

# **ESTUDO DE MODELAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO ACELERADA POR DRENOS VERTICAIS TOMANDO EM CONSIDERAÇÃO A FLUÊNCIA DO TERRENO**

## **MODELING STUDY OF CONSOLIDATION ACELERATED BY VERTICAL DRAINS TAKING CREEP INTO ACCOUNT**

Monteiro Alves, Ricardo; *FCTUNL, LNEC, Lisboa, Portugal, ricardo.monteiro.alves@gmail.com*  
Vieira, Ana; *LNEC, Lisboa, Portugal, avieira@lnec.pt*  
Bilé Serra, João; *LNEC, Lisboa, Portugal, biles@lnec.pt*

### **RESUMO**

Com o objectivo de entender a importância da fluência em solos argilosos moles e de como este fenómeno é modelado numericamente foi feito um estudo comparativo de modelação de um ensaio edométrico tradicional usando os modelos Soft Soil (SS) e Soft Soil Creep (SSC) do programa PLAXIS. Sobre uma amostra de solo mole proveniente dos terrenos da Ota realizaram-se quatro ensaios edométricos. Dois deles tradicionais, com drenagem axial e dupla fronteira drenante, e outros dois com drenagem puramente radial. No seguimento do estudo laboratorial, procedeu-se à modelação numérica dos mesmos ensaios usando os modelos numéricos referidos anteriormente. Fez-se ainda um estudo em Estado Plano de Deformação (EPD) que modela a drenagem vertical e radial de um perfil de solo mole, com as características de compressibilidade e permeabilidade do solo estudado laboratorialmente, na zona de influência de um sistema de drenagem e sujeito ao carregamento de um aterro.

### **ABSTRACT**

With the purpose of understand the importance of creep in soft clay soils and how this phenomenon is numerically modeled, it was made a comparative study of modelling of a traditional oedometer test using the PLAXIS models Soft Soil (SS) and Soft Soil Creep (SSC). Over a sample of soft soil coming from Ota's lands were made four oedometer tests. Two of them were made in the traditional way, with axial drainage and double edged draining, and the other two with purely radial drainage. Following the laboratory tests, the same oedometer tests were modeled using the numerical models aforementioned. It was also made in Plane Strain State another numerical study that models the vertical and radial drainage of a soft soil, with the same characteristics of compressibility and permeability of the studied soil, in the influence zone of a drainage system under an embankment loading.

### **1 - INTRODUÇÃO**

De todas as áreas da engenharia o melhoramento de solos é provavelmente uma das mais antigas, sendo seguramente uma das mais intrigantes do ponto de vista técnico. O melhoramento dos solos já era praticado há mais de 3000 anos na construção dos templos da Babilónia e, na China, também na mesma época, a madeira e o bambu eram usados como materiais de reforço (Van Impe, 1989). Hoje em dia existem várias técnicas de melhoramento de terreno sendo que a eleição da técnica mais adequada a uma determinada situação depende de vários factores, como por exemplo o tipo de solo a tratar, as suas condições iniciais, o tempo de execução, a capacidade financeira, entre outros.

No caso de solos argilosos moles o recurso a técnicas de melhoramento recorrendo a sistemas de pré-carga é frequente. Para acelerar o processo de consolidação recorre-se geralmente à instalação de drenos verticais de elevada permeabilidade associados a estes sistemas de pré-carga. Este tipo de técnica tem o objectivo de aumentar a resistência ao corte do solo, reduzir a sua compressibilidade e permeabilidade antes da construção de uma determinada obra, de modo a evitar grandes assentamentos ou assentamentos diferenciais potencialmente danosos.

Aos processos de carregamento de solos moles estão associados grandes assentamentos. Estes assentamentos resultam da consolidação primária e da consolidação secundária, a fluência. No entanto, nem sempre o comportamento viscoso do solo é considerado neste tipo de obras geotécnicas.

O principal objectivo deste trabalho é o de entender o efeito da fluência no processo de consolidação de solos moles e, com isto, avaliar a importância da consideração conjunta da consolidação primária e secundária no comportamento ao longo do tempo de solos moles submetidos a um tratamento de pré-carga associado a um sistema de drenos verticais (Alves, 2011). Para o efeito, recorre-se ao programa PLAXIS, o qual dispõe de modelos representativos deste tipo de solos, como por exemplo os modelos SS e SSC. Este último considera o efeito conjunto da consolidação hidrodinâmica e da fluência ao contrário do primeiro que apenas considera a consolidação hidrodinâmica.

## 2 - ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS SOFT SOIL E SOFT SOIL CREEP

### 2.1 - Modelos SS e SSC

O modelo SS é baseado no modelo Cam Clay (CC) e foi especificamente criado para ser usado nas situações em que exista compressão primária de argilas normalmente, ou ligeiramente, sobreconsolidadas. Em termos gerais, o modelo pode ser caracterizado em quatro pontos: (1) Dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão, (2) distinção entre carregamento virgem e descarga/recarga na resposta do solo, (3) memória no que respeita à tensão de pré-consolidação e (4) a rotura do material rege-se pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb (Plaxis, b.v., 2002).

Nos estados de tensão e deformação isotrópica é assumida uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica ( $\varepsilon_{vol}$ ) e a tensão efectiva média ( $p'$ ). A linha de compressão isotrópica virgem é obtida pela seguinte expressão (Neher et al., 2000):

$$\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vol}^i = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) \quad [1]$$

onde  $\varepsilon_{vol}^i$  é a deformação volumétrica inicial,  $p'_i$  a tensão efectiva média inicial e  $\lambda^*$  o índice de compressibilidade modificado que determina a compressibilidade do material para um carregamento que se encontre na linha de compressão isotrópica virgem. Com o intuito de manter a validade da expressão anterior é assumido um valor mínimo de  $p'$  igual à unidade. A resposta do terreno à acção de descarga/recarga é dada pela expressão:

$$\varepsilon_{vol}^e - \varepsilon_{vol}^{ei} = -\kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) \quad [2]$$

É aqui também assumido um valor mínimo de  $p'$  igual à unidade escolhida de tensão. As duas linhas são exemplificadas na Figura 1. O parâmetro  $\kappa^*$  é o índice de descompressão/recompressão modificado que determina a sua compressibilidade na descarga e subsequente recarga. A resposta do solo nas fases de descarga/recarga é assumida como elástica tal como aparece identificado na Equação [2] com o supraescrito  $e$ . Em sucessivas fases de descarga/recarga cada uma corresponde a um valor de tensão de pré-consolidação isotrópica  $p_p$ . Esta tensão representa o nível mais elevado de tensão experimentado pelo solo.

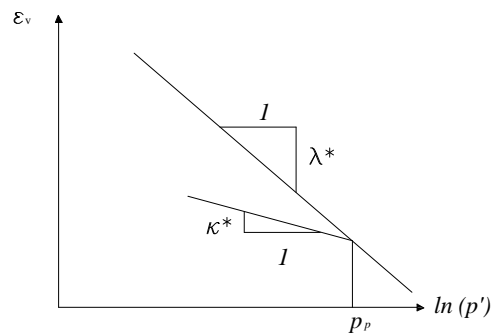


Figura 1 - Relação Logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão efectiva média (Plaxis, b.v., 2002).

Para estados de tensão com isotropia radial em torno duma direcção principal de tensão (i.e. estados de tensão característicos de qualquer tipo de ensaio triaxial), a função de cedência do modelo SS é definida da seguinte maneira (Neher et al., 2000):

$$f = p - p_p \quad [3]$$

onde  $p$  representa o estado de tensão corrente e  $p_p$  é o estado equivalente de pré-consolidação que é função da deformação plástica (Figura 2). As tensões são expressas pelas seguintes equações:

$$p = \frac{q^2}{M^2 \cdot (p' + c' \cdot \cot g(\phi'))} + (p' + c' \cdot \cot g(\phi')) \quad [4]$$

e

$$p_p = p_{pi} \cdot \exp\left(\frac{\Delta \varepsilon_{vol}}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad [5]$$

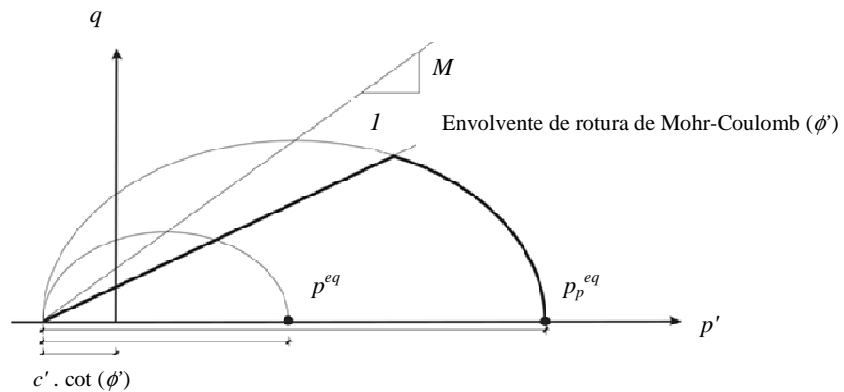


Figura 2 - Superfícies de rotura e de cedência nos modelos SS e SSC no plano p'-q (Neher et al., 2000).

Tal como foi referido anteriormente, a tensão de pré-consolidação isotrópica ( $p_p$ ) é função da deformação plástica, como expresso na Equação [5]. A função de cedência  $f$ , Equação [3], é descrita como sendo uma elipse no plano p'-q cujo semi-eixo menor passa na intersecção entre a elipse e a linha de inclinação M que é um parâmetro relacionado com  $k_0$ . O valor de  $M$  é estimado pela seguinte relação (Plaxis, b.v., 2002):

$$M = \sqrt{\frac{(1 - k_0^{NC})^2}{(1 + 2k_0^{NC})^2} + \frac{(1 - k_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2k_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - k_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad [6]$$

onde  $\nu_{ur}$  é o coeficiente de Poisson no ramo da descarga/recarga e  $k_0^{NC}$  o coeficiente de impulso em repouso normalmente consolidado. O critério de Mohr-Coulomb, com os parâmetros resistentes  $\phi$  e  $c'$ , é usado para descrever a rotura neste modelo. A envolvente de rotura no plano p'-q mostra-se na Figura 2 a traço mais marcado que as restantes linhas. Esta fronteira representa, também, o limite da área elástica. A linha de rotura de Mohr Coulomb é fixa mas a elipse que representa a tensão de pré-consolidação ( $p_p$ ) pode expandir-se devido à compressão primária. A Figura 3 é composta por seis superfícies parcelares, três de cedência por compressão isotrópica e três de rotura de Mohr-Coulomb. Representa as fronteiras do volume elástico no espaço triaxial de tensões efectivas principais do modelo SS.

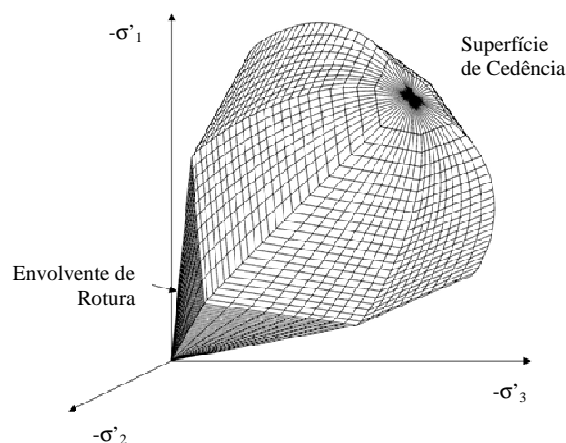


Figura 3 - Superfícies de rotura e de cedência no espaço triaxial de tensões efectivas principais dos modelos SS e SSC (Plaxis, b.v., 2002).

