



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Estudo do Comportamento de um Aterro sobre Solos Moles – O Caso do Terminal de Contentores de Leixões**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia

Autor

**Gonçalo Galego Marques**

Orientadores

**Prof. Dr. Paulo Lopes Pinto**

**Prof. Paulo da Venda Oliveira**

**Coimbra, julho, 2014**

## AGRADECIMENTOS

No término deste trabalho e no valor simbólico que este encerra, não posso deixar de expressar o meu apreço e profundo reconhecimento àqueles que comigo partilharam este caminho, o qual sou obrigado a reconhecer, mais longo e tortuoso que seria desejável.

Estou grato ao Professor Paulo Pinto, não só pela sua orientação, mas pela sua interminável paciência e disponibilidade, fazendo reacender a luz ao fundo do túnel quando as minhas expetativas seriam que esta se apagasse. A paixão e dedicação á geotecnia que inerentemente transmite são inspiradoras.

O meu reconhecimento ao Professor Paulo da Venda Oliveira, pelas lições de pragmatismo, orientando-me no presente, fazendo-me pensar no futuro. Sem o seu espírito crítico e boa disposição o caminho teria certamente muito mais curvas.

Agradeço aos meus pais, pela perseverança, na maioria das vezes maior que a minha, e pelo incondicional apoio em todos os momentos, tornando o caminho mais fácil de percorrer. O trabalho nesta dissertação é meu, mas o sacrifício foi deles. Qualquer palavra torna-se escassa para mostrar o meu reconhecimento.

À Joana, porque apesar de tudo, apontar o melhor caminho não significa carregar-nos ao colo nem estender uma passadeira vermelha de incondicional compreensão. Agradeço a partilha e as chamadas à realidade, próprias de quem verdadeiramente estima. Obrigado.

Aos amigos verdadeiros, que sempre me convenceram que por muito longa e complicada que fosse a viagem, o destino não estava assim tão longe.

Aos colegas com quem me cruzei na vida académica e cuja partilha de vitórias e derrotas motiva a continuar e ajuda a perceber que nunca estamos sós.

## RESUMO

Com a crescente exigência da sociedade moderna, apoiada no desenvolvimento socioeconómico, político e técnico, tornou-se inevitável a expansão dos centros urbanos e suas infraestruturas (portos, pontes, autoestradas, obras hidráulicas, etc) para locais outrora considerados não utilizáveis devido às débéis características geotécnicas dos solos aí existentes (como é o caso de grandes depósitos de solos moles) e aos enormes encargos técnicos e financeiros associados à implantação dessas infraestruturas.

O trabalho apresentado nesta dissertação aborda o estudo do comportamento de um aterro sobre solos moles, incidindo na análise da influência das características geotécnicas do solo de fundação na previsão do seu comportamento, bem como nas soluções utilizadas para a construção deste tipo de obras geotécnicas. Mais propriamente, será analisada a obra do Terminal de Contentores de Leixões – TC4S – 1ª Fase, iniciada em 1984.

Com base na análise dos dados da época, recolhidos na prospeção geológica/geotécnica, é elaborado um modelo representativo das características geotécnicas e geológicas encontradas para representar e prever as diferentes reações do solo às solicitações impostas. Incluem-se ainda no trabalho análises de sensibilidade a fatores que condicionam o processo de consolidação. Para além das ferramentas analíticas, é feita a previsão do comportamento do solo e do aterro através da modelação pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método das Diferenças Finitas (MDF), pelos programas de cálculo numérico *Plaxis* e *Settle-3D*, respetivamente.

Os resultados obtidos através da modelação acima referida são comparados com as medições registadas *in situ* pela instrumentação instalada para monitorizar a obra. A partir desta análise são focados aspetos como a eficiência da prospeção geotécnica e a capacidade dos métodos de previsão existentes.

## ABSTRACT

With modern society growing demands based on social-economic, political and technical development, the expansion of urban centres and their infrastructures (ports, bridges, highways, hydraulic structures, etc.) became inevitable, to locals once considered unusable due to weak geotechnical characteristics of the existent soils (as in the case of large deposits of soft soils) and to the enormous technical and financial burdens associated to those infrastructures.

The work presented in this thesis covers the behaviour analysis of an embankment on soft soils, focusing on the review of foundation soil geotechnical characteristics influence in its behaviour prediction, as well as in the solutions used to enable this type of geotechnical undertakings. Rather, it is analysed the Leixões Container Terminal - TC4S - Phase 1 undertaking, which began in 1984.

Based on time data assessment, collected in geological/geotechnical investigation, a representative model of the geotechnical and geological features found is created in order to simulate the soil behaviour for several imposed loads. Sensitive analyses of factors influencing the consolidation process are included in this work. In addition to analytical tools, soil behaviour prediction modelling is carried out based on Finite Element Method (FEM) and Finite Difference Method (FDM) by the numeric calculation programs *Plaxis* and *Settle-3D*.

Data obtained through the above modelling is compared to data collected from *in-situ* instrumentation, installed to monitor the embankment. From this analysis, factors like efficiency of the geotechnical investigation and prediction methods capability are underlined.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	i
ABSTRACT .....	2
Índice .....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	iv
ÍNDICE DE QUADROS .....	vi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	3
2.1 Considerações Gerais.....	3
2.2 Relação Tensão-Deformação em Solos Carregados e Confinados Lateralmente.....	3
2.2.1 Confinamento Lateral .....	3
2.2.2 Sobreconsolidação .....	4
2.2.3 Parâmetros quantificadores da relação Tensão-Deformação.....	4
2.2.4 Estimativa dos assentamentos por consolidação .....	5
2.3 Teoria da Consolidação de Terzaghi .....	7
2.3.1 Equação da consolidação unidimensional .....	8
2.3.2 Solução da equação da consolidação unidimensional .....	9
2.3.3 Consolidação vertical com carregamento dependente do tempo.....	9
2.4 Drenos verticais – Propriedades e fatores influentes .....	11
2.4.1 Considerações Gerais .....	11
2.4.2 Diâmetro da zona de influência do dreno.....	12
2.4.3 Diâmetro equivalente de drenos verticais pré-fabricados.....	12
2.4.4 Capacidade de descarga do dreno.....	13
2.4.5 Zona perturbada – Efeito “Smear” .....	13
2.4.6 Resistência hidráulica em drenos verticais .....	13
2.5 Desenvolvimentos na Teoria da Consolidação com Drenos Verticais .....	14
2.5.1 Teoria Difusa de Rendulic e Carillo .....	14
2.5.2 Solução de Barron (1948).....	15
2.5.3 Solução de Hansbo (1981) – Zona perturbada e resistência hidráulica.....	16
2.5.4 Consolidação horizontal com carregamento dependente do tempo .....	16
2.6 Modelação numérica da aceleração da consolidação com drenos verticais pelo método de elementos finitos - <i>Plaxis</i> .....	17

---

2.6.1	Considerações gerais .....	17
2.6.2	Estrutura do Programa .....	18
2.6.3	Modelos Constitutivos .....	19
2.7	Modelação de drenos em estado Axissimétrico.....	20
2.8	Modelação de drenos em Estado Plano de Deformação (EPD).....	21
2.8.1	Método da Permeabilidade Global Equivalente Simplificado .....	21
2.8.2	Método de Asaoka (1978), modificado por Magnan e Deroy (1980) .....	21
2.9	Modelação numérica da teoria da consolidação pelo método das diferenças finitas- <i>Settle-3D</i> .....	23
2.9.1	Considerações Gerais .....	23
2.9.2	Distribuição de tensões .....	23
2.9.3	Cálculo de assentamentos .....	24
2.9.4	Modelos constitutivos para cálculo de assentamentos por consolidação .....	24
3	CASO DE OBRA - A EMPREITADA DE CONSTRUÇÃO DO NOVO TERMINAL DE CONTENTORES DO PORTO DE LEIXÕES .....	26
3.1	Descrição da Obra.....	26
3.2	Plano de Prospeção .....	26
3.2.1	Ensaio laboratoriais e trabalhos de campo .....	26
3.3	Sistema de Consolidação do Terraplino.....	31
3.4	Plano de Observação e Instrumentação e Medições .....	33
3.4.1	Plano de observação e instrumentação .....	33
3.4.2	Assentamentos medidos para futura comparação.....	34
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS .....	36
4.1	Considerações gerais.....	36
4.2	Caracterização da intervenção ao longo do Perfil C.....	36
4.2.1	Linha temporal do aterro e instrumentação para os pontos N5, N11 e N14.....	36
4.2.2	Modelação no Ponto N5 .....	37
4.2.3	Assentamento previsto para o ponto N5.....	38
4.2.4	Consolidação sem drenos verticais no ponto N5.....	38
4.2.5	Consolidação com drenos verticais no ponto N5 .....	39
4.2.6	Avaliação da influência do coeficiente de consolidação horizontal.....	40
4.2.7	Avaliação da influência do espaçamento da malha de drenos.....	41
4.2.8	Consolidação horizontal com efeito da zona perturbada.....	42
4.2.9	Avaliação da influência da zona perturbada.....	43
4.2.10	Influência da zona perturbada com o espaçamento .....	44
4.2.11	Avaliação da resistência hidráulica ao escoamento.....	45
4.2.12	Consolidação horizontal com carregamento dependente do tempo .....	45
4.3	Análise pelo MEF – <i>Plaxis</i> - Perfil C .....	47
4.3.1	Modelação do perfil C .....	47

---

---

4.3.2	Assentamentos verticais – Perfil C - Área 1 - N5.....	50
4.3.3	Assentamentos verticais – Perfil C - Área 2 – N11.....	52
4.3.4	Assentamentos verticais – Perfil C - Area 3 – N14.....	53
4.3.5	Deslocamentos horizontais – Área 2 - Inclinómetro T4.....	56
4.3.6	Pressão Intersticial – Área 2 – P4, P5, P6 .....	57
4.4	Análise pelo MDF – <i>Settle-3D</i> - Perfil C.....	60
4.4.1	Modelação dos pontos do Perfil C.....	60
4.4.2	Assentamentos verticais – Perfil C - Área 1 - N5.....	61
4.4.3	Assentamentos verticais – Perfil C - Área 2 – N11.....	62
4.4.4	Assentamentos verticais – Perfil C - Area 3 – N14.....	63
4.4.5	Pressão Intersticial – Área 2 – P4, P5, P6 .....	64
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	67
5.1	Conclusões .....	67
5.2	Trabalhos Futuros .....	69
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	70

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo: a) diagrama $\log \sigma'_{v-e}$ ; b) diagrama $\sigma'_{v-e}$ ; c) diagrama $\sigma'_{v-e}$ - $\epsilon_{vol}$ . (Fernandes, 2006).....	4
Figura 2.2 – Construção de Schmertmann (1955): variação do índice de vazios com a variação do logaritmo da tensão. (Fernandes, 2006).....	5
Figura 2.3 – Modelo analógico de Terzaghi.....	8
Figura 2.4 – Tipo de carregamento: a) instantâneo, b) dependente do tempo.....	10
Figura 2.5 – Consolidação vertical para carregamento dependente do tempo (Olson, 1977). 11	
Figura 2.6 - Drenos verticais: a) terreno tratado com drenos verticais; b) aspecto de um dreno vertical. ....	11
Figura 2.7 – Possíveis disposições da malha de drenos verticias.....	12
Figura 2.8 – Dimensões do dreno e diâmetro equivalente. ....	12
Figura 2.9 – Alteração no solo devido à introdução do dreno. (Hansbo, 1981).....	16
Figura 2.10 – Construção de Asaoka, modificado por Magnan e Deroy (1980).....	22
Figura 3.1 – Localização da intervenção e da prospeção efetuada.....	27
Figura 3.2 – Geometria do perfil longitudinal C. ....	31
Figura 3.3 – Solução prevista- áreas de aterro e colocação de drenos verticais.....	33
Figura 3.4 – Sistemas de observação instalados.....	34
Figura 3.5 – Assentamentos medidos pela placa N5 ( $\Delta H = 21,6$ cm; $t=139$ dias).....	35
Figura 3.6 – Assentamentos medidos pela placa N11 ( $\Delta H = 35,2$ cm; $t=140$ dias).....	35
Figura 3.7 – Assentamentos medidos pela placa N14 ( $\Delta H = 57,2$ cm; $t=156$ dias).....	35
Figura 4.1 – Assentamentos por consolidação vertical .....	38
Figura 4.2 – Assentamentos por consolidação horizontal e combinada.....	39
Figura 4.3 – Assentamento para diferentes valores de $c_h$ . ....	40
Figura 4.4 – Diferenças relativas para o assentamento real no ponto N5. ....	41
Figura 4.5 – Grau de consolidação médio devido a consolidação horizontal com a variação do espaçamento.....	42
Figura 4.6 – Assentamento por consolidação horizontal com e sem efeito da zona perturbada. ....	42



---

Figura 4.7 – Efeito do tamanho da zona perturbada no assentamento por consolidação horizontal. ....	43
Figura 4.8 – Efeito da redução da permeabilidade no assentamento por consolidação horizontal. ....	43
Figura 4.9 – Efeito no assentamento com a variação de $s$ e $k_H/k_v$ ( $t=139$ dias). ....	44
Figura 4.10 – Efeito da zona perturbada com a variação do espaçamento dos drenos. ....	45
Figura 4.11 – Comparação das várias soluções com carregamento dependente do tempo. ....	46
Figura 4.12 – Diferenças relativas das soluções com carregamento dependente do tempo. ....	46
Figura 4.13 – Geometria e malha de elementos finitos para análise no <i>Plaxis</i> . ....	48
Figura 4.14 – Assentamento no ponto N5. ....	50
Figura 4.15 - Assentamento no ponto N11. ....	52
Figura 4.16 - Assentamento no ponto N14. ....	54
Figura 4.17 – Secção da deformada do perfil C no final da consolidação devido à 3ª camada de aterro da Área 2 e antes do início do aterro na Área 3. (escala ampliada 10 vezes) ....	55
Figura 4.18 – Deslocamentos horizontais na zona do inclinómetro T4. ....	56
Figura 4.19 -Excesso de pressão intersticial – piezómetro P4 ....	58
Figura 4.20 - Excesso de pressão intersticial – piezómetro P5 ....	58
Figura 4.21 - Excesso de pressão intersticial – piezómetro P6 ....	58
Figura 4.22 – Modelação geométrica no <i>Settle-3D</i> : a) estratificação dos pontos N5, N11 e N14, respetivamente; b) Coluna tridimensional dos solos do ponto N5 e aterro. ....	61
Figura 4.23 – Assentamento no ponto N5 ....	61
Figura 4.24 - Assentamento no ponto N11 ....	62
Figura 4.25 - Assentamento no ponto N14. ....	63
Figura 4.26 – Excesso de pressão intersticial – piezómetro P4. ....	65
Figura 4.27 – Excesso de pressão intersticial – piezómetro P5. ....	65
Figura 4.28 – Excesso de pressão intersticial – piezómetro P6. ....	65

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Resultados dos ensaios de resistência <i>in situ</i> .....	29
Quadro 3.2 – Resultados dos ensaios laboratoriais de resistência.....	29
Quadro 3.3 – Resultado dos ensaios edométricos com drenagem vertical para os escalões de carga entre 50 e 200 kPa.....	29
Quadro 3.4 – Valores de projeto assumidos pelo projetista. ....	32
Quadro 4.1 – Faseamento construtivo utilizado na modelação. Análise pela Teoria da Consolidação de Terzaghi.....	37
Quadro 4.2 – Características do estrato e do solo H1 em N5. ....	37
Quadro 4.3 – Características do sistema de consolidação com drenos verticais. ....	38
Quadro 4.4 – Grau de consolidação horizontal médio e assentamentos pela teoria da consolidação – N5.....	47
Quadro 4.5 – Parâmetros adoptados na simulação perfil C.....	48
Quadro 4.6 – Coeficientes de permeabilidade equivalente – Modelação em EPD.....	49
Quadro 4.7 – Espessuras dos estratos no modelo axissimétrico. ....	50
Quadro 4.8 – Grau de consolidação médio e assentamentos pelo <i>Plaxis</i> – N5.....	51
Quadro 4.9 - Grau de consolidação médio e assentamentos pelo <i>Plaxis</i> – N11.....	52
Quadro 4.10 - Grau de consolidação médio e assentamentos pelo <i>Plaxis</i> – N14.....	54
Quadro 4.11 – Grau de consolidação médio e assentamento pelo <i>Settle-3D</i> – N5.....	62
Quadro 4.12 – Grau de consolidação médio e assentamento pelo <i>Settle-3D</i> – N11. ....	63
Quadro 4.13 - Grau de consolidação médio e assentamento pelo <i>Settle-3D</i> – N14.....	64

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Gerais

Com o desenvolvimento e expansão natural da sociedade nas suas diferentes vertentes, nomeadamente social, política e económica, surge associada, a consequente expansão física e geográfica. Locais que outrora se afiguravam tentadores, mas inacessíveis, quer pelas fracas características geotécnicas, associadas à escassez de meios técnicos e necessária contenção de custos económicos, tornaram-se nas últimas décadas, suportados obviamente pelo também crescente conhecimento técnico, e nalguns casos, pela própria imposição geográfica, locais de inevitável intervenção e implantação de infraestruturas.

Ao longo da costa portuguesa é possível encontrar diversas intervenções humanas a este nível, aproveitando e explorando os depósitos de solos moles como locais primordiais para implantação de infraestruturas indispensáveis ao desenvolvimento, nas diversas vertentes, do país. Desde o Algarve, com, por exemplo, o Porto de Mar de Olhão, passando pela costa alentejana, com o Terminal de Carvão de Sines, por Lisboa, com as obras do Metropolitano ou da EXPO 98, subindo até à Beira Litoral com os importantes e também estudados aterros do lanço da IP3: Figueira da Foz – Santa Eulália e chegando ao Norte do país, com as obras do Terminal de Contentores do Porto de Leixões, objeto de estudo neste trabalho, entre muitas outras, para além da observável relação entre a concentração populacional e as estruturas associadas a depósitos de solos moles, é possível compreender a real e objetiva importância deste assunto, quando se associam estas estruturas ao desenvolvimento proporcionado às regiões onde estas se inserem.

O que ressalta e condiciona neste tipo de solos é o facto de a permeabilidade ser tipicamente baixa, tornando a dissipação dos excessos de pressão intersticial demorada, o que implica que as deformações associadas ao carregamento provocado pela construção de infraestruturas se estendam por períodos de tempo dilatados.

A previsão do comportamento de um aterro sobre solos moles assenta essencialmente na capacidade de estimar a grandeza dos deslocamentos associados aos solos finos, analisando a sua evolução ao longo do tempo, desde o carregamento até à fase em que tendem para a estabilização. A capacidade de contornar e/ou resolver os problemas que este tipo de solos apresentam, advém da argúcia de projetar sistemas que possam acelerar ou diminuir os deslocamentos verticais/horizontais.

No entanto, a metodologia para prever o comportamento de aterros sobre este tipo de solos não segue uma receita única, pelo que seguidamente se apresentam conceitos e noções teóricas e práticas a partir das quais se baseiam os estudos efetuados neste trabalho.

Pretende-se com esta dissertação apresentar o processo de consolidação de solos, analisando os métodos disponíveis que permitam prever o comportamento de um aterro sobre solos moles, em particular, a consolidação acelerada por recurso a drenos verticais. Este tipo de melhoramento das características do solo é influenciado por fatores muito específicos, tais como o tipo de carregamento, a perturbação do solo devido à própria cravação dos drenos, a resistência hidráulica durante o escoamento da água ao longo dos drenos bem como o espaçamento entre estes. Este trabalho também visa perceber de que forma e em que grandeza estes fatores afetam a capacidade de estimar o comportamento do aterro, comparando as diversas análises, quer analíticas, quer numéricas, com os dados obtidos da instrumentação do caso de obra.

O presente trabalho encontra-se dividido em 5 capítulos. O primeiro diz respeito à introdução ao objeto de estudo desta tese. No segundo capítulo é feita a revisão bibliográfica dos aspetos teóricos relevantes para o assunto estudado. No terceiro capítulo é apresentado o caso de obra sobre o qual se vai fazer a análise e é feita uma descrição dos trabalhos de prospeção anteriores à obra bem como da solução projetada na época. No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados da previsão do comportamento do aterro recorrendo aos vários métodos selecionados. No quinto capítulo são apresentadas as conclusões a que se chegou com base nas análises efetuadas e propostos novos trabalhos de forma a desenvolver e completar o estudo realizado.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Considerações Gerais**

Como o principal objetivo deste trabalho é a análise do comportamento de um aterro sobre solos moles, neste capítulo apresentam-se os conceitos que baseiam as condições fundamentais que regem esse comportamento. Um maciço constituído por solos moles possui determinadas características que serão apresentadas de forma a entender a maneira como este se relaciona com o carregamento aplicado e com a intervenção no local, mais propriamente o processo de consolidação deste. A consolidação de solos moles é o processo através do qual o solo quando sujeito a um estado de tensão diferente do inicial vai dissipando o excesso de pressão intersticial provocado pelo novo estado de tensão. A água vai sendo expulsa do estrato provocando uma redução do índice de vazios e do teor em água, que dá origem a assentamentos da superfície do terreno, ao mesmo tempo que se dá um aumento da tensão efetiva e uma redução da pressão intersticial do solo. Serão apresentadas as teorias relativas à determinação dessas deformações e ao processo de consolidação e as ferramentas desenvolvidas a partir destas, analíticas quer numéricas, cuja adequabilidade na previsão do comportamento do aterro se pretende estudar.

### **2.2 Relação Tensão-Deformação em Solos Carregados e Confinados Lateralmente**

#### **2.2.1 Confinamento Lateral**

O conceito de confinamento lateral pode ser traduzido de uma forma simples através do carregamento de um maciço terroso com uma sobrecarga uniformemente distribuída numa área cujas dimensões em planta ultrapassam largamente a espessura do conjunto dos estratos compressíveis. Estratos sujeitos a estas condições designam-se por confinados ou carregados em situação de confinamento lateral (Fernandes, 2006). Um exemplo muito aproximado do que é referido é a deposição natural dos estratos. Num estrato confinado as deformações horizontais são nulas, existindo apenas deslocamentos verticais. Os assentamentos serão mínimos no contacto com o substrato (considerado rígido) e máximos à superfície, dando origem à redução da espessura de cada um dos estratos, com destaque para os argilosos, por serem aqueles que exibem, em geral, maior compressibilidade.

### 2.2.2 Sobreconsolidação

O estado de sobreconsolidação de um solo diz respeito à relação entre o estado de tensão máxima a que este já esteve sujeito e o estado de tensão atualmente instalado no solo. Esta tensão máxima é designada por tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ . Esta definição também encerra o facto de que esta tensão não seja necessariamente igual à tensão efetiva vertical de repouso,  $\sigma'_{v0}$ . Tal apenas ocorre nos designados solos normalmente consolidados, geralmente maciços recentes. Por sua vez, solos sobreconsolidados são solos que já experimentaram tensões superiores à tensão que agora possuem e solos subconsolidados são aqueles em que a consolidação ainda não terminou, pois existe excesso de pressão intersticial por dissipar, não estando o esqueleto sólido do solo ainda a suportar toda a tensão instalada.

Pode-se expressar quantitativamente a sobreconsolidação de um maciço pelo chamado grau de sobreconsolidação, ou OCR (*Overconsolidation Ratio*), que representa a razão entre a tensão efetiva de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical de repouso:  $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ . Para solos sobreconsolidados essa relação é superior a um, para solos normalmente consolidados, a relação é igual a um e em solos subconsolidados a relação é inferior a um.

### 2.2.3 Parâmetros quantificadores da relação Tensão-Deformação

Admitindo confinamento lateral e apenas deformações verticais da amostra, os ensaios edométricos permitem elaborar curvas de compressibilidade que relacionam o estado de tensão com as deformações, com mostra a Figura 2.1.

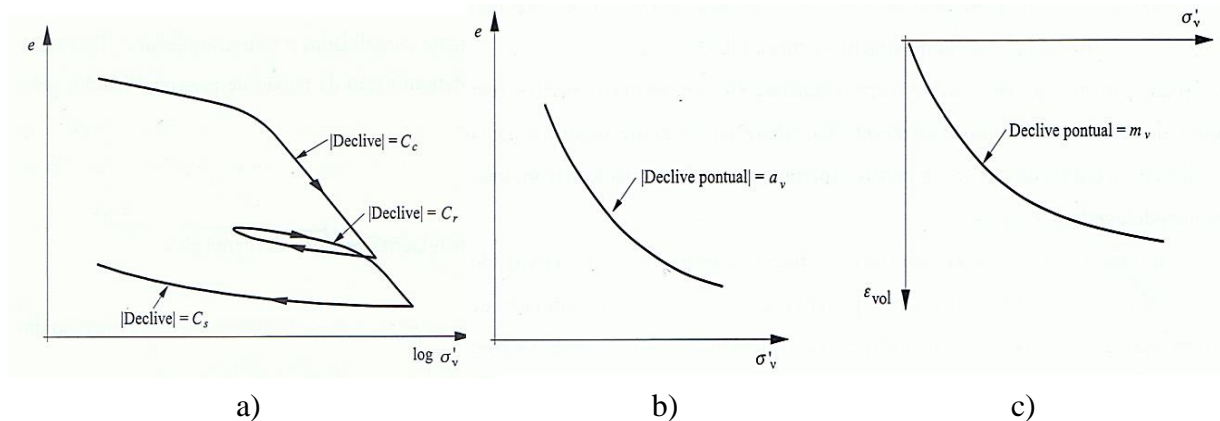


Figura 2.1 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo: a) diagrama  $\log \sigma'_v$ -e; b) diagrama  $\sigma'_v$ -e; c) diagrama  $\sigma'_v$ - $\epsilon_{vol}$ . (Fernandes, 2006)

Como mostra a Figura 2.1, o índice de compressibilidade do solo,  $C_c$ , é definido como o declive (em módulo) do ramo virgem da curva  $\log \sigma'_v$ -e. Analogamente, o índice de recompressibilidade,  $C_r$ , é o declive (em módulo) do ramo de recompressão.

$C_s$  designa o índice de expansibilidade, tem sensivelmente o mesmo valor de  $C_r$  e está associado a decréscimos de tensão efetiva vertical. O declive pontual,  $a_v$ , indicado na Figura 2.1b) designa-se por coeficiente de compressibilidade e vale:

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (2.1)$$

Onde  $\Delta e$  representa a variação do índice de vazios e  $\Delta \sigma'_v$  o acréscimo da tensão vertical efetiva. A característica análoga mas em termos de deformação volumétrica pode ser estabelecida a partir da relação gráfica  $\sigma'_v$ - $\varepsilon$ , dado que nas condições referidas,  $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_v = \Delta h/h_0$ , sendo  $\Delta h$  a variação de espessura do e  $h_0$  a sua espessura inicial do estrato. O declive pontual,  $m_v$ , da Figura 2.1c) designa-se por coeficiente de compressibilidade volumétrica.

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \cdot a_v \quad (2.2)$$

Em que  $e_0$  é o índice de vazios inicial. Ao contrário dos parâmetros retirados das curvas experimentais com as tensões efetivas em escala logarítmica,  $a_v$  e  $m_v$ , não são constantes ao longo do processo de carregamento.

