osmótica ( $\pi$ ) (Fredlund & Rahardjo, 1993).

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.5)$$

Onde,

$u_a$  – pressão do ar nos poros do solo;

$u_w$  – pressão da água nos poros do solo.

Ainda de acordo com Fredlund & Rahardjo (1993), a sucção matricial varia em resposta às alterações das condições atmosféricas, enquanto que a sucção osmótica relaciona-se com os sais existentes na água retida nos poros do solo e é responsável por alterações mecânicas se induzir a mudanças na composição química da água capilar.

Pesquisas feitas no âmbito da sucção total, matricial e osmótica mostram que a maior parte dos problemas que envolvem solos não saturados resultam das variações do clima e, conseqüentemente, as variações da sucção matricial podem substituir as variações da sucção total, especialmente se se estiver a tratar de solos com um teor em água elevado (>20%) (Fredlund & Rahardjo, 1993).

$$\Delta\psi \approx \Delta(u_a - u_w) \quad (2.6)$$

A sucção total num solo pode ser calculada através da Lei psicométrica (2.7).

$$\psi = -\frac{RT}{\frac{1}{\rho_w} w_v} \ln(HR) \quad (2.7)$$

Onde,

$\psi$  - sucção total (kPa);

R – constante universal dos gases perfeitos [i.e. 8,31432 J mol<sup>-1</sup> K<sup>-1</sup>];

T – temperatura absoluta [i.e. T=(273,16+t<sup>0</sup>) (K)];

t<sup>0</sup> – temperatura (°C);

$\rho_w$  - massa volúmica da água [i.e.  $\rho_w = 1007,9e^{-4,573 \times 10^{-4} T}$  (kg/m<sup>3</sup>)];

w<sub>v</sub> – massa molecular do vapor de água [i.e. 18,016 kg/kmol];

HR – humidade relativa (%)

Face ao exposto anteriormente, sugere-se de agora em diante e para este trabalho, a conotação do termo sucção (s) à sucção matricial.

$$s = u_a - u_w \quad (2.8)$$

A Figura 2.4 mostra a relação entre a sucção e as curvas de compactação no plano (w;γ<sub>d</sub>) para uma argila siltosa vermelha de Barcelona (Alonso, 2004a).

Verifica-se que à medida que o teor em água do solo diminui, a sucção é essencialmente controlada por essa mesma variável, tendo o peso volúmico aparente seco pouca influência para o seu valor.

Em Alonso (2004a) o autor denota uma variação dos valores de sucção para solos com diferentes índices de plasticidade (IP). A Figura 2.5 pretende elucidar acerca dessa variação.

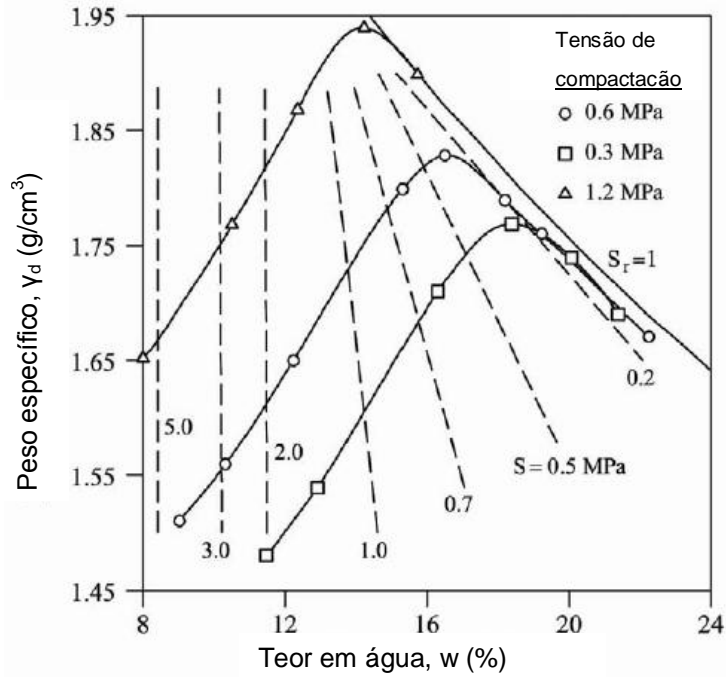


Figura 2.4 – Sucção medida em amostras de argila siltosa vermelha de Barcelona, compactadas estaticamente e com  $w_L = 30,5\%$  e  $IP = 11,8\%$  (Alonso, 2004a)

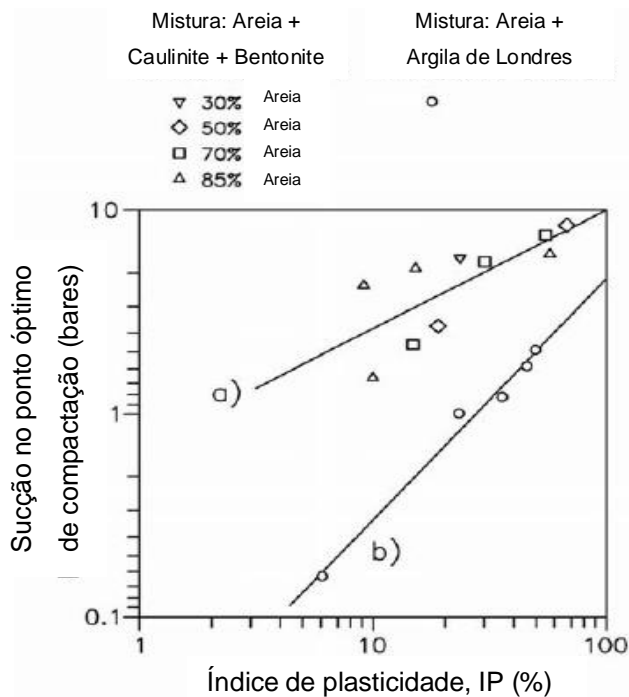


Figura 2.5 – Sucção medida no ponto ótimo de compactação em função do índice de plasticidade, de acordo com os dados de a) Acar & Nyeretse (1992); b) Marinho & Chandler (1993) (Alonso, 2004a)

Conclui-se deste modo que próximo do ponto ótimo da curva de compactação, onde é usual os solos serem compactados, o valor da sucção inicial depende da composição do solo (Alonso, 2004a).

## 2.5 Curva de Retenção

A curva de retenção de um solo traduz, entre outras propriedades, a correspondência entre o teor em água do solo e a sucção nele instalada (Fredlund & Rahardjo, 1993).

De entre várias formulações que dão a relação entre os dois parâmetros mencionados, adopta-se neste trabalho a expressão (2.9) sugerida por van Genuchten (1980).

$$S_r = \left[ 1 + \left( \frac{u_a - u_w}{P} \right)^{\frac{\lambda}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (2.9)$$

Onde,

$S_r$  – grau de saturação;

$P$  – pressão de entrada de ar;

$\lambda$  – constante de calibração

## 2.6 Estrutura de Solos Argilosos Compactados

Santos Pereira (2005) e Alonso (2004a), citando Lambe (1958), postulam que a microestrutura dos solos argilosos compactados, de agora em diante denominada de estrutura, é influenciada não só pelo ramo da curva de compactação a que pertencem, mas também pela energia de compactação a que são submetidos. A Figura 2.6 mostra a relação entre estas 3 entidades, estrutura, ramo da compactação e energia de compactação.

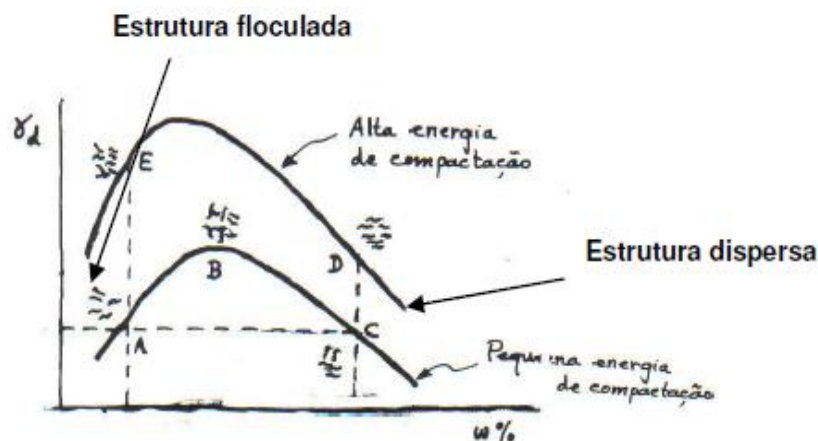


Figura 2.6 – Efeito da compactação na estrutura de solos argilosos (Santos Pereira 2005)

Se a compactação se fizer pelo ramo seco (teor em água inferior ao ótimo) as partículas apresentam uma estrutura floclada ou aberta, caracterizada por uma orientação aleatória das

mesmas, Figura 2.7. Para o caso da compactação ser feita pelo ramo húmido (teor em água superior ao óptimo) as partículas apresentam uma estrutura dispersa ou fechada, caracterizada por uma orientação dominante da posição das mesmas devido ao aumento das forças repulsivas entre partículas sólidas induzidas pela água, Figura 2.8.

O aumento da energia de compactação favorece o paralelismo entre partículas por aumentar o peso volúmico aparente seco (Santos Pereira, 2005).

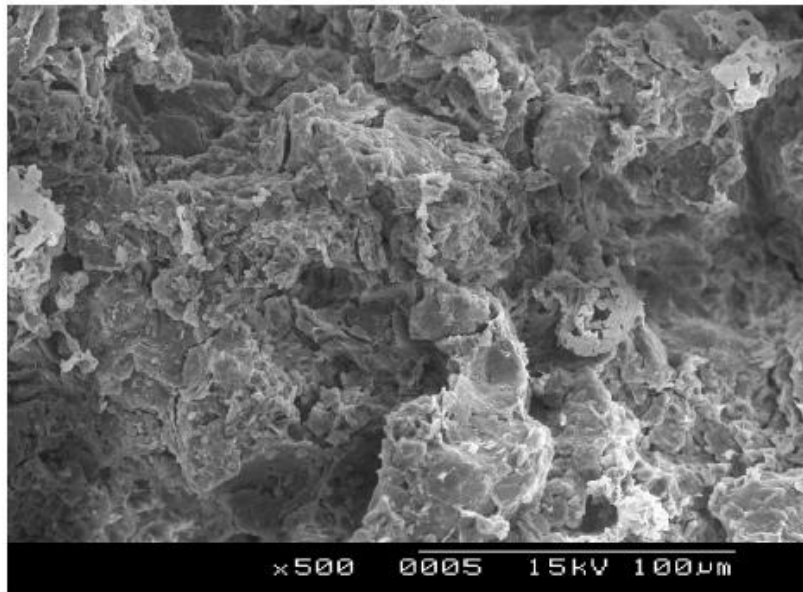


Figura 2.7 – Microfotografia de uma argila siltosa de Barcelona compactada no ramo seco (Alonso, 2004a)

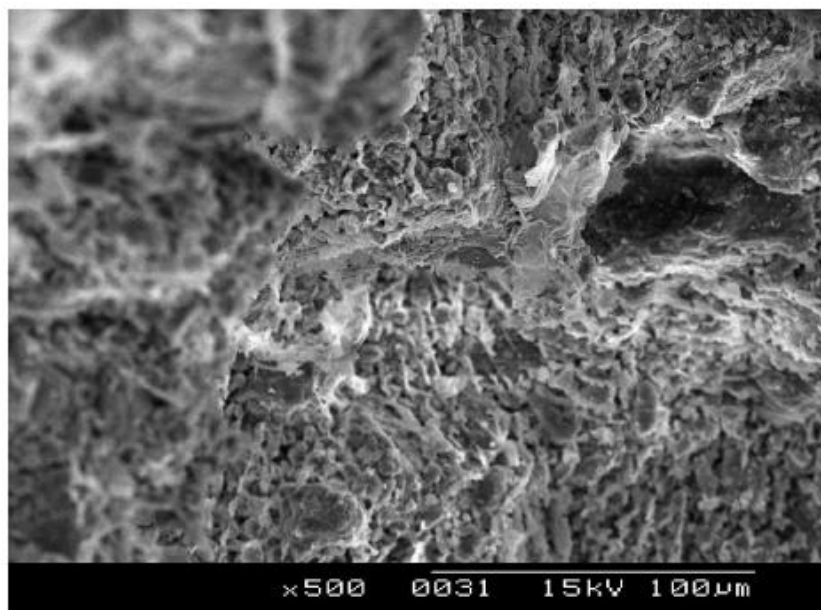
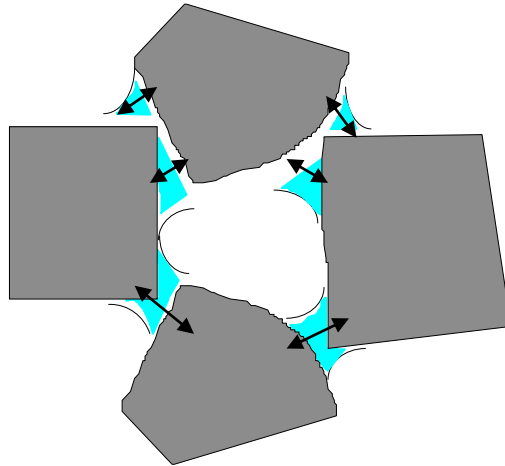


Figura 2.8 – Microfotografia de uma argila siltosa de Barcelona compactada no ramo húmido (Alonso, 2004a)

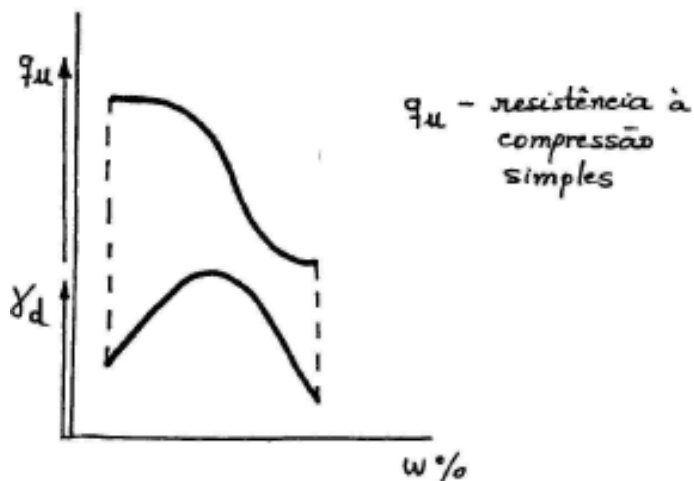
Comparando as Figuras 2.7 e 2.8, constata-se que na primeira é possível observar agregados de argila independentes, enquanto que na segunda tal observação se torna bastante difícil.

Numa estrutura aberta, característica da compactação pelo ramo seco, surgem forças de ligação entre os agregados devido à capilaridade, Figura 2.9.



**Figura 2.9 – Forças de ligação entre agregados num solo compactado no ramo seco que surgem devidas à capilaridade**

Estas forças, que são quantificadas através da sucção instalada, conferem ao solo uma estrutura mais resistente e mais estável do que se comparada com uma estrutura que advém da compactação pelo ramo húmido. Tal facto é ilustrado na Figura 2.10.



**Figura 2.10 – Efeito da compactação na resistência de solos argilosos (Santos Pereira, 2005)**

Embora a compactação pelo ramo seco confira melhores propriedades mecânicas, há que realçar a questão das variações volumétricas quando um solo argiloso compactado é sujeito a aumentos de teor em água por força, por exemplo, da exposição às condições atmosféricas.

Constata-se que aquando de um aumento de teor em água, um solo argiloso compactado pelo ramo seco vê a sua resistência diminuir mais do que se tivesse sido compactado pelo ramo húmido. Isto faz com que solos compactados pelo ramo seco tenham uma maior tendência para o colapso ou diminuição de volume (Santos, 2008).

A relação entre a estrutura resultante da compactação do lado seco ou húmido e as suas implicações nas variações volumétricas do solo compactado, quando sujeito a aumento do teor em água, ilustra-se melhor na análise das alterações de porosimetrias descrita no Secção 2.7.

## 2.7 Porosimetria do Solo Compactado

Ensaio de porosimetria são realizados com o intuito de averiguar a distribuição e tamanho dos poros existentes no solo. A classificação do tamanho destes pode ser feita de acordo com o Quadro 2.1.

**Quadro 2.1 – Classificação do tamanho dos poros de um solo (Muñoz, 2006)**

<b>Diâmetro dos poros (nm)</b>	<b>Classificação</b>
$1000 < d < 100000$	Poros Macro
$100 < d < 1000$	Poros Médios
$20 < d < 100$	Poros Micro
$d < 20$	Poros Ultra-micro

Mostram-se de seguida os resultados de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio em duas amostras da argila siltosa de Barcelona cujas microfotografias se encontram nas Figuras 2.7 e 2.8. Uma das amostras foi compactada pelo ramo seco (série DD) e a outra foi compactada pelo ramo húmido (série WW). O resultado dos ensaios está representado na Figura 2.11.

Pela análise dos resultados denota-se que a amostra compactada no ramo seco, DD, possui uma quantidade apreciável de poros macro se comparada com a amostra compactada no ramo húmido, WW.

Em virtude dos resultados obtidos pode-se afirmar que aos solos compactados no ramo seco, ou seja, aos solos que possuam uma estrutura floclada, estão associados poros de grande dimensão.



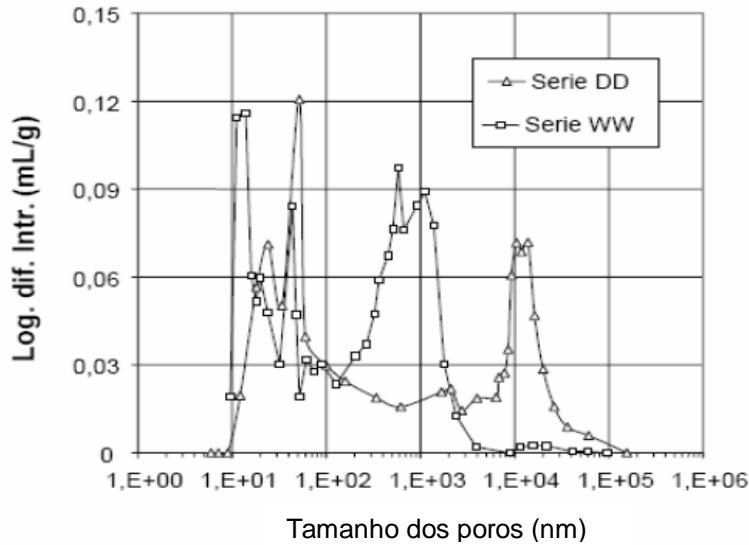
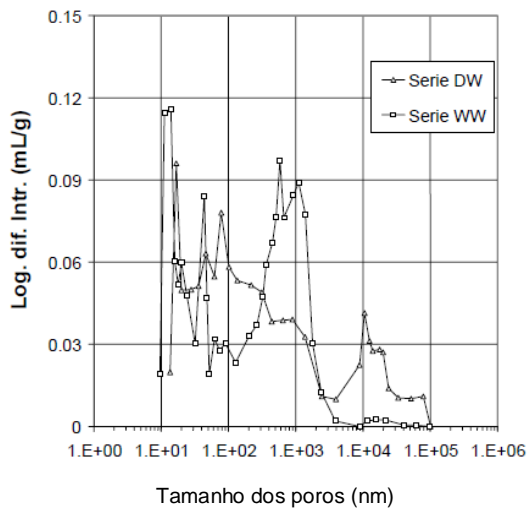


Figura 2.11 – Porosimetrias de amostras compactadas do lado seco (série DD) e húmido (série WW) de uma argila siltosa de Barcelona (Alonso, 2004a)

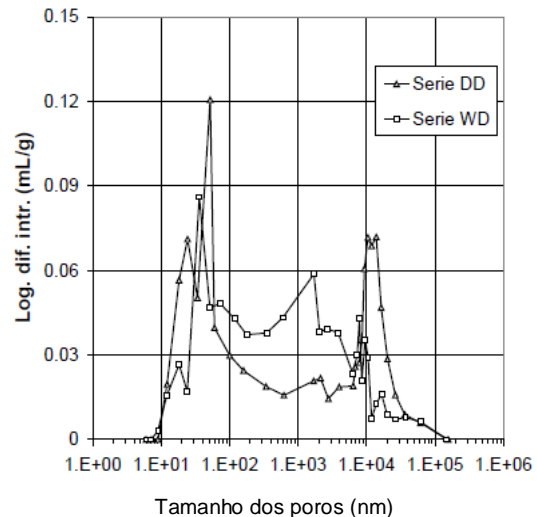
Com as amostras compactadas no ramo húmido e ramo seco, o autor desenvolveu ensaios para estudar a modificação da porosimetria do solo quando submetido a mudanças de sucção. A Figura 2.12 foi elaborada através desses ensaios.

Na Figura 2.12a) está representada a porosimetria do solo compactado no ramo seco e sujeito a molhagem (série DW). Já na Figura 2.12b) tem-se a porosimetria do solo compactado no ramo húmido e sujeito a secagem (série WD).

Embora com histórias diferentes, as amostras WW e DW, bem como as DD e WD correspondem ao mesmo estado final no plano ( $w; \gamma_d$ ).



a)



b)

Figura 2.12 – Comparação das porosimetrias de amostras compactadas de argila siltosa de Barcelona. a) Amostra compactada do lado seco e posteriormente humedecida (série DW) e amostra compactada do lado húmido (série WW); b) Amostra compactada do lado húmido e posteriormente secada (série WD) e amostra compactada do lado seco (série DD) (Alonso, 2004a)

No ensaio WD é visível um aumento de poros macro, sendo que se comparado com a amostra DD esta última possui maior quantidade do mesmo tipo de poros, muito devido àqueles cujo tamanho é superior a  $7E+03$  nm.

Por sua vez, na amostra DW observa-se a quantidade de poros macro diminuir.

Em ambos os casos se chega à evidência que a distribuição de poros micro e ultra-micro não se vê muito alterada pelos processos de molhagem ou secagem.

Associando a constatação evidenciada na Secção 2.6, na qual solos compactados pelo ramo seco possuem maior tendência para o colapso quando sujeitos a aumentos de teor em água, com os resultados obtidos nos ensaios apresentados, conclui-se que tal fenómeno está associado à diminuição de poros de grandes dimensões. Quanto maior a diminuição deste tipo de poros, maior o colapso. Esta diminuição ocorre pois o aumento da quantidade de água no solo quebra as forças de capilaridade existentes.

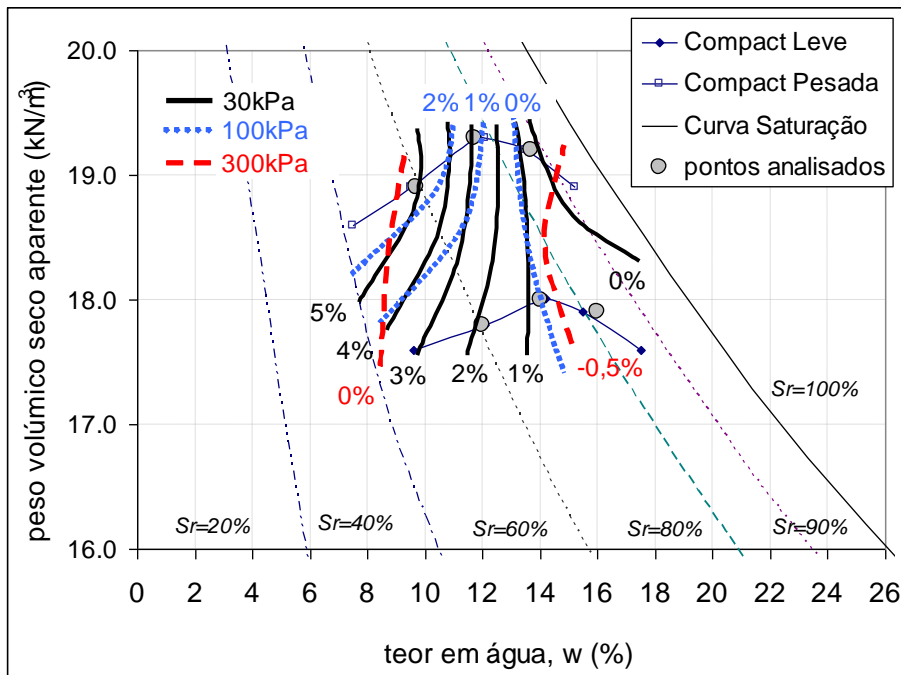
## **2.8 Expansibilidade**

A expansibilidade é uma característica própria de solos finos com uma percentagem significativa de argila. Este fenómeno traduz-se numa variação de volume não desprezável do solo quando submetido a um aumento do teor em água. Este comportamento é consequência da hidratação de minerais argilosos como esmectite, montemorilonite, bentonite e caulinite, entre outros (Godinho, 2007).

A variação de volume durante molhagem sob tensão constante pode ocorrer em forma de expansão/empolamento (aumento de volume) ou colapso (diminuição de volume). O modo como varia o volume do solo depende do nível de tensão instalado, da energia de compactação e do ramo da curva de compactação.

No caso de aterros, este aumento do teor em água pode ocorrer quando se tem, por exemplo, drenagem deficiente das águas das chuvas ou ascensão do nível freático. As infiltrações de água em fase líquida e gasosa através das superfícies de contacto entre o aterro e a atmosfera são também bastante importantes para as variações do teor em água nas camadas superficiais, onde os fenómenos de expansibilidade são mais significativos pois as tensões verticais são baixas.

Na Figura 2.13 apresenta-se a carta de expansibilidade referente às margas compactadas do aterro em estudo e onde se pode ver como a expansibilidade varia de acordo com as três entidades referidas.



**Figura 2.13 – Carta de expansibilidade das margas compactadas medidas na embebição sob tensões verticais diferentes (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)**

As extensões volumétricas por efeito da expansibilidade são expressas em percentagem (%), e são calculadas de acordo com a expressão (2.10). Neste trabalho convencionou-se que valores positivos de extensões volumétricas correspondem a empolamento, enquanto que valores negativos estão inerentes a colapso.

$$\varepsilon_v = \frac{V_f - V_i}{V_i} \times 100 \quad (\%) \quad (2.10)$$

Onde,

$V_f$  – volume final do solo após saturação;

$V_i$  – volume inicial do solo.

Da análise da Figura 2.13 podemos chegar às seguintes conclusões:

- Quanto maior a tensão vertical instalada, menor a extensão volumétrica para empolamentos e maior (em módulo) a extensão volumétrica para colapsos. Não obstante o disposto realça-se que fixando um intervalo para o teor em água, a gama de valores da expansibilidade tende a diminuir com o aumento da tensão vertical;
- Solos com maiores energias de compactação são mais sensíveis a variações do teor em água em termos de expansibilidade;
- A expansibilidade tem menor expressão no ramo húmido da curva de compactação. Tal é verdade pois para estes casos a sucção inicial é baixa, não se notando mudanças significativas de teor em água aquando da saturação (Alonso, 2004a).

Uma análise mineralógica permite identificar a existência ou não de minerais expansivos e assim prever o comportamento do solo. Outro método, se bem que menos específico, tem vindo a ser sugerido por vários autores e consiste na existência de uma relação entre os limites de consistência e a expansibilidade expectável. No Quadro 2.2 apresentam-se alguns dos valores propostos, sintetizados por White & Bergeson (2002) e referidos por Maranha das Neves & Cardoso (2008).

**Quadro 2.2 – Relações entre os limites de consistência e a expansibilidade expectável sugeridas por vários autores e sintetizadas por White & Bergeson (2002) (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)**

Autores	Relação e potencial expansivo		
Holtz & Gibbs	IP<18% 15%<IP<28% 25%<IP<41% IP>35%		Baixa Média Alta Muito Alta
Seed et al	IP<15% 10%<IP<30% 20%<IP<55% IP>40%		Baixa Média Alta Muito Alta
U.S. Department of the Army	$W_L < 50\%$ $50\% \leq W_L \leq 60\%$ $W_L > 60\%$	IP<15% 10%<IP<30% 20%<IP<55%	Baixa Média Alta

## 2.9 Barcelona Basic Model

O BBM (Barcelona Basic Model) (Alonso *et al.*, 1990) é um modelo constitutivo elastoplástico com endurecimento, baseado no modelo Cam Clay Modificado, dirigido a solos parcialmente saturados pouco ou moderadamente expansivos, e que fornece a formulação matemática para o comportamento destes, nomeadamente: i) dependência da rigidez com a sucção instalada; ii) variações volumétricas (expansão ou colapso) elásticas e/ou plásticas por alteração da sucção.

Embora o BBM permita que se trabalhe com estados triaxiais de tensão, no presente trabalho é dada relevância à aplicabilidade deste modelo constitutivo a estados isotrópicos de tensão ou em condições edométricas. Justifica-se esta escolha através do estado plano de deformação instalado no aterro em estudo e por se pretender fazer uma análise em condições de serviço, onde são motivo de estudo as deformações e não a estabilidade.

Para estados isotrópicos de tensão, as variáveis independentes são a tensão média total descontada da pressão atmosférica ( $p$ ) (de agora em diante denominada apenas de tensão média) e a sucção ( $s$ ), definidas de acordo com as expressões (2.11) e (2.8), respectivamente.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - p_{atm} \quad (2.11)$$

Onde,

$\sigma_1$  – tensão principal segundo a direcção 1;

$\sigma_2$  – tensão principal segundo a direcção 2;

$\sigma_3$  – tensão principal segundo a direcção 3;

$p_{atm}$  – pressão atmosférica

Para uma melhor exposição do BBM apresenta-se a Figura 2.14.

Em analogia com o que está formulado para os solos saturados, é possível estabelecer uma relação entre o volume específico ( $v$ ) e a tensão média total, para uma dada sucção.

A LCN (Linha de Compressão Normal) é definida pela seguinte expressão:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.12)$$

Onde,

$\lambda(s)$  – índice de compressibilidade isotrópica para uma sucção  $s$ ;

$p^c$  – tensão média de referência para a qual se tem  $v = N(s)$

Para a escolha de  $p^c$  e  $N(s)$  é usualmente assumida a relação descrita pela expressão (2.13).

No entanto esta relação não deve ser vista como obrigatória.

$$\Delta v(p^c)|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (2.13)$$

Onde,

$\kappa_s$  – rigidez elástica para variações de sucção

O gradiente da LCN tende a aumentar com a diminuição da sucção, ou seja, há uma perda de rigidez. A determinação deste gradiente pode ser feita com base na expressão (2.14).