O modelo SSC é uma extensão do modelo SS que inclui o efeito do tempo e da fluência. Deste modo, podem ser comparados com relativa facilidade os resultados obtidos por estes dois modelos. Incluindo a fluência e combinando as Equações [1] e [2] obtém-se a seguinte expressão para a deformação volumétrica total:

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^{cr} = \varepsilon_{vol,c}^e + \varepsilon_{vol,c}^{cr} + \varepsilon_{vol,ac}^{cr} = \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) + (\lambda^* - \kappa^*) \ln\left(\frac{p'_{pc}}{p'_{pi}}\right) + \mu^* \cdot \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad [7]$$

onde  $\varepsilon_{vol}$  é a deformação volumétrica total devido a um incremento da tensão efectiva média de  $p'_i$  para  $p'$  num período de tempo desde  $t_c$  até  $t_c+t'$ ,  $p'_{pi}$  é a tensão de pré-consolidação inicial,  $p'_{pc}$  a tensão de pré-consolidação atingida após a consolidação primária e  $\mu^*$  é o coeficiente de compressão secundária modificado. A deformação volumétrica total é constituída por duas parcelas. Uma visco-plástica, identificada com o supraescrito  $cr$  na Equação [7], e uma outra elástica identificada com o supraescrito  $e$  também na mesma equação. A parcela visco-plástica é por sua vez constituída por outras duas parcelas. Uma que ocorre durante o processo de consolidação primária, identificada com o subscrito  $c$ , e outra que ocorre após a consolidação primária identificada com o subscrito  $ac$  ("after consolidation"). Note-se que a linha de compressão isotrópica não é alcançada no final da consolidação primária mas somente após alguma deformação por fluência ter ocorrido (Figura 4).

Esta linha é obtida aplicando um incremento de carga de um dia e assumindo que a consolidação se processa em menos de um dia. A Equação [7] é válida para tensões efectivas médias constantes, caso do ensaio edométrico onde são aplicados vários incrementos de carga constantes durante o período de tempo de um dia. Para casos de carregamentos contínuos é necessário formular uma lei constitutiva na forma diferencial. É adoptada a ideia de que todas as deformações inelásticas são dependentes do tempo e, seguindo Bjerrum (1967), é assumido que a tensão de pré-consolidação é totalmente dependente da quantidade de deformações por fluência acumuladas durante o tempo. Desta maneira, a Equação [7] pode ser escrita da seguinte forma cf. (Neher et al., 2000):

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^{cr} = \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) + (\lambda^* - \kappa^*) \ln\left(\frac{p'_p}{p'_{pi}}\right) \quad [8]$$

Combinando as Equações [7] e [8], tem-se que a parcela das deformações visco-plásticas é uma constante.

$$\varepsilon_{vol}^{cr} = \varepsilon_{vol,c}^{cr} + \varepsilon_{vol,ac}^{cr} \Leftrightarrow (\lambda^* - \kappa^*) \ln\left(\frac{p'_p}{p'_{pc}}\right) = \mu^* \cdot \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad [9]$$

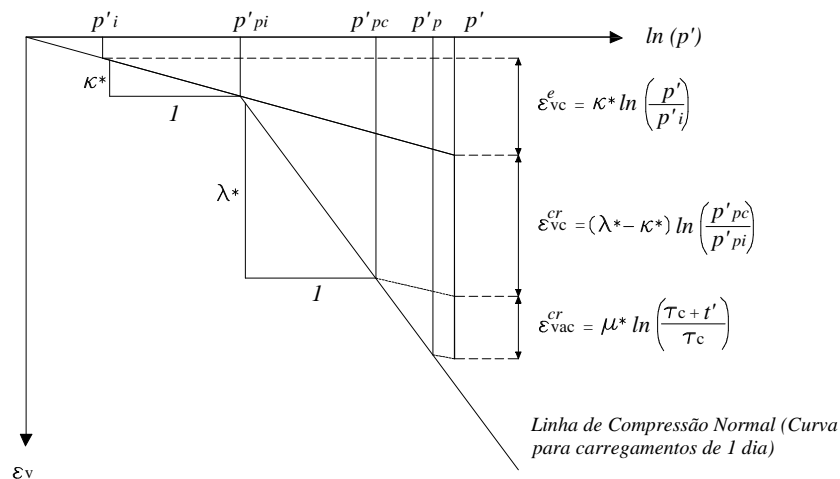


Figura 4 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efectiva média incluindo fluência (Neher et al., 2000).

Da análise da Equação [9] e da observação da Figura 4 é possível reter o seguinte:

- não considerando o efeito da fluência, ou seja, se  $\mu^*=0$  obtém-se  $(p'_p/p'_{pc})=1$  o que significa que o solo responde inicialmente com uma rigidez elástica ( $\kappa^*$ ) e posteriormente com uma rigidez plástica ( $\lambda^*$ ), comportamento correspondente ao modelo elasto-plástico tradicional;

- para valores de  $\mu^*$  elevados,  $p'_{pc}$  vai reduzindo até um valor mínimo igual a  $p'_{pi}$ . A resposta do solo é inicialmente elástica com rigidez  $\kappa^*$  até à tensão efectiva média  $p'$ , seguida apenas de deformações por fluência (deformações para tensão efectiva constante);
- para valores intermédios de  $\mu^*$  o solo inicialmente tem uma resposta elástica com rigidez  $\kappa^*$  até à tensão de pré-consolidação inicial média ( $p'_{pi}$ ). Segue-se uma resposta plástica com rigidez intermédia, entre  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ , até ao final da consolidação primária. Finalmente dão-se as deformações por fluência (deformações para tensão efectiva constante).

No decurso dos cálculos de consolidação do modelo SSC conclui-se que quanto maior o índice de compressão secundária modificado ( $\mu^*$ ), mais rígida é a resposta do solo durante a consolidação primária. A rigidez varia entre  $\lambda^*$  (menos rígido) e  $\kappa^*$  (mais rígido). No entanto, maiores são as deformações para tensões efectivas constantes.

## 2.2 - Estudo de comparação entre os modelos SS e SSC

Foi modelado um ensaio edométrico clássico com dupla fronteira drenante usando os modelos SS e SSC. Sabe-se que os dois modelos diferem apenas no parâmetro que tem em consideração o efeito da fluência. Esse parâmetro corresponde ao índice de compressão secundária modificado ( $\mu^*$ ) considerado apenas no modelo SSC.

Neste exercício fez-se variar o valor de  $\mu^*$  com a finalidade de entender a importância deste parâmetro na resposta do modelo. Modelou-se um solo orgânico mole ligeiramente sobreconsolidado com uma POP=50 kPa (POP = Pre-Overburden Pressure =  $\sigma'_p - \sigma'_{vi}$ ) (Plaxis, b.v., 2002). Para definir o coeficiente de impulso em repouso foi usada a expressão  $k_0=1-\text{sen } \phi'$  sendo usado para o ângulo de atrito interno o valor de  $28^\circ$ , resultando num valor de  $k_0=0,531$ . A amostra é considerada totalmente saturada. As suas características são resumidas no Quadro 1. A condutividade hidráulica deste tipo de material é muito reduzida o que origina comportamentos não drenados a curto prazo. Assim sendo, para reproduzir o mais fielmente possível as condições de um ensaio edométrico, ao aplicar instantaneamente cada incremento de carga, é atribuído ao material um comportamento não drenado, seguindo-se-lhe um cálculo de consolidação. Os carregamentos são mantidos durante um dia de maneira a dissipar todo o excesso de pressões intersticiais.

A amostra tem 2 cm de altura e uma secção transversal de 25 cm<sup>2</sup> o que resulta num raio aproximadamente igual a 2,8 cm (valor usado para definir o raio do provete). As fronteiras superior e inferior são ambas drenantes. Na superior não existe qualquer restrição dos deslocamentos e na inferior não são permitidos, quer na direcção vertical quer na direcção horizontal. A fronteira lateral esquerda é o eixo de simetria do modelo. Tanto nesta como na fronteira lateral direita os deslocamentos são restringidos na difracção horizontal e permitidos na direcção vertical. É feita uma análise axissimétrica e são usados elementos de quinze nós. Como o estado de tensão é praticamente uniforme, usou-se uma malha relativamente grosseira. Os deslocamentos e as pressões intersticiais foram calculados no ponto B (correspondente à malha de nós) e as tensões e deformações foram calculados no ponto D (correspondente à malha de pontos de integração), como pode ser observado na Figura 5. A geometria do modelo e a malha usada no cálculo são mostradas na mesma figura.

Quadro 1 - Parâmetros de uma argila mole genérica.

Parâmetro	Símbolo	SS	SSC
Peso volúmico saturado [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$	17	17
Coef. compressibilidade modificado [-]	$\lambda^*$	0,025	0,025
Coef. recompressibilidade modificado [-]	$\kappa^*$	0,010	0,010
Coef. compressibilidade secundária modificado [-]	$\mu^*$	-	variável
Coesão [kPa]	c	1	1
Ângulo de atrito interno [°]	$\phi'$	28	28
Ângulo de dilatância [°]	$\psi$	0	0
Coef. permeabilidade vertical [m/dia]	$k_v$	$8,64 \cdot 10^{-4}$	$8,64 \cdot 10^{-4}$
Coef. permeabilidade horizontal [m/dia]	$k_r$	$17,28 \cdot 10^{-4}$	$17,28 \cdot 10^{-4}$

Na Figura 6 mostra-se a evolução dos assentamentos ao longo do tempo medidos no ponto A no decorrer de todo o ensaio. Na Figura 7 mostra-se a relação entre as tensões efectivas verticais e as deformações verticais nas escalas aritmética e logarítmica, respectivamente.

Os assentamentos obtidos através do modelo SS são os mais reduzidos uma vez que a fluência não é considerada. A partir do momento em que é introduzido o índice de compressão secundária modificado ( $\mu^*$ ) os assentamentos aumentam, sendo tanto maiores quanto maior for o seu valor (Figura 6).

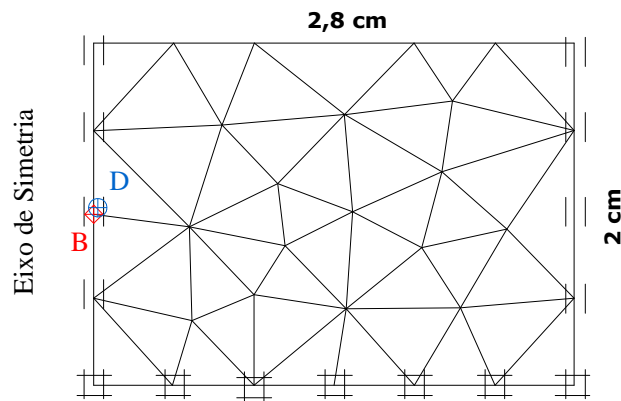


Figura 5 - Geometria e malha do ensaio edométrico genérico modelado.

### 2.2.1 - Ensaio edométrico com aplicação de um plano de cargas

O plano de carregamentos usado nesta modelação numérica mostra-se no Quadro 2.

É possível observar a influência do índice de compressão secundária na relação das tensões verticais com as deformações verticais. Para índices nulos (modelo SS) ou muito reduzidos (modelo SSC com  $\mu^*=0,0001$ ) a resposta do solo às deformações é elastoplástica. Responde inicialmente com uma rigidez elástica ( $\kappa^*$ ) e posteriormente com uma rigidez plástica ( $\lambda^*$ ). A parcela das deformações por fluência não existe (modelo SS) ou é muito reduzida (modelo SSC com  $\mu^*=0,0001$ ), como pode ser observado na Figura 7.

Para índices elevados (modelo SSC com  $\mu^*=0,01$ ) a parcela das deformações plásticas durante a consolidação primária é muito reduzida ou quase nula. A resposta do solo é inicialmente elástica com rigidez  $\kappa^*$ , seguida de deformações a tensão efectiva constante. As deformações por fluência são muito elevadas mas dão-se apenas após o processo de consolidação primária (Figura 7).

Para índices de compressão secundária intermédios (modelo SSC com  $\mu^*=0,001$ ) o solo tem um comportamento elástico visco-plástico. As deformações no solo são inicialmente elásticas com rigidez  $\kappa^*$  seguidas de deformações plásticas com rigidez intermédia (entre  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ ). Finalmente dão-se as deformações a tensão efectiva constante após o final da consolidação primária (Figura 7).