#### 2.2.4 Estimativa dos assentamentos por consolidação

Analisa-se o caso de um maciço argiloso sobreconsolidado, carregado com um determinado incremento de tensão efetiva vertical, tal que:  $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v > \sigma'_p$ . Pegando novamente na curva  $\log \sigma'_v$ - $e$ :

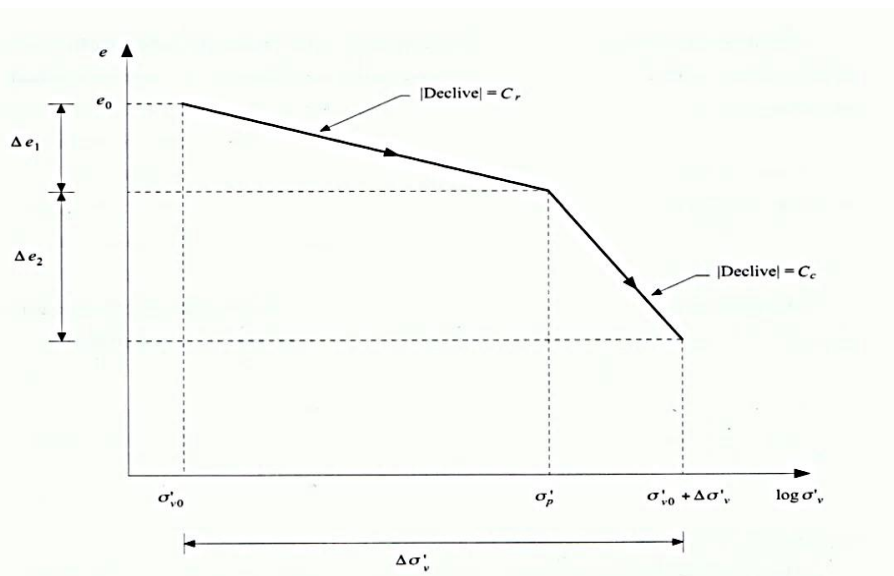


Figura 2.2 – Construção de Schmertmann (1955): variação do índice de vazios com a variação do logaritmo da tensão. (Fernandes, 2006)

O assentamento por consolidação,  $\Delta H_c$ , associado à recompressão e à compressão do ramo virgem vale:

$$\Delta H_c = \frac{h_0}{1+e_0} \left( C_r \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \quad (2.3)$$

No caso de um solo normalmente consolidado:  $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ , logo, a equação toma a forma:

$$\Delta H_c = \frac{h_0}{1+e_0} C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \quad (2.4)$$

Pode-se ter ainda o caso de um solo sobreconsolidado, mas em que:  $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v) \leq \sigma'_p$ , transformando-se a expressão em:

$$\Delta H_c = \frac{h_0}{1+e_0} C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2.5)$$

De notar que a menos que a espessura do estrato seja reduzida, é aconselhável dividir-se o estrato em várias subcamadas, aplicando a expressão conveniente de modo a obter um cálculo mais rigoroso, com  $\sigma'_{v0}$  calculado para o centro de cada subcamada.

O assentamento devido à consolidação pode ser alternativamente calculado com base nos parâmetros  $a_v$  e  $m_v$  da curva  $\sigma'_v$ - $\varepsilon$ :

$$\Delta H_c = \frac{a_v}{1+e_0} \cdot h_0 \cdot \Delta\sigma'_v \quad (2.6)$$

E conjugando com a expressão (2.2) obtém-se:

$$\Delta H_c = m_v \cdot h_0 \cdot \Delta\sigma'_v \quad (2.7)$$

Como já foi referido,  $a_v$  e  $m_v$  não são parâmetros constantes, devendo ser escolhidos de forma a serem compatíveis com a gama de tensões efetivas que o solo vai estar submetido, entre  $\sigma'_{v0}$  e  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ . Colocando a equação (2.7) em ordem a  $\Delta\sigma'_v$ , assume-se  $\Delta H_c/h_0$  como uma extensão vertical. Do ponto de vista da elasticidade, o inverso de  $m_v$  representa um módulo de deformabilidade, escrevendo-se na seguinte forma:

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} \quad (2.8)$$

O inverso de  $m_v$  designa-se por módulo de deformabilidade edométrico do solo.



### 2.3 Teoria da Consolidação de Terzaghi

O modelo analógico proposto por Terzaghi, tal como foi referido anteriormente, trata-se da solução conceptual mais simples e foi a primeira solução obtida para o problema da consolidação dos solos, em 1923, e incluída no seu conhecido livro de 1925, *Erdbaumechanik* (Terzaghi). No entanto, a equação diferencial que rege a consolidação de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais foi proposta pela primeira vez por Terzaghi e Frohlich (1936).

Recorrendo ao modelo analógico, Figura 2.3, proposto por Terzaghi (1943) é possível entender o processo de consolidação de um solo. Este modelo considera que a consolidação apenas se inicia após a conclusão do carregamento, a tensão total vertical permanece constante, ocorrendo uma transferência do incremento de tensão total da fase líquida para o esqueleto sólido. A consolidação termina quando se restabelecem os valores de equilíbrio da pressão de água nos poros, ou de outra forma, quando o incremento de tensão total se transforma em tensão efetiva.

A teoria da consolidação formulada por Terzaghi tem como objeto a avaliação do tempo necessário para que se processe a consolidação de um estrato e ocorram os assentamentos associados, sendo baseada nas seguintes hipóteses:

- a) O solo é homogéneo e está saturado;
- b) A compressibilidade da água e das partículas individuais do solo é desprezável;
- c) Em qualquer secção horizontal e em qualquer instante, os estados de tensão e de deformação são uniformes;
- d) As deformações ocorrem apenas na direção vertical;
- e) O escoamento da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- f) Os efeitos, os fenómenos e o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas de um maciço real;
- g) Para um pequeno intervalo de tensões e de deformações considera-se constante o coeficiente de permeabilidade vertical,  $k_v$ , e os coeficientes de compressibilidade,  $a_v$ , e de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ ;
- h) Existe uma relação biunívoca entre o índice de vazios e a tensão efetiva vertical, num dado ponto e num dado instante (inexistência de fluência do esqueleto sólido);
- i) É válida a hipótese dos pequenos deslocamentos (linearidade geométrica).

No sistema que serve de base à analogia de Terzaghi e que está esquematicamente representado na Figura 2.3, cada elemento do sistema corresponde a um elemento ou propriedade do solo.

- A mola é o esqueleto sólido do solo;
- A água simula a água presente nos poros do solo;
- O disco representa os estratos subjacentes ao estrato de argila;
- A seta representa o carregamento provocado pela construção que é implantada à superfície do terreno;
- As dimensões do orifício existente no disco simulam a permeabilidade do solo.

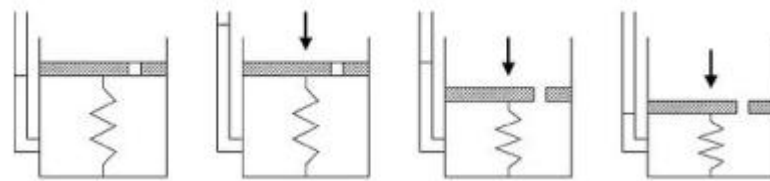


Figura 2.3 – Modelo analógico de Terzaghi.

### 2.3.1 Equação da consolidação unidimensional

A equação fundamental da consolidação proposta por Terzaghi e Frolich (1936), cuja dedução pode ser encontrada em Fernandes (2006), assume a forma:

$$\frac{\partial \mu_e}{\partial t} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 \mu_e}{\partial z^2} \quad (2.9)$$

Ou

$$\frac{\partial \mu_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \mu_e}{\partial z^2} \quad (2.10)$$

Descrevendo a variação espaço-temporal da pressão intersticial,  $\mu_e$ , através do coeficiente de consolidação vertical,  $c_v$ , que vem igual a:

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad (2.11)$$

Para a obtenção de soluções da equação da consolidação, há vantagem em trabalhar com grandezas proporcionais ao espaço,  $z$ , e tempo,  $t$ , mas de natureza adimensional.

$$Z = \frac{z}{H} \quad ; \quad T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (2.12) ; (2.13)$$

Sendo  $Z$  o facto de profundidade,  $T_v$  o facto tempo e  $H_d$  a maior distância que uma partícula de água tem de percorrer para abandonar o estrato em consolidação em direção a uma fronteira drenante.

### 2.3.2 Solução da equação da consolidação unidimensional

A solução da equação surge através da série de Fourier, estabelecendo condições-fronteira de tempo e espaço, permitindo obter o excesso de pressão neutra em cada instante  $t$  e para cada profundidade  $z$ . É aplicável no caso em que esse mesmo excesso em  $t=0$  é uniforme em profundidade e é válido para um estrato com duas fronteiras drenantes de altura  $2H_d$  ou de apenas uma fronteira drenante de altura  $H_d$ .

$$u_e = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\mu_e(0)}{M} (\text{sen } MZ) \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (2.14)$$

Em que:  $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$ , sendo  $m$  uma variável inteira valendo 0, 1, 2, 3...

O grau de consolidação médio na teoria de Terzaghi e Frolich (1936) pode ser obtido pela expressão:

$$\bar{U}_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (2.15)$$

Taylor (1948) propõe a seguinte solução empírica para a expressão (2.15):

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot \bar{U}_v^2, \text{ para } \bar{U}_v < 60\% \quad (2.16)$$

$$T_v = -0,9332 \cdot \log(1 - \bar{U}_v) - 0,0851, \text{ para } \bar{U}_v > 60\% \quad (2.17)$$

A solução na forma gráfica pode ser encontrada em Fernandes (2006) onde surge representado o conceito de grau de consolidação.

$$U_v(t) = 1 - \frac{\mu_e(t)}{\mu_e(0)} = \frac{\Delta\sigma'_v(\text{final}) - \mu_e(t)}{\Delta\sigma'_v(\text{final})} = \frac{\Delta\sigma'_v(t)}{\Delta\sigma'_v(\text{final})} \quad (2.18)$$

Assim, o grau de consolidação representa, em cada ponto e instante, a razão do incremento de tensão efetiva vertical já instalado, pelo incremento correspondente ao fim da consolidação.

### 2.3.3 Consolidação vertical com carregamento dependente do tempo

Na situação em que a análise dos assentamentos por consolidação se desenvolve num tempo consideravelmente superior ao tempo de construção do aterro, é usual considerar que o carregamento é aplicado instantaneamente (Olson, 1998). No entanto, em casos em que o processo de consolidação é acelerado, o tempo de consolidação aproxima-se do tempo de construção, sendo aconselhável tomar em consideração que o carregamento geralmente aumenta linearmente com o tempo de construção do aterro (Figura 2.4).

Terzaghi (1943), para amenizar este facto, propõe o método simples e empírico de considerar que o carregamento é aplicado no instante que corresponde a metade do tempo de construção do aterro.

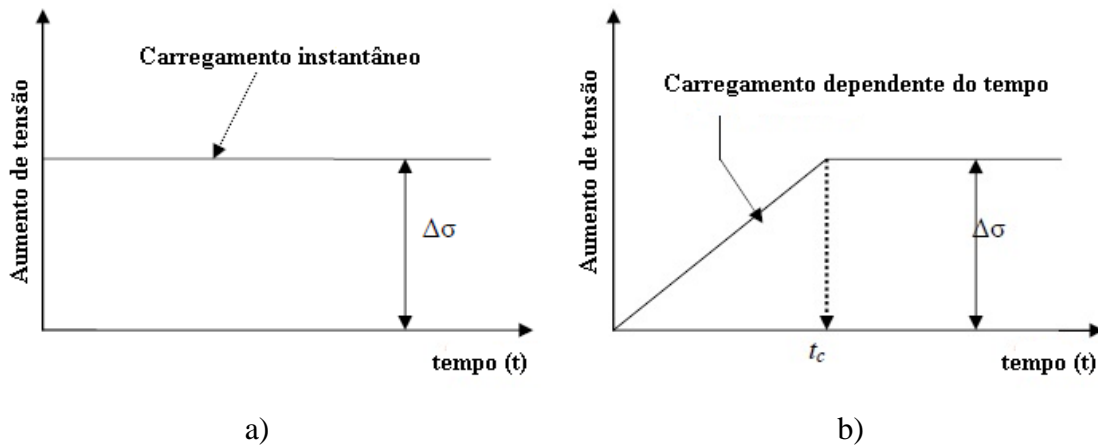


Figura 2.4 – Tipo de carregamento: a) instantâneo, b) dependente do tempo.

Como é óbvio, o método de Terzaghi não simula adequadamente a fase inicial de consolidação. Assim, Olson (1977) desenvolveu as equações da consolidação para o caso em que o carregamento seja considerado dependente do tempo. Introduzindo o parâmetro,  $t_c$ , tempo de construção, o autor referido admite que o carregamento provocado pelo aterro ( $\Delta\sigma_v$ ) aumenta com o tempo,  $t$ , até que se atinja o tempo de construção,  $t_c$ , e permanece constante. Com estas premissas obtém assim as seguintes equações:

$$\bar{U}_v = \frac{T_v}{T_c} \left[ 1 - \frac{2}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{M^4} \cdot (1 - e^{-M^2 T_v}) \right], \text{ para } T_v \leq T_c \quad (2.19)$$

$$\bar{U}_v = 1 - \frac{2}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{M^4} \cdot (e^{M^2 T_c} - 1) \cdot (e^{-M^2 T_v}), \text{ para } T_v \geq T_c \quad (2.20)$$

Com  $T_c = c_v \cdot t_c / H^2$ . A Figura 2.5 mostra o resultado das equações anteriores, onde podemos obter o valor de  $\bar{U}_v$  em função de  $T_c$  e  $T_v$

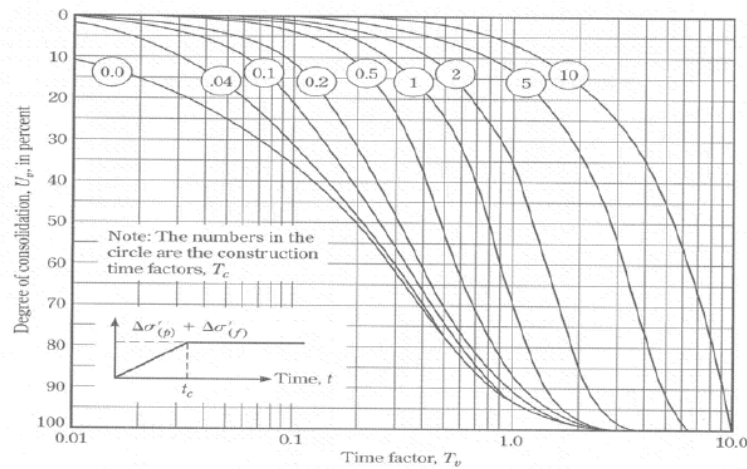


Figura 2.5 – Consolidação vertical para carregamento dependente do tempo (Olson, 1977).

## 2.4 Drenos verticais – Propriedades e fatores influentes

### 2.4.1 Considerações Gerais

O recurso a drenos verticais tem como objetivo aumentar a velocidade da consolidação primária da camada de solo mole, proporcionando uma drenagem horizontal em complemento à drenagem vertical existente, diminuindo a distância de percolação e aproveitando o facto da permeabilidade horizontal ser por norma maior que a vertical em depósitos de solos moles. De notar que a utilização deste método não influencia o valor do assentamento total, limitando-se a reduzir o espaço temporal em que este ocorre. A Figura 2.6 apresenta o aspeto de um sistema de consolidação com drenos verticais e um dreno individual.

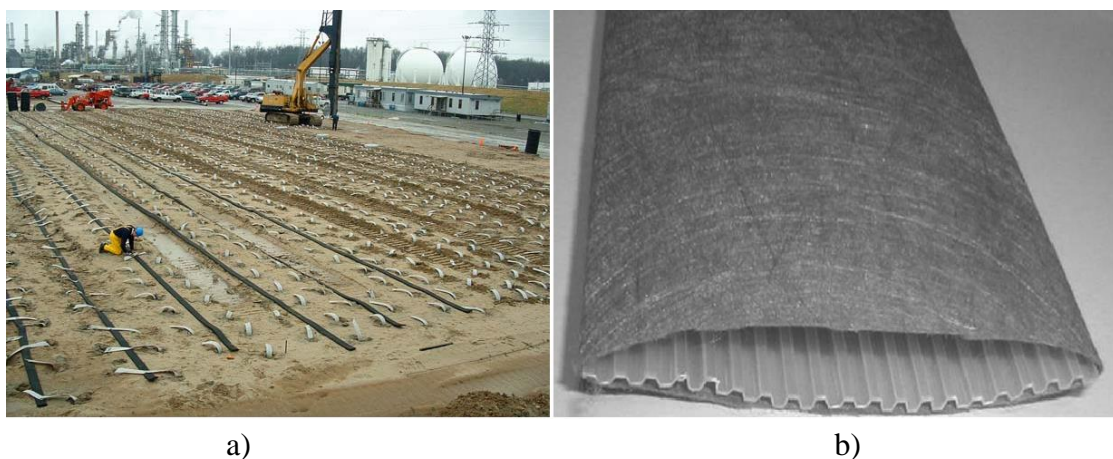


Figura 2.6 - Drenos verticais: a) terreno tratado com drenos verticais; b) aspecto de um dreno vertical.

As características do sistema de consolidação com drenos verticais são influenciadas por vários fatores, entre os quais, as características do solo e as propriedades do elemento drenante. A eficácia do sistema a instalar é também afetada pelo próprio processo construtivo, ou seja, pela perturbação induzida no solo durante o processo de cravação de drenos.

#### 2.4.2 Diâmetro da zona de influência do dreno

Os drenos verticais podem ser dispostos em malhas, em triângulo ou em quadrado, e, mais raramente, em hexágono (mais difícil de implementar em obra) (Figura 2.7). A relação entre o diâmetro de influência de cada dreno vertical,  $d_e$ , e o espaçamento entre eles,  $S$ , assume valores iguais a 1,05, 1,13 e 1,29, para distribuições triangulares, quadradas e hexagonais, respetivamente (Balaam e Poulos, 1983).

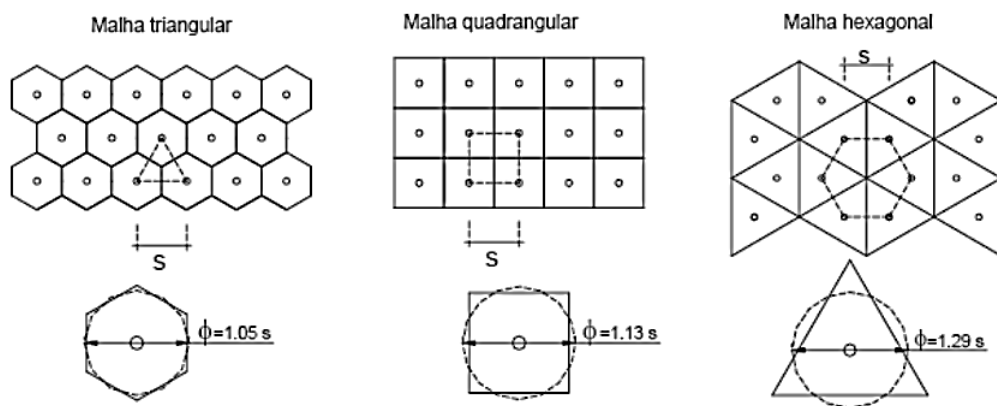


Figura 2.7 – Possíveis disposições da malha de drenos verticais.

#### 2.4.3 Diâmetro equivalente de drenos verticais pré-fabricados

De acordo com Hansbo (1979), o perímetro do dreno equivalente será igual ao perímetro do dreno real (Figura 2.8)

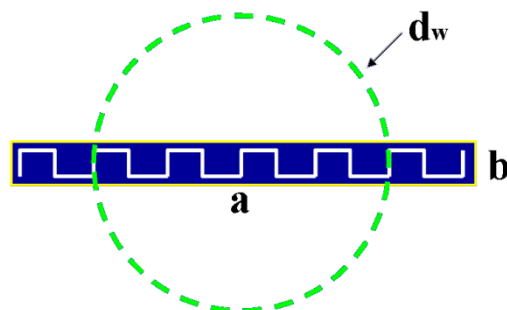


Figura 2.8 – Dimensões do dreno e diâmetro equivalente.

Em que  $d_w$  é o diâmetro equivalente e vale.

$$d_w = \frac{2.(a+b)}{\pi} \quad (2.21)$$

#### 2.4.4 Capacidade de descarga do dreno

A capacidade de descarga dos drenos é provavelmente o parâmetro mais importante que controla a performance dos drenos verticais. Segundo Holtz et al. (1991), a capacidade de descarga do dreno é dependente essencialmente dos seguintes fatores: (i) área efetiva do núcleo do dreno pela qual a água pode fluir; (ii) efeito da pressão lateral provocada pelo solo no dreno; (iii) possíveis dobras ou enrugamentos nos drenos; (iv) possível infiltração de partículas finas no filtro do dreno.

#### 2.4.5 Zona perturbada – Efeito “Smear”

Estudos levados a cabo por Barron (1948), Hansbo (1979 e 1981) ou por Zeng e Xie (1989) passaram a incluir o efeito de uma zona perturbada pela cravação dos drenos, de diâmetro  $d_s = s.d_w$ , sendo  $s$  a relação entre o diâmetro do dreno e o diâmetro da zona alterada. Casagrande e Poulos (1969) consideram que as perturbações têm uma maior influência quando o espaçamento dos drenos é menor que dois metros. A região perturbada acaba por sofrer uma diminuição do coeficiente de permeabilidade,  $k_h$ , para  $k_s$ , ou seja  $k_h > k_s$  (Barron, 1948).

Tanto o parâmetro,  $s$  como a relação entre as permeabilidades  $k_h/k_s$  são difíceis de estimar. Vários autores desenvolveram estudos no sentido de determinar a geometria da zona alterada com a cravação dos drenos, tentando estimar os parâmetros acima referidos. Hansbo (1981) aponta o valor de  $s$  de 1,5 e  $k_h/k_s=3$ . Indraratna e Redana (1998) propuseram valores de  $s$  entre 4 e 5, com  $k_h/k_s=1,15$ . Sharma e Xiao (2000) baseando-se em dados de pressões intersticiais e teores de humidade recolhidos a meio da camada em várias posições, indica valores de  $s$  de 4 e  $k_h/k_s=1,3$ . Estudos levados a cabo por Saye (2001) e citando os resultados de Onoue et al (1991), admite que a zona perturbada se estende até 6,5 vezes o raio do dreno, com diminuição da permeabilidade, mas que até uma distância de  $1,6.d_w$ , a perturbação é muito maior, com  $k_h/k_s=3$ . Hird e Moseley (2000) sugerem valores de  $s = 1,3$  e  $k_h/k_s=3$ , sustentado por ensaios em pequena escala.

Apesar de todos os esforços para estimar estes parâmetros, Rixner et al (1986), refere que as incertezas associadas aos valores do coeficiente de consolidação horizontal,  $c_h$ , adotados são mais significativos do que a influência de pequenas variações de  $s$  e de  $k_h/k_s$ .

#### 2.4.6 Resistência hidráulica em drenos verticais

A resistência hidráulica provocada pelas paredes do dreno ao escoamento está diretamente associada à capacidade de descarga dos drenos verticais.

Tal acontece quando a água flui pelo dreno e atrasa a consolidação horizontal. Tal como já se viu, nem sempre se pode admitir que a capacidade de descarga dos drenos é infinita. Tendo isso em conta, Orleach (1983) a partir das equações de Hansbo *et al.* (1981) propôs, para este caso, a seguinte equação para avaliar a resistência hidráulica dos drenos:

$$W_r = 2 \cdot \pi \left( \frac{k_h}{q_w} \right) \cdot l_w^2 \quad (2.22)$$

Onde  $q_w$  é a capacidade de descarga do dreno e  $l_w$  a distância de drenagem do dreno.

De acordo com Hansbo *et al.* (1981), para valores de  $W_r < 0,1$  o efeito da resistência hidráulica pode ser desconsiderado. Caso contrário, este efeito terá de ser contabilizado da forma que será apresentada na secção 2.5.3.

## 2.5 Desenvolvimentos na Teoria da Consolidação com Drenos Verticais

Os desenvolvimentos na teoria da consolidação de Terzaghi e Frohlich (1936) prosseguiram e vários investigadores (Rendulic, 1936; Carillo, 1942; Barron, 1948; Hansbo, 1981; Zeng e Xie, 1989) debruçaram-se sobre a consolidação com drenagem horizontal, invariavelmente recorrendo ao modelo da “célula unitária”

### 2.5.1 Teoria Difusa de Rendulic e Carillo

Rendulic (1936) desenvolveu e resolveu a equação diferencial para a compressão vertical unidimensional através da consolidação com drenagem horizontal e Carillo (1942) demonstrou que para a consolidação unidimensional associada à consolidação horizontal, o excesso de pressão intersticial vem:

$$\frac{\partial \mu_e}{\partial t} = c_h \left[ \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \mu_e}{\partial r} + \frac{\partial^2 \mu_e}{\partial r^2} \right] + c_v \frac{\partial^2 \mu_e}{\partial z^2} \quad (2.23)$$

Sendo  $\mu_e = \mu_h \cdot \mu_v / \mu_0$ , com  $\mu_h$  e  $\mu_v$  o excesso de pressão intersticial devido unicamente a escoamento horizontal e vertical, respetivamente. Considerando o excesso de pressão intersticial médio nesta expressão é possível obter o grau de consolidação médio combinado,  $\bar{U}_{vh}$ :

$$(1 - \bar{U}_{vh}) = (1 - \bar{U}_v) \cdot (1 - \bar{U}_h) \quad (2.24)$$

Onde  $\bar{U}_v$  e  $\bar{U}_h$  representam o grau de consolidação médio devido à drenagem vertical e horizontal, respetivamente. De notar que estas soluções de Rendulic (1936) e Carillo (1942) foram desenvolvidas para drenos “ideais” (descarga infinita e sem zona perturbada).



### 2.5.2 Solução de Barron (1948)

Barron (1948) propõe uma solução tratando de forma semelhante a consolidação por compressão vertical devido a drenagem horizontal e ao fluxo vertical. Estudando dois casos extremos de consolidação de uma parcela cilíndrica de solo mole em torno de um dreno vertical, considerando deformações verticais uniformes e deformações verticais livres, demonstrou que para ambos os casos, a consolidação média obtida era praticamente a mesma.

A partir da equação diferencial para a compressão vertical unidimensional através da consolidação com drenagem horizontal desenvolvida por Rendulic (1936), admitindo a hipótese de deformações verticais uniformes e ignorando os efeitos da zona perturbada e resistência hidráulica, Barron (1948) apresenta a expressão para o grau de consolidação horizontal médio,  $\bar{U}_h$ :

$$\bar{U}_h = 1 - e^{-\frac{8 \cdot T_h}{F(n)}} \quad (2.25)$$

Em que:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} ; \quad n = \frac{d_e}{d_w} \quad (2.26) ; (2.27)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0.75 \quad (\text{para valores de } n > 10) \quad (2.28)$$

Sendo  $d_e$  o diâmetro de influência do dreno,  $d_w$  o diâmetro do dreno e  $T_h$  o fator tempo em consolidação horizontal.

Segundo Scott (1963), a situação real situa-se entre as duas situações extremas propostas por Barron (1948) e de acordo com Richart (1959), para valores de  $n$  superiores a 10, a diferença de resultados é pouco relevante, e a simplicidade relativa da equação de deformações verticais uniformes torna-a numa ferramenta mais vantajosa na análise de desempenho dos drenos

Aproximando a teoria à realidade, Barron (1948) introduz o efeito da zona perturbada, levando a que a função  $F(n)$  passe a contabilizar este efeito. Esta função desenvolvida por Barron (1948) toma então a forma:

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0.75 + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln(s) \quad (2.29)$$

A Figura 2.9 apresenta o modelo adotado por Hansbo:

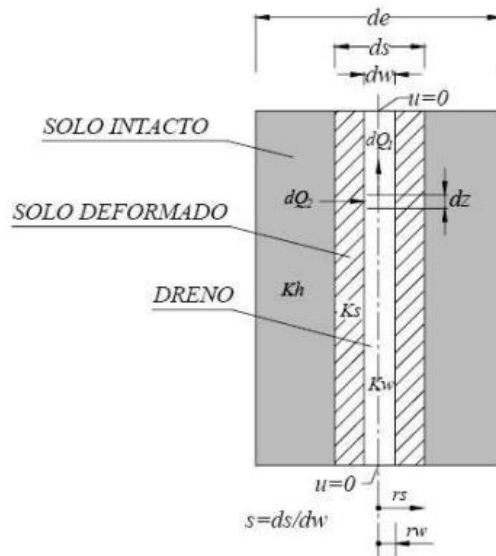


Figura 2.9 – Alteração no solo devido à introdução do dreno. (Hansbo, 1981)

### 2.5.3 Solução de Hansbo (1981) – Zona perturbada e resistência hidráulica

Tal como já referido acima, de acordo com Hansbo (1981), para valores de  $W_r < 0,1$  o efeito da resistência hidráulica pode ser desprezado. Caso contrário, este efeito deve ser levado em conta e Hansbo (1981) propõe a sua consideração na equação (2.29), que ignorados os termos insignificantes da mesma, passa a valer:

$$F_{sq}(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0.75 + \frac{k_h}{k_s} \cdot \ln(s) + \pi \cdot z \cdot (2 \cdot l_w - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \quad (2.30)$$

Segundo Almeida (1996),  $F_{sq}(n)$  é função de  $z$  (profundidade do dreno), sendo  $U_h = f(z)$ , adotando-se um valor médio de  $U_h$ .

