

Liliana Soraia Pinto da Costa

Estudo da consolidação de solos siltsos jovens



Liliana Soraia Pinto da Costa

Estudo da consolidação de solos siltsos jovens

Tese de Mestrado

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Professor Nuno Pereira Raposo



RESUMO

A extração de minerais e metais de minas gera um elevado volume de lamas que apresentam uma quantidade muito significativa de material silteoso, conhecidas por rejeitados. Devido ao facto de se usarem produtos químicos no processo de extração, o armazenamento dos rejeitados é um desafio com vista a minimizar os problemas ambientais e que é afetado pela consolidação lenta que estes exibem após a deposição. Depois de depositados os rejeitados passam por três fases: sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, secagem e consolidação por deposição de novas camadas sobre as já existentes. A consolidação é o mecanismo que mais contribui para a densificação final do local de armazenamento dos rejeitados enquanto as duas fases anteriores são também importantes uma vez que a densidade inicial dos rejeitados vai definir o seu comportamento a longo prazo.

De forma a caracterizar o comportamento dos rejeitados em especial nos aspetos relacionados com a consolidação, procedeu-se à realização de ensaios experimentais de caracterização e ensaios edométricos sobre amostras indeformadas recolhidas *in situ*. Depois, foi realizada a deposição deste tipo de solos em colunas, fazendo variar a quantidade de partículas sólidas, para estudar a sua influência na primeira fase de densificação do material. Posteriormente, foram realizados ensaios edométricos no respetivo solo sedimentado das colunas, com o objetivo de estudar a influência da quantidade de partículas sólidas na evolução da consolidação. Em complemento, realizaram-se ensaios para a determinação da curva e limite de retração, assim como o estudo da variação do índice de vazios em altura nas colunas e a ocorrência ou não de segregação das partículas durante a sedimentação. Realizou-se, também, um ensaio em que se efetuaram carregamentos dentro da própria coluna de sedimentação. Esse ensaio foi posteriormente modelado numericamente no *software* PLAXIS. Por fim, foi criado um modelo numérico de larga escala com o objetivo de extrapolar os resultados obtidos nas colunas de sedimentação e consolidação, tentando prever a evolução de um depósito de rejeitados.

ABSTRACT

The extraction of minerals and metals from mines generates an high volume of slurries that have a very significant amount of silty material, known as tailings. Because of the use of chemicals in the extraction process, the storage of the tailings is a challenge in order to minimize environmental problems, which is affected by the slow consolidation that they exhibit after deposition. After deposition the tailings passes through three phases: sedimentation-self weight consolidation, drying and consolidation due to the deposition of new layers over the existing ones. Consolidation is the mechanism that more contributes to the final density of the impoundment, but the previous two phases are also important since the inicial density of the tailings will define they long-term behavior.

In order to characterize the behavior of the tailings especially in aspects related to consolidation, index and oedometer tests were performed on undisturbed samples collected on the field. Afterwards, the tailings were deposited inside columns, with varying quantity of solid particles, to study its influence on the first stage of densification. Then, oedometer tests where performed in the settled soil in the bottom of the columns, with the purpose of studying the influence of the amount of solid particles in the evolution of the consolidation. In addition, the shrinkage curve and the shrinkage limit was determined. The columns were used to determine the variation of the void ratio along their height and to verify the existence of segregation during sedimentation. In another test, loads were applied inside the column itself. This test was then simulated in a finite element model code named PLAXIS. At last, a numerical model was created, in order to extrapolate the results obtained in sedimentation and consolidation columns, trying to predict the evolution of the tailings.

PALAVRAS CHAVE

Solos siltosos jovens
Rejeitados
Consolidação
Modelação Numérica

KEY WORDS

Young silty soils
Tailings
Consolidation
Numerical modelling

AGRADECIMENTOS

O percurso de realização de uma dissertação consiste na união entre o esforço pessoal e as inúmeras contribuições de um conjunto de pessoas. Sem elas muito dificilmente o objetivo final seria atingido. Como tal, expresso os meus sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, Professor Nuno Raposo, pela ajuda e ensinamentos prestada ao longo destes meses, além da oportunidade e experiência que me proporcionou na realização deste trabalho.