A influência da tensão de pré-consolidação pode ser observada claramente na Figura 7. A relação logarítmica entre as tensões efectivas e as deformações permite constatar que são definidos dois ramos, um referente à curva de recompressão e outro referente à curva de compressão normal. Observa-se que a tensão de pré-consolidação ronda os 50 kPa tal como foi especificado.

Quadro 2 - Esquema de cálculo (Plano de Cargas).

Fase	Tipo de cálculo	Escalão de carga [kPa]	Incremento de tempo [dia]	Tempo acumulado [dia]
1	Plástico	10	0	0
2	Consolidação	10	1	1
3	Plástico	20	0	1
4	Consolidação	20	1	2
5	Plástico	40	0	2
6	Consolidação	40	1	3
7	Plástico	80	0	3
8	Consolidação	80	1	4
9	Plástico	160	0	4
10	Consolidação	160	1	5
11	Plástico	320	0	5
12	Consolidação	320	1	6
13	Plástico	640	0	6
14	Consolidação	640	1	7
15	Consolidação	640	100	107

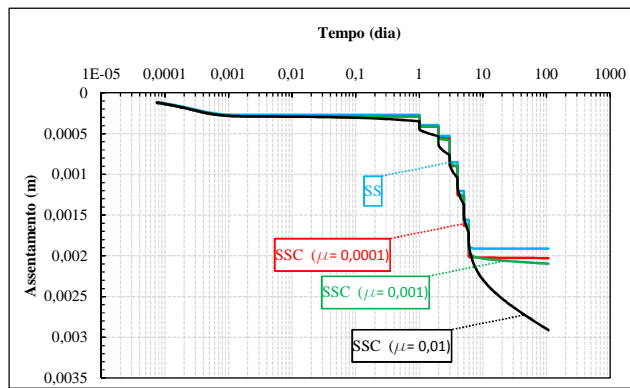


Figura 6 - Evolução dos assentamentos no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos SS e SSC [Plano de cargas completo].

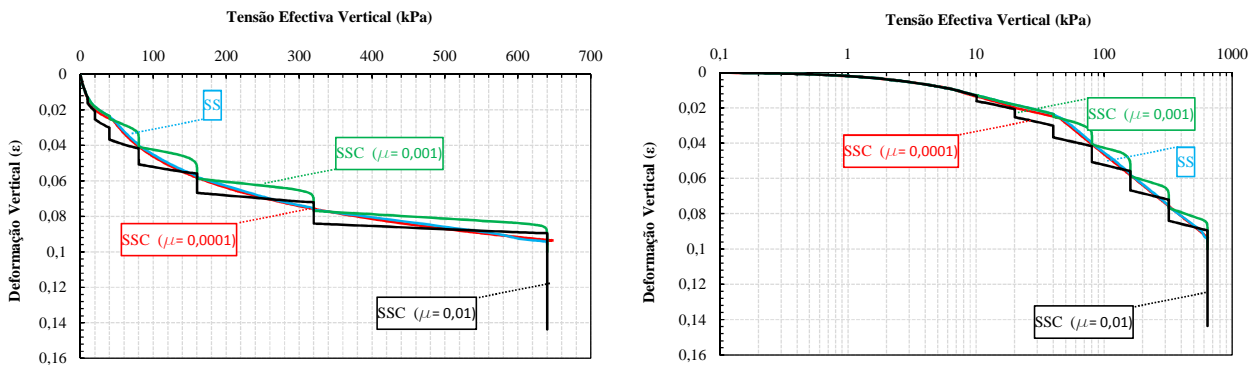


Figura 7 - Relação aritmética e logarítmica entre a tensão efectiva vertical e a deformação nos modelos SS e SSC.

### 2.2.2 - Ensaio edométrico com aplicação de um único patamar de carga

Este cálculo teve o objectivo de analisar o conceito de compressibilidade  $C_{\alpha}/C_{c/e}$  (Mesri e Godlewski, 1977) e de perceber melhor como o modelo SSC simula a fluência. Mesri e Godlewski (1977) verificaram que para qualquer valor de tensão efectiva ( $\sigma'_v$ , t) durante a consolidação secundária, a relação entre a compressibilidade por fluência (com índice de compressibilidade  $C_{\alpha}$ ) e a compressibilidade quer na curva de recompressão (com índice de compressibilidade  $C_e$ ), quer na curva de compressão normal (com índice de compressibilidade  $C_c$ ), é constante. Para isso foi seleccionado  $\mu^*=0,001$ . O plano de carregamento consiste na aplicação de uma carga única. Foram modelados três ensaios, cada um com um nível de carregamento. No primeiro ensaio quis-se aplicar um carregamento que se encontrasse na curva de recompressão pelo que foi aplicada uma carga de 10 kPa. No segundo ensaio quis-se aplicar um carregamento que estivesse nas proximidades da tensão de pré-consolidação, aplicando-se desta maneira uma carga de 50 kPa. Finalmente, no último ensaio aplicou-se uma carga que se encontrasse na curva de compressão normal sendo assim usado uma carga de 500 kPa. As cargas foram aplicadas instantaneamente permitindo a consolidação ao longo de um período de dez dias.

Nas três figuras seguintes mostra-se a evolução do excesso de pressão intersticial e das deformações ao longo do tempo. A Figura 8 corresponde ao carregamento na curva de recompressão onde  $C_{c/e}$  é constante e normalmente reduzido. Na realidade, segundo Mesri e Godlewski (1977), a fluência é observada nestes casos sendo, no entanto, pouco significativa uma vez que o declive desta curva é normalmente reduzido. O modelo SSC assume que o comportamento dos solos neste ramo é elástico e que não existe fluência, o que pode ser observado na figura. Esta simplificação no programa corresponde normalmente a uma boa aproximação da realidade já que os assentamentos por fluência neste ramo são reduzidos. A Figura 9 corresponde ao carregamento na proximidade da tensão de pré-consolidação. Nestes casos  $C_{c/e}$  sofre uma grande variação na passagem da curva de recompressão para a curva de compressão normal. Observa-se um aumento de declive da curva que representa as deformações verticais resultantes da fluência do material ao longo do tempo. Na Figura 10 o carregamento encontra-se claramente na curva de compressão normal. Nestes casos  $C_{c/e}$  é constante e normalmente elevado. A taxa de variação das deformações resultantes da compressão secundária é constante ao longo do tempo e com um declive elevado, tal como pode ser observado na mesma figura.

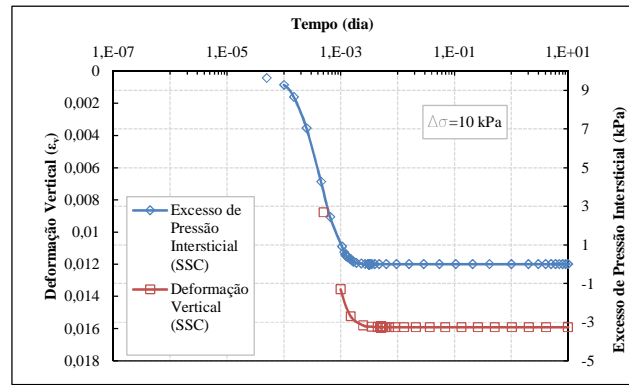


Figura 8 - Evolução do excesso de pressão intersticial e da deformação vertical no tempo [ $\Delta\sigma_v=10$  kPa].

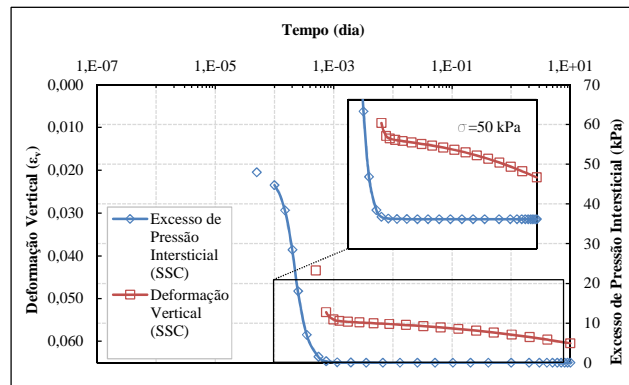


Figura 9 - Evolução do excesso de pressão intersticial e da deformação vertical no tempo [ $\Delta\sigma_v=50$  kPa].

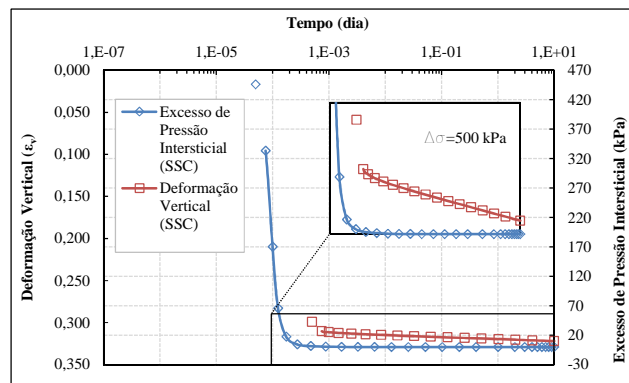
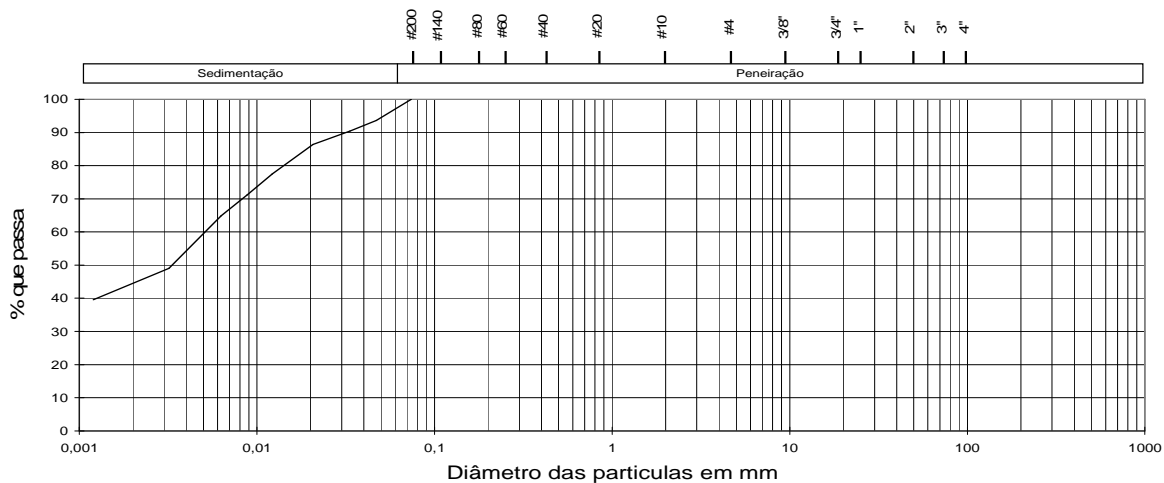


Figura 10 - Evolução do excesso de pressão intersticial e da deformação vertical no tempo [ $\Delta\sigma_v=500$  kPa].

### 3 - CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL DE UM SOLO MOLE

Para o estudo laboratorial foi usado material proveniente das sondagens efectuadas no estudo de caracterização dos terrenos da Ota no âmbito da construção do então designado Novo Aeroporto Internacional de Lisboa. O material usado é referente à amostra 2977 retirada de uma profundidade de 7,5 m, originária da sondagem 28 (Bilé Serra, 2001). Foi realizada uma análise granulométrica do solo, foram determinados os limites de consistência, o teor de humidade e a densidade das partículas sólidas. Todos os ensaios foram realizados sobre o excedente de solo resultante da montagem dos provetes usados nos ensaios edométricos. No Quadro 3 apresentam-se os resultados dos ensaios anteriormente referidos e na Figura 11 mostra-se a respectiva curva granulométrica.





Angla	Finos	Médios	Grossos	Finas	Médias	Grossas	Finos	Médios	Grossos	Finos	Médios	
	Siltes			Areias			Cascalhos			Blocos		

Peneiro	#200	#140	#80	#60	#40	#20	#10	#4	3/8"	3/4"	1"	1,5"	2"
# (mm)	0,074	0,105	0,177	0,250	0,420	0,841	2,00	4,76	9,51	19,00	25,40	38,10	50,80
% passa	100,0												

Figura 11 - Curva granulométrica.