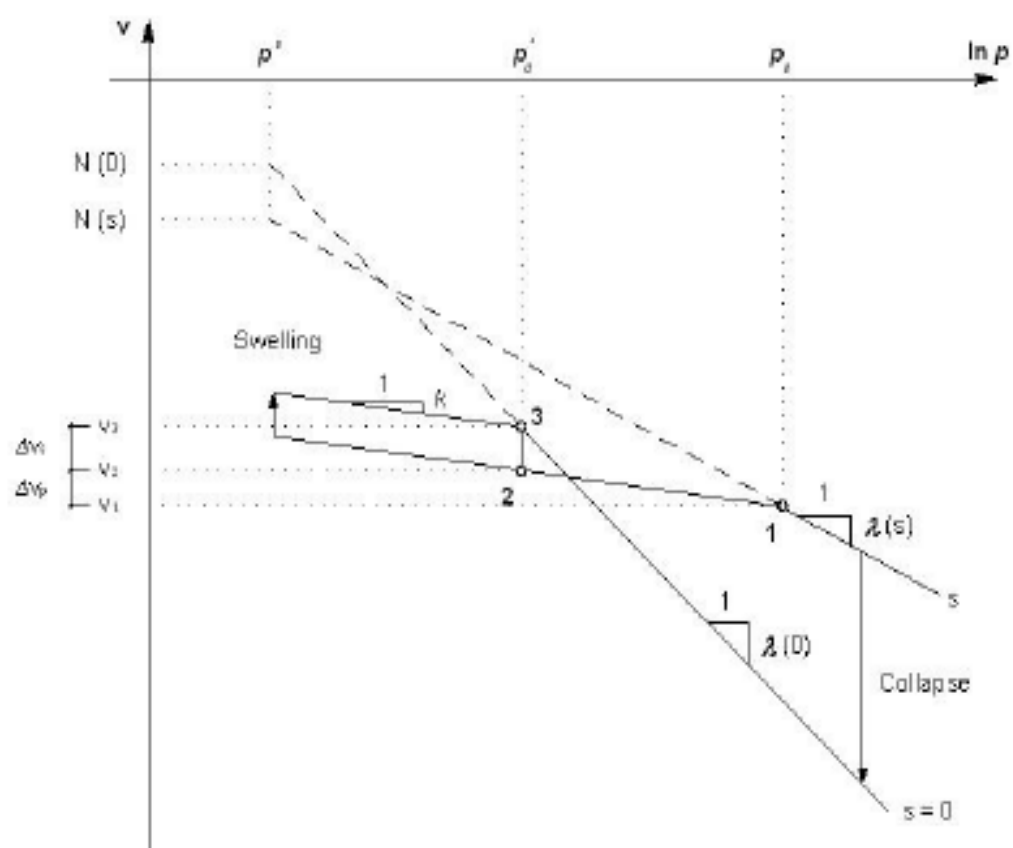
$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1 - r)e^{-\beta s} + r] \quad (2.14)$$

Onde,

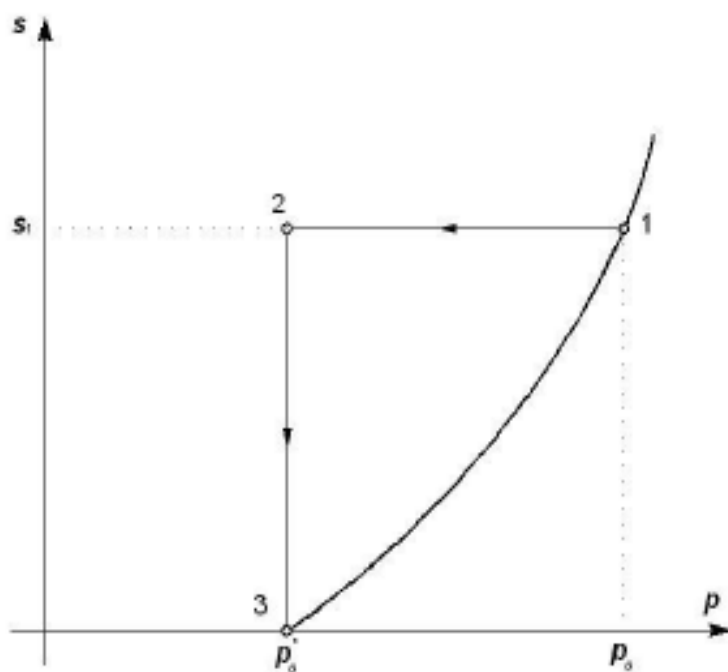
$\lambda(0)$  – índice de compressibilidade isotrópica para  $s=0$ ;

$r$  – constante dada por  $\lim_{s \rightarrow \infty} \frac{\lambda(s)}{\lambda(0)}$ ;

$\beta$  – constante que relaciona o incremento do gradiente com a sucção



(a)



(b)

Figura 2.14 – Análise do comportamento de um solo não saturado, moderadamente expansivo em regime elástico de acordo com o BBM: a) plano  $(\ln(p);v)$  e b) plano  $(p;s)$  (Alonso *et al.*, 1990)

A linha descarga-recarga é definida pela expressão (2.15) e assume-se que o seu declive é independente da sucção.

$$dv_p = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (2.15)$$

Onde,

$\kappa$  – índice de compressibilidade elástica isotrópica

Na Figura 2.14b) está representado o plano (p;s) e a curva LC (Loading-Collapse) que à semelhança da LCN é uma curva que limita o comportamento elástico. A curva LC é definida pela expressão (2.16).

$$\frac{p_0}{p^c} = \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (2.16)$$

Onde,

$p_0$  – tensão média de cedência para uma dada sucção s;

$p_0^*$  – tensão média de cedência quando o solo está saturado (s=0)

Uma curva LC pode ser definida pela tensão  $p_0$  e o valor de sucção correspondente, ou pela tensão  $p_0^*$ . Este facto leva a que a tensão  $p_0^*$  seja vista como um parâmetro de endurecimento, pois a sua posição define a dimensão do espaço elástico ilustrado na Figura 2.14b).

Na Figura 2.14 estão representadas duas trajectórias (1→2) e (2→3) para as quais se pretende fazer uma explicação do comportamento elástico nos planos (ln(p);v) e (p;s).

No estado 1 o solo apresenta uma sucção s, um volume específico  $v_1$  e encontra-se em compressão isotrópica virgem, ou seja, num limite elástico. Desta forma o ponto representativo deste estado situa-se sobre a LCN representativa da sucção s, no plano (ln(p);v) e sobre a LC representativa da tensão  $p_0^*$ , no plano (p;s).

O solo progride para o estado 2 por uma diminuição isotrópica de tensão a sucção constante. No plano (p;s) a trajectória do estado 1 para o estado 2 dá-se numa linha “horizontal” até se atingir o novo valor de tensão média aplicada. No plano (ln(p);v) a trajectória do estado 1 para o estado 2 dá-se segundo uma linha descarga-recarga com declive  $\kappa$ . Nesta mudança de estado há uma variação volumétrica elástica que se traduz num aumento do volume específico  $\Delta v_p$ .

O solo progride para o estado 3 através de uma molhagem ou redução da sucção, a tensão média constante. Admite-se que o solo é completamente saturado e portanto  $s=0$ . Tal como foi apresentado na Secção 2.8 quando se dá uma variação da sucção num solo com potencial expansivo, este pode sofrer empolamento ou colapso dependendo do nível de tensão instalado. A tensão média instalada é  $p_0^*$ , inferior ao valor da tensão média que resulta da intersecção das linhas  $\lambda(0)$  e  $\kappa$ . Como consequência desta relação o solo sofre empolamento o que faz com que o volume específico aumente de  $\Delta v_p$ , “saltando” directamente de uma linha descarga-recarga para outra do mesmo género. No caso específico da Figura 2.14 o solo apresenta uma tensão média aplicada igual à tensão média de cedência para s=0, o que faz

com que ao ser saturado o novo estado 3 se situe na intersecção da linha descarga-recarga com a LCN representativa de sucção nula.

O volume específico no estado 3 é dado pela expressão (2.17),

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \quad (2.17)$$

e onde  $\Delta v_p$  é calculado pela expressão (2.15) e  $\Delta v_s$  é calculado pela expressão (2.18).

$$dv_s = -\kappa_s \frac{ds}{(s+p_{atm})} \quad (2.18)$$

As trajectórias que foram abordadas situam-se no domínio elástico uma vez que a curva LC não foi cruzada e o valor da sucção não aumentou. O BBM estabelece que sempre que o solo experimente um valor de sucção que ultrapasse o máximo valor de sucção alguma vez atingido ( $s_0$ ) tem-se deformações volumétricas irreversíveis.

A Figura 2.15 mostra o espaço elástico no plano ( $p$ ;  $s$ ) delimitado pela curva LC e por uma nova linha denominada de SI (after Suction Increase) e definida pela expressão (2.19).

$$s = s_0 \quad (2.19)$$

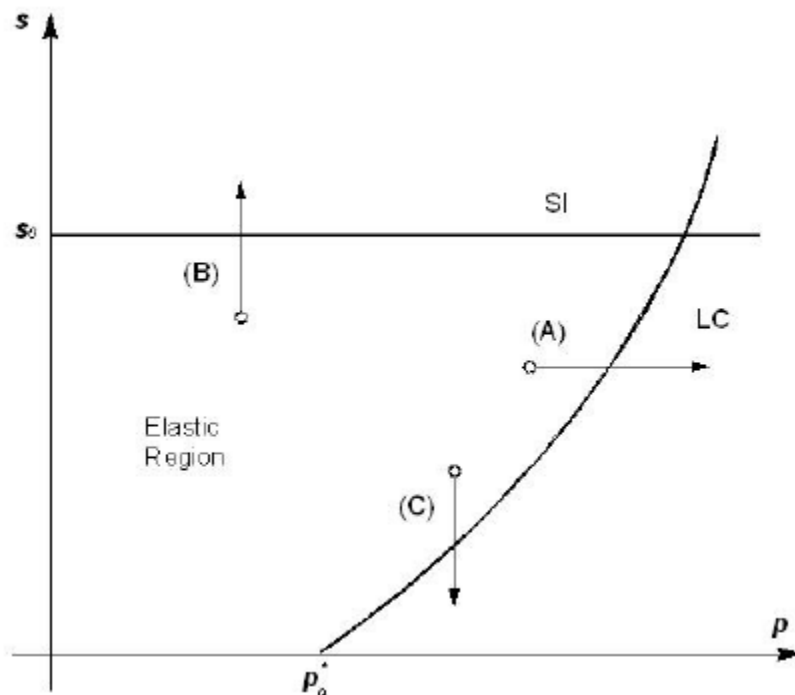


Figura 2.15 – Região elástica delimitada pela curva LC e pela linha SI no plano ( $p$ ;  $s$ ) e ainda trajectórias elastoplásticas (Alonso *et. al.*, 1990)



Chama-se a atenção para o facto de a molhagem no exemplo dado ter ocorrido quando o solo se encontrava previamente sobre uma linha descarga-recarga, o que faz com que a variação do índice de vazios, devida a uma variação de sucção, possa ser determinada de acordo com a expressão (2.17). No entanto caso o solo se encontrasse num estado virgem, ou seja, sobre uma LCN, a expressão (2.17) ficaria sem efeito e seria substituída pela expressão (2.20).

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s+p_{atm})} \quad (2.20)$$

Onde,

$\lambda_s$  – índice de compressibilidade para variações de sucção em estados virgens

No caso de as trajectórias cruzarem as fronteiras do espaço elástico, entra-se num regime elastoplástico com deformações irreversíveis ou plásticas e dando lugar ao endurecimento.

A trajectória A, representada na Figura 2.15, dá-se por um aumento da tensão média aplicada. Até cruzar a curva LC tem-se uma deformação volumétrica elástica ( $d\varepsilon_{vp}^e$ ) dada pela expressão (2.21).

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa dp}{v p} \quad (2.21)$$

Ao intersectar a curva LC a deformação volumétrica total ( $d\varepsilon_{vp}$ ) passa a ser determinada pela expressão (2.22).

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s) dp_0}{v p_0} \quad (2.22)$$

A diferença entre a deformação volumétrica total e elástica corresponde à deformação volumétrica plástica ( $d\varepsilon_{vp}^p$ ) e é calculada de acordo com a expressão (2.23).

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s)-\kappa dp_0}{v p_0} \quad (2.23)$$

A trajectória B representada na Figura 2.15 dá-se por um aumento da sucção. De forma análoga ao apresentado para a trajectória A tem-se uma deformação volumétrica elástica ( $d\varepsilon_{vs}^e$ ) até chegar à linha SI e calculada pela expressão (2.24), uma deformação volumétrica total ( $d\varepsilon_{vs}$ ) dada pela expressão (2.25) e uma deformação volumétrica plástica ( $d\varepsilon_{vs}^p$ ) determinada por (2.26).

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s ds}{v (s+p_{atm})} \quad (2.24)$$

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s ds_0}{v (s_0+p_{atm})} \quad (2.25)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s-\kappa_s ds_0}{v (s_0+p_{atm})} \quad (2.26)$$

Por fim, a trajectória C, igualmente representada na Figura 2.15, ocorre por diminuição da sucção a tensão média aplicada constante. Neste percurso dá-se uma deformação volumétrica elástica ( $d\varepsilon_{vs}^e$ ) até à intersecção com a curva LC e que é quantificada pela expressão (2.24). A deformação volumétrica total é dada pela expressão (2.22) e a deformação volumétrica plástica por (2.23). Nestas últimas expressões, e para o caso concreto da trajectória C, o valor de  $p_0$  é determinado de acordo com a expressão (2.16) que define as curvas LC.

A curva LC e a linha SI podem ter um comportamento acoplado se forem ambas associadas à deformação volumétrica plástica total ( $d\varepsilon_v^p$ ).

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vs}^p + d\varepsilon_{vp}^p \quad (2.27)$$

Desta forma o BBM propõe que as leis do endurecimento sejam regidas pela expressão (2.28), para mobilização das curvas LC, e expressão (2.29), para mobilização das linhas SI.

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (2.28)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (2.29)$$

### 3. Descrição do Aterro em Estudo

Tal como referido anteriormente no Capítulo 1, o presente trabalho surge na sequência de um projecto de investigação solicitado pela BRISA ao IST. Desta forma, foram já realizados e apresentados em diversos trabalhos, alguns ensaios laboratoriais para caracterizar o comportamento hidromecânico das margas e das margas tratadas com cal.

Neste capítulo, para além de uma descrição da geometria do aterro em estudo e de algumas considerações de concepção tomadas pelo projectista, reúnem-se alguns dos resultados experimentais obtidos que serão essenciais para a modelação numérica que se desenvolve mais à frente.

Inserido no projecto de investigação mencionado, foram instalados no aterro em estudo aparelhos que permitiram obter a evolução de variáveis como deslocamento horizontal, deslocamento vertical, teor em água, HR e temperatura, não só durante a fase construtiva, mas também durante os dois primeiros anos em serviço.

Neste capítulo é feita uma descrição pormenorizada das características dos aparelhos instalados e o método de montagem dos mesmos.

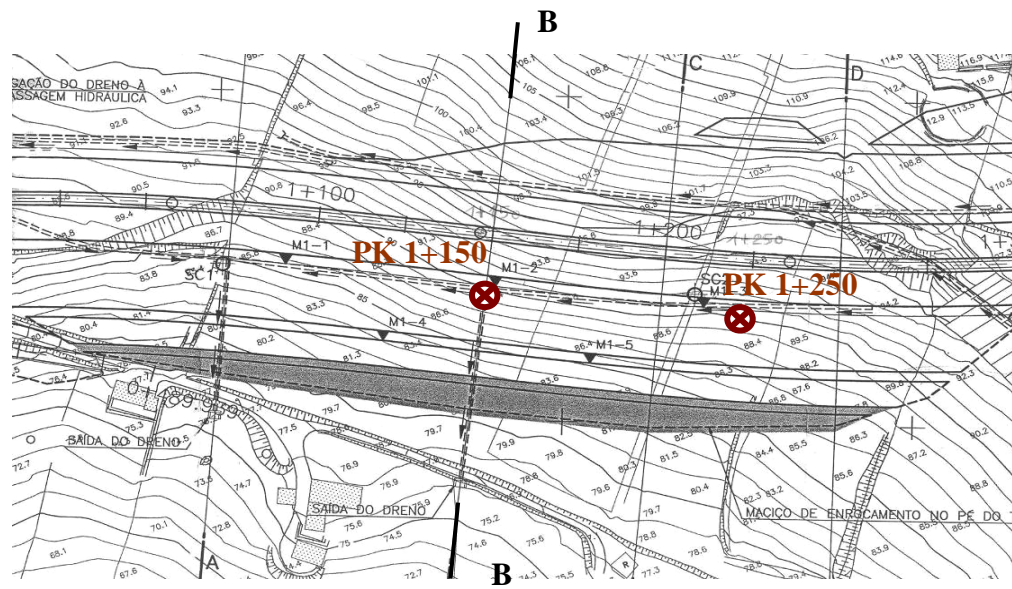
Os registos provenientes da instrumentação são bastante importantes para o âmbito deste trabalho, uma vez que vão possibilitar uma comparação e análise crítica entre os resultados obtidos por via numérica e os obtidos por leituras *in situ*.

#### 3.1 Geometria e Considerações Gerais

A construção da Auto-Estrada A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado, envolveu a construção de diversos aterros como é habitual num projecto rodoviário. De entre os aterros construídos, três deles (AT1, AT2 e AT3) foram classificados como aterros especiais devido às suas alturas elevadas (superiores a 9m).

Na Figura 3.1 apresenta-se a planta e corte transversal do aterro AT1. Na planta estão indicados dois pontos, PK 1+150 e PK 1+250, que dizem respeito à localização dos aparelhos de instrumentação.

O aterro possui cerca de 18m de altura, a largura no topo do talude é próxima de 35m e a inclinação da fundação ronda os 14°. O talude do aterro possui uma inclinação 1V/2H e sensivelmente a 10m abaixo do topo do talude foi construído uma banquetta para conferir maior estabilidade ao aterro.



LEGENDA	
SIMBOLOGIA	
SC2	Sondagem mecânica à rotação
M1-1	Marca topográfica
====	Sistema de drenagem longitudinal e transversal
←	sentido de escoamento
(A)	Aterro de margas compactado em camadas com espessura máxima de 0,25m com cilindro pós de coneiro; teor em água de colocação entre $W_{opt}+10$ e $W_{opt}$ e grau de compactação de 95% do ensaio de compactação pesada
(B)	Aterro de margas tratadas com cal compactado em camadas com espessura máxima de 0,25m
(C)	Enrocamento com $D_{10}=0,05$ , $D_{50}=0,25$ e $D_{90}<0,50m$
(D)	Parte superior do aterro em margas tratadas com cal com uma espessura de 0,40m, ou subleito de pavimento em escavação, executado por escarificação até à profundidade de 0,40m, após o que será o material misturado com cal e cimento homogeneizada a mistura e devidamente compactada.
(E)	Pavimento, incluindo camada de leito de pavimento com 0,40m de espessura em margas tratadas com cal e cimento

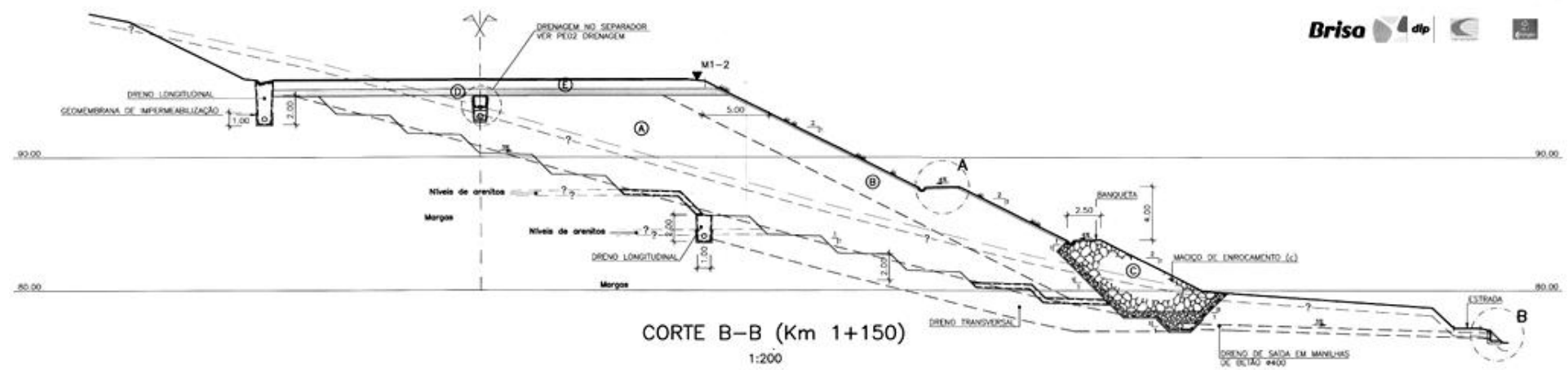


Figura 3.1– Perfil tipo do aterro AT1 da Auto-Estrada A10 (Cenorgeo, 2002)

O material utilizado na construção do aterro proveio dos troços de escavação da mesma obra e é essencialmente marga cinzenta da zona de Arruda dos Vinhos, formação da Abadia, Jurássico Superior. No perfil transversal da Figura 3.1 constata-se que o núcleo do aterro é constituído por margas não tratadas, denominadas de solo ao longo deste trabalho, e as faixas laterais constituídas por margas tratadas com cal, denominadas de solo-cal ao longo deste trabalho.

As espaldas, ou faixas laterais dos taludes, foram prescritas com adição de cal (peso de cal igual a 3,5% do peso do solo) por dois motivos. Por um lado reduzir o potencial expansivo das margas situadas nas espaldas através de reacções químicas, e por outro diminuir a permeabilidade das espaldas por forma a que a água não penetre no núcleo do aterro. A largura das espaldas é de 5m acima da banqueteta.

Para a construção de aterros expostos às condições climáticas não é usual a utilização de margas devido ao carácter evolutivo deste tipo de materiais, ou seja, a interacção com o clima faz com que as características das margas se alterem ao longo do tempo de uma forma prejudicial para o comportamento global do aterro, tal como foi exposto no Capítulo 2.

Segundo Godinho (2007), com base em Mieussens (1997), a comprovar o que foi dito anteriormente existem relatos documentados em bibliografia que descrevem os insucessos do uso de margas como material de construção de aterros em França, nos anos 70. Estes insucessos deveram-se ao facto de não se considerar medidas adequadas de protecção dos aterros aos afluxos de água exterior.

Para isolar o aterro de possíveis acessos de água ao seu interior, o projectista preconizou as seguintes medidas:

- No contacto entre o solo e a fundação, dreno longitudinal, tapete drenante e geotêxtil, para evitar uma possível ascensão do NF, Figura 3.1;
- Revestimento dos taludes com terra vegetal, para protecção das acções atmosféricas, Figura 3.2;
- Utilização de espaldas de solo-cal, para reduzir a permeabilidade, Figura 3.1 e Figura 3.3.



**Figura 3.2 – Dreno no pé do talude e revestimento de taludes com terra vegetal**



Figura 3.3 – Espalhamento e mistura da cal para formar a espalda de solo-cal

De acordo com o caderno de encargos, o solo foi compactado com energia correspondente àquele que é aplicada num ensaio de compactação pesada e pelo ramo húmido da curva de compactação de referência, presente na Figura 3.4. Na Figura 3.4 está identificado o intervalo de valores prescritos a usar em obra para o teor em água [ $w_{opt}$  ;  $w_{opt} + 2\%$ ]. O caderno de encargos estipulou ainda um grau de compactação mínimo de 95%.

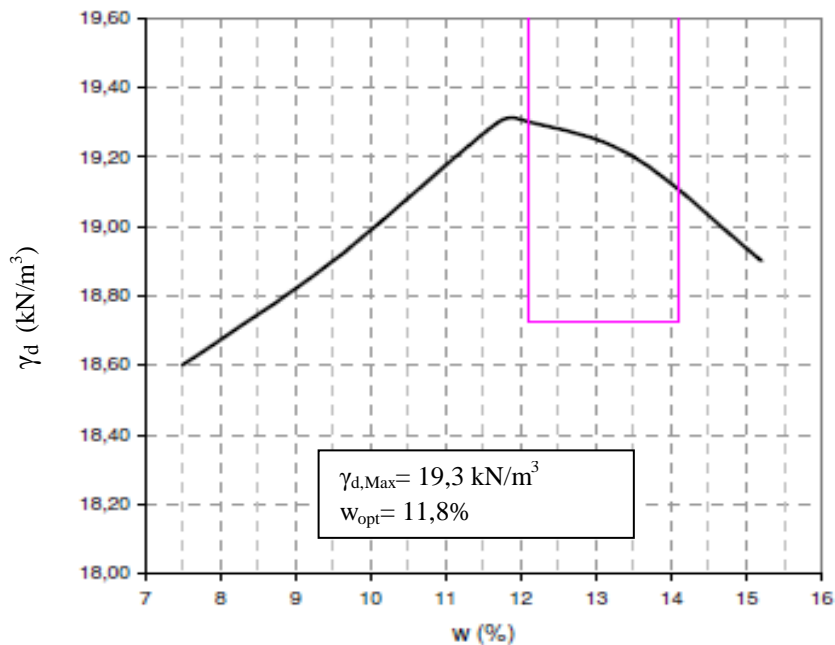


Figura 3.4 – Curva de compactação pesada de referência (margas cinzentas) e critério de aceitação para compactação relativa ao teor em água (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)

Para o processo de compactação foi utilizado um cilindro vibrador pés de carneiro, Figura 3.5. A escolha deste equipamento teve o duplo objectivo de fragmentar o material de uma forma mecânica e, ao mesmo tempo, aplicar a energia necessária para cumprir o estipulado no caderno de encargos.



Figura 3.5 – Cilindro vibrador pés de carneiro utilizado na construção do aterro

O processo de compactação prescrito alterou significativamente a granulometria, tal como ilustrado na Figura 3.6. O processo de compactação adoptado permitiu reduzir a dimensão das partículas pois a percentagem média de finos (percentagem de material passado no peneiro ASTM #200 –  $D=0,074\text{mm}$ ) aumentou de cerca de 48%, antes da compactação, para 75%, após a compactação. A percentagem de material grosso (percentagem de material retido no peneiro ASTM #3/4 –  $D=19,0\text{mm}$ ) é de cerca de 15%, após a compactação, cumprindo o limite máximo de 20% definido em obra (Maranha das Neves & Cardoso, 2006).

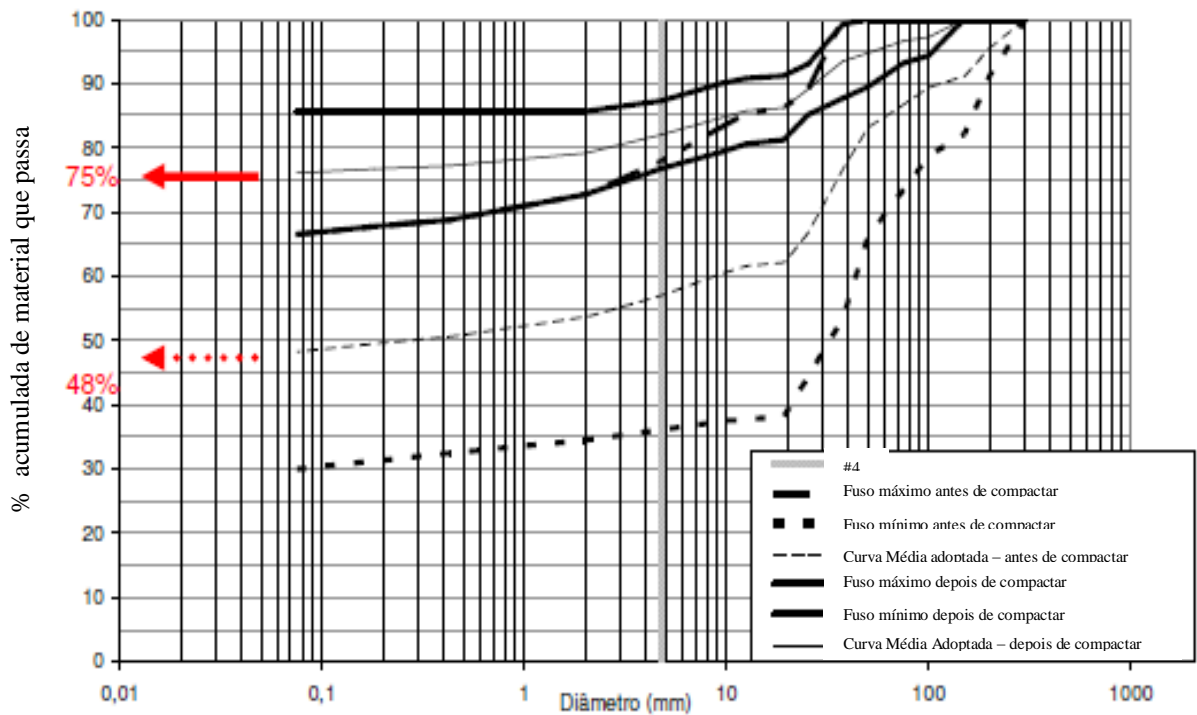


Figura 3.6 – Granulometria antes e após a compactação (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)

## 3.2 Características dos Materiais

Resumem-se de seguida alguns dos resultados obtidos no âmbito de outros trabalhos, e que servirão tanto para a modelação numérica do aterro, como para validar conceitos teóricos.

### 3.2.1 Limites de Atterberg

As partículas mais grosseiras num solo (dimensão superior a 0,075mm) como areias e cascalhos, têm um comportamento que depende fundamentalmente da granulometria. Já a parte fina, e mais concretamente as argilas (dimensão inferior a 0,002mm), têm o respectivo comportamento bastante influenciado pela mineralogia das partículas, isto é, pelo tipo de minerais argilosos (Maranha das Neves, 2004).

A importância dos limites de Atterberg prende-se com o facto de ser possível ter uma ideia qualitativa relativamente às características mecânicas, de permeabilidade e de trabalhabilidade de um solo argiloso através da Classificação Unificada de Solos (Unified Soil Classification System – USCS), sem ser necessário determinar a sua composição mineralógica.

Como se pode analisar pela curva granulométrica apresentada na Figura 3.6, a percentagem de finos no aterro em estudo ronda os 48% e, embora não se conheça a percentagem de material argiloso, pode-se esperar que esta seja considerável, o que justifica a determinação dos limites de Atterberg.

O limite de liquidez ( $w_{LL}$ ) corresponde ao teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido, e o limite de plasticidade ( $w_{LP}$ ) corresponde ao teor em água abaixo do qual o solo se comporta como uma rocha muito branda e friável. A estes limites designam-se frequentemente de Limites de Atterberg. O índice de plasticidade (IP) define a gama de teor em água para a qual o solo exhibe um comportamento plástico, o que se relaciona com a máxima variação de volume do solo, ou seja, com a sua compressibilidade (Maranha das Neves, 2004).

$$IP = w_{LL} - w_{LP} \quad (3.1)$$

Os valores dos limites de Atterberg (ASTM D4318, 2005) e a classificação de acordo com a USCS, tanto para o solo como para o solo-cal, são apresentados no Quadro 3.1.

A Figura 3.7 situa a localização do solo e solo-cal na carta de plasticidade, de acordo com a Classificação Unificada de Solos.



Quadro 3.1 – Limites de Atterberg e classificação USCS do solo e solo-cal (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

	<b>Solo</b>	<b>Solo-cal</b>
Limite de Liquidez ( $w_{LL}$ )	37%	36%
Limite de Plasticidade ( $w_{LP}$ )	22%	29%
Índice de Plasticidade (IP)	15%	7%
Classificação de acordo com USCS	CL	ML

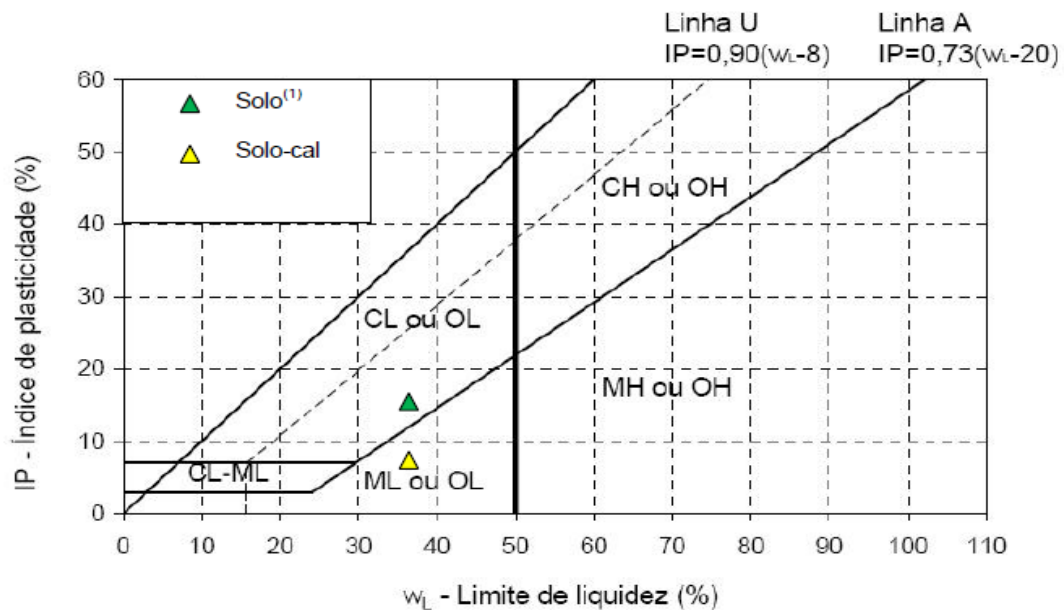


Figura 3.7 – Carta de plasticidade do solo e solo-cal (Godinho, 2008)

Quadro 3.2 – Propriedades do solo e solo-cal de acordo com a Classificação Unificada de Solos

	<b>Solo (CL)</b>	<b>Solo-cal (ML)</b>
Permeabilidade quando compactado	Impermeável	Semi-permeável e impermeável
Resistência ao corte quando compactado e saturado	Razoável	Razoável
Compressibilidade quando compactado e saturado	Média	Média
Trabalhabilidade como material de construção	Boa a razoável	Razoável

Pela análise do Quadro 3.1 verifica-se que o tratamento com cal não altera significativamente o limite de liquidez, mas aumenta o limite de plasticidade de 22% para 29% e reduz o índice de plasticidade de 15% para 7%, traduzindo a diminuição da plasticidade do solo e da actividade

da fracção argilosa. Trata-se de uma melhoria global nas características de trabalhabilidade e de expansibilidade, que altera a classificação da fracção fina de argila magra, CL, para silte de baixa plasticidade, ML. Tal melhoria pode ser explicada pelas reacções químicas que ocorrem logo após a adição da cal e da água, pois forma-se uma espécie de gel que envolve os finos do solo, agregando-os. Com a cura da cal, a médio prazo, o gel endurece formando-se as pozolanas que correspondem à cimentação do solo. A cimentação é que explica o acréscimo de resistência e rigidez observado após o tratamento (Maranha das Neves & Cardoso, 2008).

Analisando os resultados obtidos para IP, e à luz do disposto no Quadro 2.2, conclui-se que tanto o solo como o solo-cal possuem baixo potencial expansivo, sendo que o do solo-cal é menor que o do solo, por possuir menor IP.

### 3.2.2 Expansibilidade

Os ensaios de expansibilidade (ASTM D4546, 2008) das margas sem tratamento foram realizados por Maranhã das Neves & Cardoso (2008) em células edométricas, tratando-se de ensaios de embebição sob tensão vertical constante e com medição das deformações durante a molhagem. Para estes ensaios foram compactadas amostras com energia de compactação leve e pesada, teor em água de  $w_{opt}-2\%$ ,  $w_{opt}$  e  $w_{opt}+2\%$  e embebidas sob tensões verticais de 30 kPa, 100 kPa e 300 kPa. Os resultados destes ensaios permitiram elaborar a carta de expansibilidade que consta na Figura 2.12.

