



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno

Maria Matilde de Sousa Cabral Soares Mendes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Doutor Jaime Alberto dos Santos

Orientador: Professora Doutora Teresa Maria Bodas de Araújo Freitas

Vogal: Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

Outubro de 2011

AGRADECIMENTOS

À Professora Teresa, que orientou esta tese não só do ponto de vista acadêmico mas também como amiga, pelas horas de reunião e de conversa, e por nunca se ter substituído à minha responsabilidade.

Aos meus pais e às minhas irmãs, por me acompanharem na vida e também neste atribulado fim de curso, em que tantas vezes estive ausente de casa.

Ao João, por tudo. Por me ajudar a perguntar a razão das coisas, a não ficar pelas respostas fáceis e a fazer o que sou chamada a fazer em cada momento. Por ser um homem verdadeiro e livre. Pelo seu amor incondicional.

RESUMO

O trabalho que se apresenta tem como objectivo estudar a consolidação acelerada por drenos verticais tendo em conta o efeito da fluência.

A fluência – deformação sob tensão aplicada constante - tem especial influência nos solos argilosos moles pois são aqueles que exibem maior compressibilidade. Os grandes assentamentos resultantes do carregamento deste tipo de solos exigem muitas vezes que se recorra a processos artificiais de aceleração da consolidação, como seja a introdução no solo de drenos verticais (artificiais ou de areia), de modo a minimizar os assentamentos pós-construtivos.

Para o estudo, foram desenvolvidos vários modelos no programa de cálculo PLAXIS, baseado no método dos elementos finitos (MEF). Consideraram-se células unitárias em axissimetria, com altura e diâmetro variável, e estudou-se a situação de consolidação vertical pura, consolidação radial pura, e por fim as duas em conjunto. Para o solo em consolidação foram considerados dois tipos de materiais: argila mole com e sem fluência sendo utilizado o modelo constitutivo *Soft Soil Model* e *Soft Soil Creep Model*, respectivamente. Para materializar o dreno vertical foram consideradas duas abordagens: a utilização da condição de fronteira “drain” disponível no programa PLAXIS e a modelação do dreno usando elementos sólidos aos quais é dada uma permeabilidade elevada.

Os resultados obtidos pelo programa PLAXIS são comparados com as soluções teóricas disponíveis; a solução de Terzaghi para a consolidação vertical, a solução de Barron para a consolidação radial e o teorema de Carrillo para a consolidação vertical e radial em simultâneo. Por fim foi verificada a equivalência da consideração de uma célula de solo em axissimetria e em estado plano de deformação, esta última de grande interesse prático para a análise de casos de obra.

Os resultados obtidos indicam que os efeitos da fluência, apesar de não serem contemplados nas soluções teóricas mais utilizadas, têm um efeito considerável na magnitude dos assentamentos resultantes da consolidação de solos argilosos.

PALAVRAS-CHAVE: consolidação, solos moles, fluência, taxa de deformação, aceleração da consolidação, drenos verticais

ABSTRACT

The work presented in this thesis aims to investigate the consolidation of soils accelerated by vertical drains taking creep into account.

Creep – deformation under constant applied stresses - has a significant influence on soft clayey soils because of their high compressibility. The large settlements resulting from loading this type of soils often require the introduction of artificial processes to accelerate soil consolidation, such as vertical drains (made of sand or artificial materials) in order to minimize the post-construction settlements.

For this study, several analyses were carried out in PLAXIS calculation program, a finite element method (FEM) based geotechnical numerical tool. The study considers axisymmetric soil units with variable height and diameter, and analyses pure vertical consolidation, pure radial consolidation and combined. Two soil types were considered: soft clay with creep and without creep, which were reproduced using the Soft Soil and Soft Soil Creep Model, respectively. To materialize the vertical drain two approaches were considered: using the “drain” boundary condition available in PLAXIS and model the drain using solid elements to which a very high permeability is specified.

The results from the finite elements analyses are compared with the available theoretical solutions: Terzaghi’s vertical consolidation, Barron's radial consolidation and Carrillo’s theorem for estimating the average degree of consolidation for simultaneous vertical and radial consolidation. Finally the equivalence of considering a soil unit in asymmetry and under plane strain is investigated; the latter is frequently needed to analyze many boundary value problems.

The results suggest that creep, while not accounted for in most theoretical solutions widely used in engineering practice, have a considerable effect on the magnitude of settlements resulting from the consolidation of clayey soils.

KEY-WORDS: consolidation, soft clay, creep, strain-rate, consolidation acceleration, vertical drains

SIMBOLOGIA E NOTAÇÕES

A	Área de secção transversal
a_v	Coefficiente de compressibilidade
c	Coesão
c_h	Coefficiente de consolidação horizontal
c_v	Coefficiente de consolidação vertical
C_c	Índice de compressibilidade do ramo virgem
C_r	Índice de recompressibilidade
C_s	Índice de expansibilidade
C_α	Coefficiente de consolidação secundária
d_e	Diâmetro de influência do dreno
d_w	Diâmetro do dreno
E	Módulo de deformabilidade
EPD	Estado Plano de Deformação
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
ε	Deformação
$\dot{\varepsilon}$	Taxa de deformação
$\dot{\varepsilon}_v$	Taxa de deformação volumétrica
ε_v	Deformação volumétrica
ε_z	Deformação vertical
ϕ'	Ângulo de atrito interno
g	Aceleração gravítica
γ	Peso volúmico do solo
γ_w	Peso volúmico da água
H	Espessura do estrato (maior distância a percorrer)
h	Carga hidráulica
i	Gradiente hidráulico
K	Rigidez elástica
k	Coefficiente de permeabilidade
L	Afastamento entre drenos
κ^*	Índice de recompressibilidade modificado
λ^*	Índice de compressibilidade modificado
μ^*	Coefficiente de consolidação secundária modificado
MEF	Métodos dos Elementos Finitos

m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrica
N	Porosidade
n	Relação r_e/r_w de Barron
ν	Coeficiente de Poisson
p'	Tensão efectiva isotrópica
p'_0	Tensão efectiva de pré-consolidação isotrópica
Q	Caudal
q	Tensão deviatória
R_e	Raio de influência do dreno
r_w	Raio do dreno
σ	Tensão total
σ_p	Tensão de pré-consolidação total
σ'_p	Tensão de pré-consolidação efectiva
σ_v	Tensão vertical total
σ'_v	Tensão vertical efectiva
t_c	Tempo da consolidação primária
T_h	Factor tempo para a consolidação horizontal
T_v	Factor tempo para a consolidação vertical
τ	Tensão de corte
\bar{U}	Grau médio de consolidação
\bar{U}_r	Grau médio de consolidação radial
\bar{U}_z	Grau médio de consolidação vertical
u_e	Excesso de pressão intersticial
u	Pressão intersticial
v	Velocidade
z	Cota geométrica

ÍNDICE

Capítulo 1 - Introdução.....	17
1.1 Introdução e Objectivos.....	17
1.2 Estrutura do Trabalho.....	18
1.3 Aceleração da consolidação. Melhoramento de solos.....	19
1.3.1 Principais técnicas.....	19
1.3.2 Pré-carga.....	19
1.3.3 Drenos verticais.....	23
Capítulo 2 - Fundamentos teóricos.....	25
2.1 O escoamento de água no solo.....	25
2.2 Consolidação.....	28
2.2.1 Carregamento sob confinamento lateral.....	29
2.2.2 Consolidação Unidimensional.....	30
2.2.3 Consolidação Radial.....	35
2.3 Influência do tempo e da taxa de carregamento no comportamento dos solos.....	38
2.3.1 Descrição básica dos efeitos do tempo.....	38
2.3.2 Lei única de tensão-deformação-taxa de deformação.....	40
Capítulo 3 - Modelos Numéricos.....	43
3.1 Programa PLAXIS 2D.....	43
3.2 Modelos Constitutivos.....	43
3.2.1 Modelo <i>Soft Soil</i>	43
3.2.2 Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	46
3.3 Consolidação vertical.....	48
3.3.1 Materiais.....	48
3.3.2 Geometria e Condições de Fronteira mecânicas e hidráulicas.....	48
3.3.3 Processo de cálculo.....	50

3.4	Consolidação radial	51
3.4.1	Materiais	51
3.4.2	Geometria. Condições de Fronteira mecânicas e hidráulicas	51
3.4.3	Processo de Cálculo.....	51
3.5	Consolidação vertical e radial	52
Capítulo 4 - Análise de Resultados		53
4.1	Introdução.....	53
4.2	Consolidação Vertical	54
4.3	Consolidação Radial.....	63
4.4	Consolidação Vertical e Radial	72
4.5	Dreno materializado por material permeável	76
4.6	Estado Plano de Deformação	79
Capítulo 5 - Considerações finais e Desenvolvimentos futuros		81
Capítulo 6 - Referências		85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Assentamento resultante da pré-carga (Stapelfedt & Vepsäläinen, 2007)	20
Figura 1.2 – Esquema típico de uma solução de drenos verticais; malha quadrada e em quincôncio em planta.	23
Figura 2.1 – Esquema exemplificativo do significado de carga hidráulica.	26
Figura 2.2 – Cubo elementar com identificação das variáveis na direcção x	28
Figura 2.3 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo: diagrama $\log \sigma v' - e$	29
Figura 2.4 – Variação do excesso de pressão neutra na base (fronteira impermeável)	33
Figura 2.5 - Esquema simplificado do significado do grau médio de consolidação	34
Figura 2.6 – Evolução no tempo do grau médio de consolidação	34
Figura 2.7 – Grau médio de consolidação (Barron, 1948)	36
Figura 2.8 - Variação do grau médio de consolidação radial com o factor tempo.	38
Figura 2.9– Ensaios de fluência realizados sob tensões baixas: (a) Relação tensão-deformação; (b) História de tensões; (c) História de deformações.	39
Figura 2.10 – Definição do coeficiente de consolidação secundária.	39
Figura 2.11 - Ensaios de relaxação realizados sob tensões baixas: (a) Relação tensão-deformação; (b) História de deformações; (c) História de tensões.	40
Figura 2.12 – Ensaios CRS: (a) História de deformações; (b) Resposta tensões-deformações.....	40
Figura 2.13 – Modelo reológico proposto por Leroueil <i>et al.</i> (1985) (adaptação).	42
Figura 2.14 – Curvas ε_z -log(t) previstas pelas Hipóteses A e B.	42
Figura 3.1 – Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efectiva média. (adaptado de <i>Plaxis 2D – Material Models Manual</i>)	44
Figura 3.2 - Superfícies de rotura do modelo SS no plano $p'-q$. (adaptado de (Neher, Wehnert, & Bonnier, 2000))	45
Figura 3.3 – Consolidação e fluência em ensaios edométricos <i>standard</i> . (adaptado de <i>Plaxis 2D – Material Models Manual</i>)	47
Figura 3.4 - Representação esquemática das condições de fronteira	49
Figura 3.5 - Malha de elementos finitos adoptada	49
Figura 3.6 – Aumento da resistência ao corte com o aumento da tensão efectiva.	50
Figura 4.1 – Dissipação no tempo do excesso de pressão intersticial na base, em cada camada.....	54
Figura 4.2 – Graus médios de consolidação e de assentamento: Solução de Terzaghi e Modelo <i>Soft Soil</i>	56
Figura 4.3 - Graus médios de consolidação e de assentamento: Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	57
Figura 4.4 – Evolução das extensões no topo: Modelo <i>Soft Soil</i> , incremento de 50-100 kPa.....	58
Figura 4.5 – Evolução das extensões no topo: Modelo <i>Soft Soil Creep</i> , incremento de 50-100 kPa	58

Figura 4.6 – Grau médio de consolidação: H=1,0m, Modelo <i>Soft Soil</i> ; influência da placa (z=-20cm)	63
Figura 4.7 – Esquema dos deslocamentos verticais: R=1,0m.	64
Figura 4.8 – Grau médio de consolidação: H=1,0m, Modelo <i>Soft Soil</i> ; n de Barron para cada estrato (z=-20cm).....	64
Figura 4.9 – Raio do dreno e raio de influência do dreno.	65
Figura 4.10 – Grau médio de consolidação: Modelo <i>Soft Soil</i> ; influência da altura do estrato (a)	66
Figura 4.11 – Grau médio de consolidação: Re=0,5m, Modelo <i>Soft Soil</i> ; influência da altura do estrato (b)	66
Figura 4.12 – Graus médios de consolidação e assentamento: H=1m, Modelo <i>Soft Soil</i>	67
Figura 4.13 – Graus médios de consolidação e assentamento: H=1m, Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	68
Figura 4.14 – Grau médio de consolidação: H=10, Modelo <i>Soft Soil</i> , n de Barron ajustados.....	69
Figura 4.15 – Esquema da dissipação do excesso de pressão intersticial: Re=2,0m, H=1,0m e H=10m (diferentes escalas)	69
Figura 4.16 - Grau médio de consolidação: H=10m; comparação Terzaghi+Barron vs Modelo SS; n de Barron ajustados.....	72
Figura 4.17 – Grau médio de consolidação: H=10m, Modelo <i>Soft Soil</i> , comparação Vertical pura vs Vertical + Radial.	73
Figura 4.18 – Grau médio de consolidação: H=10m; comparação Terzaghi+Barron vs Modelo SSC; n de Barron ajustados	74
Figura 4.19 – Graus médios de consolidação e assentamento: H=10m, Modelo <i>Soft Soil</i>	75
Figura 4.20 – Graus médios de consolidação e assentamento: H=10m, Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	75
Figura 4.21 – Grau médio de consolidação e assentamento: n=6 - solução de Barron vs Modelo <i>Soft Soil</i>	76
Figura 4.22 - Graus médios de consolidação e assentamento: n=11,5 - solução de Barron vs Modelo <i>Soft Soil</i>	77
Figura 4.23 – Grau médio de consolidação: n=10, Solução de de Barron vs Modelo <i>Soft Soil</i> vs Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	78
Figura 4.24 – Grau médio de consolidação: n=17, Solução de Barron vs Modelo <i>Soft Soil</i> vs Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	79
Figura 4.25 – Grau médio de consolidação: n=10 – solução de Barron vs Modelo <i>Soft Soil</i> com dreno de material permeável em axissimetria ou estado plano de deformação.....	80
Figura 4.26 - Grau médio de consolidação: n=17 – solução de Barron vs Modelo <i>Soft Soil</i> com dreno de material permeável em axissimetria ou estado plano de deformação.....	80

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi & Miki, 1999)	21
Tabela 1.1 (cont) - Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi & Miki, 1999).....	22
Tabela 2.1 – Intervalos típicos do coeficiente de permeabilidade. Adaptado de Matos Fernandes (2006)	27
Tabela 2.2 – Características mecânicas e hidráulicas adotadas para o solo	32
Tabela 2.3 – Período aproximado para atingir um grau médio de consolidação de 95%, para as três camadas, de 2, 20 e 200cm de espessura.....	35
Tabela 3.1 - Características mecânicas e hidráulicas adotadas para o solo	48
Tabela 4.1 – Algumas fases do processo de consolidação: h=2cm Modelo <i>Soft Soil</i>	60
Tabela 4.2 - Algumas fases do processo de consolidação: Modelo <i>Soft Soil</i> h=20cm h=200cm.....	61
Tabela 4.3 - Algumas fases do processo de consolidação: h=200cm Modelo <i>Soft Soil</i> Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	62
Tabela 4.4 – Raio do dreno assumido pelo Plaxis.....	65
Tabela 4.5 – Diferença entre os tempos de consolidação para as várias alturas	67
Tabela 4.6 - Algumas fases do processo de consolidação: r=0,5m h=1 Modelo <i>Soft Soil</i>	70
Tabela 4.7 - Algumas fases do processo de consolidação: r=1,0m h=1 Modelo <i>Soft Soil</i> (a).....	70
Tabela 4.8 – Exemplo de uma fase do processo de consolidação: r=2,0m h=1 Modelo <i>Soft Soil</i>	71
Tabela 4.9 - Exemplo de uma fase do processo de consolidação: r=2,0m h=1 Modelo <i>Soft Soil Creep</i>	71

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO E OBJECTIVOS

Solos argilosos moles, que no seu estado natural ocorrem com teores em água e índices de vazios elevados, apresentam uma compressibilidade muito acentuada. Nessas condições, estes solos encontram-se com graus de saturação também elevados (sendo para efeitos práticos considerados saturados), e portanto sob carregamento experimentam redução de volume à medida que a água é expulsa dos mesmos.

Por outro lado, a permeabilidade destes solos é geralmente muito reduzida, o que implica que essa mesma expulsão de água seja demorada, fazendo com que as deformações volumétricas, que irão dar origem a assentamentos à superfície do terreno, se estendam por longos períodos de tempo.

Estas duas características juntas – a tendência para exibir elevadas deformações volumétricas e estas demorarem muito tempo a processar-se – trazem grandes dificuldades aos projectos que envolvem este tipo de solos, quer a nível técnico quer económico, e por isso este tipo de terrenos foi sendo evitado ao longo do tempo. Mas actualmente a pressão de construção é crescente devido à expansão das áreas urbanizadas e à consequente escassez de espaço.

Quando um solo argiloso mole é carregado, o incremento de tensão é primeiramente suportado pela água contida nos vazios, e ao longo do tempo este vai sendo transferido para o esqueleto sólido do solo. À medida que a água é expulsa, processo que é designado por *consolidação*, ocorre uma deformação volumétrica, um assentamento crescente da superfície do terreno, um aumento da tensão efectiva e um decréscimo da pressão intersticial.

No entanto, concluída a expulsão da água, não se verifica de facto uma completa estabilização das deformações volumétricas da argila, ocorrendo o que geralmente se designa por consolidação secundária. Ou seja, continuam a ocorrer deformações sob tensão efectiva constante, que resultam da *fluência* do esqueleto sólido.

Para minimizar os assentamentos pós-constructivos derivados do processo de consolidação, torna-se muitas vezes imperativo recorrer a processos artificiais de aceleração da consolidação, o que em obras de grande extensão em planta pode passar por recorrer a drenos verticais, associados ou não à aplicação de uma pré-carga.

Este trabalho tem como objectivos:

- Compreensão do processo de consolidação;
- Análise do efeito da introdução de drenos verticais na aceleração da consolidação;
- Análise do efeito da fluência quer na consolidação vertical quer na radial;
- Análise da diferença entre as soluções analíticas disponíveis (que não consideram o efeito da fluência) e os resultados que se obtêm quando se considera a fluência;
- Validação do teorema de Carrillo, usado na prática para prever do grau de consolidação em situações em que ocorre consolidação vertical e radial simultânea;
- Análise do processo de consolidação em condições de axissimetria e Estado Plano de Deformação, e respectiva comparação.

O estudo baseou-se na comparação das soluções analíticas de Terzaghi e Barron para a consolidação vertical e radial, respectivamente, com os resultados obtidos através de análises pelo método dos elementos finitos (MEF).

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O desenvolvimento dos temas atrás referidos encontra-se organizado em 5 capítulos. No presente capítulo – Introdução - procura-se situar o tema no contexto geral da engenharia civil geotécnica e explicitar os objectivos que se pretendem alcançar com o trabalho.

No capítulo 2 - Fundamentos Teóricos - são apresentados os conceitos teóricos que servem como base para fundamentar os resultados obtidos e respectiva análise.

No capítulo 3 - Modelos Numéricos - é feita a descrição das análises numéricas efectuadas no programa PLAXIS: características e modelos constitutivos dos materiais, geometria, acções e condições de fronteira, sequência de cálculo.

No capítulo 4 - Análise de Resultados - são apresentados e analisados os resultados obtidos; procede-se à comparação entre as soluções teóricas e as soluções obtidas através do MEF.

Por último, no capítulo 5 – Considerações Finais e Desenvolvimentos Futuros - apresentam-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido e são indicados alguns aspectos que podem ser objecto de futuros desenvolvimentos.

1.3 ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO. MELHORAMENTO DE SOLOS.

1.3.1 PRINCIPAIS TÉCNICAS

Segundo Van Impe (1989), as técnicas de melhoramento de solos podem ser agrupadas em três categorias: temporárias - limitadas ao período em que decorre a obra - e permanentes, com ou sem adição de materiais. Mitchell (1981) propõe uma classificação que tem por base o fenómeno físico que produz a melhoria das características do solo.

Terashi e Miki (1999) propõem a classificação que se apresenta na Tabela 1.1, que tem por base a classificação de Mitchell mas que foi completada com novas categorias para ser transversal a todas as técnicas e actualizada com as tecnologias mais recentes.

Cada técnica deverá permitir ao solo aumentar a resistência ao corte, reduzir a compressibilidade, bem como a permeabilidade. Este trabalho foca essencialmente a técnica de drenos verticais, que surge muitas vezes associada a pré-carregamento do terreno, que combinadas permitem aumentar mais rapidamente as tensões efectivas instaladas no terreno para valores superiores aos que se pretende impor em fase definitiva, com conseqüente aumento da resistência ao corte do solo e diminuição das deformações pós-construtivas.

1.3.2 PRÉ-CARGA

Um dos processos mais antigos e comuns para melhorar as características resistentes de um solo mole é o pré-carregamento ou pré-carga. Este método consiste em realizar um aterro que transmita ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir em fase definitiva (Figura 1.1). A carga

em excesso só será retirada quando se verificaram assentamentos de grandeza semelhante àqueles que seriam previsíveis após a construção da obra final (Matos Fernandes, 2006).

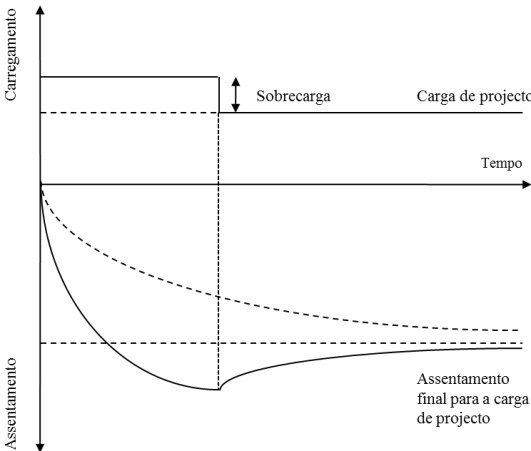


Figura 1.1 – Assentamento resultante da pré-carga (Stapelfedt & Vepsäläinen, 2007)

CATEGORIA	TECNOLOGIA	MAIOR EFEITO DO MELHORAMENTO	SOLOS A QUE SE ADEQUA
TÉCNICAS DE MELHORAMENTO À SUPERFÍCIE USUALMENTE COMBINADAS COM TÉCNICAS DE MELHORAMENTO EM PROFUNDIDADE			
MELHORAMENTO À SUPERFÍCIE	Valas drenantes	Assegurar a transitabilidade através da drenagem	Argilosos e orgânicos
	Colocação de tapete arenoso	Assegurar a transitabilidade; funciona como superfície horizontal de drenagem	Argilosos e orgânicos
	Reforço com geossintéticos	Assegurar a estabilidade do tapete arenoso	Argilosos e orgânicos
	Misturas superficiais	Aumentar a resistência e assegurar a transitabilidade	Qualquer solo
TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DOS SOLOS EM PROFUNDIDADE			
SUBSTITUIÇÃO	Escavação e substituição	Aumentar a resistência ao corte e assegurar a estabilidade; redução do assentamento	Argilosos e orgânicos
	Substituição por explosivos ou por deslocamento		
Aceleração da consolidação por PRÉ-CARGA com ou sem drenagem artificial	Aterro provisório	Aumentar a resistência ao corte e assegurar a estabilidade; redução do assentamento residual	Argilosos e orgânicos (elevada compressibilidade e baixa permeabilidade)
	Rebaixamento do NF		
	Vácuo		
DRENAGEM	Drenos de material grosseiro	Aumentar a resistência à liquefação devido à redução do excesso de pressão intersticial	Areias soltas com elevado potencial de liquefação
DENSIFICAÇÃO	<i>Compaction piles</i>	Aumentar a uniformidade do terreno para reduzir assentamentos diferenciais; aumentar a resistência ao corte; aumentar a resistência à liquefação	Arenosos; aterros sanitários; solos com permeabilidade elevada
	<i>Sand compaction piles</i>		
	<i>Vibrating Rod Compaction</i>		
	Vibroflutuação		
	Compactação dinâmica		

Tabela 1.1 - Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi & Miki, 1999)

INJEÇÕES	Injeção convencional	Aumentar a resistência ao corte; compensar assentamentos diferenciais; eliminar ou reduzir a percolação	Uniformes e permeáveis
	<i>Compaction grouting</i>		Areias soltas
	<i>Fracture grouting</i>		Siltosos e argilosos
	<i>Jet grouting</i>		Qualquer solo
MISTURAS	Método <i>Deep Mixing</i> incluindo <i>Swedish lime columns</i>	Aumentar a resistência ao corte; reduzir os assentamentos; reduzir o potencial de liquefacção por aumento da coesão e pelo confinamento acrescentado	Qualquer solo
	<i>Pre-mixing</i>	Diminuir o potencial de liquefacção através do aumento da coesão	Areias com potencial de liquefacção
	Geomateriais leves	Ajustar o peso volúmico do solo, aumentando a resistência ao corte e reduzindo o assentamento	Qualquer solo
TÉRMICOS	Aquecimento por combustão	Melhorar as características de resistência e deformação	Turfas
	Congelação	Efeitos temporários; aumentar a resistência ao corte, impedir deformações e reduzir percolação	Saturados
	Vitrificação/ Injeção de ar ou água quente no solo	Remediar solos contaminados	Contaminados
INCLUSÕES	Geossintéticos, geogrelhas, ancoragens, pregagens, terra armada, micro-estacas, etc.	Melhorar as características de resistência e deformação do maciço; pode conferir resistência à tracção	
OUTROS	Uso combinado de vários métodos	Para fazer face às dificuldades impostas pelas condições do terreno	
	Uso de materiais leves como por exemplo <i>EPS</i> ou <i>Geoleca</i>	Reduzir o peso da massa de solo estabilizante	
	Uso de materiais pesados	Aumentar o peso do solo para balançar a tensão que actua no subsolo	

Tabela 1.2 (cont) - Classificação das técnicas de melhoramento de solos (Terashi & Miki, 1999)

1.3.3 DRENOS VERTICAIS

O método anterior, que tem como desvantagem o longo período de tempo necessário para obter um grau de consolidação satisfatório, pode ser melhorado quando conjugado com a introdução de drenos verticais no maciço a consolidar. Por serem de material muito permeável encurtam as distâncias de drenagem e conseqüentemente diminuem os tempos de consolidação.

A função de um dreno vertical é então a de recolher a água que afluí radialmente ao seu interior e de a transportar verticalmente na direção das fronteiras drenantes com o mínimo de resistência hidráulica possível, tendo no entanto uma granulometria suficientemente extensa para impedir o arraste de finos. Uma vez que o deslocamento para os drenos é horizontal, o escoamento será mais rápido pois o coeficiente de permeabilidade horizontal é geralmente superior ao vertical, devido ao modo como ocorre a deposição das camadas *in-situ*.

Para a análise de um problema com drenos verticais, admite-se simplificadamente que cada dreno tem uma zona de influência cilíndrica de volume igual ao da zona de influência real, como se mostra esquematicamente na Figura 1.2.

- O raio de um dreno circular de areia está normalmente no intervalo entre 80 e 300mm;
- Para um dreno de fita, as dimensões típicas são: largura de 93 a 100mm e espessura de 3.2 a 4.0mm, ou seja, têm um raio equivalente entre 31 e 33mm.
- A zona de influência de um dreno (raio de influência - R_e) é de $1.05 \times L$ no caso de malha triangular (quincôncio) e de $1.13 \times L$ no caso de malha quadrada, sendo L o afastamento entre drenos consecutivos.