Aos técnicos Marco Filipe e Marco Vinhanova, pela imprescindível ajuda ao longo da realização dos ensaios experimentais e pela motivação dada ao longo destes meses.

Ao Professor João Marado, pela disponibilidade e ensinamentos prestados.

Aos meus amigos e colegas de curso que me acompanharam ao longo da dissertação e também na totalidade de anos de curso, pela força, entreaajuda e amizade.

Ao David, por me ter ensinado que podemos tudo desde que tenhamos amor por aquilo que fazemos, pela paciência, pelas palavras e por me teres sempre acompanhado.

E por último, mas mais importantes, à minha família, pelo apoio, dedicação e porque sem eles nada seria possível, em especial à minha irmã Daniela por sempre ter acreditado em mim, dando-me a força e motivação necessária para continuar.

A todos, MUITO OBRIGADA!

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE TABELAS	xix
ABREVIATURAS E SIGLAS	xxi
NOTAÇÃO.....	xxiii
1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Organização e estrutura do texto	2
2. Estado da arte.....	5
2.1 Processo de formação dos solos siltosos jovens	5
2.1.1 Produção dos rejeitados	5
2.1.2 Influência do processo de formação nas características do rejeitado	8
2.2 Formas de deposição.....	10
2.2.1 Subaquática.....	11
2.2.2 Subaéreas	12
2.3 Processos de evolução da consolidação e de aumento de resistência das camadas de rejeitados.....	13
2.3.1 Sedimentação e consolidação devido ao peso próprio	15
2.3.2 Drenagem e secagem	19
2.3.3 Consolidação	21
2.4 Propriedades geotécnicas relevantes para a evolução da consolidação e aumento de resistência	24
2.4.1 Densidade das partículas sólidas	24
2.4.2 Granulometria.....	25
2.4.3 Plasticidade.....	25
2.4.4 Índice de vazios inicial	25
2.4.5 Permeabilidade	26

2.4.6	Compressibilidade e consolidação	27
2.4.7	Potencial de liquefação	27
3.	Caracterização de amostras indeformadas recolhidas <i>in situ</i>	29
3.1	Descrição das amostras	29
3.2	Densidade das partículas sólidas	33
3.2.1	Introdução	33
3.2.2	Procedimento	33
3.2.3	Resultados e conclusões	33
3.3	Composição química e mineralógica elementar	33
3.3.1	Ensaio de água oxigenada	34
3.3.2	Ensaio com ácido clorídrico	34
3.4	Análise granulométrica	35
3.4.1	Introdução	35
3.4.2	Precisão do densímetro	35
3.4.3	Procedimento	37
3.4.4	Resultados e conclusões	37
3.5	Determinação dos limites de Atterberg	39
3.5.1	Introdução	39
3.5.2	Preparação das amostras	39
3.5.3	Determinação do limite de liquidez	39
3.5.4	Determinação do limite de plasticidade	40
3.5.5	Resultados e conclusões	40
3.6	Classificação dos solos de acordo com a Classificação Unificada	40
3.7	Ensaio Edométrico	41
3.7.1	Introdução	41
3.7.2	Montagem do provete	41
3.7.3	Tipo e condições do ensaio	42
3.7.4	Resultados e conclusões	43
4.	Estudo experimental da sedimentação e da consolidação	53
4.1	Caracterização da amostra	53
4.2	Ensaio com colunas de sedimentação e consolidação	55
4.2.1	Procedimento	55