### 2.5.4 Consolidação horizontal com carregamento dependente do tempo

Olson (1977), continuando o trabalho de pesquisa na consolidação para carregamentos dependentes do tempo desenvolveu também soluções para consolidação horizontal.

$$\bar{U}_h = \frac{T'_h - \frac{1}{A}(1 - e^{-A \cdot T'_h})}{T'_{hc}} \quad \text{para } T'_h \leq T'_{hc} \quad (2.31)$$

$$\bar{U}_h = 1 - \frac{1}{A \cdot T'_{hc}} (e^{A \cdot T'_{hc}} - 1) \cdot e^{-A \cdot T'_h} \quad \text{para } T'_h \geq T'_{hc} \quad (2.32)$$

Em que:  $T'_h = \frac{c_h \cdot t}{r_e^2}$ ;  $T'_{hc} = \frac{c_h \cdot t_c}{r_e^2}$ ;  $r_e$  = raio de influência do dreno;  $A = \frac{2}{\eta}$ ;  $\eta = F(n)$

Segundo Tang e Onitsuka (2000) e Zhu e Yin (2001) estas equações podem ser conjugadas com as propostas por Olson (1977) para a consolidação vertical pelo método de Carillo (1942), sem grande discrepância. No entanto e apesar da sua utilidade, estas expressões ainda não foram derivadas para incluir os efeitos da zona perturbada e da resistência hidráulica do dreno.

De modo a contornar estas limitações, e também as limitações do método de Terzaghi (1943), que apresenta concordância com Olson (1977) para valores de consolidação acima de 20%, Clarke (2006) e Madar (2011) utilizam um método de simples de modelação das expressões de Olson (1977). Transformando o carregamento dependente do tempo em L número de carregamentos mais pequenos, aplicados espaçadamente no tempo de  $t_c/L$ , aplicando L curvas de consolidação de Hansbo (1981), para cada  $t_c/L$ , sobrepondo-as. Quanto maior o L, maior a eficácia do método. Madar (2011) correlacionou os dois métodos sem efeitos da zona perturbada e resistência hidráulica, com uma diferença relativa média de 1,18 %, (L=100). Obtida a concordância entre os dois métodos, cria-se uma ligação que permite assim introduzir os efeitos referidos através das curvas propostas por Hansbo (1981) (Clarke, 2006).

$$\bar{U}_{cdt} = \sum \frac{\bar{U}_i}{L} \quad (2.33)$$

Sendo  $\bar{U}_{cdt}$  a consolidação média para o carregamento dependente do tempo e  $\bar{U}_i$  a consolidação média para cada carga  $\Delta\sigma_v/L$ .

A taxa do carregamento dependente do tempo pode variar durante o tempo de construção. Se a taxa for diferente para x troços, este efeito pode também ser contabilizado calculando a curva de consolidação média,  $\bar{U}_{cdtx}$  para cada troço e por sua vez sobrepondo-as também.

$$\bar{U}_{cdt} = \sum \frac{\bar{U}_{cdtx}}{x} \quad (2.34)$$

Com  $\bar{U}_{cdtx}$ =consolidação média para cada troço x.

## 2.6 Modelação numérica da aceleração da consolidação com drenos verticais pelo método de elementos finitos - *Plaxis*

### 2.6.1 Considerações gerais

O cálculo e a obtenção de resultados com as soluções analíticas convencionais apresentadas podem ser úteis se o problema, ou melhor, neste caso os solos, apresentarem um comportamento elástico linear. Contudo, trata-se de uma simplificação, uma vez que na maioria dos casos os solos não exibem um comportamento elástico linear.

Os solos regem-se por um modelo elasto-plástico não linear, o que se traduz em cálculos complexos e morosos, que exige o recurso a métodos numéricos e conseqüentemente ferramentas computacionais. A resolução de problemas numéricos avançados surge então associada à utilização de programas de computador baseados quer no método dos elementos finitos (MEF), quer no método das diferenças finitas (MDF).

O *Plaxis* consiste num programa de computador formulado com base no método dos elementos finitos, desenvolvido e direcionado para análise de tensão-deformação e estabilidade de obras geotécnicas.

Não é objetivo da presente dissertação a descrição da teoria dos elementos finitos, mas verificar a utilidade de um programa comercial, neste caso o *Plaxis*, como ferramenta de reprodução e previsão do comportamento de um aterro sobre solos moles.

### **2.6.2 Estrutura do Programa**

O programa *Plaxis* foi originalmente desenvolvido na Universidade de Delft, na Holanda. A estrutura do programa divide-se em quatro subprogramas: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*.

No *Input* são introduzidos os dados do problema, como a geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de fronteira. Define-se ainda o tipo de problema: axissimétrico ou em estado plano de deformação, situação muito utilizada em obras geotécnicas como túneis, barragens, fundações contínuas, aterros rodoviários/ferroviários, etc.

São disponibilizadas também o tipo de estruturas mais usuais em geotecnia, que permitem definir de forma relativamente completa as características do problema, sejam elementos como placas, ancoragens, geossintéticos ou elementos de interface solo-estrutura. O programa permite definir carregamentos distribuídos linearmente ou pontuais e a prescrição de deslocamentos nulos ou não.

Definida a geometria, procede-se então a geração automática da malha de elementos finitos, permitindo utilizar elementos triangulares isoparamétricos de 6 ou 15 nós. Os elementos de 6 nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos e a matriz rigidez é calculada por integração numérica usando um total de três pontos de Gauss. No caso dos elementos com 15 nós, a interpolação é de quarta ordem e a integração envolve 12 pontos de Gauss (Brinkgreve, 2002). Após a geração da malha, definem-se as condições iniciais do problema, onde se tem em consideração ou não a presença de água e as condições de drenagem na fronteira.

No subprograma seguinte, *Calculation*, o programa executa os cálculos dos elementos finitos, podendo o utilizador diferenciar a análise das deformações, em *Plastic* (carregamento com deformações plásticas), *Consolidation* (deformações por consolidação) e *Phi-c Reduction* (determinação do fator de segurança).

Tal como na prática da Engenharia, o programa permite simular carregamentos e descarregamentos imediatos ou tipo de carregamentos faseados, sendo possível definir as etapas, quer na sua duração, quer no carregamento associado.

No terceiro subprograma, *Output*, o utilizador obtém os resultados, e a malha da deformada. Podem ser analisadas as tensões (totais, efetiva, de corte, pressão neutra), as deformações, os deslocamentos e os pontos de plastificação. Os resultados podem ser analisados graficamente ou na forma de tabelas.

Por fim, no quarto subprograma, *Curves*, os resultados podem ser representados através de curvas de tensão vs deformação, força vs deslocamento, tempo vs deslocamento, para pontos pré-definidos no subprograma *Calculation* e/ou para as diferentes etapas definidas.

### 2.6.3 Modelos Constitutivos

Nesta ferramenta numérica é possível escolher dentro de seis opções, os modelos constitutivos que regem o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos num determinado problema geotécnico: modelo *Linear elastic*, *Mohr-Coulomb*, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

Dos modelos disponíveis, os mais utilizados são o modelo de *Soft Soil* e *Mohr-Coulomb*. O modelo *Soft-Soil* é um modelo do tipo *Cam-Clay* (Burland, 1967) utilizado para solos muito moles, como argilas normalmente consolidadas, e turfas. As principais características deste modelo são a rigidez variável com a tensão, distinção entre carregamento primário e descarga-recarga, registo da tensão de pré-consolidação, critério de rotura de Mohr-Coulomb. (Brinkgreve, 2002): Para que seja definida a rigidez do solo, o modelo necessita da introdução dos parâmetros do modelo de *Cam-Clay* modificados,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ , definidos em termos do índice de vazios, que se relacionam com os parâmetros da curva  $\log \sigma'_v$ - $e$ -,  $C_c$  e  $C_s$  da seguinte forma:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1+e)} \quad ; \quad \kappa^* = \frac{2C_r}{2,3 \cdot (1+e)} \quad (2.35) ; (2.36)$$

O critério de Mohr-Coulomb associado ao modelo elástico linear dá origem a um modelo elástico perfeitamente plástico, usado para representar a rotura devido a tensões de corte em solos e rochas. Admite-se que o material tem um comportamento linear elástico até atingir a rotura, definida pela envolvente de Mohr-Coulomb, ou seja, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de cedência, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas. Este modelo necessita dos seguintes parâmetros característicos do solo: módulo de deformabilidade,  $E$ ; ou módulo de deformabilidade edométrico,  $E_{oed}$ , e coeficiente de Poisson,  $\nu$ .

Para além dos parâmetros referidos existem parâmetros comuns a ambos os modelos: peso volúmico saturado,  $\gamma_{sat}$ ; peso volúmico seco,  $\gamma_d$ ; ângulo de atrito efetivo,  $\Phi'$ ; coesão efetiva,  $c'$ ; e coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal,  $k_v$  e  $k_h$ .

As equações que regem a consolidação no *Plaxis* seguem a teoria de Biot (1941), e é assumida a lei de Darcy para o escoamento da água e o comportamento elástico do corpo sólido do solo. A formulação é baseada na teoria das deformações infinitesimais. (*Plaxis Scientific Manual*)

## 2.7 Modelação de drenos em estado Axissimétrico

A aceleração da consolidação com recurso a drenos verticais é obviamente um problema tridimensional, mas quando analisada a área na envolvente de um dreno trata-se de um problema em estado axissimétrico, sendo modelado recorrendo ao conceito de célula a qual é composta pelo dreno e pelo solo envolvente correspondendo à zona de influência.

Uma vez que no *Plaxis* não existe a opção de introduzir o elemento dreno, definindo as suas características geométricas e de descarga, modela-se o dreno pré-fabricado atribuindo ao solo características que o simulem, ou seja, criando uma fatia de solo com o diâmetro equivalente e atribuindo um coeficiente de permeabilidade equivalente,  $k_w$  ao material que simule a capacidade de descarga do dreno:

$$k_w = q_w/A \quad (2.37)$$

sendo  $q_w$  a capacidade de descarga do dreno e  $A$  a área do dreno.

Neste tipo de análise é possível modelar também a zona perturbada criando mais uma vez uma fatia de solo com as características geométricas e geotécnicas adequadas às características da zona perturbada.

## 2.8 Modelação de drenos em Estado Plano de Deformação (EPD)

Na análise de aterros em que uma das dimensões é bastante superior, como é o caso analisado no presente trabalho, procede-se à simulação do problema em estado plano de deformação, o que permite uma análise relativamente simples em ferramentas como o *Plaxis*. No entanto, a análise da consolidação com recurso a drenos verticais, é um problema tridimensional, o que obriga a uma compatibilização de algumas propriedades para se poder analisar o conjunto solos/drenos em estado plano de deformação, recorrendo-se normalmente à utilização de um coeficiente de permeabilidade equivalente ao conjunto solo/drenos ou através de bandas drenantes. Análises numéricas efetuadas por Venda Oliveira e Lemos (2002) e Venda Oliveira *et al* (2013) revelaram que o assentamento vertical e os deslocamentos laterais de um aterro não são significativamente afetados pelo tipo de metodologia. No que diz respeito à avaliação da evolução do excesso de pressão intersticial Venda Oliveira *et al* (2013) indicam que a evolução das pressões intersticiais depende do espaçamento adotado para as bandas drenantes, referindo que um elevado espaçamento entre estas provocará uma sobrestimação da pressão intersticial. Para simular aterros com grande dimensão, o método das bandas drenantes torna-se pouco viável devido à extensão e morosidade da sua modelação, sem vantagem aparente por comparação com os métodos que estabelecem um coeficiente de permeabilidade equivalente. Neste trabalho o coeficiente de permeabilidade global equivalente pode ser determinado de uma forma simplificada ou recorrendo ao Método de Asaoka (1978), modificado por Magnan e Deroy (1980).

### 2.8.1 Método da Permeabilidade Global Equivalente Simplificado

Como referido, com este método pretende-se determinar um coeficiente de permeabilidade vertical global equivalente, que emule a situação real do conjunto solo/drenos. Pegando na equação (2.13), fixando  $T_v$  para a percentagem de consolidação que se pretende, no caso 90%, e o tempo,  $t$ , para cuja consolidação atingirá a percentagem pretendida, obtém-se facilmente um coeficiente de consolidação vertical equivalente,  $c_{v\_eq}$ , considerando apenas drenagem vertical. A partir deste valor é determinado então valor do coeficiente de permeabilidade equivalente,  $k_{v\_eq}$ ,

### 2.8.2 Método de Asaoka (1978), modificado por Magnan e Deroy (1980)

O método de Asaoka (1978) permite obter uma previsão dos coeficientes de consolidação vertical e horizontal a partir de dados da instrumentação instalada *in situ*. Uma vez que são as utilizadas as informações de campo, este método não obriga a restrições quanto a variações dos coeficientes de compressibilidade e permeabilidade ao longo do tempo, contudo, é admitido que o coeficiente de consolidação se mantém constante ao longo do processo de consolidação. De acordo com Almeida (1996), Magnan e Deroy (1980), baseados na teoria de Terzaghi (1943), desenvolveram uma modificação para o método de Asaoka. Magnan e Deroy (1980) inseriram a drenagem horizontal proposta por Barron (1948) e a combinação de

drenagem horizontal e vertical proposta por Carrillo (1942). O método de Asaoka utiliza um processo gráfico. A curva tempo vs assentamento, observada no campo, é subdividida em intervalos iguais e os valores de assentamento  $S$ , no tempo  $i$ ,  $S_i$  são representados conforme mostra a Figura 2.10.

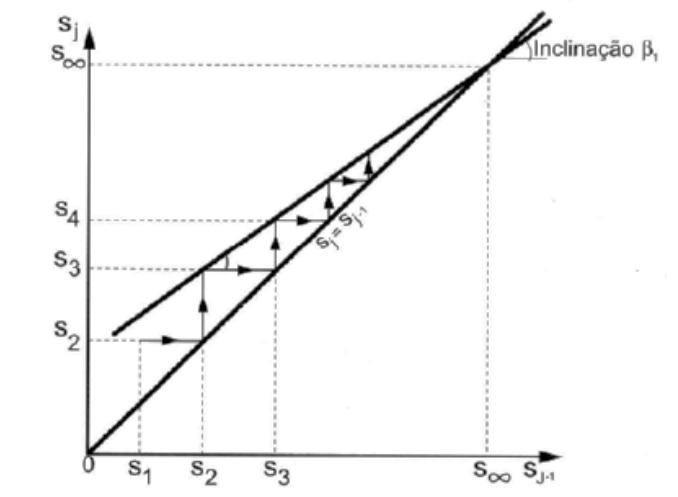


Figura 2.10 – Construção de Asaoka, modificado por Magnan e Deroy (1980)

A inclinação da reta que melhor se ajusta aos resultados de campo  $\beta_1$ , é usada para estimar os coeficientes de consolidação. (Almeida, 1996). Para drenagem puramente vertical, o valor de  $c_v$  é dado por:

$$c_v = \frac{-4}{\pi^2} \cdot H_d^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (2.38)$$

Onde  $H_d$  = distância de drenagem;  $\Delta t$  = intervalo de tempo;  $\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka.

Para drenagem puramente horizontal, o valor de  $c_h$  é dado por:

$$c_h = \frac{-F(n)}{8} \cdot d_e^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (2.39)$$

Onde  $d_e$  = diâmetro de influência do dreno;  $\Delta t$  = intervalo de tempo;  $\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka.;  $F(n) = \ln(n) - 0,75$ , onde  $n$  = razão entre o diâmetro da zona de influência do dreno ( $d_e$ ) e o diâmetro do dreno ( $d_w$ ).



No caso do presente trabalho, determina-se  $c_v$  através da expressão (2.38) e depois com base na expressão (2.11) avalia-se o valor de  $k_v$  equivalente ao conjunto solo/drenos. A obtenção do coeficiente de permeabilidade global equivalente é tanto mais precisa quanto maior o número de leituras de assentamentos registadas e quanto maior for o intervalo de tempo  $\Delta t$ , que segundo os autores se aconselha superior a um mês.

## **2.9 Modelação numérica da teoria da consolidação pelo método das diferenças finitas- *Settle-3D***

### **2.9.1 Considerações Gerais**

Na secção relativa à teoria da consolidação unidimensional acima apresentado, são mostradas as soluções analíticas para o problema. Nesta secção é apresentada uma alternativa numérica capaz de resolver as equações diferenciais decorrentes da teoria da consolidação unidimensional utilizando o método das diferenças finitas. A empresa *Rocscience Inc.* disponibiliza o programa *Settle-3D*, o qual utiliza o método das diferenças finitas para obtenção das soluções para o problema da consolidação unidimensional. O programa incorpora a opção de carregamento com aterros bem como permite especificar uma malha de drenos verticais e as suas características, o que se mostra ideal para o caso em estudo. A precisão do programa foi testada pela *Rocscience Inc.* com base em comparações de tensões, diferentes tipos de assentamentos, dissipação de pressões neutras com o tempo e profundidade para diversos casos conhecidos. O *Settle-3D* permite modelar muitas das características do problema, incluindo a criação de fases de construção, no entanto a colocação das camadas de aterro é feita instantaneamente. Apesar da limitação de não poderem ser utilizadas camadas não horizontais, o seccionamento do problema nas diversas zonas permite contornar esta limitação, produzindo o programa resultados que irão de encontro ao objetivo do trabalho. De seguida serão apresentados os aspetos mais importantes do programa. Mais pormenores podem ser encontrados em Rocscience (2007).

### **2.9.2 Distribuição de tensões**

Sobrecargas de origem externa, como aterros, podem ser aplicadas no programa em qualquer altura. Estas sobrecargas causarão uma mudança na distribuição de tensões no solo, que será dependente da sua geometria e magnitude. Esta ferramenta permite calcular essa variação na distribuição de tensões, em três dimensões, usando diferentes soluções: as equações de *Boussinesq*, *Westergaard* e o método de 2:1 (a distribuição da carga varia com a profundidade na razão de 2H:1V).

### 2.9.3 Cálculo de assentamentos

O assentamento total é a soma de três parcelas: assentamento imediato, calculado a partir do módulo de deformabilidade,  $E$ , assentamento por consolidação primária cujo método de cálculo será apresentado na secção 2.9.4 e assentamento por consolidação secundária. O programa permite ativar o cálculo de cada tipo de assentamento consoante a recomendação para cada tipo de solo, como será descrito na secção 4.4.1. No presente caso de estudo, o assentamento que prevalece em termos de importância e magnitude é o assentamento por consolidação primária, já dissecado nas secções anteriores. O assentamento imediato está associado à deformação volumétrica das camadas altamente permeáveis, com permeabilidade muitas ordens de grandeza inferior. O assentamento por consolidação secundária considera-se, em geral, que tem início no final da consolidação primária, usualmente para valores de grau de consolidação médio de 90% (Fernandes, 2006). Este é o grau de consolidação para qual se projetou a consolidação do aterro, razão pela qual não foi contemplada este tipo de análise no presente trabalho.

No programa *Settle-3D* os assentamentos vão sendo calculados com base nas deformações calculadas para cada camada de solo e adicionados à camada seguinte, e assim sucessivamente até se obter o assentamento total. Contudo, o cálculo dessas deformações depende do modelo constitutivo que se adota para cada material, mas a evolução dos assentamentos no tempo são calculados pela teoria da consolidação.

### 2.9.4 Modelos constitutivos para cálculo de assentamentos por consolidação

No programa *Settle-3D* são disponibilizados vários modelos que permitem consoante o tipo de solos e o tipo de dados disponíveis, calcular as deformações sofridas pelo solo. Estão disponíveis os modelos *Linear*, *Non-linear*, *Janbu* e *Koppejan*. Os modelos mais utilizados neste tipo de análise são os modelos *Linear* e *Non-Linear*.

Quando se opta pelo modelo *Linear* assume-se que o material tem um comportamento linear elástico. Desta forma, qualquer aumento na tensão instalada no solo provoca uma deformação que é calculada pela expressão (2.7).

Especificamente para este modelo é necessário conhecer e introduzir o coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ . Se existirem ciclos de descarga/recarga, este é substituído no cálculo pelo coeficiente de compressibilidade volumétrica para descarga/recarga,  $m_{vur}$ , cuja introdução também é necessária e que em caso de não ser conhecido é assumido igual a  $m_v$ .

No modelo *Non-Linear*, assume-se que a relação entre tensão-deformação é não linear, da traduzida pela curva  $\log \sigma'_v$ -e da Figura 2.1a) e Figura 2.2.

Consoante o estado de sobreconsolidação do solo, os assentamentos são calculados segundo as expressões (2.3), (2.4) ou (2.5). Para a utilização deste modelo é necessário conhecer e introduzir os índices  $C_c$  e  $C_r$  da curva  $\log \sigma'_v$ - $e$ , o índice de vazios inicial  $e_0$  e a tensão de pré-consolidação do solo  $\sigma'_p$ , ou o valor de OCR.

Existem parâmetros cuja introdução é comum a ambos os modelos, como o peso volúmico,  $\gamma$ , peso volúmico saturado,  $\gamma_{sat}$ , coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e coeficiente de consolidação vertical  $c_v$  ou coeficiente de permeabilidade vertical,  $k_v$ .

Numa construção faseada a deformação é calculada para cada fase utilizando a tensão efetiva inicial dessa fase e a tensão efetiva no final dessa fase.

### **3 CASO DE OBRA - A EMPREITADA DE CONSTRUÇÃO DO NOVO TERMINAL DE CONTENTORES DO PORTO DE LEIXÕES**

#### **3.1 Descrição da Obra**

A necessidade de ampliação do porto comercial de Leixões levou a que se projetasse e construísse uma nova zona para colocação de contentores designada por “Terminal de Contentores T4CS – 1ª Fase”. O projeto do empreendimento esteve a cargo da empresa “Construções Técnicas, S.A.”, com consultadoria da “Proman”, cujos relatórios permitem obter os dados sobre características e procedimentos que envolveram a obra. Os primeiros estudos datam de finais de 1984 com a definição da malha de prospeção. A execução da obra consistia no seguinte faseamento construtivo:

- Consolidação dos solos do terraplano;
- Construção das vigas dos caminhos de rolamentos dos pórticos de cais e de parque;
- Obras de engenharia civil associadas com a rede elétrica e com a linha de abastecimento de água;
- Construção do prisma de enrocamento de proteção do talude do limite poente do terraplano;
- Pavimentação das vias de circulação de veículos e dos parques de contentores;
- Drenagem das águas pluviais.

O objeto de estudo deste trabalho diz respeito unicamente à consolidação dos solos do terraplano, uma vez que os terrenos, dado que estes no seu estado natural não possuíam as características necessárias para suportar o acréscimo de carga induzido pela construção do novo terminal de contentores.

#### **3.2 Plano de Prospeção**

##### **3.2.1 Ensaios laboratoriais e trabalhos de campo**

De forma a recolher informação sobre as condições geotécnicas e geológicas dos estratos subjacentes ao terraplano do Cais Sul da Doca nº 4 do Porto de Leixões foi elaborado um plano de prospeção compreendido por um conjunto de ensaios de campo e ensaios

laboratoriais, incidindo uniformemente sobre todo o terrapleno, de modo a prever e projetar soluções para as diversas etapas referidas acima.

Para melhor identificar os locais dos diversos ensaios de campo e recolha de amostras, foram traçados alinhamentos sobre a planta do terrapleno. Como se constata na Figura 3.1, transversalmente, foram traçados alinhamentos de P1 a P8 e longitudinalmente foram traçados alinhamentos de A a F e está indicada a localização dos diversos trabalhos de prospeção *in situ*.

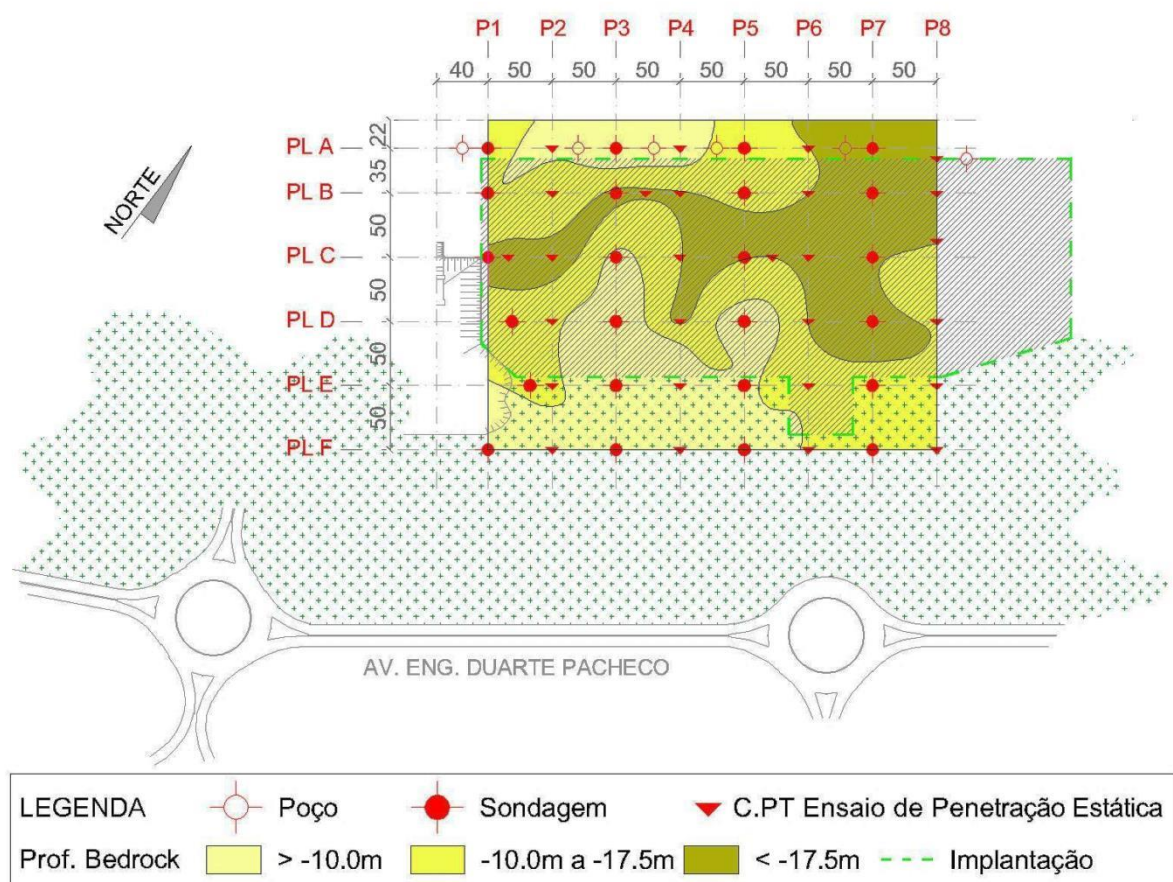


Figura 3.1 – Localização da intervenção e da prospeção efetuada.

Com as ferramentas existentes na época, o plano de prospeção elaborado consistiu em:

- 24 sondagens de percussão, no decurso das quais foram realizados 171 ensaios de penetração dinâmica (SPT), 55 ensaios de corte rotativo (*Vane Test*) e recolhidas 81 amostras remexidas e 58 intactas;
- 28 ensaios de penetração estática (CPT);
- 6 poços superficiais com colheita de amostras remexidas;

- Ensaios para determinação da granulometria, limites de Atterberg, pesos específicos, teor de humidade;
- Ensaio de compressão simples e compressão triaxial do tipo corte rápido, não drenando, de amostras consolidadas à pressão inicial, correspondendo ao peso natural dos solos situados acima do nível da amostra, e à pressão final, correspondendo ao peso das terras mais as sobrecargas;
- Ensaios de compressibilidade edométrica, com drenagem vertical dos provetes;
- Ensaios de compressibilidade edométrica, com drenagem horizontal dos provetes.