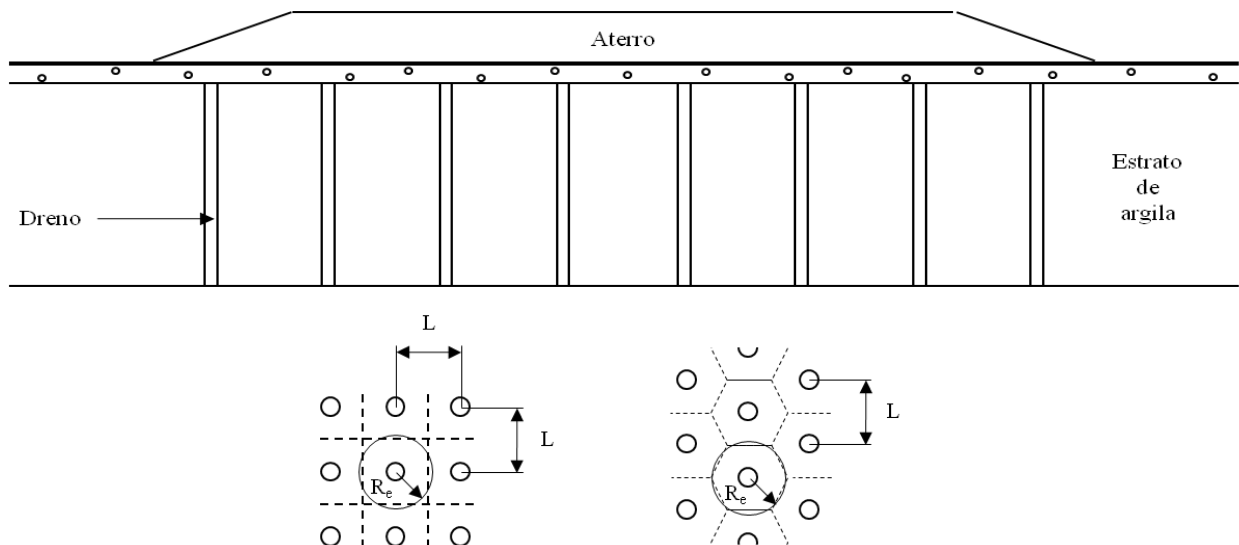


Figura 1.2 – Esquema típico de uma solução de drenos verticais; malha quadrada e em quincôncio em planta.

Capítulo 2 - FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 O ESCOAMENTO DE ÁGUA NO SOLO

2.1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um material permeável contém vazios contínuos, e esses vazios existem em todos os solos, até na argila mais compacta. Mas em muitas situações, a água livre ou gravítica presente nesses vazios não se encontra em equilíbrio hidrostático mas sim em movimento. A esse movimento dá-se geralmente o nome de percolação. A água move-se, tal como qualquer outro fluido, quando ocorrem diferenças de carga hidráulica entre regiões diferentes e o movimento dirige-se para os pontos onde a carga hidráulica é menor. A indução dessas diferenças de carga hidráulica pode dever-se a condições de fronteira existentes naturalmente ou provocadas por obras de engenharia.

O primeiro estudo sobre percolação surgiu aquando do dimensionamento do sistema de abastecimento de água à cidade francesa de Dijon (Darcy, 1856), onde entre outras coisas, se pretendia purificar água através de filtros de areia.

Por carga hidráulica entende-se a soma da cota geométrica, com a altura piezométrica e a energia cinética por unidade de peso:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \left(+ \frac{v^2}{2g} \right) \quad (2.1)$$

Onde h é a carga hidráulica; z a cota geométrica, ou seja, a altura de um ponto em relação a um nível de referência; u a pressão nos poros; γ_w o peso volúmico da água; v a velocidade do fluido percolante; e g a aceleração da gravidade.

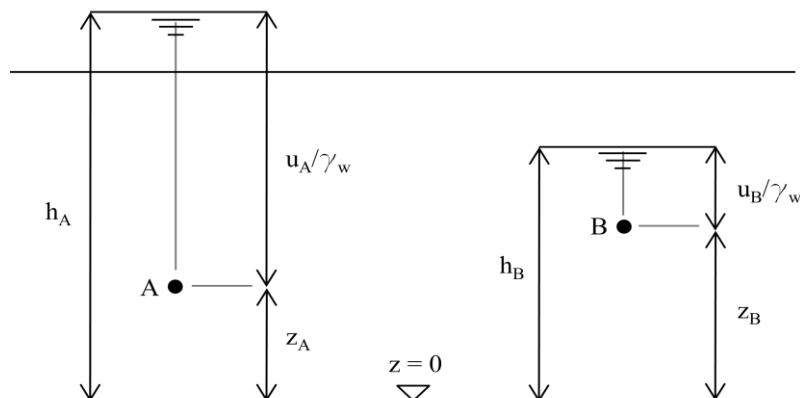


Figura 2.1 – Esquema exemplificativo do significado de carga hidráulica.

À soma da cota geométrica com a altura piezométrica dá-se o nome de cota piezométrica, que representa a energia potencial da água por unidade de peso em cada ponto. É comum em mecânica dos solos admitir que a parcela associada à velocidade é desprezável e portanto esta pode ser eliminada da equação anterior, devido ao facto da água se deslocar muito lentamente, fazendo com que a energia cinética por unidade de peso seja reduzida. Se um tubo piezométrico for colocado num solo saturado, o nível atingido pela água, acima do nível de referência, é o valor da carga hidráulica.

2.1.2 LEI DE DARCY. PERMEABILIDADE

Os resultados experimentais de Darcy (1956) permitiram-lhe observar que o caudal por unidade de área era directamente proporcional à perda de carga por unidade de comprimento, num tubo preenchido com areia e na direcção do escoamento:

$$v = \frac{Q}{A} = -k \frac{\Delta h}{\Delta l} = -ki \quad (2.2)$$

Onde v é a ou velocidade de percolação e k a constante de proporcionalidade que se designa por coeficiente de permeabilidade, tendo unidades de velocidade. O termo $\Delta h/\Delta l$ é designado de gradiente hidráulico, para o qual se utiliza frequentemente a letra i . Se há escoamento entre dois pontos Δh representa a perda de carga hidráulica e corresponde à energia dissipada por unidade de peso da água, em consequência do atrito entre esta e as partículas do solo; e Δl é a distância percorrida entre esses dois pontos.

No entanto esta velocidade v , tida como o quociente entre o caudal (Q) e a área da secção transversal (A), é na verdade uma velocidade aparente, uma vez que a água atravessa um meio poroso, escoando apenas através dos vazios e não através da secção total (vazios mais fase sólida). Além disso, a velocidade real vai depender de vazio para vazio, consoante o tamanho dos mesmos. A Equação (2.3) dá a relação entre a velocidade de percolação e a porosidade.

$$v_{média} = \frac{v}{N} \quad ; \quad N = \frac{A_{vazios}}{A_{total}} \quad (2.3)$$

A lei de Darcy aplica-se a escoamentos laminares, pois apenas nesses se verifica que a velocidade é directamente proporcional ao gradiente hidráulico.

O coeficiente de permeabilidade k é função da porosidade do meio, e portanto depende de factores tais como a granulometria, o índice de vazios, o arranjo das partículas, a composição mineralógica e o grau de saturação (Matos Fernandes, 2006). A gama de valores de k é muito vasta: oito a nove ordens de grandeza para os solos correntes, como é possível verificar na Tabela 2.1.

Tipo de solo	k (m/s)
Argila	10^{-10} a 10^{-8}
Silte	10^{-8} a 10^{-6}
Areia	10^{-6} a 10^{-2}
Cascalho	$> 10^{-2}$

Tabela 2.1 – Intervalos típicos do coeficiente de permeabilidade. Adaptado de Matos Fernandes (2006)

Para avaliar o valor de k pode recorrer-se a expressões semiempíricas, ensaios de laboratório ou ensaios *in-situ*. É necessário no entanto ter em atenção que os valores obtidos através de ensaios de laboratório em amostras pequenas apresentam uma grande variabilidade, já que a permeabilidade de um maciço varia de ponto para ponto.

2.1.3 CONTINUIDADE E VARIAÇÃO DE VOLUME

A lei de *Darcy* foi introduzida. Esta descreve a interacção entre água em movimento e a estrutura do solo. O escoamento de fluidos é também governado por equações que asseguram a continuidade desse mesmo fluido, ou seja, que a diferença de volume entre a água que entra e sai de um elemento de solo é igual à variação por unidade de tempo do volume de água nesse elemento.

Consideremos o cubo elementar, $\delta x \times \delta y \times \delta z$, representado na Figura 2.2, em que v_x , v_y e v_z são as componentes da velocidade do fluido percolante, e $\delta v_x / \delta x$ é a taxa de variação da velocidade na direcção x (similar para as outras direcções). Assumindo que o elemento de solo se encontra saturado o volume de água no elemento é $n \times \delta x \times \delta y \times \delta z$, onde n é a porosidade. A equação da continuidade pode ser escrita da forma seguinte:

$$\left(\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} + Q \right) dx \times dy \times dz = \frac{\delta}{\delta t} (n \times \delta x \times \delta y \times \delta z) \quad (2.4)$$

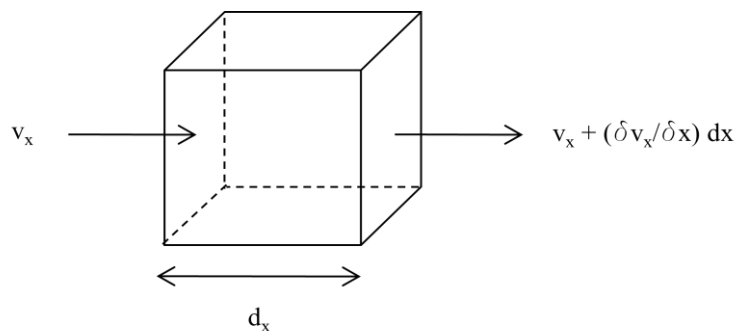


Figura 2.2 – Cubo elementar com identificação das variáveis na direcção x .

Isto significa que o caudal que sai (lado esquerdo da equação positivo) causa uma diminuição de volume (definido como uma diferença positiva de volume no lado direito da equação). O lado esquerdo da equação permite que haja entradas e saídas de água do elemento e ainda um escoamento adicional por unidade de volume, Q . Para que se possa afirmar que a variação de volume por unidade de tempo é igual ao volume útil de água que escoar, é necessário que o solo esteja completamente saturado e que tanto o solo como a água sejam incompressíveis.

Se o solo estivesse parcialmente saturado, existiria uma capacidade de armazenamento de água nos vazios, e portanto um caudal de entrada (ou saída) não daria necessariamente origem a uma variação de volume; isso é expresso também pela Equação (2.4) dado que a porosidade n depende do grau de saturação. Se o fluido não fosse incompressível poderia existir variação de volume não associada à entrada ou saída de um caudal.

2.2 CONSOLIDAÇÃO

A consolidação é o processo de diminuição dos vazios associado ao aumento da tensão efectiva do solo, através da expulsão da água.

2.2.1 CARREGAMENTO SOB CONFINAMENTO LATERAL

Quando um maciço terroso é carregado à superfície por uma sobrecarga uniformemente distribuída, numa área cujas dimensões em planta são muito superiores à espessura dos estratos compressíveis, diz-se que está carregado em condições de confinamento lateral; um exemplo disto 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.

Os ensaios indicados para estudar o comportamento dos solos carregados nas condições acima referidas são os ensaios edométricos. A partir destes são retiradas curvas de compressibilidade, cujos parâmetros permitem avaliar assentamentos. Como é possível observar na Figura 2.3, o índice de compressibilidade, C_c , é definido como o declive (em módulo) do ramo virgem da curva $\log \sigma'_v - e$; C_r é o índice de recompressibilidade e representa o declive do ramo de recompressão da mesma curva; e C_s é o índice de expansibilidade e pode ser estimado a partir do ramo de descarga final da amostra. Os dois últimos índices são em geral próximos e cerca de 1/5 a 1/10 do valor de C_c . Todos são parâmetros adimensionais.

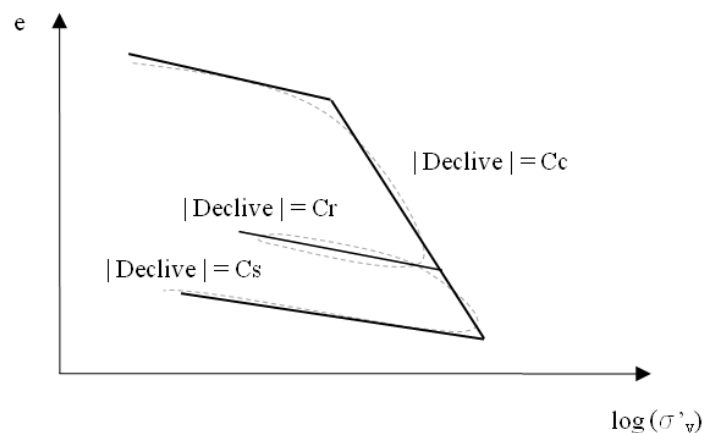


Figura 2.3 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo: diagrama $\log \sigma'_v - e$.

Quando a tensão efectiva vertical não está em escala logarítmica a relação $\sigma'_v - e$ é não linear e o declive pontual designa-se por coeficiente de compressibilidade $a_v = |\Delta e / \Delta \sigma'_v|$. Em termos de deformações volumétricas define-se o coeficiente de compressibilidade volumétrica $m_v = \varepsilon_v / \Delta \sigma'_v$, em que ε_v é a deformação volumétrica.

Uma vez que em condições de confinamento lateral $\varepsilon_v = \varepsilon_z = \Delta h/h$, tem-se a seguinte relação:

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} a_v \quad (2.5)$$

Ao contrário dos parâmetros da curva $\log \sigma'_v - e$, os parâmetros a_v e m_v variam com a tensão efectiva e portanto irão variar durante um escalão de carga.

2.2.2 CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL

É conceptualmente mais simples iniciar o estudo da consolidação pela situação unidimensional. Historicamente foi a também a primeira solução a ser obtida (Terzaghi, 1923).

A analogia de Terzaghi (ver por exemplo Matos Fernandes (2006)) ajuda a compreender que em estratos confinados de solos finos com baixa permeabilidade no instante do carregamento este é essencialmente suportado pela fase líquida do solo. O excesso de pressão neutra que é originado vai dissipar-se (consolidação) e considera-se para efeitos práticos que essa dissipação começa apenas após a conclusão do carregamento. Durante a consolidação a tensão total mantém-se constante, verificando-se apenas uma transferência do incremento de tensão da fase líquida para a fase sólida. A consolidação termina quando as pressões neutras retomam os valores de equilíbrio, ou seja, quando todo o excesso for dissipado.

A teoria da consolidação formulada por Terzaghi tem como objecto a avaliação do tempo necessário para que se processe a consolidação de um estrato (expulsão da água dos poros) e ocorram os assentamentos associados, e é 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 direcção vertical;
- e. O escoamento da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- f. O que se obtém a partir de elementos com dimensões infinitesimais é extrapolável para dimensões representativas de um maciço real;
- g. Para um pequeno intervalo de tensões e de deformações considera-se constante o coeficiente de permeabilidade, k , 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 efectiva vertical, num dado ponto (inexistência de fluência do esqueleto sólido);

- i. É válida a hipótese dos pequenos deslocamentos (linearidade geométrica).

EQUAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL

Se só pode haver escoamento na direcção vertical, então a equação da continuidade já apresentada (2.4), pode ser escrita da seguinte forma:

$$\left(\frac{\delta v_z}{\delta z}\right) dx \times dy \times dz = \frac{\delta}{\delta t} (n \times \delta x \times \delta y \times \delta z) \quad (2.6)$$

A Equação (2.6) pode ser trabalhada para, nas condições acima referidas, ser reescrita da seguinte forma:

$$\left(\frac{\delta u_e}{\delta t}\right) = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\delta^2 u_e}{\delta z^2} \quad (2.7)$$

Ou ainda:

$$\left(\frac{\delta u_e}{\delta t}\right) = c_v \frac{\delta^2 u_e}{\delta z^2} \quad (2.8)$$

em que c_v é o coeficiente de consolidação vertical (exprime-se em m^2/s)

Integrando a equação (2.8), pode obter-se a evolução no espaço e no tempo do excesso de pressão neutra, u_e . Para a obtenção de soluções da equação da consolidação, há vantagem em trabalhar com grandezas proporcionais a z e t (espaço e tempo reais), mas de natureza adimensional, cujas expressões são as seguintes:

$$Z = \frac{z}{H} \quad (2.9)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.10)$$

em que Z é o factor de profundidade, T_v o factor tempo e H a maior distância que uma partícula de água tem de percorrer para abandonar o estrato em consolidação em direcção a uma fronteira drenante.

A expressão da solução em série de Fourier (2.11) permite obter o excesso de pressão neutra em cada instante t e para cada altura 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 $2H$ ou de apenas uma fronteira drenante de altura H .

$$u_e(z,t) = \Delta\sigma_v \sum_0^{\infty} \frac{2}{M} \times \text{sen} \left(M \frac{z}{H} \right) \times e^{-M^2 T_v} \quad (2.11)$$

$$\text{onde } M = (2n + 1) \times \pi/2 \text{ e } T_v = c_v t/H^2 \quad (2.12)$$

EXEMPLO DE APLICAÇÃO – ESTRATO COM UMA FRONTEIRA DRENANTE

A solução da equação é aplicada a três estratos com 2cm , 20cm e 200cm de espessura, aos quais é aplicado um incremento de tensão vertical de 50 kPa . O solo é o mesmo nos três casos, de maneira a que seja possível comparar os resultados. As suas características estão indicadas na Tabela 2.2:

PARÂMETRO	SÍMBOLO (UNIDADE)	VALOR
Índice de compressibilidade	C_c (--)	0,50
Índice de vazios inicial	e_0 (--)	1,50
Coeficiente de permeabilidade	k (m/s)	10^{-9}
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	20

Tabela 2.2 – Características mecânicas e hidráulicas adoptadas para o solo

De seguida é evidenciado o método adoptado para o cálculo do coeficiente de consolidação c_v , que parte do pressuposto que anteriormente à aplicação do incremento de tensão o estrato estava sob uma tensão de 50 kPa . De notar que o processo de cálculo não teve em atenção o peso próprio do estrato, sendo portanto equivalente a calcular m_v à superfície e não no ponto médio; o erro é pequeno para os estratos de 2 e 20cm mas significativo no estrato de 200cm, no qual a tensão vertical no ponto médio devido ao peso próprio é da ordem de grandeza da tensão aplicada e do incremento de tensão.

a. $\Delta\sigma'_v = 50\text{ kPa}$

b. $\Delta e = -c_c \times \log \left(\frac{\sigma'_p + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) = -0,5 \times \log \left(\frac{50+50}{50} \right) = -0,15$

c. $\varepsilon_v = \frac{dh}{h} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{0,15}{1+1,5} = 0,06$

$$d. \quad m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta\sigma'_v} = \frac{0,06}{50} = 0,0012 \text{ kN}^{-1}$$

$$e. \quad c_v = \frac{k}{m_v \times \gamma_w} = \frac{10^{-9}}{0,0012 \times 10} = 8,3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

A Figura 2.4 mostra a variação do excesso de pressão neutra normalizada na base do estrato com o tempo. Como seria de esperar (ver Equação (2.10)) quanto mais espessa é a camada de solo mais tempo esta demora a consolidar, uma vez que a água percorre um caminho maior para conseguir abandonar o solo (tendo em conta que as características desse mesmo solo são idênticas).

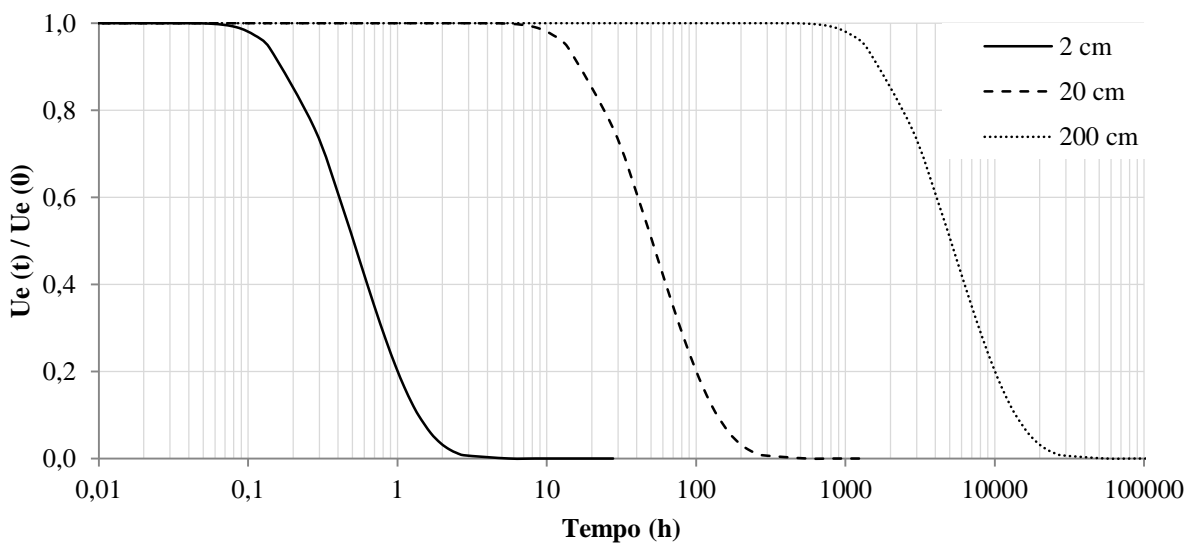


Figura 2.4 – Variação do excesso de pressão neutra na base (fronteira impermeável)

No instante em que o incremento de tensão vertical é aplicado, o solo comporta-se como não drenado e à medida que o tempo passa, a água vai saindo do solo. Essa água sai primeiramente nas zonas mais próximas da fronteira drenante, e portanto existe um atraso na dissipação do excesso de pressão neutra na base, atraso esse que aumenta com a espessura da camada.

De modo a perceber a resposta da camada, como um todo, ao carregamento vertical, pode calcular-se o grau médio de consolidação, que é matematicamente o quociente entre a área do diagrama do excesso de pressão intersticial já dissipada e a área inicial para $t = 0^+$ (imediatamente após aplicação do carregamento), cujo esquema se encontra representado na Figura 2.5 para a situação de uma distribuição inicial uniforme.

DISTRIBUIÇÃO DO EXCESSO DE PRESSÃO NEUTRA NUM DADO INSTANTE

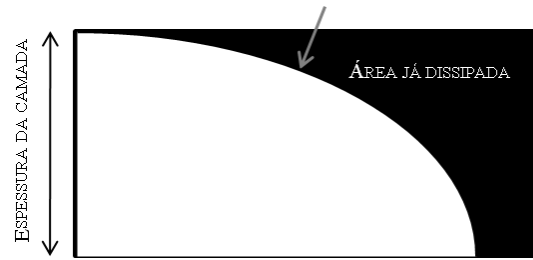


Figura 2.5 - Esquema simplificado do significado do grau médio de consolidação

Para $T_v > 0,2$, o grau médio de consolidação calcula-se através da expressão obtida da solução em série de Fourier:

$$\bar{U}_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (2.13)$$

Para valores de T_v inferiores, a série converge muito lentamente e por isso Fox em 1948 desenvolveu uma forma parabólica da solução usando transformadas de *Laplace*:

$$\bar{U}_z = 2\sqrt{T_v/\pi} \quad (2.14)$$

A Figura 2.6 mostra a variação do grau médio de consolidação com o tempo para cada camada, que se obtém por aplicação das Equações (2.13) e (2.14).

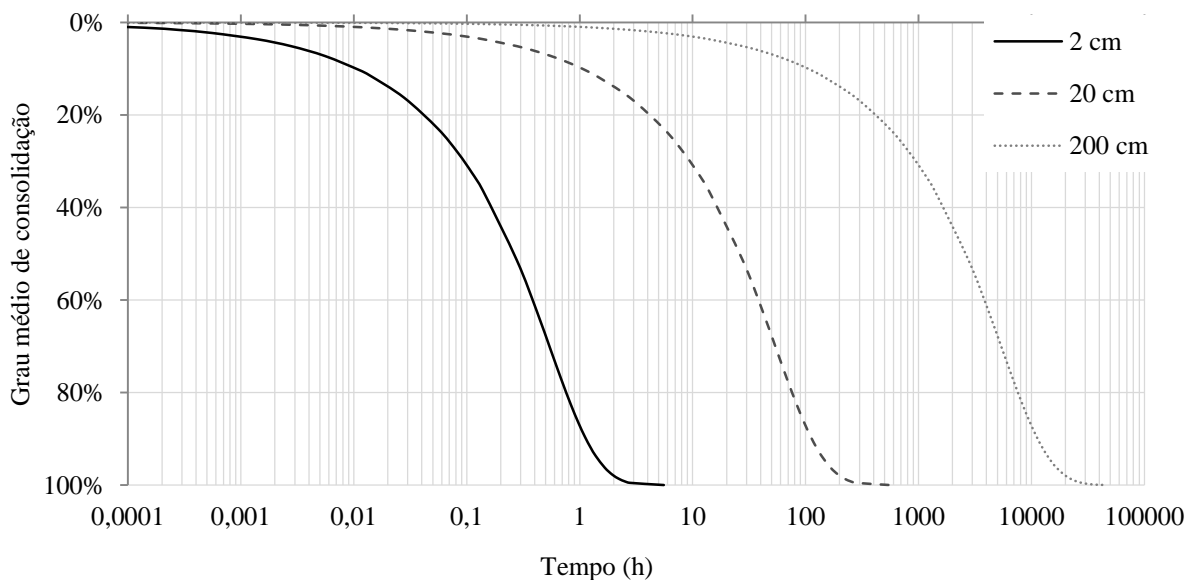


Figura 2.6 – Evolução no tempo do grau médio de consolidação

Na Tabela 2.3 estão os períodos de tempo necessários para atingir o fim da consolidação primária, assumindo que tal acontece para um grau médio de consolidação de 95%, confirmando-se que uma camada 10 vezes mais espessa demora 100 vezes mais tempo a consolidar.

ESPESSURA DA CAMADA (cm)	TEMPO (h) (TEMPO (d))
2	1,5
20	152,8 (6,4)
200	15277,8 (636,6)

Tabela 2.3 – Período aproximado para atingir um grau médio de consolidação de 95%, para as três camadas, de 2, 20 e 200cm de espessura

2.2.3 CONSOLIDAÇÃO RADIAL

A equação que rege a consolidação nas direções vertical e radial tem a seguinte forma, e é válida para permeabilidade isotrópica:

$$c_v \left(\frac{\delta^2 u_e}{\delta z^2} + \frac{\delta^2 u_e}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u_e}{\delta r} \right) = \frac{\delta u_e}{\delta t} \quad (2.15)$$

Carrillo (1942) demonstrou que:

Se $u_1 = f(z, t)$ é a solução da equação unidimensional $c_v \frac{\delta^2 u_1}{\delta z^2} = \frac{\delta u_1}{\delta t}$

e se $u_2 = f(r, t)$ é solução da equação bidimensional $c_v \left(\frac{\delta^2 u_2}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u_2}{\delta r} \right) = \frac{\delta u_2}{\delta t}$

então $u = u_1 \cdot u_2$ é necessariamente a solução do escoamento tridimensional, simétrico em relação ao eixo dos zz .