4.2.2	Resultados e conclusões	56
4.3	Retração	60
4.3.1	Procedimento	60
4.3.2	Resultados e conclusões	62
4.4	Ensaio Edométrico	64
4.4.1	Procedimento	65
4.4.2	Resultados e conclusões	66
4.5	Ensaio de carregamento	77
4.5.1	Procedimento	77
4.5.2	Resultados e conclusões	79
5.	Modelação numérica.....	83
5.1	Validação do modelo	84
5.1.1	Cálculo teórico.....	85
5.1.2	Simulação numérica	88
5.1.3	Conclusões.....	89
5.2	Simulação da coluna	90
5.2.1	Modelo numérico proposto.....	90
5.2.2	Cenários de cálculo.....	91
5.2.3	Resultados e conclusões	92
5.3	Simulação de um depósito de rejeitados.....	93
5.3.1	Modelo numérico proposto.....	93
5.3.2	Cenários de cálculo.....	95
5.3.3	Resultados e conclusões	95
6.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	99
6.1	Considerações finais	99
6.2	Desenvolvimentos futuros	102
	Referências	105
	Apêndice A - Resumo dos resultados dos ensaios edométricos de amostras indeformadas recolhidas <i>in situ</i>	111
	Apêndice B - Resumo dos resultados dos ensaios edométricos realizados a diferentes alturas nas colunas de sedimentação e consolidação	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Fases do processo de extração mineira (adaptado de Vick, 1990; Salfate 2011)	6
Figura 2-2: Formas de deposição de diferentes tipos de rejeitados: a) deposição de rejeitados em forma de lama (Engels, 2006); b) deposição de rejeitados em pasta (Verburg, 2001).....	7
Figura 2-3: Espessador de cone profundo (Oliveira, 2011).....	7
Figura 2-4: Evolução da quantidade de partículas sólidas durante o processo de espessamento	8
Figura 2-5: Típica variação da resistência com a concentração de partículas sólidas (adaptado de Salfate, 2011; Jewell & Fourie, 2006)	9
Figura 2-6: Deposição subaquática de rejeitados fora de estruturas de contenção adequadas (Engels, 2006).....	11
Figura 2-7: Representação esquemática de uma barragem de rejeitados (Newman <i>et al.</i> , 2001)	11
Figura 2-8: Aspeto do local de deposição de rejeitados espessados (Mizani <i>et al.</i> , 2013).....	12
Figura 2-9: Deposições típicas de rejeitados espessados e/ou em pasta (Robinsky, 2002): a) descarga a partir de um ponto central; b) descarga em locais com declive.....	13
Figura 2-10: Representação esquemática do processo de densificação de camadas finas de rejeitados depositados sob a forma de pasta (adaptado de Salfate, 2011).....	15
Figura 2-11: Interpretação física dos estágios de transição no tempo para preenchimentos hidráulicos (adaptado de Imai, 1981)	16
Figura 2-12: Ilustração das coordenadas Lagrangianas (adaptado de Bartholomeeusen, 2003)	18
Figura 2-13: Fendas nas camadas de rejeitados devidas à retração (Theriault <i>et al.</i> , 2003)	20
Figura 2-14: Curva de retração típica (adaptado de Fredlund, 1999).....	21
Figura 2-15: Representação esquemática de uma barragem de rejeitados construída recorrendo a areias obtidas por ciclonação dos rejeitados (adaptado de Priscu, 1999).....	28
Figura 3-1: Localização da Mina de Neves Corvo e complexo Mineiro de Neves Corvo (Oliveira, 2012)	30
Figura 3-2: Planta geral da barragem e do desvio das águas pluviais (Oliveira, 2012)	31
Figura 3-3: Geometria das 15 células e respetivos diques a construir com escombros da mina (Oliveira, 2011)	32
Figura 3-4: Tubos que contêm as amostras indeformadas recolhidas <i>in situ</i>	32
Figura 3-5: Resultado do teste com ácido clorídrico: a) amostra M1; b) amostra M2.....	35
Figura 3-6: Densímetro utilizado na análise.....	35
Figura 3-7: Densímetro suspenso na água em que o solo está disperso (adaptado de Das, 2002)	36
Figura 3-8: Aspeto do solo durante o ensaio de sedimentação.....	37
Figura 3-9: Curvas granulométricas das amostras ensaiadas	38