Com o propósito de estabelecer uma comparação entre a expansibilidade do solo e do solo-cal, novos ensaios de expansibilidade foram realizados por Godinho (2007) e Lynce de Faria (2007). Chama-se a atenção que nestes novos trabalhos laboratoriais as amostras foram preparadas em condições de compactação semelhantes às prescritas em obra. O Quadro 3.3 apresenta os resultados desses ensaios. As expansibilidades são medidas através de extensões volumétricas ( $\varepsilon_v$ ) determinadas de acordo com a expressão (3.2).

$$\varepsilon_v(\%) = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 \quad (3.2)$$

Onde,

$\Delta h$  – variação da altura do provete no edómetro;

$h_0$  – altura inicial do provete no edómetro

**Quadro 3.3 – Resultados da expansibilidade**

	Solo (Lynce de Faria, 2007)		Solo-cal (Godinho, 2007)	
	$\epsilon_v$ (%)		$\epsilon_v$ (%)	
$\sigma_v = 25$ kPa	2,90	Empolamento	0,55	Empolamento
$\sigma_v = 250$ kPa	0,53	Empolamento	-0,12	Colapso

Atendendo ao critério de expansibilidade proposto no Quadro 3.4 e com foco na coluna “Pressão de expansão (kPa)”, chega-se à conclusão que o solo apresenta uma expansibilidade média a alta, pois a pressão para anular o empolamento aquando da saturação é superior a 250 kPa. Relativamente ao solo-cal, e atendendo ao mesmo critério, tem-se baixa a média expansibilidade, uma vez que a pressão para anular o empolamento é superior a 25 kPa e inferior a 250 kPa. Este resultado vai de encontro ao que foi concluído na Secção 3.2.1, onde, quanto menor o IP, menor o potencial expansivo.

**Quadro 3.4 – Critério para classificação da expansibilidade (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)**

Grau	Pressão de expansão (kPa)	Expansão livre (%)
<b>I – Baixa</b>	< 25	< 1
<b>II – Baixa a média</b>	25 – 125	1 – 4
<b>III – Média a alta</b>	125 – 300	4 – 10
<b>iV – Muito alta</b>	> 300	> 10

A campanha de ensaios mostra que o tratamento com cal reduz o potencial expansivo do solo.

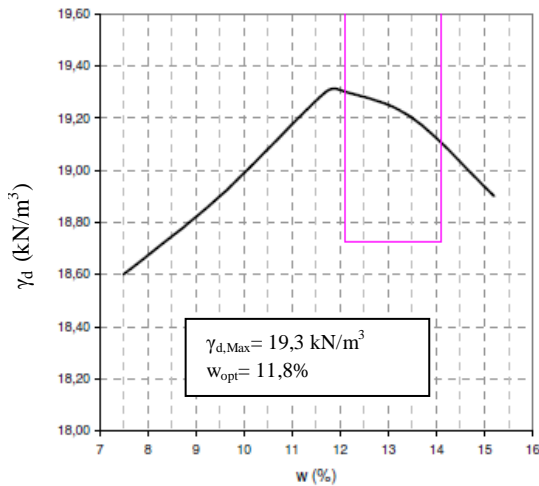
Os resultados obtidos legitimam a utilização do BBM como modelo constitutivo, uma vez que este é aplicável a solos pouco ou moderadamente expansivos.

### 3.2.3 Curva de Compactação

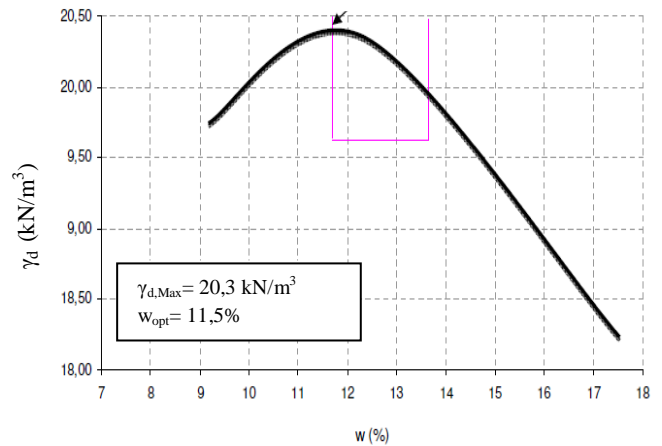
As Figuras 3.8a) e 3.8b) mostram as curvas de compactação de referência do solo e do solo-cal, respectivamente, e no Quadro 3.5 estão indicados os parâmetros que delas podem ser retirados.

Quadro 3.5 – Par de valores ( $w_{opt}$  ;  $\gamma_{d, max}$ ) do solo e solo-cal

	Solo (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)	Solo-cal (Lynce de Faria, 2007)
$w_{opt}$ (%)	11,8	11,5
$\gamma_{d, Max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,3	20,3



a)



b)

Figura 3.8 – Curvas de compactação de referência para: a) solo (Maranha das Neves & Cardoso, 2006); b) solo-cal (Lynce de Faria, 2007)

### 3.2.4 Porosimetria por Intrusão de Mercúrio

A comparação entre a porosimetria do solo e solo-cal pode ajudar a explicar algumas diferenças de características que se verificarem entre estes dois materiais. Desta forma, apresenta-se na Figura 3.9 os resultados das porosimetrias por intrusão de mercúrio em amostras de solo e solo-cal efectuados no laboratório de Geotecnia da Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, Espanha.

Neste ensaio foi possível constatar que a adição de cal não alterou significativamente a distribuição dos vazios, mas a sua moda diminui de 149nm para 110nm. Tal facto deve-se ao preenchimento dos vazios das margas com produtos da reacção da cal com o solo (Maranha das Neves & Cardoso, 2008).

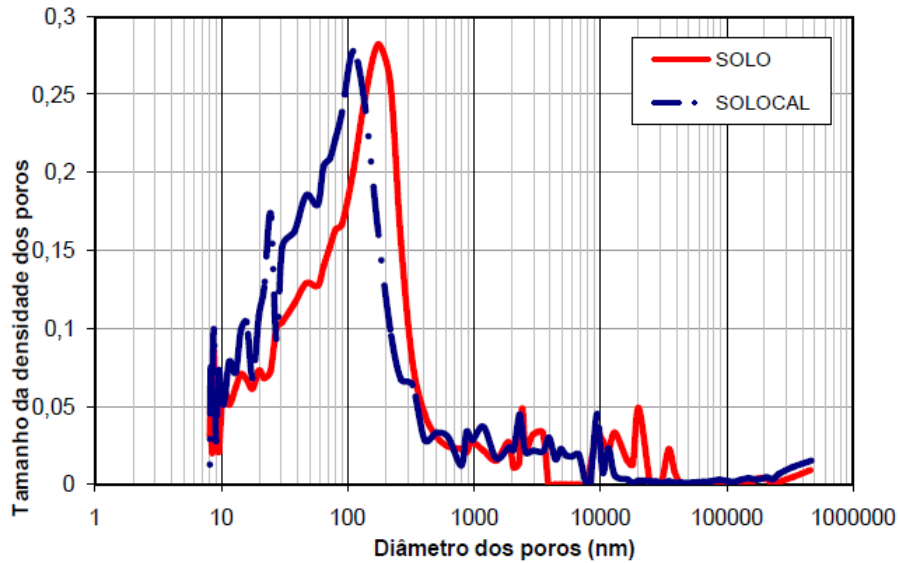


Figura 3.9 – Porosimtria por intrusão de mercúrio (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

### 3.2.5 Curva de Retenção

As curvas de retenção que são apresentadas na Figura 3.10 foram obtidas através da calibração dos parâmetros da expressão (2.9) sugerida por van Genuchten (1980), de modo a que passassem por pontos obtidos experimentalmente. Os valores dos parâmetros calibrados constam no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Parâmetros adoptados para as curvas de retenção (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

	Secagem		Molhagem	
	P (MPa)	$\lambda$	P (MPa)	$\lambda$
<b>Solo</b>	0,18	0,23	0,31	0,23
<b>Solo-cal</b>	0,08	0,20	0,51	0,25

Observando as curvas de retenção da Figura 3.10 conclui-se que os ramos molhagem e secagem não coincidem, devendo-se este facto a histerese. É também possível observar que as curvas do solo e solo-cal não coincidem, e esta constatação pode ser explicada pelas diferentes distribuições de vazios apresentadas na Figura 3.9.

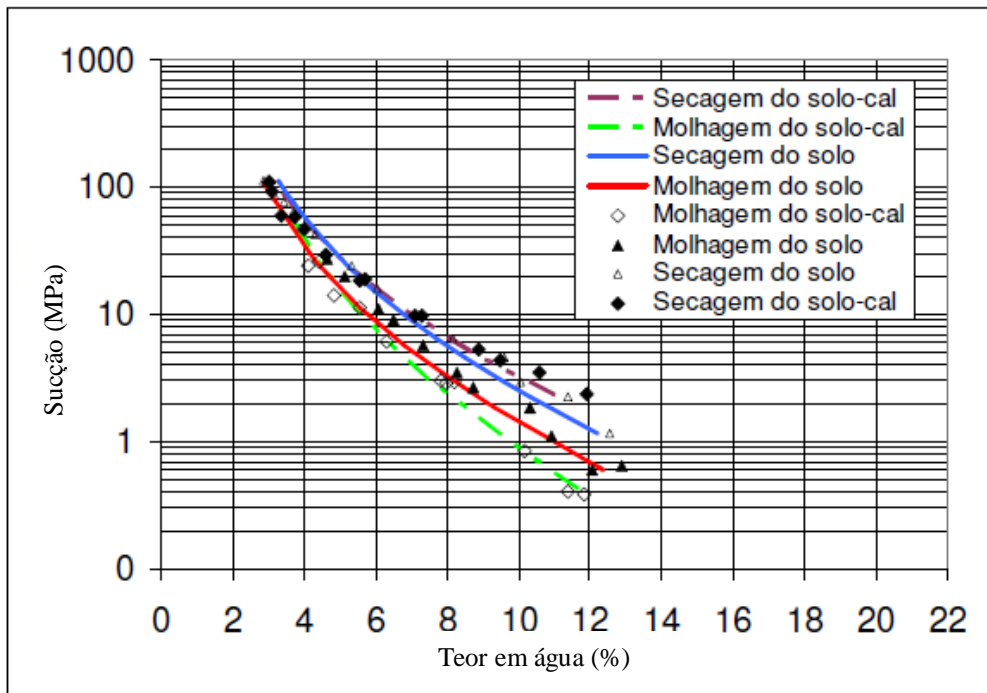


Figura 3.10 – Curvas de retenção ajustadas do solo e solo-cal (Lynce de Faria, 2007). Os pontos representados foram obtidos experimentalmente enquanto que as curvas foram traçadas pela expressão de van Genuchten depois de calibrada

### 3.2.6 Carta de Sucções

Tal como mostrado aquando da exposição teórica do BBM no Capítulo 2, às variações de sucção correspondem variações de volume, determinadas (em regime elástico) pela expressão (2.18). Por sua vez, às variações de volume não-de corresponder deformações que podem ser obtidas (em regime elástico) pela expressão (3.3).

$$\varepsilon_{vs}^e = \frac{-\kappa_s}{v} \ln \left( \frac{s_f + p_{atm}}{s_i + p_{atm}} \right) \quad (3.3)$$

A carta de sucções ao fornecer a sucção instalada num solo após compactação é uma ferramenta útil para estimar as deformações volumétricas que ocorrem devido a molhagem.

A carta de sucções do solo apresentada na Figura 3.11 foi elaborada a partir da medição da sucção de várias amostras preparadas com diversos valores de  $w$  e  $\gamma_d$  e cujo processo se encontra descrito em Maranhã das Neves & Cardoso (2008).

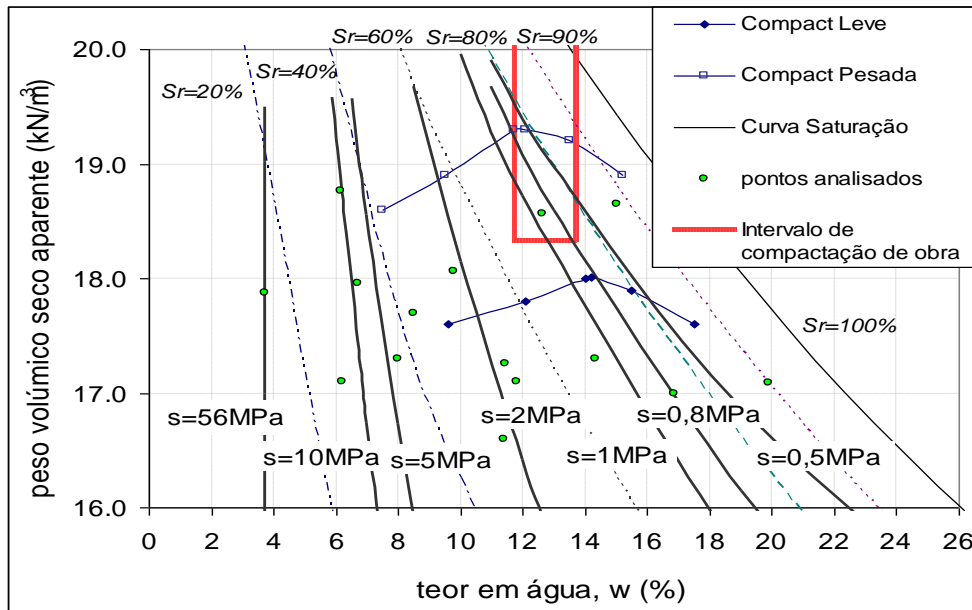


Figura 3.11 – Carta de succões das margas (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

Destacado na Figura 3.11 encontra-se o intervalo de validação dos teores em água prescrito no caderno de encargos e que se situa sobre o ramo húmido da compactação pesada. Verifica-se que o solo do aterro apresenta succões relativamente baixas, compreendidas entre 0,3 MPa e 1,2 MPa. Estes baixos valores de succão já eram esperados uma vez que foi prescrita uma compactação no ramo húmido.

Face ao apresentado, e mesmo na eventualidade de o solo ser muito expansivo, pode-se afirmar que caso ocorra molhagem com saturação completa, ou seja,  $s_r=0$ , não são esperadas deformações relevantes no aterro, pois a variação de succões será bastante baixa.

### 3.2.7 Permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) do solo foi determinado pelo método de Casagrande (1936). Conhecendo este parâmetro foi calculada pela expressão (3.4) a permeabilidade intrínseca ( $k_0$ ), que se traduz numa propriedade do material, independente do fluido que o atravessa. No Quadro 3.7 são apresentados os resultados obtidos.

$$k = \frac{\gamma_w}{\mu} k_0 \quad (3.4)$$

Onde,

$\gamma_w$  – peso volúmico da água (9,8 kN/m<sup>3</sup>);

$\mu$  – viscosidade da água (1x10<sup>-3</sup> Pa\*s)

**Quadro 3.7 – Coeficiente de permeabilidade e permeabilidade intrínseca**

	<b>Coeficiente de permeabilidade (k) (m/s)</b>	<b>Permeabilidade intrínseca (k<sub>0</sub>) (m<sup>2</sup>)</b>
<b>Solo (Lynce de Faria, 2007)</b>	$9 \times 10^{-14}$	$9 \times 10^{-21}$
<b>Solo-cal (Godinho, 2007)</b>	$5 \times 10^{-14}$	$5 \times 10^{-21}$

Fernandes (2006), relativamente à permeabilidade dos solos, apresenta a classificação proposta por Terzarghi & Peck (1967) e que se encontra no Quadro 3.8.

**Quadro 3.8 – Classificação dos solos quanto à permeabilidade (Terzarghi & Peck, 1967, em Fernandes 2006)**

<b>Grau de Permeabilidade</b>	<b>k (m/s)</b>
Alto	$> 10^{-3}$
Médio	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Baixo	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Muito Baixo	$10^{-7}$ a $10^{-9}$
Praticamente Impermeável	$< 10^{-9}$

Os valores obtidos demonstram que quer o solo, quer o solo-cal apresentam uma permeabilidade extremamente baixa. Este resultado confirma a informação que consta do Quadro 3.2 referente à Classificação Unificada de Solos.

A análise dos Quadros 3.7 e 3.8 sugere que o tratamento com cal em nada afecta a permeabilidade do solo, pois independentemente de se efectuar ou não tratamento, a permeabilidade permanece com a mesma ordem de grandeza.

### **3.2.8 Parâmetros de Resistência**

Ainda no âmbito da caracterização hidromecânica dos materiais, foram realizados ensaios triaxiais não drenados (CU), de acordo com a norma ASTM D4767 (2004), e ensaios de compressão não confinada (UC), de acordo com a norma ASTM D5102 (2004).

No Quadro 3.9 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos nesses ensaios.



**Quadro 3.9 – Parâmetros de resistência**

		<b>Solo</b> <b>(Lynce de Faria, 2007)</b>	<b>Solo-cal</b> <b>(Godinho, 2007)</b>
<b>Ângulo de resistência ao corte</b> <b>(Φ')</b>	<b>Φ' pico</b>	31°	37°
	<b>Φ' crítico</b>	31°	37°
<b>Módulo de rigidez (E)</b>		52 MPa	179 MPa
<b>Resistência não drenada (C<sub>u</sub>)</b>		325 MPa	560 MPa
<b>Módulo de Distorção (G)</b>		20 MPa	70 MPa
<b>Declive da LEC (M)</b>		1,25	1,51

Conhecendo o valor do ângulo de resistência ao corte crítico (Φ'<sub>c</sub>) determina-se o declive da linha de estados críticos (LEC) pela expressão (3.5).

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'_c}{3 - \sin \phi'_c} \quad (3.5)$$

O cálculo do módulo de distorção (G) fez-se de acordo com a expressão (3.6), e para o uso da mesma foi considerado um coeficiente de Poisson (ν) de 0,3.

Foi admitido este valor pois não foram realizados ensaios para o determinar e porque é um valor usualmente utilizado em solos. No entanto, ν=0,5 seria também um valor adequado, uma vez que é o coeficiente de Poisson de referência para argilas saturadas não drenadas.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.6)$$

### 3.3 Instrumentação do Aterro

O aterro AT1 encontra-se instrumentado, de modo semelhante, em dois pontos, PK 1+150 e PK 1+250, que distam entre si 100m e cuja localização pode ser vista na Figura 3.1. Longitudinalmente, os equipamentos em PK 1+150 situam-se sensivelmente a meio do aterro, enquanto que aqueles situados em PK 1+250 localizam-se numa zona onde foram observados escorregamentos no passado.

Em cada um dos dois pontos atrás referidos tem-se dois perfis verticais que estão afastados entre si cerca de 3m, direcção longitudinal. Um dos perfis verticais está destinado ao dispositivo de leitura de deslocamentos verticais e horizontais, enquanto o outro perfil vertical incorpora sete sensores ECH<sub>2</sub>O (marca DECAGON) para leituras de teores em água e um sensor HMT 337 (marca VAISALA) para leituras de HR e temperatura, Figura 3.12 e 3.13.

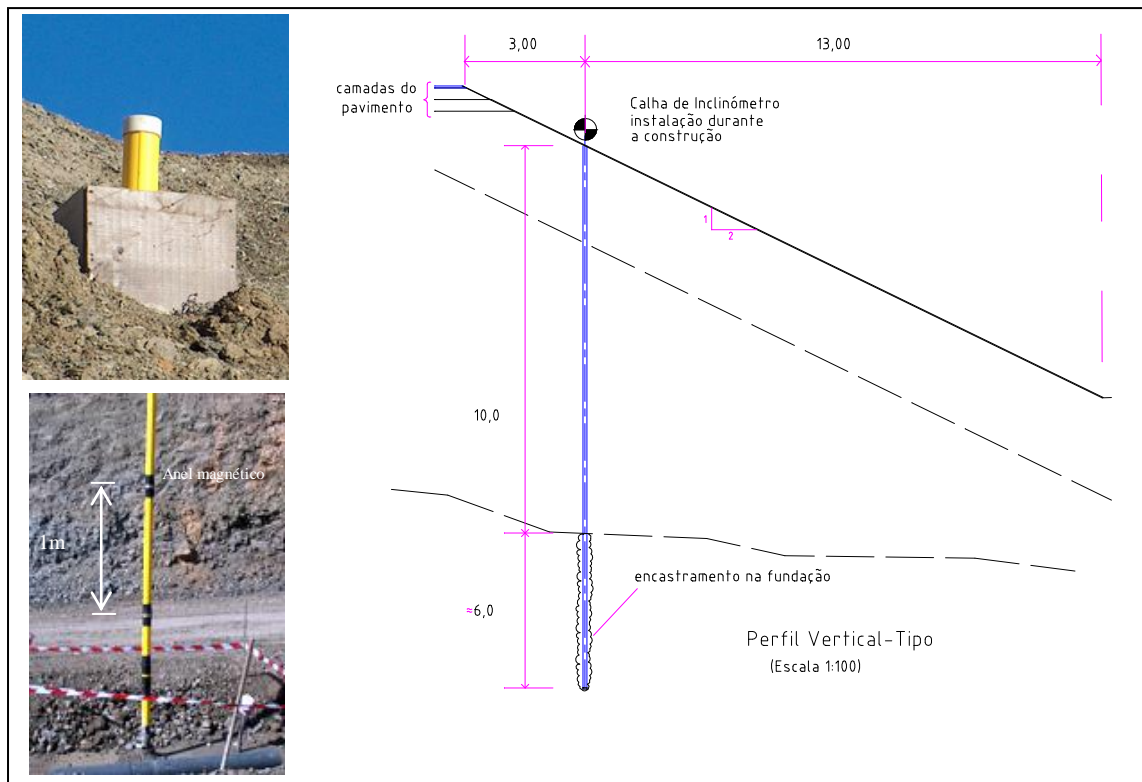
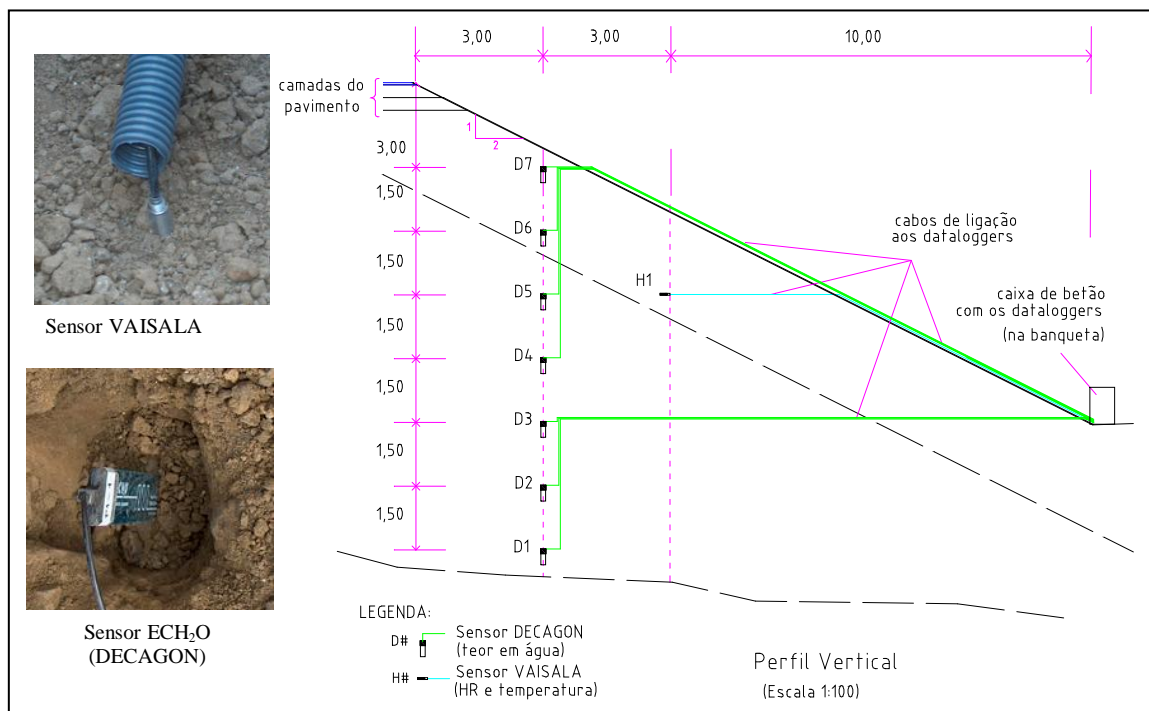


Figura 3.12 – Perfil vertical relativo aos equipamentos de leitura de deslocamentos verticais e horizontais (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

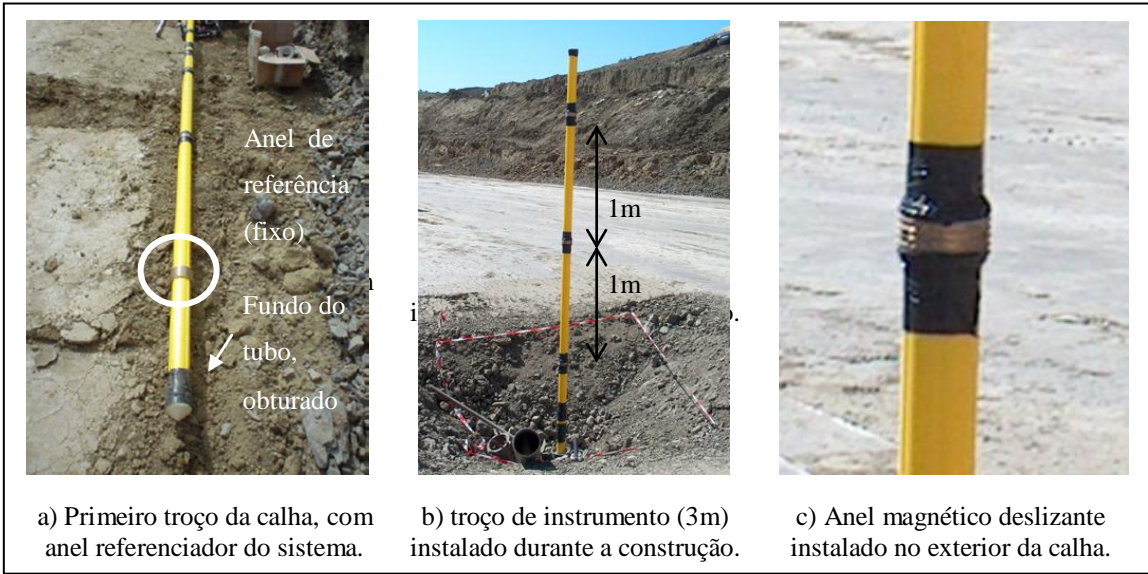


**Figura 3.13 – Perfil vertical relativo aos equipamentos de leitura do teor em água, HR e temperatura (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)**

Para a medição dos deslocamentos verticais foi adoptado o sistema INCREX por permitir medir os deslocamentos durante a fase de construção do aterro, e por possuir uma precisão de  $\pm 0,01\text{mm/m}$  e um intervalo de leitura de  $\pm 20\text{mm/m}$  que se encontram dentro dos valores expectáveis para os deslocamentos devido a variações de teor em água/sucção.

O sistema INCREX é composto por uma série de anéis electromagnéticos espaçados entre si metro a metro e fixos a uma calha inclinométrica (tipo ABS standard com  $\text{Ø}_{\text{ext}}$  de 70mm e com  $\text{Ø}_{\text{int}}$  de 60mm). Para efectuar leituras é necessário ir ao local da obra e deixar percorrer pelo interior da calha uma sonda que através de indução electromagnética com os anéis existentes ao longo da mesma, consegue determinar a posição relativa destes em relação ao anel de referência, que se encontra imóvel e situado na base no aterro.

A Figura 3.14 mostra a calha inclinométrica amarela e o aspecto e disposição dos anéis electromagnéticos ao longo da mesma. Por sua vez, a Figura 3.15 mostra uma leitura a ser efectuada, enquanto que na Figura 3.16 apresenta-se a localização da calha inclinométrica numa vista geral do aterro.



**Figura 3.14 – Sistema INCREX (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)**



**Figura 3.15 – Execução de leituras**

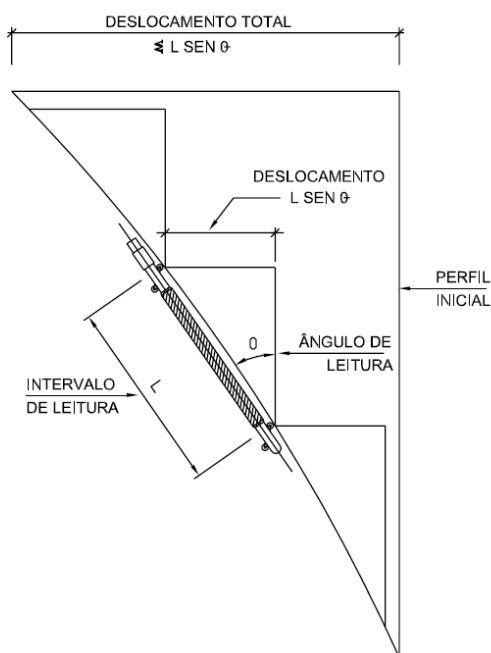


Topo da calha inclinométrica em PK  
1+150

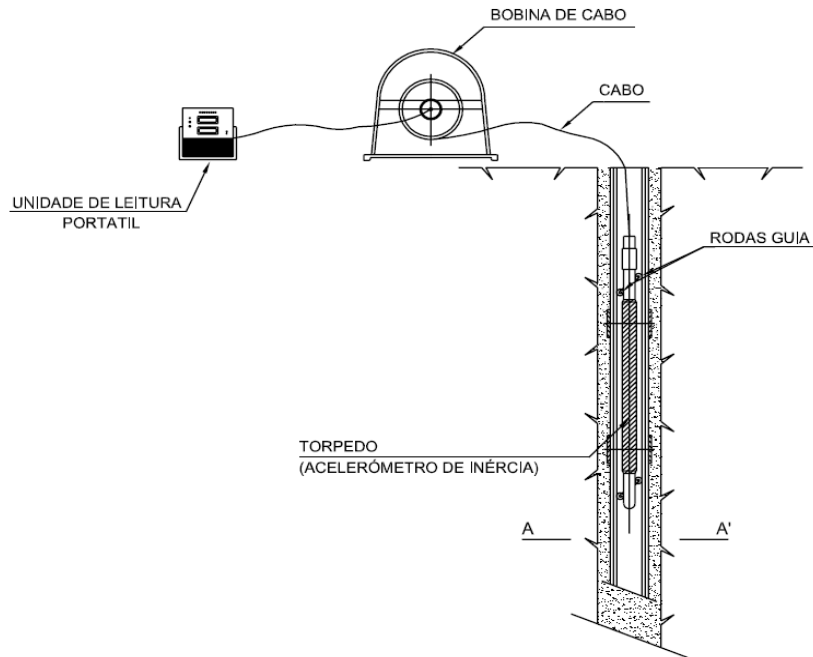
**Figura 3.16 – Localização de uma das calhas inclinométricas no aterro AT1**

A calha inclinométrica do sistema INCREX é compatível com os aparelhos de medição usados nos sistemas inclinométricos tradicionais, o que permite efectuar também leituras de deslocamentos horizontais através da passagem pelo interior da calha de um torpedo ou acelerómetro de inércia que possua sensores de inclinação. Na Figura 3.17 apresenta-se um esquema de como é determinado o deslocamento relativo horizontal.

A Figura 3.18 apresenta um corte transversal do sistema inclinométrico tradicional e onde se vê que o torpedo desliza pelo interior da calha através das rodas guia e transmite os dados a uma unidade de leitura portátil.



**Figura 3.17 – Determinação do deslocamento horizontal**



**Figura 3.18 – Corte transversal de um sistema inclinométrico tradicional**

A construção do aterro AT1 demorou cerca de dois meses, tendo-se iniciado em finais de Abril de 2005 e terminado em finais de Junho de 2005. Até final de Dezembro de 2005 foram efectuadas treze leituras com desfasamento temporal de 15 dias, durante a construção e nos dois meses seguintes, passando depois a serem efectuadas de 30 em 30 dias.

Durante a construção do aterro, mais precisamente no dia 30 de Maio de 2005, as calhas inclinométricas foram partidas pelas máquinas que estavam a operar. Este acidente teve naturalmente repercussão nas leituras obtidas e as suas consequências são discutidas mais à frente quando se fizer a análise de resultados.

Os sensores ECH<sub>2</sub>O medem a variação do teor em água no aterro tornando assim possível determinar a sucção instalada através da curva de retenção presente na Figura 3.10.

Por sua vez, os sensores HMT 337 medem a temperatura e HR no aterro e que se utilizadas na lei Psicométrica dada pela expressão (2.17) permitem igualmente determinar a sucção instalada.

Tal como indicado na Figura 3.13, existem sete sensores ECH<sub>2</sub>O. Estes encontram-se espaçados aproximadamente de 1,5m e dois deles estão situados em solo-cal. Relativamente ao sensor HMT 337, este é único e está instalado em solo-cal a 1,5m de profundidade.