Quadro 3 - Resumo das características da amostra 2977.

Amostra	w [%]	LL [%]	IP [%]	G <sub>s</sub>	I <sub>c</sub>	Classificação Unificada	Descrição
2977	77,9	65,4	32,6	2,72	-0,38	MH	Silte elástico

### 3.1 - Descrição dos ensaios edométricos

#### 3.1.1 - Drenagem axial com dupla fronteira drenante

Em cada amostra foi introduzido um anel de massa e secção conhecidas de modo a que este, por cravação, ficasse totalmente preenchido por solo. O anel tem uma secção transversal e uma altura aproximadamente igual a 25 cm<sup>2</sup> e 2 cm, respectivamente. Com uma espátula foram regularizadas as superfícies superior e inferior das amostras, procedendo-se de seguida à pesagem do solo com o anel. Foi colocado papel de filtro no contacto com as superfícies superior e inferior sendo seguidamente posicionadas as pedras porosas. Após a colocação do anel, a câmara do edómetro foi preenchida com água de modo a manter o teor em água inicial do provete. De seguida procedeu-se à primeira leitura.

As cargas aplicadas ao provete foram obtidas por colocação de pesos num sistema de alavanca. Cada escalão de carga foi mantido o tempo necessário para permitir a melhor aproximação ao assentamento total referente a esse escalão. Em alguns escalões de carga foram feitas medições dos assentamentos nos tempos 6 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h para determinar, posteriormente, os coeficientes de consolidação. Foram realizados alguns patamares de descarga de maneira a poder determinar os índices de recompressão referentes a cada amostra.

O plano de cargas aplicado aos provetes foi o seguinte: 3,5 kPa, 16,5 kPa, 26,3 kPa, 55,7 kPa, 95 kPa, 16,5 kPa, 95 kPa, 163,6 kPa, 310,8 kPa, 16,5 kPa, 310,8 kPa, 624,7 kPa, 95 kPa e 3,5 kPa. Foram realizadas quatro leituras a tempos nos seguintes primeiros patamares de tensão: 26,3 kPa, 95 kPa, 310,8 kPa e 624,7 kPa. Na determinação dos respectivos coeficientes de consolidação e índices de compressibilidade e recompressibilidade foi seguida a norma ASTM D2435-96. Os aparelhos 2 e 17 correspondem aos ensaios edométricos com drenagem axial.

#### 3.1.2 - Drenagem puramente radial com dreno vertical central

Com um tubo de diâmetro exterior de 5,25 mm e reduzida espessura foi realizado um furo no centro do provete posteriormente preenchido com areia ligeiramente compactada no topo (Figura 12 (a) e (b)). Os provetes foram pesados antes e após a colocação da areia para se determinar a massa do dreno. As superfícies superior e inferior do provete foram tornadas impermeáveis pela colocação de uma película de celofane de diâmetro igual ao do anel, com uma abertura central circular de diâmetro igual ao do dreno de areia (Figura 12 (a)). Deste modo, durante o ensaio, a água nos poros drena radialmente até ao dreno vertical após o que se encaminha para o exterior. Após a colocação das películas impermeáveis foram colocadas as pedras porosas. Depois de se colocar o anel na câmara, a mesma é preenchida com água com o intuito de manter o teor em água inicial do provete. De seguida procedeu-se à leitura inicial. Foi seguido o mesmo plano de cargas usado nos ensaios edométricos com drenagem axial e dupla fronteira drenante. Para determinar os respectivos coeficientes de consolidação, foi seguida a proposta de

Robinson (2009) sobre a análise de resultados provenientes de ensaios de consolidação radial. Na determinação dos índices de compressibilidade e recompressibilidade, foi seguida a norma ASTM D2435-96. Os aparelhos 11 e 12 correspondem aos ensaios edométricos com drenagem radial.

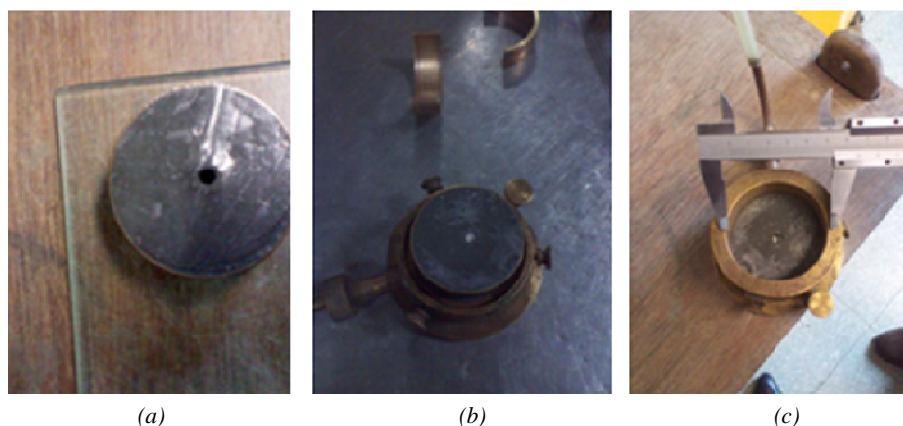


Figura 12 - Montagem dos provetes. (a) Furação e colocação de película impermeável nos ensaios com drenagem radial. (b) Colocação da areia no furo. (c) Colocação dos provetes nos respectivos aparelhos.

### 3.2 - Apresentação e discussão dos resultados

#### 3.2.1 - Curvas de compressão, tensão de pré-consolidação, grau de sobreconsolidação e coeficientes de compressibilidade

Na Figura 13 são apresentadas as curvas de compressão para os quatro ensaios edométricos. As curvas de compressão e recompressão são representadas num gráfico e-log ( $\sigma'_v$ ). A partir do seu traçado é possível estimar os índices de compressibilidade ( $C_c$ ) e de recompressibilidade ( $C_e$ ). É também estimada a tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ). No Quadro 4 são resumidos os respectivos valores para cada provete.

A tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) é definida como sendo a maior tensão efectiva vertical a que o solo já esteve sujeito. Uma boa aproximação deste valor é muito importante para a previsão dos assentamentos a longo prazo. A construção gráfica que permitiu determinar a tensão de pré-consolidação baseou-se na proposta de Lebert e Horn (Dias Junior e Pierce, 1995), que ajustam os pontos referentes a cada ramo de compressão a uma recta, respectivamente, sendo o ponto de intersecção das duas rectas o ponto que define o valor da tensão de pré-consolidação. A partir dos resultados dos quatro ensaios edométricos, obteve-se um peso volúmico médio de  $15 \text{ kN/m}^3$ . Assumindo que o nível freático se encontra à superfície – situação frequente na charneca da Ota-, que o peso volúmico da água é  $10 \text{ kN/m}^3$  e sendo conhecida a profundidade de recolha das amostras, pode ser facilmente obtido o valor da tensão efectiva vertical “in situ” ( $\sigma'_{vi}$ ). O grau de sobreconsolidação (OCR) é o quociente entre a tensão de pré-consolidação e a tensão efectiva vertical inicial.

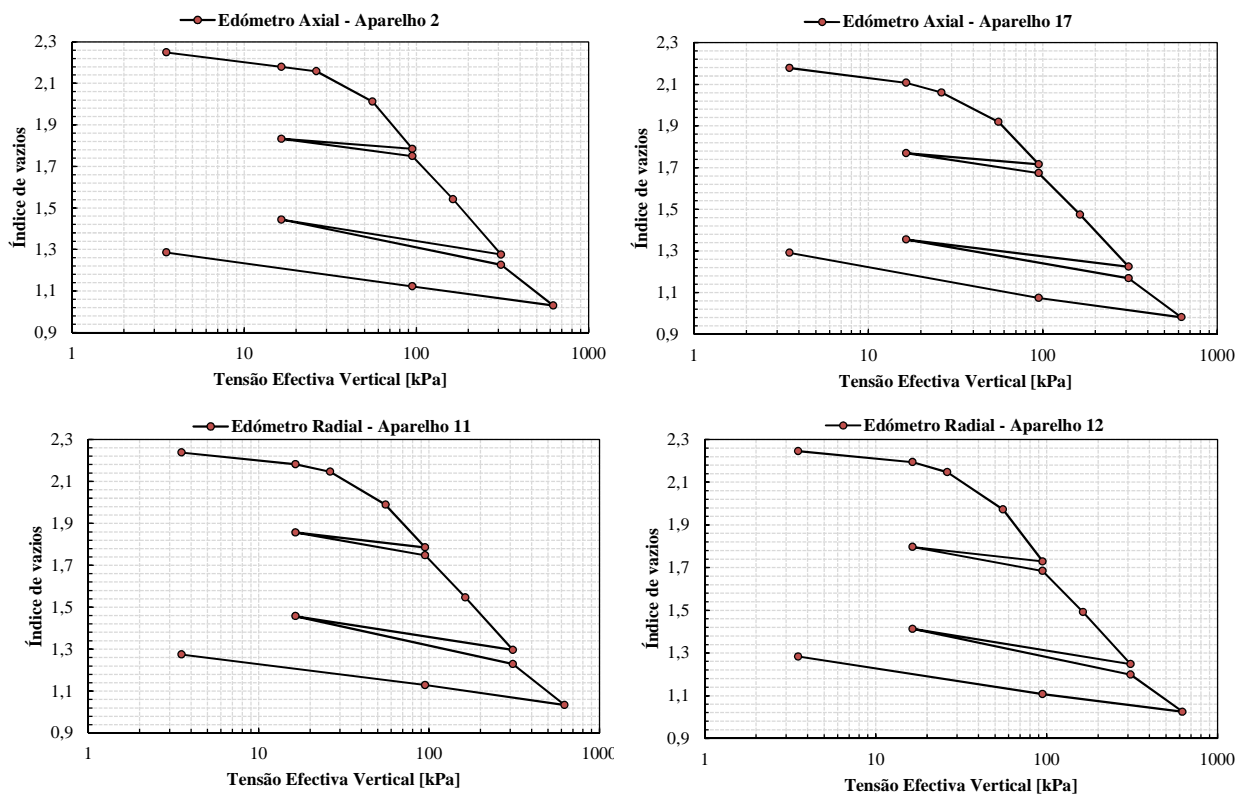


Figura 13 – Curvas de compressão. Provetes 2 e 17 (Drenagem axial). Provetes 11 e 12 (Drenagem radial).

Quadro 4 – Valores obtidos directa, ou indirectamente, dos ensaios edométricos.

Provete	$w_i$ [%]	$e_i$	$S$ [%]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{vi}$ [kPa]	$\sigma'_p$ [kPa]	OCR	$C_c$	$C_e$
2 (axial)	81,6	2,252	98,6			41,4	1,104	1,039	0,088
11 (radial)	81,6	2,240	99,1	15	37,5	37,7	1,005	0,989	0,117
12 (radial)	81,5	2,246	98,7			38,4	1,024	1,009	0,117
17 (axial)	78,8	2,180	98,3			40,4	1,077	1,008	0,099

### 3.2.2 - Coeficientes de consolidação

A partir dos gráficos que representam a evolução dos assentamentos com o tempo, obtidos nos escalões de carga em que foram feitas leituras a tempos, foi possível determinar o coeficiente de consolidação para cada escalão. O método adoptado neste trabalho para determinar o coeficiente de consolidação vertical ( $c_v$ ) foi o método de Taylor, aplicado aos provetes nº 2 e nº 17. Esta construção relaciona os assentamentos com a raiz quadrada do tempo e, para isso, é necessário determinar  $d_{90}$  e  $t_{90}$  correspondentes ao assentamento e tempo para 90% da consolidação primária, respectivamente. Para determinar o coeficiente de consolidação radial ( $c_r$ ), a proposta de Robinson foi aplicada aos provetes nº11 e nº12. Esta proposta relaciona a evolução logarítmica dos assentamentos com a evolução logarítmica do tempo sendo necessário determinar  $t_{66}$  e  $d_{66}$  que correspondem ao tempo e ao assentamento para 66% da consolidação primária, respectivamente.