Este teorema é válido para solos anisotrópicos e portanto permite afirmar que:

$$c_v \left(\frac{\delta^2 u_e}{\delta z^2} \right) + c_h \left(\frac{\delta^2 u_e}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u_e}{\delta r} \right) = \frac{\delta u_e}{\delta t} \quad (2.16)$$

Em que c_h é o coeficiente de consolidação horizontal e c_v o coeficiente de consolidação vertical.

Trabalhando a equação anterior pode afirmar-se que:

$$\bar{U} = 1 - \{(1 - \bar{U}_z) \cdot (1 - \bar{U}_r)\} \quad (2.17)$$

Em que \bar{U} é o grau médio de consolidação, \bar{U}_z o grau médio de consolidação vertical e \bar{U}_r o grau médio de consolidação horizontal.

É geralmente a partir da equação (2.17) que se prevê na prática o grau médio de consolidação e o grau médio de assentamento que se assumem coincidentes.

São de seguida apresentadas duas possíveis soluções da equação diferencial que governa a consolidação radial admitindo drenos verticais ‘ideais’ (Barron, 1948). As restrições ao comportamento ideal dos drenos são essencialmente duas: existência de uma zona perturbada adjacente ao perímetro do dreno (*smear zone*) que ocorre devido à própria instalação e cuja permeabilidade e comportamento durante a consolidação é diferente do restante solo; e o facto de que o dreno oferece sempre uma resistência ao escoamento, ainda que pequena. Neste trabalho, de modo simplificativo, estes efeitos são desprezados.

- CASO 1: DEFORMAÇÃO VERTICAL LIVRE

Assume que o carregamento é uniformemente distribuído na zona de influência do dreno; que os assentamentos diferenciais que ocorrem durante o processo de consolidação não afectam a redistribuição de tensões por efeito de arco; e que as distorções derivadas desses assentamentos diferenciais não influenciam o processo de consolidação. Esta solução é matematicamente muito complexa e é geralmente apresentada e utilizada sob a forma dos ábacos da Figura 2.7.

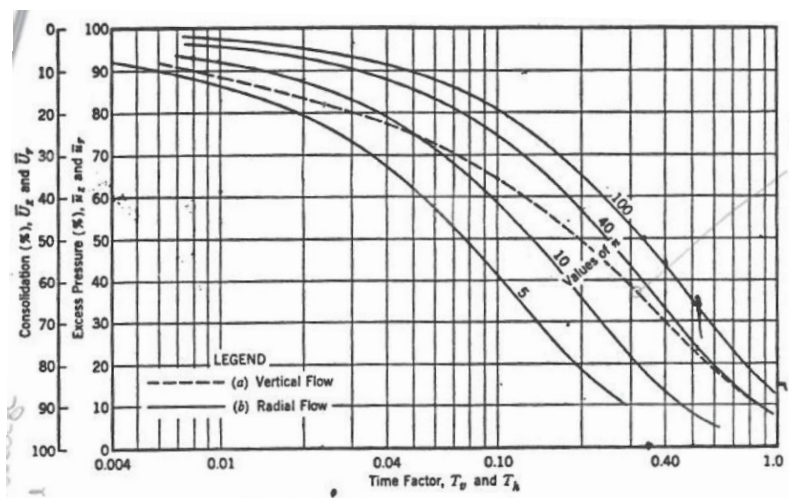


Figura 2.7 – Grau médio de consolidação (Barron, 1948)

Onde $n = d_e/d_w$, (d_w é o diâmetro do dreno, d_e o diâmetro da zona de influência do dreno), os factores tempo são $T_h = c_h \times t/d_e^2$ e $T_v = c_v \times t/H^2$, \bar{U}_z e \bar{U}_r são respectivamente o grau médio de consolidação vertical e o grau médio de consolidação radial, e \bar{u}_z e \bar{u}_r são os excessos de pressão intersticial médios na situação de consolidação vertical e consolidação radial, respectivamente.

Neste caso em que a deformação vertical é livre, o solo adjacente ao dreno consolida e comprime mais rapidamente do que o solo mais afastado. Esta diferença introduz assentamentos diferenciais à superfície, bem como distorções no solo. Como referido, assume-se que estes efeitos não influenciam a redistribuição das tensões nem a taxa de consolidação.

- CASO 2: DEFORMAÇÃO VERTICAL UNIFORME

Em contraste com o caso anterior, aqui assume-se que o carregamento é de tal forma redistribuído que as deformações verticais são iguais no mesmo plano horizontal, não ocorrendo por isso quaisquer deslocamentos diferenciais. Se a deformação vertical é independente da distância ao dreno, então a tensão efectiva também o é. Neste caso o lado direito da equação (2.6) da consolidação (variação de volume no tempo) pode ser escrito como:

$$\frac{\delta vol}{\delta t} = m_v \frac{\delta p'}{\delta t} \quad (2.18)$$

Alternativamente, se a tensão total não variar no tempo, a Equação (2.16) pode ser formulada em termos de excesso de pressão neutra média:

$$c_v \left(\frac{\delta^2 u_e}{\delta z^2} \right) + c_h \left(\frac{\delta^2 u_e}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta u_e}{\delta r} \right) = \frac{\delta \bar{u}_e}{\delta t} \quad (2.19)$$

A solução de escoamento radial no caso de deformação vertical uniforme é então:

$$u_{er} = \frac{4\bar{u}_e}{d_e^2 \times F(n)} \times \left[r_e^2 \times \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) - \left(\frac{r^2 - r_w^2}{2}\right) \right] \quad (2.20)$$

em que r_w é o raio do dreno e r_e é o raio de influência do dreno e:

$$\bar{u}_e = u_{ei} \times e^{-\frac{2T_h}{F(n)}} \quad \text{onde} \quad F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \times \ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right), \quad n = \frac{r_e}{r_w} \quad \text{e} \quad T_h = \frac{c_h \times t}{r_e^2}$$

O grau médio de consolidação radial, \bar{U}_r vem:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{2T_h}{F(n)}} \quad (2.21)$$

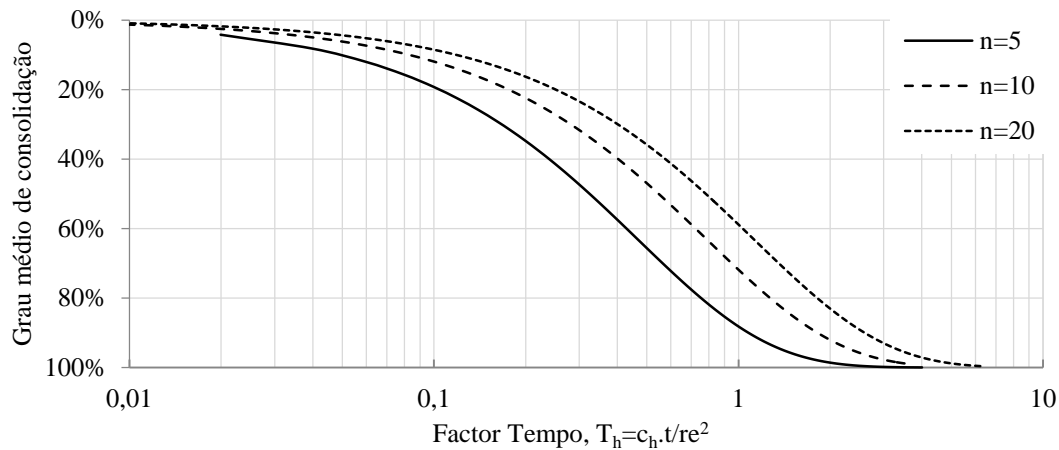


Figura 2.8 - Variação do grau médio de consolidação radial com o factor tempo.

A Figura 2.8 mostra graficamente a variação do grau médio de consolidação radial com o factor do tempo, T_h para valores de n iguais a 5, 10 e 20, que se obtêm por aplicação da equação (2.21).

A solução de deformação vertical uniforme é frequentemente usada, e assume que as secções horizontais se mantêm horizontais durante a consolidação. No entanto as observações *in-situ* indicam que esta assunção não é razoável (Hansbo, 1979).

2.3 INFLUÊNCIA DO TEMPO E DA TAXA DE CARREGAMENTO NO COMPORTAMENTO DOS SOLOS

Certos fenómenos dependentes do tempo - fluência, relaxação, influência da taxa de deformação na resposta tensão-deformação, estruturação, temperatura -, têm grande influência no comportamento dos solos, em especial dos solos argilosos.

A palavra *tempo* pode ser entendida de diversas maneiras. Neste trabalho, o tempo e a dependência do tempo estão relacionados com os efeitos viscosos no esqueleto do solo.

2.3.1 DESCRIÇÃO BÁSICA DOS EFEITOS DO TEMPO

No que diz respeito à fluência, esta corresponde a um aumento de deformação sob tensão constante. O fenómeno é esquematicamente representado na Figura 2.9: considere-se o estado de tensão A, o processo de fluência inicia-se quando se obriga a que o estado de tensão seja constante no tempo. À

medida que o tempo passa, o estado de deformação avança até *B*. Ou seja, durante o processo de fluência, a tensão é constante e a deformação aumenta.

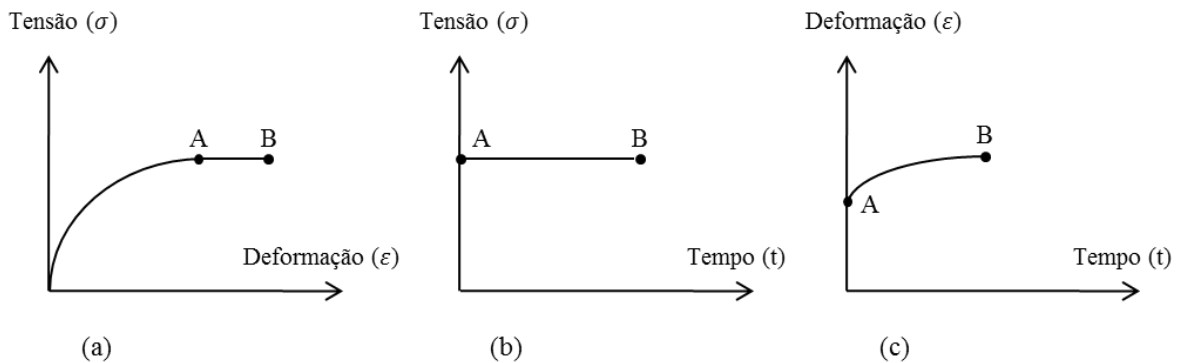


Figura 2.9– Ensaio de fluência realizados sob tensões baixas: (a) Relação tensão-deformação; (b) História de tensões; (c) História de deformações.

Observa-se experimentalmente que no processo de consolidação as deformações volumétricas dos solos moles não estabilizam quando todo o excesso de pressão intersticial dissipou. Está-se diante da consolidação secundária, que no caso do solo se encontrar saturado, só pode ocorrer à custa da expulsão da água. A fluência é geralmente caracterizada pelo parâmetro C_α , designado por coeficiente de consolidação secundária, definido matematicamente pela Equação (2.22) e cujo significado está ilustrado na Figura 2.10.

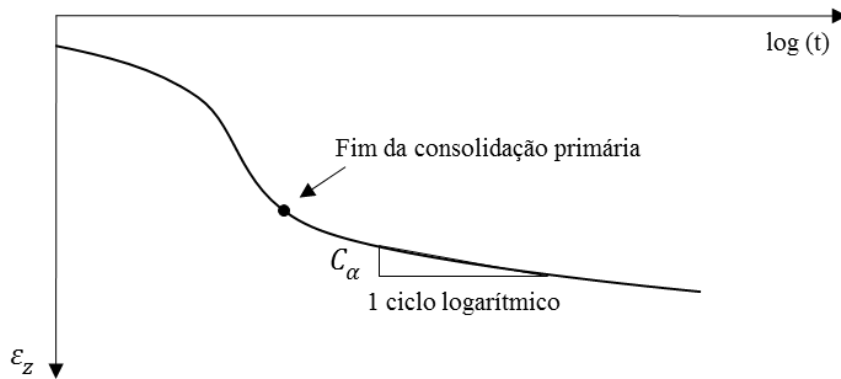


Figura 2.10 – Definição do coeficiente de consolidação secundária.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_1/t_2)} \quad (2.22)$$

A relaxação pode ser entendida como o processo inverso à fluência, e é por definição uma diminuição da tensão sob deformação constante. Na Figura 2.11 está ilustrado um ensaio de relaxação. Tal como no ensaio de fluência, o solo é submetido a carregamento até atingir um certo estado de

tensão A. Mas neste caso o processo de relaxação inicia-se impondo que a deformação total seja constante ao longo do tempo. À medida que o tempo passa, o estado de tensão move-se para o ponto B, observando-se que a tensão decresce gradualmente.

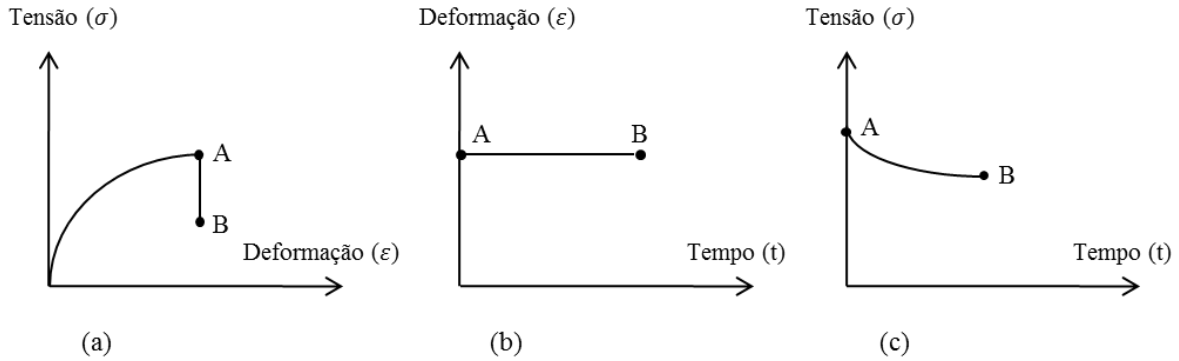


Figura 2.11 - Ensaio de relaxação realizados sob tensões baixas: (a) Relação tensão-deformação; (b) História de deformações; (c) História de tensões.

Outro fenómeno que importa considerar é a influência da taxa de deformação na resposta tensão-deformação. Para a avaliar realizam-se ensaios em que se impõe e mantém constante a taxa de deformação total $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$. As observações realizadas até hoje em argilas parecem demonstrar que quanto maior é a taxa, mais rígida é a resposta do solo (Augustesen, Liingaard, & Lade, 2004), como se mostra esquematicamente na Figura 2.12.

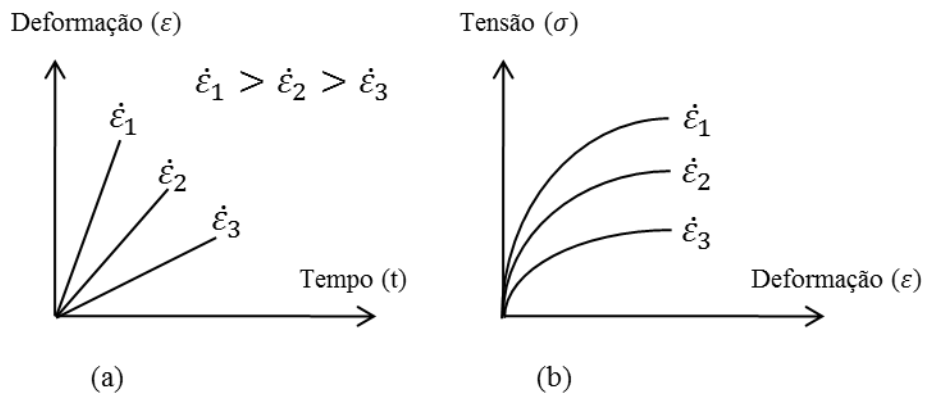


Figura 2.12 – Ensaio CRS: (a) História de deformações; (b) Resposta tensões-deformações.

2.3.2 LEI ÚNICA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO-TAXA DE DEFORMAÇÃO

A partir dos resultados de uma série de ensaios edométricos, Leroueil *et al.* (1985) concluíram que o comportamento reológico das argilas obedece a uma lei única de tensão-deformação-taxa de deformação. Esta relação pode ser descrita de maneira simples através de duas curvas:

$$\sigma'_p = f(\dot{\epsilon}_v)$$

$$\sigma'_v/\sigma'_p = f(\epsilon_v)$$

Estas curvas estão representadas graficamente na Figura 2.13 (a) e (b), respectivamente.

Torna-se então necessário perceber quais as implicações da dependência da taxa de deformação no processo de consolidação descrito. Quando se trata de consolidação unidimensional de argilas e da avaliação do assentamento devido a aumento do carregamento, existem na literatura duas abordagens:

- Hipótese A (sustentada por Mesri e co-autores): assume que a curva $e - \log \sigma'_v$ obtida através de ensaios edométricos em amostras com cerca de 2cm de espessura pode ser directamente utilizada para estimar os assentamentos de camadas muito mais espessas, dado que a relação $e - \log \sigma'_v$ no final da consolidação primária é única.
- Hipótese B (sustentada por Leroueil e co-autores): assume que as argilas têm comportamento viscoso, e portanto são influenciadas pela taxa de deformação e pela temperatura durante todo o processo de consolidação, e portanto neste caso a relação $e - \log \sigma'_v$ no final da consolidação primária não é única.

Em ambas as hipóteses se considera a existência de fluência, mas a questão que se põe é saber quando é que ela começa. Para os defensores da Hipótese A, a fluência começa apenas no fim da consolidação primária, enquanto que para quem defende a Hipótese B, a fluência ocorre durante todo o processo de consolidação, o que implica que a magnitude das deformações por fluência é maior. As diferenças entre as duas abordagens podem ser observadas na Figura 2.14.

Observando a Figura 2.14, pode constatar-se que num mesmo instante, se se considerar o comportamento viscoso da argila, a extensão é superior. Isto quer dizer que em estratos reais o assentamento será mais elevado do que o previsto pelos defensores da Hipótese A, já que a taxa de carregamento diminui (ver também Figura 2.13 (c)).

Ambas as abordagens, aparentemente contraditórias, foram sendo suportadas por resultados experimentais (Leroueil S. , 1995).

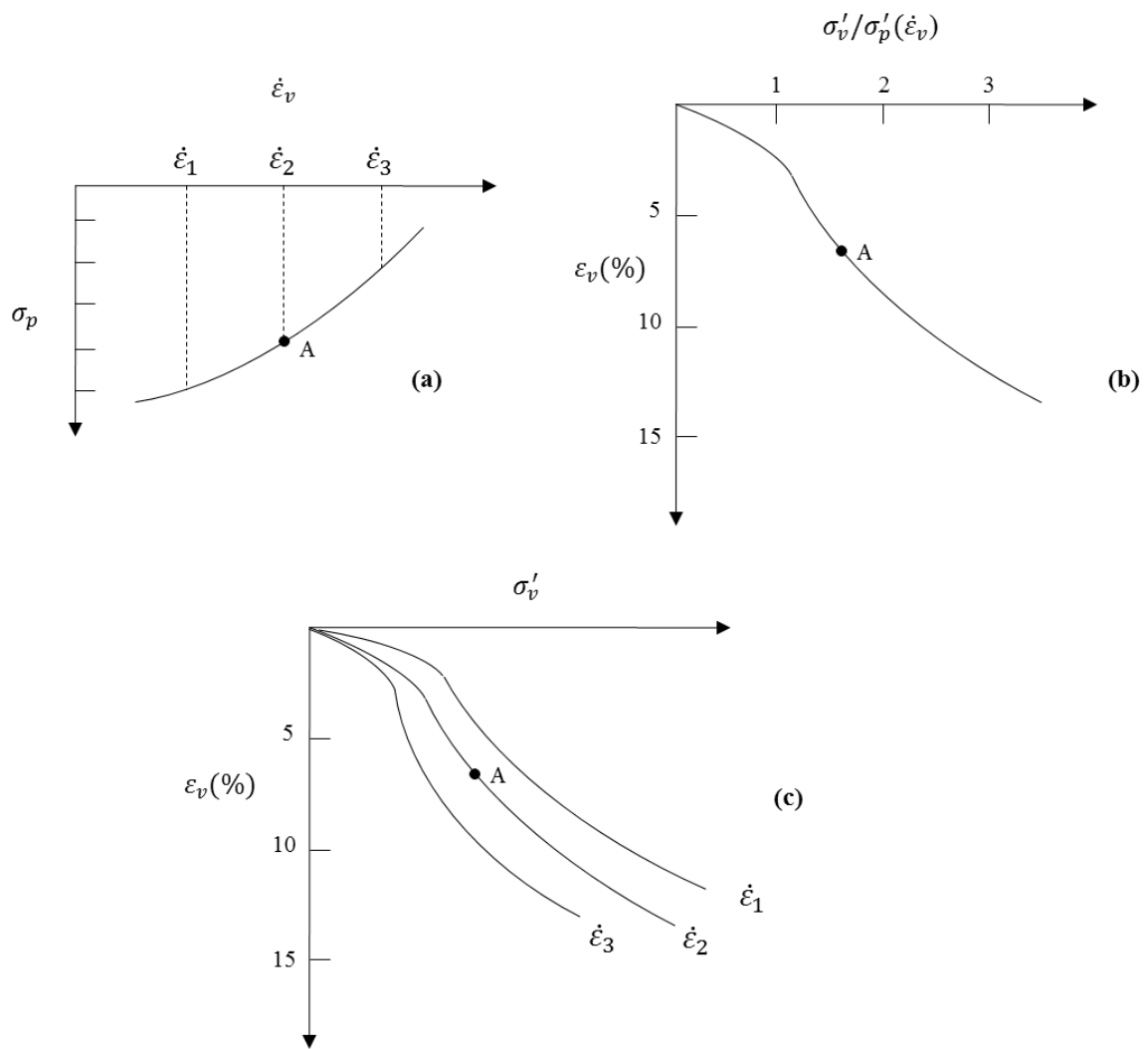


Figura 2.13 – Modelo reológico proposto por Leroueil *et al.* (1985) (adaptação).

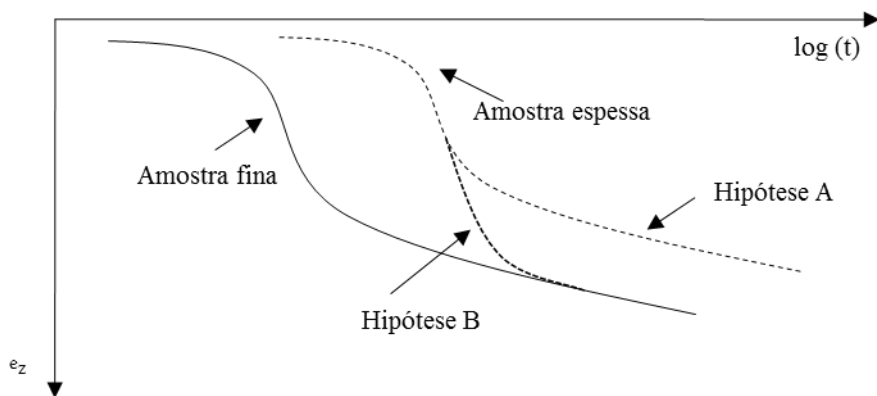


Figura 2.14 – Curvas ε_z - $\log(t)$ previstas pelas Hipóteses A e B.

Capítulo 3 - MODELOS NUMÉRICOS

Neste capítulo são descritas em detalhe as análises numéricas efectuadas para estudar a consolidação vertical, radial e ambas em simultâneo. Uma vez que se está a estudar a consolidação de argilas moles tendo em conta o efeito da fluência, foram usados dois dos modelos constitutivos implementados no programa PLAXIS 2D e que se adequam a este tipo de solos: o modelo *Soft Soil* e o Modelo *Soft Soil Creep*.

3.1 PROGRAMA PLAXIS 2D

O programa PLAXIS 2D começou a ser desenvolvido em 1987 na Universidade de Delft, Holanda e é actualmente um dos programas mais utilizados na área do projecto geotécnico. É baseado no método dos Elementos Finitos e é utilizado para modelar problemas geotécnicos, sendo o comportamento do solo simulado por modelos constitutivos. Permite análises em axissimetria ou estado plano de deformação.

3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

3.2.1 MODELO *SOFT SOIL*

O Modelo Soft Soil (SS) baseia-se no Modelo Cam Clay Modificado e tem como principal campo de aplicação os casos em que existe compressão de solos moles (argilas, siltes argilosos e turfas). As principais características do modelo são:

- A rigidez depende do nível de tensão (comportamento não linear);
- A resposta do solo em carregamento primário é diferente da resposta em descarga-recarga;

- A tensão de pré-consolidação é memorizada;
- O comportamento na rotura obedece ao critério de Mohr-Coulomb.

A relação entre a deformação volumétrica ε_v e tensão efectiva média p' obedece a uma lei logarítmica (ver Figura 3.1). Devido ao facto de se usar a deformação volumétrica em vez do índice de vazios, a equação (3.1) envolve o índice de compressibilidade modificado λ^* e não o índice λ do Modelo Cam Clay Modificado, como usado por Burland (1965). No ramo de compressão isotrópica virgem tem-se que:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = \lambda^* \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) \quad (3.1)$$

A validade da equação anterior é mantida obrigando a que o valor mínimo de p' seja igual a 1kPa. No caso de descarga/recarga isotrópica, a deformação volumétrica elástica é formulada do seguinte modo:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = \kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) \quad (3.2)$$

O parâmetro κ^* é o índice de expansibilidade modificado, e caracteriza o comportamento do solo durante a descarga e a recarga, que se considera elástico e regido pela lei de Hooke. A equação (3.2) implica a seguinte relação linear:

$$K_{dr} = \frac{E_{dr}}{3(1 - 2\nu_{dr})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (3.3)$$

O índice dr é usado para se especificar que os parâmetros se referem à descarga e/ou recarga, K_{dr} é o módulo de rigidez, E_{dr} o módulo de deformabilidade e ν_{dr} é o coeficiente de Poisson. No modelo SS, κ^* e ν_{dr} são os parâmetros introduzidos para a computação das deformações elásticas, e não K_{dr} e E_{dr} . De notar que a relação λ^*/κ^* é igual à razão λ/κ do Modelo Cam Clay Modificado.

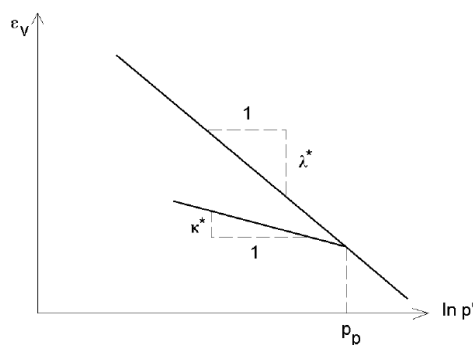


Figura 3.1 – Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efectiva média. (adaptado de *Plaxis 2D – Material Models Manual*)

Podem existir um número infinito de linhas de descarga-recarga, cada uma correspondente a um determinado valor da tensão de pré-consolidação isotrópica, p_p . Esta tensão representa o nível máximo de tensão já experimentado pelo solo. Num ciclo de descarga e/ou recarga p_p é constante, já no ramo virgem esta vai aumentando à medida que aumenta o nível de tensão, dando lugar à ocorrência de deformações volumétricas plásticas (irreversíveis).