A leitura dos valores do teor em água é feita automaticamente e registada num *datalogger*. Hoje em dia apenas dois sensores ECH<sub>2</sub>O funcionam adequadamente como se pode ver na

Figura 3.19. Na legenda que se apresenta na mesma figura, P1 diz respeito ao plano vertical no ponto PK 1+150, e P2 ao plano vertical no ponto PK 1+250. O valor que surge após o hífen indica qual o sensor, sabendo antecipadamente que estão ordenados de forma crescente a partir da base do aterro, tal como se observa na Figura 3.13.

Não obstante o diminuto número de sensores a trabalhar correctamente no presente, consegue-se concluir que os valores de teor em água/sucção oscilaram inicialmente, mas mostram tendência para estabilizar em torno de um valor.

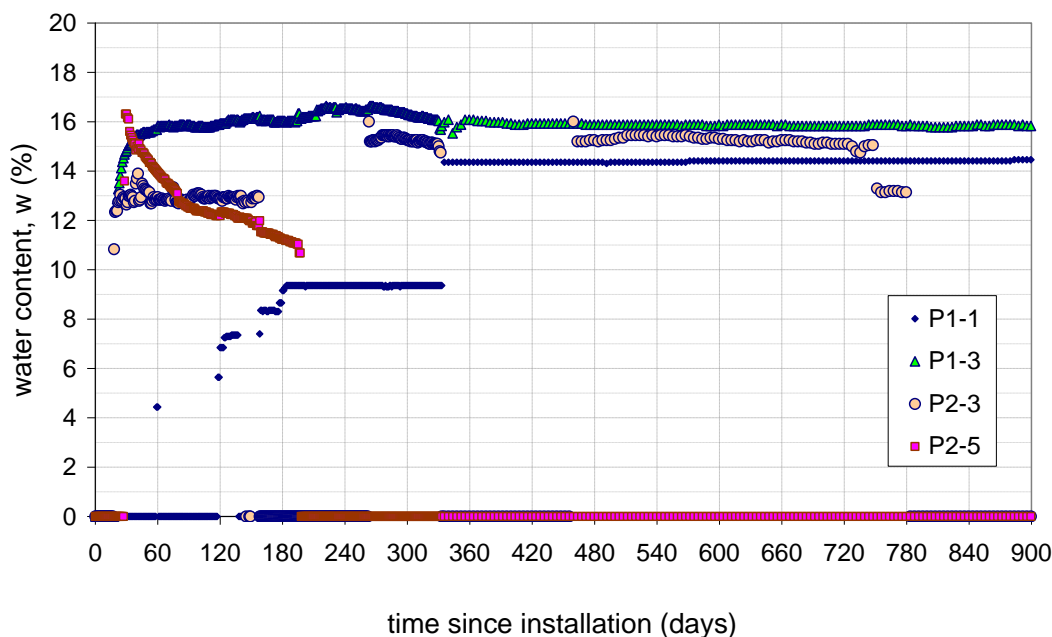


Figura 3.19 – Evolução do teor em água medido através de sensores ECH<sub>2</sub>O, marca VAISALA (Cardoso, 2009)

A Figura 3.20 mostra algumas etapas da instalação dos sensores ECH<sub>2</sub>O. O fio dos sensores foi encamisado num tubo plástico para protecção, e de forma a se poder ter leituras durante a construção o *datalogger* esteve colocado num saco plástico, igualmente para protecção.

O sensor HMT 337 vem vindo a fornecer, desde o início, unicamente dados relativos à temperatura. Os dados de HR não são válidos pois o sensor ficou em contacto com o solo, tendo a água livre proveniente do processo de compactação saturado o material que o constitui. Desta forma, os valores de HR medidos reflectem a saturação do material do sensor e não o comportamento do solo envolvente. Uma vez que as leituras têm vindo a registar, até hoje, valores perto dos 100%, considera-se que o sensor perdeu irremediavelmente a sensibilidade para a medição da HR.





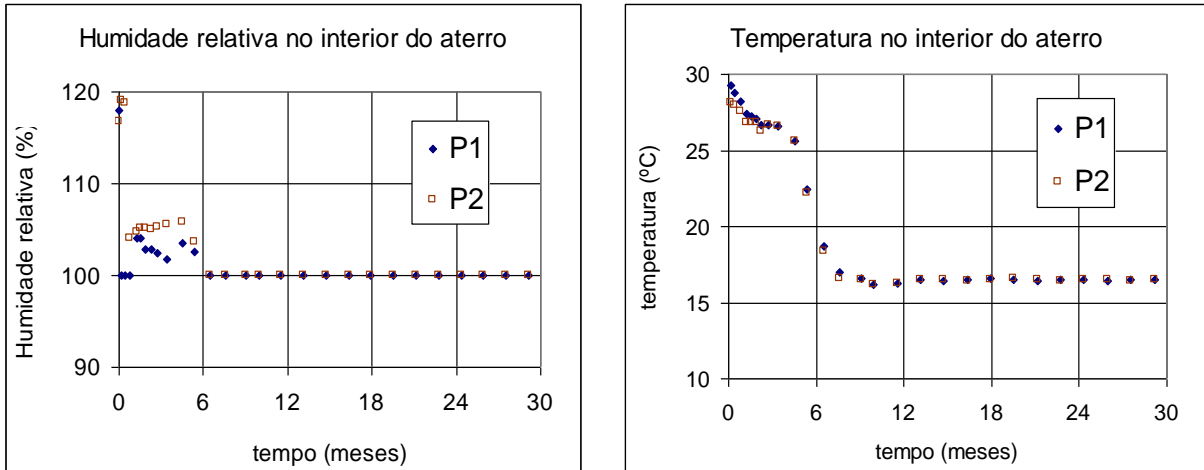
**Figura 3.20 – Instalação dos sensores ECH<sub>2</sub>O (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)**

As leituras da HR e temperatura são feitas manualmente. A Figura 3.21 mostra algumas etapas da instalação dos sensores HMT 337.



**Figura 3.21 – Instalação dos sensores HMT 337 (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)**





**Figura 3.22 – Evolução da HR e temperatura através dos sensores HMT 337 (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)**

Os resultados que se obtiveram desde a data da instalação dos sensores, a 24 de Maio de 2005, até ao final de 2007 podem ser observados na Figura 3.22. As elevadas temperaturas que se registam no início são consequência do calor de hidratação da cal.

A leitura do gráfico correspondente à evolução da temperatura indica que a temperatura do aterro tende a estabilizar para um valor perto dos 17°C, sendo insensível às variações térmicas sazonais da temperatura atmosférica.

Após a construção do aterro os *dataloggers* dos sensores ECH<sub>2</sub>O e *displays* dos sensores HMT 337 foram colocados numa caixa em tijolo perto da banquetta, Figura 3.23.



**Figura 3.23 – Caixa existente em PK1+150 para colocar o *datalogger* do sensor ECH<sub>2</sub>O e o *display* do sensor HMT 337 (Maranha das Neves & Cardoso, 2006)**

Neste trabalho serão usados para comparação com resultados numéricos, a evolução dos deslocamentos verticais e teor em água/sucção, durante a fase construtiva do aterro, e ainda a evolução das mesmas variáveis mais a do deslocamento horizontal, durante a fase de exploração.



## 4. Ensaaios Laboratoriais

A campanha de ensaios levada a cabo no decurso desta dissertação foi planeada para completar a informação que se possui do comportamento hidromecânico das margas, evidenciado no Capítulo 3.

Foram realizados dois ensaios que decorreram no Laboratório de Geotecnia do IST. O primeiro destinou-se a determinar alguns parâmetros referentes à compressibilidade e à expansibilidade do solo, tendo sido efectuado com recurso a células edométricas. Este ensaio foi também idealizado com o intuito de averiguar como evoluem as deformações por fluência das margas compactadas. Por sua vez, o segundo ensaio teve como objectivo determinar a sucção instalada imediatamente antes da saturação por embebição de um dos ensaios edométricos.

### 4.1 Ensaaios Edométricos

Foram executados dois ensaios edométricos, um para uma amostra com o teor em água da compactação, de agora em diante denominado de ensaio não saturado, e outro para uma amostra saturada por embebição, de agora em diante denominado de ensaio saturado.

A realização dos ensaios edométricos foi feita de acordo com a norma ASTM D2435 (2004).

As amostras ensaiadas (aproximadamente cilíndricas com 70mm de diâmetro e 19mm de altura) foram preparadas segundo as prescrições do caderno de encargos, ou seja, compactação pesada e teor em água pertencente ao intervalo [ $w_{opt}$  ;  $w_{opt} + 2\%$ ].

Na base e topo das amostras foram colocadas pedras porosas de modo a diminuir o percurso até à drenagem para metade da altura do anel, e assim acelerar o assentamento primário ou de consolidação hidromecânica. Desta forma, é possível considerar que a tensão total aplicada ( $\sigma$ ) é igual à tensão efectiva ( $\sigma'$ ), pois há tempo suficiente para que a totalidade do excesso de pressão intersticial se dissipe.

Posteriormente à preparação das amostras e do equipamento a utilizar, Figura 4.1, deu-se início aos ensaios com os planos de carregamento que a seguir se apresentam.

- Ensaio não saturado:

12 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 400 kPa, 12 kPa.

- Ensaio saturado:

12kPa, 25 KPa, embebição sob 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 KPa, 800 kPa, 400 kPa, 12 kPa.

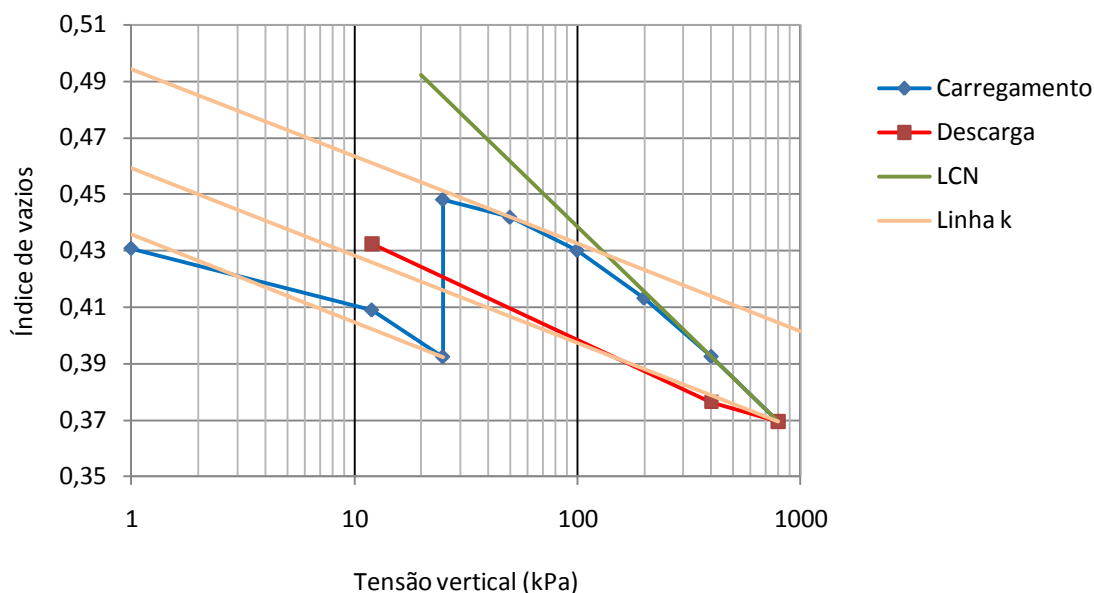
O intervalo de tempo para cada um dos passos dos planos de carregamento teve a duração de 48 horas e as leituras das deformações verticais foram feitas automaticamente. A duração dos intervalos de tempo foi definida por forma a permitir medir as deformações por fluência.



**Figura 4.1 - Edómetros**

A saturação por embebição consistiu em adicionar água destilada no edómetro de modo a cobrir completamente a pedra porosa do topo. Devido ao fenómeno de evaporação a que a água esteve sujeita, houve necessidade de ir colocando pequenas quantidades da mesma por forma a assegurar que a amostra se mantinha saturada.

Apresentam-se nas Figura 4.2 e Figura 4.3 os resultados obtidos nos ensaios edométricos. Na Figura 4.2, referente ao ensaio saturado, a trajectória a azul representa o carregamento e a trajectória a encarnado a descarga. Observa-se empolamento na embebição efectuada sob tensão vertical de 25kPa como consequência da diminuição da sucção sofrida pela amostra.



**Figura 4.2 – Trajectória ( $e$  ;  $\log \sigma_v$ ) obtida no ensaio saturado**

Através do empolamento, e segundo a expressão (4.1), podemos determinar a rigidez elástica para variações de sucção.

$$K_s = \frac{e_f - e_i}{\ln\left(\frac{s_i + p_{atm}}{p_{atm}}\right)} \quad (4.1)$$

Na expressão anterior  $s_i$  é a sucção inicial instalada antes da saturação por embebição e vale aproximadamente 85MPa. Este valor foi determinado através do ensaio que se descreve na Secção 4.3.

Retomando a análise da Figura 4.2, as rectas laranjas são todas paralelas e representam as linhas descarga-recarga, ou linhas k, e são independentes da sucção. O declive destas rectas toma a designação de Índice de expansibilidade ou de recompressibilidade unidimensional ( $C_s$ ). Já a recta a verde é uma aproximação da LCN, representativa dos estados de compressão virgem, e o seu declive é denominado Índice de compressibilidade unidimensional ( $C_c$ ). Para uma melhor definição desta última recta ter-se-ia que prosseguir o ensaio aumentando a tensão aplicada. Contudo, face às limitações do equipamento utilizado tal não foi possível.

Os parâmetros  $C_c$  e  $C_s$ , representativos de deformações unidimensionais, estão relacionados com  $\lambda$  e  $\kappa$ , respectivamente.  $\lambda$  e  $\kappa$  foram apresentados no Capítulo 2, e estão conotados com deformações volumétricas para estados de tensão isotrópicos.

A relação entre estes parâmetros é apresentada nas expressões (4.3) e (4.4).

$$C_c = 2,3\lambda \quad (4.3)$$

$$C_s = 2,3\kappa \quad (4.4)$$

Tal como apresentado na Secção 2.8 existem inúmeras LCN's, sendo elas dependentes da sucção instalada. Uma vez que a amostra do ensaio edométrico se encontra saturada, a LCN da Figura 4.2 diz respeito a sucção nula.

Desta forma, extrai-se que a abcissa do ponto de intersecção da LCN com a primeira linha descarga-recarga corresponde à tensão de cedência ( $\sigma_{ced}$ ). Esta tensão de cedência está directamente relacionada com  $p_0^*$  do BBM através da expressão (4.5).

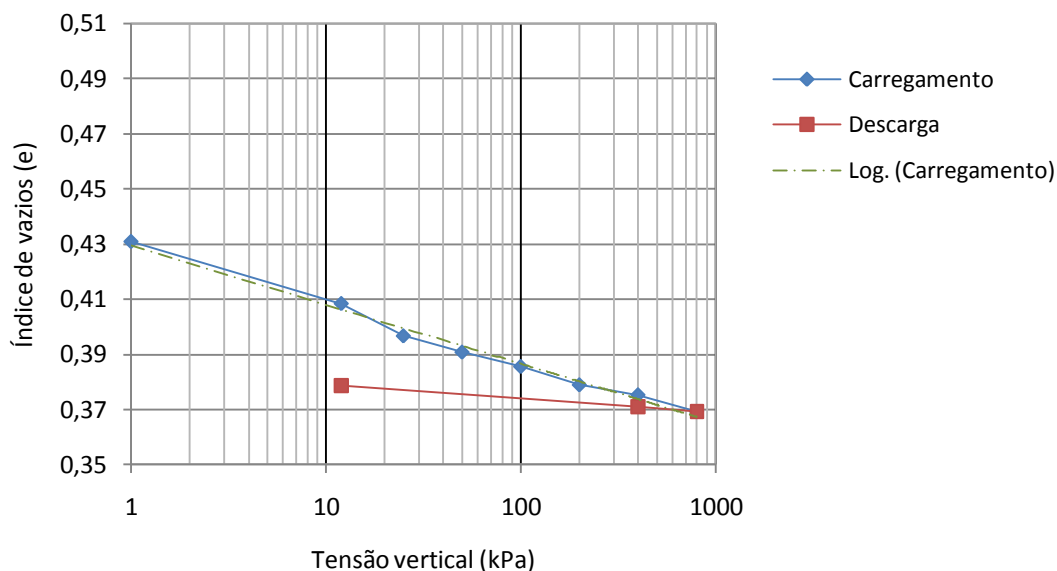
$$p_0^* = \frac{2}{3} \sigma_{ced} \quad (4.5)$$

No Quadro 4.1 estão representadas as propriedades que se utilizarão mais tarde aquando do tratamento dos dados *input*.

**Quadro 4.1– Propriedades relevantes retiradas do ensaio edométrico saturado**

	$C_c$	$C_s$	$\sigma_{ced}$ (kPa)	$\kappa_s$	$\lambda(0)$	$\kappa$	$p_0^*$ (kPa)
<b>Solo</b>	0,07655	0,03098	≈ 150	0,00824	0,03328	0,01347	≈100

Na Figura 4.3, referente ao ensaio não saturado, mais uma vez a trajectória a azul representa o carregamento a que a amostra foi estando sujeita, e a trajectória a encarnada diz respeito à descarga efectuada.



**Figura 4.3 – Trajectória ( $e$  ;  $\log \sigma_v$ ) obtida no ensaio não saturado**

Comparando os gráficos das Figura 4.2 e Figura 4.3, é possível constatar que os declives das rectas de descarga são consideravelmente diferentes. Enquanto que para o ensaio saturado o declive é de 0,03098, no ensaio não saturado o seu valor é de 0,00504.

Por sua vez, no que diz respeito às trajectórias de carregamento, observa-se que os troços iniciais entre 1 kPa e 25 kPa são bastante semelhantes em ambos os gráficos. O declive da recta verde a traço ponto que consta na Figura 4.3, obtida por regressão logarítmica, vale 0,02117 e o valor de  $C_s$  na Figura 4.2 toma o valor de 0,03098.

Face a estes dados conclui-se que no ensaio não saturado não se consegue atingir a tensão de cedência, pois aquando da descarga a amostra encontra-se, aparentemente, numa fase de transição entre a parte elástica e a elastoplástica.

Do ensaio edométrico não saturado podemos apenas concluir que a tensão de cedência do solo é superior a 800 kPa quando a sucção instalada for aproximadamente 85 MPa. Este valor de sucção foi estimado através do ensaio que se descreve na Secção 4.3.

## 4.2 Deformação por Fluência das Margas Compactadas

Aquando da exposição dos fenómenos de degradação de rochas argilosas na Secção 2.1, foi referido que os modelos constitutivos para materiais evolutivos compactados estão ainda em fase de desenvolvimento. Assim sendo, as deformações que ocorrem por degradação das características mecânicas das margas não conseguem ser contabilizadas ao ser usado o BBM. A forma para ter em conta estas deformações passa por incorporá-las nas deformações por fluência que podem ser simuladas adicionando ao BBM parâmetros de viscosidade.

Face ao exposto, os ensaios edométricos descritos na Secção 4.1 foram planeados com carregamentos espaçados de 48h para se conseguir observar a evolução das deformações por fluência.

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam gráficos semelhantes ao que consta da Figura 4.4, sendo que nos primeiros tem-se extensão vertical e no último índice de vazios. No entanto, estas duas entidades são directamente relacionáveis através da expressão (4.6), onde  $\varepsilon^t$  é a extensão vertical para um dado instante de tempo  $t$ ,  $\Delta e^{(0-t)}$  é a diferença do índice de vazios entre o instante  $t$  e o índice de vazios inicial  $e_0$ .

$$\varepsilon^t = \frac{\Delta e^{(0-t)}}{1+e_0} \quad (4.6)$$

Na Figura 4.4 mostra-se que o parâmetro de fluência ( $C_\alpha$  ou  $\lambda_t$ ) corresponde ao declive de uma recta adequadamente escolhida.

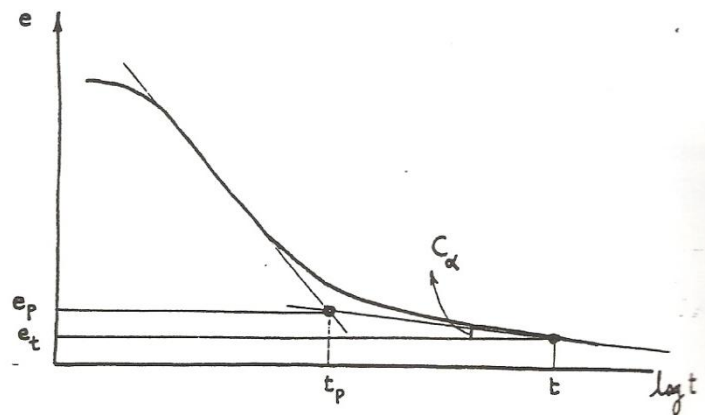


Figura 4.4 – Determinação do parâmetro de fluência ( $C_\alpha$  ou  $\lambda t$ ) recorrendo ao ensaio edométrico (Maranha das Neves, 2004)

Comparando a Figura 4.4 com as Figuras 4.5 e 4.6, conclui-se que o troço correspondente ao assentamento secundário é apenas visível na figura respeitante ao ensaio saturado. Para que esta observação fosse possível no ensaio não saturado, seria necessário mais tempo entre carregamentos. Desta forma, apenas o ensaio saturado é tido em conta para a análise da evolução das deformações por fluência.

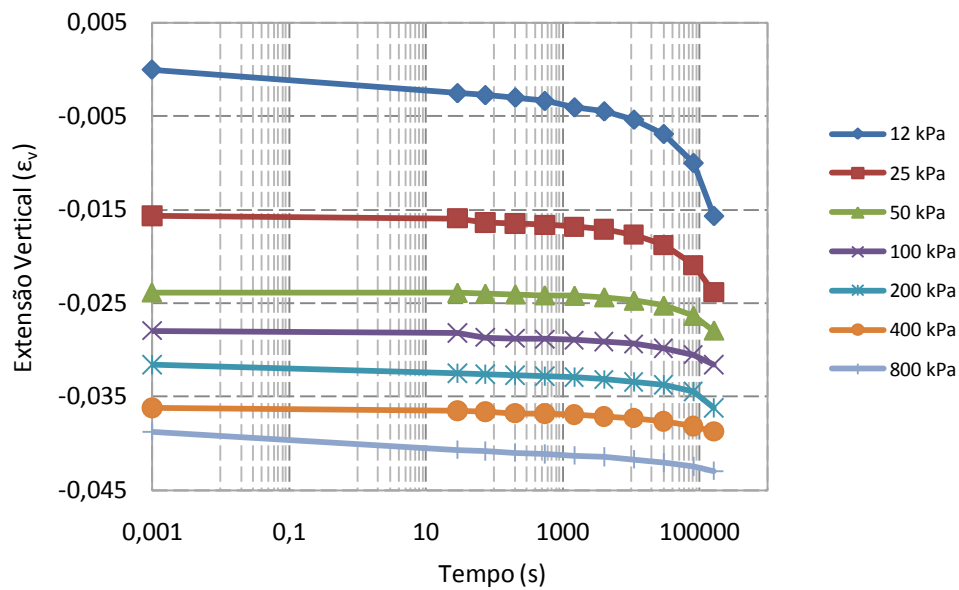


Figura 4.5 – Trajectória ( $\epsilon_v$ ;  $\log t$ ) para diferentes valores de tensão vertical constante obtidas no ensaio não saturado



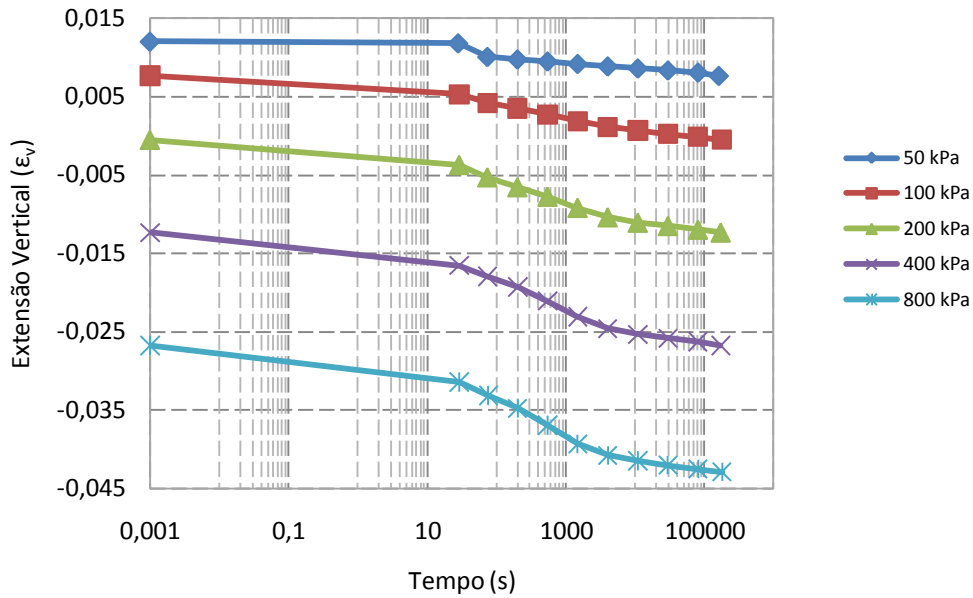


Figura 4.6 - Trajetória ( $\epsilon_v$ ;  $\log t$ ) para diferentes valores de tensão vertical constante obtidas no ensaio saturado

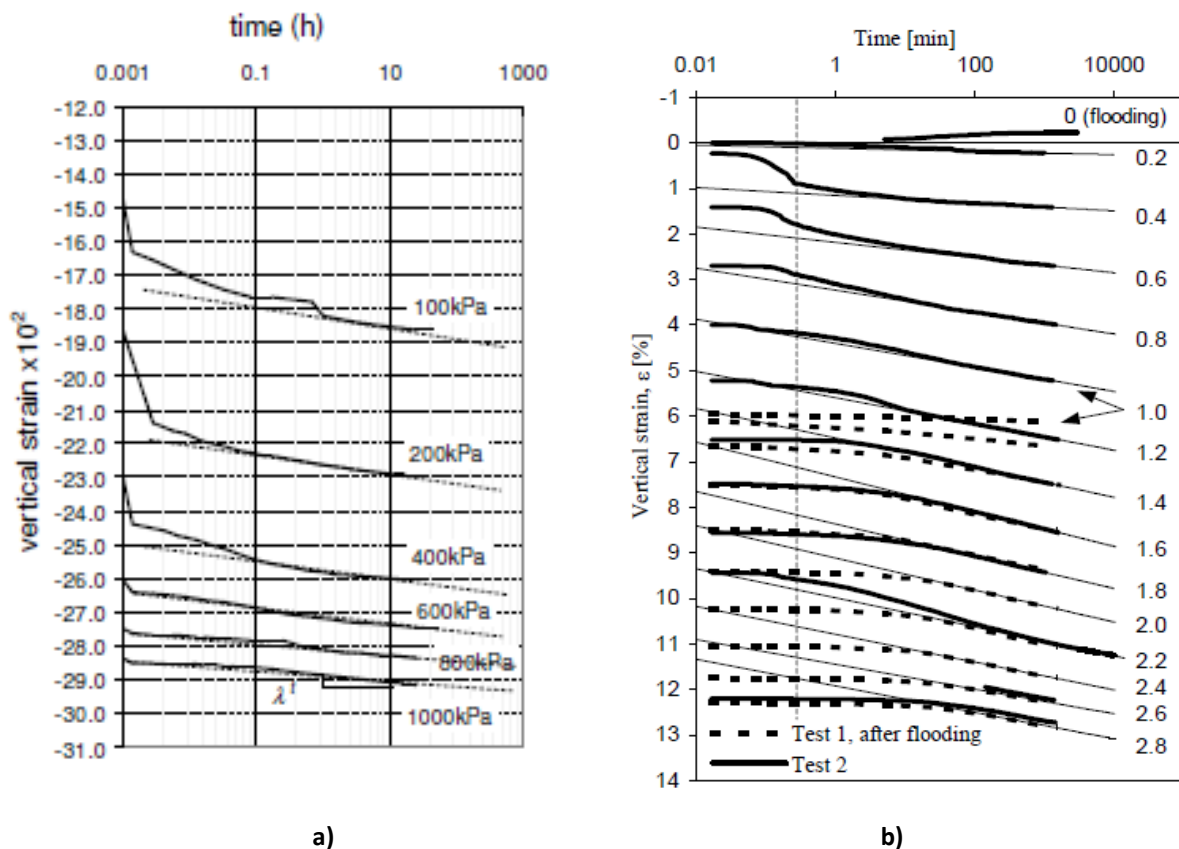


Figura 4.7 – a) Trajetória ( $\epsilon_v$ ;  $t$ ) para diferentes valores de tensão vertical constante obtidos em ensaios edométricos realizados com fragmentos de rochas evolutivas compactadas sob sucção nula (Cardoso, 2009); b) Trajetória ( $\epsilon_v$ ;  $t$ ) para diferentes valores de tensão vertical constante obtidos em ensaios edométricos realizados com enrocamentos, sob tensão nula desde o instante inicial (“Test 2”) e saturados por embebição (“Test 1, after flooding”) (Oldecop & Alonso, 2002)

Comparando a Figura 4.6 com a Figura 4.7a), obtida através de ensaio edométrico em rochas evolutivas compactas com sucção nula, e com a Figura 4.7b), obtida através de ensaio edométrico em enrocamento formado por material não evolutivo com sucção nula, conclui-se que as margas compactadas do ensaio saturado possuem deformações por fluência semelhantes às de um enrocamento.

Esta conclusão advém do modo como evolui o parâmetro de fluência com a tensão vertical aplicada. Enquanto que para rochas evolutivas compactadas, Figura 4.7a), o valor deste parâmetro vai diminuindo com o aumento da tensão vertical, tal não acontece nem para o enrocamento nem para as margas compactadas. Nas Figuras 4.8 e 4.9 é apresentada a evolução de  $\lambda_t$  para as margas e para enrocamentos com diversas sucções instaladas, respectivamente. Constata-se que as margas possuem uma relação linear e crescente entre  $\lambda_t$  e  $\sigma_v$ , tal como os enrocamentos.

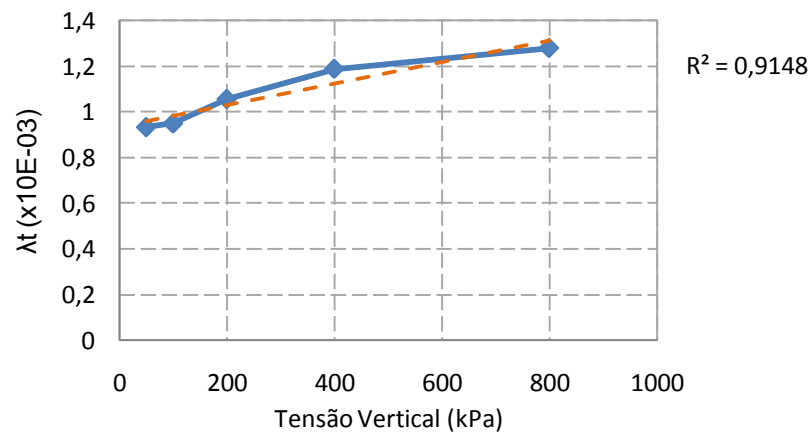


Figura 4.8 – Relação entre o parâmetro de fluência e o carregamento aplicado para margas compactadas

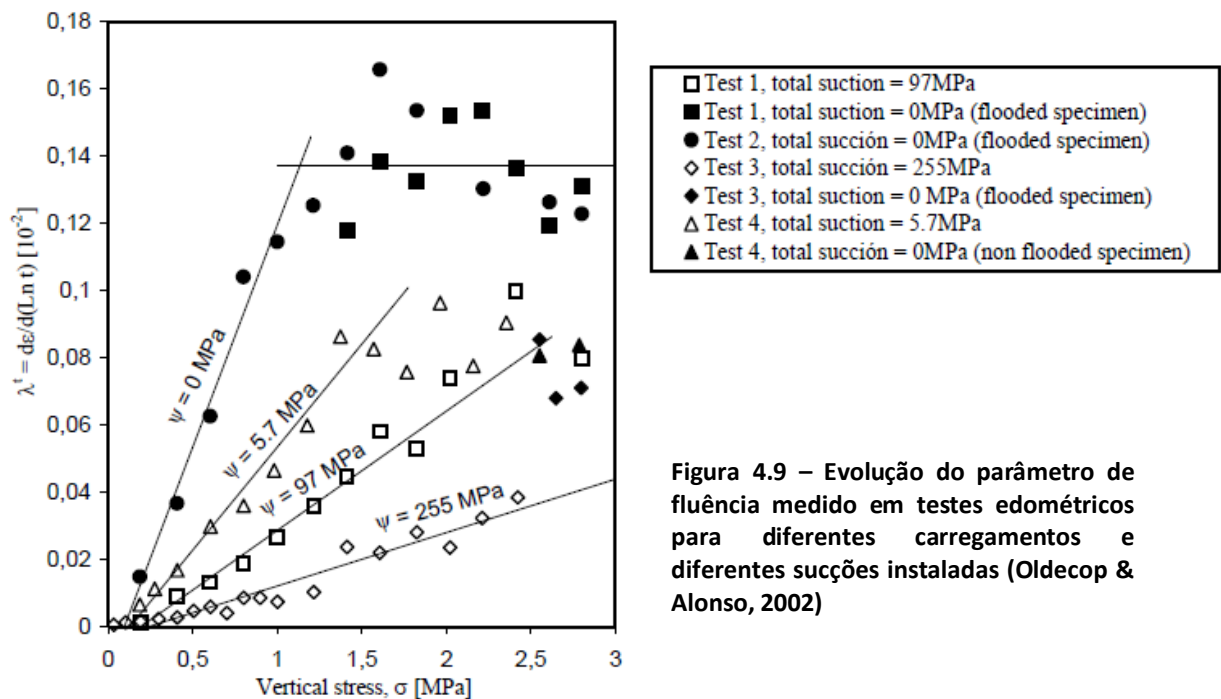


Figura 4.9 – Evolução do parâmetro de fluência medido em testes edométricos para diferentes carregamentos e diferentes sucções instaladas (Oldecop & Alonso, 2002)

Perante um comportamento semelhante, para deformações diferidas no tempo, entre margas compactadas e enrocamentos, são esperados deslocamentos importantes devido a fluência (relembra-se que aqui estão incorporadas as deformações que potencialmente ocorrem devida à natureza evolutiva do material) e que podem afectar significativamente o comportamento do aterro. Desta forma é bastante importante incluir a viscosidade no modelo numérico, o que será feito mais à frente no Capítulo 5.