Depois de determinados os parâmetros anteriormente referidos, os coeficientes de consolidação vertical ( $c_v$ ) e radial ( $c_r$ ) são obtidos pelas seguintes expressões cf. (ASTM, 1996):

$$c_v = \frac{T_v \cdot l_{w50}^2}{t} \quad [10]$$

e

$$c_r = \frac{T_r \cdot d_e^2}{t} \quad [11]$$

onde  $T_v$  e  $T_r$  são, respectivamente, os factores de tempo adimensionais para a drenagem vertical e radial,  $t$  o tempo correspondente a um particular grau de consolidação,  $l_{w50}$  é a maior distância de drenagem para 50% da consolidação (no caso de ensaios com dupla fronteira drenante esta distância equivale a metade da altura do provete) e  $d_e$  corresponde ao diâmetro de influência do dreno.

Para determinar o coeficiente de consolidação vertical ( $c_v$ ), quando se use o método de Taylor tem-se  $T_v=T_{v,90}=0,848$  e  $t=t_{90}$ . Para determinar o coeficiente de consolidação radial ( $c_r$ ), quando se use o método de Robinson tem-se  $T_r=T_{r,66}=0,213$  e  $t=t_{66}$ .

O coeficiente  $C_\alpha$  foi determinado apenas para os patamares de carga de 310,8 kPa e 624,7 kPa, uma vez que nos patamares correspondentes às cargas de 26,3 kPa e 95 kPa a curva da consolidação secundária não foi bem definida, i.e., estes patamares de carga não foram mantidos o tempo necessário para a estabilização da curva de compressão secundária. Para o cálculo de  $C_\alpha$  foi usada a seguinte expressão:

$$c_\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)} \quad [12]$$

onde  $e$  é o índice de vazios e  $t_1$  e  $t_2$  dois tempos correspondentes a dois pontos que se encontrem na zona da curva correspondente à compressão secundária. No Quadro 5 são resumidos os valores dos coeficientes.

Quadro 5 - Resumo dos coeficientes de consolidação ( $c_v$ ,  $c_r$  e  $C_\alpha$ ).

Carga [kPa]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]		$c_r$ [m <sup>2</sup> /s]		$C_\alpha$			
	Prov.2	Prov.17	Prov.11	Prov.12	Prov.2	Prov.17	Prov.11	Prov.11
26,3	$1,68 \cdot 10^{-7}$	$6,11 \cdot 10^{-8}$	$7,29 \cdot 10^{-8}$	$2,01 \cdot 10^{-7}$	-	-	-	-
95	$1,40 \cdot 10^{-8}$	$1,21 \cdot 10^{-8}$	$4,99 \cdot 10^{-8}$	$5,92 \cdot 10^{-8}$	-	-	-	-
310,8	$1,15 \cdot 10^{-8}$	$1,26 \cdot 10^{-8}$	$6,02 \cdot 10^{-8}$	$8,09 \cdot 10^{-8}$	0,0370	0,0351	0,0524	0,0553
624,7	$1,57 \cdot 10^{-8}$	$1,27 \cdot 10^{-8}$	$8,51 \cdot 10^{-8}$	$7,72 \cdot 10^{-8}$	0,0272	0,0242	0,0518	0,0279

### 3.2.3 - Coeficientes de permeabilidade

Os coeficientes de permeabilidade vertical e radial foram determinados a partir dos gráficos que relacionam a evolução dos assentamentos com o tempo, obtidos nos patamares de carga em que foram feitas leituras a tempos. Foram determinados de acordo com as seguintes expressões:

$$k_v = \gamma_w \cdot c_v \cdot \frac{a_v}{1 + e_i} \quad [13]$$

e

$$k_r = \gamma_w \cdot c_r \cdot \frac{a_v}{1 + e_i} \quad [14]$$

onde  $c_v$  e  $c_r$  são os coeficientes de consolidação vertical e radial, respectivamente,  $\gamma_w$  é o peso volúmico da água,  $e_i$  é o índice de vazios prévio ao carregamento de cada provete e  $a_v$  a variação do índice de vazios por acréscimo da tensão efectiva vertical. O coeficiente  $a_v$  é expresso pela seguinte equação:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad [15]$$

No Quadro 6 são resumidos os coeficientes de permeabilidade obtidos em cada ensaio.

Observando a Figura 14 é possível verificar que todos os provetes sofrem uma redução dos respectivos coeficientes de permeabilidade à medida que se aumenta a tensão vertical, o que significa que existe uma redução significativa das permeabilidades vertical e radial ao longo do processo de consolidação resultante da redução do índice de vazios. Em média, os coeficientes de permeabilidade horizontais ( $k_{r,med}$ ) são superiores aos coeficientes de permeabilidade verticais ( $k_{v,med}$ ) e a sua razão ( $k_{r,med}/k_{v,med}$ ) varia entre 1,85 e 5,56 (Quadro 6). Segundo Indraratna e Redana (1997) o coeficiente de permeabilidade horizontal das argilas de Bangucoque não saturadas que se encontrem na zona não perturbada pela cravação dos drenos é, tipicamente, duas vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical, aumentando esta relação com o nível de carga imposto. Na Figura 14 mostra-se, também, a evolução dos coeficientes médios de permeabilidade vertical e radial.

Quadro 6 - Resumo dos coeficientes de permeabilidade ( $k_v$  e  $k_r$ ).

Carga [kPa]	$k_{r,med}/k_{v,med}$	$k_v$ [m/s]			$k_r$ [m/s]		
		Prov.2	Prov.17	$k_{v,med}$ [m/s]	Prov.11	Prov.12	$k_{r,med}$ [m/s]
26,3	1,85	$1,00 \cdot 10^{-9}$	$9,01 \cdot 10^{-10}$	$1,00 \cdot 10^{-9}$	$8,06 \cdot 10^{-10}$	$2,89 \cdot 10^{-9}$	$1,85 \cdot 10^{-9}$
95	4,30	$2,45 \cdot 10^{-10}$	$1,94 \cdot 10^{-10}$	$2,20 \cdot 10^{-10}$	$7,83 \cdot 10^{-10}$	$1,11 \cdot 10^{-9}$	$9,47 \cdot 10^{-10}$
310,8	5,56	$6,25 \cdot 10^{-11}$	$6,63 \cdot 10^{-11}$	$6,44 \cdot 10^{-11}$	$3,10 \cdot 10^{-10}$	$4,06 \cdot 10^{-10}$	$3,58 \cdot 10^{-10}$
624,7	5,47	$2,95 \cdot 10^{-11}$	$2,34 \cdot 10^{-11}$	$2,65 \cdot 10^{-11}$	$1,60 \cdot 10^{-10}$	$1,30 \cdot 10^{-10}$	$1,45 \cdot 10^{-10}$

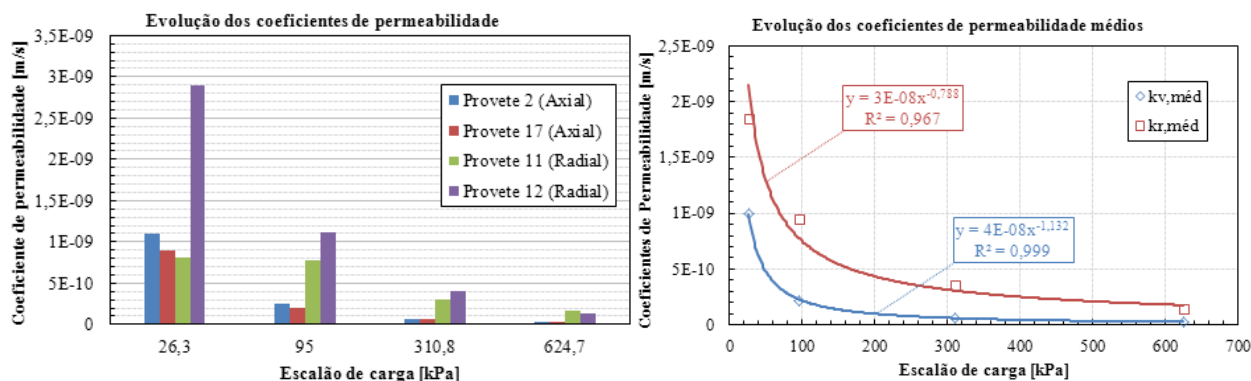


Figura 14 - Evolução dos coeficientes de permeabilidade.

### 3.2.4 - Resumo dos resultados edométricos

No Quadro 7 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios edométricos realizados sobre uma amostra de argila proveniente dos terrenos da Ota: peso volúmico, tensão de pré-consolidação, grau de sobreconsolidação, índice de compressibilidade, índice de recompressibilidade, coeficiente de compressão secundária e coeficientes de permeabilidade vertical e radial.

Quadro 7 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios edométricos.

Amostra	Prof. [m]	$\gamma_{med}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{p,med}$ [kPa]	OCR <sub>med</sub>	C <sub>c,med</sub>	C <sub>e,med</sub>	C <sub><math>\alpha</math>,med</sub>	k <sub>v,med</sub> [m/s]	k <sub>r,med</sub> [m/s]
2977	7,50	15	39,5	1,05	1,011	0,105	0,040	6,23·10 <sup>-10</sup>	1,66·10 <sup>-9</sup>

Pode-se concluir que a amostra de argila recolhida na zona da Ota à profundidade de 7,5 m corresponde a um solo muito mole, normalmente consolidado. A tensão de pré-consolidação varia entre 38 kPa e 41 kPa obtendo-se um valor médio de 39,5 kPa. O índice de compressibilidade C<sub>c</sub> tem valores que variam entre 0,989 e 1,038 obtendo-se um valor médio igual a 1,011. Gil Lim Yoon (2004) propuseram uma relação entre o índice de compressibilidade (C<sub>c</sub>) e o índice de vazios inicial (e<sub>i</sub>). Usando a média do índice de vazios resultante de cada ensaio e substituindo na proposta referida, é possível obter um valor para o coeficiente de compressibilidade aproximadamente igual a 1,015. A média dos coeficientes de compressibilidade obtidos laboratorialmente aproxima-se dos valores da bibliografia. O índice de recompressibilidade C<sub>e</sub> varia entre 0,88 e 0,117 obtendo-se um valor médio igual a 0,105. O coeficiente da compressão secundária varia entre 0,0242 e 0,0553 obtendo-se um valor médio de 0,040.

Assumindo que o solo é normalmente consolidado, a tensão efectiva vertical "in situ" é igual à tensão de pré-consolidação. Sendo  $\sigma'_{p,med}$  igual a 39,5 kPa, as permeabilidades vertical e radial obtêm-se a partir deste valor, substituído nas equações apresentadas na Figura 14. Os coeficientes de permeabilidade mostrados no Quadro 7 representam, assim, os valores correspondentes à tensão "in situ".

Em relação à qualidade das amostras é preciso referir o trabalho realizado por Bartlett e Lee.(2004). Segundo os autores, a qualidade das amostras recolhidas é estimada através da deformação vertical obtida nos ensaios edométricos para uma tensão vertical igual à tensão efectiva vertical "in situ" ( $\sigma'_v$ ). Podendo o solo estudado ser assumido como normalmente consolidado, foi observado que as deformações verticais dos provetes ensaiados para este valor de tensão rondam os 6% o que resulta, segundo os autores, em amostras de qualidade "Pobre" (Quadro 8).

Como foi explicado na Secção 3.2.2, os valores de C <sub>$\alpha$</sub>  foram obtidos para carregamentos que se encontravam na curva de compressão normal cujo declive é expresso por C<sub>c</sub>. Não obstante a curva de compressão secundária poder ter sido melhorada por uma leitura adicional às 48 horas, a relação C <sub>$\alpha$</sub> /C<sub>c</sub> obtida (0,0396) está de acordo com a proposta por Terzaghi *et al.* (1996) para argilas e siltes inorgânicos (0,04 ± 0,01) pelo que pode ser assumido que os coeficientes da compressão secundária obtidos espelham relativamente bem o comportamento do solo estudado.

Quadro 8 - Designação da qualidade de amostras de ensaios edométricos (Bartlett e Lee, 2004).