Para estados triaxiais de tensão, a função de cedência do modelo SS é definida como:

$$f = p'^{eq} - p_p'^{eq} \quad (3.4)$$

Onde p'^{eq} é o valor da tensão média efectiva para $q=0$ na superfície de carregamento que passa pelo estado corrente/actual de tensão e $p_p'^{eq}$ é a tensão equivalente de pré-consolidação, cujo significado geométrico é ilustrado na Figura 3.2.

$$p'^{eq} = \frac{q^2}{M^2 (p' + c' \times \cot g(\varphi'))} + (p' + c' \times \cot g(\varphi')) \quad (3.5)$$

Esta tensão $p_p'^{eq}$ é uma função da deformação plástica.

$$p_p'^{eq} = p_{p0}'^{eq} \exp\left(\frac{\Delta \epsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (3.6)$$

A função de cedência f (Equação (3.4)) pode ser descrita como uma série de elipses no plano $p' - q$, cujos topos (pontos correspondentes a q máximo) estão localizados numa linha com inclinação M . No modelo Cam Clay Modificado (Burland, 1965), a linha- M representa a linha de estados críticos, e descreve os estados de tensão na rotura pós-pico. No entanto, no modelo SS a rotura é descrita pelo critério de Mohr-Coulomb.

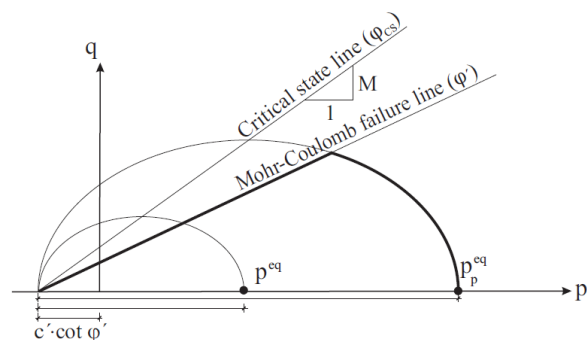


Figura 3.2 - Superfícies de rotura do modelo SS no plano $p' - q$. (adaptado de (Neher, Wehnert, & Bonnier, 2000))

3.2.2 MODELO *SOFT SOIL CREEP*

O Modelo Soft Soil Creep (SSC) pode ser considerado como uma extensão do modelo anterior, com uma importante característica adicional: consegue reproduzir que o comportamento de argilas segue uma lei única de tensão-deformação-taxa de deformação, e portanto consegue reproduzir a fluência.

Uma vez que todos os solos possuem sempre alguma fluência, usar um modelo que tenha em conta esse fenómeno reproduz mais fielmente o comportamento real dos mesmos.

Desde 1936, com Buisman, que foram sendo publicadas leis para descrever a fluência em solos (em particular argilas), uma vez que os resultados experimentais e de observação levam a crer que os assentamentos de solos moles não conseguem ser explicados na totalidade pelo princípio das tensões efectivas e pela teoria clássica da consolidação.

Buisman (1936) propôs a seguinte equação para descrever a fluência sob tensão efectiva constante:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t_c + t'}{t_c}\right) \quad \text{para } t' > 0 \quad (3.7)$$

Onde ε_c é a deformação no fim da consolidação primária, t_c o tempo até ao fim dessa consolidação primária, C_B uma constante do material e t' a diferença entre o tempo medido desde o início do carregamento e t_c , ou seja, o tempo efectivo em que ocorre fluência.

Baseado no trabalho de Bjerrum (1967), Garlanger (1972) propôs uma equação de fluência na forma:

$$e = e_c - C_\alpha \log\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad \text{com } C_\alpha = C_B(1 + e_0), \quad \text{para } t' > 0 \quad (3.8)$$

Onde a deformação é substituída pelo índice de vazios e t_c pelo parâmetro τ_c , cujo significado está descrito na Figura 3.3.

Outras das possibilidades para descrever a compressão secundária é a proposta por Butterfield (1979):

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H - C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (3.9)$$

Onde ε^H é a deformação logarítmica definida como:

$$\varepsilon^H = \ln\left(\frac{V}{V_0}\right) = \ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right) \quad (3.10)$$

De notar que o índice '0' se refere aos valores iniciais e o expoente 'H' a Hencky, pois foi ele o primeiro a usar a deformação logarítmica. No caso de pequenas deformações pode demonstrar-se que:

$$C = \frac{C_\alpha}{(1+e_0)\ln 10} = \frac{C_B}{\ln 10} \quad (3.11)$$

No caso de grandes deformações, uma deformação logarítmica é superior à deformação tradicional. Para determinar o valor do parâmetro C pode ser usado o método tradicional (Figura 3.3 (a)) ou a construção desenvolvida por Janbu (1969) (Figura 3.3 (b)), já o parâmetro τ_c é retirado apenas desta última.

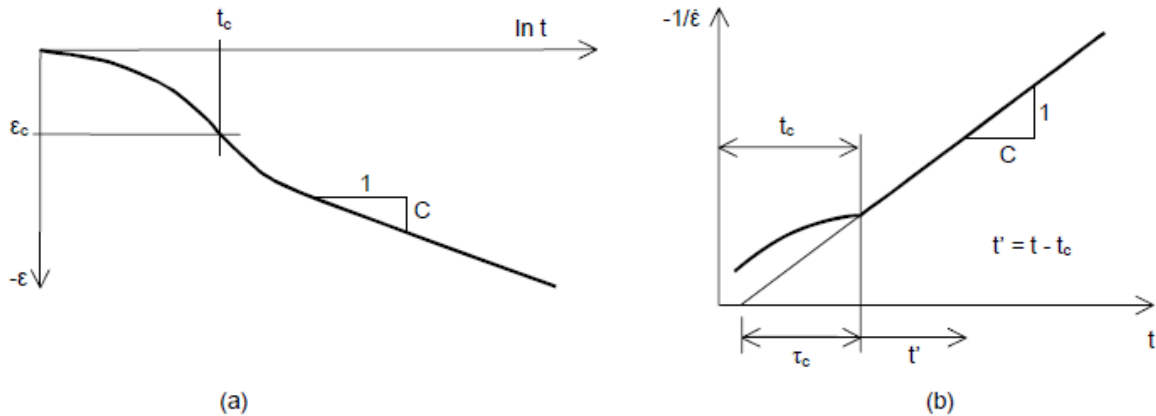


Figura 3.3 – Consolidação e fluência em ensaios edométricos *standard*. (adaptado de *Plaxis 2D – Material Models Manual*)

O programa PLAXIS utiliza as equações (3.9) e (3.11).

De seguida apresentam-se as relações entre os parâmetros destes dois modelos, os do modelo Cam Clay e os parâmetros normalizados de ensaios edométricos:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \qquad \kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \qquad \text{---}$$

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \times (1+e)} \qquad \kappa^* \approx \frac{2}{2,3} \frac{C_s}{1+e} \qquad \mu^* \approx \frac{C_\alpha}{2,3 \times (1+e)}$$

Em que μ^* é o índice de compressibilidade secundária modificado (restantes parâmetros já introduzidos anteriormente).

3.3 CONSOLIDAÇÃO VERTICAL

O objectivo do estudo da consolidação vertical pura é perceber as diferenças de comportamento do solo num ensaio edométrico e num estrato real, uma vez que é geralmente a partir destes ensaios que se estimam as características do solo *in-situ*. As análises modelam a consolidação de três estratos com 2, 20 e 200cm de espessura, associada ao aumento de tensão aplicada de 50 para 100kPa.

3.3.1 MATERIAIS

As características mecânicas e hidráulicas adoptadas para o solo encontram-se na Tabela 3.1, e correspondem, em geral, a valores típicos para argilas normalmente consolidadas; a excepção são os valores do peso volúmico e do ângulo de resistência ao corte, que têm valores um pouco elevados para uma argila mole, no entanto tal facto não afecta os resultados obtidos pois as análises efectuadas situam-se longe da rotura.. De notar que o programa converte os parâmetros de compressibilidade de acordo com as expressões referidas anteriormente.

DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO	SÍMBOLO (UNIDADE)	VALOR
Índice de compressibilidade	C_c (--)	0,50
Índice de expansibilidade	C_s (--)	0,05
Coefficiente de consolidação secundária	C_α (--)	0,03
Índice de vazios inicial	e_0 (--)	1,50
Coefficiente de permeabilidade	k (m/s)	1×10^{-9}
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	20
Ângulo de resistência ao corte	Φ' (°)	32
Coesão	c (kPa)	1

Tabela 3.1 - Características mecânicas e hidráulicas adoptadas para o solo

3.3.2 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA MECÂNICAS E HIDRÁULICAS

Foram modelados três estratos, com espessura de 2, 20 e 200cm, todos com a mesma relação espessura/diâmetro de 1:4, os quais foram sujeitos a carregamento em condições de confinamento lateral, existindo, portanto, apenas deformações verticais. A análise foi feita em condições de axissimetria, pelo que apenas metade da geometria necessita de ser modelada.

Relativamente às condições de apoio (ver Figura 3.4), considerou-se que, em cada camada, a base está impedida de se deslocar em todas as direcções e que as fronteiras laterais estão impedidas de se deslocarem horizontalmente, tal como num ensaio edométrico.

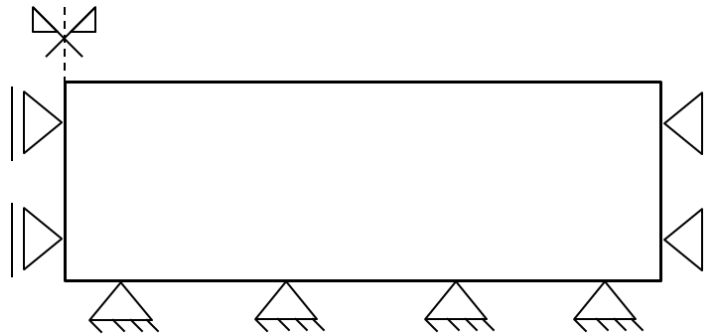


Figura 3.4 - Representação esquemática das condições de fronteira

A malha de elementos finitos adoptada é composta por elementos triangulares de 15 nós. Esta malha, representada na Figura 3.5, foi gerada automaticamente pelo programa.

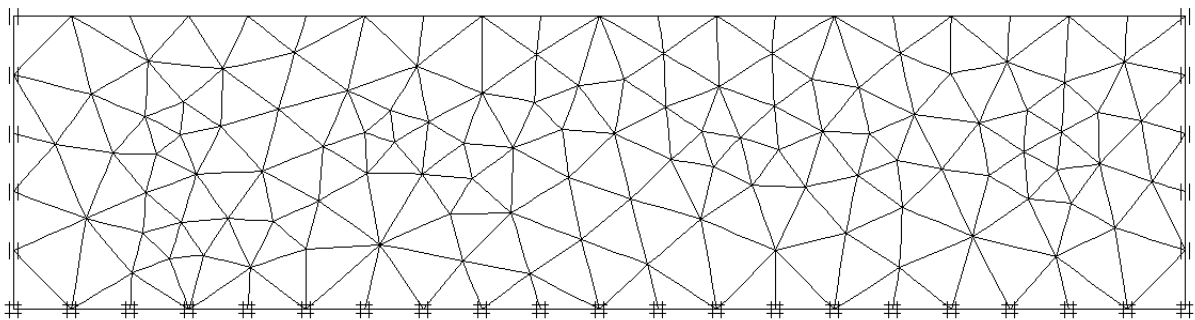


Figura 3.5 - Malha de elementos finitos adoptada

Após a geração da malha e a definição do tipo e posição do sistema de carregamento (uniforme e distribuído), procedeu-se à caracterização do estado de tensão inicial, em termos de tensões totais e efectivas.

A posição do nível freático (NF) foi definida na base do estrato, situação que ainda que irrealista não afecta os resultados das análises efectuadas dado que apenas se pretende estudar a dissipação do excesso de pressão neutra. Esta escolha teve como objectivo eliminar algumas divergências numéricas. O solo é considerado normalmente consolidado (com grau de sobreconsolidação, $OCR=1.0$) e admite-se que o coeficiente de impulso em repouso, K_0 é igual a $0,47 (1 - \text{sen}(\phi'))$. Todas as fronteiras foram consideradas estanques, ou seja “closed flow boundary” e “closed consolidation boundary”, excepto o topo do estrato, considerado a fronteira drenante.

3.3.3 PROCESSO DE CÁLCULO

Procedeu-se então ao cálculo, o qual é composto por várias fases. A primeira fase consistiu em carregar o solo em condições drenadas aplicando uma variação de tensão efectiva de $50kPa$, de modo a instalar o estado de tensão inicial. Logo de seguida foram aplicados mais $50kPa$, desta vez já em condições não drenadas, que causa a geração de excessos de pressão intersticial no valor de $50kPa$ em toda a espessura da camada.

Estas duas primeiras fases são exactamente iguais tanto na análise que não inclui fluência como naquela que inclui, pois são fases que não têm associado um intervalo de tempo. Nestas duas fases o solo é modelado usando o modelo Soft Soil.

Procede-se de seguida à modelação do processo de consolidação, através de uma série de fases. Nestas fases o solo é modelado usando o Modelo Soft Soil e o Modelo Soft Soil Creep, no caso de se ignorar ou não o efeito da fluência durante a consolidação, respectivamente. Cada fase ocorre durante um certo intervalo de tempo, dependendo da espessura da camada, e deste modo é possível modelar o comportamento ao longo do tempo, até que seja dissipado todo o excesso de pressão intersticial, ou de modo equivalente, até que o incremento de tensão total aplicado na fase 2 seja integralmente transferido para o esqueleto sólido, ocorrendo um assentamento da camada, aumentando a sua resistência (ver Figura 3.6). A razão pela qual se processou o cálculo em várias fases de consolidação foi a possibilidade de se obter a variação dos excessos de pressão intersticial e do assentamento ao longo do tempo.

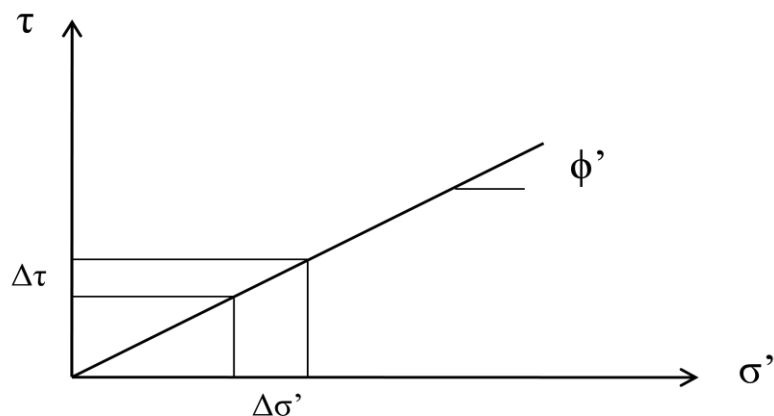


Figura 3.6 – Aumento da resistência ao corte com o aumento da tensão efectiva.

Para efeitos de cálculo assumiu-se que o fim da consolidação primária acontece para um grau médio de consolidação de 95%, quando se tem em conta a fluência do solo.

3.4 CONSOLIDAÇÃO RADIAL

Estudou-se igualmente a consolidação radial pura, de maneira a perceber o contributo da introdução de drenos verticais na aceleração da consolidação.

3.4.1 MATERIAIS

O material considerado nesta série de análises é o mesmo da parte anterior (ver 3.3.1).

3.4.2 GEOMETRIA. CONDIÇÕES DE FRONTEIRA MECÂNICAS E HIDRÁULICAS

Foram modelados estratos com alturas de 1, 2, 5, 10 e 20m e larguras de 0,5, 1,0 e 2,0m, os quais foram sujeitos a carregamento em condições de confinamento lateral, existindo, portanto, apenas deformações verticais. A análise foi feita em condições de axissimetria, pelo que apenas metade da geometria necessita de ser modelada. De maneira a poder comparar com a solução de *Barron* para o caso de deformação vertical uniforme, optou-se inicialmente por colocar uma placa no topo do estrato, sem peso, mas com elevada rigidez de flexão.

As condições de apoio consideradas são idênticas às especificadas no modelo para consolidação vertical, que se encontram esquematizadas na Figura 3.4. As fronteiras são consideradas estanques, ou seja, “closed consolidation boundary” e “closed flow boundary”, excepto a fronteira sobre o eixo de simetria onde está o dreno. O dreno vertical é materializado por uma linha “drain”, que, de acordo com o manual de referência do programa PLAXIS 2D, é uma linha na qual o excesso de pressão neutra é sempre zero. Criar esta linha é similar a criar uma linha de geometria, não podendo ser especificada qualquer característica além da posição (raio, permeabilidade, etc).

3.4.3 PROCESSO DE CÁLCULO

O processo de cálculo adoptado para a consolidação radial pura é similar ao estudo da consolidação puramente vertical, descrito na secção 3.3.3.

Posteriormente são realizados dois estudos extra. No primeiro substitui-se a linha “drain” por uma coluna de solo com raio igual a 0,2m, constituída por solo idêntico ao solo em consolidação mas com permeabilidade 10000 vezes superior, ou seja, $k_{dreno} = 1 \times 10^{-5} m/s$. Verificou-se que a atribuição de uma rigidez mais elevada aos elementos que constituem o dreno (um valor típico para uma areia) causa uma redistribuição de tensões muito significativa e deixa de se verificar a condição de deformação vertical uniforme.

No segundo estudo analisa-se a possibilidade de modelar a consolidação com drenos verticais, de forma equivalente, em estado plano de deformação (EPD), visto que a modelação de casos de obra é muitas vezes feita recorrendo à hipótese de EPD.

3.5 CONSOLIDAÇÃO VERTICAL E RADIAL

Após estudar o contributo isolado da consolidação vertical e da consolidação radial, pretende-se em seguida entender as duas em simultâneo, uma vez que representa a melhor aproximação às situações reais. Os materiais e o processo de cálculo são idênticos aos dos modelos anteriores e as condições de fronteira são uma sobreposição das anteriores. Consideram-se apenas estratos com 10 *m* de altura e com larguras de 0,5, 1,0 e 2,0*m*.

Capítulo 4 - ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

A análise dos resultados alcançados com este estudo segue um percurso, no qual algumas das etapas estavam já pensadas desde o início, enquanto outras foram sendo introduzidas à medida que a autora se foi apercebendo da sua relevância.

O primeiro passo foi estudar e aplicar a exemplos concretos a teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi (ver 2.2.2) e a teoria da consolidação radial de Barron (ver 2.2.3), de modo a ter uma base teórica para comparação com os resultados que viriam a ser obtidos com recurso ao método dos elementos finitos.

Partindo da teoria da consolidação unidimensional, modelaram-se estratos de diferentes espessuras, com o intuito de perceber as diferenças de comportamento na passagem de um edómetro a um estrato real, cujas implicações são de extrema importância, uma vez que é exactamente a partir de ensaios edométricos que se retiram as características de compressibilidade do solo a usar em projecto na estimativa de assentamentos.

Depois, analisou-se uma situação de consolidação puramente radial. Para tal, foram consideradas geometrias com diferentes relações entre o raio do dreno e o raio da sua área de influência, com vista a compreender a importância da escolha do afastamento em planta que seja mais eficiente, quer do ponto de vista construtivo quer económico (menor tempo de consolidação).

Por último foram modelados estratos em consolidação vertical e radial, com o objectivo de validar o teorema de Carrillo (equação (2.17)) utilizado em projecto e segundo o qual o grau médio de

consolidação é função do grau médio de consolidação vertical e do grau médio de consolidação radial, obtidos a partir das teorias de Terzaghi e Barron, respectivamente.

Para as três situações acima descritas foi analisado o efeito da consideração ou não da fluência. Como seria de esperar, verifica-se que não é possível deixar de ter em conta este fenómeno na previsão dos assentamentos derivados do processo de consolidação.

4.2 CONSOLIDAÇÃO VERTICAL

A análise incidiu sobre três aspectos: i) a dissipação do excesso de pressão na base do estrato com o tempo, por ser a zona mais afastada da fronteira drenante e portanto a última a dissipar a totalidade desse excesso, permitindo também avaliar o efeito de Mandel-Cryer; ii) o grau médio de consolidação e o grau médio de assentamento, que geralmente se assumem serem coincidentes; e iii) os assentamentos derivados da consolidação e da fluência.

A Figura 4.1 mostra a variação do excesso de pressão intersticial na base do estrato para três camadas com 2, 20 e 200 cm de espessura, respectivamente e para as três análises efectuadas: solução teórica de Terzaghi, Modelo *Soft Soil* e Modelo *Soft Soil Creep*.

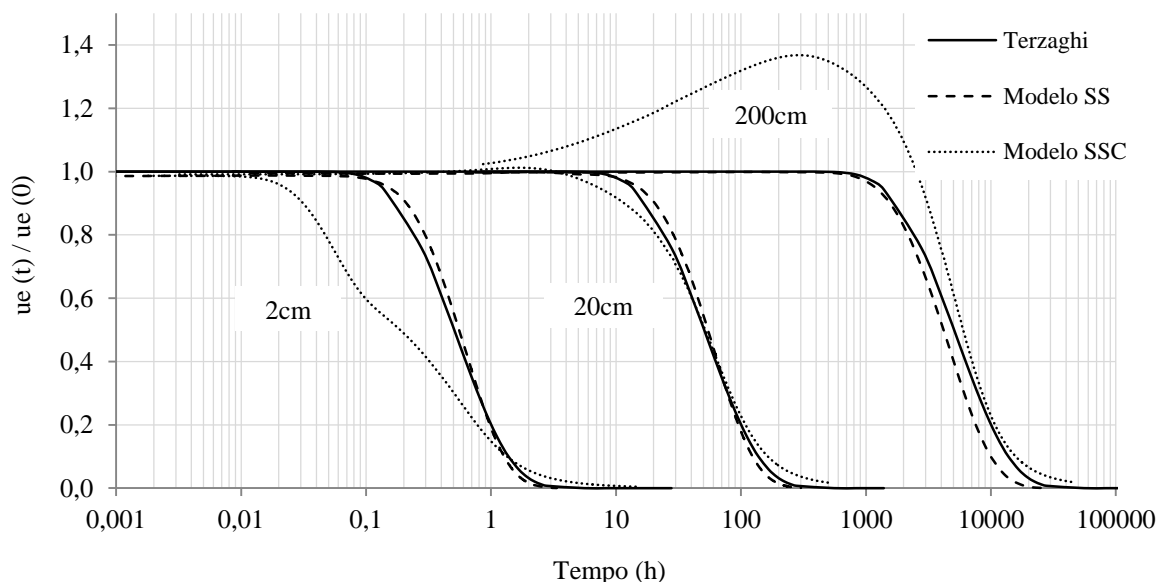


Figura 4.1 – Dissipação no tempo do excesso de pressão intersticial na base, em cada camada

Pode constatar-se que as três soluções - solução teórica de Terzaghi, Modelo *Soft Soil* e Modelo *Soft Soil Creep* – prevêem que o tempo para a ocorrência da dissipação da pressão intersticial na base aumenta com a espessura da camada, mais concretamente com o quadrado da espessura.

Como seria de esperar os resultados da solução teórica e do modelo SS são praticamente coincidentes, as pequenas diferenças advêm do facto da solução teórica considerar c_v constante, enquanto que no modelo SS esse parâmetro varia (aumenta) durante a consolidação uma vez que o coeficiente de compressão volumétrica - m_v - também varia (diminui).

Para os parâmetros adoptados, para a camada de 2 e 20 cm a solução de Terzaghi subestima a pressão intersticial na base para $u_b/u_e(0) > 0.03 - 0.4$ e sobrestima para valores de $u_b/u_e(0)$ inferiores. Para a camada de 200cm sobrestima sempre a pressão intersticial da base em comparação com o modelo SS.

Comparando o modelo SS e o modelo SSC; para a camada de 2cm o modelo SSC prevê uma dissipação muito mais rápida que o modelo SS devido a um possível endurecimento por fluência; para as camadas de 20 e 200cm as diferenças são pouco acentuadas, a excepção é a ocorrência do efeito de Mandel-Cryer de magnitude muito significativa na camada de 200cm que afecta os resultados para $u_b/u_e(0) > 0.5$. O excesso de pressão intersticial, experimenta um aumento antes de tender para zero e este fenómeno designa-se por efeito de Mandel-Cryer. O efeito de Mandel-Cryer corresponde a um aumento da pressão intersticial, acima do valor do incremento de tensão total aplicado, em zonas mais afastadas da fronteira drenante. Junto das fronteiras drenantes a dissipação do excesso de pressão intersticial é mais rápida e conseqüentemente também a ocorrência de deformações volumétricas. O solo junto às fronteiras drenantes comporta-se como sendo mais deformável. O contraste de deformabilidade leva a que haja uma redistribuição de tensões com mais tensão total a ser transferida para a zona longe da fronteira drenante, onde se verifica um aumento da tensão total e conseqüentemente do excesso de pressão intersticial. Informação disponível na literatura sugere que este aumento de pressão intersticial, em excesso do valor do incremento de tensão total aplicada, não ultrapassa em geral 20%.

De acordo com a teoria de consolidação de Terzaghi o grau médio de consolidação é igual ao grau médio de assentamento. O grau médio de assentamento define-se como o quociente entre a variação do assentamento num dado instante e a variação do assentamento a longo prazo ou no instante em que o grau médio de consolidação é aproximadamente 95% quando há fluência:

$$\bar{U}_s = \frac{h(t) - h(0)}{h(t_{\infty} \text{ ou } \bar{U}_z=95\%) - h(0)} \quad (4.1)$$

Na Figura 4.2 e na Figura 4.3 está a comparação entre o grau médio de consolidação e o grau médio de assentamento, obtidos com os modelos SS e SSC, respectivamente, e comparados com os resultados da teoria de Terzaghi. O grau médio de consolidação (definido com evidenciado na Figura 2.5)

calculado através da teoria de Terzaghi e aquele obtido com o modelo SS, são muito próximos, pelas razões apontadas acima em relação à pressão intersticial na base. Para o modelo SS observa-se que o grau médio de assentamento aumenta nos três casos ligeiramente mais depressa que o de consolidação mas a diferença não é significativa e deve-se ao método de cálculo.

Contudo no caso em que se considera a fluência a diferença entre U_c e U_s é muito mais significativa (Figura 4.3). À medida que a espessura da camada aumenta constata-se que a curva do grau médio de consolidação se desloca para a direita em relação à curva do grau médio de assentamento. É possível supor que se a espessura for superior a 200cm se tenha uma diferença ainda mais significativa. Este facto tem uma grande implicação na realidade do projecto de obras com construção faseada, pois em alguns casos estima-se o grau médio de consolidação a partir da evolução dos assentamentos e assumindo que $U_c=U_s$, mas se na verdade o grau médio de consolidação é menor isso significa que há uma menor percentagem de excesso de pressão neutra que já se transformou em tensão efectiva, e portanto a resistência ao corte é também menor. Para ambos os casos, admitindo a ocorrência ou não de deformações por fluência, o grau de assentamento é praticamente coincidente com a solução teórica de Terzaghi.