### 4.3 Evolução do Teor em Água

Tal como se fez referência na Secção 4.1, havia necessidade de conhecer o valor da sucção instalada imediatamente antes da saturação por embebição no ensaio saturado, para assim determinar a rigidez elástica para variações de sucção.

Conhecendo esta sucção e ainda a sucção instalada no ensaio não saturado, seria possível calibrar os parâmetros referentes à compressibilidade elastoplástica do BBM (expressão (2.13) e expressão (2.14)).

O ensaio idealizado teve como objectivo determinar a evolução do teor em água de amostras deixadas a secar em ambiente de laboratório, e conseguir extrapolar o tempo necessário que a amostra do ensaio saturado da Secção 4.1 necessitou para que o seu teor em água estabilizasse, imediatamente antes da saturação.

Assim sendo, duas amostras com o teor em água da compactação foram deixadas a secar no Laboratório de Geotecnia do IST, Figura 4.10, que apresenta uma HR a rondar os 50% e uma temperatura próxima dos 20°C.

As amostras foram pesadas diariamente para assim se conseguir medir a perda de água. O resultado deste ensaio é apresentado na Figura 4.11.

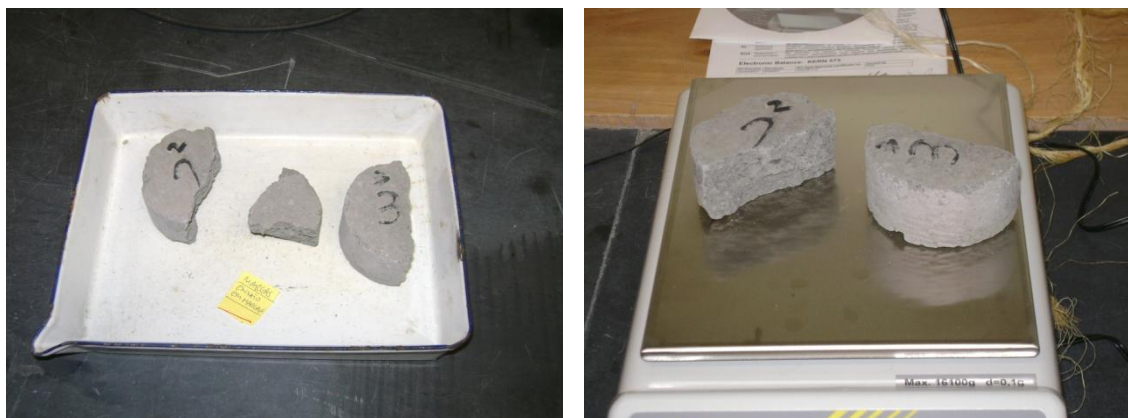
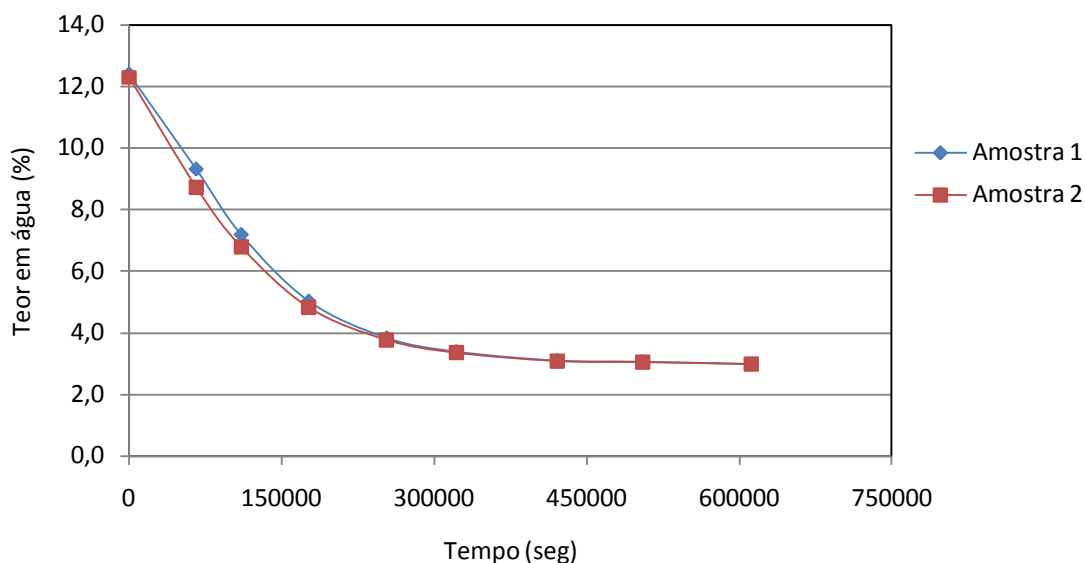


Figura 4.10 – Amostras previamente saturadas e colocadas em condições de temperatura e HR normais



**Figura 4.11 – Evolução do teor em água em amostras previamente saturadas e colocadas a secar em condições de temperatura e HR de laboratório**

O gráfico que se encontra na Figura 4.11 mostra que o valor do teor em água se apresentou estável ao fim de quatro dias ( $\approx 350000$  s).

Para extrapolar o resultado obtido neste ensaio para uma amostra montada num edómetro, é necessário proceder a relações entre áreas e volumes, pois as geometrias das amostras são diferentes bem como as áreas expostas ao ar. A área exposta das amostras deste ensaio foi de  $9122 \text{ mm}^2$ , o seu volume foi de  $76969 \text{ mm}^3$  e a relação  $\frac{A}{V}$  de 0,119. Num raciocínio rápido e linear, se foram necessários quatro dias para as amostras estabilizarem o seu teor em água, para uma relação  $\frac{A}{V}$  de 0,105 das amostras dos edómetros são necessários aproximadamente quatro dias e meio. Este período de tempo parece compatível com o intervalo desde a montagem dos edómetros até à saturação por embebição sob tensão vertical de 25 kPa, pelo que se considera aceitável admitir que a amostra secou de modo a atingir um valor de sucção em equilíbrio com o ar do laboratório antes da molhagem.

Pela Lei psicométrica, expressão (4.7), e atendendo a que à estabilização do teor em água das amostras corresponde uma situação de equilíbrio entre o ar dos vazios das mesmas e o ar existente no laboratório, ou seja, HR de 50% e temperatura de  $20^\circ\text{C}$ , a sucção instalada foi de aproximadamente 85 MPa.

$$s = \frac{RT}{M} \ln(\overline{HR}) \quad (4.7)$$

Como o equilíbrio foi alcançado rapidamente, é lícito considerar que tanto a sucção imediatamente antes da saturação por embebição no ensaio saturado, como a sucção que se instalou no ensaio não saturado foi de 85 MPa.

Por último, e uma vez possuindo estes dados, é possível calibrar os parâmetros mencionados no início desta Secção 4.3. e que figuram no Quadro 4.2.

**Quadro 4.2 – Calibração de parâmetros do BBM através dos ensaios laboratoriais**

	<b>r</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>p_c</math> (kPa)</b>
<b>Solo</b>	0,2	0,02	77



## 5. Análise Numérica do Aterro

### 5.1 CODE\_BRIGTH

Para a análise numérica do aterro em estudo foi usado o programa de cálculo CODE\_BRIGTH (Olivella *et al.*, 1996 e UPC-DLT 2002) que permite realizar uma análise termo-hidro-mecânica (THM) acoplada de solos não saturados, assumindo que estes são meios porosos deformáveis.

No seu processo de cálculo o CODE\_BRIGTH resolve as seguintes equações: (i) Equilíbrio da massa de água; (ii) Equilíbrio da massa de ar; (iii) Equilíbrio da quantidade de energia; (iv) Equilíbrio de tensões.

Nas equações que seguidamente se apresentam  $\Phi$  representa a porosidade e numa notação do género  $A_t^k$ ,  $t$  pode tomar as letras  $s$ ,  $l$  ou  $g$ , para se referirem ao estado sólido, estado líquido ou estado gasoso, respectivamente. Já  $k$  pode tomar as letras  $w$  ou  $a$  para se referirem a água ou ar, respectivamente.

A letra grega  $\rho$  diz respeito a densidades.

#### 5.1.1 Equilíbrio da Massa de Água

O equilíbrio da massa de água é feito através da expressão (5.1).

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta_l^w S_l \phi + \theta_g^w S_s \phi) + \nabla (j_l^w + j_g^w + i_g^w) = f^w \quad (5.1)$$

Onde,

$\theta_l^w$  ( $\approx \rho_l$ ) – massa de água no estado líquido por volume de líquido;

$\theta_g^w$  ( $\approx \rho_g$ ) – massa de água no estado gasoso por volume de gás;

$S_l$  – fracção dos poros preenchidos por líquido;

$S_s$  – fracção dos poros preenchidos por gás ( $S_g = 1 - S_l$ );

$j_l^w$  e  $j_g^w$  – fluxo da massa de água no estado líquido e gasosa, respectivamente;

$i_g^w$  – difusão da água no estado gasoso;

$f^w$  – entrada/saída de massa do sistema.

Para resolver a expressão (5.1) são necessárias as relações que a seguir se apresentam.

### Densidade da Água no Estado Líquido, $\theta_l^w$

$$\theta_l^w = \theta_l^w(T, p_l) \quad (5.2)$$

### Densidade da Água no Estado Gasoso, $\theta_g^w$

$$\theta_g^w = (\theta_g^w)_0 \exp\left(\frac{-(p_g - p_l) \times 0,018}{(8,314 \times (273,15 + T) \rho_l)}\right) \quad (5.3)$$

A expressão (5.3) que governa a densidade da água no estado gasoso advém da lei psicométrica.  $(\theta_g^w)_0$  é a densidade da água no estado gasoso em contacto com a água no estado líquido e à sucção de referência, ou seja,  $s=0$ .

### Curva de Retenção

A curva de retenção é utilizada para relacionar  $S_l$  e  $S_g$ . A exposição dos parâmetros desta curva foi feita na Secção 3.2.5.

### Fluxo da Massa de Água no Estado Líquido, $j_l^w$

$j_l^w$  é determinado de acordo com a lei de Darcy generalizada para solos não saturados através da expressão (5.4).

$$j_l^w = \rho_l q_l = \frac{-\rho_l (K k_{rl} / \mu_l) K_l}{\nabla p_l} + \rho_l g \nabla_z \quad (5.4)$$

$K$  é permeabilidade intrínseca e cujo valor depende do tipo de solo.  $k_{rl}$  é a permeabilidade relativa que depende do grau de saturação e é dada pela expressão (5.5).  $\mu_l$  representa a viscosidade da água,  $g$  a aceleração da gravidade ( $9,8\text{m/s}^2$ ) e  $\nabla_z$  é a diferença de cotas entre níveis freáticos. Na expressão (5.5)  $A$  e  $\lambda$  são constantes e  $S_e$  é obtida pela curva de retenção.

$$k_{rl} = A S_e^\lambda \quad (5.5)$$

### Fluxo da Massa de Água no Estado Gasoso, $j_g^w$

O cálculo de  $j_g^w$  é feito com base na lei de Fick e usando a expressão (5.6).

$$j_g^w = -D_g^w \nabla w_g^w = -(\phi \rho_g S_g \tau D_m^w I + \rho_g D'_g) \nabla w_g^w \quad (5.6)$$



Nesta expressão  $\tau$  é a tortuosidade,  $D_m^w$  diz respeito ao coeficiente molecular da água no estado gasoso e é dado pela expressão (5.7),  $I$  representa a matriz identidade,  $D'_g$  a dispersão mecânica e  $w_g^w$  a fracção da massa de água existente no estado gasoso.

$$D_m^w = 5,9 \times 10^{-12} \frac{(273,15+T)^{2,3}}{p_g} \quad (5.7)$$

Difusão da Água no Estado Gasoso,  $i_g^w$

$$i_g^w = -(\phi \rho_g S_g \tau D_m^w) \nabla w_g^w \quad (5.8)$$

A expressão (5.8) calcula  $i_g^w$  e os parâmetros que constam na mesma foram já apresentados aquando da exposição da expressão (5.6).

### 5.1.2 Equilíbrio da Massa de Ar

O equilíbrio da massa de ar é feito através da expressão (5.9).

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta_l^a S_l \phi + \theta_g^a S_g \phi) + \nabla (j_l^a + j_g^a + i_g^a) = f^a \quad (5.9)$$

Onde,

$\theta_l^a$  e  $\theta_g^a$  ( $\approx \rho_a$ ) – massa de ar por volume de líquido e gás, respectivamente;

$j_l^a$  e  $j_g^a$  – fluxo da massa de ar dissolvida em água e no estado gasoso, respectivamente;

$i_g^a$  – difusão do ar no estado gasoso;

$f^a$  – entrada/saída de massa do sistema.

Para resolver a expressão (5.9) são necessárias as relações que a seguir se apresentam.

Densidade do Ar,  $\theta_g^a$

$$\theta_g^a = \theta_g^a(T, p_g) \quad (5.10)$$

Massa de Ar Dissolvida em Água,  $\theta_l^a$

Com base na lei de Henry a expressão (5.11) permite determinar  $\theta_l^a$ .

$$\frac{\theta_l^a}{\rho_l} = \frac{p_a M_a}{H M_w} \quad (5.11)$$

$p_a$  diz respeito à pressão relativa assumida constante e igual a  $p_{atm}$  (0,1 MPa),  $M_a$  é a massa molecular do ar (0,02895 kg/mol) e  $H$  é a constante de Henry (10000 MPa).

### Fluxo da Massa de Ar Dissolvida em Água, $j_l^a$

$j_l^a$  representa o fluxo de ar dissolvido na água existente nos poros do solo, e é calculado pela expressão (5.12).

$$j_l^a = q_l \theta_l^a = \frac{j_l^a}{\rho_l} \theta_l^a \quad (5.12)$$

### Fluxo da Massa de Ar no Estado Gasoso, $j_g^a$

$j_g^a$  é determinado de acordo com a lei de Darcy generalizada e através da expressão (5.13).

$$j_g^a = \rho_a q_g = -\rho_a (K k_{rg} / \mu_g) (\nabla p_g + \rho_g g \nabla z) \quad (5.13)$$

Os parâmetros que constam na expressão (5.13) são idênticos aos da expressão (5.4), bastando apenas fazer a analogia para o ar no estado gasoso. A permeabilidade relativa passa a ser dada por  $k_{rg}$  ( $=1-k_{rl}$ ).

### Difusão do Ar no Estado Gasoso, $i_g^a$

$$i_g^a = -(\phi \rho_g S_g \tau D_m^a) \nabla w_g^a \quad (5.14)$$

A expressão (5.14) calcula  $i_g^a$  e os parâmetros que constam na mesma foram já apresentados aquando da exposição da expressão (5.6), bastando apenas fazer a analogia para o ar no estado gasoso.

## **5.1.3 Equilíbrio da Quantidade de Energia**

O equilíbrio da quantidade de energia é feito através da expressão (5.15).

$$\frac{\partial}{\partial t} (E_s \rho_s (1 - \phi) + E_l \rho_l S_l + E_g \rho_l S_l) + \nabla (i_c + j_{El} + j_{Eg}) = f^E \quad (5.15)$$

Onde,

$E_s, E_l$  e  $E_g$  – energias específicas de cada fase;

$i_c$  – parâmetro de condutividade;

$j_{El}$  e  $j_{Eg}$  – fluxos de calor transportados na massa de líquido e na massa de ar, respectivamente.

Para resolver a expressão (5.15) são necessárias as relações que a seguir se apresentam.

### Energias Específicas, $E_s$ , $E_l$ e $E_g$

$E_s$  toma um valor perto de  $1000\Delta T$  (J/kg), enquanto que  $E_l$  e  $E_g$  são calculadas pelas expressões (5.16) e (5.17), respectivamente.

$$E_l = E_l^w w_l^w + E_l^a w_l^a \quad (5.16)$$

$$E_g = E_g^w w_g^w + E_g^a w_g^a \quad (5.17)$$

Nestas expressões tem-se  $E_l^w = 1180 \Delta T$  (J/kg),  $E_g^a = E_l^a = 1006 \Delta T$  (J/kg),  $E_g^w = 2,5 \times 10^6 \times 1900 \Delta T$  (J/kg).  $w_\beta^a$  é a fracção de massa da espécie  $\alpha$  no estado  $\beta$ .

### Conductividade Térmica, $i_c$

$i_c$  é determinado de acordo com a expressão (5.18) e apoia-se na lei de Fourier.

$$i_c = -\left(\lambda_s^{1-\phi} \lambda_l^{\phi s_l} \lambda_g^{\phi(1-s_l)}\right) \nabla T \quad (5.18)$$

O produto que se encontra entre parênteses representa a condutividade térmica global. Nela  $\lambda_s$ ,  $\lambda_l$  e  $\lambda_g$  representam a condutividade térmica em cada uma das fases.

## 5.1.4 Equilíbrio de Tensões

O equilíbrio de tensões é feito através da expressão (5.19).

$$\nabla \sigma + b = 0 \quad (5.19)$$

Onde,

$\sigma$  – tensões totais;

$b$  – forças de massa.

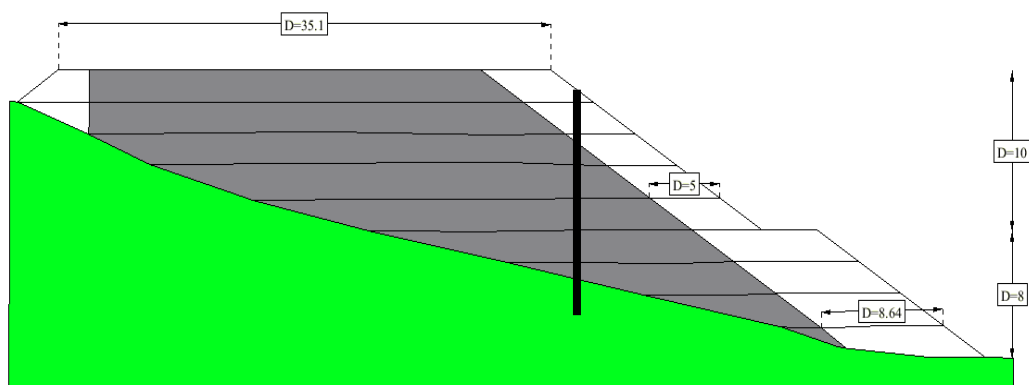
A equação constitutiva que liga as tensões às deformações é dada pela expressão (5.20).

$$d\sigma^* = D(d\varepsilon - d\varepsilon_0 - d\varepsilon_T) \quad (5.20)$$

$d\sigma^*$  é a variação das tensões efectivas,  $D$  um operador que incorpora o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson,  $d\varepsilon$  representa a variação das deformações volumétricas totais que o solo experimenta,  $d\varepsilon_0$  representa a variação das deformações volumétricas devido a variações de sucção e  $d\varepsilon_T$  representa a variação das deformações volumétricas devido a acções térmicas.

## 5.2 Geometria do Aterro Modelado

A geometria do modelo numérico está representada na Figura 5.1, e é uma reprodução do perfil transversal presente na Figura 3.1.



**Figura 5.1 – Modelo do aterro AT1. A verde está representado o terreno de fundação, a cinzento o solo e a branco o solo-cal.**

O enrocamento existente no pé do talude com funções de estabilização do aterro, é considerado no modelo através da aplicação do seu peso próprio na fronteira, ignorando-se assim, e conservativamente, quaisquer tipos de sistemas de drenagem.

Na Figura 5.1, mostram-se as nove camadas consideradas para a simulação do processo construtivo. Estas possuem 2m de espessura e foram activadas progressivamente ao longo do cálculo automático. Foi admitida uma semana para a construção de cada camada.

Ainda da Figura 5.1 é possível observar a localização da calha do inclinómetro no modelo.

O pavimento betuminoso no topo do talude é simulado por uma carga uniformemente distribuída representativa do seu peso próprio, e a impermeabilização que este confere é tida em conta através da não prescrição das acções nesta superfície.

Na Figura 5.2 está representada a malha de elementos finitos utilizada. Esta é formada à base de elementos triangulares e foi gerada automaticamente pelo programa de cálculo de modo a satisfazer as condições necessárias para ser considerada aceitável do ponto de vista numérico. A concentração de elementos finitos que existe na intersecção do perfil vertical da calha inclinométrica com o terreno de fundação deve-se unicamente a razões numéricas de convergência.

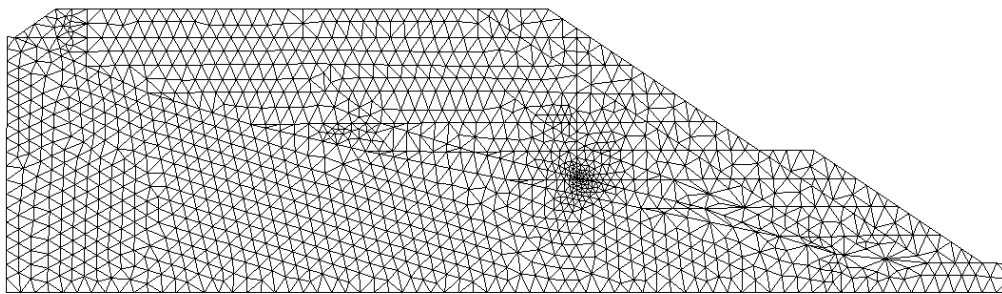


Figura 5.2 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo do aterro AT1

### 5.3 Condições Iniciais

No decurso da instrumentação descrita na Secção 3.3, algumas amostras de solo foram recolhidas e através delas determinados o peso volúmico aparente seco e o teor em água do solo nas imediações dos sensores. Estes dados foram utilizados para a definição das condições iniciais de cada uma das nove camadas existentes no modelo e constam no Quadro 5.1.

Chama-se porém à atenção que os valores obtidos podem não coincidir com a curva de compactação e tal deve-se à compactação manual que foi efectuada junto dos sensores.

De agora em diante quando existir um algarismo a proceder à palavra solo ou solo-cal, ele será um indicativo da camada a que se está a fazer referência, sendo que a numeração é feita desde o pé do talude, com o número 1, até ao topo do aterro, com o número 9. A Figura 5.3 pretende elucidar a explicação efectuada.

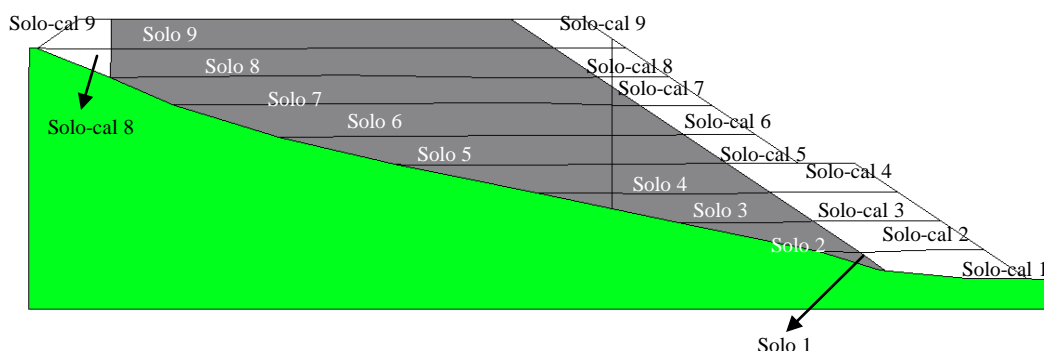


Figura 5.3 – Nomenclatura das diversas camadas do modelo

**Quadro 5.1 – Alguns parâmetros iniciais de cada uma das nove camadas do modelo**

	<b>Solo</b>								
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
<b><math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	17,0	17,0	17,0	17,1	15,4	16,2	16,4	16,4	16,4
<b>w (%)</b>	18,9	18,9	18,9	14,4	13,5	13,6	14	14	14
<b>e</b>	0,62	0,62	0,62	0,61	0,79	0,70	0,68	0,68	0,68
<b>Sr (%)</b>	84,2	84,2	84,2	65,1	47,3	53,6	56,9	56,9	56,9
<b>s (MPa)</b>	0,20	0,20	0,20	0,67	2,15	1,38	1,11	1,11	1,11
<b>Solo-cal</b>									
<b><math>\gamma_d</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	16,3								
<b>w (%)</b>	14,5								
<b>e</b>	0,68								
<b>Sr (%)</b>	58,2								
<b>s (MPa)</b>	1,07								

Analisando o Quadro 5.1 percebe-se que todas as camadas de solo-cal foram modeladas com as mesmas condições iniciais. De facto, tal acontece uma vez que os relatórios citados não contêm informação que leve a uma melhor pormenorização.

Através do peso volúmico aparente seco e teor em água é possível determinar o índice de vazios pela expressão (5.21), o grau de saturação pela expressão (5.22) e a sucção pela curva de retenção calibrada em na Secção 3.2.5, admitindo molhagem.

$$e = \frac{1/\gamma_d}{1/G_s\gamma_d} - 1 \quad (5.21)$$

$$S_r = \frac{wG_s}{e} \quad (5.22)$$

## 5.4 Modelos Constitutivos dos Materiais

Para a correcta definição das propriedades dos materiais, o *software* utilizado exige que se definam modelos constitutivos para a parte mecânica, hidráulica e térmica.

De seguida apresentam-se algumas expressões que são um aprofundar daquelas apresentadas na Secção 5.1. No entanto, a explicação dos seus parâmetros não é feita uma vez que o objectivo é dar apenas a conhecer o *input* utilizado.

Comparativamente às entradas que o programa possui, se os quadros abaixo forem omissos em relação a alguns parâmetros, significa que se atribui um valor nulo ou um valor por defeito sugerido pelo próprio programa.

### 5.4.1 Modelos Constitutivos da Parte Mecânica

Na parte mecânica, o modelo constitutivo que se aplica ao solo é o BBM, para que se consiga determinar deformações devidas a variações de sucção. A este modelo é acrescentado a viscosidade para conseguir obter as deformações por fluência. Por forma a ser possível ter estas duas componentes simultaneamente, o programa de cálculo requer a combinação dos modelos elástico não-linear e viscoplástico.

Relativamente ao solo-cal, o modelo constitutivo escolhido é o elástico não-linear, uma vez que, por um lado não se prevê que a tensão a vir a ser instalada seja superior à tensão de cedência de 250 kPa (Godinho, 2007) e, por outro, o tratamento com cal reduz o potencial expansivo, não havendo deformações por variações de sucção.

O terreno de fundação é simulado com um modelado elástico linear, sendo que se adopta uma grande rigidez que torna praticamente nulas as suas deformações.

Os parâmetros requeridos para o modelo elástico não-linear são alguns dos que constam da expressão (5.23), e ainda o módulo de distorção, coeficiente de Poisson e uma tensão de confinamento prévia para evitar tracções no instante inicial.

$$\delta\varepsilon_v = a_1 \Delta \ln(-p) + a_2 \Delta \ln\left(\frac{s+0,1}{0,1}\right) + a_3 \left[ \ln(-p) \ln\left(\frac{s+0,1}{0,1}\right) \right] \quad (5.23)$$

No Quadro 5.2 faz-se um resumo do *input* necessário para o modelo elástico não-linear.

Relativamente ao modelo viscoplástico, são requeridos parâmetros que permitam a resolução da expressão (5.24).

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \Gamma \left\langle \left( \frac{F}{F_0} \right)^N \right\rangle \frac{\partial G}{\partial \sigma'} \quad (5.24)$$

Nesta última expressão F representa a função de cedência e é definida por (5.25), G é o potencial viscoplástico (5.26) e a lei do endurecimento é regida pela expressão (5.27).

$$F(J_1; J_{2D}; J_{3D}; s) = aJ_{2D} - \mu^2 F_b F_s \quad (5.25)$$

$$G(J_1, J_{2D}, J_{3D}, s) = aJ_{2D} - b\mu^2 F_b F_s \quad (5.26)$$

$$j_1^0(S) = 3P^c \left( \frac{j_1^{0*}}{3P^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(S)-\kappa}} \quad (5.27)$$

No Quadro 5.3 faz-se um resumo do *input* necessário para o modelo viscoplástico.

**Quadro 5.2 – Input para parte elástica não-linear**

	<b>Significado</b>	<b>Unidade</b>	<b>Solo 1,2 e 3</b>	<b>Solo 4</b>	<b>Solo 5</b>	<b>Solo 6</b>	<b>Solo 7,8 e 9</b>	<b>Solo-cal</b>
<b>a<sub>1</sub></b>	$\frac{-C_s}{2,3 * (1 + e_i)}$	-	-0,0083	-0,0084	-0,0075	-0,0079	-0,0080	-0,0021
<b>a<sub>2</sub></b>	$\frac{-\kappa_s}{(1 + e_i)}$	-	-0,0025	-0,0025	-0,0022	-0,0024	-0,0024	-0,0002
<b>G</b>	Módulo de distorção	MPa	20	20	20	20	20	70
<b>v</b>	Coefficiente de Poisson	-	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
<b>tens</b>	Tensão para eq. inicial	MPa	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01

**Quadro 5.3 – Input para parte viscoplástica**

	<b>Significado</b>	<b>Unidade</b>	<b>Solo 1,2 e 3</b>	<b>Solo 4</b>	<b>Solo 5</b>	<b>Solo 6</b>	<b>Solo 7,8 e 9</b>
<b><math>\Gamma_0</math></b>	Viscosidade inicial	1/s	10	10	10	10	10
<b>N</b>	Expoente	-	21	21	21	21	21
<b>n</b>	Potência para F e G	-	1	1	1	1	1
<b>Y</b>	Potência para F e G	-	-1/9	-1/9	-1/9	-1/9	-1/9
<b><math>\mu_{DRY}</math></b>	$\frac{6sen(\phi'_{DRY})}{3 - sen(\phi'_{DRY})}$	-	1,244	1,244	1,244	1,244	1,244
<b><math>(J_1^*)_F</math></b>	$3p_0^*$	MPa	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
<b><math>(J_1^*)_G</math></b>	$3p_0^*$	MPa	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
<b>a</b>	Parâmetro para F e G	-	3	3	3	3	3
<b><math>\mu_{SAT}</math></b>	$\frac{6sen(\phi'_{SAT})}{3 - sen(\phi'_{SAT})}$	-	1,244	1,244	1,244	1,244	1,244
<b><math>\chi(0)</math></b>	$\lambda(0) - \kappa = \chi(0)$	-	0,0198	0,0198	0,0198	0,0198	0,0198
<b>r</b>	Parâmetro da curva LC	-	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b><math>\beta</math></b>	Parâmetro da curva LC	-	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
<b><math>p^c</math></b>	Parâmetro da curva LC	MPa	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077
<b><math>k_2</math></b>	-3k	-	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001	-0,001
<b><math>k_3</math></b>	3k	-	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001



## 5.4.2 Modelos Constitutivos da Parte Hidráulica

Relativamente à parte hidráulica é necessário definir os parâmetros da curva de retenção, permeabilidade intrínseca e permeabilidade não saturada.

A curva de retenção adoptada é, como já se referiu, a sugerida por Van Genuchten (1980). Para a permeabilidade intrínseca são necessários os valores iniciais da expressão (5.28) referente ao modelo Kozeny. A permeabilidade saturada é calculada de acordo com a expressão (5.5). Assume-se que a permeabilidade é isotrópica.

$$k = k_0 \frac{\phi^3}{(1-\phi)^2} \frac{(1-\phi_0)^2}{\phi_0^3} \quad (5.28)$$

No Quadro 5.4 faz-se um resumo do *input* necessário da parte hidráulica.