Deformação vertical para $\sigma'_{v0}$ [%]	SQD (Sample Quality Designation)
<1	Muito Boa a Excelente
1-2	Boa
2-4	Razoável
4-10	Pobre
>10	Muito Pobre

### 3.3 - Modelação numérica

Esta secção é reservada ao estudo numérico de modelação dos dois tipos de ensaios edométricos descritos na Secção 3.1. Neste trabalho não foram realizados ensaios que determinassem os parâmetros de resistência do solo. Para os definir, foram usados dados do relatório do LNEC (Bilé Serra, 2001). A amostra 2977 foi usada, neste trabalho, para estimar os parâmetros de compressibilidade através dos respectivos ensaios edométricos. No entanto, no relatório do LNEC, sobre esta mesma amostra não foram efectuados ensaios que estimassem os parâmetros resistentes do solo. Usaram-se, então, os dados da amostra 3038 proveniente da sondagem 17 uma vez que apresenta uma curva granulométrica e um valor do índice de plasticidade muito idênticos aos da amostra 2977.

Os parâmetros de compressibilidade dos modelos SS e SSC ( $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$  e  $\mu^*$ ) são facilmente obtidos através dos parâmetros de compressibilidade normalizados ( $C_c$ ,  $C_e$  e  $C_\alpha$ ), obtidos pelos ensaios edométricos, através das seguintes relações (Plaxis, b.v., 2002):

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1+e)} \quad \kappa^* \approx \frac{2}{2,3} \cdot \frac{C_e}{(1+e)} \quad \mu^* \approx \frac{C_\alpha}{2,3(1+e)} \quad [16]$$

Usaram-se os valores médios relativos aos coeficientes de compressibilidade normalizados e aos índices de vazios iniciais resumidos no Quadro 4. Assumiu-se, em relação ao estado de tensão inicial das amostras, que antes de serem ensaiadas não existia nenhuma tensão aplicada e desta maneira obtém-se um valor de  $POP = \sigma'_{p,med} = 39,5$  kPa. No final dos ensaios laboratoriais observou-se que os deslocamentos verticais do dreno de areia acompanharam os deslocamentos verticais do provete de argila, fazendo parecer que o dreno pouca influência teve nas deformações dos provetes resultado do possível preenchimento dos vazios do dreno por argila. Desta maneira, com o intuito de simplificar o modelo, modelou-se o comportamento da areia usando os mesmos parâmetros de compressibilidade e de resistência da argila usados nos modelos SS e SSC. No entanto, foram consideradas permeabilidades vertical e radial cem vezes superiores às da argila de maneira a representar o efeito do dreno. No Quadro 9 são resumidos os valores aplicados nos dois modelos. Realizou-se uma análise axissimétrica. As cargas foram aplicadas instantaneamente sendo permitida a consolidação por um período de um dia.

Quadro 9 - Parâmetros dos modelos SS e SSC para os ensaios edométricos com drenagem axial e radial.

Parâmetro	Símbolo	Argila	Areia
Peso volúmico saturado [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$	14,95	
Coefficiente de compressibilidade modificado [-]	$\lambda^*$	0,136	
Coefficiente de recompressibilidade modificado [-]	$\kappa^*$	0,028	
Coefficiente de compressibilidade secundário modificado [-]	$\mu^*$	0,005	
Coesão [kPa]	$c$	6,1	
Ângulo de atrito interno [°]	$\phi'$	21,8	
Ângulo de dilatância [°]	$\psi$	0	
Coefficiente de permeabilidade vertical [m/s]	$k_v$	$6,23 \cdot 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-7}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal [m/s]	$k_r$	$1,66 \cdot 10^{-9}$	$1 \cdot 10^{-7}$

O cálculo da variação do índice de vazios ao longo dos ensaios foi determinado a partir da variação dos assentamentos obtidos pelo programa. Desta maneira, assumindo que os incrementos de carga são uniformes em toda a espessura dos provetes, determinou-se a variação do índice de vazios pela seguinte expressão:

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H_i} \cdot (1 + e_i) \quad [17]$$

Foram usados dois índices de vazios iniciais diferentes para cada tipo de ensaio. Dos resultados obtidos laboratorialmente, usaram-se os valores médios de 2,22 para o ensaio edométrico com drenagem axial e 2,24 para o ensaio edométrico com drenagem radial (Quadro 4), para determinar a variação do índice de vazios em cada carregamento. Para o carregamento de 624,7 kPa obtêm-se os maiores assentamentos e consequentemente os menores valores do índice de vazios. Usando o modelo SSC obtiveram-se os valores máximos de assentamento de 8,74 mm e 8,63 mm na modelação dos ensaios edométricos com drenagem axial e radial, respectivamente. Usando o modelo SS, obtiveram-se os valores máximos de assentamento de 8,43 mm e 8,51 mm na modelação dos ensaios edométricos com drenagem axial e radial, respectivamente. Sendo a espessura inicial do provete igual a 20 mm tem-se então uma deformação a rondar os 43%, característica de solos muito moles.

Na Figura 15 são comparados os resultados dos ensaios laboratoriais com os obtidos na sua modelação e mostra-se a relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios. Nos dois gráficos observa-se nos quatro casos, que os cálculos não se ajustam na perfeição ao comportamento dos provetes ensaiados. Ainda assim, são os dois cálculos relativos ao modelo SS os que melhor se aproximam dos ensaios realizados em laboratório, apesar de sobrestimarem o assentamento resultante

do carregamento de 624,7 kPa. O modelo SSC não reproduz bem a resposta dos provetes aos carregamentos iniciais ainda antes de ser atingida a tensão de pré-consolidação, o que condiciona todos os assentamentos subsequentes. No entanto é possível observar um bom paralelismo nas curvas de compressão e de recompressão. De todo o modo, pode ser concluído que a modelação dos dois tipos de ensaio, usando estes dois modelos, reproduz relativamente bem o comportamento real dos provetes.

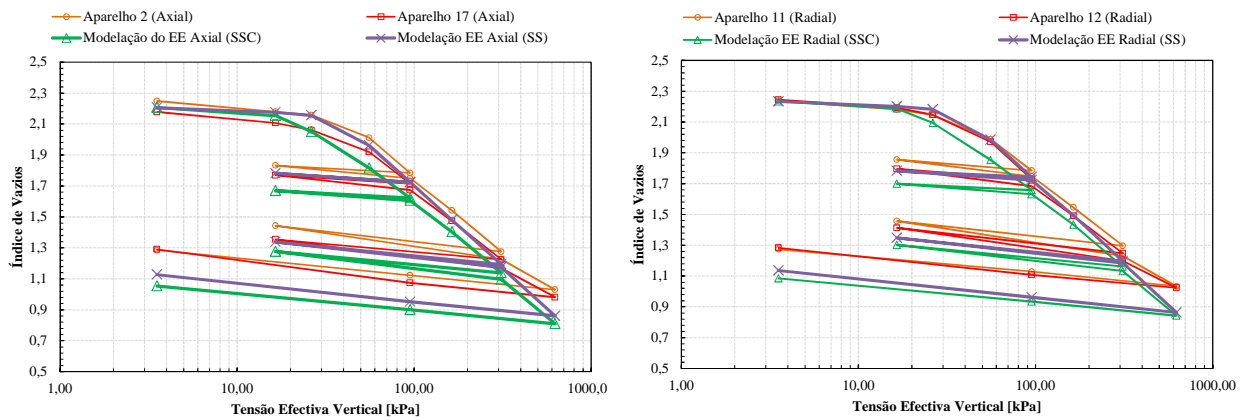


Figura 15 - Relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios nos ensaios edométricos com drenagem axial e radial (Resultados de laboratório vs. Resultados da modelação).

## 4 - MODELAÇÃO DE UM ATERRO SOBRE AS ARGILAS DA OTA COM RECURSO A UM SISTEMA DE DRENOS VERTICAIS

### 4.1 - Geometria do modelo

O aterro construído sobre o depósito de argila com 6 m de espessura tem 16 m de largura e 4 m de altura com taludes de inclinação 1:3. Foi modelado em EPD, i.e., o aterro é assumido como infinitamente longo e que não existem deformações nesta direcção. O problema é simétrico, pelo que foi modelada apenas metade da sua geometria. Foi assumido que o estrato está assente numa camada de areia muito permeável sendo assim possível dissipar o excesso de pressões intersticiais pelo topo e pela base. Esta camada permeável foi considerada como infinitamente rígida. Usou-se um espaçamento entre drenos igual a 1 m. Devido à simetria do problema, o dreno que se encontra mais à esquerda desenvolve-se até 0,5 m do eixo de simetria. Na Figura 16 mostra-se a geometria do aterro com drenos verticais. Os deslocamentos e as pressões intersticiais foram calculados no nó A e as tensões e deformações foram calculadas no ponto de integração D, como pode ser observado na mesma figura. Os deslocamentos laterais e os valores de OCR foram analisados nas secções A-A', B-B' e C-C'. Nos cálculos efectuados usou-se uma malha de elementos finitos com elementos de 15 nós.

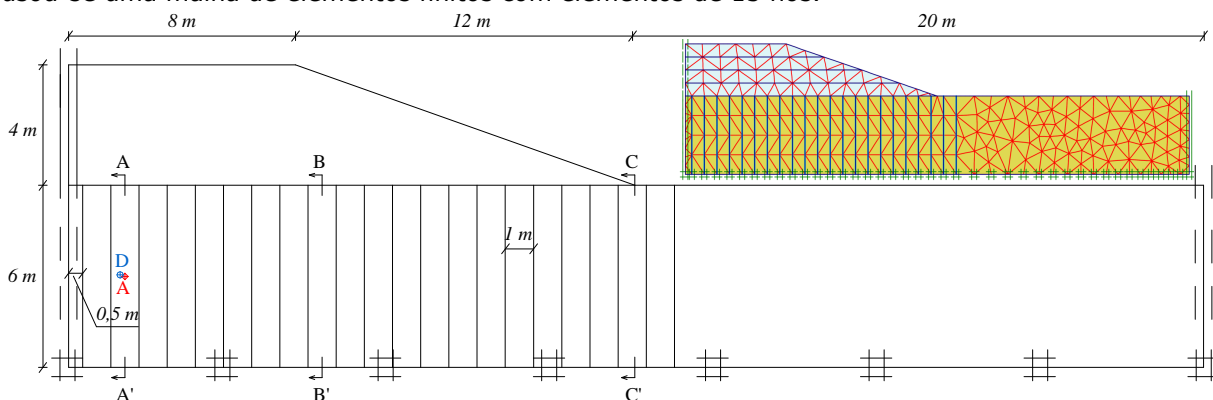


Figura 16 - Geometria do modelo com drenos verticais e respectiva malha de cálculo.

### 4.2 - Caracterização do material argiloso e arenoso

Os coeficientes de permeabilidade radial foram obtidos através de ensaios edométricos com drenagem radial, aproximados em termos numéricos a um estado de tensão axissimétrico. Sendo a modelação do aterro realizada em estado plano de deformação (EPD), é necessário proceder à conversão do coeficiente de permeabilidade radial axissimétrico ( $k_r$ ) para o coeficiente de permeabilidade horizontal em EPD.

Foi assumido que o raio de influência axissimétrico ( $r_e$ ) é igual à distância de influência em EPD (B) (Figura 17), e que o diâmetro equivalente de cada dreno é igual a 0,075 m cf. (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).

No caso em que não se considere o efeito da zona perturbada nem da resistência à entrada de água nos drenos, a conversão é feita segundo a equação proposta por Indraratna e Redana (1997):

$$\frac{k_{hp}}{k_r} = \frac{0,67}{(\ln(n_r) - 0,75)} \quad [18]$$

onde  $n_r = r_e / r_w$  com  $r_e$  e  $r_w$  o raio de influência e o raio de equivalente do dreno, respectivamente. Para reproduzir o comportamento do material arenoso que constitui o aterro, foi utilizado o modelo elástico perfeitamente plástico representado pelo modelo Mohr-Coulomb. No Quadro 10 são resumidos os parâmetros usados nos modelos Mohr-Coulomb, SS e SSC que representam o comportamento do aterro e do estrato argiloso, respectivamente.