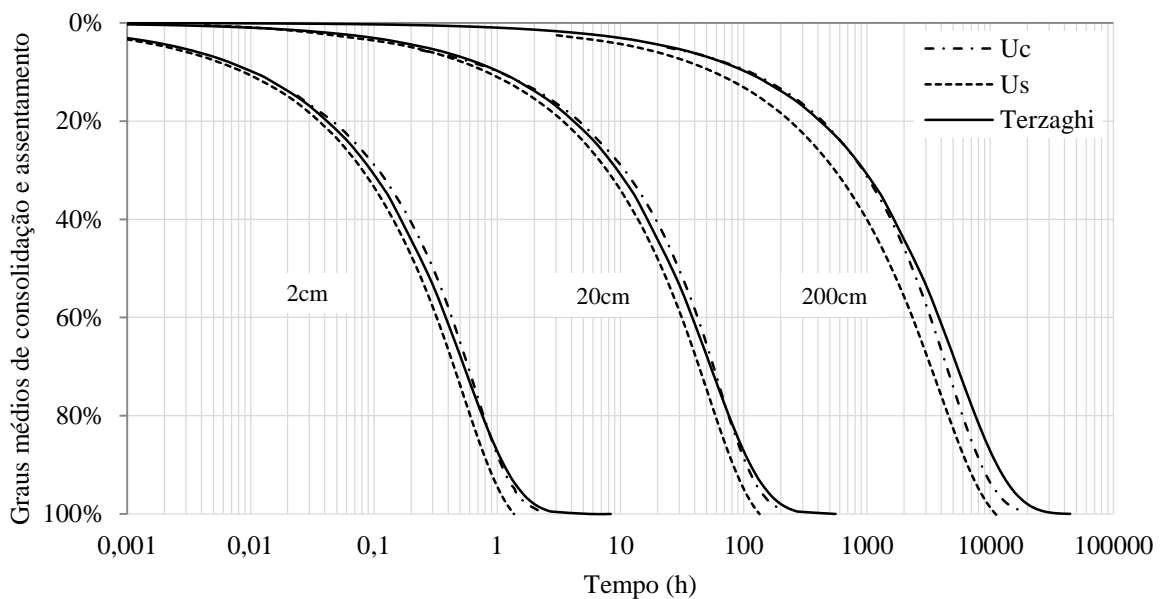


Figura 4.2 – Graus médios de consolidação e de assentamento: Solução de Terzaghi e Modelo *Soft Soil*.

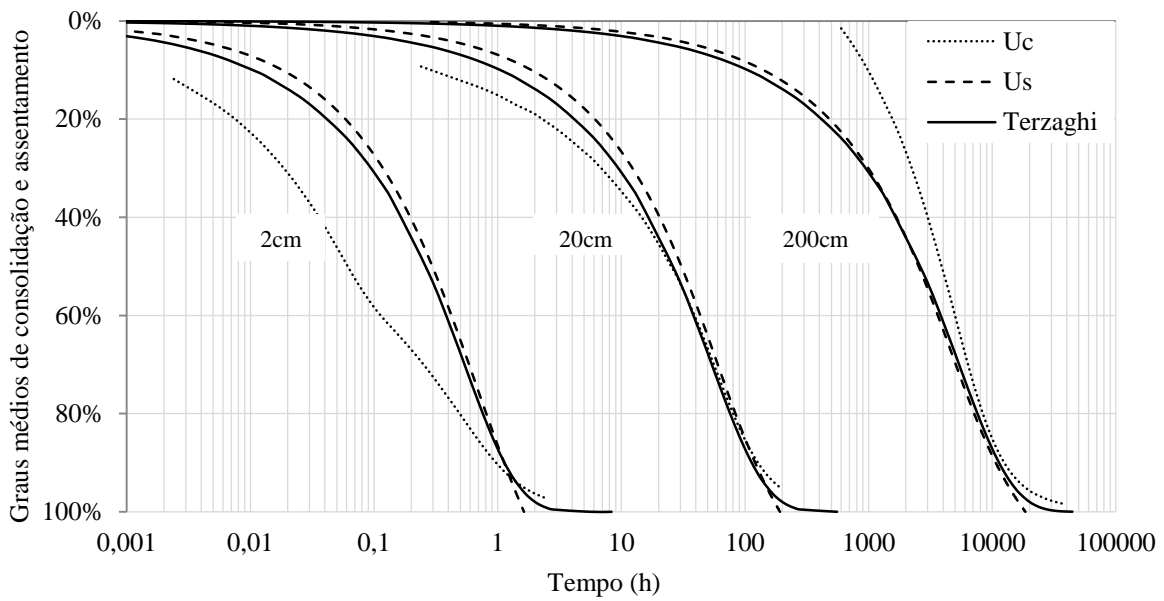


Figura 4.3 - Graus médios de consolidação e de assentamento: Modelo *Soft Soi Creep*.

A Figura 4.4 e a Figura 4.5 mostram a variação da extensão vertical média com o tempo, em que a extensão vertical média é calculada com base no assentamento no topo da camada ($=\Delta h/h$). No caso em que não existe fluência, a deformação estabiliza no final da consolidação primária, tal como seria de esperar. No entanto ela deveria ter exactamente o mesmo valor, independentemente da espessura da camada. Esta diferença explica-se devido ao facto da tensão média ser diferente em cada camada devido ao peso próprio, sendo o índice de compressibilidade C_c considerado igual, o que ao serem aplicados os mesmos incrementos de tensão, faz com que a variação do índice de vazios seja diferente.

Observando a Figura 4.5 pode constatar-se que à medida que aumenta a espessura da camada aumenta também a extensão no final da consolidação primária, tal como previsto no modelo proposto por Leroueil (ver 2.3.2). A diferença é especialmente visível na camada mais espessa com 200cm uma vez que o período de tempo para se dar a consolidação primária é muito superior, e durante todo esse tempo ocorrem deformações por fluência. Sendo a tensão efectiva aplicada igual nos três casos, deduz-se então que quanto maior a espessura menor a taxa de deformação e portanto maior o assentamento. Estes resultados têm implicação ao nível da estimação dos assentamentos de estratos reais a partir de ensaios edométricos. Se este efeito não for tido em conta, o assentamento será subestimado.

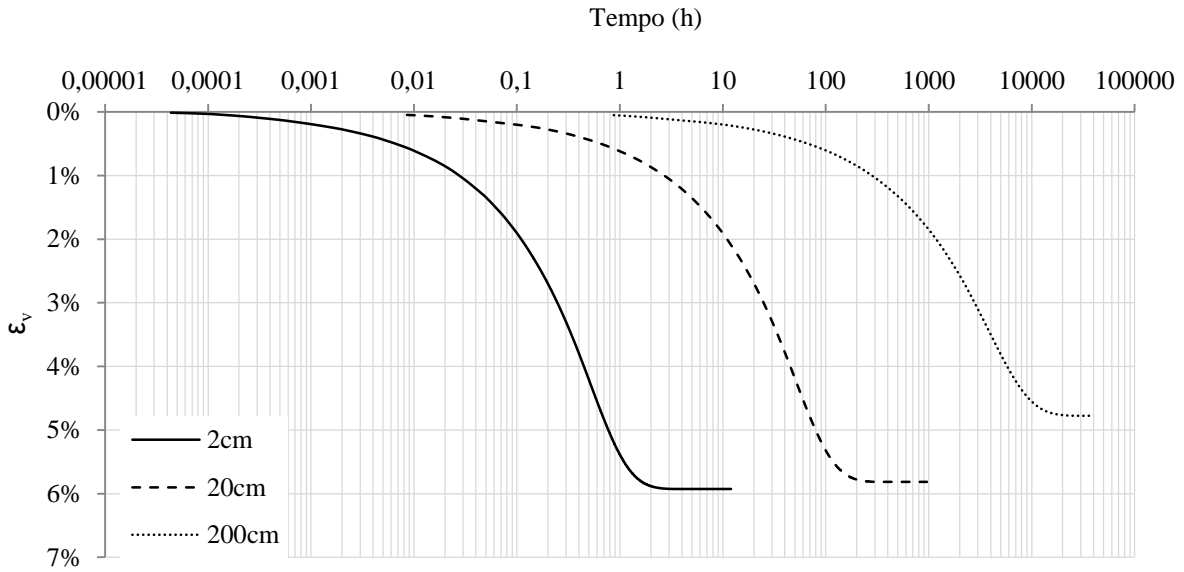


Figura 4.4 – Evolução das extensões no topo: Modelo *Soft Soil*, incremento de 50-100 kPa

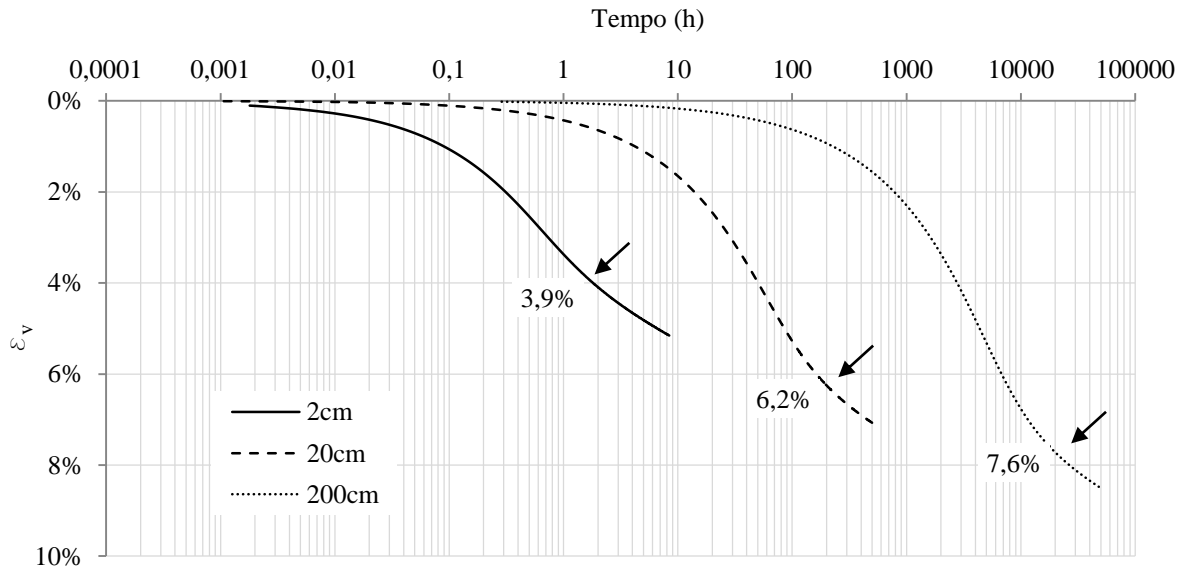


Figura 4.5 – Evolução das extensões no topo: Modelo *Soft Soil Creep*, incremento de 50-100 kPa

Nas tabelas das páginas seguintes estão ilustradas algumas das fases de consolidação calculadas para as diferentes espessuras. Como se pode observar na Tabela 4.1, à medida que o tempo passa o excesso de pressão neutra vai diminuindo e a dissipação deixa de se verificar apenas na parte superficial da camada para passar a verificar-se em toda a camada. Já na Tabela 4.2, encontram-se lado a lado fases de consolidação das camadas de 20 e 200cm, e é possível observar que para atingir um máximo de excesso de pressão neutra semelhante, é necessário um intervalo de tempo bastante superior. Na Tabela 4.3 inclui-se resultados da camada de 200cm com o Modelo *Soft Soil* e o Modelo *Soft Soil Creep* para alguns instantes. Pode observar-se que para o mesmo intervalo de tempo se tem um

máximo de excesso de pressão neutra superior com o modelo SSC, devido ao efeito de Mandel-Cryer se tornar mais evidente devido à fluência.

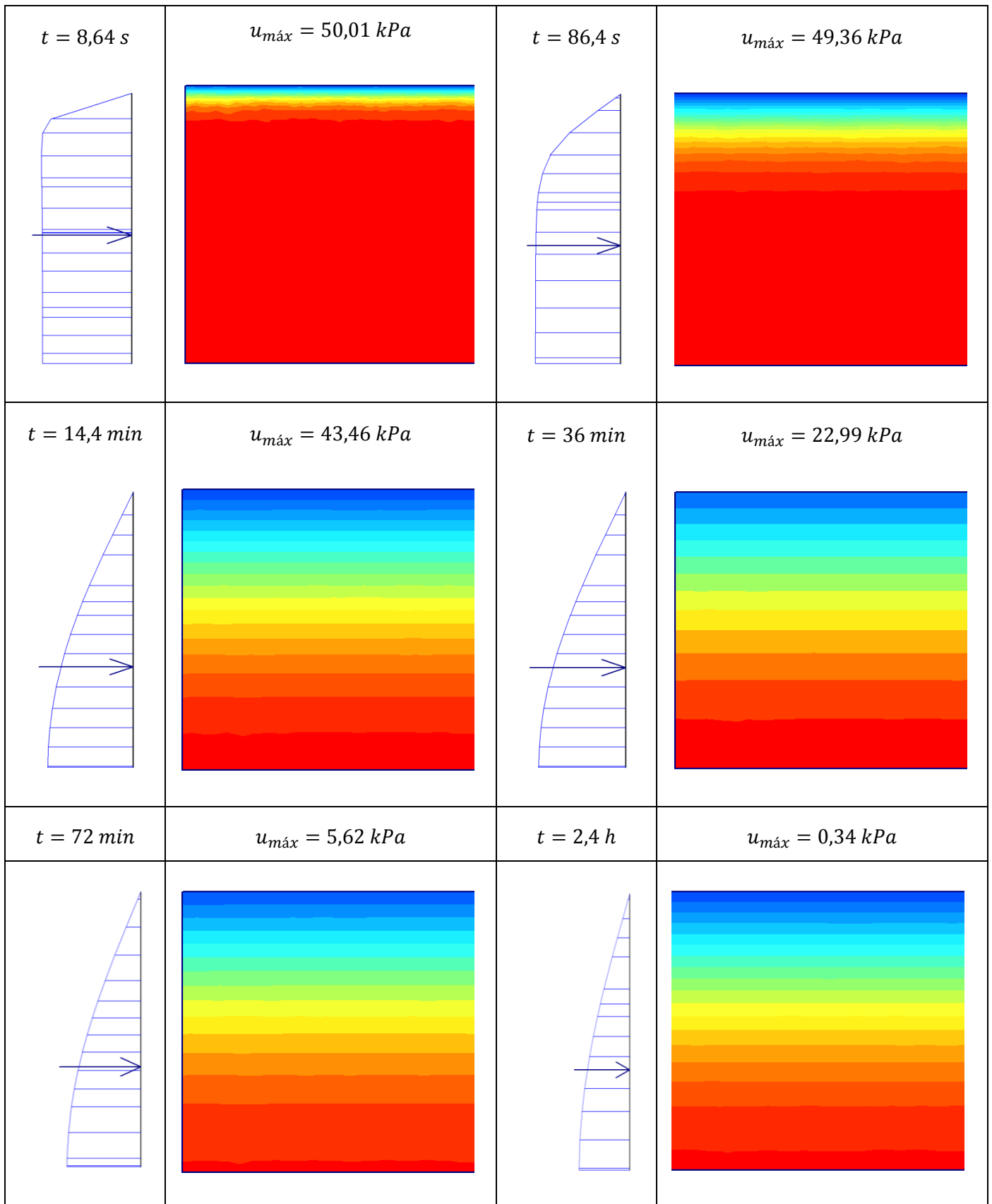


Tabela 4.1 – Algumas fases do processo de consolidação: $h=2\text{cm}$ | Modelo *Soft Soil*.

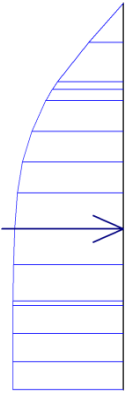
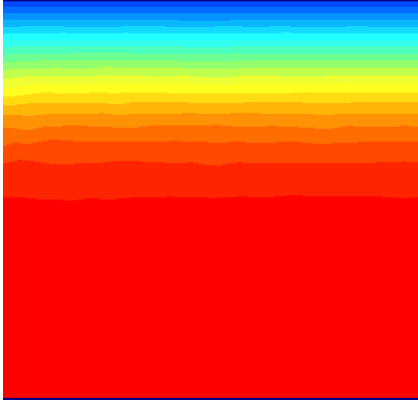
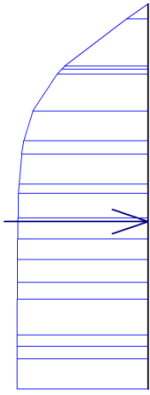
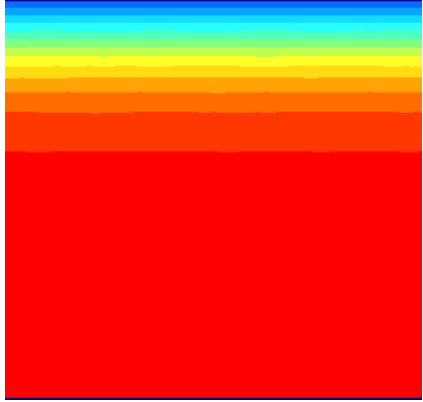
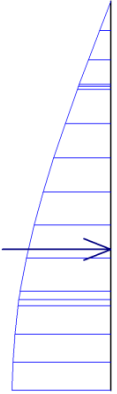
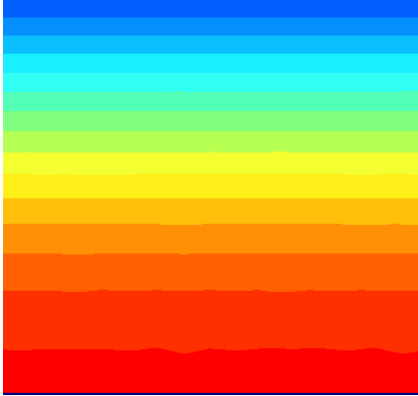
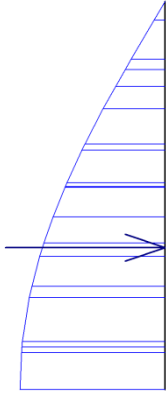
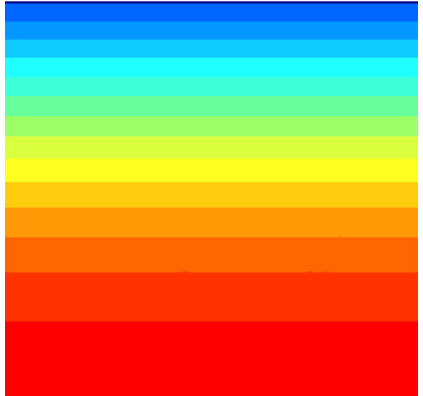
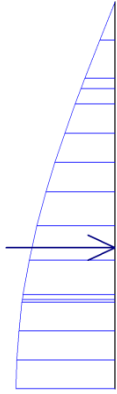
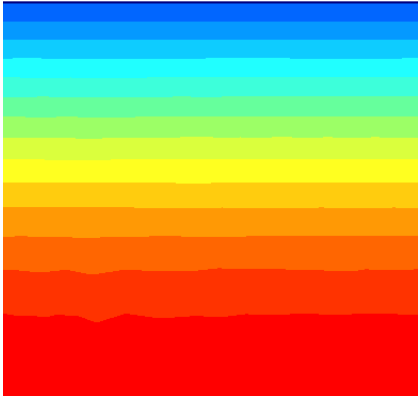
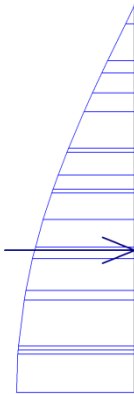
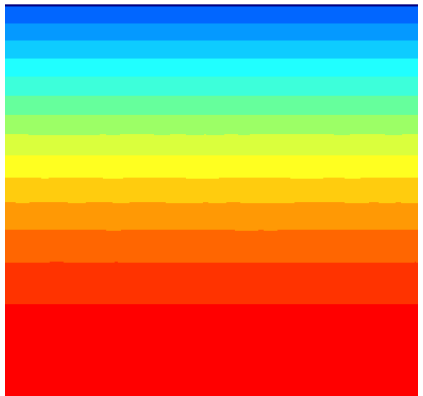
$t = 4,8 h$	$u_{m\acute{a}x} = 49,61 kPa$	$t = 10 dias$	$u_{m\acute{a}x} = 49,91 kPa$
			
$t = 2 dias$	$u_{m\acute{a}x} = 28,64 kPa$	$t = 160 dias$	$u_{m\acute{a}x} = 27,21 kPa$
			
$t = 5 dias$	$u_{m\acute{a}x} = 5,54 kPa$	$t = 400 dias$	$u_{m\acute{a}x} = 5,59 kPa$
			

Tabela 4.2 - Algumas fases do processo de consolidação: Modelo *Soft Soil* h=20cm | h=200cm

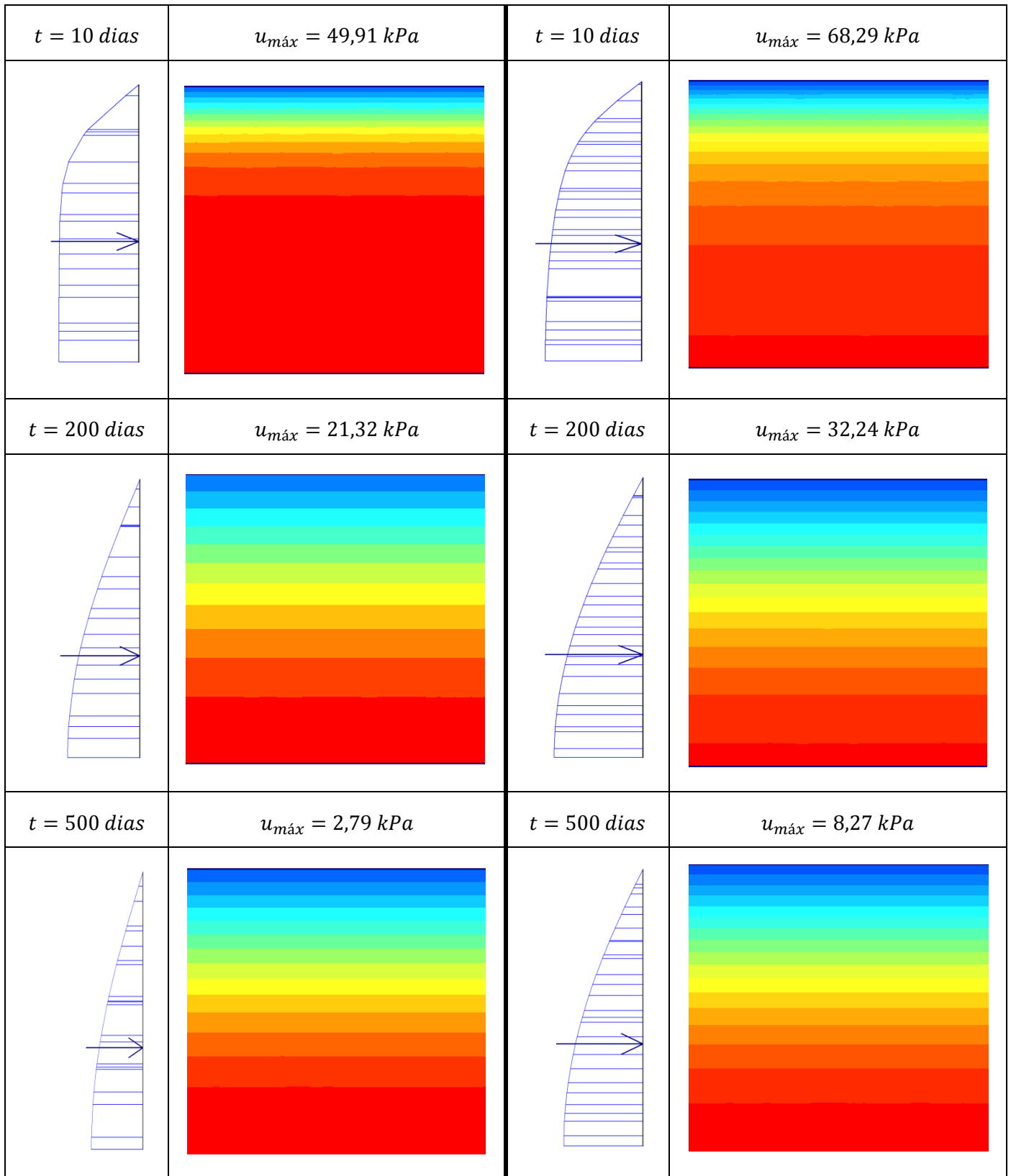


Tabela 4.3 - Algumas fases do processo de consolidação: $h=200\text{cm}$ Modelo *Soft Soil* | Modelo *Soft Soil Creep*

4.3 CONSOLIDAÇÃO RADIAL

Na análise de resultados da consolidação puramente radial são considerados os seguintes aspectos: i) influência do uso da placa para impor a condição de deformação vertical uniforme; ii) valor do n de *Barron*; iii) consequências do uso do dreno do PLAXIS nas previsões de projecto; iv) influência da altura da camada e da profundidade a que se mede o grau médio de consolidação (que como se verá ao contrário do que se esperava produz resultados bem diferentes e v) efeito da fluência.

A Figura 4.6 mostra a variação do grau médio de consolidação obtido para os casos de camadas com 1m de altura e 0,5, 1 e 2m de largura obtidos quando se ignora o efeito da fluência. Como se pode observar na Figura 4.6, o efeito de ter ou não placa é praticamente desprezável, constatando-se apenas um ligeiro aumento da velocidade de consolidação e que provavelmente se deve apenas a erros numéricos associados ao processo de cálculo. Verifica-se no entanto que junto ao dreno o assentamento é ligeiramente superior quando não existe placa - cerca de 0,8% - (Figura 4.7), o que levou a manter a placa nas restantes análises.

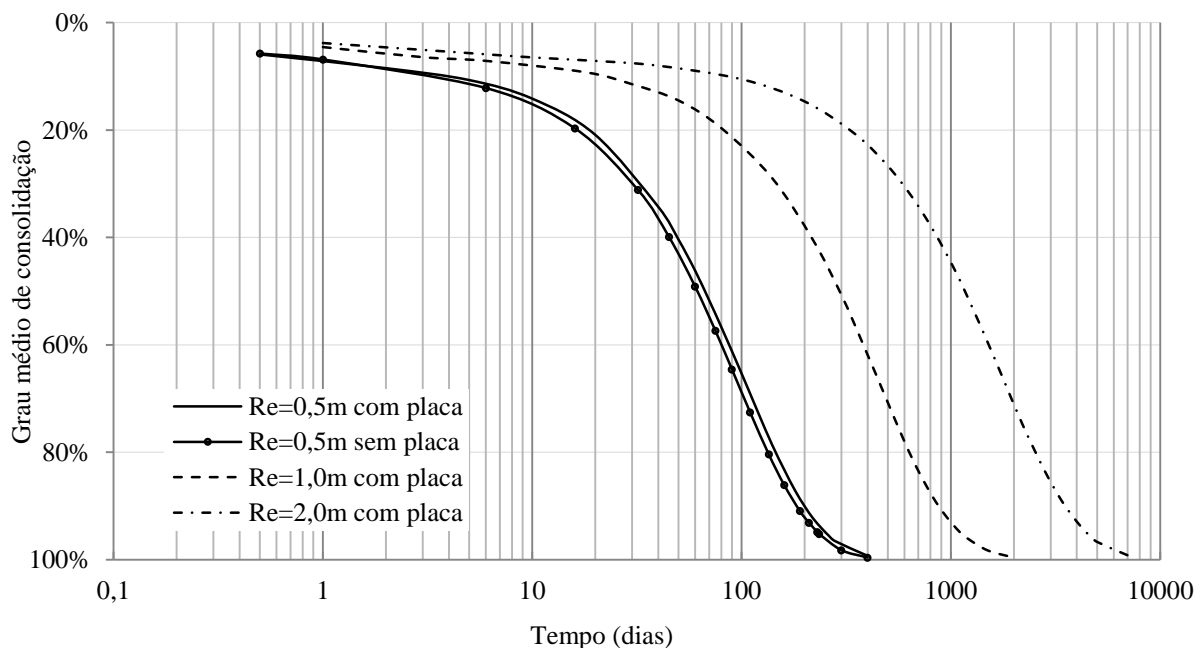


Figura 4.6 – Grau médio de consolidação: H=1,0m, Modelo *Soft Soil*; influência da placa (z=-20cm)

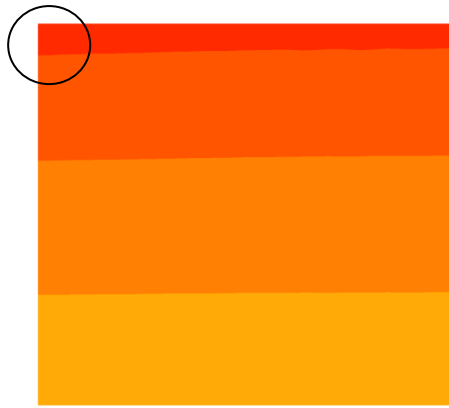


Figura 4.7 – Esquema dos deslocamentos verticais: R=1,0m.