Apesar da quantidade assinalável de ensaios e recolha de amostras, não se dispõe de uma diversidade de dados desejável. No entanto, a conjugação dos diversos ensaios, nas diferentes localizações permitiu que se chegasse a uma ideia de como seria a litologia do solo, bem como a sua constituição. As conclusões finais, descritivas, com base nos relatórios da obra, permitem ainda ter uma noção generalizada dos estratos que compõe a área estudada:

- a) *“Aterros superficiais (A), constituídos por areias graníticas com possanças de 1,0m a 17,0m, com as maiores possanças dos aterros a situarem-se no tardoz do muro cais sul, que é constituído por blocos pré-fabricados sobrepostos e que foram fundados no “bed rock” após a dragagem das formações aluvionares”;*
- b) *“Formações aluvionares, constituídas por uma sucessão de estratos silto-argilosos (Hl), silto-arenoso (Hal) e areno-siltosos/arenosos (Ha), com possanças variáveis de 2,2m a 27,0m, estando as maiores possanças relacionadas com o talvegue fóssil do rio Leça”;*
- c) *“Formações graníticas, geralmente alteradas à superfície (R), que se desenvolve paralelamente ao alinhamento do cais e apresenta maiores profundidades na zona intermédia da área analisada, ou seja entre os perfis B, C e D, derivando que daí ocorram as maiores possanças das formações aluvionares compressíveis”.*

O Quadro 3.1 mostra o resultado dos ensaios *in situ*, relativamente à resistência dos estratos. No Quadro 3.2 apresentam-se os resultados obtidos para a resistência não drenada a partir dos ensaios laboratoriais, em relação ao estrato Hl, enquanto os resultados dos ensaios edométricos com drenagem vertical encontram-se no Quadro 3.3.

Quadro 3.1 – Resultados dos ensaios de resistência *in situ*.

Estratos	Perfil B			Perfil C			Perfil D		
	CPT $q_c$ (MPa)	SPT (N)	Vane $c_u$ (kPa)	CPT $q_c$ (MPa)	SPT (N)	Vane $c_u$ (kPa)	CPT $q_c$ (MPa)	SPT (N)	Vane $c_u$ (kPa)
A	0 - 28	3 - 13	-	1-30	3 - 5	-	2,5-22	-	-
Ha	0- 50	1-30	-	1 - 45	14 - 38	175	1,5-37	14 - 31	-
Hal	1 -15	2 - 15	-	2 - 14	7 - 11	-	1 - 12,5	2 - 9	-
HI	0 -2,5	0 -9	7 - 110	0 - 3	0 - 8	12 - 150	0 - 3	0 - 13	6 - 95

O valor de  $q_c$  é a resistência de ponta do ensaio CPT, N é o número de pancadas do ensaio SPT e  $c_u$  é a resistência não drenada obtida a partir do ensaio *Vane Test*

Quadro 3.2 – Resultados dos ensaios laboratoriais de resistência.

Ensaio	Perfil B				Perfil C				Perfil D	
	1B	3B	5B	7B	1C	3C	5C	7C	1D	7D
Ens. Comp. Simples (kPa)	53	30	34	57	68 - 106	67	64 - 95	60 - 64	61 - 76	61
Ens. Comp. Triaxial (kPa)	-	0	-	-	95	-	39	-	-	-

Quadro 3.3 – Resultado dos ensaios edométricos com drenagem vertical para os escalões de carga entre 50 e 200 kPa.

		$m_v$ ( $\times 10^{-4}$ m <sup>2</sup> /kN)		$c_v$ ( $\times 10^{-8}$ m <sup>2</sup> /s)		$k_v$ ( $\times 10^{-10}$ m/s)	
		Intervalo	Média	Intervalo	Média	Intervalo	Média
Perfil B	1B	2,5 - 2,9	2,7	3,1 - 6,0	4,7	0,9 - 1,8	1,3
	3B	3,4 - 4,0	3,7	5,7 - 5,7	5,7	2,1 - 2,3	2,2
	5B	3,3 - 4,6	4,0	4,4 - 5,0	4,7	1,5 - 2,5	2,0
	7B	2,5 - 3,4	3,0	2,2 - 4,4	3,4	0,6 - 1,5	1,1
Perfil C	1C	2,0 - 5,1	3,2	2,2 - 5,0	3,4	0,5 - 2,7	1,2
	3C	2,4 - 3,0	2,7	6,3 - 7,6	6,9	1,8 - 1,9	1,9
	5C	2,5 - 4,6	3,3	4,4 - 6,6	5,0	1,1 - 2,3	1,8
	7C	5,0 - 9,3	6,6	0,6 - 1,2	0,9	0,4 - 0,9	0,7
Perfil D	1D	2,3 - 6,3	4,0	0,9 - 4,4	2,8	0,9 - 2,9	1,6
	7D	1,4 - 9,2	6,1	1,9 - 2,8	2,2	0,3 - 1,7	1,0

Os resultados evidenciam que as formações mais problemáticas são os aluviões silto-argilosos, H1. As características de resistência desta formação silto-argilosa são bastante variáveis, tanto em profundidade como em planta. Os valores acima referidos são característicos de solos coerentes com consistências variáveis entre “muito mole” a “média”

Os valores de  $m_v$  apresentados são característicos de siltes e argilas compressíveis. A gama de valores de  $k_v$  é característica de solos silto-argilosos. Na região nordeste da área em estudo é onde se registam os valores mais elevados de  $m_v$ , e é onde se encontram as maiores possanças e maior extensão de formações H1.

Posteriormente aos ensaios edométricos tradicionais (Quadro 3.3) foram realizados 3 ensaios edométricos com drenagem horizontal, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, que incidiram sobre amostras recolhidas nos alinhamentos 3B, 5B e 5C. Com estes ensaios obtiveram-se valores da relação  $c_h/c_v$ , entre 13 a 38. Especificamente, para o escalão de carga 100–200 kPa, o intervalo de variação foi 30 a 38. De acordo com Look (2007) estes valores são mais elevados do que seria de esperar em formações silto-argilosas, preconizando este autor valores de  $c_h/c_v$  entre 2 e 10. O valor do coeficiente de consolidação horizontal,  $c_h$  revela-se como essencial e extremamente influente para o correto dimensionamento de um sistema de consolidação com drenos verticais, como tal, a escolha deste valor em projeto deverá ser feita com prudência e justificou em obra a montagem de um plano de observação do processo de consolidação.

No topo destas camadas silto-argilosas ocorrem geralmente as camadas designadas por H1a, ou seja, aluviões silto-arenosos, com menor fração fina de silte e argila do que a camada inferior e uma maior quantidade de areia. Também sob as formações silto-argilosas e sobre a formação granítica ocorrem camadas arenosas (aluviões arenosos) designadas por H2. As características de resistência destes estratos são também algo variáveis, como mostra a dispersão de resultados obtidos nos ensaios SPT e CPT nessas camadas.

A Figura 3.2 apresenta a geometria e a litologia do perfil C, situado na zona central do aterro e onde se encontram as maiores possanças de material argiloso. No desenho estão ainda assinalados elementos referentes à instrumentação que serão apresentados na secção 3.4.



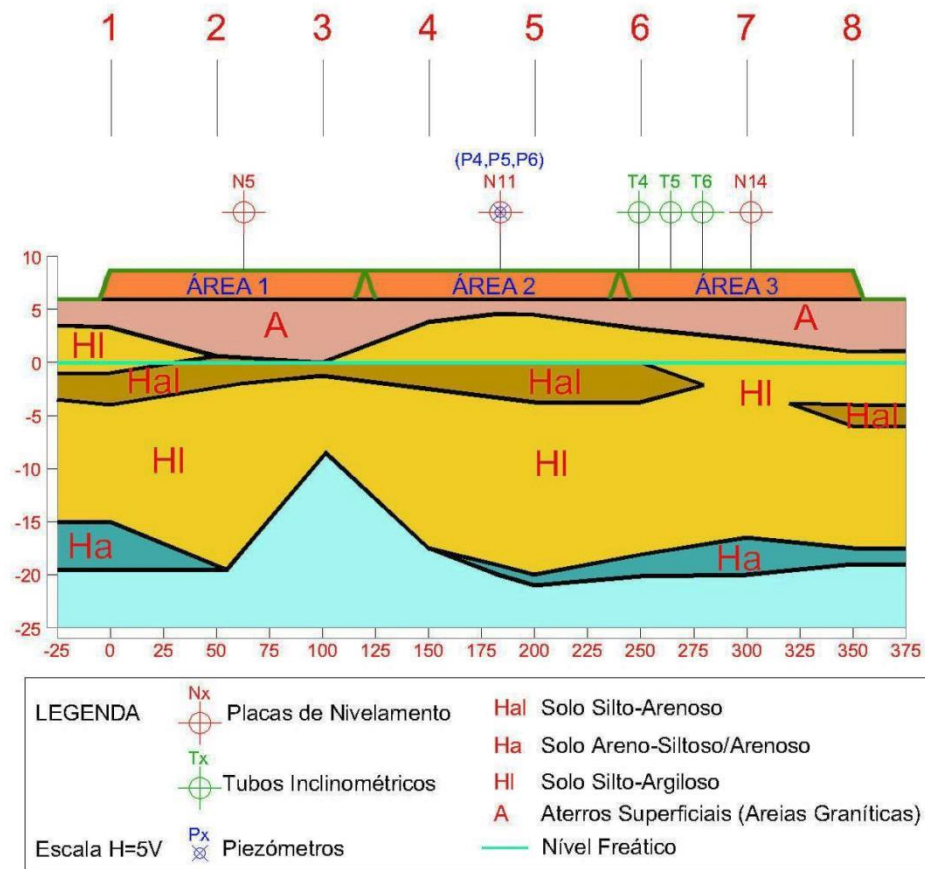


Figura 3.2 – Geometria do perfil longitudinal C.

### 3.3 Sistema de Consolidação do Terrapleno

Segundo o relatório, a sobrecarga transmitida ao solo devido à sobreposição de contentores apresenta um valor médio de  $50 \text{ kN/m}^2$ . Para que se procedesse à consolidação acelerada do terrapleno foi instalado depois da execução de uma malha de drenos verticais, um aterro temporário correspondente a esse acréscimo de pressão. A malha de drenos foi dimensionada para que em três meses, ou 90 dias, se atingissem 90% dos assentamentos previsíveis totais.

O projetista optou pela utilização de drenos geotêxtil (*Mebra-Drain® 7407*) para a realização da empreitada. O sistema da malha de drenos foi calculado com base nos valores mais prováveis  $m_v$ ,  $c_v$  e  $c_r$ , definidos pelo projetista, recorrendo à teoria da consolidação de Terzaghi, ao ábaco L.C.P.C. (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) que relaciona o fator tempo, com o grau de consolidação horizontal e com  $n$ , e recorrendo às características geométricas obtidas a partir da prospeção (Quadro 3.4)

Quadro 3.4 – Valores de projeto assumidos pelo projetista.

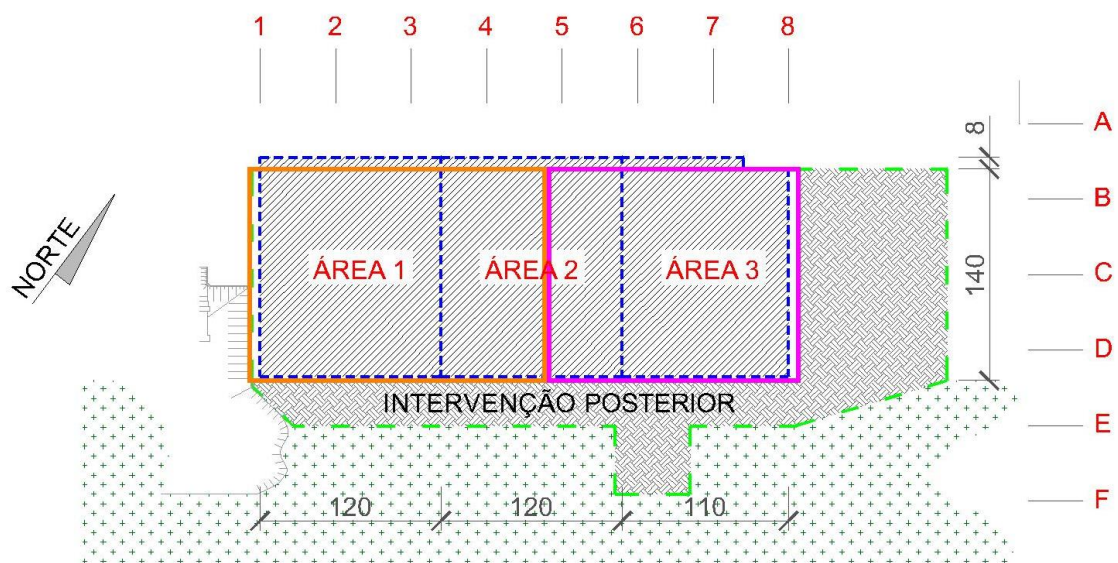
Perfis	$m_v$ ( $\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ )	$c_v$ ( $\times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ )	$c_r$ ( $\times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ )
1 a 6	3	3,9	15,9
6 a 8	5	2,5	25

O projetista usou uma relação de  $c_h/c_v=10$  na zona nascente (perfis 6-8) dado que o cálculo do sistema de consolidação acelerada não necessitaria de ser tão prudente como na área poente (perfis 1 a 6) que impunha um tempo parcial mais curto.

O projetista previu que os assentamentos totais variassem entre 4cm e 90cm e que a consolidação se poderia processar em três meses instalando uma malha de drenos com zonas de influência com diâmetro variável entre cerca de 1,1m a 2,0m.

Por uma questão de logística e de extensão da obra, e com o objetivo de minimizar o transporte e armazenagem de materiais para o aterro temporário, a totalidade do terraplano foi dividida em 4 áreas, incidindo a intervenção inicial na obra em 3 delas, pelas quais transitaria o aterro temporário depois de consolidada a área em causa. A sobrecarga de serviço foi materializada por um aterro temporário com cerca de 2,7m de altura, mais propriamente com solos de peso volúmico específico,  $\gamma=18,5 \text{ kN/m}^3$ , que deveria permanecer instalado até se verificar uma consolidação de 90%, como especificado. De maneira a evitar grandes concentrações de carga, foi decidido que o aterro seria construído em patamares com sensivelmente 1/3 da altura total (0,90m).

A Figura 3.3 representa o resultado final da conceção da solução prevista e instalada para o sistema de consolidação acelerada, as zonas 1, 2 e 3 do aterro e ainda a distribuição da malha triangular equilátera na extensão do terraplano:



LEGENDA — Drenos B S=1,40m — Drenos A S=1,40m - - - Limite das Áreas

Figura 3.3 – Solução prevista- áreas de aterro e colocação de drenos verticais.

O espaçamento da malha de drenos na zona B, delimitada na Figura 3.3 pelo contorno a roxo, foi definida após a análise dos resultados observados na Área 1.

### 3.4 Plano de Observação e Instrumentação e Medições

#### 3.4.1 Plano de observação e instrumentação

De maneira a aferir o rigor do projeto, foi elaborado, como referido anteriormente, um plano de observação do comportamento do terrapleno e da reação dos solos a esta sobrecarga temporária. Foram instalados então três sistemas de observação (Figura 3.4):

- 18 Placas de Nivelamento, para observação topográfica dos assentamentos;
- 3 Piezómetros, para leitura das pressões neutras;
- 6 Inclínómetros, para leitura dos deslocamentos laterais dos solos.

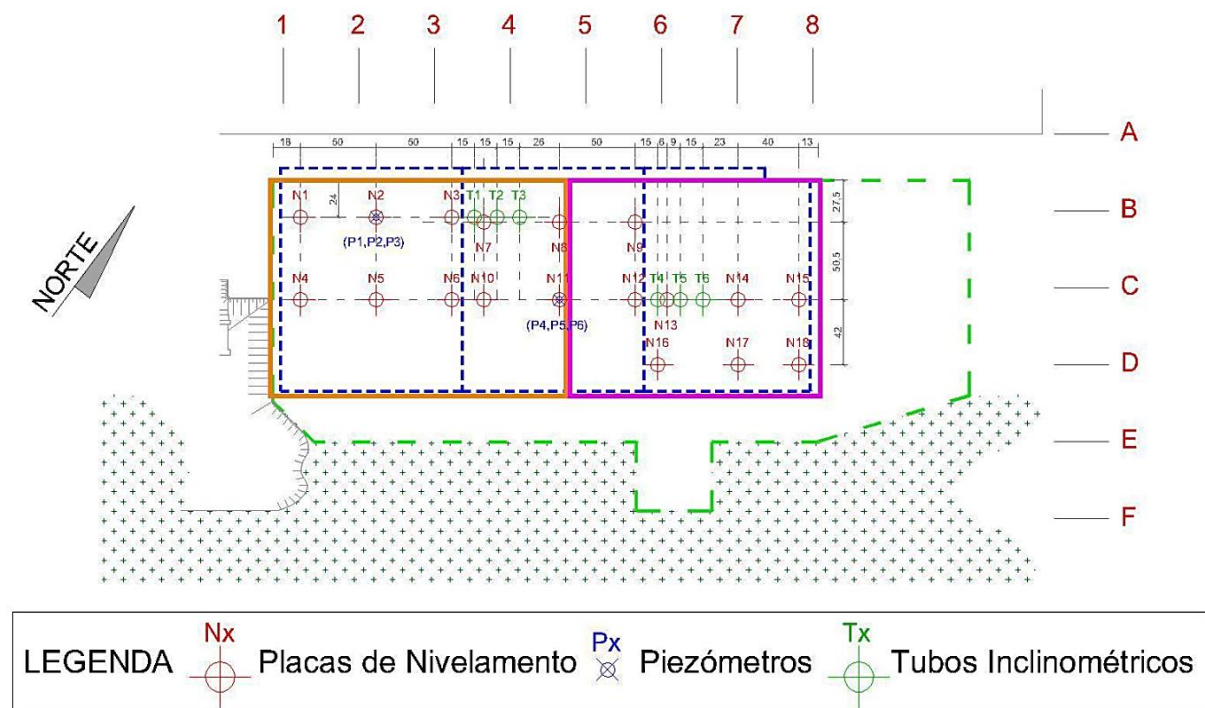


Figura 3.4 – Sistemas de observação instalados.

Na Figura 3.2, onde se apresenta a litologia do perfil C, estão indicadas também os locais da instrumentação colocada no alinhamento do perfil C, cujos resultados servirão de base de comparação nas análises que serão realizadas no Capítulo 4.

### 3.4.2 Assentamentos medidos para futura comparação

Por uma questão de simplificação, o ponto onde se encontrar a placa de nivelamento Nx, será chamado de ponto Nx. O mesmo serve para os pontos onde se encontrarem os piezómetros e os inclinómetros. Da Figura 3.5 a 3.7 ilustram-se os assentamentos medidos pelas placas de nivelamento, que serão comparados com os assentamentos estimados nas várias metodologias. O dia “0” corresponde ao dia em que se começou a colocar a 1ª camada do aterro da área 1. Verifica-se que já existiam alguns assentamentos correspondentes ao tempo em que foram colocados os drenos e camada drenante, provavelmente devido à dissipação de alguns excessos de pressão intersticial assim que estes foram colocados. Também se constata que os assentamentos para sensivelmente aos 140 dias aumentam de N5 (21,6 cm) para N11 (35,2 cm) e deste para N14 (52 cm), embora a carga aplicada fosse a mesma. O menor assentamento registado em N5 deve-se a uma menor espessura da camada de solo compressível, enquanto o maior assentamento registado em N14 fica a dever-se essencialmente a uma maior compressibilidade do solo de fundação.

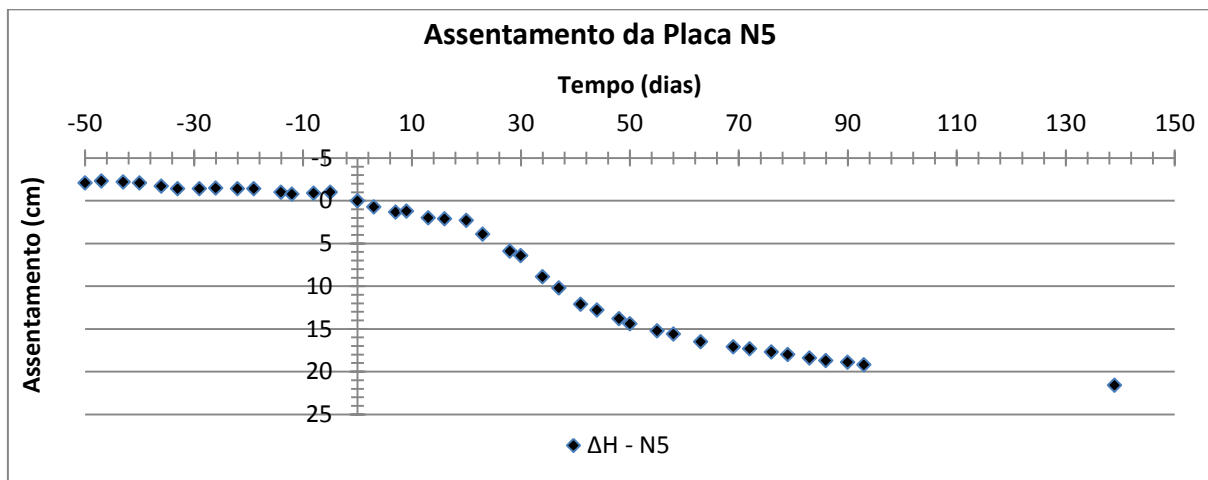


Figura 3.5 – Assentamentos medidos pela placa N5 ( $\Delta H = 21,6$  cm;  $t=139$  dias)

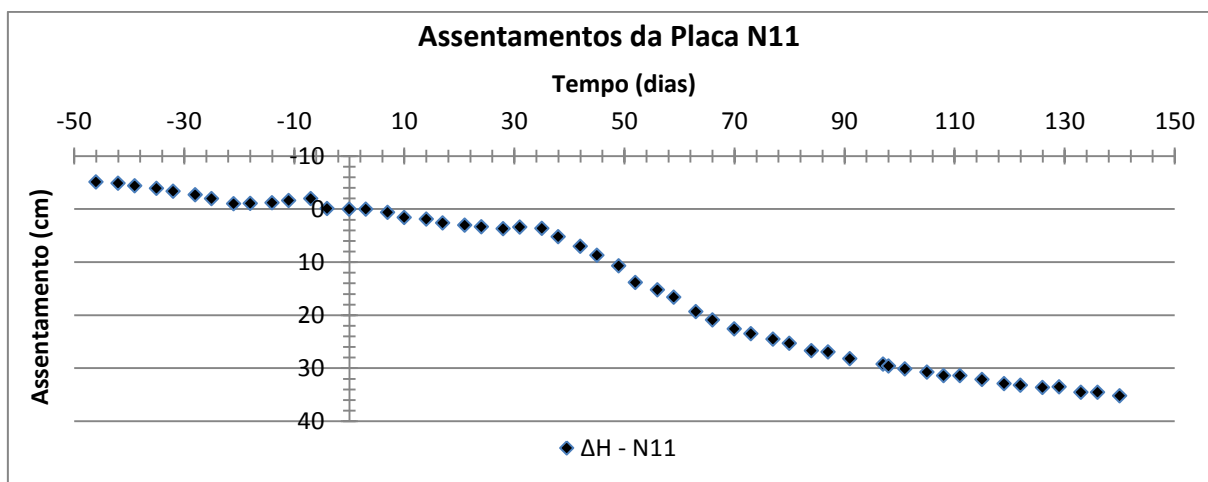


Figura 3.6 – Assentamentos medidos pela placa N11 ( $\Delta H = 35,2$  cm;  $t=140$  dias)

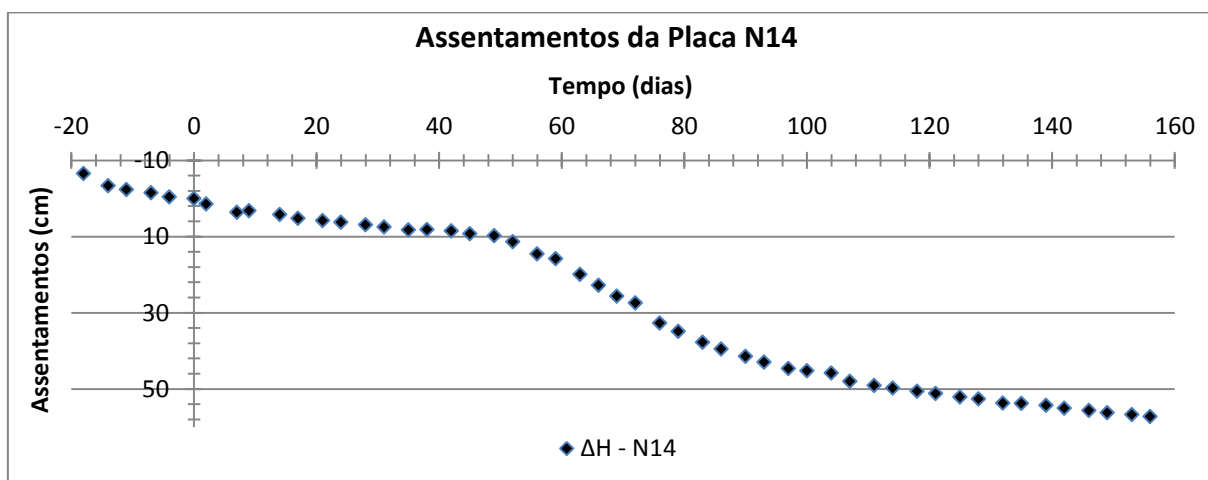


Figura 3.7 – Assentamentos medidos pela placa N14 ( $\Delta H = 57,2$  cm;  $t=156$  dias)

## 4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### 4.1 Considerações gerais

Tal como referido, o presente trabalho visa aplicar e por à prova métodos que permitam prever o comportamento de um aterro sobre solos moles ao longo do tempo. No caso específico da obra em estudo, dada a grande variedade de pontos instrumentados, opta-se por estudar pontos cujas propriedades sejam representativas da obra em estudo, nomeadamente: baixa permeabilidade, deformabilidade acentuada, grandes possanças de material argiloso e onde foi colocada instrumentação que permita a comparação com as previsões efetuadas. Com base nesta premissa analisa-se o perfil C, uma vez que se situa a meio da área em estudo, onde existem maiores possanças de aluviões lodosos.

Pela teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi será feita a análise do efeito de diversos fatores que influenciam a previsão do comportamento do aterro sobre solos moles, designadamente a consideração ou não da consolidação vertical, o valor do coeficiente de consolidação horizontal, o espaçamento da malha de drenos, as características da zona perturbada e o carregamento dependente do tempo. As conclusões servirão como base para as análises com o *Plaxis* e *Settle-3D*, nos pontos N5, N11 e N14, nas Áreas 1, 2 e 3, respetivamente.

Neste capítulo, em figuras e quadros, os assentamentos verticais serão designados por  $\Delta H$ , sendo a diferenciação feita referindo a origem do mesmo.

### 4.2 Caracterização da intervenção ao longo do Perfil C

#### 4.2.1 Linha temporal do aterro e instrumentação para os pontos N5, N11 e N14.

O Quadro 4.1 mostra o faseamento construtivo do aterro temporário no perfil C. As datas consideradas na modelação dizem respeito ao carregamento dos pontos N5, N11 e N14, localizados zonas de aterro 1, 2 e 3, respetivamente. Este faseamento serviu de base á modelação das etapas que foram definidas nos programas de análise numérica.

Quadro 4.1 – Faseamento construtivo utilizado na modelação. Análise pela Teoria da Consolidação de Terzaghi

		Data		Dia	
		Início	Fim	Início	Fim
Aterro 1 (N5)	1ª camada	24-2-87	12-3-87	0	15
	Consolidação devido à 1ª camada	13-3-87	19-3-87	16	22
	2ª camada	20-3-87	26-3-87	23	29
	Consolidação devido à 2ª camada	27-3-87	28-3-87	30	31
	3ª camada	29-3-87	31-3-87	32	34
	Consolidação devido à 3ª camada	1-4-87	14-7-87	35	139
Aterro 2 (N11)	1ª e 2ª camada	7-7-87	16-7-87	132	141
	Consolidação devido à 1ª e 2ª camada	17-7-87	23-8-87	142	180
	3ª camada	24-8-87	30-8-87	180	186
	Consolidação devido à 3ª camada	3-8-87	23-11-87	187	271
Aterro 3 (N14)	1ª camada	22-12-87	23-12-87	300	301
	Consolidação devido à 1ª camada	24-12-87	28-1-88	302	339
	2ª camada	29-1-88	1-2-88	338	341
	Consolidação devido à 2ª camada	2-2-88	8-2-88	342	348
	3ª camada	9-2-88	15-2-88	349	355
	Consolidação devido à 3ª camada	16-2-88	27-5-88	356	456

#### 4.2.2 Modelação no Ponto N5

De modo a se poder analisar o comportamento do aterro, nomeadamente por influência das camadas compressíveis, *HI*, apresentam-se nos Quadro 4.2 e Quadro 4.3 os parâmetros que servem de base às análises que serão efetuadas, e que se mantêm caso não sejam referidas novas condições.