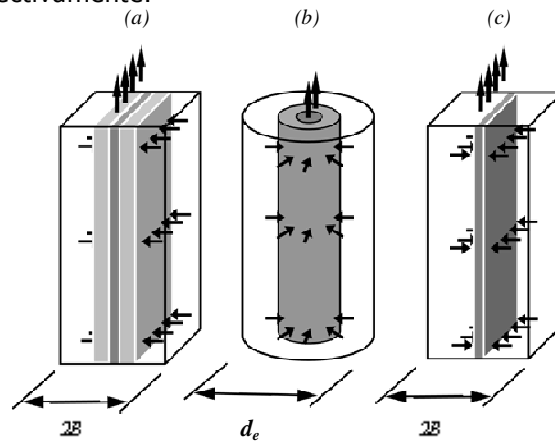


Figura 17 - Conversão de uma célula axissimétrica para uma célula em EPD. (a) Célula em EPD com zona perturbada. (b) Célula axissimétrica. (c) Célula em EPD sem zona perturbada (Tran e Mitachi, 2008).

Quadro 10 – Parâmetros usados nos modelos Mohr-Coulomb, SS e SSC.

Parâmetro	Símbolo	Argila	Areia
Peso volúmico saturado / não saturado [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat} / \gamma_{unsat}$	15	20 / 16
Coesão [kPa]	c	6,1	1
Ângulo de atrito interno [°]	$\phi'$	21,8	30
Ângulo de dilatância [°]	$\psi$	0	0
Coefficiente de permeabilidade vertical [m/s]	$k_v$	$1,00 \cdot 10^{-9}$	$1,16 \cdot 10^{-5}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal [m/s]	$k_h$	-	$1,16 \cdot 10^{-5}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal em EPD [m/s]	$k_{hp}$	$1,30 \cdot 10^{-9}$	-
Coefficiente de compressibilidade modificado [-]	$\lambda^*$	0,136	-
Coefficiente de recompressibilidade modificado [-]	$\kappa^*$	0,028	-
Coefficiente de compressibilidade secundário modificado [-]	$\mu^*$	0,005	-
Módulo de deformabilidade [kPa]	E	-	3000
Coefficiente de Poisson [-]	$\nu$	-	0,3

### 4.3 - Faseamento construtivo

Para definir o faseamento construtivo usou-se o modelo SS. Foram analisados os deslocamentos durante a fase de construção do aterro para alturas de 1 m, 2 m e 3 m em 2 dias, 4 dias e 6 dias, respectivamente. Assumiu-se, pois, uma velocidade de construção do aterro em altura de 0,5 m/dia.

Observa-se na Figura 18 que a construção dos dois metros não provoca instabilidade no estrato de argila. A construção, de uma só vez, dos primeiros três metros de aterro, apesar de não provocar o colapso da estrutura geotécnica, resulta em deslocamentos muito elevados logo após a sua colocação como pode ser observado na Figura 19. O maior deslocamento observado neste cálculo é na ordem dos 1,1 m. Na mesma figura pode também ser observada a formação de uma superfície de rotura. Verifica-se que o valor do coeficiente de segurança (FS) diminui com o aumento da altura de aterro construído, tal como seria de esperar.



Desta maneira, para diminuir os riscos de instabilidade no depósito de argila optou-se por uma altura máxima de construção do aterro de 2 m por fase. A primeira fase corresponde então à construção de 2 m de aterro, realizada em 4 dias. É permitida, após a primeira fase, a consolidação por um período de 60 dias para dissipar parte do excesso de pressão intersticial. De seguida, são construídos os restantes 2 m de aterro sendo permitida, numa outra fase, a dissipação do excesso de pressões intersticiais a um valor residual de 1 kPa.

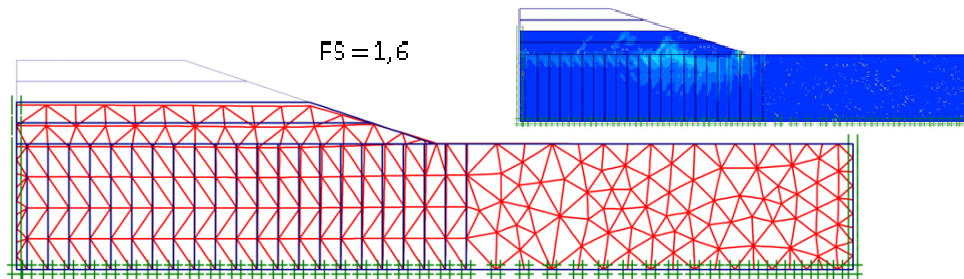


Figura 18 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de 2 m de aterro  
[Malha deformada à escala 1:1].

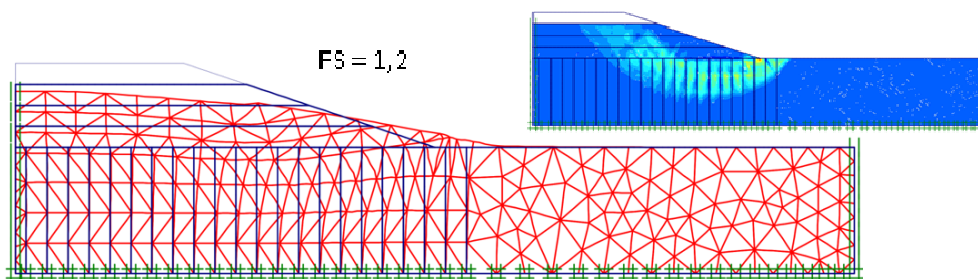


Figura 19 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de 3 m de aterro  
[Malha deformada à escala 1:1].

#### 4.4 - Importância da fluência na construção do aterro

##### 4.4.1 - Evolução do grau de sobreconsolidação

A evolução do grau de sobreconsolidação ao longo de toda a espessura da camada de argila, nas quatro fases de cálculo, foi analisada na secção A-A' (Figura 16) para os dois modelos.

Relativamente ao modelo SS, é expectável que o valor de OCR se aproxime da unidade quando a tensão efectiva vertical "*in situ*" se aproxima da tensão de pré-consolidação inicial. A partir do momento em que se igualam, e porque não é considerada a fluência, qualquer carregamento superior é sempre o mais elevado a que o solo esteve sujeito e, assim, a tensão instalada vai ser sempre igual à tensão de pré-consolidação. Este comportamento é visível nas figuras seguintes. Tal como se verificou na caracterização laboratorial, o valor de OCR é inicialmente muito próximo da unidade, como pode ser observado na Figura 21 relativa às condições iniciais do terreno. No entanto, à superfície este valor é bastante superior a 1, o que se deverá à redistribuição de tensões. Com o decorrer da consolidação relativa aos carregamentos impostos, tal como seria de esperar, os valores de OCR são iguais a 1 em todo o perfil de terreno (Figura 22).

Relativamente ao modelo SSC, o tempo e o comportamento visco-plástico do material têm influência no aumento do valor da tensão de pré-consolidação e, conseqüentemente, do valor de OCR (endurecimento por fluência). Quando o terreno se encontra sobreconsolidado, é expectável que o valor de OCR diminua durante o processo de consolidação primária. Este comportamento é observado na Figura 22. No final da 2ª Fase, i.e., após os 60 dias de consolidação relativos ao primeiro carregamento, observa-se um aumento do valor de OCR ao longo de todo o perfil de solo resultante do aumento da tensão de pré-consolidação de  $p'_{pi}$  para  $p'_{p,2^a \text{ Fase}}$ . Durante a 3ª Fase (construção dos últimos 2 m de aterro em 4 dias), verifica-se uma redução do valor de OCR também em todo o perfil de solo resultante da conjugação da sobreconsolidação do terreno durante o carregamento e do aumento das tensões efectivas. No final da 4ª Fase o comportamento do solo é idêntico ao verificado no final da 2ª Fase, ou seja, aumento do valor de OCR resultante do aumento da tensão de pré-consolidação de  $p'_{p,2^a \text{ Fase}}$  para  $p'_{p,4^a \text{ Fase}}$ . A evolução esquemática da tensão de pré-consolidação ao longo do processo construtivo mostra-se na Figura 20.

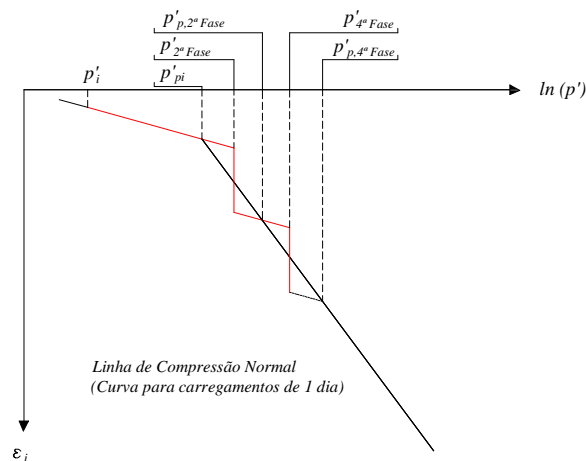


Figura 20 - Evolução esquemática da tensão de pré-consolidação ao longo da construção do aterro usando o modelo SSC.

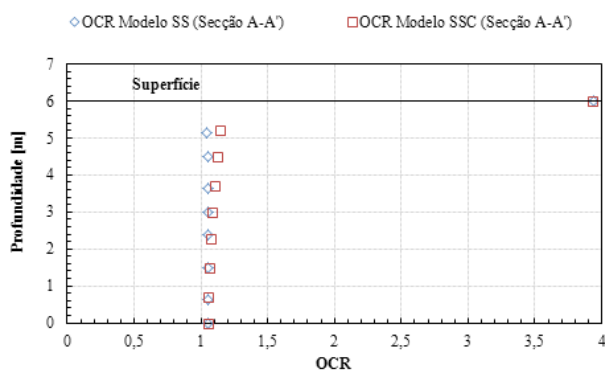


Figura 21 - Evolução do valor de OCR na camada de argila usando os modelos SS e SSC (Condições Iniciais).

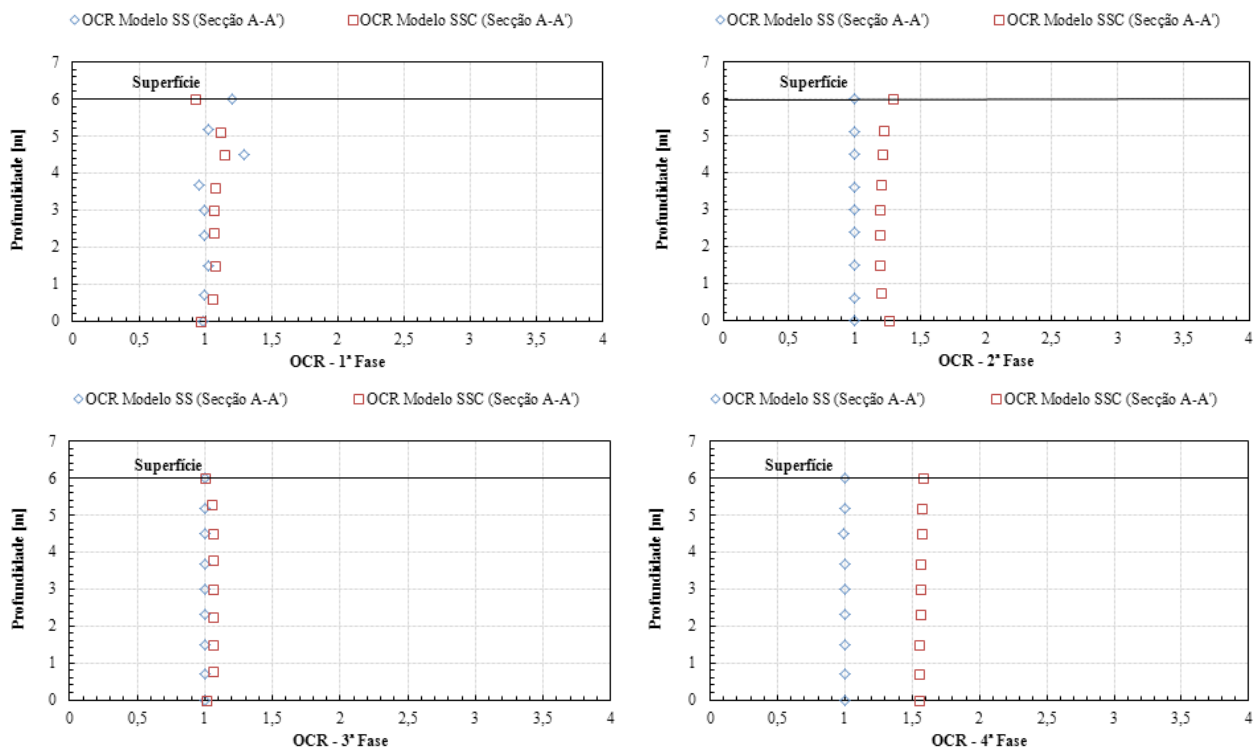


Figura 22 - Evolução do valor de OCR na camada de argila usando os modelos SS e SSC nas várias fases.