Quando se utiliza a condição de fronteira “drain” do programa PLAXIS não é possível especificar o raio do dreno. Depois de obter o grau de consolidação médio a partir dos modelos sem fluência, modelou-se a solução de Barron que melhor se ajustava, fazendo para isso variar o valor de n . Os resultados estão ilustrados na Figura 4.8. Com base nos resultados, verifica-se que quando se duplica o raio da zona de influência do dreno, a consolidação é quatro vezes mais lenta.

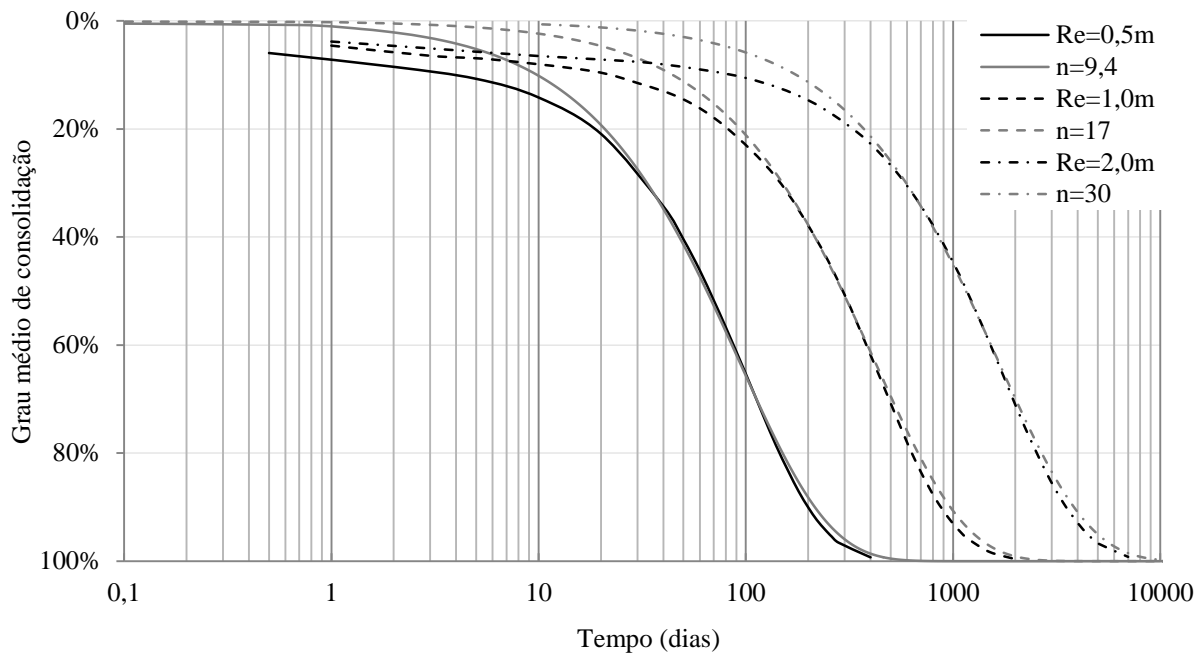


Figura 4.8 – Grau médio de consolidação: H=1,0m, Modelo *Soft Soil*; n de Barron para cada estrato ($z=-20\text{cm}$)

De seguida determinou-se o raio do dreno equivalente à condição de fronteira “drain” do programa PLAXIS utilizando a relação seguinte:

$$n = \frac{R_e}{R_w} = \frac{R_w + L}{R_w} \Rightarrow R_w = \frac{L}{n - 1}$$

Em que o significado geométrico de R_w , R_e e L se ilustra na Figura 4.9:

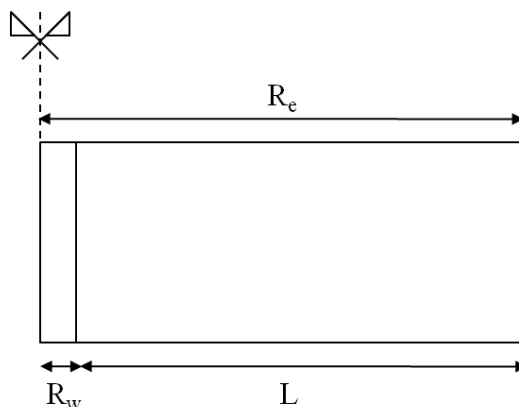


Figura 4.9 – Raio do dreno e raio de influência do dreno.

R_e n DE BARRON	RAIO DO DRENO
0,5m $n=9,4$	0,0595
1,0m $n=17$	0,0625
2,0m $n=30$	0,0690

Tabela 4.4 – Raio do dreno assumido pelo Plaxis.

Observando a Tabela 4.4, pode constatar-se que o n vai aumentando à medida que aumenta o raio de influência do dreno. Para as situações estudadas, que cobrem uma gama de valores de n entre 9 e 30 e para $H=1m$, a condição de ‘*drain*’ no programa equivale a um dreno de raio entre 0.06 a 0.07m.

Uma vez que a consolidação radial depende apenas do raio e não da altura do estrato, esperava-se observar uma distribuição da pressão intersticial igual em todos os planos horizontais e independente da altura do estrato. Mas na verdade isso não foi rigorosamente observado nos modelos construídos, muito provavelmente devido à redistribuição de tensões inerente à imposição da condição de extensão vertical uniforme.

A Figura 4.10 mostra a variação do grau médio de consolidação com o tempo calculado com base no perfil de pressões intersticiais à profundidade de 20cm para estratos com 1, 2 e 5m e raio 0.5m. Verifica-se que quanto maior a altura mais rápida a consolidação (ver Tabela 4.5).

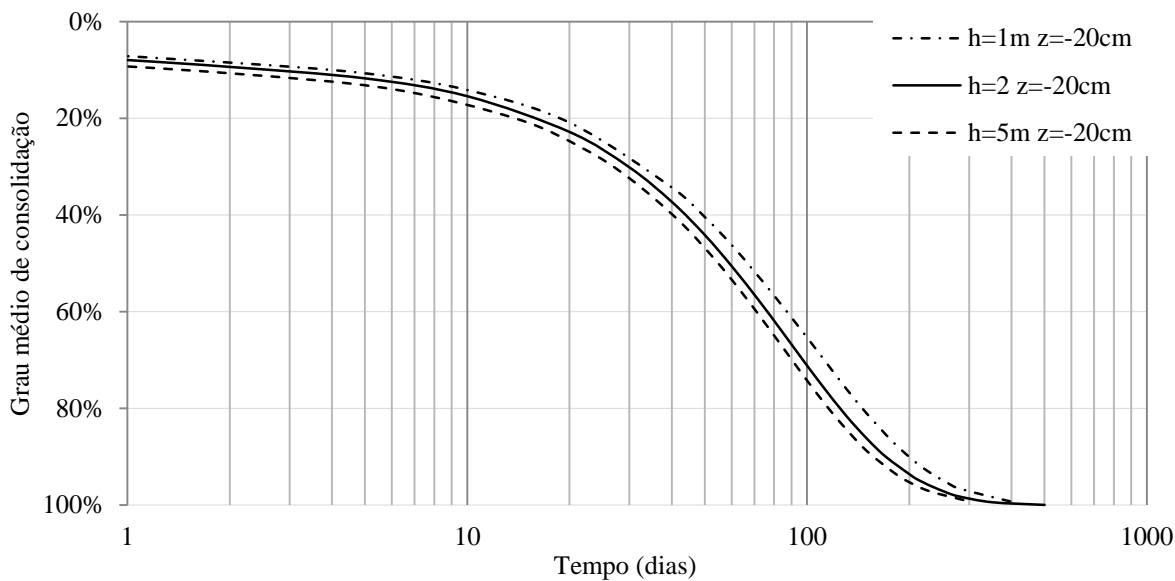


Figura 4.10 – Grau médio de consolidação: Modelo *Soft Soil*; influência da altura do estrato (a)

As diferenças são ainda mais notórias quando se considera a distribuição de pressões intersticiais a meia altura do estrato em análise (Figura 4.11 e Tabela 4.5). Por essa razão nas análises seguintes recorreu-se ao programa SURFER, de modo a calcular o grau médio de consolidação em cada instante, através das coordenadas x , y e excesso de pressão intersticial em cada ponto do domínio (equivalente a volume).

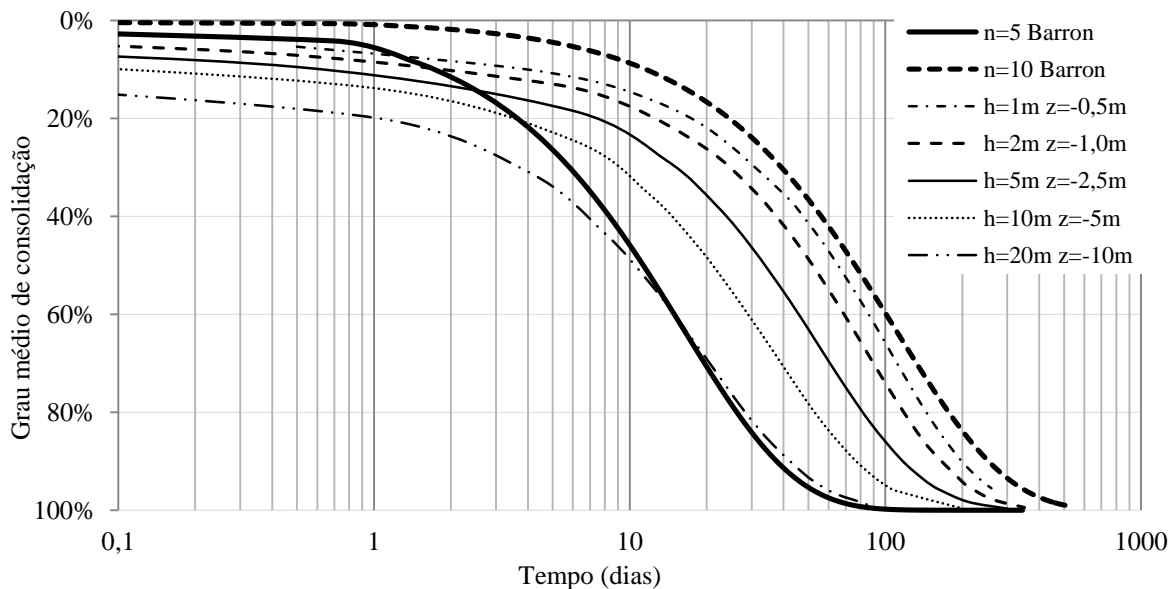


Figura 4.11 – Grau médio de consolidação: $Re=0,5m$, Modelo *Soft Soil*; influência da altura do estrato (b)

R _e =0,5m TEMPO (dias) - U _c =95%		
h (m)	z = -20cm	z = h/2
1	255	255
2	215	210
5	200	155
10	190	100
20	180	48

Tabela 4.5 – Diferença entre os tempos de consolidação para as várias alturas

Na Figura 4.12 e na Figura 4.13 estão ilustrados o grau médio de consolidação e o grau médio de assentamento em função do tempo para H=1m, sem e com fluência, respectivamente. Tal como já verificado no caso da consolidação vertical pura, quando não se considera a fluência, as diferenças são mínimas e devem-se ao método de cálculo, uma vez que o grau médio de consolidação é obtido através de menos pontos. No caso em que o efeito da fluência é considerado, à medida que o raio aumenta, aumenta também o desajustamento entre as duas curvas, e para os três casos verifica-se que o grau médio de dissipação de pressão intersticial é inferior ao grau médio de assentamento.

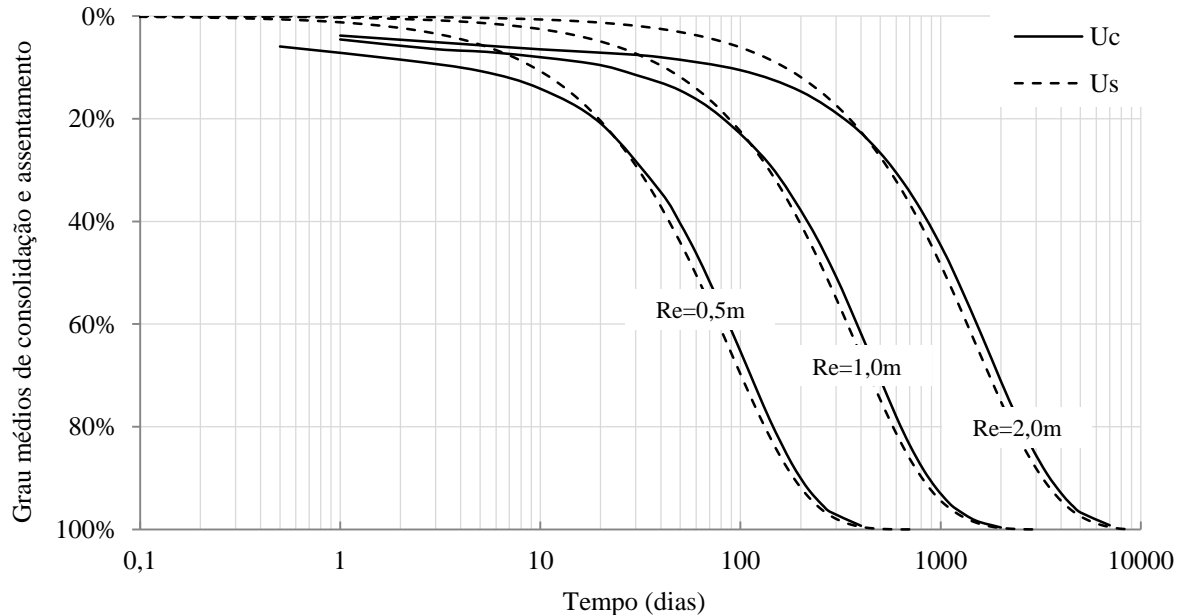


Figura 4.12 – Graus médios de consolidação e assentamento: H=1m, Modelo Soft Soil.

As diferenças entre os dois graus médios chegam a ser superiores a 20%. Ao contrário da situação de consolidação vertical pura, neste caso, o efeito de Mandel-Cryer ocorre também em termos do grau médio de consolidação, na ordem dos 5, 15 e 20%, para R_e=0, 5, 1 e 2m, respectivamente.

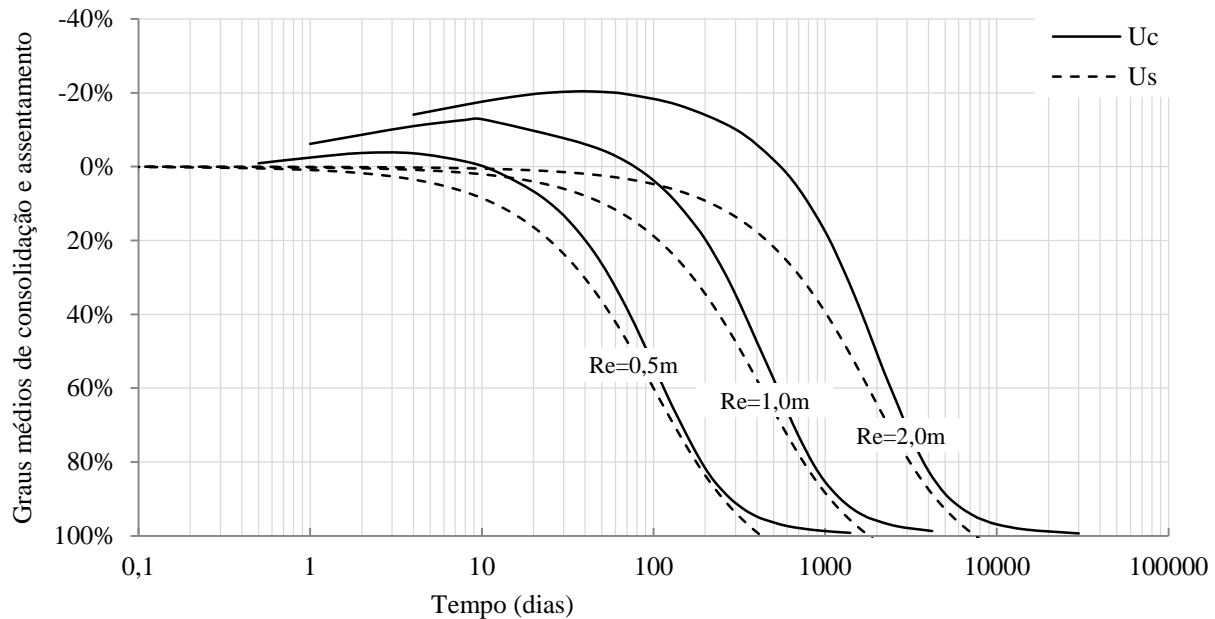


Figura 4.13 – Graus médios de consolidação e assentamento: $H=1m$, Modelo Soft Soil Creep

Nas tabelas seguintes podem ser observadas algumas fases da consolidação referentes às camadas com espessura de $1,0m$. Para o mesmo intervalo de tempo, quanto maior o raio mais demorada é a dissipação do excesso de pressão neutra, e portanto maior o seu valor máximo. Tal como no estudo da consolidação puramente vertical, também agora se constata que passado o mesmo tempo existe um maior excesso de pressão neutra quando se tem em conta a fluência, e devido às mesmas razões.

Uma vez que as análises de consolidação vertical e radial simultâneas (Secção 4.4) são realizadas para estratos de $10m$ de altura, valor mais próximo de estratos reais, e tendo já verificado que a dissipação do excesso de pressão intersticial não é igual em cada plano horizontal (Figura 4.10 e Figura 4.11) (uma vez que o aumento da rigidez em profundidade faz diminuir o coeficiente de compressibilidade volumétrica e conseqüentemente aumentar o coeficiente de consolidação) calcularam-se os valores do n de Barron que melhor se ajustavam à consolidação radial pura para essa altura (Figura 4.14). Como seria de esperar os mesmos diminuem.

Como se pode observar, o desajustamento entre as curvas é muito maior que no caso em que a altura era de apenas $1m$ (Figura 4.8), e as diferenças devem-se ao evidenciado na Figura 4.15 - a dissipação do excesso de pressão intersticial deixa de ser uniforme em profundidade.

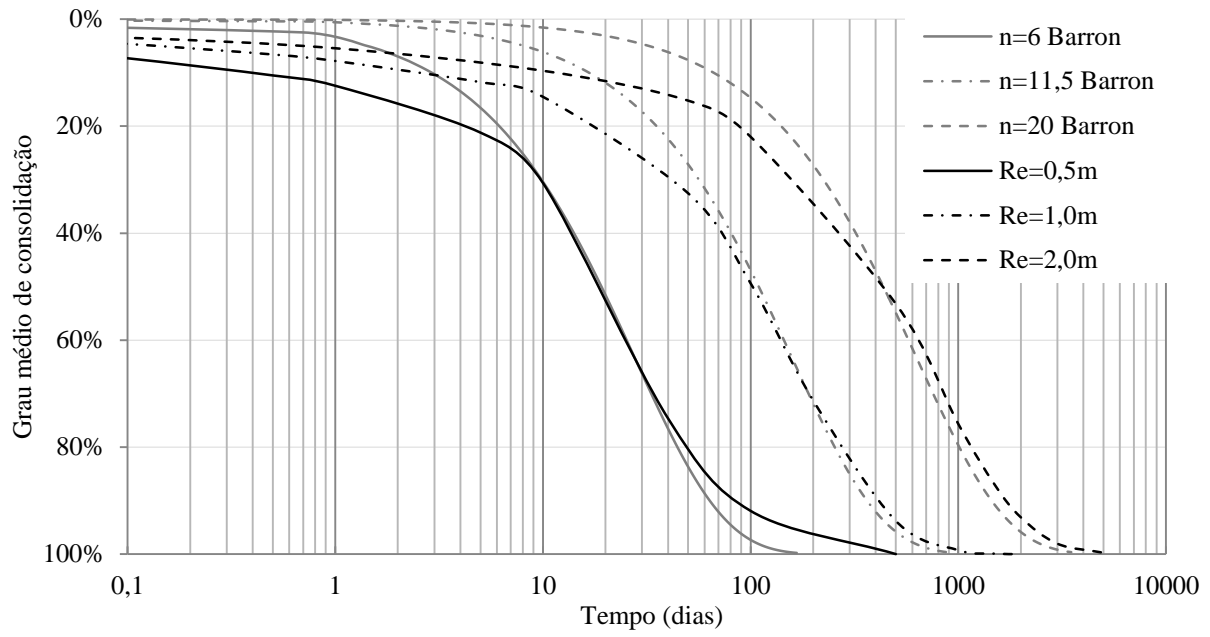


Figura 4.14 – Grau médio de consolidação: H=10, Modelo Soft Soil, n de Barron ajustados

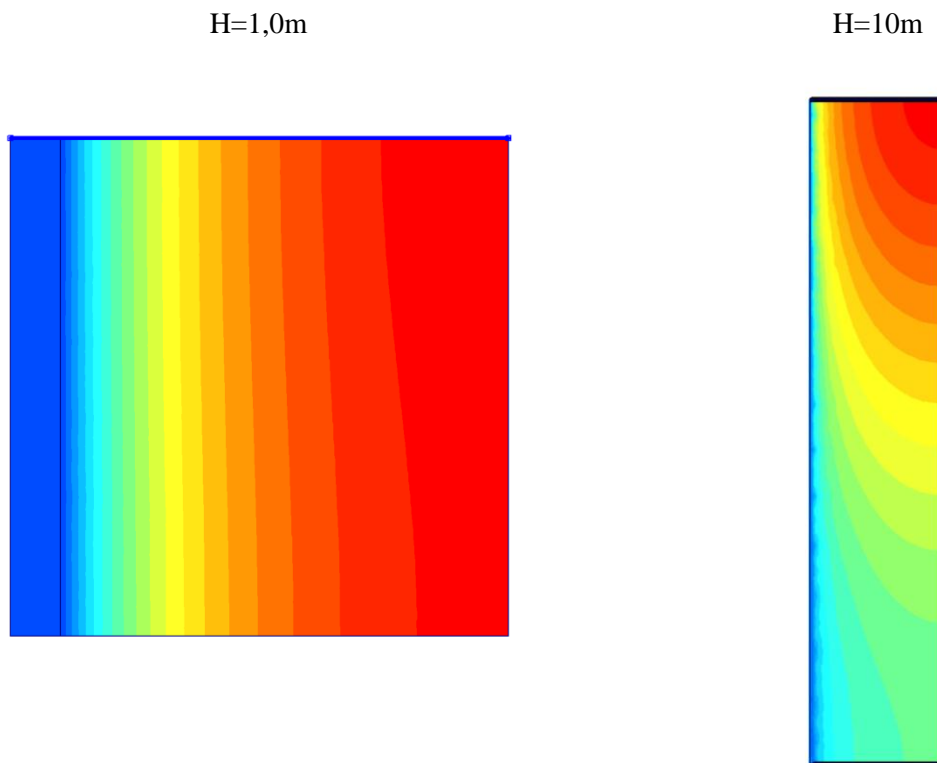


Figura 4.15 – Esquema da dissipação do excesso de pressão intersticial: Re=2,0m, H=1,0m e H=10m (diferentes escalas)

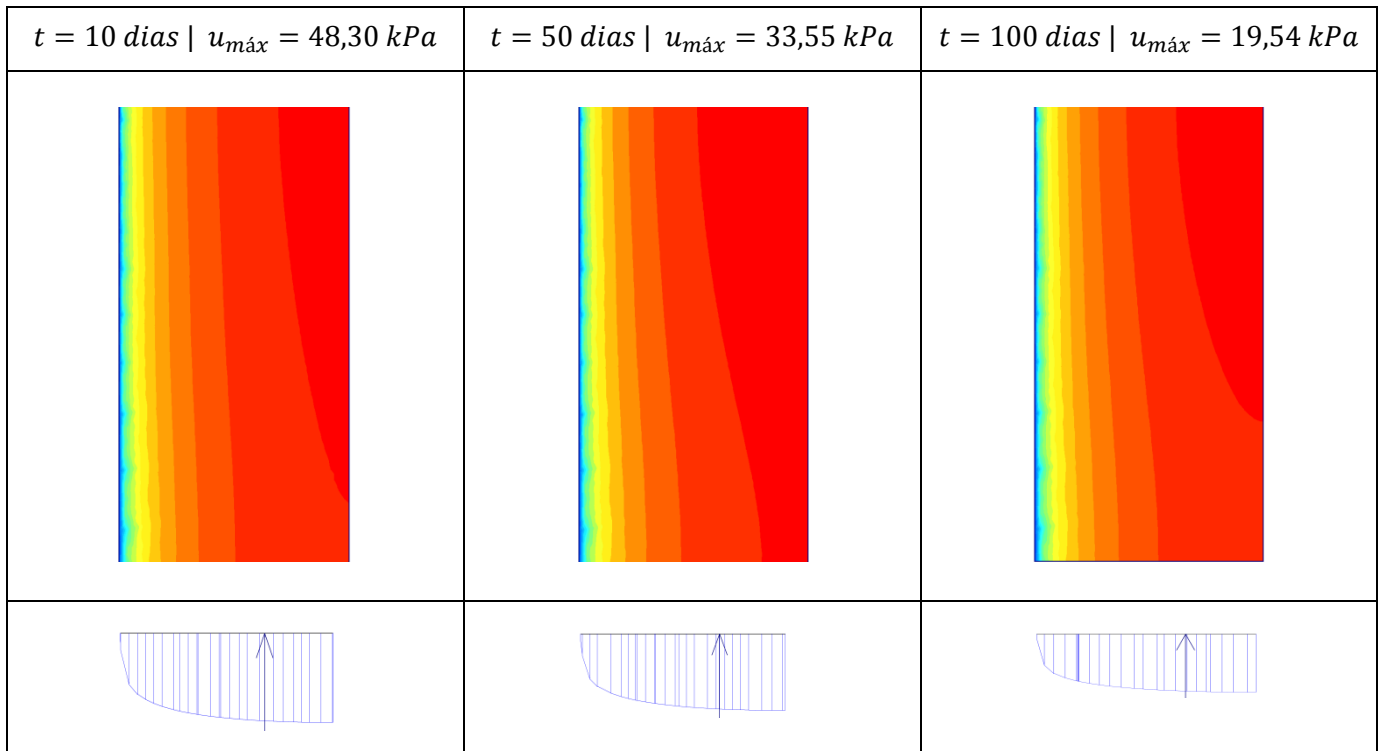


Tabela 4.6 - Algumas fases do processo de consolidação: $r=0,5\text{m} \mid h=1 \mid$ Modelo *Soft Soil*.