Quadro 4.2 – Características do estrato e do solo HI em N5.

Ponto N5	$h_0$ (m)	$m_v$ ( $\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ )	$c_v$ ( $\times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ )	$k_v$ ( $\times 10^{-10} \text{ m/s}$ )	$c_h$ ( $\times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ )	$k_h$ ( $\times 10^{-10} \text{ m/s}$ )
HI	15,6	3	4,7	1,4	19,0	5,6

Quadro 4.3 – Características do sistema de consolidação com drenos verticais.

$d_w$ (m)	S (m)	$d_e$ (m)	n	$s = d_s/d_w$	$k_H/k_s$	$q_w$ ( $\times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ )	L (m)	Z (m)
0,063	1,40	1,47	23,33	5	1,15	9,8	15,6	15,6

#### 4.2.3 Assentamento previsto para o ponto N5

Com os dados disponíveis é possível fazer-se uma previsão do assentamento que será expectável neste ponto. Assim, com base na equação (2.7) obtém-se um assentamento máximo previsto de 23,4 cm.

#### 4.2.4 Consolidação sem drenos verticais no ponto N5

A primeira análise a fazer diz respeito à consolidação vertical pura, ou seja o processo de consolidação natural do solo sem a execução de drenos verticais. Na Figura 4.1 é visível a ordem de grandeza da consolidação vertical para o tempo em que a obra foi instrumentada, com aplicação da carga total no início da construção do aterro, em comparação com os assentamentos medidos.

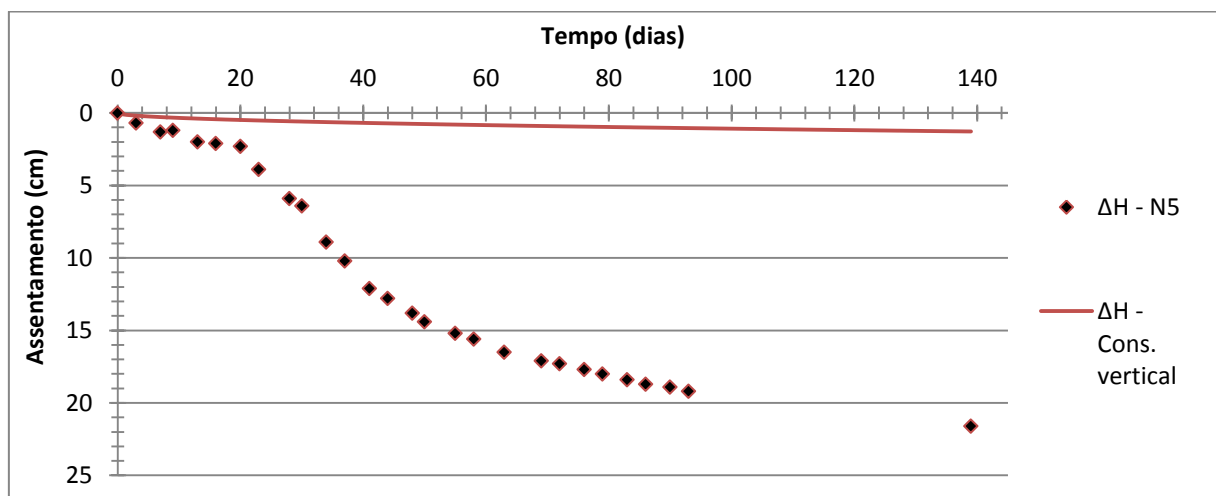


Figura 4.1 – Assentamentos por consolidação vertical

O assentamento devido apenas a consolidação vertical seria de 1,3 cm, nos 139 dias em que se tem a obra instrumentada, ou seja um grau de consolidação médio de 5,5% em relação ao que se previu e de 6,0% em relação ao medido. Tal faz prever que sem um sistema de aceleração da consolidação seria impossível os excessos de pressão neutra se dissiparem no tempo desejado levando a que os assentamentos se fossem prolongando ao longo do tempo. Para atingir 90% dos assentamentos apenas por consolidação vertical seriam necessários cerca de 138 anos.



#### 4.2.5 Consolidação com drenos verticais no ponto N5

A Figura 4.2 mostra os resultados obtidos para a previsão do assentamento por consolidação horizontal simples sem considerar efeitos de zona perturbada nem de resistência ao escoamento e com carregamento instantâneo no início da construção do aterro. Apresentam-se também os assentamentos devido a consolidação combinada (vertical e horizontal) como apresentado na secção 2.5.1.

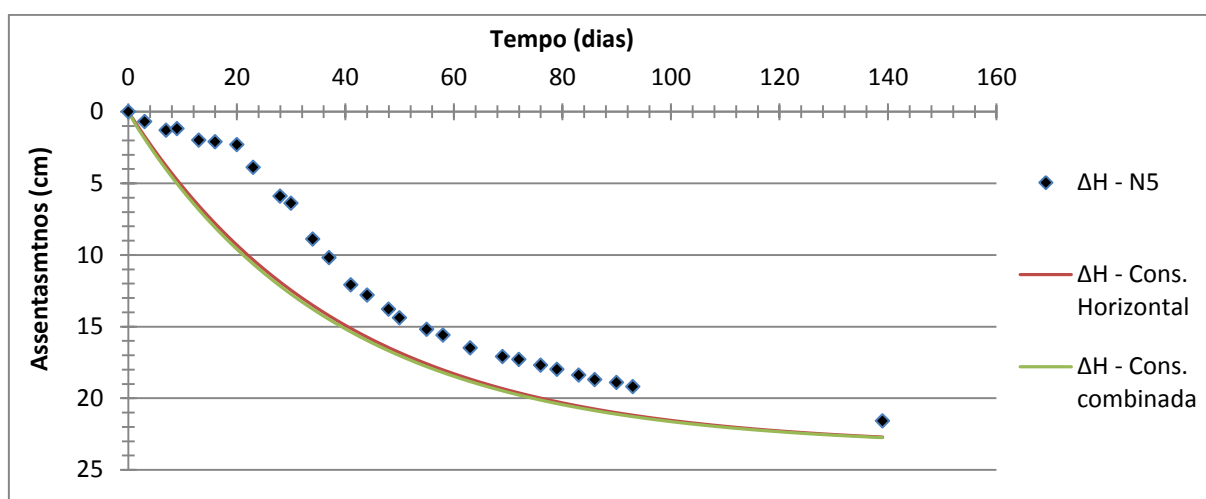


Figura 4.2 – Assentamentos por consolidação horizontal e combinada.

Comparando os resultados ilustrados nas Figura 4.1 e Figura 4.2 é perceptível que com a introdução de drenos verticais, a consolidação passa a ser fundamentalmente horizontal, desempenhando um papel primordial na dissipação do excesso de pressão intersticial, obtendo-se curvas dos assentamentos devido a consolidação horizontal e combinada praticamente coincidentes. O assentamento previsto devido à consolidação horizontal para 139 dias é 22,5 cm, praticamente concordando com o valor obtido na condição de consolidação combinada. A diferença relativa média entre os assentamentos devido à consolidação horizontal e à consolidação combinada é de 1,7%, sendo o valor máximo ao dia 1, 18%, descendo exponencialmente e atingindo os 0,17% no dia 139. Faz sentido que esta diferença seja relativamente pequena uma vez que o caminho para a drenagem vertical, ou seja, neste caso a espessura da camada impermeável é cerca de 10 vezes superior ao caminho de drenagem horizontal, para além do coeficiente de horizontal ser muito superior ao coeficiente de consolidação vertical. Se o efeito da drenagem vertical no sistema de consolidação for desprezado age-se do lado da segurança.

Apesar do assentamento final previsto e real se aproximarem, na fase inicial é nítido que as curvas se apresentam bastante dissociadas, tanto na diferença de valores como no próprio andamento destas, ou seja, as suas diferenças relativas vão variando ao longo do tempo.

As maiores diferenças relativas encontram-se na fase inicial de construção do aterro, sendo a diferença relativa máxima de 30,9% no dia 20. Esta diferença vai-se esbatendo até atingir o mínimo, 4,2%, tal como a tendência indica, no dia 139.

Existem alguns fatores que podem justificar esta diferença, desde logo a própria modelação das condições encontradas, principalmente o valor de  $c_h$ , uma vez que se trata de uma estimativa e não de um valor avaliado diretamente a partir da prospeção geotécnica. No entanto há fatores que não foram incluídos na análise como o efeito da zona perturbada, a resistência hidráulica ao escoamento e o facto de a carga não ser transferida de imediato para o solo, mas sim de forma faseada. Este último fator parece ser um dos mais influentes nas discrepâncias registadas, dado que a aplicação instantânea do aterro leva a maiores assentamentos a curto prazo, tal como obtido pelo cálculo.

#### 4.2.6 Avaliação da influência do coeficiente de consolidação horizontal

Tratando-se do parâmetro que controla diretamente a velocidade com que a dissipação do excesso de pressão de água nos poros se dá na presença de drenos verticais, reveste-se de importância analisar o efeito do valor do coeficiente de consolidação horizontal na previsão do comportamento do aterro. Considerando uma variação paramétrica deste é possível analisar o efeito que isso irá produzir na consolidação ao longo do tempo, por comparação com o que foi medido. Na Figura 4.3 está ilustrado esse efeito.

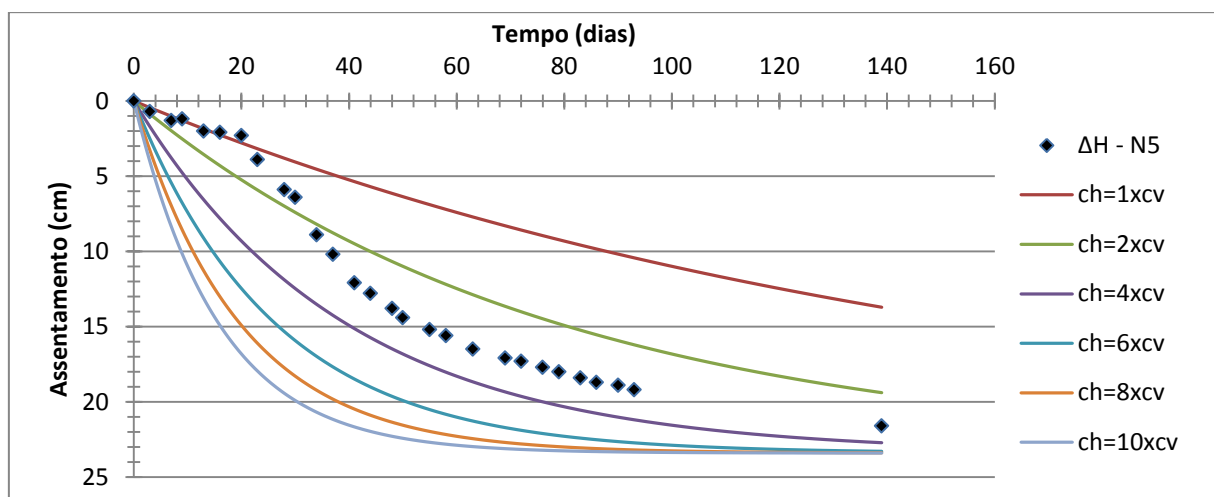


Figura 4.3 – Assentamento para diferentes valores de  $c_h$ .

Verifica-se à partida que a escolha correta do valor de  $c_h$  produz um efeito muito maior do que a consideração do efeito da consolidação vertical. Em termos absolutos, e para todos os valores parametrizados, mais uma vez se constata que na fase inicial, mesmo para os valores do coeficiente de consolidação horizontal que mais aproximam a curva do assentamento previsto com o medido, existem substanciais diferenças, essencialmente antes do dia 40.

Além disso as curvas não apresentam o mesmo tipo de andamento das leituras *in situ*, sendo as diferenças uma consequência de não se ter simulado a construção faseada do aterro. Apesar deste feito, percebe-se que um valor de  $c_h$  de cerca de  $4x_{c_v}$  é uma boa modelação deste parâmetro no caso particular deste solo.

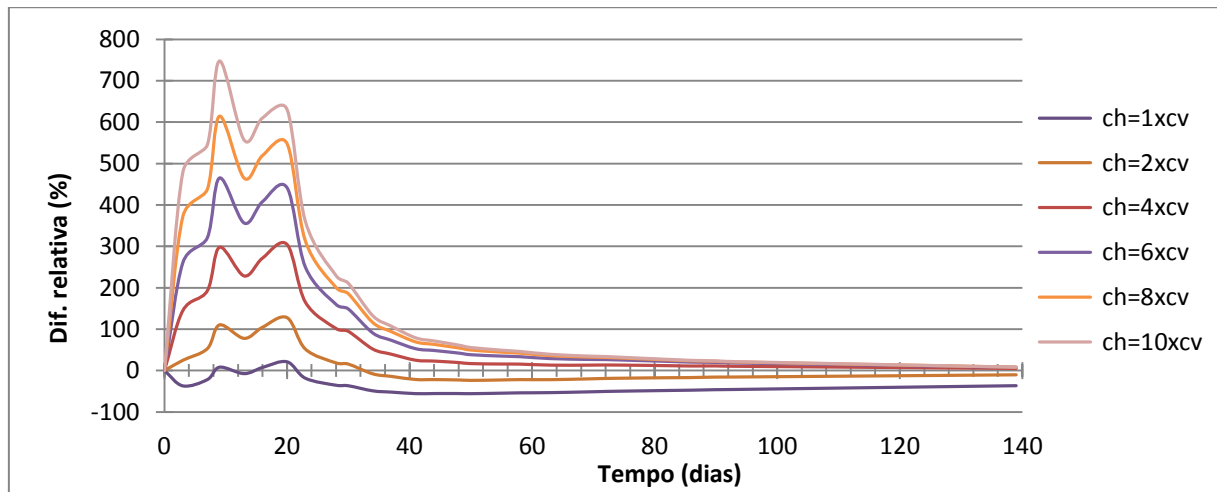


Figura 4.4 – Diferenças relativas para o assentamento real no ponto N5.

Este comportamento é explicitado na Figura 4.4, onde se apresentam as diferenças relativas para o assentamento medido. É bem visível a diferença no andamento das curvas, com o valor da diferença relativa a variar bastante no início da construção do aterro. Confirma-se que, tirando esse efeito, provavelmente um valor de  $c_h$  entre  $2x_{c_v}$  e  $4x_{c_v}$  será o mais indicado para uma estimativa mais aproximada do comportamento do aterro, sendo  $4x_{c_v}$  aquele em que as diferenças relativas mais se aproximam de zero, depois de ultrapassada a perturbação provocada pelo carregamento dependente do tempo, sensivelmente a partir do dia 40.

#### 4.2.7 Avaliação da influência do espaçamento da malha de drenos

No dimensionamento do espaçamento da malha de drenos existem fatores a levar em conta, e que são externos às características do solo. Condicionantes relativas à própria instalação em obra da malha de drenos, como custo e tempo de execução, bem como o tempo disponível ou desejável para atingir a consolidação pretendida, pré-determinam por si só o espaçamento a utilizar entre drenos. A grandeza da influência do espaçamento adotado pode ser verificada na Figura 4.5.

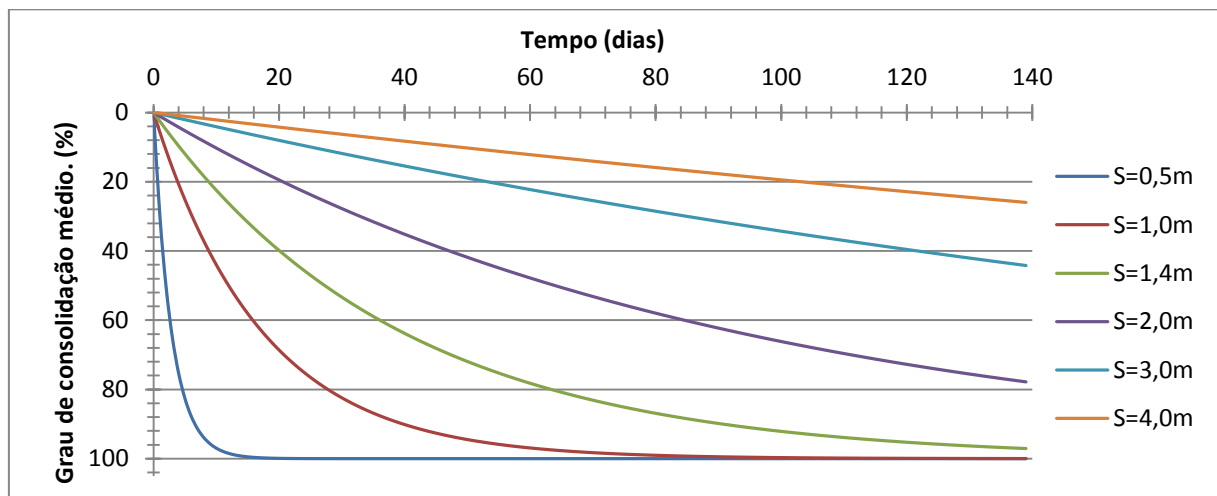


Figura 4.5 – Grau de consolidação médio devido a consolidação horizontal com a variação do espaçamento.

É possível verificar que o espaçamento adotado tem uma influência fulcral no desempenho da malha de drenos afetando em grande escala o tempo em que a consolidação se processa, daí ser essencial ponderar bem os fatores de forma a obter um dimensionamento otimizado, tanto geotécnica como economicamente.

#### 4.2.8 Consolidação horizontal com efeito da zona perturbada

Adotando os valores propostos por Indraratna e Redana (1998),  $s=5$  e  $k_h/k_s=1,15$  apresenta-se o efeito da zona perturbada na consolidação horizontal:

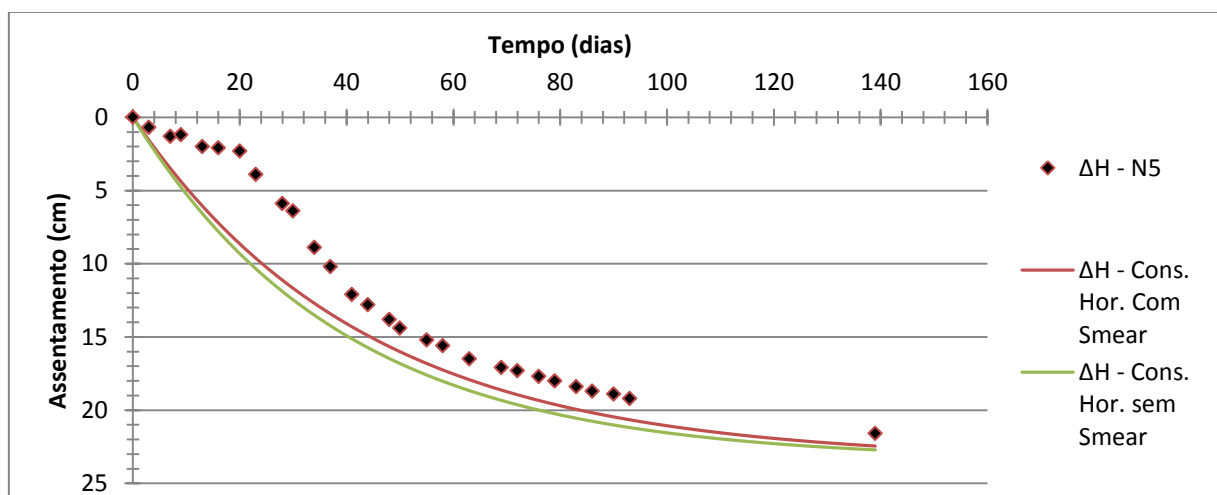


Figura 4.6 – Assentamento por consolidação horizontal com e sem efeito da zona perturbada.

É perceptível que o efeito da zona perturbada, reduz a velocidade de consolidação do estrato dado se adotar nessa zona um menor coeficiente de permeabilidade.

No entanto, e para os valores adotados, a diferença relativa não será de uma grandeza tal que a previsão inicial do comportamento do aterro seja decisivamente afetada por esta.

#### 4.2.9 Avaliação da influência da zona perturbada

Uma variação paramétrica dos valores  $s=d_s/d_w$  e  $k_h/k_s$ , permite ter uma ideia mais concreta da sua grandeza e das condições em que tal efeito poderá condicionar mais efetivamente a consolidação. Apresentam-se então análises paramétricas destes valores da Figura 4.7 a 4.9.

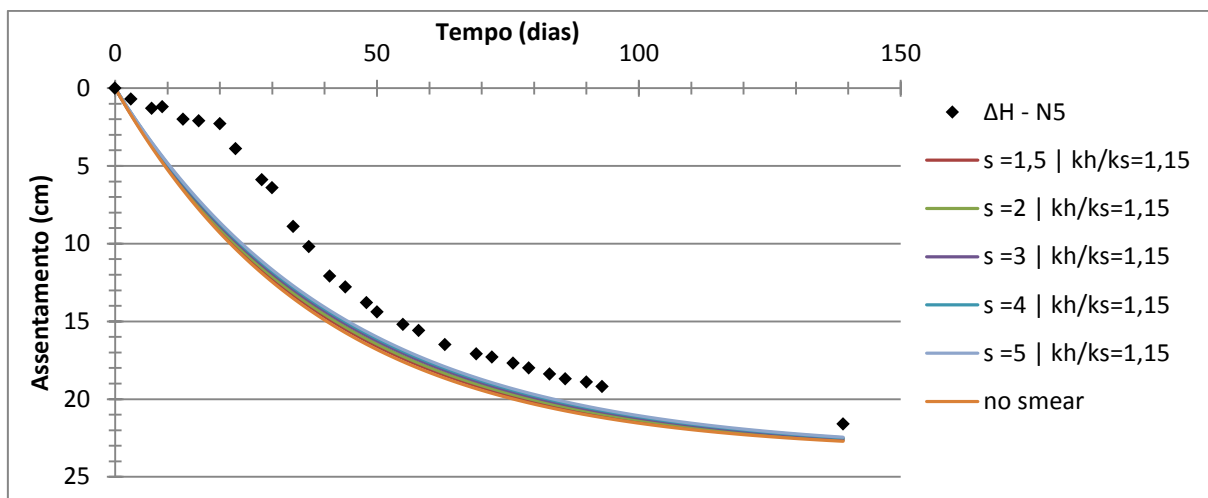


Figura 4.7 – Efeito do tamanho da zona perturbada no assentamento por consolidação horizontal.

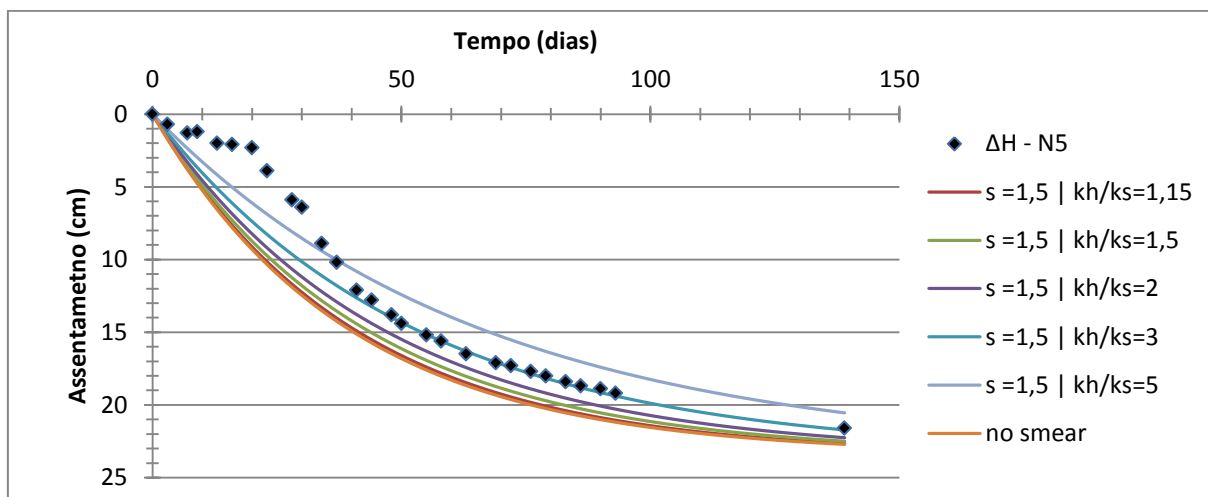


Figura 4.8 – Efeito da redução da permeabilidade no assentamento por consolidação horizontal.

Nas análises efetuadas verifica-se que incertezas na adoção da redução da permeabilidade na zona perturbada produzirão maiores alterações na previsão dos assentamentos que a determinação da dimensão desta. Tal é verificado também quando se representa no mesmo gráfico a variação de  $s$  e  $k_h/k_s$ . (Figura 4.9).

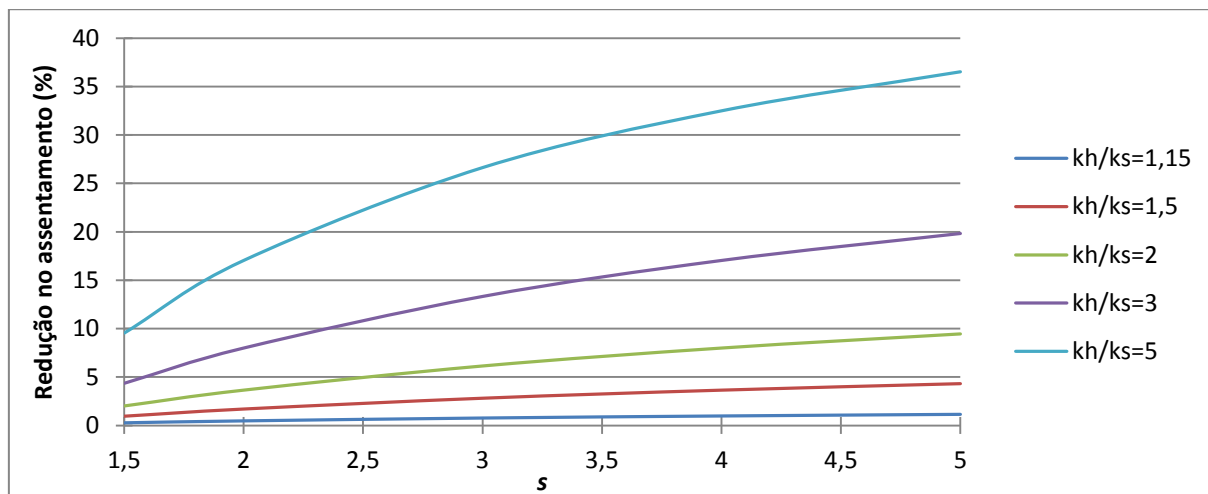


Figura 4.9 – Efeito no assentamento com a variação de  $s$  e  $k_h/k_s$  ( $t=139$  dias).

Com seria de esperar, tanto com o aumento da zona perturbada como com o aumento da redução na permeabilidade, existe uma diminuição na percentagem de assentamento, aos 139 dias. É possível observar que a perturbação da permeabilidade assume um papel mais preponderante em relação à dimensão da zona perturbada.

#### 4.2.10 Influência da zona perturbada com o espaçamento

A análise do efeito do espaçamento dos drenos e da zona perturbada na consolidação horizontal permitiu perceber a sua importância na velocidade a que a consolidação se processa. Na Figura 4.10 observa-se o retardamento relativo provocado pelo efeito da zona perturbada, com diferentes espaçamentos de drenos, para o tempo,  $t_{90}$ , em que se atinge um grau de consolidação médio devido a consolidação horizontal de 90%.

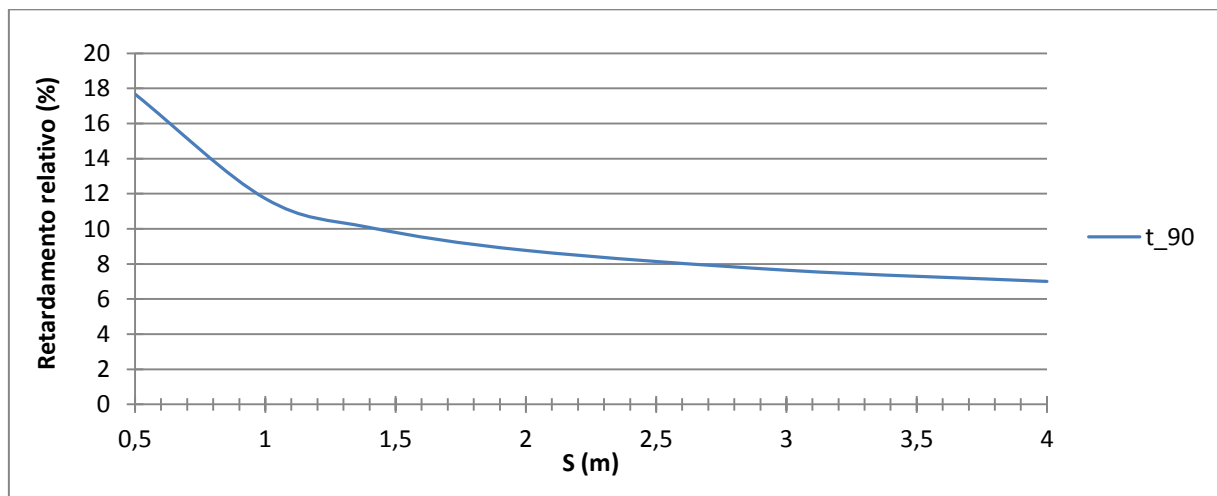


Figura 4.10 – Efeito da zona perturbada com a variação do espaçamento dos drenos.