#### 4.4.2 - Deslocamentos

A evolução dos assentamentos e das pressões intersticiais ao longo do tempo foi analisada no ponto A (Figura 16) e a evolução dos deslocamentos horizontais foi analisada nas secções B-B' e C-C' identificadas na mesma figura. Relativamente aos assentamentos, observando a Figura 23, verifica-se que durante a construção dos primeiros 2 m de aterro nenhum excesso de pressão intersticial é dissipado. No entanto, tanto o modelo SS como o SSC apresentam assentamentos imediatos nesse ponto. Após os primeiros 60 dias de consolidação, algum do excesso de pressão intersticial é dissipado voltando a aumentar durante a construção dos últimos 2 m de aterro. Finalmente, permite-se a dissipação das pressões até ao excesso de pressão intersticial ser inferior a 1 kPa. No modelo SS os assentamentos estabilizam quando o valor das pressões intersticiais também estabiliza ao contrário do que acontece no modelo SSC onde os assentamentos continuam a aumentar mesmo depois do excesso de pressões intersticiais se ter dissipado. Até aos 1000 dias o modelo SS apresenta valores de assentamento superiores aos do modelo SSC, resultado da combinação entre o endurecimento por fluência e da maior rigidez característica do modelo que considera a fluência. No entanto, a partir deste momento os deslocamentos verticais pelo modelo SSC são superiores.

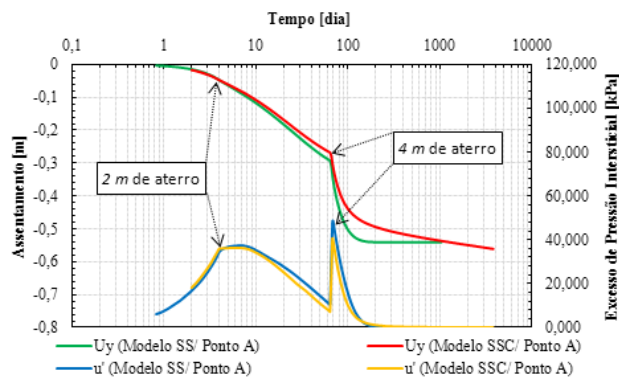


Figura 23 - Evolução dos assentamentos e das pressões intersticiais usando os modelos SS e SSC (Ponto A).

Observando a Figura 24 verifica-se que os deslocamentos horizontais aumentam, nos dois modelos, à medida que o processo construtivo evolui. Em termos gerais, os deslocamentos horizontais são superiores na secção C-C' uma vez que se trata de uma zona de distorções mais elevadas. O modelo SSC apresenta, na secção B-B', valores de deslocamentos horizontais sistematicamente superiores aos do modelo SS em todas as fases construtivas apesar de no final da primeira fase os deslocamentos serem semelhantes. Na secção C-C', os deslocamentos horizontais obtidos pelo modelo SS são sistematicamente superiores aos do modelo SSC nas últimas três fases de construção. Na primeira fase, o modelo SS dá valores de deslocamentos superiores aos do modelo SSC nos pontos mais próximos da superfície. No final de todo o processo, as diferenças entre os dois modelos são bastante significativas e, em termos percentuais, superiores às apresentadas para os assentamentos.

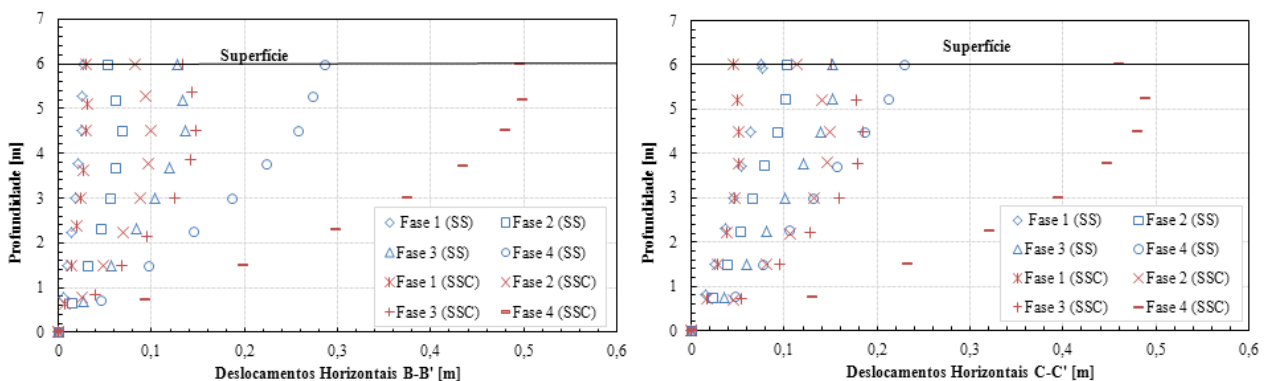


Figura 24 - Deslocamentos horizontais nas secções B-B' e C-C' usando os modelos SS e SSC.

## 5 - CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A análise laboratorial permitiu concluir que as amostras de argila recolhidas na zona da Ota a uma profundidade de 7,5 m correspondem a um solo muito mole com um grau de sobreconsolidação a rondar a unidade ( $OCR=1,05$ ) podendo, assim, ser considerado como normalmente consolidado com um peso

volúmico de  $15 \text{ kN/m}^3$ . Obteve-se um valor médio para a tensão de pré-consolidação de  $39,5 \text{ kPa}$ . Para os índices de compressibilidade ( $C_c$ ) e recompressibilidade ( $C_e$ ) foram obtidos, respectivamente, os valores médios de  $1,011$  e  $0,105$ , valores característicos de solos muito compressíveis. Obteve-se um valor médio para o coeficiente da compressão secundária ( $C_{\alpha}$ ) de  $0,04$ . Os dois tipos de ensaios edométricos permitiram determinar os coeficientes de permeabilidade na direcção radial e axial. Os valores obtidos evidenciam uma anisotropia de permeabilidades e a relação  $k_{r,méd}/k_{v,méd}$  varia entre  $1,85$  e  $5,56$  sendo uma função do nível de tensão instalado. A relação  $C_{\alpha}/C_c$  obtida ( $0,0396$ ) está de acordo com a proposta por Terzaghi et al. (1996) para argilas e siltes inorgânicos. A qualidade das amostras foi avaliada como "Pobre" segundo a proposta de Bartlett e Lee (2004), facto que não pode ser ignorado pois poderá, eventualmente, afectar os resultados obtidos laboratorialmente. Interessa, no entanto, referir que a amostragem de solos muito moles se reveste de particulares dificuldades.

A modelação de um ensaio edométrico genérico usando o modelo SSC permitiu constatar que no decurso da consolidação, quanto maior o índice de compressão secundária modificado ( $\mu^*$ ), mais rígida é a resposta do solo durante a consolidação primária. Em função do valor de  $\mu^*$ , a rigidez varia entre  $\lambda^*$  (menos rígido) e  $\kappa^*$  (mais rígido). No entanto, após a consolidação primária e sob tensão efectiva constante, quanto mais elevado for  $\mu^*$ , mais elevadas são as deformações alcançadas.

Globalmente pode concluir-se que, para o terreno em causa e para o problema geotécnico estudado, a consideração da fluência altera de um modo significativo o padrão de deformações do terreno. Os assentamentos são inicialmente mais reduzidos, aumentando ao longo do tempo. São tanto maiores quanto maior for o coeficiente de compressão secundária modificado ( $\mu^*$ ). As deformações horizontais previstas pelos dois modelos são bastante diferentes. Devido ao endurecimento por fluência, pode então admitir-se que, caso fosse removido o aterro após ter decorrido um determinado período de tempo tomando em conta a fluência do terreno, seriam obtidas menores deformações quando se voltasse a carregar o mesmo estrato.

O modelo SSC define como constante a parcela das deformações visco-plásticas durante a consolidação primária o que significa que quanto maior for o coeficiente de fluência, menores são as deformações plásticas e vice-versa. Esta simplificação feita pelo modelo pode não reproduzir fielmente o verdadeiro comportamento do terreno. Nas análises efectuadas consideraram-se os coeficientes de permeabilidade constantes ao longo da espessura do estrato e do tempo. No entanto, tal como se verificou nos ensaios edométricos, há uma dependência importante da tensão média que não foi tida em conta. O programa PLAXIS mantém os valores dos coeficientes de permeabilidade constantes ao longo da consolidação, apesar de se saber que na realidade estes coeficientes diminuem ao longo do tempo.

O estudo realizado permitiu evidenciar a importância da fluência no caso estudado. Como desenvolvimentos futuros preconiza-se a realização de análises paramétricas fazendo variar alguns dos parâmetros do modelo e da sua geometria. A comparação de casos de obra com modelações numéricas permitirão avaliar a capacidade de reprodução destes modelos. Finalmente, a consideração de uma malha adaptativa pode ser importante neste tipo de problemas, podendo, no futuro, ser feitos estudos que a incluam.

## REFERÊNCIAS

- Alves, R. (2011). Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- ASTM. (1996). ASTM D2435-96 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. American Society for Testing and Materials, 1-10.
- Bartlett, S. F., & Lee, H. S. (2004). Estimation of compression properties of clayey soils. University of Utah, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Salt Lake Valley, Utah.
- Bilé Serra, J. P. (2001). Novo aeroporto na Ota - Ensaio laboratoriais de caracterização geotécnicas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Lisboa.
- Bjerrum, L. (1967). 7th Rankine lecture: Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 17(2), 81-118. [Referido em Neher et al. (2000)].
- Dias Junior, M., & Pierce, F. (1995). A simple procedure for estimating preconsolidation pressure from soil compression curves. *Soil Technology*, 8, 139-151.
- Gil Lim Yoon, B. T. (2004). Empirical correlations of compression index for marine clay from regression analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 1213-1221.

- Indraratna, B., & Redana, I. W. (Maio de 1997). Plane-Strain Modeling of Smear Effects Associated with Vertical Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), 474-478.
- Mesri, G., & Godlewski, P. M. (Maio de 1977). Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT5), 417-430.
- Neher, H., Wehnert, M., & Bonnier, P. (2000). An evaluation of soft soil models based on trial embankments. In C. Desai, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*. A.A. Balkema, Roterdão, pp. 373-379.
- Plaxis, b.v. (2002). *PLAXIS 2D-Version 8*. (R. Brinkgreve, Ed.) Países Baixos: A.A. Balkema.
- Robinson, R. (2009). Analysis of Radial Consolidation Test Data Using a log-log Method. *Geotechnical Testing Journal*, 32(2), 1-7.
- Stapelfeldt, T., & Vepsäläinen, P. (2007). *Preloading and vertical drains*. Helsínquia: Helsinki University of Technology.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3ª Edição ed.). Wiley-Interscience.
- Tran, A., & Mitachi, T. (2008). Equivalent plane strain modeling of vertical drains in soft ground under embankment combined with vacuum preloading. *Computers and Geotechnics*, 35(5), 655-672.
- Van Impe, W. (1989). *Soil Improvement Techniques and their Evolution*, A.A. Balkema, Roterdão, Países Baixos.