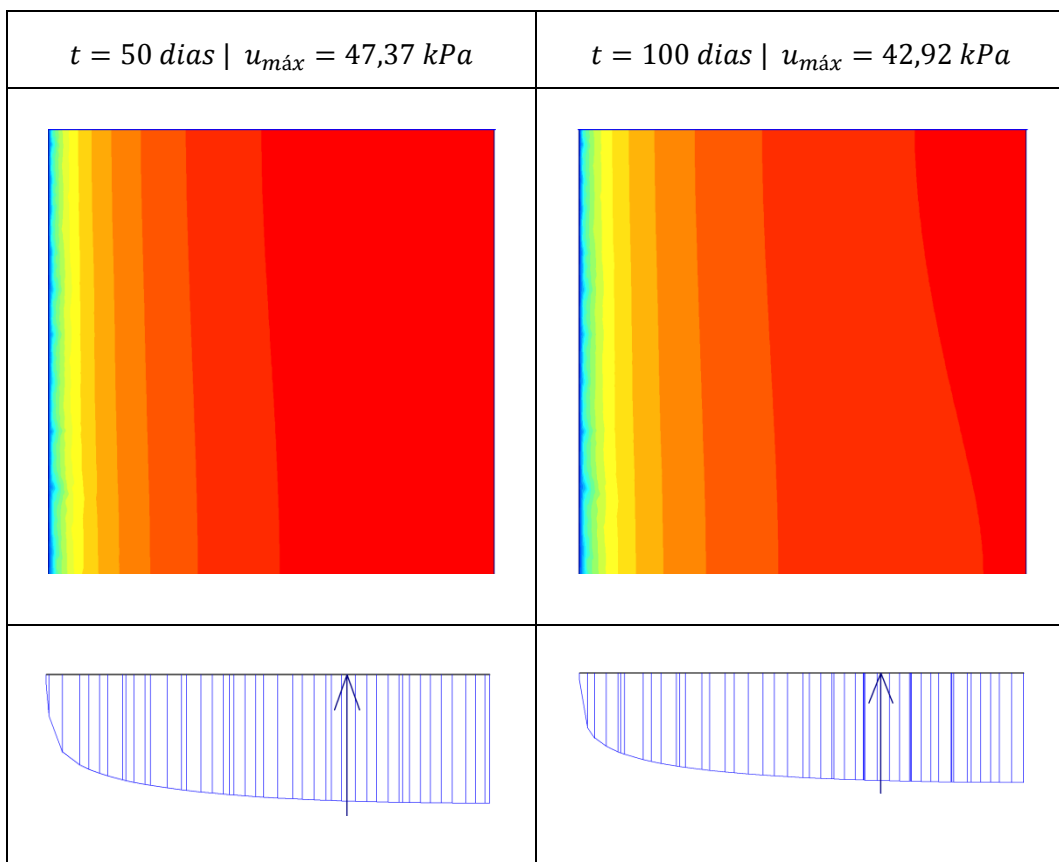


Tabela 4.7 - Algumas fases do processo de consolidação: $r=1,0\text{m} \mid h=1 \mid$ Modelo *Soft Soil* (a)

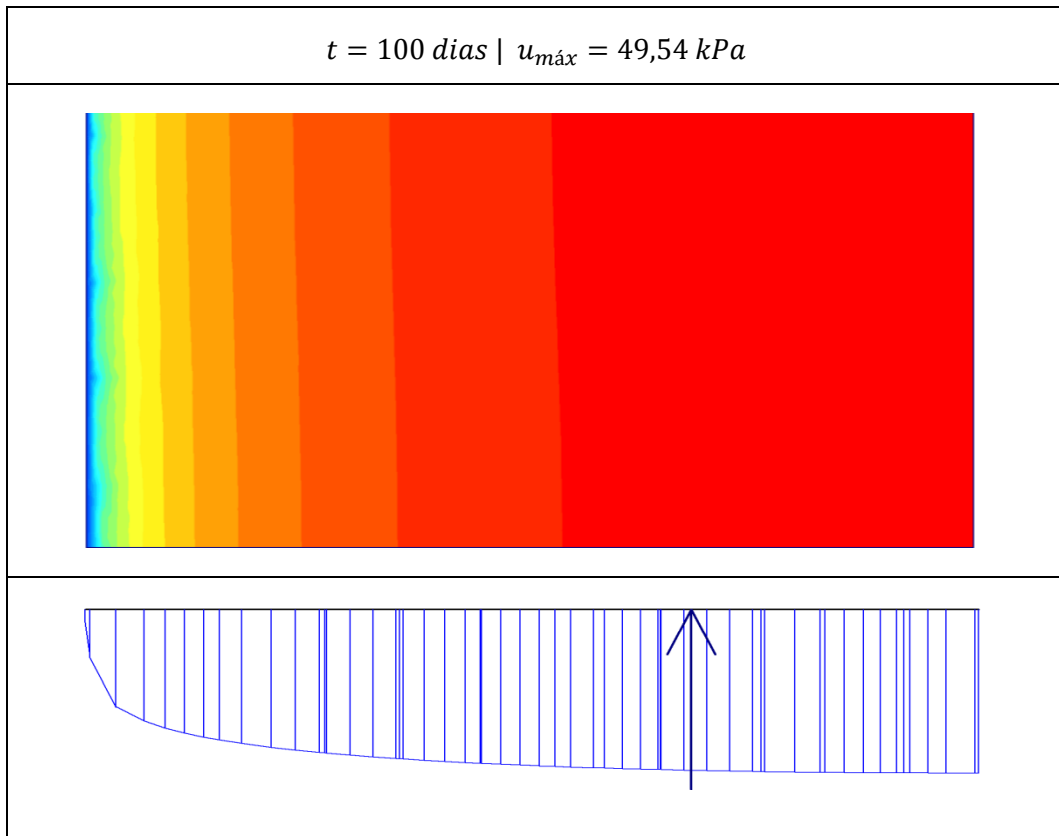


Tabela 4.8 – Exemplo de uma fase do processo de consolidação: $r=2,0\text{m} \mid h=1 \mid$ Modelo *Soft Soil*

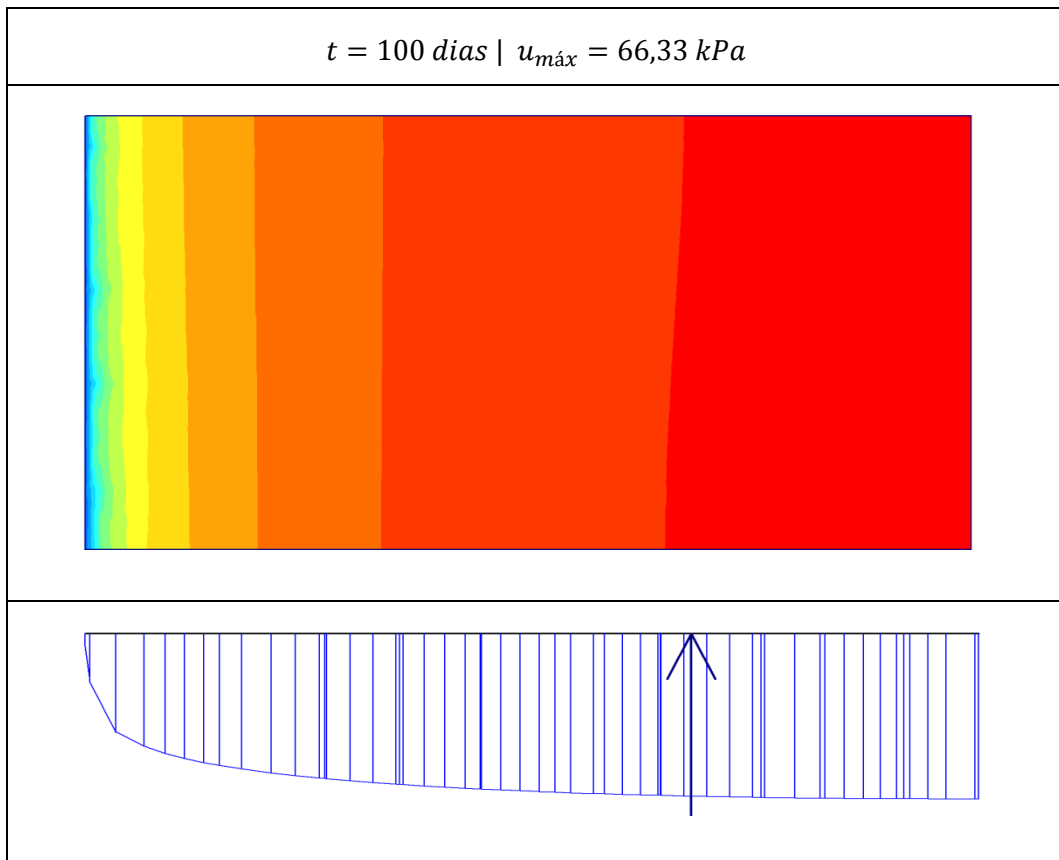


Tabela 4.9 - Exemplo de uma fase do processo de consolidação: $r=2,0\text{m} \mid h=1 \mid$ Modelo *Soft Soil Creep*

4.4 CONSOLIDAÇÃO VERTICAL E RADIAL

Pretende-se nesta última série de análises estabelecer a ponte entre os resultados anteriores e a sua aplicabilidade no projecto geotécnico, nomeadamente validar o teorema de Carrillo, o qual é usado na prática para prever o grau de consolidação quando estamos na presença de consolidação vertical e radial simultânea. Esta validação é feita por comparação do grau de consolidação obtido das seguintes formas: i) aplicação da Equação (2.17) com U_z e U_r obtidos através das teorias de Terzaghi e Barron já calculadas anteriormente; e ii) a partir dos modelos de consolidação vertical e radial simultâneas.

A Figura 4.16 mostra a evolução o grau médio de consolidação e compara a solução teórica calculada através do teorema de Carrillo usando os resultados das teorias de Terzaghi e Barron, com os resultados dos modelo SS para um estrato com 10m de altura e raios de 0.5, 1 e 2m, em que o grau médio de consolidação é calculado através do programa Surfer, da maneira já referida anteriormente. Como se pode observar na Figura 4.16, existe uma aproximação significativa entre os resultados teóricos e os resultados obtidos com o Modelo SS; mas à medida que o raio de influência aumenta, a consolidação passa a dar-se em comparação mais rapidamente, ou seja, a curva do Modelo SS vai-se deslocando para a esquerda em relação à curva teórica.

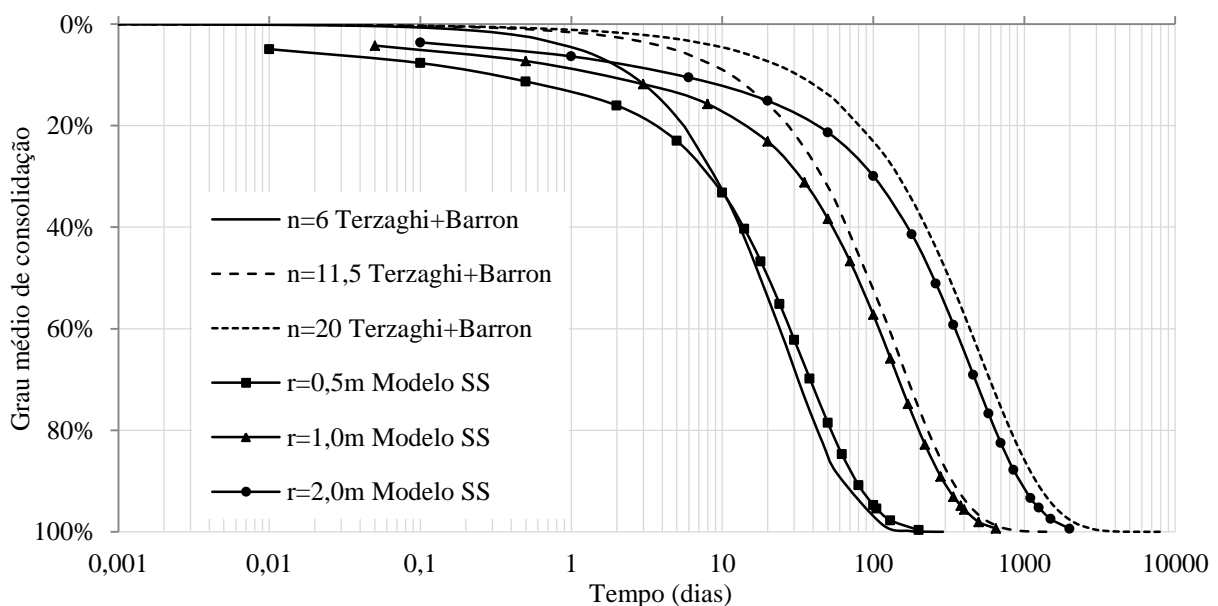


Figura 4.16 - Grau médio de consolidação: H=10m; comparação Terzaghi+Barron vs Modelo SS; n de Barron ajustados.

Verifica-se que a introdução de drenos verticais acelera significativamente a consolidação; por comparação com os resultados para a consolidação vertical pura apresentados na Figura 4.17 (e atendendo que o tempo de consolidação aumenta com o quadrado do maior caminho de percolação) a introdução dos drenos verticais diminui o tempo de consolidação de 10000 dias para 200 dias com

drenos espaçados de 1.0m, cerca de 600 dias com drenos espaçados de 2,0m e de 2000 dias com drenos espaçados de 4.0m.

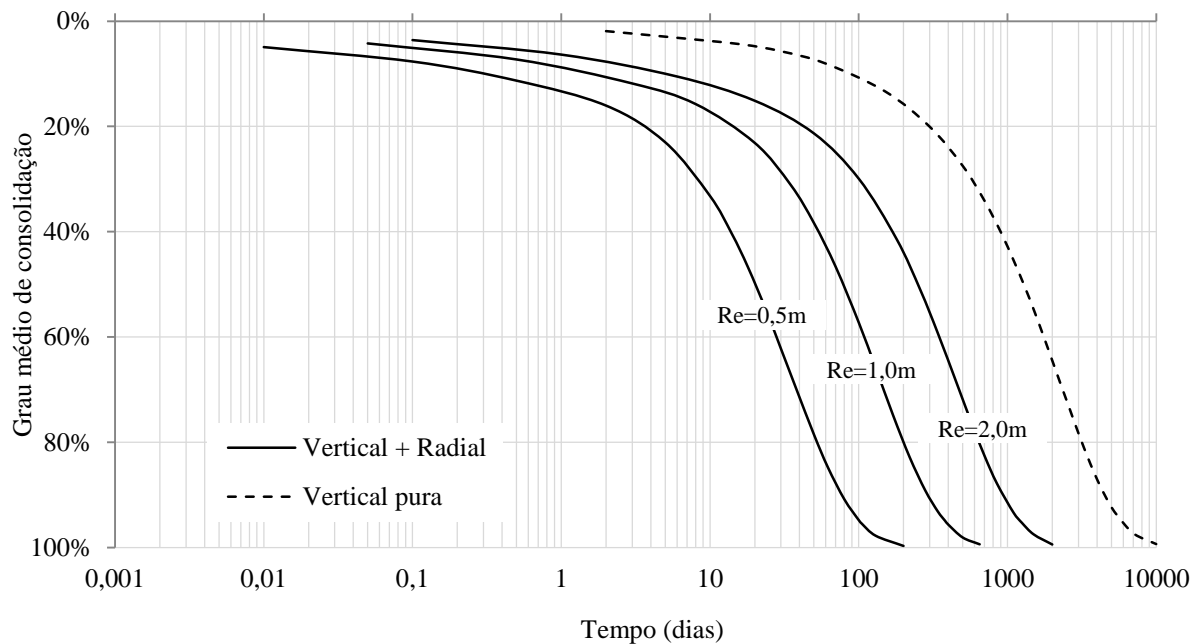


Figura 4.17 – Grau médio de consolidação: H=10m, Modelo Soft Soil, comparação Vertical pura vs Vertical + Radial.

Comparando agora os resultados teóricos com os resultados obtidos com o Modelo SSC ilustrados na Figura 4.18, ou seja, considerando a fluência, podem constatar-se dois factos: a dissipação das pressões intersticiais é mais demorada; e o efeito de Mandel-Cryer é tal, que não é possível estimar o grau de consolidação apenas a partir dos resultados teóricos no caso em que há fluência (diferenças de 10 a 80% no grau médio de consolidação). Em relação aos valores de n de Barron ajustados, tem-se uma menor aproximação, tal como acontece em todas as análises efectuadas até aqui.

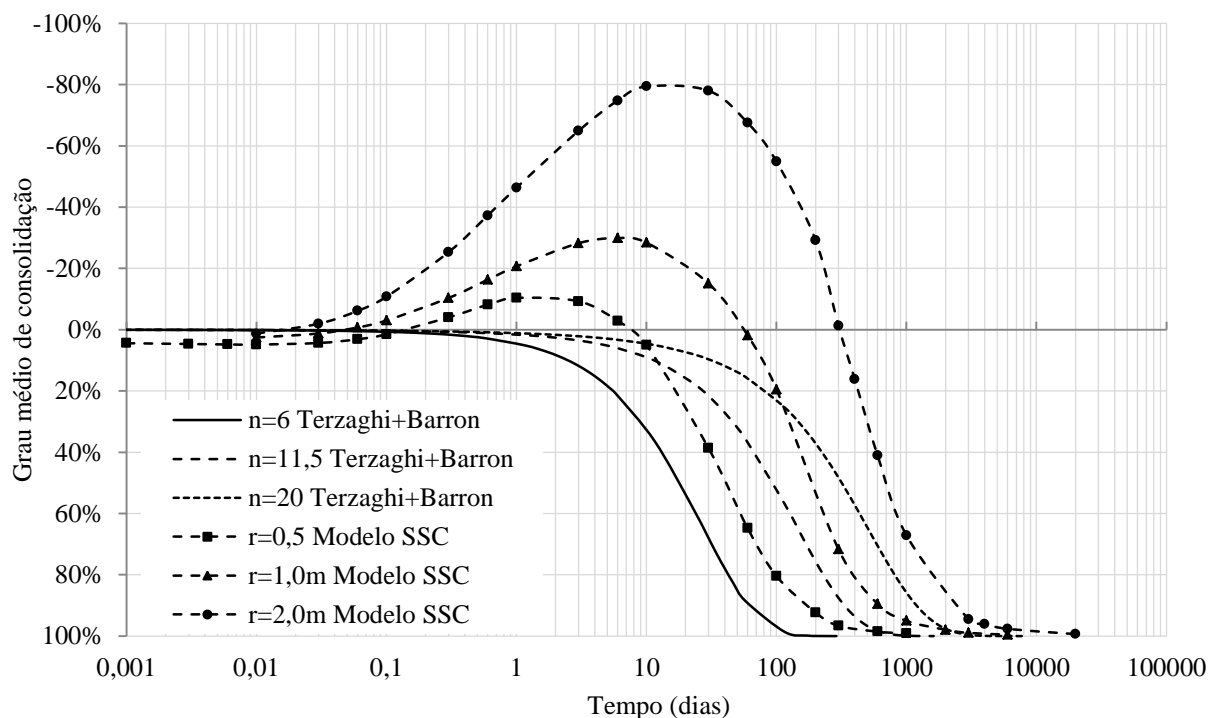


Figura 4.18 – Grau médio de consolidação: H=10m; comparação Terzaghi+Barron vs Modelo SSC; n de Barron ajustados

Na Figura 4.19 e na Figura 4.20, estão ilustrados o grau médio de consolidação e o grau médio de assentamento em função do tempo, para um estrato com 10 m de altura, e modelado com o modelo Soft Soil e com o modelo Soft Soil Creep, respectivamente. Tal com anteriormente constatado, se não existe fluência os dois graus médios são equivalentes, e o desajustamento entre as curvas deve-se apenas ao método de cálculo.

Já no caso em que se considera a existência de fluência, as diferenças são bastantes acentuadas, principalmente no caso em que o raio é maior, e o grande efeito de Mandel-Cryer que se verifica deve-se ao facto de se estar perante um estrato com uma altura de 10m, o que potencia uma maior redistribuição de tensões totais devido às diferenças de deformação volumétrica que ocorrem a partir da superfície.

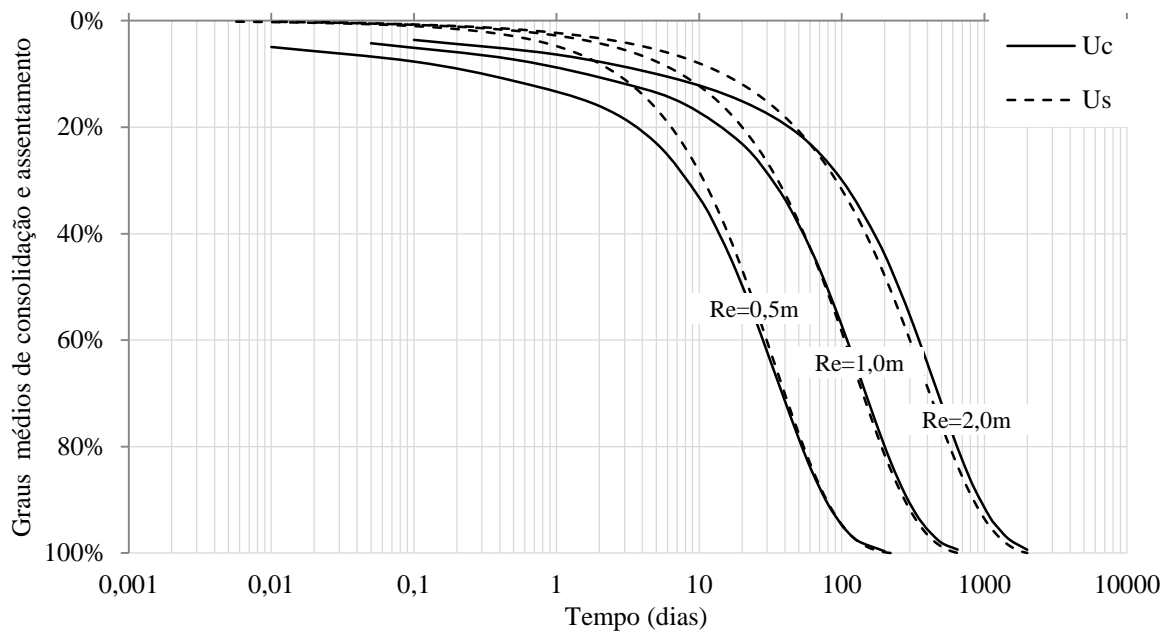


Figura 4.19 – Graus médios de consolidação e assentamento: $H=10m$, Modelo Soft Soil

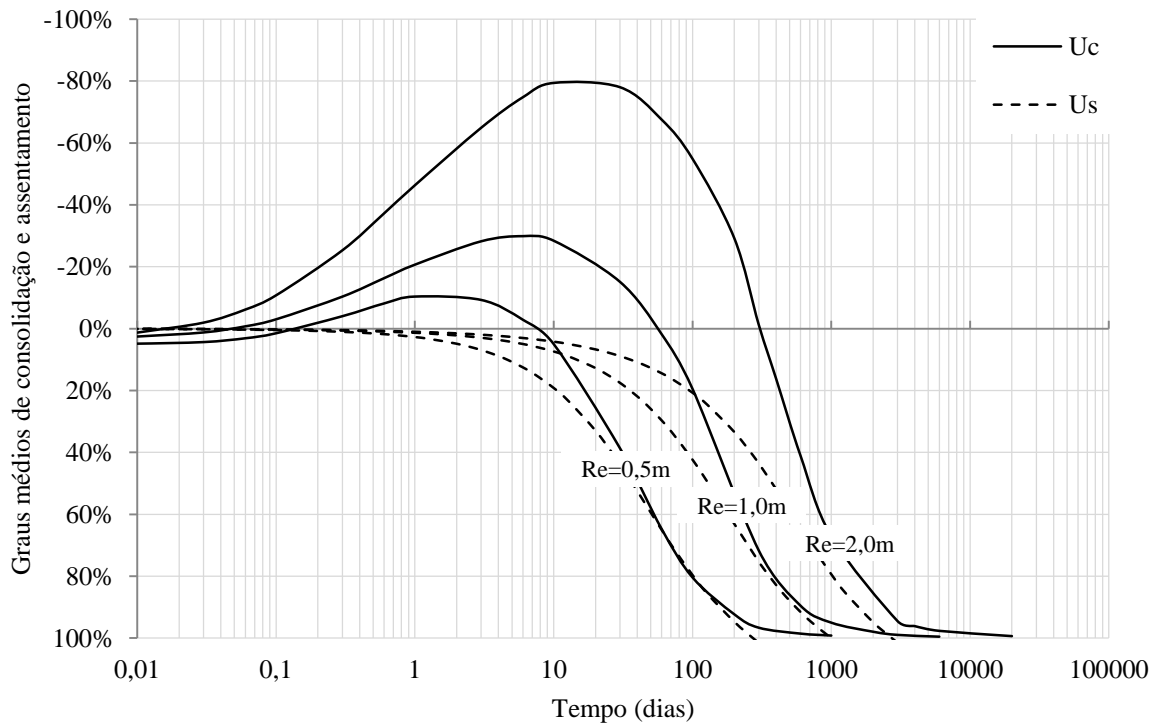


Figura 4.20 – Graus médios de consolidação e assentamento: $H=10m$, Modelo Soft Soil Creep

4.5 DRENO MATERIALIZADO POR MATERIAL PERMEÁVEL

De seguida é analisado o processo de consolidação quando o dreno é uma coluna de material permeável com 0.2m de raio e não uma linha “drain”, e os resultados são comparados com os obtidos para a situação de consolidação radial pura. O raio do dreno adoptado foi condicionado pela possibilidade de refinamento da malha e a estabilidade da solução numérica.

Uma vez obtidos os n de Barron que melhor se ajustam aos resultados dos modelos em consolidação radial pura com dreno igual a linha “drain” (e altura de 10m) foram construídos modelos com esses valores de n geométrico em que o dreno é modelado como um material com permeabilidade elevada.

Por exemplo, para o caso de $r=0.5m$ com a linha “drain” tinha-se obtido um valor de n ajustado de 6. Esta situação é comparada com os resultados de um modelo com $n =6$ em que o dreno tem 0.2m de raio e o raio da célula de solo consolidante tem 1,2m.