**Quadro 5.4 – Input da parte hidráulica**

Curva de Retenção								
	Significado	Unidade	Solo 1,2 e 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6	Solo 7,8 e 9	Solo-cal
$P_0$	Parâmetro de calibração	MPa	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,08
$\lambda$	Parâmetro de calibração	-	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,2
$S_{r1}$	Saturação residual	-	0	0	0	0	0	0
$S_{1s}$	Saturação máxima	-	1	1	1	1	1	1
Permeabilidade Intrínseca								
	Significado	Unidade	Solo 1,2 e 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6	Solo 7,8 e 9	Solo-cal
$(k_{11})_0$	Permeabilidade intrínseca em 1	m <sup>2</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	5x10 <sup>-21</sup>
$(k_{22})_0$	Permeabilidade intrínseca em 2	m <sup>2</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	5x10 <sup>-21</sup>
$(k_{33})_0$	Permeabilidade intrínseca em 3	m <sup>2</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	9x10 <sup>-21</sup>	5x10 <sup>-21</sup>
$\Phi_0$	Porosidade de referência	-	0,38	0,38	0,44	0,41	0,40	0,41

Permeabilidade não Saturada								
	Significado	Unidade	Solo 1,2 e 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6	Solo 7,8 e 9	Solo-cal
<b>A</b>	Constante	-	1	1	1	1	1	1
<b><math>\lambda</math></b>	Potência	-	3	3	3	3	3	3

Uma vez que apenas se pode inserir os dados da curva de retenção relativos a um dos ramos, considera-se o ramo molhagem. Esta escolha tem por base a Figura 3.19 de onde se depreende que houve um aumento do teor em água numa fase inicial.

### 5.4.3 Modelos Constitutivos da Parte Térmica

Na parte térmica apenas se atribui valores à condutividade dos materiais, de acordo com a expressão (5.18).

Dos vários ensaios que já foram efectuados até hoje para definição das propriedades dos materiais, nenhum deles se debruçou sobre esta propriedade. Deste modo, o valor que se atribui é retirado da literatura existente (Alonso, 1998, por exemplo).

Quadro 5.5 – Input da parte térmica

	Significado	Unidade	Solo 1,2 e 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6	Solo 7,8 e 9	Solo-cal
$\lambda_{\text{DRY}}$	Condutividade em poros secos	WmK <sup>-1</sup>	2	2	2	2	2	2
$\lambda_{\text{SAT}}$	Condutividade em poros saturados	WmK <sup>-1</sup>	2	2	2	2	2	2

## 5.5 Clima

As acções climatéricas consideradas foram a precipitação, a HR e temperatura. Não dispondo de dados relativos a estas três variáveis na localização geográfica onde o aterro foi construído, utilizaram-se os registos referentes à cidade de Lisboa. Estes últimos foram cedidos pelo SNIRH (Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos).

A utilização do histórico climatérico de Lisboa em detrimento do de Arruda dos Vinhos (ou outra mais próxima), não irá implicar diferenças significativas por dois motivos. Primeiro, Lisboa dista apenas, e aproximadamente 60km do local da obra, pelo que as diferenças climatéricas médias diárias não hão-de ser muito diferentes. Segundo, os climas médios mensais destas duas localidades são idênticos, o que torna a análise ao longo tempo credível.

O clima é tido em conta no modelo numérico desde o início da construção, finais de Abril de 2005, até finais de 2008. A discretização temporal das acções climatéricas é semanal, durante a construção, e mensal, para o restante período.

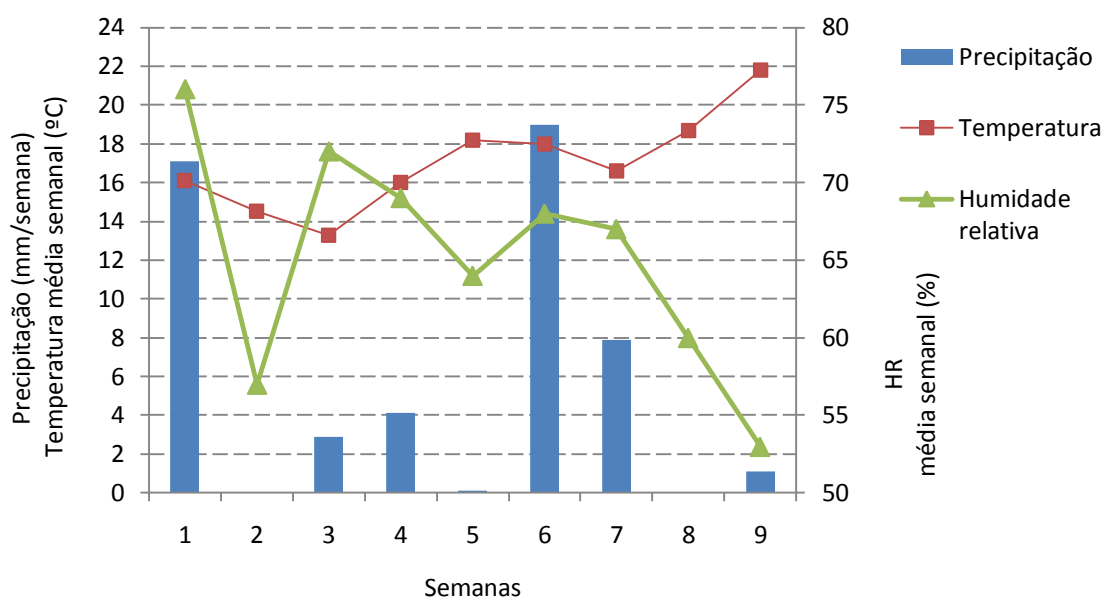


Figura 5.4 – Gráfico das acções climatéricas durante as 9 semanas de construção do aterro

A Figura 5.4 quantifica as acções climatéricas a que o aterro esteve sujeito durante o período construtivo. Esta fase teve a duração de nove semanas.

A Figura 5.5 quantifica as acções climatéricas a que o aterro esteve sujeito durante o ano de 2005 e após a sua construção, finais de Junho de 2005.

Por último, as Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 quantificam as acções climatéricas a que o aterro esteve sujeito durante o ano de 2006, 2007 e 2008 respectivamente.

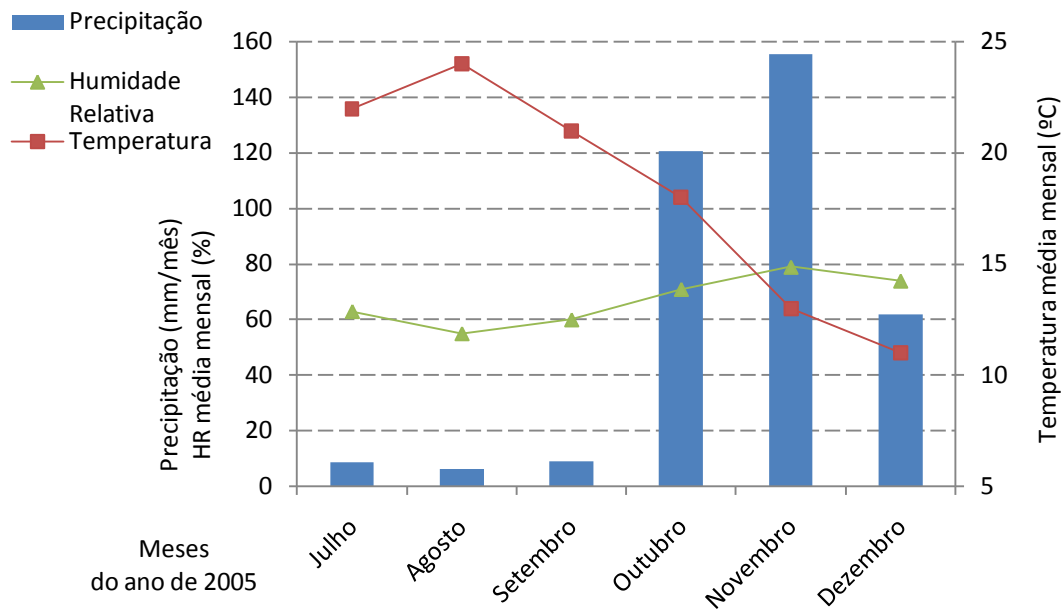


Figura 5.5 – Gráfico das ações climatéricas no ano de 2005 após a construção do aterro

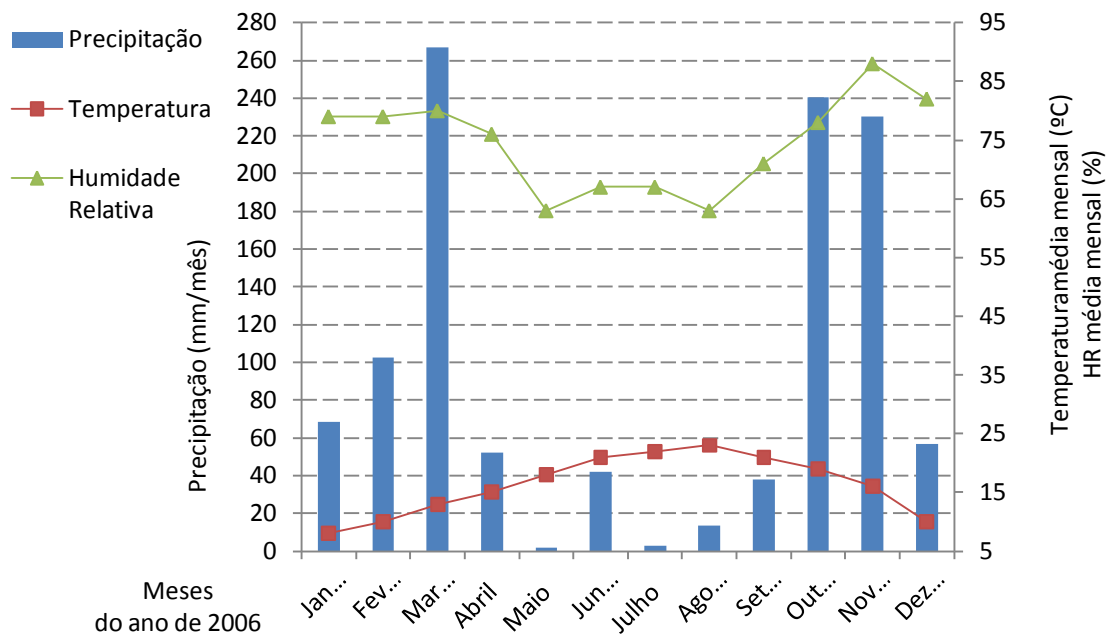


Figura 5.6 – Gráfico das ações climatéricas no ano de 2006

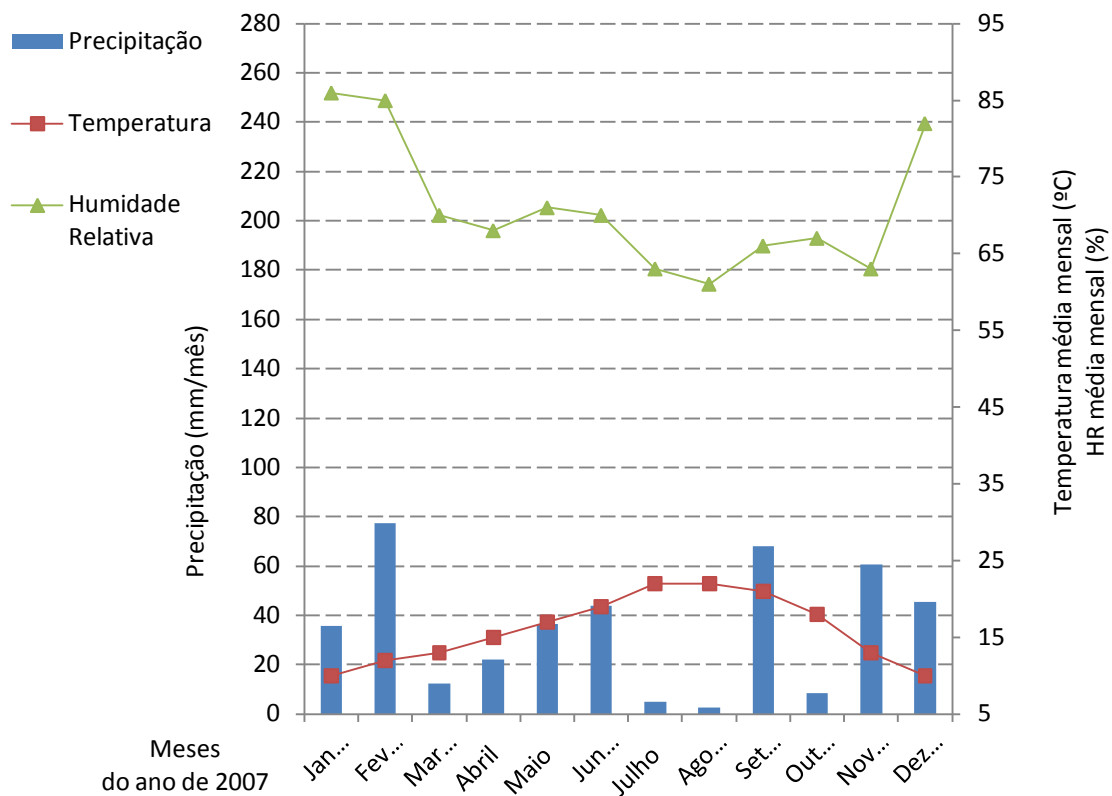


Figura 5.7 – Gráfico das ações climáticas no ano de 2007

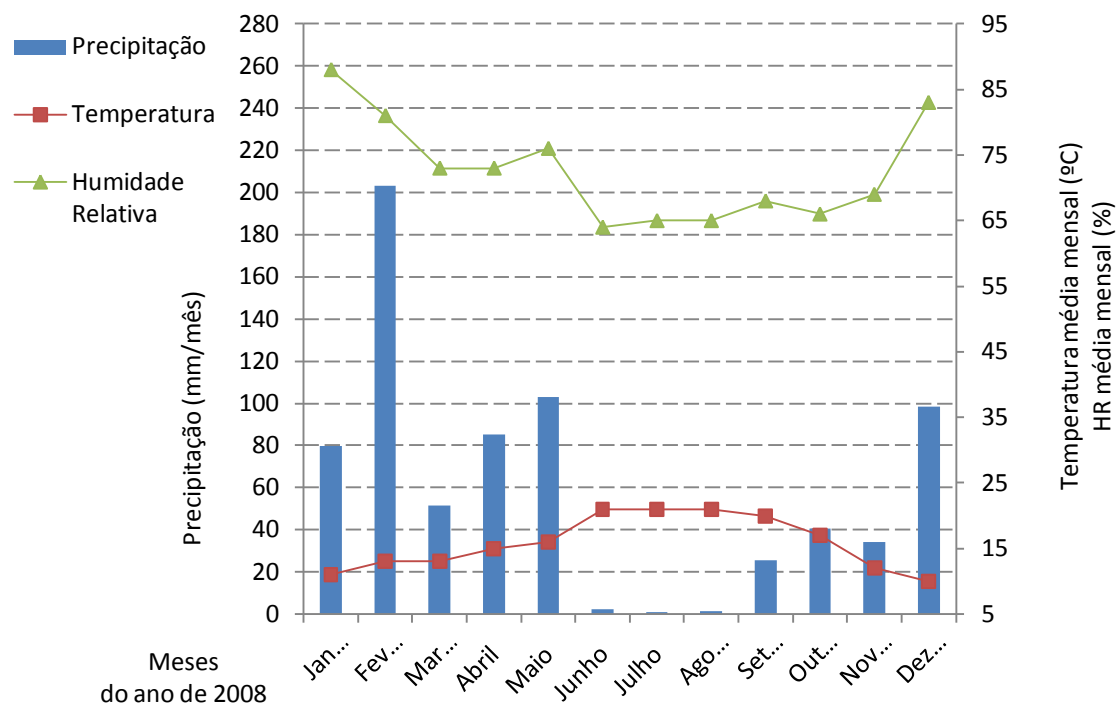


Figura 5.8 – Gráfico das ações climáticas no ano de 2008

## 5.6 Condições Fronteira e Acções

As condições fronteiras e acções a introduzir no programa de cálculo prendem-se essencialmente com a simulação das acções atmosféricas, cargas aplicadas e condições de apoio. Para cada intervalo de tempo considerado há necessidade de definir cada uma das variáveis acima indicadas.

O estudo que se faz do comportamento do aterro comporta todo o período inicial da construção e estende-se até ao final do ano de 2008.

A iniciação dos trabalhos teve início em finais de Abril de 2005 e foi concluída em finais de Junho de 2005, ou seja, aproximadamente dois meses. Desta forma, é considerado para via de cálculo automático, um processo construtivo com duração de nove semanas, o que é equivalente à construção de uma camada de 2m por semana.

São assim considerados nove intervalos de tempo com duração de uma semana e no qual são introduzidas as respectivas acções atmosféricas apresentadas na Figura 5.4.

No final destes nove intervalos de tempo semanais é imposto outro, destinado apenas à construção do pavimento e colocação de enrocamento no pé do talude.

A primeira acção é considerada através de uma carga vertical uniformemente distribuída no topo do talude e toma o valor de  $1,2 \text{ kN/m}^2$ , simulando o peso próprio da camada de betuminoso ( $\gamma_{\text{betu}}=24 \text{ kN/m}^3$ ) cuja espessura é de  $0,05\text{m}$ . Para a simulação do enrocamento é colocada também uma carga vertical uniformemente distribuída de valor igual a  $50\text{kN/m}^2$ , com o intuito de ser representativa do peso próprio do mesmo.

Estas cargas permanecem constantes para todos os intervalos de tempo posteriores.

Findadas estas etapas, considera-se intervalos de tempo de um mês para introduzir as acções atmosféricas representadas nas Figuras 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8.

Na contabilização do fluxo de água que entra no aterro por efeito da precipitação existem dois aspectos a ter em conta. O primeiro é inerente ao pavimento de betuminoso que serve como camada impermeabilizante, e portanto, o fluxo por essa zona é nulo. O segundo relaciona os taludes do aterro e o facto de estes serem inclinados e revestidos por material vegetal, o que faz com que parte da precipitação que cai sobre eles escorra ao longo dos taludes e ainda outra parte fique retida na vegetação. Desta forma o cálculo do fluxo para a zona dos taludes é afectado de um factor  $\alpha$ , inferior à unidade. Por consulta de bibliografia adopta-se um valor de  $0,65$  (Alonso, 1998, por exemplo).

O *input* da precipitação é feito de acordo com a expressão (5.29).

$$j_l = \frac{\alpha P \rho_w}{\Delta T} \quad (5.29)$$

Onde,

$j_l$  – fluxo da massa de água (kg/s);

$\alpha$  – parâmetro de ajuste;

$P$  – precipitação ( $m^3$ );

$\rho_w$  – densidade da água no estado líquido ( $1000 \text{ kg/m}^3$ );

$\Delta T$  – intervalo de tempo correspondente à precipitação indicada (s).

O *input* da HR é feito inserindo uma massa de água no estado gasoso de acordo com a expressão (5.30).

$$w_g^0 = \frac{HR p_v}{\rho_g} \quad (5.30)$$

Sendo que a pressão de vapor  $p_v$  é dada por (5.31) e a correspondente densidade  $\rho_v$  é dada por (5.32).

$$p_v = 136075 \exp\left(\frac{-5239,7}{273,15+T}\right) \text{ (MPa)} \quad (5.31)$$

$$\rho_v = \frac{p_v M}{R(273,15+T)} = \frac{3536 \text{ Pa} \times 0,018 \text{ kg/mol}}{8,3143 \text{ J/mol/K} \times (273,15+T) \text{ K}} \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad (5.32)$$

As condições de apoio a impor estabelecem-se apenas no terreno de fundação. Neste os deslocamentos horizontais e verticais da base estão impedidos e lateralmente restringe-se o movimento horizontal.

Estas condições devem estar contidas em todos os intervalos de tempo.





## 6. Análise de Resultados

Tal como descrito na Secção 3.3, o aterro AT1 encontra-se instrumentado por forma a obter a evolução no tempo de determinadas variáveis. Desta forma, os resultados oriundos da modelação numérica desenvolvida neste trabalho possuem uma fonte fidedigna para a análise crítica dos resultados obtidos.

O historial das leituras efectuadas permitiu obter a evolução do deslocamento vertical, deslocamento horizontal e teor em água, desde o início do período de construção do aterro até Dezembro de 2007.

Em termos de modelação foi simulado não só o intervalo de tempo atrás descrito, mas também o ano de 2008. A estimativa de resultados não foi estendida a datas posteriores devido ao facto de não ter sido possível obter mais dados acerca do clima para além desse ano.

A análise de resultados que se efectua no presente capítulo está dividida em duas partes distintas. Na primeira são analisadas as evoluções do deslocamento vertical e sucção/teor em água durante a construção do aterro, enquanto que na segunda são analisadas as evoluções das mesmas variáveis e ainda do deslocamento horizontal durante a fase de exploração do aterro, imediatamente após a sua construção.

Apesar de este trabalho não ter como objectivo realizar análises de estabilidade do aterro, este aspecto é abordado neste capítulo uma vez que o programa de cálculo utilizado fornece os campos tensoriais que se instalam no aterro ao longo do tempo.

### 6.1 Análise do Aterro Durante a Construção

#### 6.1.1 Deslocamento Vertical

Os pontos escolhidos no modelo numérico para a obtenção da evolução do deslocamento vertical coincidem transversalmente com o perfil a que se faz referência na Figura 3.13 e na Figura 5.1. Foram seleccionados doze pontos que distam entre si 1m em profundidade. A localização dos mesmos pode ser vista na Figura 6.1 e as suas coordenadas em relação à cota do pavimento figuram no Quadro 6.1.

**Quadro 6.1 – Coordenadas dos pontos utilizados para a análise de resultados por via numérica**

Pontos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Profundidade (m)	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0

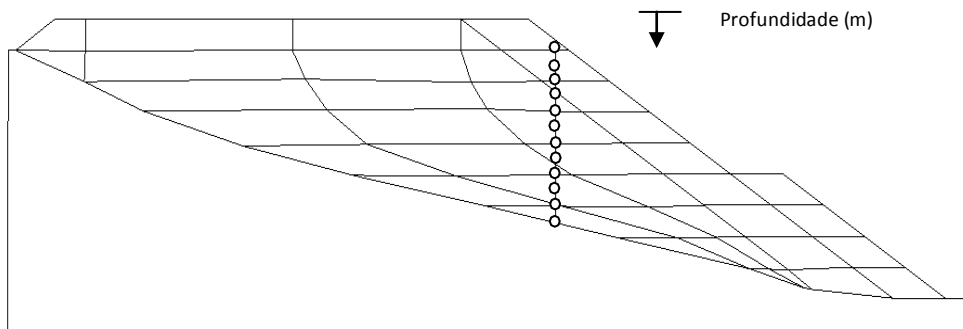


Figura 6.1 – Localização dos doze pontos escolhidos para a análise de resultados por via numérica

Nas Figuras 6.2a) e 6.2b) estão expostos os resultados que se obtiveram através da simulação do processo construtivo e aqueles que foram medidos *in situ*, respectivamente.

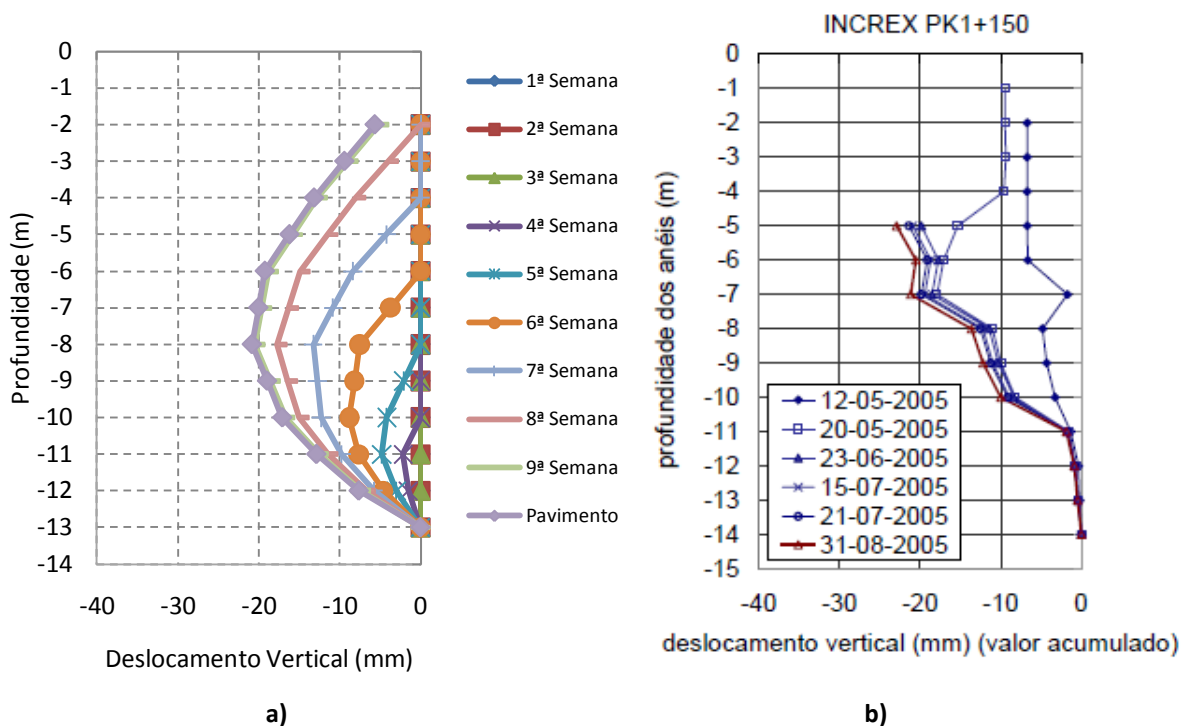


Figura 6.2 – a) Evolução dos deslocamentos verticais numéricos para o período da construção do aterro; b) Evolução dos deslocamentos verticais medidos para o período da construção do aterro

Chegados a esta parte é de grande importância para a análise dos resultados saber as implicações que resultaram da danificação das calhas a que se fez referência no Capítulo 3. Em Maranha das Neves & Cardoso (2006) afirma-se que, como consequência do acidente ocorrido, consideram-se irremediavelmente perdidas as leituras relativas à colocação das camadas superiores àquela que existe à profundidade de 5m, ou seja, os deslocamentos verticais medidos durante a fase construtiva e para profundidades até 5m não possuem

fiabilidade. Desta forma, o gráfico presente na Figura 6.2b) não indica valores para essas mesmas profundidades.

Das leituras que estão presentes na Figura 6.2b), à de 21 de Julho corresponde o final da compactação e à de 31 de Agosto o final da construção do pavimento betuminoso (Maranha das Neves & Cardoso, 2008).

Relembra-se que na simulação efectuada, a construção de cada camada tem a duração de uma semana, pelo que as curvas presentes na Figura 6.1a) dizem respeito aos deslocamentos verticais que se obtiveram após o final da construção de cada uma delas.

Comparando os resultados presentes nas Figuras 6.2a) e 6.2b), conclui-se que os deslocamentos obtidos para profundidades entre 5m e 7m, local onde é esperado ocorrer as maiores amplitudes para assentamentos, são razoáveis. No Quadro 6.2 expõem-se os valores dos deslocamentos verticais e os correspondentes erros. Estes últimos foram determinados pelo quociente da diferença entre os valores medidos e valores numéricos e a altura do inclinómetro, 14m, tal como sugere a expressão (6.1). Dividindo pela altura do inclinómetro consegue-se ter noção do erro que se está a obter face à geometria global do aterro. Tal como se pode constatar os erros obtidos são aceitáveis.

**Quadro 6.2 – Deslocamento vertical medido, numérico e o erro associado em termos de extensões verticais**

<b>Profundidade</b>	<b>Valor medido (mm)</b>	<b>Valor numérico (mm)</b>	<b>Erro (%)</b>
5m	-16	-25	0,06
6m	-19	-27	0,06
7m	-20	-26	0,04

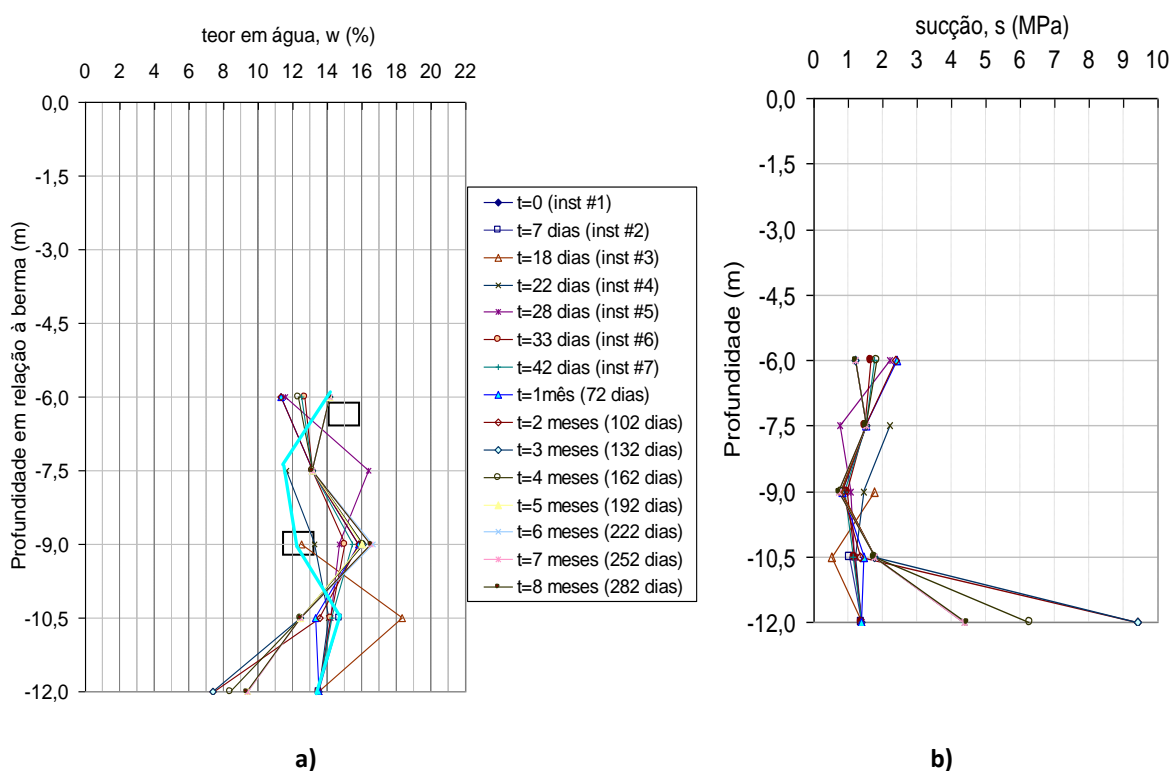
$$Erro = \frac{(\delta_{medido} - \delta_{numérico})}{14} (m/m) \quad (6.1)$$

Para profundidades superiores a 7m, a comparação dos resultados já não é tão boa. Tal acontece pois devido à técnica construtiva adoptada para instalar a calha inclinométrica, não foram efectuadas leituras correspondentes à construção das primeiras camadas do aterro (Maranha das Neves & Cardoso, 2006).

## 6.1.2 Sucção

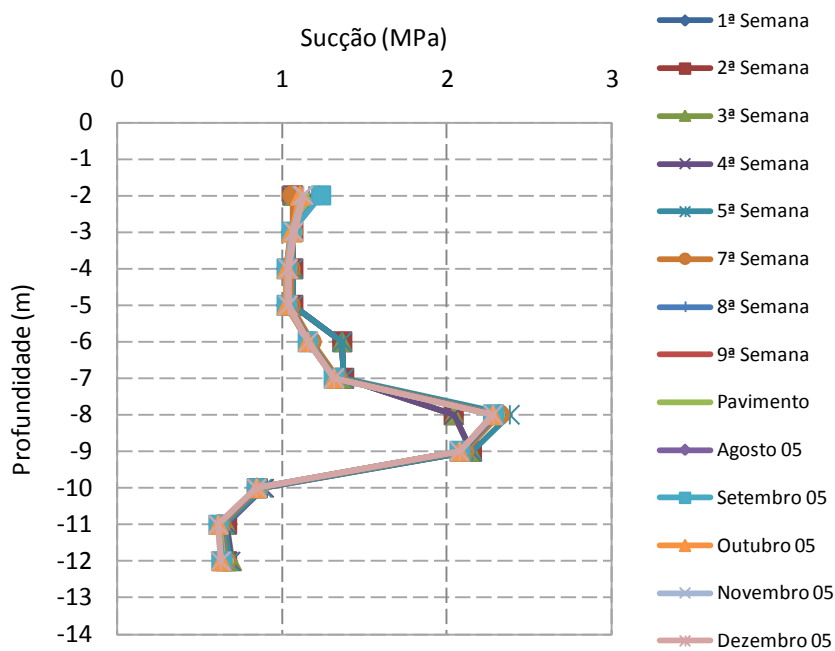
Os sensores ECH<sub>2</sub>O instalados no corpo do aterro e descritos na Secção 3.3 permitem obter a evolução no tempo do teor em água.

Com base nos registos de cada sensor, Maranhã das Neves & Cardoso (2006) elaborou o perfil vertical que se apresenta na Figura 6.3a) onde se vê a evolução do teor em água em profundidade e ao longo do tempo, desde o início da construção até finais de 2005. Através desse perfil vertical e recorrendo à curva de retenção do solo apresentada no Capítulo 3, o mesmo autor elaborou um novo perfil vertical, Figura 6.3b), desta vez para valores de sucções.