Para a malha de drenos adotada, com espaçamento,  $S=1,4\text{m}$ , o retardamento relativo é de 10%, ou seja para se atingir o mesmo grau de consolidação médio, 90%, demoraria mais 10% dos dias, o que num prazo curto pode ser algo significativo. Para espaçamentos inferiores a 1,0m o efeito da zona perturbada aumenta significativamente, ou seja, para tempos de consolidação muito curtos, ou solos com coeficiente de consolidação horizontal muito alto, quando se adotam espaçamentos muito pequenos é essencial modelar o mais aproximadamente possível as características da zona perturbada.

#### 4.2.11 Avaliação da resistência hidráulica ao escoamento

A partir da equação (2.22) avalia-se se é necessário levar em conta ou não o efeito da resistência hidráulica ao escoamento. Para este caso de estudo o valor de  $W_r$  é de  $8,7 \times 10^{-3}$ , ou seja é inferior a 0,1 e pode ser desconsiderado na análise do comportamento do aterro. Este valor depende diretamente da capacidade de descarga do dreno utilizado, que pode ser escolhido de forma a evitar o efeito da resistência hidráulica. Para as características modeladas, este efeito devia ser levado em conta para drenos com capacidade de descarga,  $q_w$ , inferiores a  $8,6 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 4.2.12 Consolidação horizontal com carregamento dependente do tempo

A partir das análises anteriores verificou-se que a consideração do carregamento instantâneo produz grandes diferenças relativas no início da construção do aterro, atenuando-se estas diferenças ao longo do tempo. Na Figura 4.11 estão representadas as soluções propostas para se analisar o comportamento do aterro, introduzindo o efeito carregamento dependente do tempo.

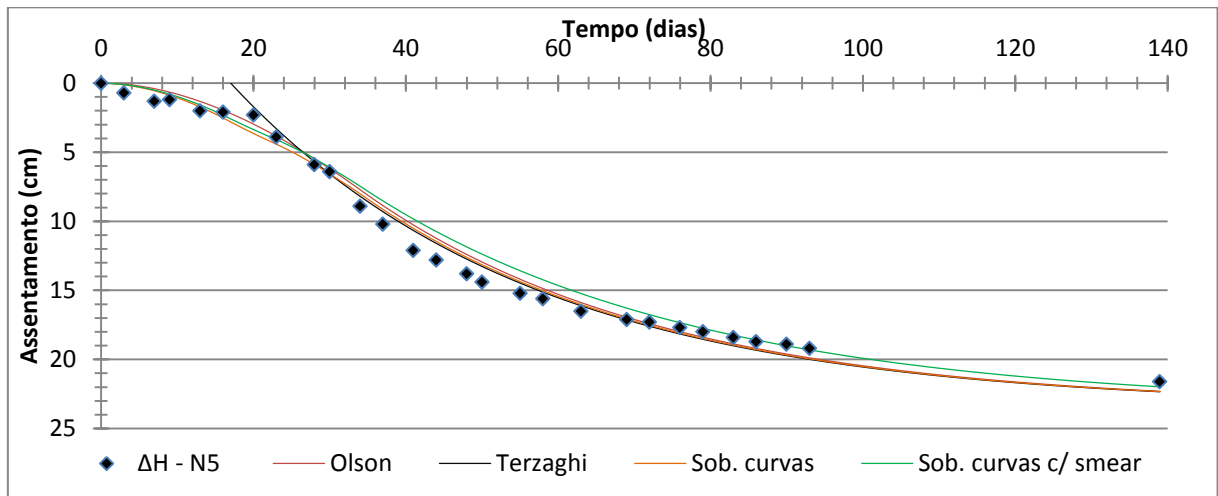


Figura 4.11 – Comparação das várias soluções com carregamento dependente do tempo.

Todas as curvas apresentam uma razoável concordância com a curva real de assentamentos, exceto a curva da solução proposta por Terzaghi, que como já tinha sido referido apresenta concordância para valores de consolidação acima de cerca de 20%. O coeficiente de consolidação horizontal adotado verifica-se aceitável de acordo com o que se pode observar. Verifica-se um retardamento da consolidação na solução com sobreposição de curvas quando se introduz do efeito da zona perturbada.

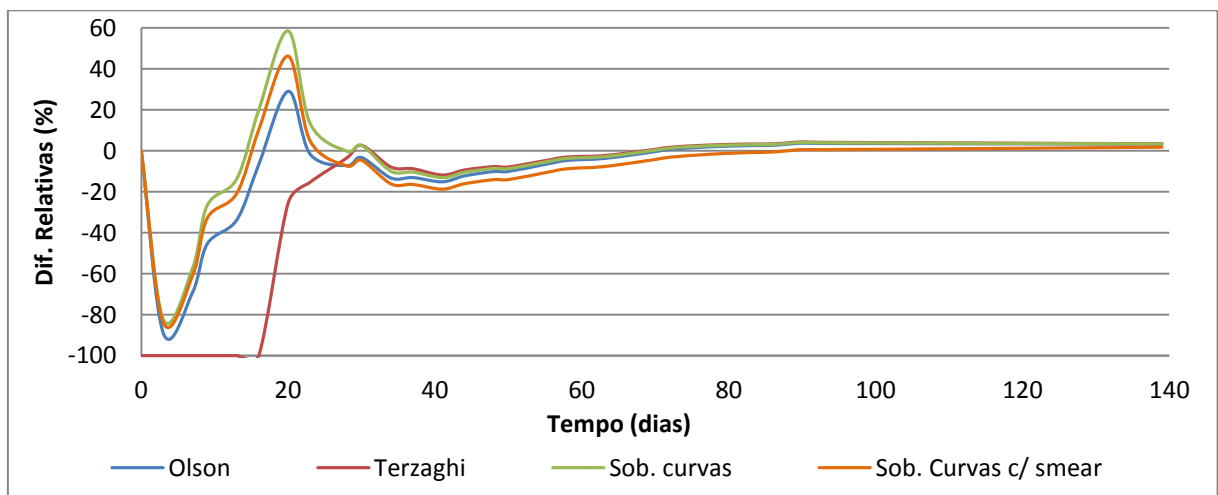


Figura 4.12 – Diferenças relativas das soluções com carregamento dependente do tempo.

Não é possível obter uma concordância total entre as soluções e o assentamento medido, não sendo possível para nenhuma delas reproduzir a 100% o comportamento do aterro, no entanto, as maiores diferenças relativas verificam-se na fase de construção do aterro, para valores de consolidação inferiores a 20% (Figura 4.12). Em termos de valores absolutos, as diferenças nesta fase mantêm-se inferiores a 1,3 cm.



Depois dos 20% de consolidação a maior diferença absoluta é na solução com sobreposição de curvas e efeito da zona perturbada, sendo de 2,3 cm. Apesar de parecer á partida não ter uma grande influência na previsão do comportamento do aterro, ou mesmo para o seu dimensionamento, uma vez que não se conseguiu um ajuste entre as previsões e as leituras, considerar o efeito da zona perturbada coloca o projetista do lado da segurança.

No dimensionamento da malha de drenos pelo projetista, o carregamento foi considerado instantâneo. Na realidade o carregamento não é instantâneo mas é dependente do tempo, e sendo o tempo de construção do aterro relativamente grande, a análise do grau de consolidação médio não poderá ser feita para os 90 dias. Tendo em conta a solução proposta por Terzaghi para a influência do carregamento dependente do tempo, que obtém boas previsões para consolidação acima de 20%, pode-se perceber que a comparação deverá ser feita aos  $90+t_c/2$  dias, sendo para N5,  $t_c = 34$  dias. Assim, o grau de consolidação médio será analisado aos 107 dias depois do início da construção.

Quadro 4.4 – Grau de consolidação horizontal médio e assentamentos pela teoria da consolidação – N5

	Olson	Terzaghi	Sob. Curvas	Sob. Curvas c/ Smear
$\Delta H - 107$ dias (cm)	21,4	21,5	21,5	21,0
$\Delta H$ total (cm)	23,4	23,4	23,4	23,4
$\bar{U}_h$ (%)	91,4	91,8	91,8	89,7

Com as metodologias propostas obtiveram-se graus de consolidação médio de cerca de 90% estando estes de acordo com os objetivos do dimensionamento para 107 dias. Desta análise o que importa salientar é a enorme diminuição das diferenças relativas para a situação da secção 4.2.5. em que se considera a carga aplicada instantaneamente. Mais que os outros efeitos estudados, o carregamento dependente do tempo produz as maiores diferenças relativas quando não levado em conta.

### 4.3 Análise pelo MEF – *Plaxis* - Perfil C

#### 4.3.1 Modelação do perfil C

Foi reproduzida no *Plaxis* a geometria aproximada do Perfil C obtida a partir da prospeção geotécnica. As propriedades dos diversos tipos de solo também foram modeladas com base nessa prospeção e apresentam-se no Quadro 4.5. Apesar do modelo de *Soft Soil* à partida simular mais adequadamente solos moles em consolidação, a falta de alguns parâmetros não permite proceder á análise, utilizando-se em alternativa o modelo de *Mohr-Coulomb*.

As características de deformabilidade das camadas menos compressíveis, A, Ha e Hal foram obtidas a partir das correlações propostas por Teixeira e Godoy (1996) com base nos resultados de ensaios SPT. Dos resultados obtidos nos ensaios edométricos verifica-se uma alteração nas características da camada silto-argilosa, Hl, do perfil 5 para o perfil 7. Assim, consideraram-se dois tipos de solo Hl, com características de deformabilidade e de consolidação diferentes, do perfil 1 ao perfil 6 [HI(1-6)] e do perfil 6 ao perfil 8 [HI(6-8)].

Quadro 4.5 – Parâmetros adoptados na simulação perfil C

	A	Ha	Hal	HI (1-6)	HI (6-8)	Est. Rígido
$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,5	18	18	16	16	26
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	20	20	19	19	26
$c_h$ (x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s)	-	-	-	19,0	6,3	-
$k_x$ (x10 <sup>-10</sup> m/s)	8	8	8	5,69	4,12	-
$c_v$ (x10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s)	-	-	-	4,7	1,5	-
$k_y$ (x10 <sup>-10</sup> m/s)	8	8	8	1,42	1,03	-
$E_{\text{oed}}$ (kPa)	-	-	-	3333	1666	Inf.
$E_{\text{ref}}$ (kPa)	16200	56000	14400	2077	1038	Inf.
$\nu$	0,25	0,3	0,3	0,35	0,35	0,3
$c_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5	5	5	30	30	-
$\Phi'$ (°)	30	30	30	25	25	-
$\Psi$ (°)	0	0	0	0	0	-
Análise	<i>Drained</i>	<i>Drained</i>	<i>Drained</i>	<i>Undrained</i>	<i>Undrained</i>	<i>Non porous</i>

Nos cálculos consideraram-se parâmetros drenados do solo tendo sido considerada a situação *Undrained* para os solos argilosos, Hl, permitindo desta forma a geração de pressões intersticiais devido ao carregamento. Os parâmetros de resistência do solo argiloso Hl,  $c_{\text{ref}}$  e  $\Phi'$  foram modelados a partir de ensaios triaxiais consolidados não drenados, efetuados mais recentemente (2008), uma vez que a informação conhecida dos ensaios realizados em 1985 não permitia obter tais parâmetros. A Quadro 4.13 mostra o aspeto da geometria e da malha do perfil C modelada para as análises com o coeficiente de permeabilidade global equivalente.

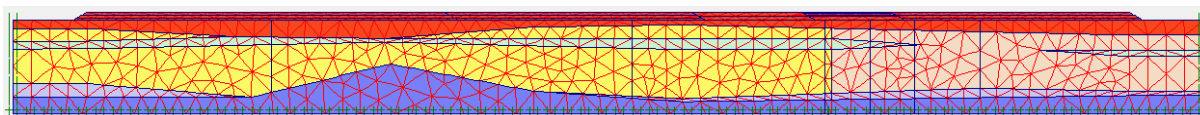


Figura 4.13 – Geometria e malha de elementos finitos para análise no *Plaxis*.

Como referido, para a modelação em EPD foram determinados os coeficientes de permeabilidade global equivalente pelo método simplificado e pelo método de Asaoka, para

os estratos HI do perfil C, considerando características de deformabilidade e permeabilidade diferentes do perfil 1 ao perfil 6 [HI(1-6)] e do perfil 6 ao perfil 8 [HI(6-8)]. A diferença nos estratos HI é visível no modelo pela mudança de cor.

Para determinação do coeficiente de permeabilidade global equivalente pelo método simplificado do perfil 1 ao 6 foram utilizadas as condições geométricas e de drenagem da camada HI no ponto N5, uma vez que se afiguram as mais condicionantes: maior espessura e drenagem superior apenas. Para a zona do perfil 6 ao perfil 8 o critério foi o mesmo e foram utilizadas as condições no ponto N14, por serem mais condicionantes.

Uma vez que o carregamento não é instantâneo mas sim dependente do tempo, é sensato pensar no método proposto por Terzaghi para carregamento dependente do tempo para calcular o coeficiente de permeabilidade global equivalente e utilizar um tempo,  $t$ , que tenha em consideração esse efeito. Usar 90 dias como tempo para cálculo do  $c_{v\_eq}$ , seria considerar que o carregamento seria instantâneo a partir do dia em que começaram os trabalhos. No entanto, esta consideração não está correta e é mais lógico utilizar o tempo  $t$ , então, igual  $90+t_c/2$  dias, em que  $t_c$  é o tempo de construção do aterro.

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade equivalente pelo método de Asaoka, no caso do ponto N5 os dados são muito escassos e mesmo recorrendo a um intervalo de tempo curto,  $\Delta t=7$  dias, apenas se possuem 12 leituras, para criar o gráfico e obter  $\beta_1$ . No ponto N14, são conhecidas mais leituras e com o mesmo intervalo de tempo, são utilizadas 16 leituras. No Quadro 4.6 apresentam-se os coeficientes de permeabilidade global equivalente obtidos por ambos os métodos.

Quadro 4.6 – Coeficientes de permeabilidade equivalente – Modelação em EPD

	Método Simplificado		Método Asaoka Modificado		
	$k_y$ ( $\times 10^{-8}$ m/s)	$k_x$ ( $\times 10^{-8}$ m/s)	$\beta_1$ ( $\Delta t=7$ dias)	$k_y$ ( $\times 10^{-8}$ m/s)	$k_x$ ( $\times 10^{-8}$ m/s)
HI (1-6)	6,6	26,6	0,86	7,1	28,9
HI (6-8)	4,2	17,3	0,89	4,1	16,2

Para a análise no estado axissimétrico foi feita uma modelação de uma célula unitária, com o diâmetro de influência do dreno, em que o material que representa o dreno tem as mesmas características da camada que atravessa, exceto a permeabilidade que foi calculada, sendo,  $k_w=0,42$  m/s (36371 m/dia). Em axissimetria é possível também representar a zona perturbada, tendo-se de acordo com Indraratna e Redana (1998) assumido  $s = 5$  e  $k_h/k_s=1,15$ .

A célula unitária criada no *Plaxis* respeita o modelo de Hansbo (Figura 2.9) com as características geométricas do Quadro 4.3 e do Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Espessuras dos estratos no modelo axissimétrico.

Camada	Ponto N5	Ponto N11	Ponto N14
A	5,4 m	1,8 m	4 m
H1	-	4,2 m	-
Ha1	2,6 m	3,2 m	-
H1	15,6 m	15,9 m	18,8 m
Ha	-	0,7 m	2,6 m

Serão também apresentados os resultados da previsão analítica pelo método da sobreposição de curvas para prever o carregamento dependente do tempo, com influência da zona perturbada, uma vez que produziu bons resultados, sendo assim uma base de comparação com a análise axissimétrica. Neste método o carregamento foi dividido em L carregamentos mais pequenos, com L igual ao número de dias que o aterro demorou a ser colocado (Quadro 4.1).

#### 4.3.2 Assentamentos verticais – Perfil C - Área 1 - N5

Apresentam-se na Figura 4.14 os resultados para as diversas análises no *Plaxis*, em comparação com os assentamentos reais da placa N5 e com os resultados da teoria da consolidação com carregamento dependente do tempo pelo método da sobreposição de curvas. No Quadro 4.8 apresentam-se os assentamentos finais e para o tempo de referência, bem como o grau de consolidação médio, para comparação entre métodos.

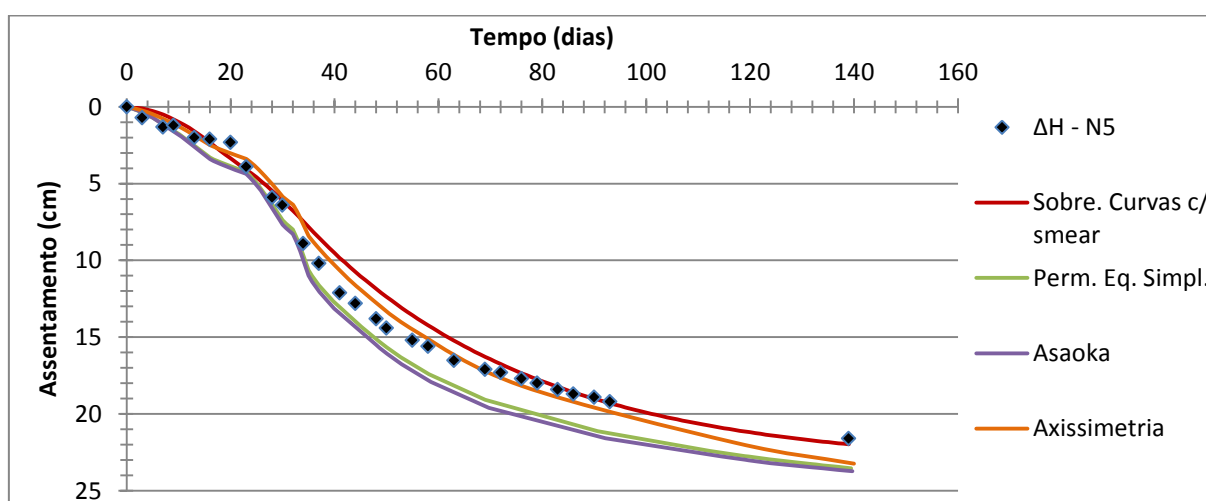


Figura 4.14 – Assentamento no ponto N5.

Quadro 4.8 – Grau de consolidação médio e assentamentos pelo *Plaxis* – N5

	Sob. Curvas	Simplificado	Asaoka	Axissimetria
$\Delta H - 107$ dias (cm)	20,4	22,1	22,3	21,3
$\Delta H$ total (cm)	23,9	24,8	24,8	25,7
$\bar{U}$ (%)	85,3	89,1	89,9	82,9

Do que é permitido observar, as curvas teóricas dos vários métodos são bastante aceitáveis quando comparadas com a curva real, quer em termos de valores finais, quer em termos de valores parciais ou andamento da curva. A curva obtida a partir da modelação em estado de axissimetria correlaciona melhor com o método analítico da sobreposição de curvas, o que faz sentido, uma vez que apesar do cálculo ser diferente, em termos de modelação geométrica e das características geotécnicas dos solos e também das características da malha de drenos estas são idênticas. Apenas na fase inicial do faseamento do aterro apresentam maiores diferenças uma vez que este é tratado de maneira diferente. No *Plaxis* a colocação é faseada camada a camada, enquanto pelo método da sobreposição de curvas a irregularidade temporal é diluída no tempo total de colocação do aterro. As duas análises referidas foram feitas para um modelo de célula unitária com as características geométricas e da malha de drenos específicas do ponto enquanto a análise em estado plano de deformação através dos coeficientes de permeabilidade equivalente foi feita para todo o perfil C, com as características já referidas acima, sendo por isso diferentes as condições quer geotécnicas, quer de fronteira no ponto a analisar. O método da sobreposição de curvas pela teoria da consolidação apresenta a curva com os assentamentos mais baixos apesar de a diferença ser diminuta. Tal seria de esperar, uma vez que esta não contempla os assentamentos imediatos, que apesar de não serem representativos, poderão proporcionar esta diferença.

No caso axissimétrico, os assentamentos produzidos são ligeiramente superiores aos métodos em EPD, mas o nível de assentamento é inferior, indicando uma velocidade de consolidação menor, e por sua vez, um grau de consolidação médio menor. Apesar da boa relação que as curvas teóricas apresentam com as leituras, é possível notar uma ligeira sobrestimação da deformabilidade da camada compressível, em todos os métodos, exceto na sobreposição de curvas, mas que não contempla assentamentos imediatos. É possível notar que no final das leituras, aos 139 dias, quando as curvas já tendem para uma estabilização, os assentamentos são um pouco superiores aos registados, 21,6 cm., levando a crer que a camada argilosa, seja ligeiramente menos deformável que o considerado, mas sendo a diferença muito pequena. Também poderá acontecer que a espessura da camada H1 e Hal não esteja perfeitamente bem estimada. A sobrestimação da camada H1 e uma subestimação do tamanho da camada Hal produziria uma previsão mais elevada dos assentamentos.

O grau de consolidação médio encontra-se sobrestimado para as curvas do *Plaxis*, uma vez que o valor do assentamento está afetado pelos assentamentos imediatos, que já se deram na totalidade. No entanto, a diferença é praticamente irrelevante. Verifica-se que a consolidação obtida se situa dentro do que era objetivo e é idêntica entre métodos.

Apesar de existirem diversos fatores que condicionam as curvas teóricas, dependendo da modelação efetuada, para o ponto N5, os valores adotados acabam por não se revelar desajustados, dentro das limitações da informação que é conhecida sobre o local, quer principalmente em termos de grandeza de deformações e velocidade de consolidação.

### 4.3.3 Assentamentos verticais – Perfil C - Área 2 – N11

Com base no perfil C apresentado na Figura 4.13, no faseamento construtivo proposto no Quadro 4.1 e nos parâmetros propostos no Quadro 4.5, 4.6 e 4.7, foram efetuadas o mesmo tipo de análises que no ponto N5. Na Figura 4.15 mostram-se os resultados obtidos para a previsão de assentamentos em N11. No Quadro 4.9 apresentam-se os assentamentos finais e para o tempo de referência, bem como o grau de consolidação, para comparação entre métodos.

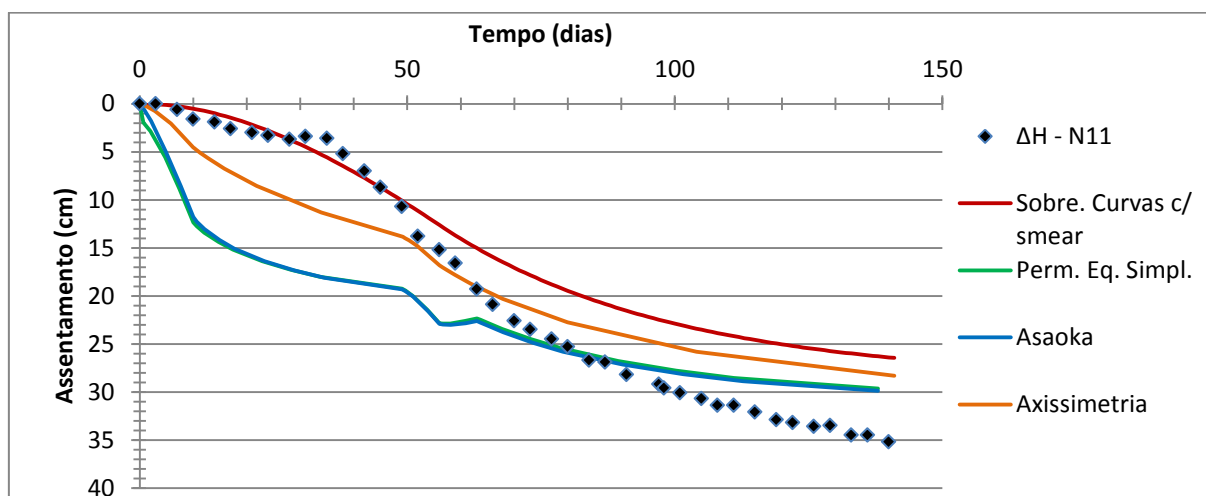


Figura 4.15 - Assentamento no ponto N11.

Quadro 4.9 - Grau de consolidação médio e assentamentos pelo *Plaxis* – N11

	Sob. Curvas	Simplificado	Asaoka	Axissimetria
$\Delta H - 116$ dias (cm)	25,2	29,0	29,0	27,1
$\Delta H$ total (cm)	29,3	31,2	31,6	30,83
$\bar{U}$ (%)	86,0	92,3	91,7	87,9

A concordância entre as curvas dos vários métodos apresentados não se aproxima da obtida para o ponto N5. A curva do método da sobreposição de curvas pela teoria da consolidação de Terzaghi, apesar de inicialmente se aproximar da curva real, acaba por subestimar os assentamentos. O que é comum a todos os métodos é uma subestimação da deformabilidade da camada de solo argiloso. Com o módulo de deformabilidade edométrico adotado do perfil 1 ao perfil 6, as deformações obtidas para este ponto ficam aquém do esperado. Voltando a analisar os valores do Quadro 3.3, observa-se à partida um agravamento das características de deformabilidade do perfil 1 para o perfil 6, sendo possível que o solo argiloso na zona desta placa fosse na verdade mais deformável que o admitido. O assentamento da última leitura é de 35,2 cm, o que traduz uma grande diferença para os assentamentos últimos dos diversos métodos. Novamente se poderá questionar a modelação geométrica adotada, mais ainda, uma vez que se considera uma camada de solo silto-arenoso, Hal, entre duas camadas de solo argiloso. Se esta camada não foi bem definida, ou por estar entre duas camadas argilosas e poder estar contaminada, ou mesmo por má geometria adotada, os resultados previstos virão afetados. As curvas dos métodos da permeabilidade equivalente, tanto simplificado como Asaoka, são coincidentes uma vez que os valores obtidos são praticamente iguais. Estas curvas têm a particularidade de vir afetadas ao dia 56, ou seja ao dia 188 depois do início do carregamento em N5, pelo levantamento da superfície. Esta deformação no sentido ascendente é provocada pelo carregamento na zona imediatamente adjacente que provoca o levantamento do terreno em N11. Mais uma vez as curvas da análise axissimétrica no *Plaxis* e pela teoria da consolidação apresentam um certo paralelismo, exceto na fase de construção do aterro devido à maneira como este é tratado. A diferença entre elas poderá estar nos assentamentos imediatos considerados no *Plaxis*. Outro aspeto é o facto de o método da sobreposição de curvas subestimar a consolidação da camada de H1 mais à superfície, uma vez que na realidade o assentamento relativo a esta camada se dá mais rapidamente que o considerado, porque a camada é menos espessa e consolida mais facilmente que a camada mais espessa. Apesar da notória discrepância na grandeza dos assentamentos, é possível observar uma diferença também no tipo de andamento das curvas nos momentos da colocação das camadas. Tal facto pode indicar que a informação sobre o momento da colocação das camadas de aterro sobre este ponto poderá não ter sido exatamente como foi relatado, dando a ideia que as ultimas duas camadas teriam sido colocadas mais juntas, mais tarde.

#### **4.3.4 Assentamentos verticais – Perfil C - Area 3 – N14**

Novamente, com base no perfil C apresentado na Figura 4.13, no faseamento construtivo proposto no Quadro 4.1 e nos parâmetros propostos no Quadro 4.5, 4.6 e 4.7 foram efetuadas o mesmo tipo de análises que no ponto N5 e N11. Na Figura 4.16 mostram-se os resultados obtidos para a previsão de assentamentos na placa N14. No Quadro 4.10 apresentam-se os assentamentos finais e para o tempo de referência, bem como o grau de consolidação, para comparação entre métodos.