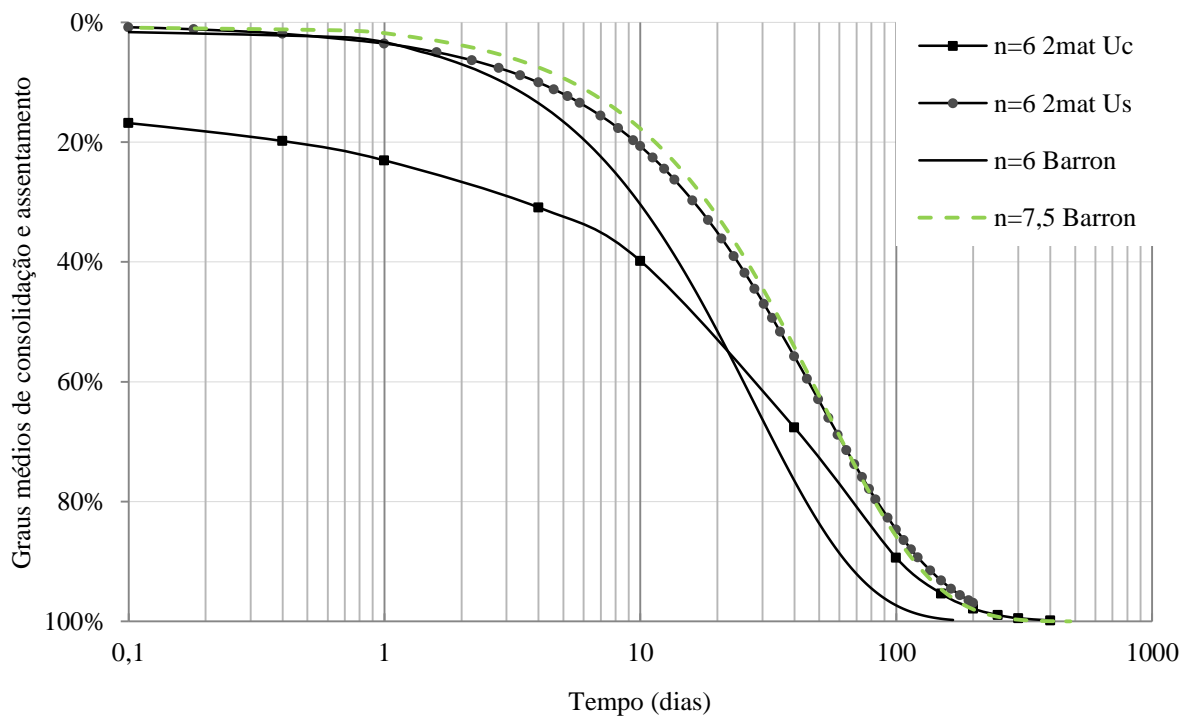


Figura 4.21 – Grau médio de consolidação e assentamento: $n=6$ - solução de Barron vs Modelo Soft Soil

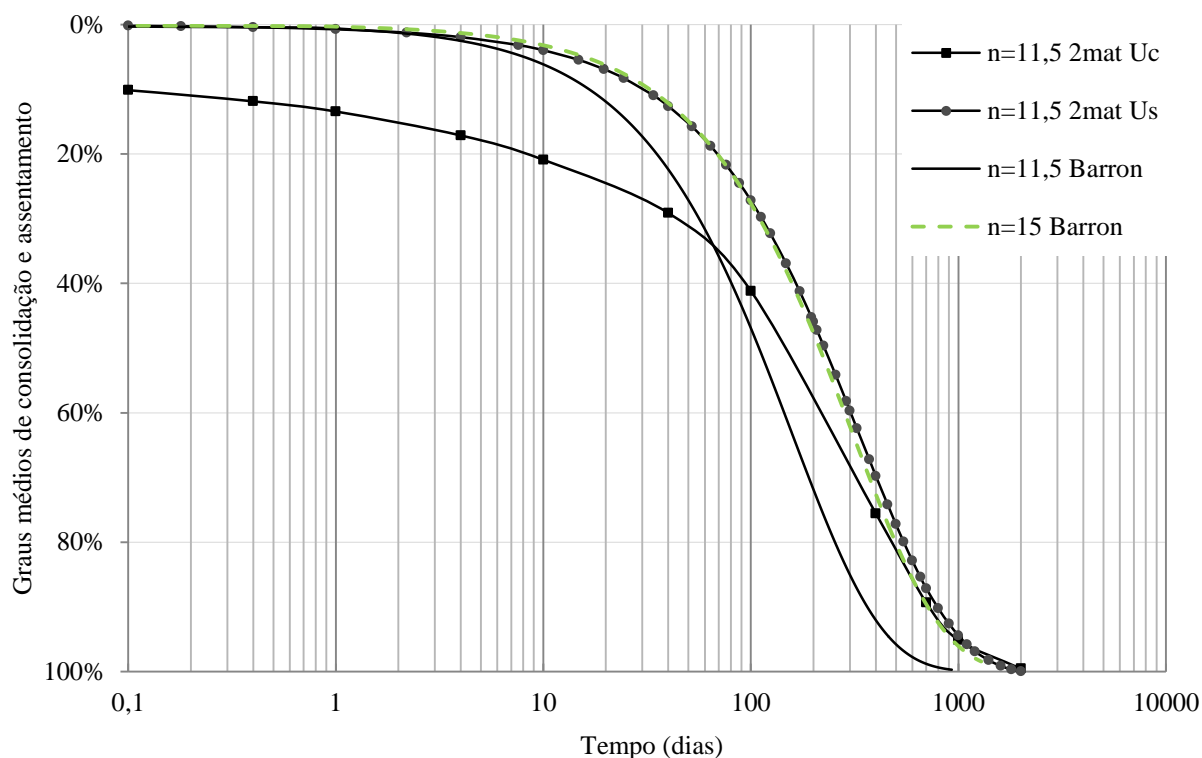


Figura 4.22 - Graus médios de consolidação e assentamento: $n=11,5$ - solução de Barron vs Modelo Soft Soil

Na Figura 4.21 e na Figura 4.22 está ilustrado o grau médio de consolidação em função do tempo e é possível observar que, tanto para $n=6$ como para $n=11,5$, quando o dreno é modelado como um material de permeabilidade elevada a dissipação do excesso de pressões intersticiais é inicialmente, até cerca de $U_c=50\%$ e 35% respectivamente, mais rápida do que antecipado pela solução de Barron, passando posteriormente a consolidar mais lentamente. Por exemplo um grau médio de consolidação de 80% é atingido ao fim de 45 dias na solução teórica para $n=6$ e ao fim de 70 dias no caso do modelo Soft Soil para dreno de material permeável, o que se considera uma diferença significativa. Consequentemente o n equivalente que melhor se ajusta aos resultados obtidos é superior, $n=7.5$ e $n=15$, respectivamente. Esta diferença poderá dever-se ao facto do dreno apresentar alguma resistência à passagem da água, porque apesar de ter uma permeabilidade elevada, a mesma não é infinita, como no caso em que existe apenas a condição de fronteira “drain”.

Quanto ao grau médio de assentamento em função do tempo, o mesmo difere ligeiramente do grau médio de consolidação, em particular para graus de consolidação superiores a 50% , sendo que é sempre mais elevado que o grau médio de consolidação.

Nas duas figuras seguintes (Figura 4.23 e Figura 4.24), ilustram-se as diferenças entre o grau médio de consolidação quando se considera ou não a fluência, e comparam-se com os resultados obtidos através da solução teórica de Barron. Como se pode observar, o tempo de consolidação vai aumentando da

solução teórica para a situação com o modelo Soft Soil, e é ainda maior no caso da modelação com o modelo Soft Soil Creep. O efeito de Mandel-Cryer verifica-se mais uma vez, com um pico na ordem dos +25% no caso de $n=11,5$ e com um aumento entre 15% e 0% no caso de $n=6$, ou seja, a pressão intersticial média não chega ser superior ao incremento de tensão total, provavelmente devido ao facto da coluna ser bastante estreita, dissipando muito rapidamente em relação aos outros casos já analisados. Como exemplo dos diferentes tempos que se verificam, no caso de $n=6$ e para um U_c de 80%, temos um tempo de 45, 70 e 160 dias, respectivamente para as três situações analisadas.

Pode concluir-se que considerar a linha “drain” do PLAXIS 2D como condição de fronteira não é equivalente a materializar uma zona de solo com maior permeabilidade.

Contudo a diferença entre o n geométrico introduzido no modelo numérico, quando o dreno é modelado com elementos sólidos, e o n ajustado aos resultados dessa análise torna ainda mais complexa a comparação das duas formulações.

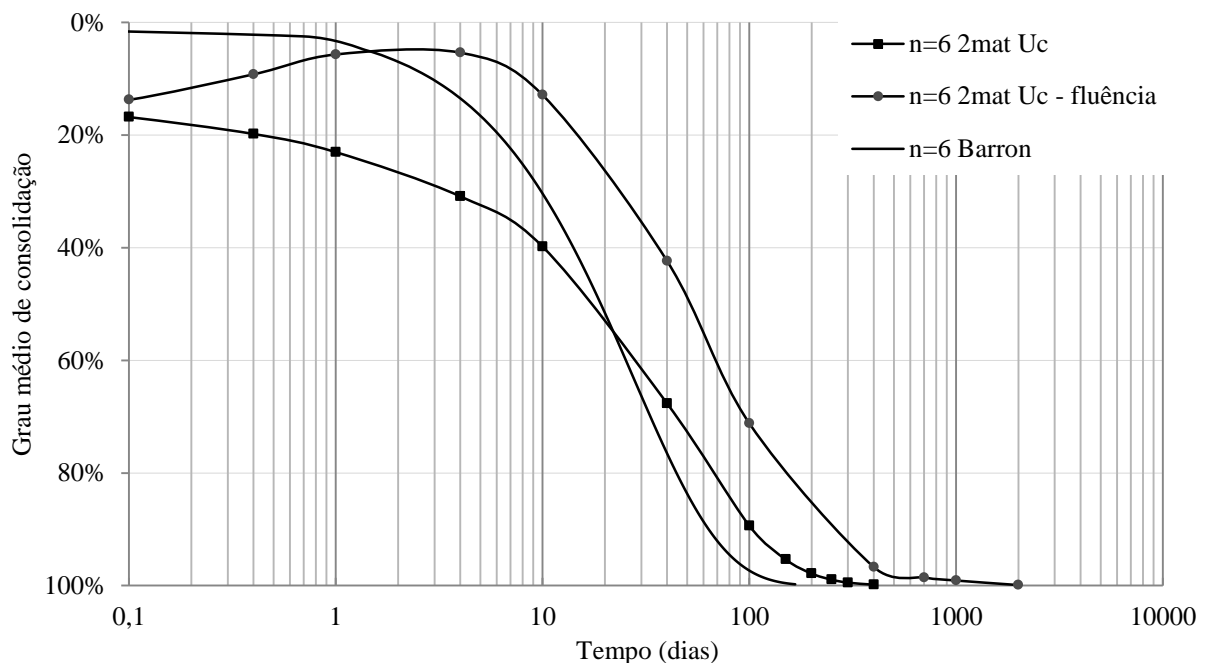


Figura 4.23 – Grau médio de consolidação: $n=10$, Solução de de Barron vs Modelo Soft Soil vs Modelo Soft Soil Creep

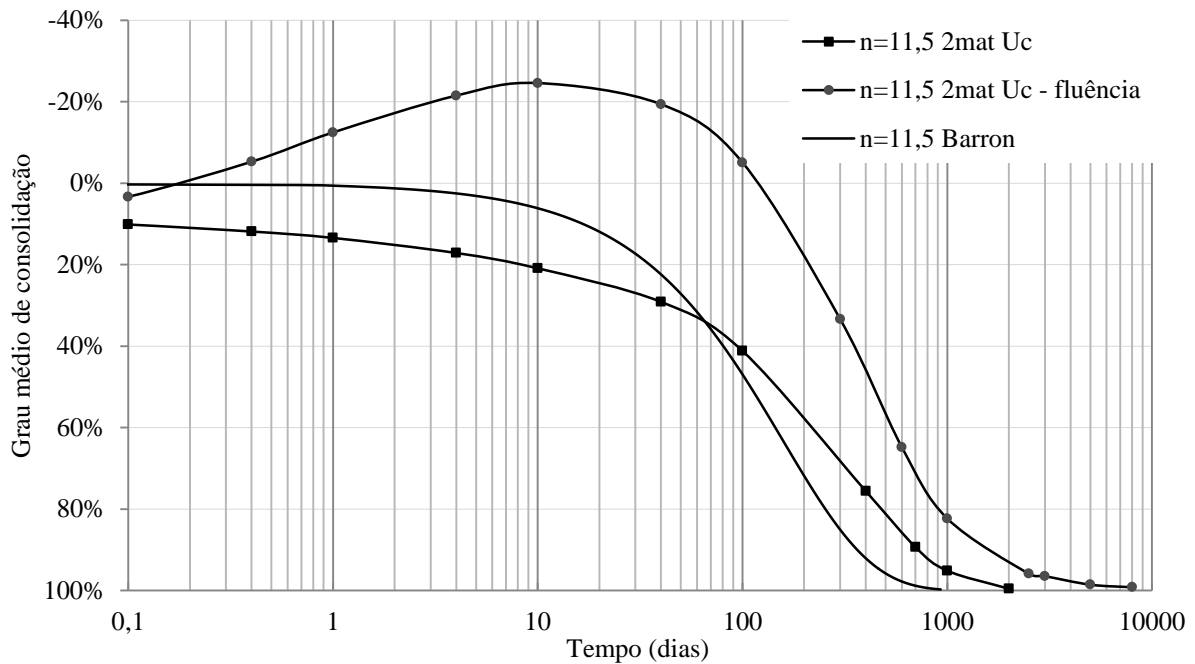


Figura 4.24 – Grau médio de consolidação: n=17, Solução de Barron vs Modelo Soft Soil vs Modelo Soft Soil Creep

4.6 ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

Por fim, analisam-se os resultados em condições de Estado Plano de Deformação (EPD) e comparam-se com os resultados teóricos para dois valores de n de Barron arbitrários bem como com os resultados obtidos em condições axissimétricas para dreno de material permeável (ver 4.5).

Na Figura 4.25 e na Figura 4.26 ilustra-se o grau médio de consolidação em função do tempo. Tanto para $n=10$ como para $n=17$ verifica-se algum desajustamento em relação à solução teórica bem como ao modelo em axissimetria. Como se pode observar, a dissipação das pressões intersticiais é relativamente mais rápida, atingindo um grau médio de consolidação de 80% ao fim de aproximadamente 90 e 300 dias, para $n=10$ e $n=17$, respectivamente, sendo que no modelo em axissimetria o mesmo grau de assentamento ocorre respectivamente ao fim de 300 e 1020 dias, aproximadamente. Estas diferenças devem-se ao facto de não se ter ajustado o raio do dreno para a solução em condições de Estado Plano de Deformação.

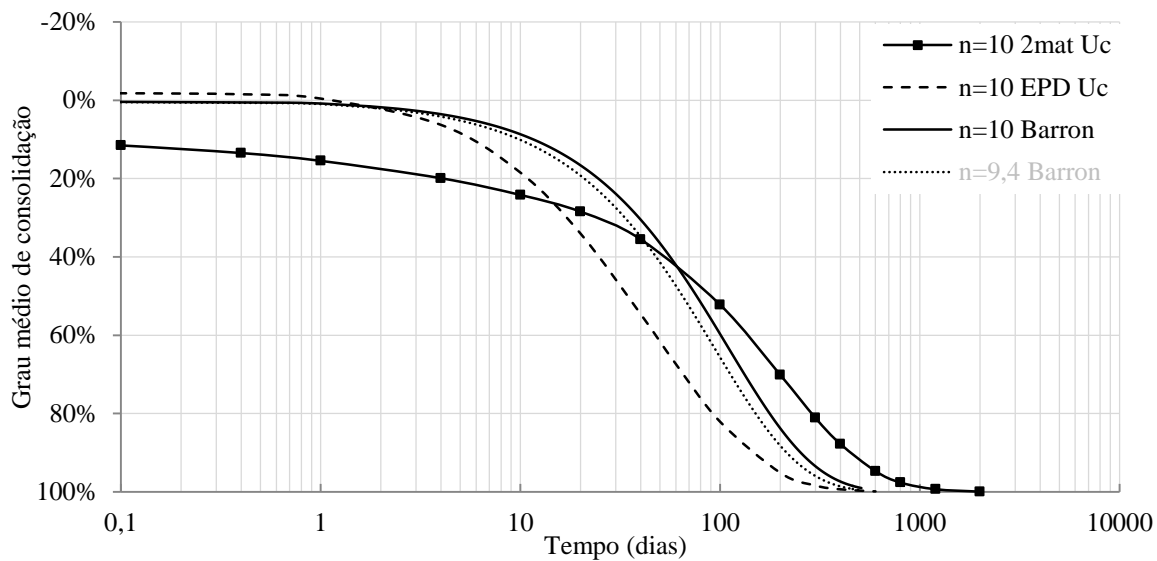


Figura 4.25 – Grau médio de consolidação: $n=10$ – solução de Barron vs Modelo Soft Soil com dreno de material permeável em axissimetria ou estado plano de deformação

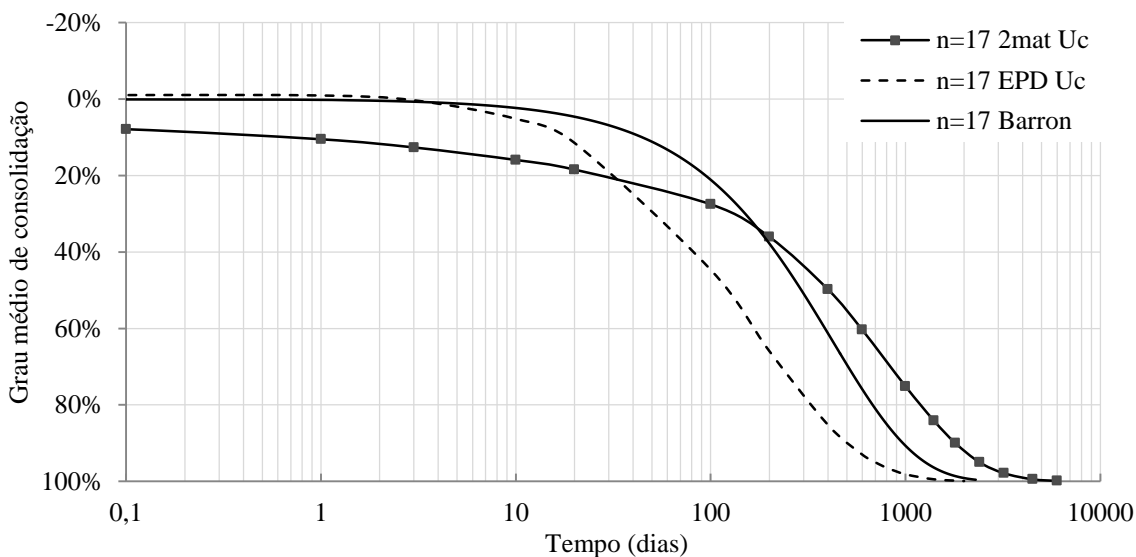


Figura 4.26 - Grau médio de consolidação: $n=17$ – solução de Barron vs Modelo Soft Soil com dreno de material permeável em axissimetria ou estado plano de deformação

A necessidade de ajustamento advém do facto de que a modelação da consolidação de terrenos é realizada na prática em análises bidimensionais, ou seja, em condições de Estado Plano de Deformação, e uma vez que o fluxo de água para o interior de um dreno vertical é por natureza axissimétrico (sistema tridimensional axissimétrico) torna-se necessário converter a geometria num sistema bidimensional equivalente. Existem formulações propostas na literatura para efectuar essa conversão nomeadamente (Indraratna & Redana, 1997).

Capítulo 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho desenvolvido teve como principal objectivo estudar a consolidação acelerada por drenos verticais tendo em consideração o efeito da fluência. Sendo um tema muito vasto e objecto de muitos estudos de investigação, como pode ser comprovado pela abundância de literatura, principalmente em língua inglesa, procedeu-se a uma análise simplificada, dividida entre os seguintes pontos:

- Compreensão do processo de consolidação;
- Análise do efeito da introdução de drenos verticais na aceleração da consolidação;
- Análise do efeito da fluência quer na consolidação vertical quer na radial;
- Análise do erro introduzido pelas soluções analíticas disponíveis que não consideram o efeito da fluência.
- Validação do teorema de Carrillo, usado na prática para prever do grau de consolidação em situações em que ocorre consolidação vertical e radial simultânea;
- Análise do processo de consolidação em condições de axissimetria e Estado Plano de Deformação, e respectiva comparação.

De modo simplificativo não foi tida em conta a anisotropia da permeabilidade (sendo portanto iguais os coeficientes de consolidação horizontal e vertical) nem a sua dependência do índice de vazios, o efeito da zona perturbada junto ao dreno (cuja permeabilidade e comportamento durante a consolidação são diferentes do restante solo), bem como facto de que as deformações não são uniformes em cada plano horizontal.

O dreno foi materializado por uma condição de fronteira na qual a pressão intersticial é nula, ou por elementos sólidos de permeabilidade elevada mas de rigidez idêntica à do solo em consolidação, sendo que nenhuma das situações simula um dreno vertical real (seja de areia ou de material artificial). Consideraram-se apenas células unitárias em axissimetria e uma posterior análise em estado plano de deformação. Outros estudos deverão completar este, analisando vários drenos, com disposições em planta diferentes.

As condições de carregamento em confinamento lateral foram verificadas, uma vez que as deformações horizontais tiverem valores nulos ou infinitesimais.

Para estudar o problema, recorreu-se às soluções teóricas de Terzaghi e Barron e ao teorema Carrillo, e as mesmas foram comparadas com as análises efectuadas no programa de cálculo automático PLAXIS 2D, através do método dos elementos finitos. A análise foi dividida em três partes principais:

- Consolidação vertical pura
- Consolidação radial pura
- Consolidação vertical e radial em simultâneo

As principais conclusões a que chegou este estudo estão evidenciadas nos parágrafos seguintes. Estas deverão ser validades para situações em que se consideram outros solos e outros modelos constitutivos para descrever o solo em estudo.

- Ao estudar um problema de consolidação de argilas moles, não é possível desprezar o contributo da fluência para os assentamentos finais;

- Quando se considera o efeito de fluência e para geometrias passíveis de ocorrer em obra, o grau médio de consolidação é em geral inferior ao grau de assentamento; consequentemente estimativas do grau médio de consolidação baseadas no grau médio de assentamento medido *in-situ* podem levar a grandes erros relativos, passíveis de comprometer a segurança, uma vez que podem levar a concluir que estão instaladas no solo tensões efectivas de determinada magnitude, quando na verdade o seu valor é inferior;

- Quando se considera a ocorrência de fluência o grau de assentamento é em princípio distinto do grau médio de consolidação; o grau de assentamento é em geral praticamente coincidente com as soluções teóricas disponíveis.

- O teorema de Carrillo deve ser usado com precaução, especialmente em solos que apresentem grandes deformações derivadas da fluência do seu esqueleto sólido;
- O efeito de Mandel-Cryer tem grande expressão nos resultados numéricos em particular quando se considera o efeito da fluência; o efeito de Mandel-Cryer aumenta com a espessura do estrato e com o raio de influência de dreno, ou seja com o valor do maior caminho de percolação;
- A condição de fronteira “drain”, disponível no programa PLAXIS, não é equivalente a materializar o dreno com elementos sólidos de elevada permeabilidade;
- Dependendo da altura do estrato, a linha “drain”, disponível no programa PLAXIS, simula na realidade um dreno com um certo raio (que é necessário calcular a posteriori) e não apenas uma condição de fronteira;
- É necessário adaptar a geometria em condições de axissimetria no caso de se pretender analisar um problema de drenos verticais em condições de Estado Plano de Deformação;
- Uma vez que a deformação no fim da consolidação primária aumenta com a diminuição da taxa de deformação, e que os solos *in-situ* experimentam taxas menores, o assentamento final de um estrato não deverá ser directamente retirado dos resultados de ensaios edométricos.

A aceleração da consolidação de solos moles pode ser conseguida através da associação de uma sobrecarga com a introdução de drenos verticais, no entanto este método tem grandes restrições em termos de tempo e não pode ser realizado em meio urbano, pois conduz a assentamentos elevados. Outros métodos estão já disponíveis, e outros virão, uma vez que cada vez mais se revela necessário construir sobre solos de elevada compressibilidade, devido à escassez de espaço e ao facto de muitas vezes se encontrar este tipo de solos (formações geológicas recentes) junto ao litoral.

Posteriores estudos deverão ser realizados, de modo a completar as análises desenvolvidas neste trabalho, particularmente no que diz respeito à materialização do dreno vertical, ao estudo de vários drenos em simultâneo e à consideração de forma equivalente em estado plano de deformação. Será também necessário considerar outros solos, com diferentes valores dos parâmetros geotécnicos que os caracterizam, e considerar outros modelos constitutivos para modelar os solos em estudo. Será ainda de interesse proceder-se a uma estimação dos assentamentos por fluência para períodos de tempo mais prolongados (10, 20, 30 anos por exemplo), uma vez que estes não terminam no fim da consolidação. Dever-se-á investigar se as funções de interpolação usadas no programa PLAXIS são as mesmas que as usadas no programa SURFER. A variabilidade do solo *in-situ* bem como a não instantaneidade do

carregamento deverão ser também objecto de novos estudos, por forma a aproximar os modelos numéricos das condições de carregamento in-situ.

Capítulo 6 - REFERÊNCIAS

- Augustesen, A., Liingaard, M., & Lade, P. V. (2004). *Evaluation of Time-Dependent Behaviour of Soils* (Vol. 4). International Journal of Geomechanics ASCE.
- Barron. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. *Transactions of ASCE*, 113(2346), 718-724.
- Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Seventh Rankine Lecture. *Géotechnique 17*, 81-118. Citado em Neher et al. (2000).
- Buisman, K. (1936). Results of long duration settlement tests. *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, 103-107. Citado em Neher et al. (2000).
- Burland, J. (1965). The Yielding and Dilation of Clay. (Correspondence). *Géotechnique 15*, 211-214.
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e -log p') (technical note). *Géotechnique 29(4)*, 469-480. Citado em Neher et al. (2000).
- Carrillo, N. (1942). Simple two and three dimensional consolidation. *Jnl. Math. and Phys., vol 21, no.1*.
- Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. Paris: Dalmont.
- Garlanger, J. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Géotechnique 22*, 71-78. Citado em Neher et al. (2000).
- Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay by band shaped pre-fabricated drains. *Ground Engng, vol 12, no 5*, 16-25.
- Indraratna, & Redana. (1997). Plane-Strain Modeling of Smear Effects Associated with Vertical Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(5)*, 474-478.
- Janbu, N. (1969). The resistance concept applied to soils. *Proceedings of the Seventh ICSMFE, Mexico City, vol 1*, 191-196. Citado em Neher et al. (2000).

- Leroueil, S. (1995). Could it be that clays have no unique way of behaving during consolidation?
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., & Bouchard, R. (1985). Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique* 35, 159-180.
- Matos Fernandes, M. d. (2006). *Mecânica dos Solos - conceitos e princípios fundamentais*. Porto: FEUP Edições.
- Mitchell, J. (1981). State of the Art – Soil Improvement Proceedings of the 10th ICSMFE. Stockholm, Vol. 4. *Proceedings of the 10th ICSMFE. Stockholm, vol 4*, 509-565. Referido em Santos (2010).
- Neher, H., Wehnert, M., & Bonnier, P. (2000). An evaluation of soft soil models based on trial embankments. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, 373-379.
- Santos, C. (2010). Reforço de terrenos com colunas de brita. *Instituto Superior Técnico*.
- Stapelfedt, T., & Vepsäläinen, P. (2007). Preloading and vertical drains. *Helsinki University of Technology*.
- Terashi, & Miki. (1999). Importance of prediction in ground improvement. *Prediction and Performance of Ground Improvement, Practitioners Series No. 11, Japanese Geotechnical Society*, 1-10, Referido em Santos (2010).
- Terzaghi, K. (1923). Die Berechnung der Durchlaassigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. *Szber Akademie Wissenschaft Vienna, Mathnaturwissenschaft Klasse IIa*, 132, 125-138.
- Van Impe, W. (1989). Soil Improvement Techniques and their Evolution. *A.A Balkema*.