**Figura 6.3 – a) Evolução do teor em água medido em profundidade desde o início da construção até finais do ano de 2007; b) Evolução da sucção desde o início da construção até finais do ano de 2005 através da conversão dos valores do teor em água (Maranhã das Neves & Cardoso, 2006)**

Uma vez que o programa de cálculo apenas fornece como *output* valores para sucção, e não para teores em água, elaborou-se um perfil semelhante ao da Figura 6.3b) e que está presente na Figura 6.4. Os pontos escolhidos para obter o andamento da sucção numérica são os que constam na Figura 6.1.



**Figura 6.4 – Evolução da sucção obtida por via numérica em profundidade desde o início da construção até finais do ano de 2005**

Da Figura 6.3b) verifica-se que os valores de sucção evoluem em profundidade ao longo do tempo. Este comportamento já era esperado de acordo com a exposição feita no Capítulo 2, de onde se sabe também que o valor da sucção das diversas camadas evolui para um equilíbrio global, ou seja, para um valor praticamente constante em todo o aterro. No entanto, para saber qual esse valor de equilíbrio, é necessário mais tempo do que aquele considerado nas figuras referidas.

A evolução em profundidade e ao longo do tempo que se observa na Figura 6.3b), está igualmente explícita na Figura 6.4, inerente à simulação desenvolvida. Da comparação entre figuras conclui-se que ambas possuem os seus valores balizados entre 0,5MPa e 2,5MPa. Ainda da comparação entre figuras, conclui-se que estabelecendo uma dada profundidade, os valores de sucção medidos são mais oscilantes que os simulados. Este aspecto deve ser resultado de diferentes permeabilidades entre o solo real e o do modelo, como consequência de possíveis heterogeneidades no terreno e no próprio teor em água em cada camada compactada.

Face ao exposto pode-se considerar os resultados provenientes da modelação desenvolvida satisfatórios.

## 6.2 Análise do Aterro Durante a Exploração

### 6.2.1 Deslocamento Vertical

Para a apresentação dos resultados numéricos referentes à evolução no tempo do deslocamento vertical nos anos seguintes à construção, discretizam-se os mesmos em quatro períodos. O primeiro vai desde o final da construção do aterro, Julho de 2005, até final do mesmo ano. O segundo engloba o ano de 2006, o terceiro o ano de 2007 e o quarto o ano de 2008. Os valores respeitantes a cada um destes quatro períodos estão representados na Figura 6.5a), Figura 6.5b), Figura 6.6a) e Figura 6.6b), respectivamente. Os pontos utilizados para fazer a evolução dos deslocamentos verticais são os que constam da Figura 6.1.

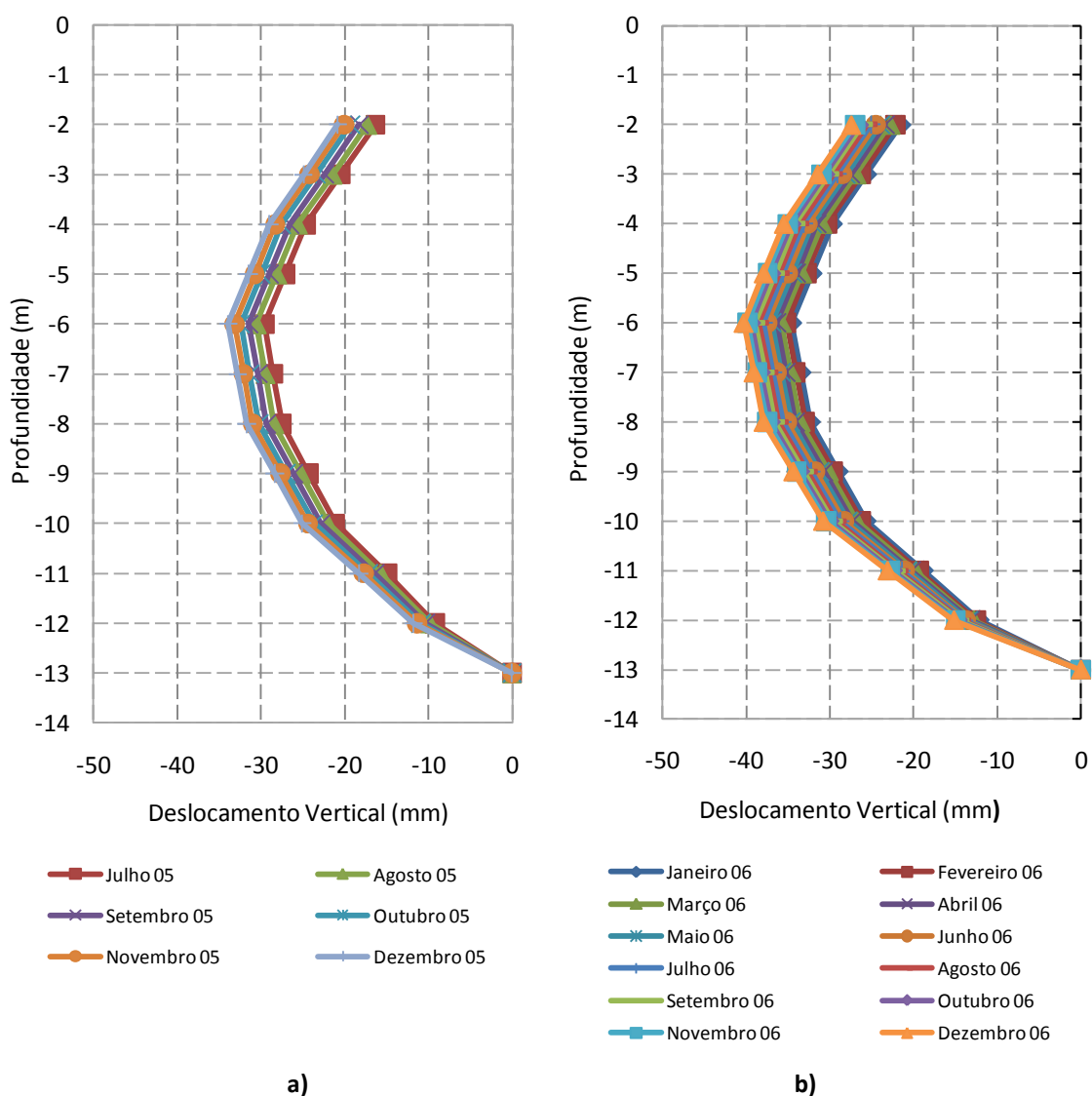
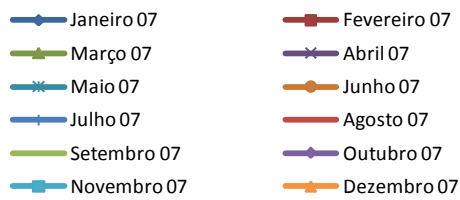
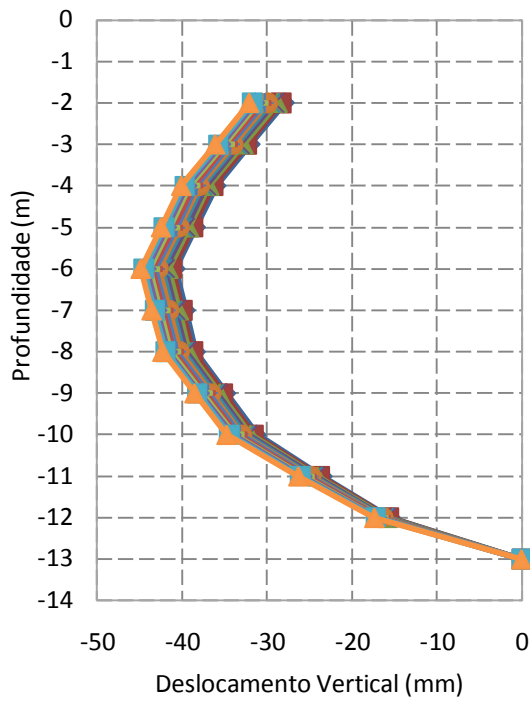
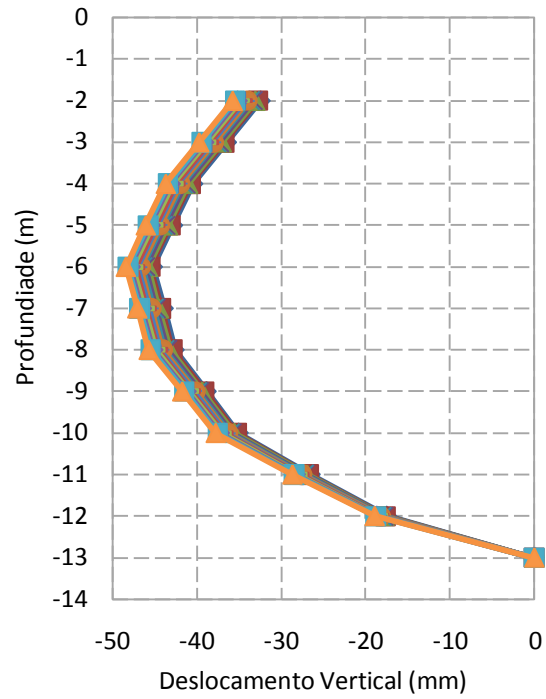


Figura 6.5 – a) Evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2005 imediatamente após a construção do aterro; b) Evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2006



a)



b)

Figura 6.6 – a) Evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2007; b) Estimativa da evolução do deslocamento vertical durante o ano de 2008

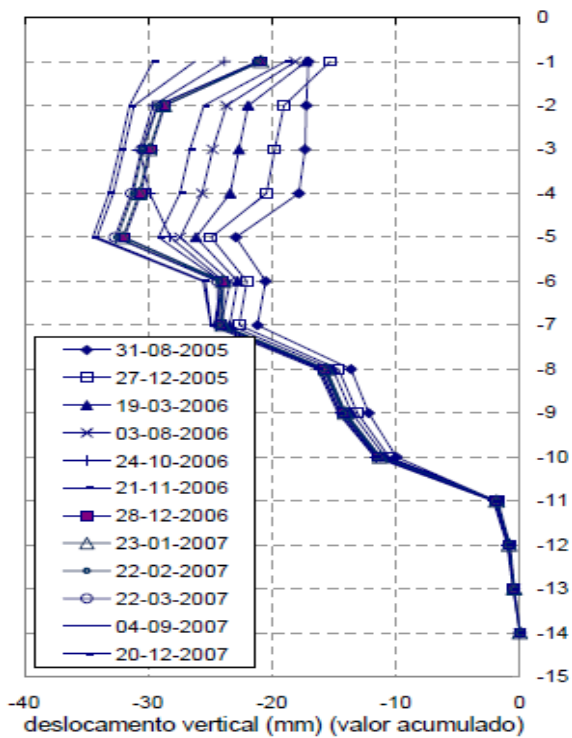


Figura 6.7 – Evolução dos deslocamentos verticais medidos no aterro AT1 em PK 1+150 (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

Para averiguar a qualidade dos resultados obtidos, estes devem ser sujeitos a comparação com os valores medidos e presentes na Figura 6.7.

Relativamente à Figura 6.7 e ao acidente ocorrido com as calhas, faz-se notar que embora se tenha anteriormente dito que as leituras para profundidades até 5m foram irremediavelmente afectadas, estes instrumentos não se encontram inutilizados pois permitem acompanhar a evolução dos deslocamentos verticais durante a vida útil da obra (Maranha das Neves & Cardoso, 2006). Desta forma, o deslocamento vertical incremental para essas mesmas camadas possui uma boa base de comparação.

A comparação de valores entre deslocamentos verticais medidos e numéricos, leva a concluir desde logo que o modelo numérico fornece valores mais elevados do que aqueles obtidos *in situ*. A consulta do Quadro 6.3 ajuda à percepção dessa tendência. Os erros que constam neste Quadro 6.3 foram determinados de acordo com a expressão (6.1).

**Quadro 6.3 – Deslocamentos verticais medidos e numéricos para profundidades de 5m, 6m e 7m**

<b><u>Profundidade de 5m</u></b>	<b>Dezembro 2005</b>	<b>Dezembro 2006</b>	<b>Dezembro 2007</b>
<b>Valor medido (mm)</b>	-25	-32	-34
<b>Valor numérico (mm)</b>	-32	-38	-42
<b>Erro (%)</b>	0,05	0,04	0,06
<b><u>Profundidade de 6m</u></b>			
<b>Valor medido (mm)</b>	-22	-24	-27
<b>Valor numérico (mm)</b>	-34	-40	-45
<b>Erro (%)</b>	0,09	0,11	0,13
<b><u>Profundidade de 7m</u></b>			
<b>Valor medido (mm)</b>	-23	-25	-26
<b>Valor numérico (mm)</b>	-33	-39	-44
<b>Erro (%)</b>	0,07	0,10	0,13

Analisando o Quadro 6.3, podemos concluir que para uma profundidade de 5m os erros são novamente baixos e parecem estar estáveis. Já para profundidades de 6m e 7m os erros são ligeiramente superiores aos até agora analisados e parecem estar a aumentar no tempo.

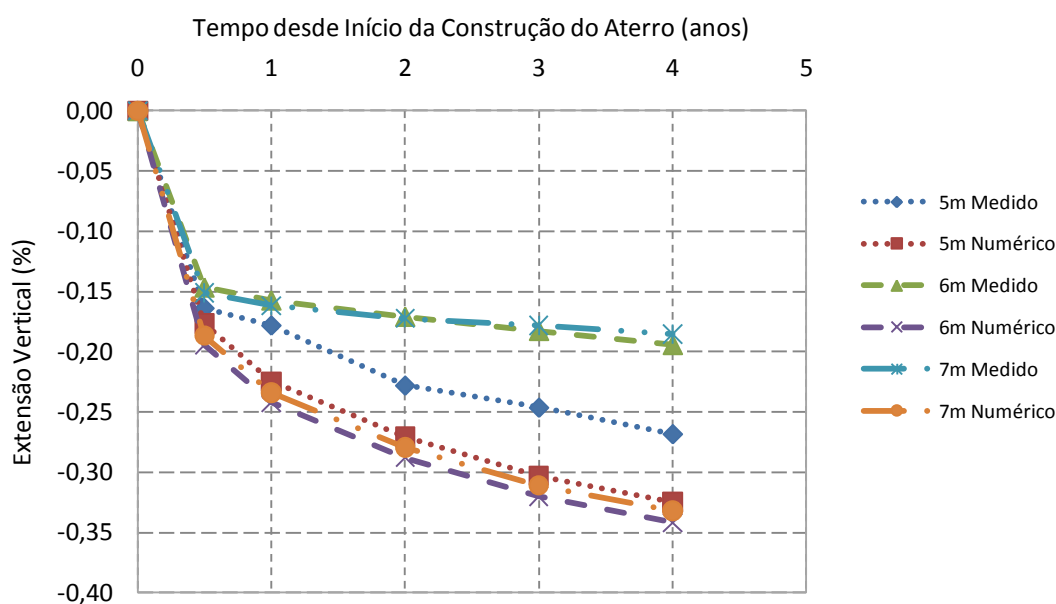


Numericamente e após a construção do aterro, a tensão instalada no mesmo é constante e a sucção instalada em cada camada tem tido pequenas variações. Assim sendo, as deformações que têm lugar no tempo devem-se à viscosidade inserida no modelo para reproduzir as deformações por fluência (onde se assumem estar incorporadas as deformações por degradação das margas) que se viram ser relevantes na Secção 4.2.

Desta forma, é importante saber se as taxas de deformação que se estão a obter no modelo numérico são idênticas às taxas de deformação *in situ*. Para esta análise elaborou-se o gráfico da Figura 6.8 que mostra as extensões verticais para os pontos situados a 5m, 6m e 7m de profundidade.

As extensões foram calculadas pela expressão (6.2) onde  $\Delta h_t$  é o acréscimo de deslocamento vertical até ao instante de tempo t, e H a altura do aterro na zona no inclinómetro (14m).

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta h_t}{H} \text{ (m/m)} \quad (6.2)$$



**Figura 6.8 – Extensão vertical medida e numérica ao longo do tempo para pontos situados a profundidades de 5m, 6m e 7m**

As taxas de deformação referidas são o declive das curvas que se apresentam na Figura 6.8. Da análise da mesma figura conclui-se que as taxas de deformação medidas e numéricas são idênticas, para a fase de construção. Tal já era esperado uma vez que aquando da análise dos deslocamentos verticais durante a construção, Secção 6.1.1, o modelo forneceu valores próximos daqueles obtidos *in situ*.

Já relativamente ao período pós construção, observa-se que as curvas obtidas com valores medidos podem ser aproximadas, cada uma delas, por uma recta, ou seja, taxas de deformação constantes.

Em relação às curvas obtidas com valores numéricos, estas não podem ser aproximadas por uma recta e como tal os seus declives estão a alterar-se no tempo, estando aparentemente a diminuir e a tender para as taxas de deformação medidas, o que levará a uma estabilização dos erros que constam no Quadro 6.3.

No modelo numérico elaborado, os parâmetros de viscosidade permanecem constantes ao longo do tempo e foram calibrados tendo em conta a fase construtiva, dado que a maior parte da degradação das margas ocorre durante a construção (Cardoso, 2009).

Uma vez que em fase de serviço as variações de sucção são praticamente constantes, como se poderá constatar na Secção 6.2.3, não ocorrem ciclos molhagem-secagem e consequentemente a degradação das propriedades das margas tem pouca probabilidade de ocorrer nesta fase. Desta forma, e pese embora os erros dos deslocamentos estarem a estabilizar, sugere-se que a viscosidade seja calibrada, diferentemente, para a fase construtiva e para a fase de serviço. Para a fase construtiva utilizar-se-ia a viscosidade para simular a degradação das margas, enquanto que na fase de serviço a viscosidade seria usada para reproduzir, apenas, a fluência inerente do material.

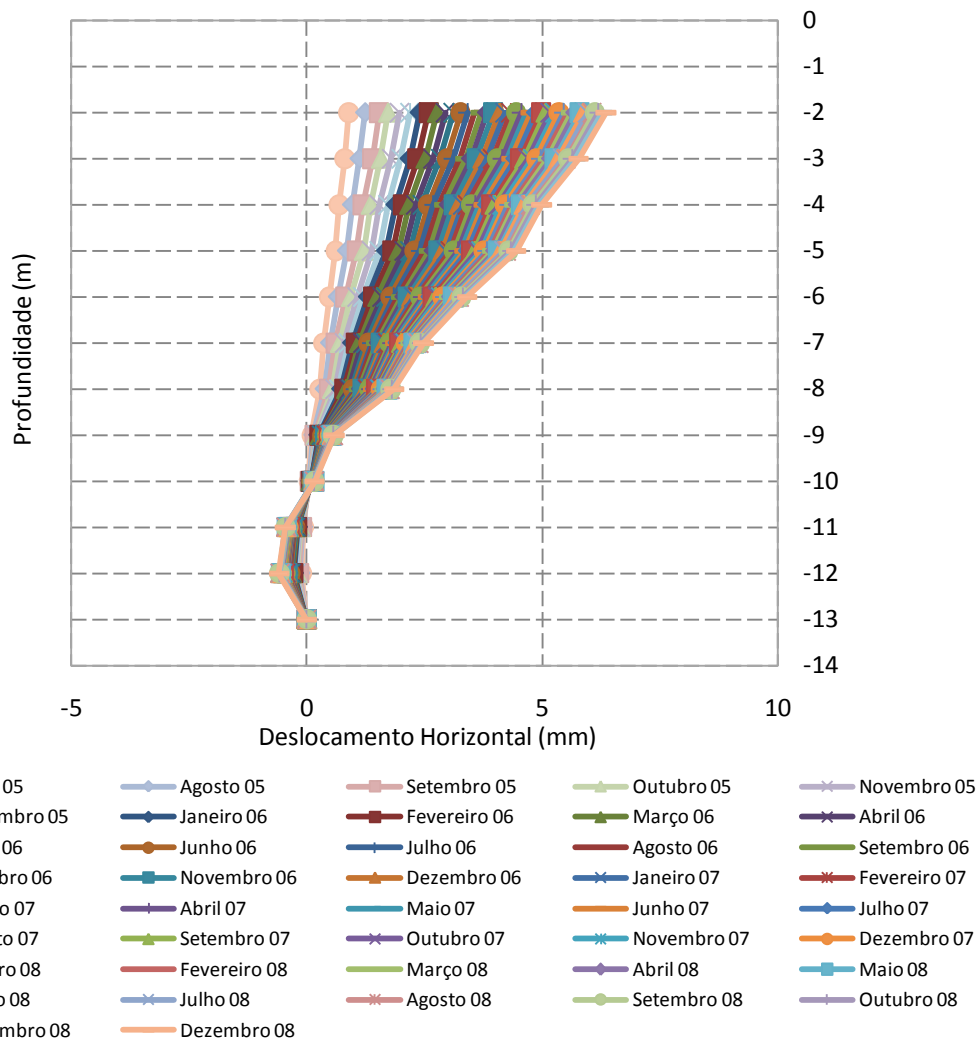
## **6.2.2 Deslocamento Horizontal**

Mais uma vez os pontos escolhidos no modelo numérico para a obtenção da evolução dos deslocamentos horizontais são exactamente os mesmos que foram arbitrados para a análise da evolução dos deslocamentos verticais e estão indicados na Figura 6.1.

Antes de começar a análise crítica dos resultados, chama-se a atenção que as leituras dos deslocamentos horizontais começaram a ser efectuadas só após a construção do aterro. Desta forma, o andamento das curvas a obter terá que ser necessariamente diferente daquele obtido para o deslocamento vertical, sendo que o valor máximo deve ocorrer num dos pontos de extremidade.

Na Figura 6.9 apresentam-se os resultados da evolução do deslocamento horizontal obtidos por via numérica. O gráfico que aí se indica é representativo da simulação desde o final da construção do aterro até ao final do ano de 2008.

Como facilmente se consegue extrair da mesma figura, o deslocamento horizontal numérico, tendo já em conta o ano de 2008, não atinge os 10mm.

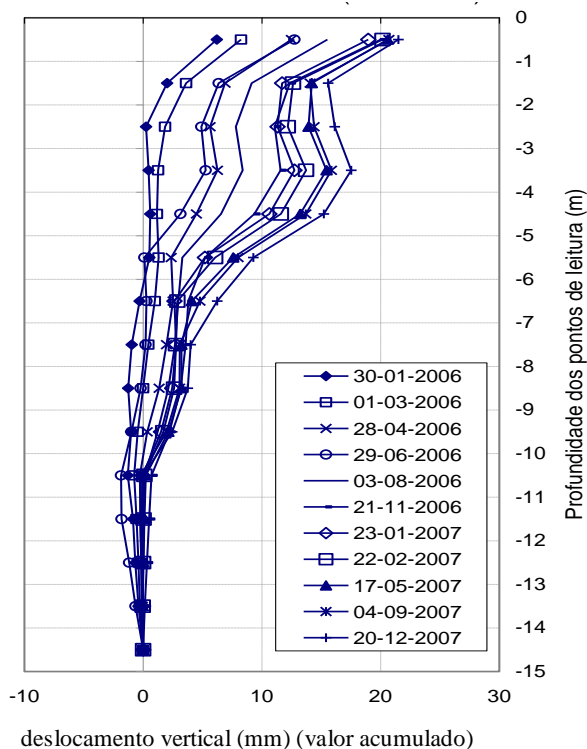


**Figura 6.9 – Evolução do deslocamento horizontal obtido por via numérica entre o fim da construção do aterro e o final do ano de 2008**

Comparando o gráfico exibido na Figura 6.9, com o gráfico associado ao deslocamento horizontal medido, presente na Figura 6.10, conclui-se que os valores que constam num e noutro são substancialmente diferentes.

Tome-se como exemplo o ponto à profundidade de 3m, onde em finais do ano de 2007 se mediu aproximadamente 16mm enquanto que o seu valor calculado foi de 5mm.

A diferença entre os deslocamentos medidos e calculados, sugere que o modelo numérico possui uma maior rigidez horizontal do que a rigidez real do aterro. De entre possíveis causas para este facto tem-se a não definição geométrica do enrocamento no modelo numérico, tendo apenas sido considerado o seu peso próprio.



**Figura 6.10 - Evolução dos deslocamentos horizontais medidos no aterro AT1 em PK 1+150 (Cardoso & Maranha das Neves, 2008)**

Após um estudo sobre os resultados obtidos, constatou-se que se os valores numéricos forem afectados de um coeficiente de  $10/3$ , estes ficarão muito próximos dos valores medidos. Desta forma, os resultados numéricos de seguida expostos advêm da afectação do coeficiente referido aos valores inicialmente fornecidos pelo programa de cálculo.

Tal como efectuado na análise dos deslocamentos verticais, também para a análise dos deslocamentos horizontais se discretizam os resultados nos quatro períodos de tempo referidos na secção 6.2.1.

Ao primeiro, segundo, terceiro e quarto períodos estão inerentes as Figura 6.11a), Figura 6.11b), Figura 6.12a) e Figura 6.12b), respectivamente.

Fazendo uma análise comparativa de resultados para o final de 2006 entre os valores medidos (Figura 6.10) e os valores calculados (Figura 6.11b) tem-se que para o ponto a 4m de profundidade, o deslocamento medido é aproximadamente 10mm, enquanto que o deslocamento calculado é de 11mm. Para uma profundidade de 7m, o valor medido é de 3mm e o calculado de 5mm.

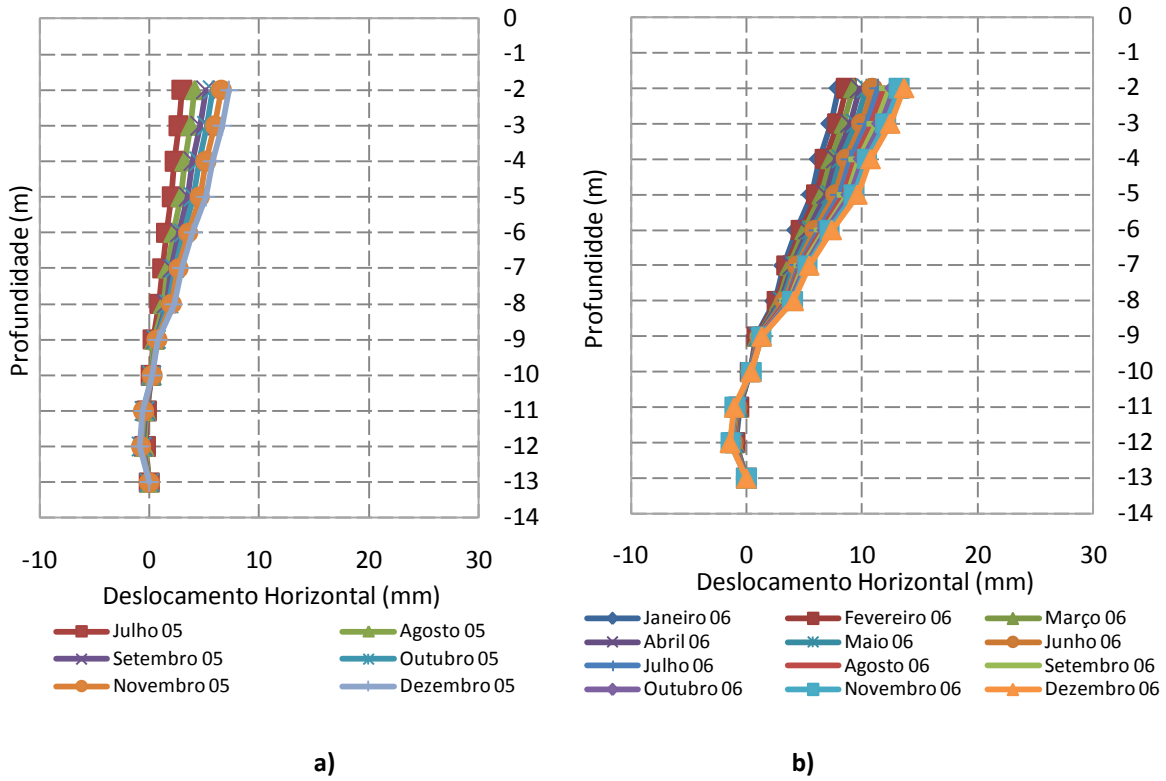


Figura 6.11 – a) Evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2005 imediatamente após a construção do aterro; b) Evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2007

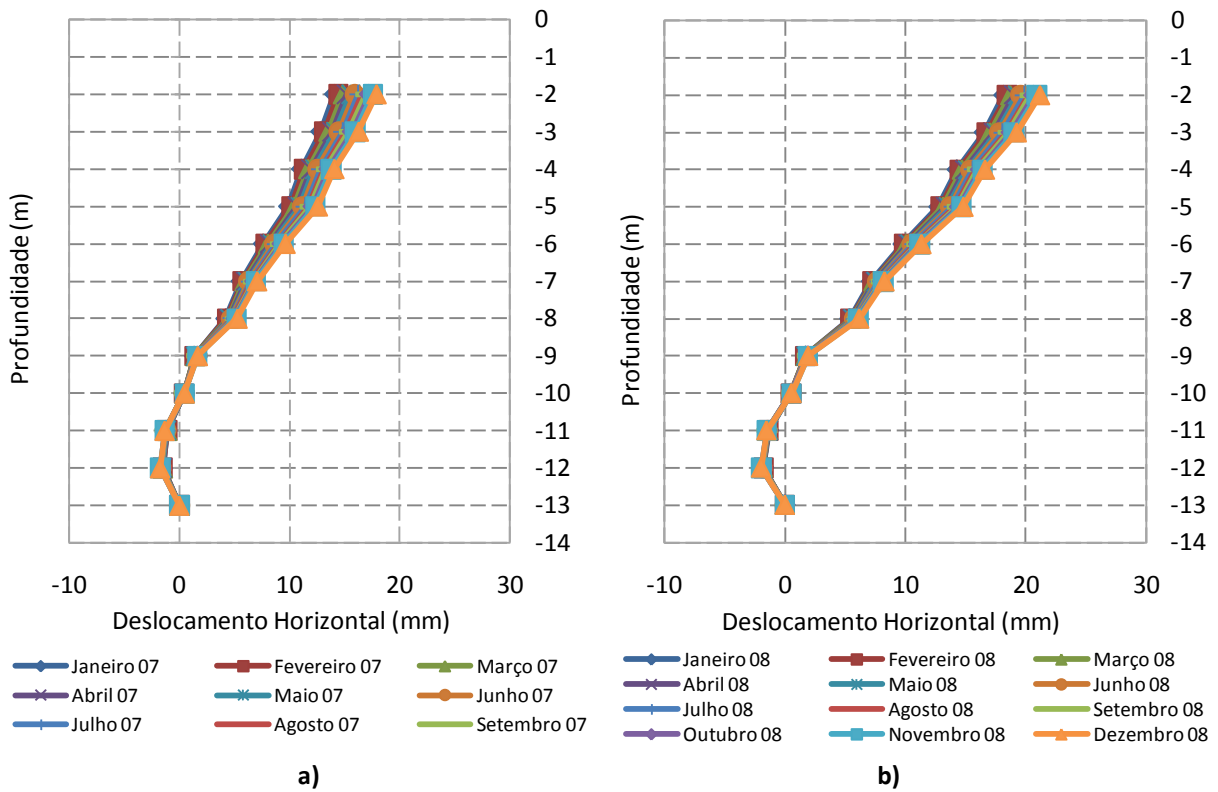


Figura 6.12 – a) Evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2007; b) Estimativa da evolução do deslocamento horizontal durante o ano de 2008

Realizando nova análise, mas para o final de 2007 tem-se para uma profundidade de 8m um deslocamento medido de 5mm (Figura 6.10) idêntico ao calculado (Figura 6.12b)). Para 6m de profundidade mediu-se 8mm e o valor calculado foi de 10mm. Por fim, a 3m de profundidade tem-se um deslocamento medido coincidente com o calculado e que vale 16mm.

Da análise efectuada conclui-se que se consegue obter valores bastante bons se se afectar os resultados provenientes do programa de cálculo automático do coeficiente 10/3. No entanto, este valor é dificilmente justificável do ponto de vista físico, pois sendo maior que 1 não pode estar associado a um coeficiente de impulso em repouso. Acredita-se portanto, tal como dito anteriormente, que seja a rigidez horizontal que o programa possui que esteja mais elevada que a real, possivelmente devido à forma como foi considerado o enrocamento no pé do talude.

Finalmente, a estimativa para a evolução do deslocamento durante o ano de 2008 encontra-se na Figura 6.12b). Pela exposição atrás feita tem-se plena confiança na estimativa destes resultados.

### 6.2.3 Sucção

Na Figura 6.13, que se repete neste capítulo, mostra-se a evolução no tempo das leituras do teor em água para os sensores que funcionaram mais tempo e com leituras mais fiáveis, tanto no perfil PK 1+150, como no perfil PK 1+250, desde a construção do aterro até finais do ano de 2007. Na Figura 6.13 os sensores do perfil PK 1+150 estão a profundidades de 12m (P1-1) e 9m (P1-3) e os sensores do perfil PK 1+250 a profundidades de 9m (P2-3) e 6m (P2-5).