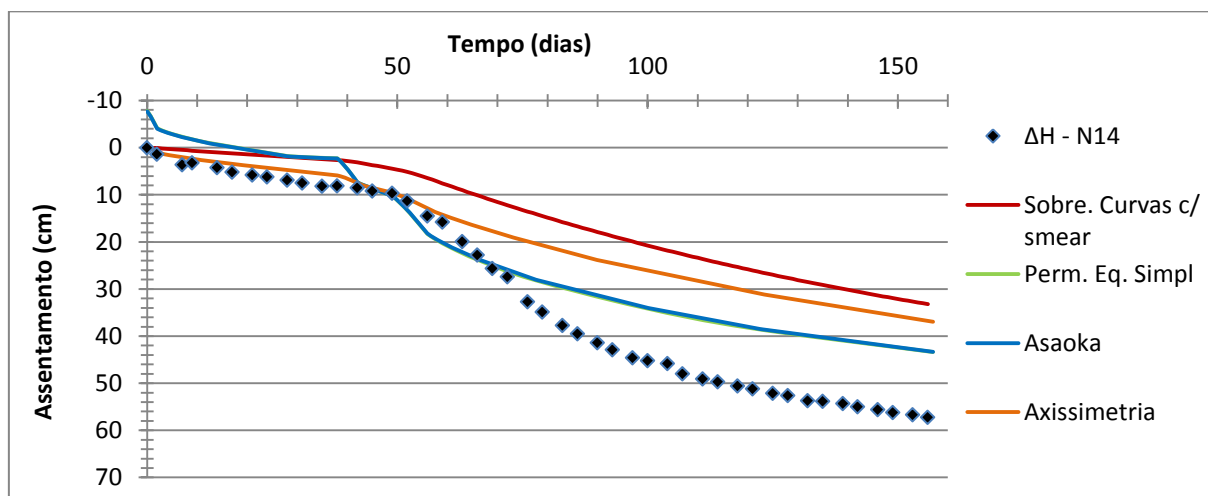


Figura 4.16 - Assentamento no ponto N14.

Quadro 4.10 - Grau de consolidação médio e assentamentos pelo *Plaxis* – N14

	Sob. Curvas	Simplificado	Asaoka	Axissimetria
$\Delta H - 119$ dias (cm)	25,6	38,2	38,2	30,5
$\Delta H$ total (cm)	56,4	58,3	58,3	57,0
$\bar{U}$ (%)	45,4	65,5	65,5	53,5

Todos os métodos de previsão subestimam o grau de consolidação médio neste ponto. O valor da última leitura no dia 156 é de 57,2 cm e apesar do valor máximo previsto pelos diversos métodos se aproximar deste valor, que não é o assentamento último, a velocidade de consolidação prevista parece à partida demasiado baixa em relação à realidade. Os métodos da permeabilidade global equivalente originam curvas sobrepostas, uma vez que o valor do coeficiente de permeabilidade equivalente é praticamente igual. Apesar do método de determinação dos coeficientes não ser sequer idêntica, os valores são idênticos, mas o que é visível é que a velocidade de consolidação não é tão alta como na realidade. A adoção da relação  $k_h=4k_v$  pode revelar-se demasiado conservativa para esta zona do aterro, sendo à partida o único fator que seria de esperar que condicionasse a consolidação, uma vez que o valor de  $k_v$  é calculado admitindo o grau de consolidação médio que se pretende no método simplificado, e este é idêntico ao obtido pelo método de Asaoka. Nestas curvas é apresentado um assentamento negativo que no caso representa um levantamento da placa N14 devido a um carregamento adjacente a esta, que pode ser observado na Figura 4.17, aos 300m.



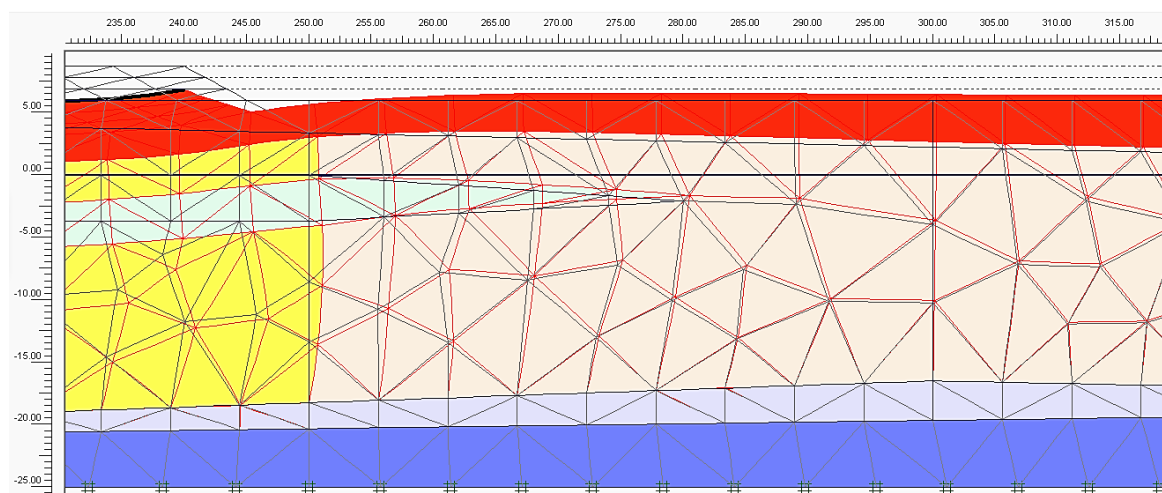


Figura 4.17 – Secção da deformada do perfil C no final da consolidação devido à 3ª camada de aterro da Área 2 e antes do início do aterro na Área 3. (escala ampliada 10 vezes)

Apesar de ser possível colocar o início dos assentamentos a zero, ou seja subtrair este assentamento negativo, o que aconteceria é que se estaria a adicionar este valor ao valor final, levando a supor que a deformação do solo seria superior ao que é na realidade. O assentamento último devido à deformação da camada compressível não irá aumentar devido a este levantamento inicial da placa, e depois de reajustada a rotação do terreno, o assentamento total é idêntico ao que existiria se não tivesse existido este fenómeno.

Em relação às curvas das análises pela sobreposição de curvas e axissimetria, o seu andamento é bastante idêntico, sendo a sua diferença principal no valor dos assentamentos. Tal não significa que as análises não sejam concordantes, uma vez que a análise axissimétrica pelo *Plaxis* contempla os assentamentos imediatos das camadas menos compressíveis sendo possível que derive daí a diferença. No entanto, ambas se afastam da curva real de assentamentos e verifica-se que o grau de consolidação médio apresentado no Quadro 4.10 não se chega a aproximar do pretendido. Estes valores são bastantes próximos e poderão indicar que o valor adotado para o coeficiente de consolidação horizontal, e consequentemente o valor do coeficiente de permeabilidade horizontal se encontra subestimado. É de crer que a consideração de  $c_h=4xc_v$  não seja uma modelação correcta das condições reais e mesmo o valor de  $c_v=1,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  adotado poderá ser demasiado conservativo. Recorrendo ao método de Asaoka para determinar o coeficiente de consolidação para drenagem puramente horizontal obtém-se um valor de  $c_h=12,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , ou seja uma relação de aproximadamente  $c_h=8xc_v$ . Mesmo que o método de Asaoka não seja completamente fiável devido à limitada informação de leituras existente, este valor obtido pode ser uma indicação aceitável que o valor do coeficiente de consolidação horizontal foi subestimado para esta zona do aterro, e que existe efetivamente uma mudança nas características da camada H1 na zona nascente do aterro, não só em termos de

deformabilidade, mas também em termos de consolidação e na relação da permeabilidade entre as direções vertical e horizontal. De referir que o projetista usou uma relação de  $c_h=10c_v$  nesta zona não por ter informação concreta sobre esta relação mas uma vez que na área a partir do perfil 6, segundo o relatório, o cálculo do sistema de consolidação acelerada não necessitaria de ser tão conservador como nas áreas 1 e 2 que impunham um tempo parcial mais curto.

#### 4.3.5 Deslocamentos horizontais – Área 2 - Inclínometro T4

Foram analisados os deslocamentos horizontais recorrendo ao método da permeabilidade global equivalente simplificado, na zona da saia do aterro 2, junto ao perfil 6, aos 248m e comparados com valores medidos pelo inclinómetro T4 (Figura 4.18), o qual regista maior amplitude de deslocamentos. Foram efetuadas duas análises, a primeira com os módulos de deformabilidade edométrico adotados no Quadro 4.5 e outra em que o módulo de deformabilidade edométrico,  $E_{oed}$  é uniforme em todo o perfil C, de valor 3333 kPa,

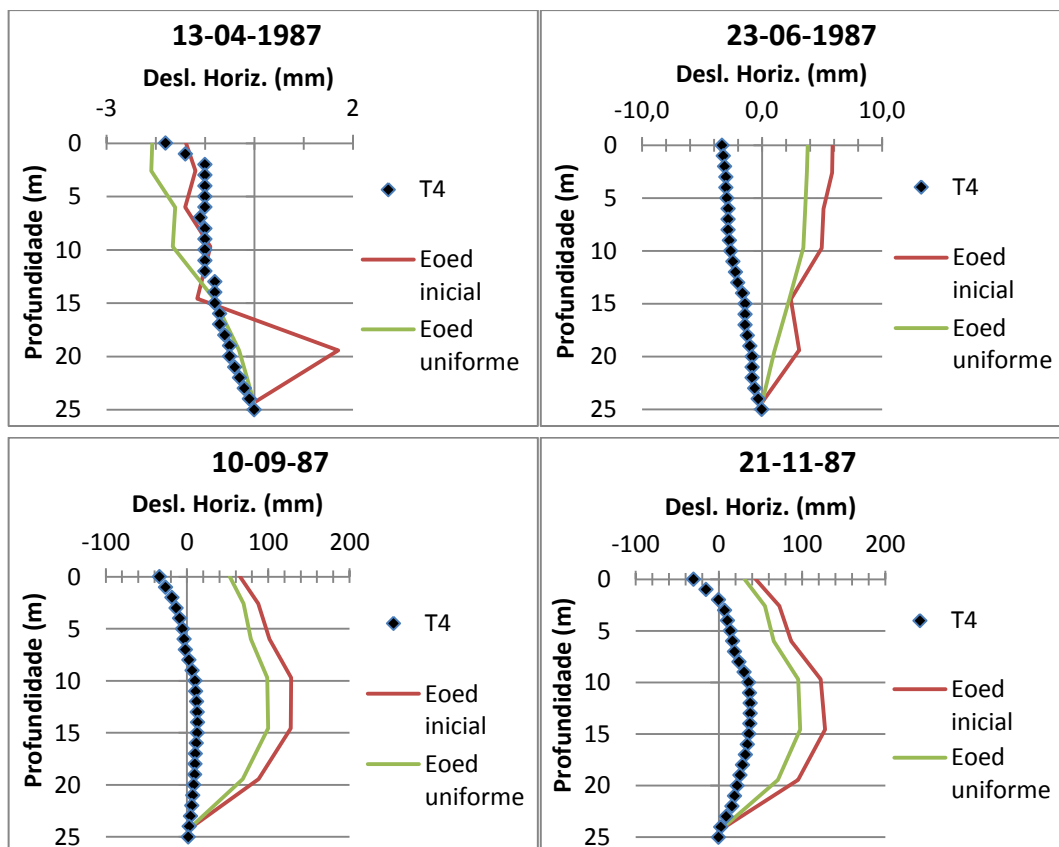


Figura 4.18 – Deslocamentos horizontais na zona do inclinómetro T4.

Importa explicar que o sentido negativo é na direção do perfil 1 e o sentido positivo na direção do perfil 8. O primeiro gráfico, de 13-04-87 corresponde ao instante em que se

termina o carregamento da zona A1 e o que se verificou na realidade foi uma inclinação ou rotação do inclinómetro na direção do aterro da Área 1, o que surge provavelmente associado a uma deformação do terreno devido à expulsão dos excessos de pressão intersticial associada a colocação dos drenos e provavelmente sem influência do aterro devido à distância deste. A análise no *Plaxis* nesta fase acompanha essa tendência. A 23-06-87, depois da consolidação da zona A1 e antes do início da construção do 2º aterro, a mesma situação se verifica, no entanto, a análise pelo *Plaxis* não acompanha o movimento do inclinómetro T4, mostrando resultados que representariam uma deformação do solo na direção do perfil 8. As medições nos instantes de tempo seguintes, 10-09-1987 e 21-11-87, no final do carregamento da área A2 e no final da sua consolidação, respetivamente, mostram que à superfície existe um deslocamento no sentido negativo, mas que a meio da profundidade do perfil, o deslocamento horizontal é máximo e no sentido positivo, o que leva a pensar que juntamente com o deslocamento do solo nessa zona, ocorre também uma rotação. Pode-se tentar imaginar este movimento do solo se o compararmos com o movimento da água ao tentarmos afundar rapidamente por exemplo um material semi-flexível, como um colchão insuflável. Ao afundar, a água terá um movimento para o exterior em profundidade, mas para o interior à superfície. Neste caso, a ideia que dá é que o solo se abate sobre si mesmo. No entanto, este efeito não é reproduzido pelo *Plaxis*, verificando-se um deslocamento horizontal muito maior que uma rotação, seja à superfície, seja em profundidade, mas qualitativamente idêntico às leituras. Este resultado poderá surgir devido às próprias características da modelação utilizada no *Plaxis*, uma vez que a zona de divisão das características da camada aluvionar, H1, se situa na zona onde se fez esta análise. Com os parâmetros adotados, à esquerda do inclinómetro [H1(1-6)] tem-se um material duas vezes menos deformável do que à direita. De forma a ultrapassar este aspeto, fez-se uma análise em que o solo H1 é uniforme à esquerda e à direita do inclinómetro, com a deformabilidade admitida em [H1(1-6)] e que é representada pela curva a verde. Mesmo assim, apesar desta alteração, a mesma tendência da análise com a modelação inicial é verificada. Apesar dos deslocamentos serem menores, os resultados não se aproximam das medições, o que poderá ficar a dever-se à própria anisotropia do solo e pelo facto do modelo não conseguir representar. Independentemente das diferenças absolutas, o andamento da curva real e das curvas estimadas apresentam troços idênticos, o que significa que a estratificação efetuada é uma boa aproximação da realidade. Os inclinómetros T5 e T6 estão colocados na mesma zona, mas mais afastados da saia do aterro. A tendência dos deslocamentos é a mesma que no inclinómetro T4 mas com amplitudes menores.

#### **4.3.6 Pressão Intersticial – Área 2 – P4, P5, P6**

Foi feita uma comparação entre os valores do excesso de pressão de água nos poros medido nos piezómetros P4, P5 e P6 instalados junto ao ponto N11, às cotas -8,5m, -11m e -13,5m respetivamente, os simulados pelo *Plaxis* para o método da permeabilidade global equivalente e axissimetria. Os resultados apresentam-se nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21.

De salientar que os resultados apresentados para o estado axissimétrico são os obtidos para o ponto mais afastado do dreno na célula unitária.

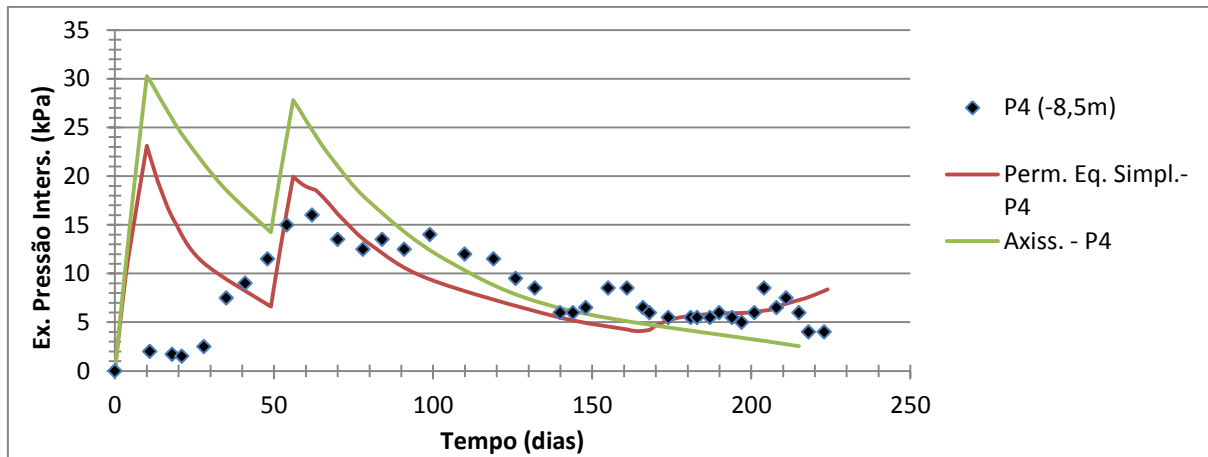


Figura 4.19 -Excesso de pressão intersticial – piezômetro P4

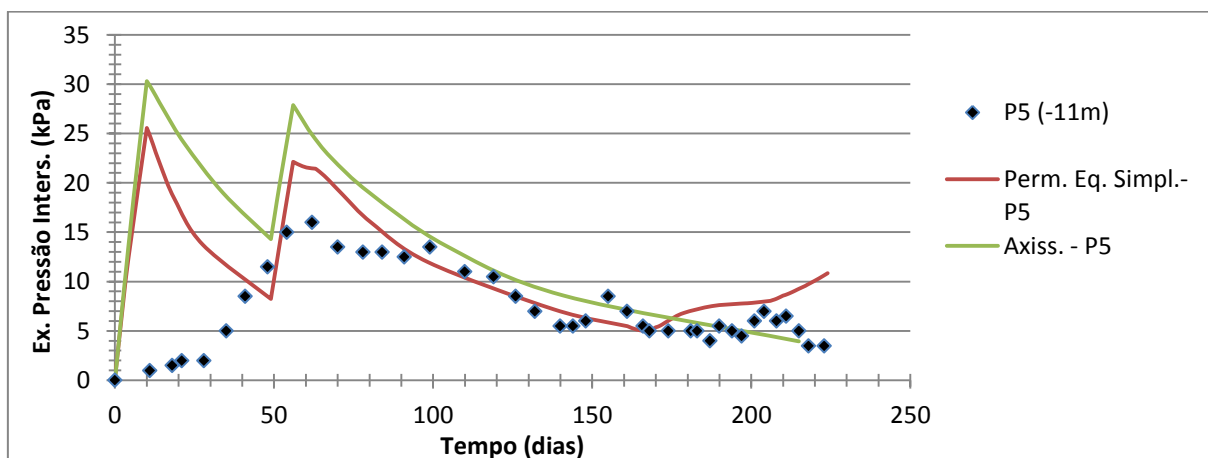


Figura 4.20 - Excesso de pressão intersticial – piezômetro P5

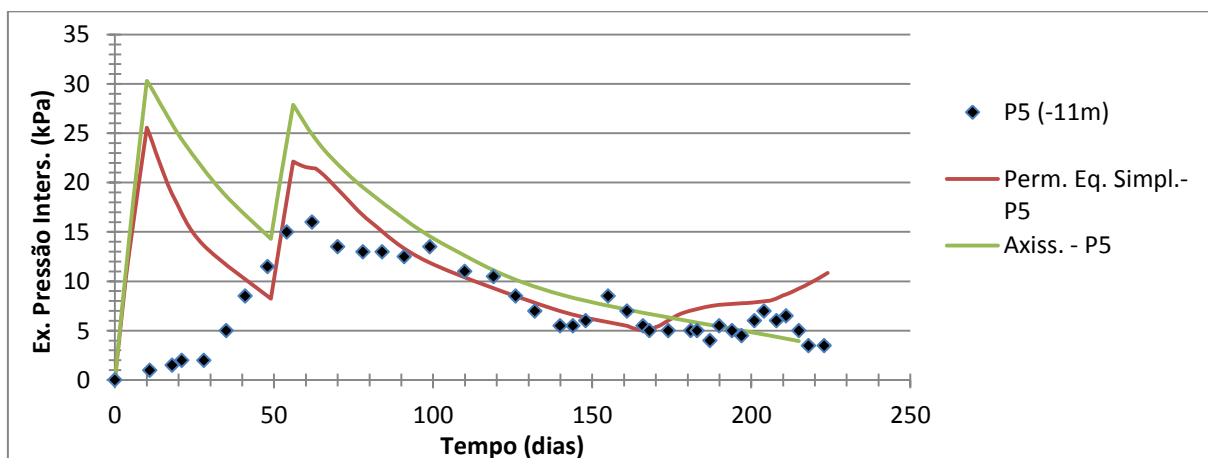


Figura 4.21 - Excesso de pressão intersticial – piezômetro P6

Para qualquer dos piezómetros é verificada a mesma tendência, uma sobrestimação do acréscimo de pressão de água nos poros em relação ao que foi registado. Em EPD e em axissimetria o modo como a dissipação da pressão intersticial se processa é diferente e é naturalmente regida pelo fluxo de água em direção às fronteiras permeáveis, o que para ambos os casos é totalmente diferente, daí a diferença na previsão dos excessos de pressão intersticial. No caso do método da permeabilidade global equivalente o comportamento que se obtém é o idêntico ao de um solo com alta permeabilidade sem drenos verticais e a dissipação da pressão neutra é regulada pela camada drenante inferior junto à camada rochosa e pela camada drenante superior. No estado de axissimetria, a fronteira drenante que condiciona é a do dreno modelado. Em ambos os métodos existe uma sobrestimação da tensão que é transmitida para a fase líquida do solo, em relação ao que aconteceu na realidade. A relação entre o acréscimo de tensão e o acréscimo de pressão intersticial é regida pelos parâmetros de Skempton, A e B, conforme a variação da tensão na direção principal, ou da tensão confinante. O parâmetro B depende da saturação do solo e num solo saturado, como é o caso,  $B \approx 1$ . O parâmetro A pode variar desde -0,5 a 1,5, por exemplo, e depende do grau de sobreconsolidação do solo e do caminho de tensões. Quanto maior o grau de sobreconsolidação menor será o aumento de pressão intersticial, ou seja maior será a tensão transmitida diretamente para a fase sólida do solo. O que acontece no *Plaxis* é que a análise é feita considerando  $OCR=1$ , ou seja solo normalmente consolidado. Na realidade poderá acontecer que o solo esteja ligeiramente sobreconsolidado, levando a uma sobrestimação do excesso de pressão de água nos poros. Para além deste aspeto, não se pode descurar a possibilidade dos piezómetros não estarem colocados na zona mais condicionante, ou seja o mais afastados possível dos drenos circundantes. Caso isto aconteça, quanto mais próximo estivessem dos drenos, menor seria o valor do excesso de pressão intersticial.

Para além da diferença em termos de valores absolutos, é visível que existe uma diferença no tempo em que se atinge o pico de excesso de pressão neutra. Na realidade o pico de pressão neutra só é atingido depois dos 50 dias, enquanto as previsões mostram que seria bastante antes. Este fenómeno é idêntico ao verificado nos assentamentos verticais e mais uma vez poderá indicar que a linha temporal de colocação das camadas de aterro nesta zona poderá não ter sido exatamente como foi indicado no relatório, apontando para uma colocação das duas primeiras camadas mais pausadamente, ao contrário da colocação seguida das duas primeiras camadas.

## 4.4 Análise pelo MDF – *Settle-3D* - Perfil C

### 4.4.1 Modelação dos pontos do Perfil C

As características dos solos na modelação pelo programa *Settle-3D* foram as mesmas assumidas inicialmente nas análises com o *Plaxis* (Quadro 4.5). Uma vez que a versão do *Settle-3D* utilizada apenas permite a colocação de camadas horizontais, a modelação da geometria é idêntica ao efetuado na análise axissimétrica no *Plaxis*, realizando uma análise com as condições geotécnicas em N5, N11 e N14. Apesar da espessura das camadas de solo definidas serem as dos locais das leituras referidos (Figura 4.22), as dimensões do aterro são as reais e as previsões feitas para a localização das placas em planta no aterro. Foram feitas as análises recorrendo ao modelo elástico linear, ou seja o modelo *Linear*, uma vez que não são conhecidos os parâmetros necessários.  $C_c$  e  $C_r$ , para uma análise com o modelo *Non-Linear*. O cálculo da variação da distribuição de tensões foi efetuado pelo método de *Westergard*, uma vez que se tratando de um perfil de solo estratificado, com camadas mais rígidas intervaladas com camadas mais compressíveis, segundo as indicações para o programa, é o método que melhor simula esta situação, idêntica ao caso de confinamento lateral.

A análise foi feita utilizando a tensão média tridimensional, ou seja, foi usada a média das componentes volumétricas da tensão nas três direções, em vez da tensão efetiva vertical. Segundo indicação para o programa esta opção permite simular melhor o acréscimo de pressão intersticial igualando-a à variação desta tensão. O que se está a admitir quando se usa a tensão média é que uma parte do acréscimo de tensão é imediatamente suportado pela fase sólida do solo. A tensão média tridimensional não é usada no cálculo dos assentamentos por consolidação, apenas no cálculo dos assentamentos imediatos, uma vez que a relação entre as deformações e a tensão média não está bem clarificada para materiais com comportamento não linear (Rocscience, 2007).

O programa tem opção, para cada tipo de solo, ativar o cálculo de assentamentos imediatos e ou por consolidação primária. Assim, o assentamento imediato é calculado para os solos menos compressíveis, A, Ha e Hal, enquanto para o solo argiloso Hl, tratando-se de uma argila saturada normalmente consolidada, a indicação é para ser calculado apenas o assentamento por consolidação primária. Segundo Poulos (2000), para um carregamento cujas dimensões ultrapassem em larga escala a espessura das camadas a situação aproxima-se do cenário de carregamento unidimensional, sendo possível não levar em conta o assentamento imediato uma vez que não tem relevância na totalidade da deformação.

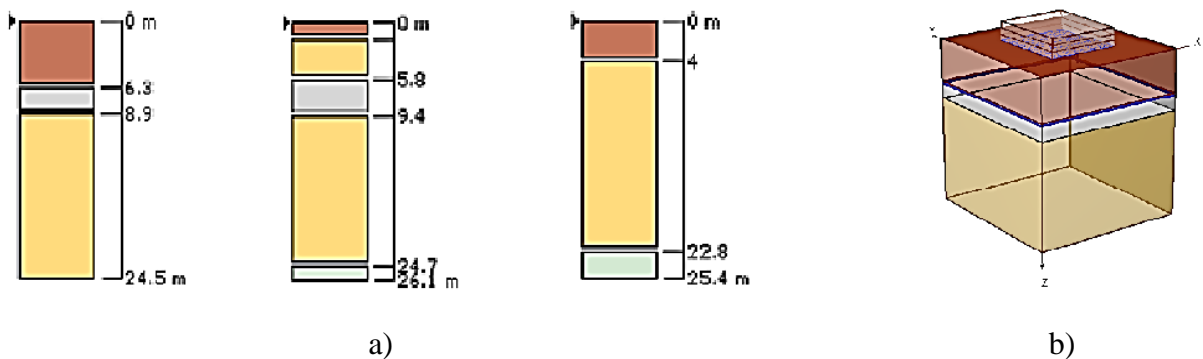


Figura 4.22 – Modelação geométrica no *Settle-3D*: a) estratificação dos pontos N5, N11 e N14, respetivamente; b) Coluna tridimensional dos solos do ponto N5 e aterro.

#### 4.4.2 Assentamentos verticais – Perfil C - Área 1 - N5

Na Figura 4.23 apresentam-se os resultados da análise pelo *Settle-3D* para o ponto N5 em termos de assentamentos verticais. Está representada também a previsão pela sobreposição de curvas, uma vez que ambos os métodos recorrem à teoria da consolidação unidimensional.

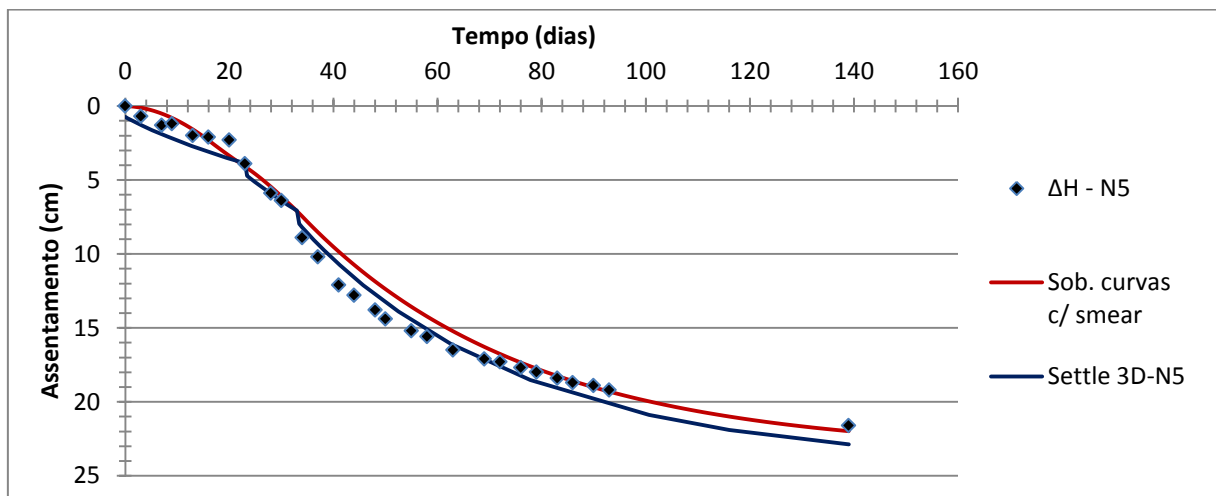


Figura 4.23 – Assentamento no ponto N5

A curva da previsão obtida com o *Settle-3D*, apresenta-se próxima da curva real de assentamentos, apesar de sobrestimar um pouco o assentamento na fase final. A curva obtida pelo *Settle-3D*, reflete a colocação das camadas de aterro de forma instantânea, traduzida pela existência de assentamento imediato. Não sendo esta situação completamente real, e tratando-se de uma limitação do programa, é por isso que a curva obtida pelo *Settle-3D* apresenta diversos patamares, que correspondem ao momento de colocação de novas camadas. No Quadro 4.11 indicam-se os assentamentos aos 107 dias e no final da consolidação.

Quadro 4.11 – Grau de consolidação médio e assentamento pelo *Settle-3D* – N5

	<i>Settle-3D</i>
$\Delta H$ – 107 dias (cm)	21,3
$\Delta H$ total (cm)	24,3
$\bar{U}$ (%)	87,7

O assentamento final estimado pelo *Settle-3D* é idêntico ao estimado pelo *Plaxis*, bem como o assentamento aos 107 dias, aproximando-se como expectável do assentamento calculado pelo método analítico da teoria de consolidação, uma vez que o *Settle-3D* recorre a esta. As diferenças têm a ver com o próprio método de cálculo tanto dos assentamentos, como da variação da distribuição de tensão em cada programa, uma vez que os parâmetros da modelação que caracterizam o solo são os mesmos. Tal como na análise pelo *Plaxis*, uma ligeira sobrestimação da deformabilidade da camada de solo argiloso também pode ser observada no *Settle-3D* sendo atribuída ao coeficiente de compressibilidade volumétrico adotado.

#### 4.4.3 Assentamentos verticais – Perfil C - Área 2 – N11

Os resultados da análise no ponto N11 apresentam-se na Figura 4.24.

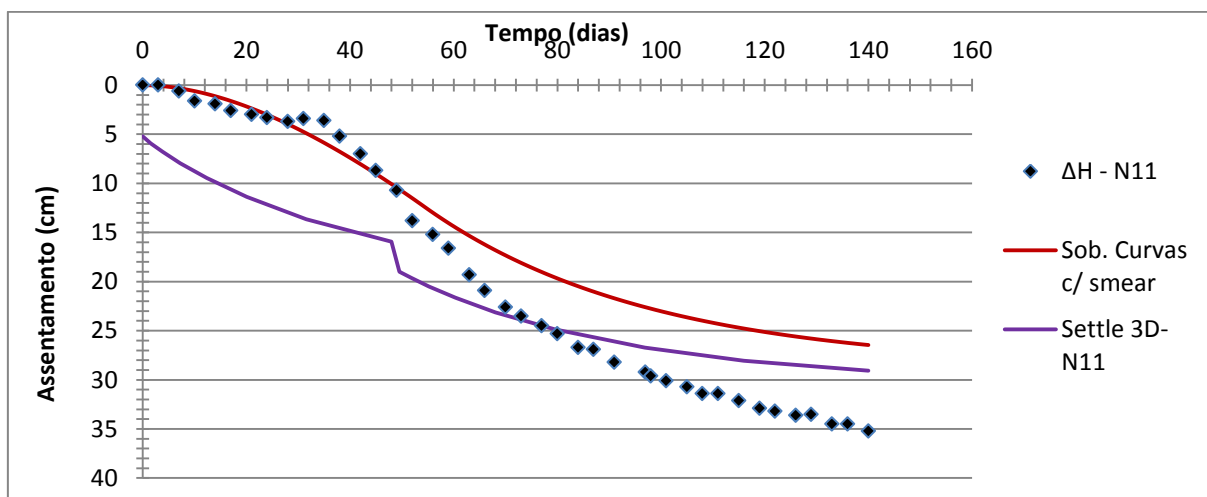


Figura 4.24 - Assentamento no ponto N11

O efeito já referido da colocação das camadas de forma instantânea é também visível nesta análise, de forma mais nítida uma vez que a primeira etapa de carregamento engloba a colocação de duas camadas. Este efeito ainda amplifica mais o desfaseamento entre as curvas, referido aquando da análise dos resultados do programa *Plaxis*, que poderá ter a ver com o momento da colocação das camadas. É perfeitamente visível também a subestimação dos



assentamentos pelo *Settle-3D* em relação ao medido pela placa. Tal poderá ter a ver com o valor do coeficiente de compressibilidade volumétrica adotado. Na comparação com os resultados obtidos pelo cálculo analítico, a diferença existente poderá ser justificada pelos assentamentos imediatos. Além disso, no método analítico considera-se que o grau de consolidação médio da camada,  $H_l$ , menos espessa é idêntico ao da camada mais profunda, o sendo na realidade maior, subestimando-se assim os assentamentos. No Quadro 4.12 indicam-se os assentamentos aos 116 dias e no final da consolidação.

Quadro 4.12 – Grau de consolidação médio e assentamento pelo *Settle-3D* – N11.

	<i>Settle-3D</i>
$\Delta H$ – 116 dias (cm)	28,1
$\Delta H$ total (cm)	30,4
$\bar{U}$ (%)	92,4

Apesar de em termos absolutos, os assentamentos reais e previstos não coincidirem, em termos de grau de consolidação médio, o valor é aceitável. E o facto de ser um pouco mais elevado que os estimados pelos outros métodos, poderá dever-se ao efeito da colocação instantânea das camadas, proporcionando que os assentamentos se deem mais rapidamente em relação a uma colocação faseada de cada camada.

#### 4.4.4 Assentamentos verticais – Perfil C - Area 3 – N14

Os resultados da análise no ponto N14 apresentam-se na Figura 4.25.

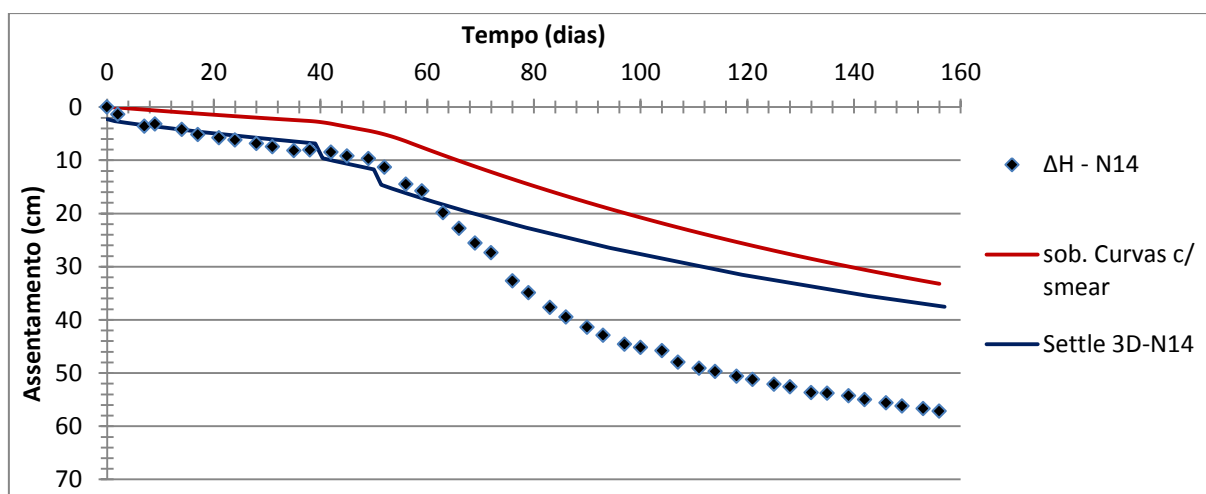


Figura 4.25 - Assentamento no ponto N14

Observam-se novamente os patamares correspondentes à colocação das camadas, mas o que se salienta desta análise é a disparidade nas curvas depois da fase inicial de colocação das camadas. Em consonância com o observado nos resultados do *Plaxis*, verifica-se uma diferença na velocidade da consolidação, uma vez que como se pode observar no quadro Quadro 4.13

Quadro 4.13 - Grau de consolidação médio e assentamento pelo *Settle-3D* – N14.

	<i>Settle-3D</i>
$\Delta H - 119$ dias (cm)	31,5
$\Delta H$ total (cm)	54,6
$\bar{U}$ (%)	57,7

Tal como já foi discutido na análise pelo *Plaxis*, a relação  $c_h=4xc_v$  parece subestimar o coeficiente de consolidação horizontal, daí a o grau de consolidação médio aos 119 dias não atingir o valor que seria de esperar, nem o assentamento aos 157 dias se aproximar do registado. O assentamento total previsto aproxima-se bastante do previsto com o método da sobreposição de curvas, mas o assentamento aos 119 dias é algo superior. Provavelmente devido a alguma influência dos assentamentos imediatos e da colocação instantânea das camadas de solo.

Em relação aos resultados previstos pelo *Plaxis*, os resultados obtidos pelo *Settle-3D* acabam por ser idênticos, nomeadamente a análise axissimétrica no *Plaxis* apresenta valores e uma curva parecida à da análise pelo *Settle-3D*. No geral, os resultados fornecidos pelo *Settle-3D*, são mais próximos dos obtidos através do cálculo analítico, o que faz sentido, uma vez que o programa também recorre à teoria da consolidação unidimensional para cálculo de assentamentos.

#### 4.4.5 Pressão Intersticial – Área 2 – P4, P5, P6

Tal como anteriormente, comparam-se os excessos de pressão intersticial medidos nos piezómetros P4, P5 e P6 instalados junto ao ponto N11 às cotas -8,5m, -11m e -13,5m com os previstos pelo *Settle-3D*. O tipo de faseamento do aterro é igual ao do ponto N11, sendo que as leituras se prolongam por 223 dias. Os resultados obtidos apresentam-se nas Figuras 4.26, 4.27 e 4.28.

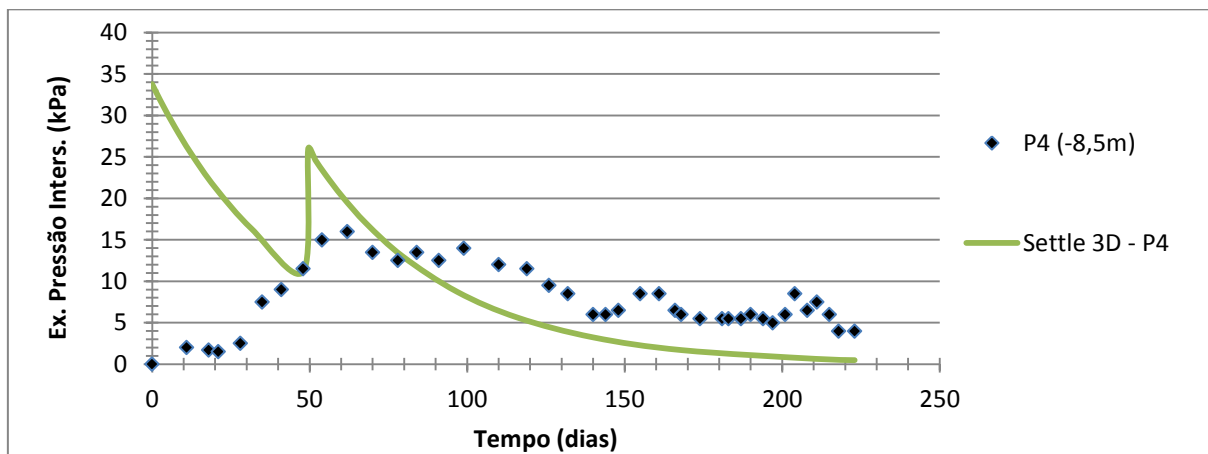


Figura 4.26 – Excesso de pressão intersticial – piezômetro P4

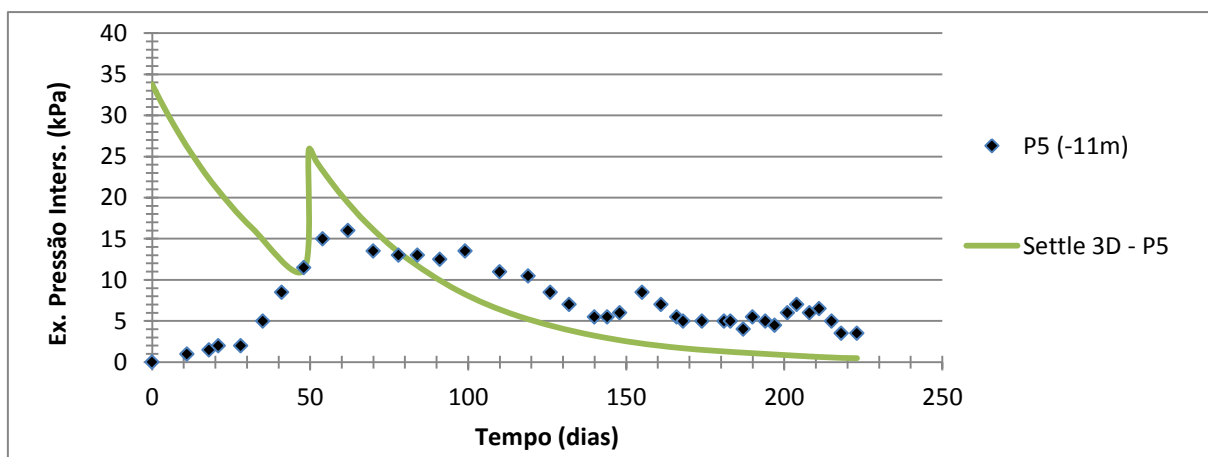


Figura 4.27 – Excesso de pressão intersticial – piezômetro P5

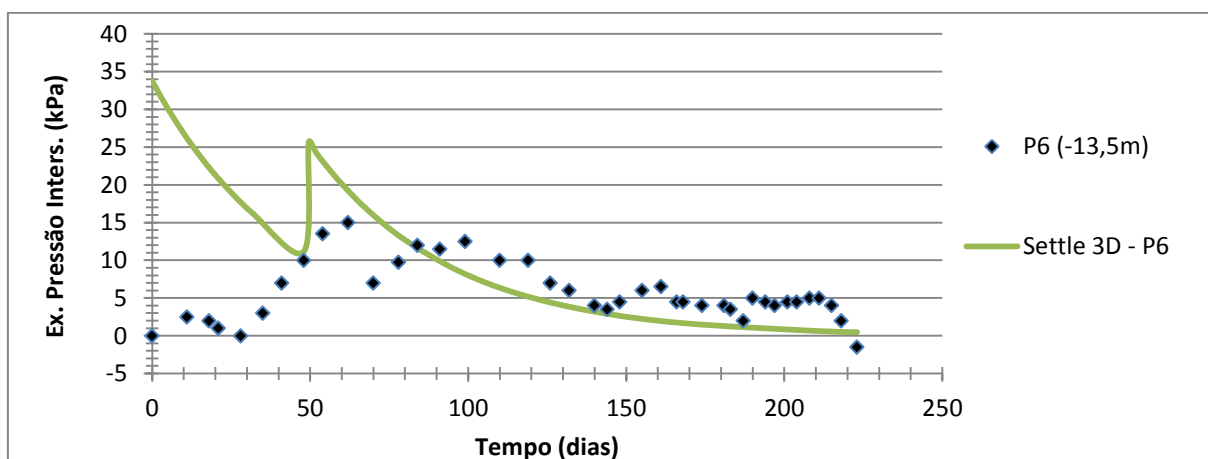


Figura 4.28 – Excesso de pressão intersticial – piezômetro P6

Do que é permitido observar nos resultados que se apresentam, o que se pode referir é que o efeito da colocação instantânea das camadas fica aqui bem patente. De facto o acréscimo de pressão intersticial instantâneo está associado à colocação de novas camadas de aterro. Este efeito salienta ainda mais o desfasamento temporal na colocação destas que parece existir entre o relatado e o real, como referido anteriormente. Em termos de grandeza, os valores obtidos são superiores aos que se registaram na realidade e são idênticos aos estimados pelo *Plaxis* para o caso axissimétrico, sendo provavelmente uma limitação do modelo utilizado, com as implicações já referidas na análise pelo *Plaxis*, em termos do parâmetro  $A$  de Skempton, relacionado com o grau de sobreconsolidação do solo e com o caminho de tensões.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 Conclusões

O presente trabalho foi elaborado com o objetivo de simular o processo de consolidação de solos, utilizando ferramentas analíticas e numéricas que permitem prever o comportamento de um aterro sobre solos moles com a consolidação acelerada por recurso a drenos verticais.

Da análise dos diversos fatores pelos métodos analíticos da teoria da consolidação, conclui-se que estes afetam em ordem de grandeza diferente o processo de consolidação. O coeficiente de consolidação horizontal, o espaçamento da malha de drenos e o carregamento dependente do tempo surgem como preponderantes no comportamento do aterro, como tal a sua correta adoção é essencial para uma boa previsão do comportamento do aterro. As diferentes metodologias que pressupõem o carregamento dependente do tempo em geral exibem boa correlação com as leituras.

No caso analisado, a contribuição da consolidação vertical na presença de drenos verticais, não se revelou crucial na previsão do comportamento do aterro, dado a camada lodosa ser bastante espessa e o coeficiente de consolidação horizontal ser substancialmente superior ao vertical. Desprezar a sua contribuição é uma medida conservativa na previsão do comportamento do aterro.

A consideração dos efeitos da zona perturbada na envolvente dos drenos verticais introduz um retardamento no processo de consolidação, sendo este efeito mais condicionante para espaçamentos de drenos inferiores a 1,0m. Para além disso, este efeito é mais acentuado quando a cravação dos drenos origina uma grande redução da permeabilidade horizontal na zona perturbada.

Em termos de assentamentos verticais, a análise numérica recorrendo ao método dos elementos finitos com o programa *Plaxis*, independentemente da modelação ser feita em estado plano de deformação ou axissimetria, fornece uma boa previsão do comportamento do aterro quando se adotam os parâmetros que melhor modelam as características do problema, como no caso do ponto N5. Em relação ao grau de consolidação médio a modelação em axissimetria produz resultados mais conservativos que a modelação em EPD.

Os cálculos numéricos efetuados não permitiram reproduzir quantitativamente os deslocamentos horizontais observados *in situ*, nos vários instantes analisados, exceto no instante inicial, quando a proximidade do aterro ainda não era determinante. A incapacidade do modelo constitutivo em representar a anisotropia do solo poderá explicar a sobrestimação dos deslocamentos horizontais. No entanto, qualitativamente os resultados obtidos são idênticos aos das leituras.

Ambas as modelações no *Plaxis* não parecem gerar previsões corretas da evolução dos excessos de pressão intersticial no tempo, fornecendo maiores excessos de pressões intersticiais que as leituras dos piezómetros, sendo este efeito mais significativo com a utilização do modelo axissimétrico.

Os resultados obtidos pelo programa *Settle-3D* para os assentamentos verticais mostram que a ferramenta numérica é válida para a previsão do comportamento do aterro ao longo do tempo, adotando os parâmetros corretos do solo e modelando corretamente as condições de carregamento e de drenagem, mesmo utilizando o modelo *Linear*

Em termos de pressão intersticial também esta ferramenta sobrestima quantitativamente a sua evolução, com a colocação das camadas de aterro. A colocação instantânea das camadas propicia uma diferença qualitativa entre os resultados da ferramenta numérica e as leituras.

O *Settle-3D* é uma ferramenta numérica cuja utilização é simples e apesar das limitações, designadamente a colocação instantânea das camadas de aterro e das camadas de solo serem admitidas horizontais, proporciona uma previsão aceitável do comportamento de um aterro sobre solos moles quando se modelam corretamente as condições do problema.

Em termos gerais, para a previsão de assentamentos verticais, os métodos analíticos e numéricos utilizados são capazes de efetuar previsões aceitáveis quando se adotam os parâmetros e condições que aproximem a realidade. Para os deslocamentos horizontais e excessos de pressão intersticial a modelação numérica utilizada não foi capaz de originar resultados aceitáveis, não significando que as ferramentas são desajustadas, mas que a modelação proposta pode não representar as condições reais do caso de estudo.

## 5.2 Trabalhos Futuros

O estudo do comportamento de um aterro sobre solos moles ao longo do tempo não se encerra como é óbvio nas análises efetuadas neste trabalho. As várias condições adotadas nas modelações mostraram-se limitadas ou inadequadas e não permitiram obter resultados que se considerassem ajustados à realidade.

Com recurso às ferramentas numéricas será adequada a utilização de modelos constitutivos que representem melhor a relação tensão-deformação no tipo de solo estudado, nomeadamente modelos isotrópicos, como o modelo de *Soft Soil*, baseado no modelo de *Cam Clay Modificado* ou o modelo de *Hardenig Soil*. Também se considerada apropriado que se procedam a análises numéricas com base em modelos que possam simular a anisotropia do solo, como é o caso dos modelos *S-Clay1*, *Melanie*, ou *MIT-E3*.

Para além da modelação relacionada com o solo, indica-se como adequada uma modelação mais rigorosa das condições em que são colocadas as camadas de aterro de modo a obter uma previsão mais realista do comportamento do solo quando sujeito ao aumento de tensão imposto por estas.

Sugere-se também a avaliação do fenómeno de fluência nos solos moles de forma a perceber em que medida afeta o comportamento do aterro.

Propõe-se ainda a realização de novos ensaios que possibilitem caracterizar os solos de fundação, de modo a obter parâmetros adequados à utilização dos modelos propostos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, M.S.S. (1996). “Novas Técnicas em Aterros sobre Solos Moles”. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Asaoka, A. (1978). “Observational procedure of settlement prediction”. *Soils and Foundations*, JSSMFE, 18(4): pp. 87-101.
- Atkinson, J.H, Bransby, P.L. (1978). “The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics”. University Series in Civil Engineering. McGraw-Hill.
- Balaam, N., Poulos, H. (1983). “The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns”. C.R. 8th european conference on SMFE, 1983, Helsinki, Vol.1. pp. 199-204.
- Barron, R. (1948). “Consolidation of Fine-grained Soils by Drain wells”. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Transactions*, Paper 2346, Vol. 113, pp. 718-754.
- Biot, M.A. (1941). “General theory of three-dimensional consolidation”. *Journal of Applied Physics*, 12, pp. 155–164.
- Brinkgreve, R.B.J (2002) “*Plaxis User’s Manual - Version 8.2,*” Delft University of Technology and *Plaxis b.v.*, The Netherlands.
- Burland, J.B. (1967). “Deformation of soft clays”. PhD Thesis, Cambridge University.
- Carillo N. (1942). “Simple two-and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soil”. *Journal of Mathematics and Physics*, Vol. 1, pp. 1-5.
- Casagrande, L. and Poulos, S. (1969). “On the effectiveness of sand drains”. *Canadian Geotechnical Journal.*, 6(3), pp. 287-326.
- Clarke, S. (2006) “Optimal Design of Vertical Drains in Soft Ground”. CIV405 Final Report, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield.
- Coelho, P. (2000). “Caracterização Geotécnica de Solos Moles - Estudo do local experimental de Quinta de Foja (Baixo Mondego). Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.



- 
- Fernandes, M. (2006). “Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais”. Volume 1, FEUP edições, Porto.
- Hansbo, S. (1979). “Consolidation of clay by hand-shaped prefabricated drains”. *Ground Eng.*, Vol. 12, No 5, pp. 16-25.
- Hansbo, S. (1981). “Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains” *Proc.*, 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 3, pp. 677–682.
- Hird, C.C., Moseley, V. J. (2000). “Model study of seepage in smear zones around vertical drains in layered soil”. *Geotechnique* 50, No1, pp. 89-97.
- Holtz, R.D., Jamiolkowski, M.B., Lancellotta, R., and Pedroni, R. (1991). “Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance”. Butterworth Heinemann, Oxford.
- Indraratna, B. and Redana, I.W. (1998). “Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(2), pp. 180-184.
- Look BG (2007). “Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables”. Taylor and Francis, London.
- Madar, B. (2011). “Optimal design of Vertical Drains in soft soils”. CIV300 Final Report, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield.
- Magnan, J.P. e Deroy, J.M. (1980). *Analyse Graphique des Tassements Observées Sous les Ouvrages*. Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées, 109, pp .45-52.
- Memória Descritiva da “Empreitada de Consolidação dos Solos de Terrapleno do Terminal de Contentores TC4S-1ª Fase”. Construções Técnicas S.A. e Proman.
- Olson. R. (1977). “Consolidation under Time Dependent Loading”. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 103, No 1, January 1977, ASCE, pp. 55-60.
- Olson, R. (1998). “Settlement of Embankment on Soft Clays”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No 8, August 1998, ASCE, pp. 659-668.
- Onoue, A., Ting, N.-H., Germaine, J.T. and Whitman, R.V. (1991). “Permeability of disturbed zone around vertical drains”. *Geotechnical Engineering Congress, Proceedings of the Congress of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, New York, pp. 879-890
- Orleach, P. (1983). “Techniques to evaluate the field performances of vertical drains”. MSc Thesis, MIT, USA.
- Poulos, H.G. (2000). “Foundation Settlement Analysis - Practice Versus Research”. The Eighth Spencer J. Buchanan Lecture
-

- Rendulic, L. (1936). "Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen". *Bauingenieur*, Vol. 17, pp. 559-564.
- Richart, F.E. (1959) "Review of the theories for sand drains". *Trans. ASCE*, 124, pp. 709-736.
- Rixner, J.J., Kramer, S.R. and Smith, A.D. (1986). "Prefabricated Vertical Drains, Vol. II: Summary of Research Effort", Federal Highway Administration Research Report No. FHWA/RD-86/169, Washington, DC, USA, pp. 171.
- Saye, S. R. (2001). "Assessment of Soil Disturbance by the installation of Displacement Sand Drains and Prefabricated Vertical Drains, Geotechnical Special publication , ASCE, n° 119.
- Scott. R. F. (1963). "Principles of Soil Mechanics". Addison-Wesley Publication Co., Inc., Reading, Massachusetts.
- Rocscience. (2007-2009) "Settlement and consolidation analysis.-Theory Manual".
- Sharma, J. S., Xiao, D. (2000). "Characterisation of smear zone around vertical drains by large scale laboratory tests". *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp. 1265-1271.
- Tang, X. W., Onitsuka, K. (2001). "Consolidation of double-layered ground with vertical drains." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, pp. 1449–1465.
- Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996) "Análise, projecto e execução de fundações rasas". In: *Fundações: teoria e prática*, São Paulo: PINI,. Cap. 7, pp. 227-264.
- Terzaghi, K., Frohlich, O. (1936). "Theorie der Setzung von Tonschichten". Franz Deuticke, Wien, Austria.
- Terzaghi, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, New York, EUA.
- Venda Oliveira, P.J.; Lemos, L.J.L. ( 2002). "Metodologias de simulação de drenos verticais em análises planas". 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pp. 769-780, Lisboa.
- Venda Oliveira, P.J., Cruz, R.F., Lemos, L.J.L., Almeida e Sousa, J.N.V. (2013). "Numeric modelling of vertical drains: two and three dimensional analyses". *Proceedings of the Institution of Civil Engineering - Ground Improvement*, Vol. 167.
- Zeng, G. X., and Xie, K. H. (1989). "New development of the vertical drain theories". *Proc.*, 12th ICSMFE, Vol. 2, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 1435–1438.