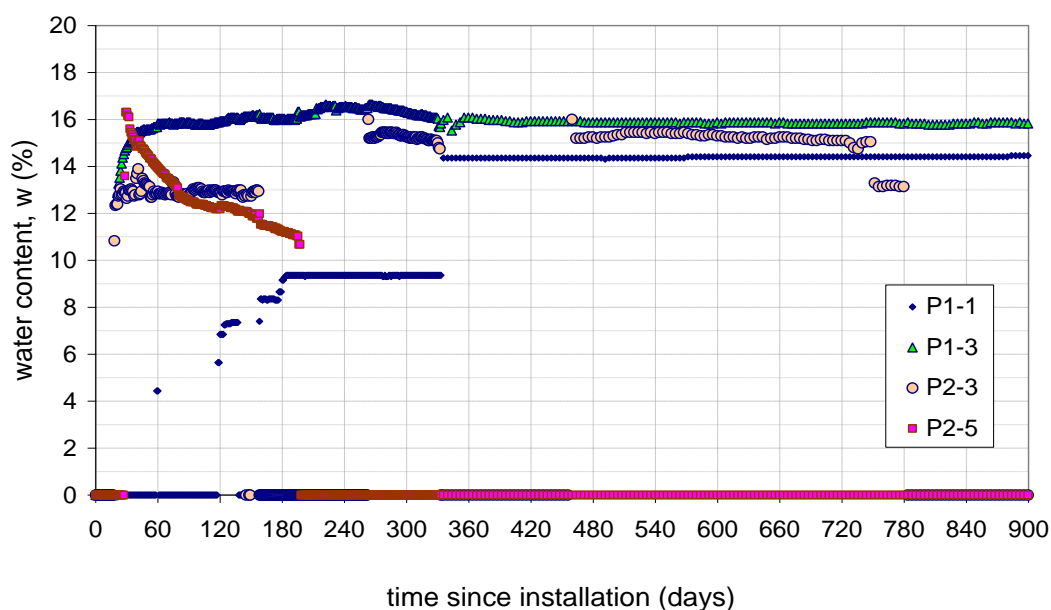
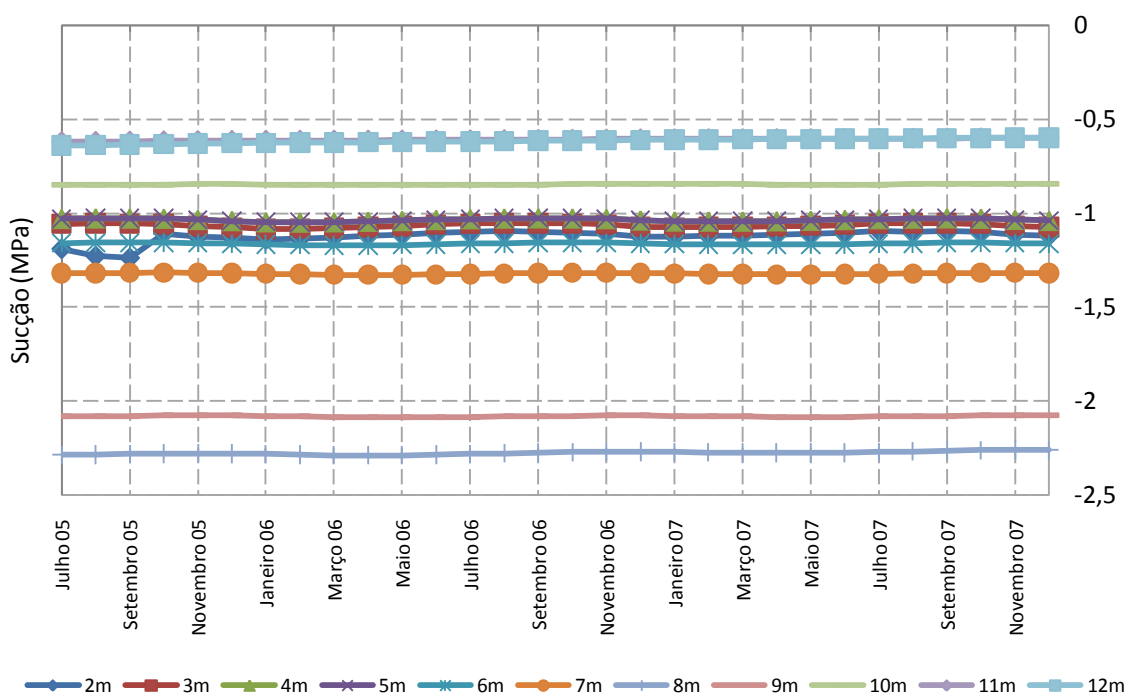


Figura 6.13 – Evolução do teor em água medido através de sensores ECH2O, marca VAISALA (Maranha das Neves & Cardoso, 2008)

Da análise da Figura 6.13 observa-se que o valor de equilíbrio global do teor em água deve estar compreendido entre 14% e 17%, ao qual corresponde uma sucção entre 0,5MPa e 2MPa de acordo com a curva de retenção definida no Capítulo 3. O seu valor ainda não é possível conhecer, pois o que se nota na figura mencionada é uma estabilização do valor do teor em água em cada camada.

Na Figura 6.14 dá-se a conhecer a evolução da sucção, desde o final da construção do aterro até finais de ano de 2007. Cada uma das curvas apresentadas corresponde a cada um dos pontos apresentados na Figura 6.1.



**Figura 6.14 – Evolução da sucção desde o final da construção do aterro até final do ano de 2007**

Tal como se pode ver na Figura 6.14, o valor da sucção em cada camada está estabilizado e ainda não se consegue observar uma evolução para o valor de equilíbrio global. Os dados obtidos por via numérica vão de encontro ao que conclui acerca da Figura 6.13 e desta forma tem-se confiança nos resultados obtidos. Refere-se apenas que o valor limite superior do teor em água calculado ( $\approx 2,28\text{MPa}$ ) é ligeiramente superior àquele que se estabeleceu anteriormente (2MPa), mas em nada põe em causa a credibilidade dos valores obtidos.

A razão pela qual tanto o modelo numérico, como as leituras efectuadas, não mostrarem uma evolução explícita para o valor de equilíbrio global, prende-se com o facto de o solo ser muito pouco permeável, tal como se conclui na Secção 3.2.7.

### 6.3 Análise de Tensões no Aterro

Embora o presente trabalho não tenha como objectivo efectuar uma análise de estabilidade, foi decidido abordar esta temática, de modo breve e pontual, para validar o modelo de cálculo e ainda por se terem observado deformações plásticas volumétricas e distorcionais. De entre estas dá-se maior relevância às deformações plásticas distorcionais pois o local onde ocorrem coincide com a linha de rotura de um potencial mecanismo, que se traduz num deslizamento do aterro sobre o talude de fundação.

Na Figura 6.15 estão ilustradas as deformações plásticas distorcionais calculadas para o final do ano de 2007.

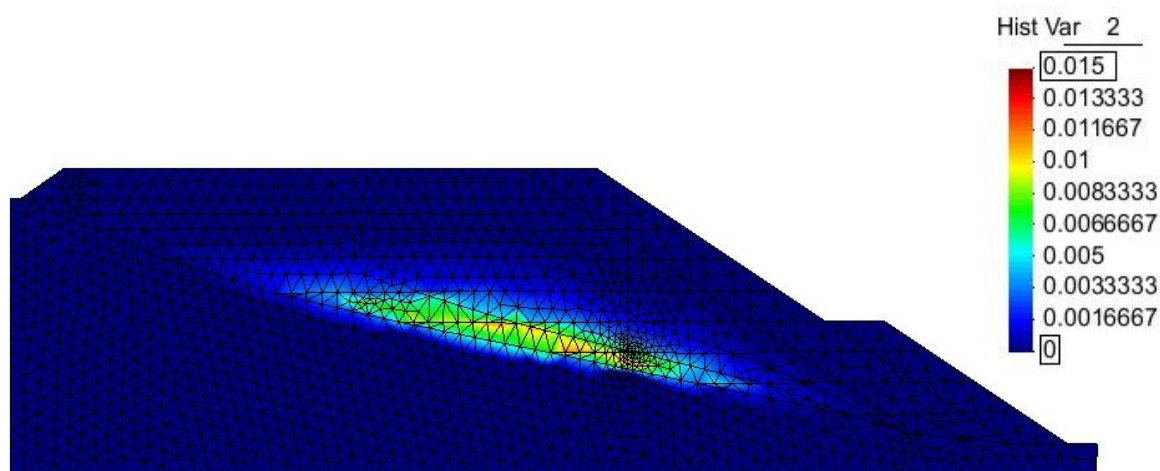


Figura 6.15 – Deformações plásticas distorcionais que se instalam no aterro no final do ano de 2007

A análise da estabilidade efectuada não tem em conta quaisquer tipos de regulamentos ou normas e baseia-se unicamente no critério de rotura Mohr-Coulomb. Assim sendo, apenas se verifica se no contacto entre o aterro e o terreno de fundação, a tensão de corte ( $\tau$ ) medida é inferior à tensão de corte resistente ( $\tau^R$ ), esta última obtida pela expressão 6.1.

$$\tau^R = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'_c \quad (6.1)$$

Onde,

$c'$  – coesão efectiva do material;

$\sigma'$  – tensão normal efectiva;

$\phi'_c$  – ângulo de resistência crítico ao corte

Para  $\phi'_c$  toma-se o valor de  $31^\circ$  definido no Quadro 3.9. Já para  $c'$  adopta-se, conservativamente, um valor nulo.



Nas Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 apresentam-se, respectivamente, as tensões  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$  e  $\sigma_{xy}$ , que se instalam no aterro no final do ano de 2007. Valores negativos ou positivos estão de acordo com o sentido dos eixos representados.

Pese embora estejam representadas unicamente as tensões para o final do ano de 2007, realça-se que estas mantêm-se constantes no tempo após a construção do aterro. Esta constância das tensões é coerente, uma vez que após a construção do aterro nenhuma acção, para além do clima, foi aplicada.

Admitindo um teor em água do solo de 14% e um peso volúmico aparente seco de  $16\text{kN/m}^3$ , resultante da média dos valores inseridos no modelo, obtém-se de acordo com a expressão (6.2), um peso volúmico aparente húmido ( $\gamma_h$ ) de aproximadamente  $18\text{ kN/m}^3$ . Na expressão (6.2)  $\gamma_{hi}$  diz respeito ao peso volúmico aparente húmido para um determinado teor em água  $w_i$ .

$$\gamma_{hi} = \gamma_d(1 + w_i) \quad (6.2)$$

Sabendo-se que a tensão vertical é proporcional à profundidade, obtiveram-se estimativas  $\sigma_{yy}$  que estão de acordo com os valores apresentados na Figura 6.17.

Dado que o aparecimento de deformações plásticas distorcionais é consequência de tensões de corte, é de esperar que o local onde ocorram as maiores deformações plásticas distorcionais, Figura 6.17, coincida com aquele onde se verifiquem tensões de corte relevantes. Tal acontece como se prova pela análise da Figura 6.18.

Ainda da análise da Figura 6.18 observa-se uma diferença clara entre as tensões de corte instaladas no solo e no solo-cal. Esta diferença é consequência das diferentes rigidezes que os materiais possuem.

De acordo com o exposto, a análise de estabilidade incidiu sobre dois pontos situados na interface do aterro com o terreno de fundação e na zona de maiores deformações plásticas distorcionais. A localização destes pontos pode ser vista na Figura 6.19 e no Quadro 6.4 estão indicadas as tensões consideradas para a análise de estabilidade.

Pelos resultados apresentados no Quadro 6.4, conclui-se que o aterro não evidencia quaisquer problemas de estabilidade, tal como já era esperado, uma vez que o aterro *in situ* não apresenta índicos de instabilidade.

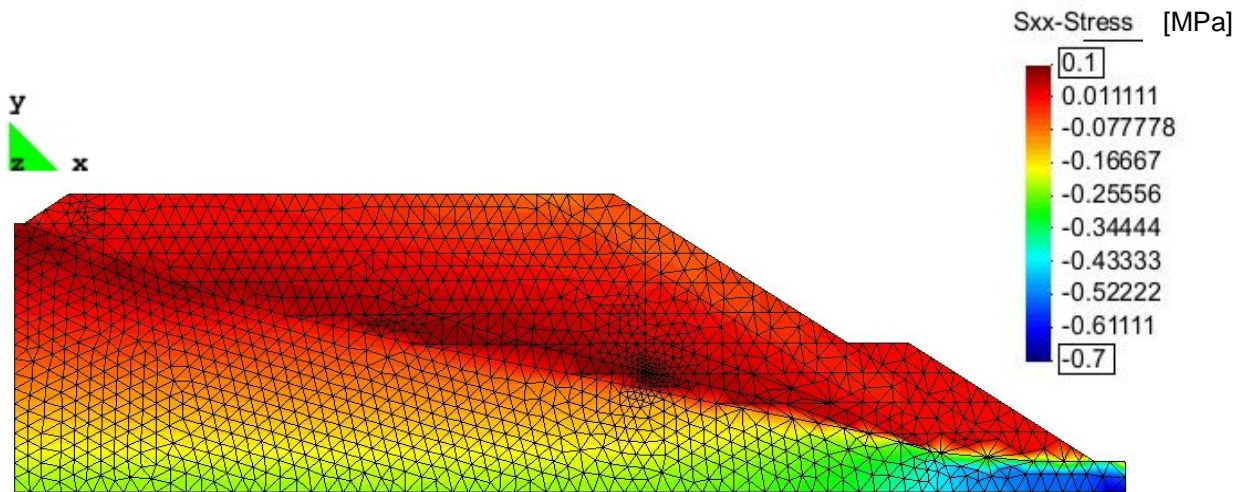


Figura 6.16 – Tensões  $\sigma_{xx}$  que se instalam no aterro no final do ano de 2007

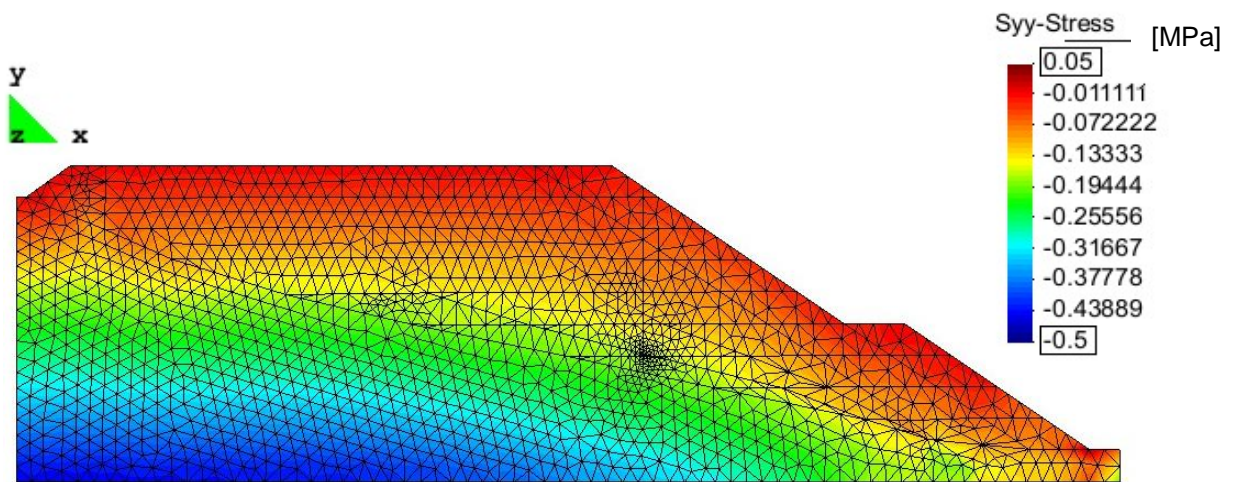


Figura 6.17 – Tensões  $\sigma_{yy}$  que se instalam no aterro no final do ano de 2007

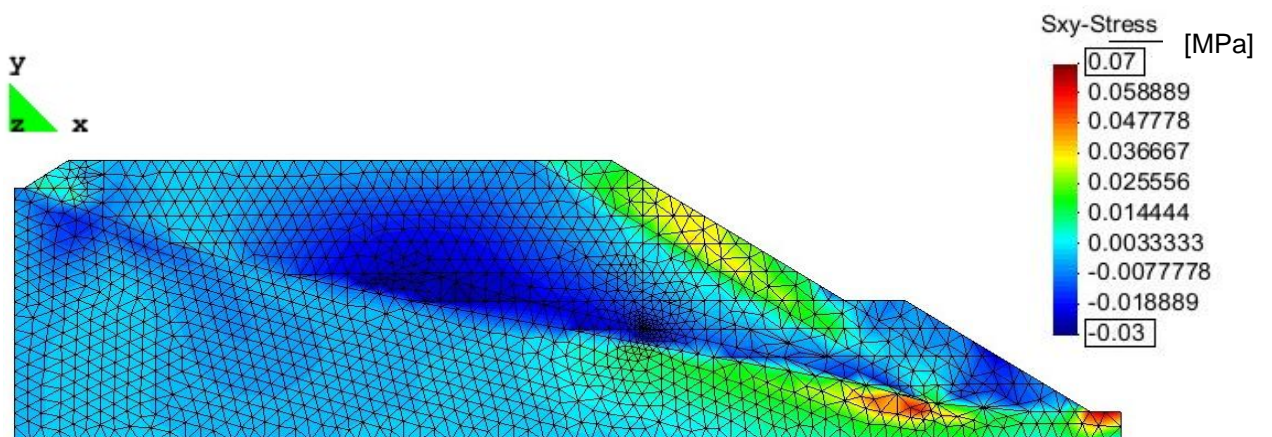


Figura 6.18 – Tensões  $\sigma_{xy}$  que se instalam no aterro no final do ano de 2007

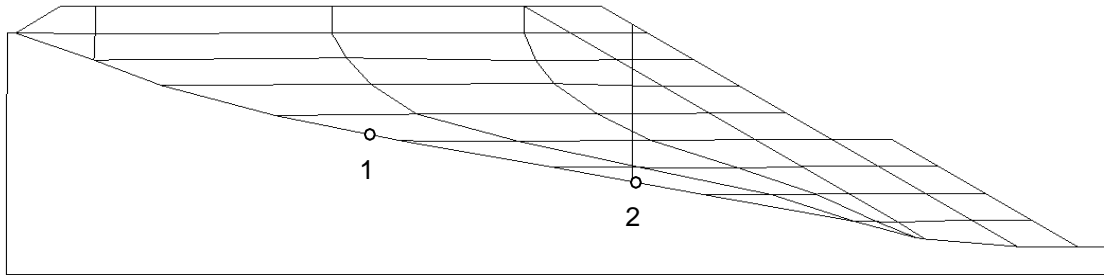


Figura 6.19 – Localização dos dois pontos para análise de estabilidade do aterro

Quadro 6.4 – Resumo das tensões e análise de estabilidade para os dois pontos escolhidos

	$\sigma_{xx}$ [kPa]	$\sigma_{yy}$ [kPa]	$\sigma_{xy}$ [kPa]	$\tau$ [kPa]	$\tau^R$ [kPa]
Ponto 1	7	-192	-10	46	118
Ponto 2	-9	-186	-10	35	111



## 7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

O presente trabalho teve como objectivo analisar o comportamento, durante a construção e em fase de exploração, de aterros construídos com materiais evolutivos. Como caso de estudo foi usado um aterro da Auto-Estrada A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado.

O material que constituiu o aterro é essencialmente formado por fragmentos de margas, cuja principal característica é ser evolutiva, ou seja, quando sujeita às acções atmosféricas, nomeadamente ciclos molhagem-secagem, as suas características mecânicas deterioram-se. Ainda relativamente às margas sabe-se que estas podem apresentar algum potencial expansivo (deformações volumétricas aquando da alteração do teor em água). Contudo, ensaios laboratoriais permitiram concluir que o potencial expansivo das margas utilizadas é reduzido.

Dentro da mecânica de solos não saturados, o modelo constitutivo BBM, destinado a solos parcialmente saturados pouco ou moderadamente expansivos, foi o escolhido para a modelação numérica desenvolvida nesta dissertação. O BBM utiliza como variáveis de estado a sucção e o tensor das tensões e não consegue reproduzir as alterações mecânicas que se dão nos materiais evolutivos, como por exemplo as margas. Modelos constitutivos que contemplem estas deformações estão ainda em fase de investigação, conhecendo-se até à data o trabalho desenvolvido por Cardoso (2009).

A forma para ter em conta as deformações que ocorrem devido à degradação dos fragmentos de marga passa por incorporá-las nas deformações por fluência do material.

Desta forma, foram realizados ensaios edométricos que permitiram concluir que os assentamentos secundários das margas possuem um andamento semelhante ao que se observa nos enrocamentos, e portanto, são esperadas deformações por fluência importantes que podem afectar significativamente o comportamento do aterro. Para ter em conta este tipo de deformações foi incorporada a viscosidade ao BBM.

De forma a evitar ciclos molhagem-secagem responsáveis pela degradação dos fragmentos de marga, o projectista concebeu sistemas de drenagem para evitar que a água chegue ao solo do corpo do aterro. Para além disso, ao solo situado na superfície dos taludes foi prescrito um tratamento com cal, cuja finalidade foi a de reduzir o potencial expansivo do solo aí situado, mas que diminui a permeabilidade e torna assim o acesso da água ao corpo do aterro mais difícil. Estas considerações reduzem os efeitos da degradação das margas e deram ênfase à escolha do BBM para este trabalho, na ausência de melhores modelos constitutivos.

Através da informação recolhida em bibliografia diversa e referente à caracterização do solo utilizado na construção do aterro, e ainda dos ensaios laboratoriais realizados neste trabalho, reuniu-se os dados necessários para uma correcta modelação. A análise numérica do aterro foi

feita através do programa de cálculo automático CODE\_BRIGTH que permite realizar uma análise termo-hidro-mecânica (THM) acoplada de solos não saturados, assumindo que estes são meios porosos deformáveis. Na modelação numérica foi tido em conta tanto o processo construtivo como a fase de exploração, sendo que nesta última o clima foi a única acção simulada.

Com recurso ao programa de cálculo automático analisou-se a evolução das deformações verticais e das sucções, durante a fase construtiva, e ainda a evolução destas mesmas variáveis mais das deformações horizontais, durante os três anos posteriores à construção do aterro. Estas evoluções foram comparadas com os registos *in situ* que se possui das mesmas por via da instrumentação a que o aterro foi alvo e que desta forma permitem a validação do modelo.

Relativamente à análise dos deslocamentos verticais durante a fase construtiva, os resultados que se obtiveram foram globalmente bons. Os maiores deslocamentos verticais foram obtidos para profundidades próximas dos 5m, tal como observado *in situ*, e os erros nas extensões verticais, comparando os resultados obtidos com as leituras efectuadas foram bastante razoáveis.

Apenas uma nota deve ser feita para a comparação dos valores cujos pontos estão situados a profundidades superiores a 8m. Para estes os resultados obtidos não apresentam a mesma qualidade que os restantes e tal deve-se ao facto de a primeira leitura *in situ*, correspondente à zeragem dos deslocamentos verticais, apenas ter sido efectuada após a construção das primeiras camadas.

A evolução da sucção obtida durante a fase construtiva mostrou que as sucções instaladas em cada camada estiveram a alterar-se, tal como esperado, por via do equilíbrio que se tende a instalar em todo o aterro. No entanto, este valor de equilíbrio ainda não foi evidente no fim da construção do aterro, pois devido à baixa permeabilidade do material é necessário mais tempo para o alcançar.

Comparando os resultados obtidos com os que advêm das leituras efectuadas, concluiu-se que a simulação forneceu bons resultados, em ambos a oscilação dos valores de sucção situa-se entre os 0,5MPa e os 2MPa. Da comparação efectuada notou-se que embora a oscilação dos valores de sucção esteja contida no mesmo intervalo, os valores numéricos apresentaram menor variação que os valores provenientes das leituras. Uma possível justificação para este facto pode ser uma diferença de permeabilidades entre o solo simulado e o real.

Para a evolução dos deslocamentos verticais nos anos posteriores à construção do aterro, os erros obtidos não apresentaram a mesma qualidade que evidenciaram na fase construtiva. De uma forma geral, o modelo numérico forneceu valores superiores àqueles que as leituras *in situ* registaram.

Do estudo desenvolvido para justificar a diferença de valores, concluiu-se que embora o modelo tenha fornecido valores superiores de extensões verticais, e conseqüentemente de deslocamentos verticais, as taxas de deformação estão a convergir para aquelas observadas *in situ*, e portanto os erros tendem a estabilizar.

Numericamente após a construção do aterro, a tensão instalada no aterro foi constante e a sucção instalada em cada camada teve pequenas variações. Este quadro é coerente uma vez que após a construção do aterro a única acção simulada foi o clima. Desta forma, a evolução dos deslocamentos verticais que se registou nos resultados obtidos, deveu-se à viscosidade introduzida no modelo.

De acordo com a exposição feita, e uma vez que a viscosidade foi calibrada tendo em conta a fase construtiva, sugere-se que estes mesmos parâmetros sejam calibrados, de modo diferente, para a fase construtiva e para a fase de exploração.

Comparando a evolução dos deslocamentos horizontais numéricos nos anos posteriores à construção do aterro, concluiu-se que os resultados obtidos eram significativamente mais reduzidos do que aqueles obtidos *in situ*.

Da comparação entre valores chegou-se à conclusão que se os valores numéricos fossem afectados de um coeficiente 10/3, estes ficariam muito próximos dos valores medidos. Este valor é dificilmente justificável do ponto de vista físico, pois sendo maior que 1 não pode estar associado a um coeficiente de impulso em repouso. Esta evidência levou a concluir que a disparidade existente entre valores possa ser consequência de diferentes rigidezes horizontais entre o modelo e a realidade, e que esta diferença pode ser consequência de uma deficiente modelação do enrocamento que existe no pé do talude.

Considera-se assim que o modelo é bastante bom para fornecer deslocamentos horizontais, apesar da afectação do coeficiente 10/3.

Por fim, a evolução da sucção obtida nos anos posteriores à construção do aterro permitiu concluir que o valor da sucção em cada camada estabilizou, mas não se conseguiu observar uma evolução para o valor de equilíbrio global. O resultado obtido foi semelhante ao das leituras *in situ*, onde também se denotou estabilizações de valores de teores em água/sucção diferentes para cada camada e não se observou uma tendência para um valor de equilíbrio global. Acredita-se que seja a permeabilidade bastante reduzida que solo o e o modelo possuem que esteja a atrasar a observação desta tendência.

Uma vez que não há variações significativas de sucções, não existem ciclos molhagem-secagem no interior do aterro e portanto, a degradação das margas em fase de serviço tem pouca probabilidade de ocorrer. Esta conclusão justifica a utilização de diferentes viscosidades para a fase construtiva e para a fase de exploração.

Uma vez que a maior parte da degradação das margas ocorre durante a construção, é necessário calibrar parâmetros de viscosidade para esta fase, para assim conseguir ter em conta as deformações que ocorrem por deterioração das características mecânicas.

Após a construção do aterro, como não existem ciclos molhagem-secagem, as deformações ao longo do tempo devem-se apenas à fluência do material e não às características evolutivas do mesmo. Para ter em conta estas deformações é igualmente necessário calibrar parâmetros de viscosidade, mas que são diferentes daqueles considerados para a fase construtiva.

Da consulta dos dados provenientes dos sensores instalados no corpo do aterro, e em concordância com os resultados obtidos no modelo, pode-se concluir que em fase de serviço a temperatura e teor em água permanecem constantes e desta forma as medidas tomadas pelo projectista são eficazes para a proteção do aterro das acções do clima.

Para futuros desenvolvimentos propõem-se três projectos. O primeiro, com a finalidade de calibrar adequadamente os parâmetros relativos à viscosidade da estrutura do solo do aterro no programa de cálculo CODE\_BRIGHT para a fase de exploração. O segundo, com o intuito de analisar as deformações verticais e horizontais do aterro estudado, mas desenvolvendo um modelo numérico que utilize um modelo constitutivo que contemple a degradação das margas. O último, considerar os efeitos do tempo de cura nas características hidromecânicas das margas tratads com cal.



## 8. Referências Bibliográficas

- Alonso E. (2004a) – Suelos Compactados. Observaciones Experimentales y Modelo Constitutivo. Carreteras - Extraordinario 2004 - El agua y la carretera - **Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera**, pp. 262-312.
- Alonso, E. (1998) – **Suction and Moisture Regimes in Roadway Bases and Subgrades**. Simposio Internacional Sobre Drenaje interno de Filmes y Explanadas, Granada, Espanha.
- Alonso, E., Gens, A. & Josa, A. (1990) – A Constitutive Model for Partially Saturated Soils. **Géotechnique** 40, No. 3, pp 405-430.
- Alonso, E. & Pineda, J. (2006) – **Weathering and Degradation of Shales: Experimental Observations and Models of Degradation**. South American Congress of Rock Mechanics, Cartagena de Indias, Colômbia.
- ASTM D5102 (2004) – **Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures**. Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04-08.
- ASTM D4767 (2004) – **Standard Test Method for Consolidation Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04-08.
- ASTM D4546 (2008) – **Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils**. Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04-08.
- ASTM D4318 (2005) – **Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils**. Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04-08.
- ASTM D2435 (2004) – **Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04-08.
- Cafaro, F. & Cotecchia, F. (2001) – Structure Degradation and Changes in the Mechanical Behaviour of a Stiff Clay due to Weathering. **Géotechnique** 51, No. 5, pp 441-453.
- Cardoso, R. (2009) – **Hydro-Mechanical Behaviour of Compacted Marls**. Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Casagrande, A. (1936) – **The Determination of Pre-Consolidation Load and its Partial Significance**. Proc. 1<sup>st</sup> ICSMFE, Harvard, Vol. 3.

- Cenorgeo (2002) – **A10 Auto-Estrada Bucelas/Carregado/A13. Sublanço Arruda dos Vinhos/IC11 – Terraplenagem do Sublanço.** Tomo 1 – Terraplenagens Gerais. Projecto de Execução.
- Fernandes, M. (2006) – **Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais.** FEUP Edições, Porto, Vol. 1.
- Ferreira, T. (2007) – **Influence of Incorporating a Bituminous Sub-Ballast Layer on the Deformations of Railway Trackbed.** Dissertação para obtenção do Grau de Mestre, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Fredlund, D. & Rahardjo, H. (1974) – **Soil Mechanics for Unsaturated Soils.** Wiley, New York.
- Godinho, N. (2007) – **Determinação do Comportamento Hidro-Mecânico das Margas Tratadas com Cal.** Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Gullà, G., Mandaglio, M. & Moraci, N. (2006) – Effect of Weathering on the Compressibility and Shear Strength of Natural Clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 43, pp 618-625.
- Lynce de Faria, F. (2007) – **Influência da Molhagem após Compactação no Comportamento de um Aterro da Auto-Estrada A10 (BRISA).** Dissertação para obtenção do Grau de Mestre, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Maranha das Neves, E. (2004) – **Mecânica dos Solos.** AEIST, Lisboa.
- Maranha das Neves, E. & Cardoso, R. (2008) – **Projecto de Investigação Relativo ao Comportamento Estrutural de aterros com Materiais não Saturados – Aplicação aos Aterros da Auto-Estrada A10, Sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado.** Relatórios ICIST nº EP nº 13/08.
- Maranha das Neves, E. & Cardoso, R. (2006) – **Projecto de Investigação Relativo ao Comportamento Estrutural de aterros com Materiais não Saturados – Aplicação aos Aterros da Auto-Estrada A10, Sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado.** Relatório ICIST nº 23/06.
- Muñoz, J. (2006) – **Thermo-Hidro-Mechanical Analysis of Soft Rock. Application to a Large Scale Heating Test and Large Scale Ventilation Test.** Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha.

- Oldecop, L., Alonso, E. (2002) – **Fundamentals of Rockfill Time-dependent Behaviour**. Third Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brasil.
- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. & Alonso, E. (1996) – Numerical Formulation for Simulator (CODE\_BRIGHT) for Coupled Analysis of Saline Media. **Engineering Computations**, Vol. 13, No 7, pp 87-112.
- Pineda, J., Alonso, E., & Romero, E., (2006) – **Influence of the Pamplona Marls on the Stability of Monreal Dam (Spain)**. South American Congress of Rock Mechanics, Cartagena de Indias, Colômbia.
- Pinyol, N., Vaunat, J., Alonso, E. (2007) – A constitutive Model for Soft Clayey Rocks that Includes Weathering Effects. **Géotechnique** 57, No. 2, pp 137-151.
- Proctor, R. (1933) – Fundamental Principles of Soil Compaction. **Engineering Computations**, Vol. 13, No 7, pp 87-112.
- Santos, J., (2008) – **Compactação Elementos Teóricos**. Folhas da Disciplina Obras Geotécnicas do IST, Lisboa.
- Santos Pereira, C. (2005) – **Fundações**. AEIST, Lisboa.
- UPC-DLT (2002) – **CODE\_BRIGHT – User’s Guide**. Departamento de Ingeniería del Terreno, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha.
- Van Genuchten, M. (1980) – A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, 44, pp 892-898.
- WP4 (2004) – **Water Dewpoint Potentiometer, User’s Manual**. Decagon Devices, Inc. ([www.decagon.com](http://www.decagon.com)).