Figura 3-10: Representação na carta de Plasticidade de Casagrande das amostras em estudo	41
Figura 3-11: Montagem do provete: a) cravação do anel edométrico; b) aspeto das amostras cravadas.....	42
Figura 3-12: Edómetro Wykeham Farrance com sistema de medição analógico.....	43
Figura 3-13: Curva de compressibilidade e respetivas construções de Casagrande e Schmertmann do ensaio edométrico da amostra M1T.....	44
Figura 3-14: Curva de compressibilidade e respetivas construções de Casagrande e Schmertmann do ensaio edométrico da amostra M1V.....	44
Figura 3-15: Curva de compressibilidade e respetivas construções de Casagrande e Schmertmann do ensaio edométrico da amostra M2.....	45
Figura 3-16: Determinação do c_v pelo método de Taylor para a amostra M1T: a) escalão de carga de 6 kPa; b) escalão de carga de 1600 kPa.....	46
Figura 3-17: Determinação do c_v pelo método de Taylor para a amostra M1V na: a) escalão de carga de 6 kPa; b) escalão de carga de 1600 kPa.....	46
Figura 3-18: Determinação do c_v pelo método de Taylor para a amostra M2: a) escalão de carga de 6 kPa; b) escalão de carga de 1600 kPa.....	47
Figura 3-19: Relações resultantes dos ensaios edométricos na amostra M1: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ	48
Figura 3-20: Relações resultantes do ensaio edométrico na amostra M2: a) c_v com σ ;.....	49
Figura 4-1: Curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado.....	54
Figura 4-2: Representação na carta de Plasticidade de Casagrande das amostras em estudo .	54
Figura 4-3: Colunas de sedimentação e consolidação preparadas com uma quantidade de partículas sólidas de 30%, 50% e 70%, respetivamente.....	55
Figura 4-4: Aspeto das camadas cortadas da coluna para o estudo da variação do índice de vazios em altura.....	56
Figura 4-5: Assentamentos totais nas colunas de sedimentação e consolidação e confirmação da repetibilidade do processo.....	57
Figura 4-6: Evolução do índice de vazios médio nas colunas de sedimentação e consolidação.....	57
Figura 4-7: Variação do índice de vazios em altura dentro das colunas.....	58
Figura 4-8: Curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado a diferentes alturas nas colunas de 30%SP e 50%SP.....	59
Figura 4-9: Curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado a diferentes alturas nas colunas de 70%SP e 30%SP - Meio.....	59
Figura 4-10: Ensaio para determinação a curva e limite de retração: a) anel de retração; b) medição das dimensões com recurso a um paquímetro digital.....	61
Figura 4-11: Ensaio de retração sob anéis cravados nas colunas de sedimentação e consolidação: a) início do ensaio; b) fim do ensaio.....	61
Figura 4-12: Ensaio de retração sob amostra carregada: a) aspeto da amostra no início do ensaio; b) aspeto da amostra no final do ensaio.....	62

Figura 4-13: Curvas de retração dos anéis realizados nas colunas de sedimentação e consolidação para a amostra de rejeitado espessado	63
Figura 4-14: Cravação do anel edométrico na coluna	65
Figura 4-15: Curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos OED1 e OED2	67
Figura 4-16: Determinação do c_v pelo método de Taylor: a) OED1 - 6 kPa; b) OED1 - 1600 kPa; c) OED2 - 6 kPa; d) OED2 - 1600 kPa	67
Figura 4-17: Relações resultantes do ensaios edométricos OED1 e OED2: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ	68
Figura 4-18: Curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos OED3 e OED4	69
Figura 4-19: Determinação do c_v pelo método de Taylor: a) OED3 - 6 kPa; b) OED3 - 1600 kPa; c) OED4 - 6 kPa; d) OED4 - 1600 kPa	69
Figura 4-20: Relações resultantes dos ensaios edométricos OED3 e OED4: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ	70
Figura 4-21: Curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos OED3 e OED4	71
Figura 4-22: Determinação do c_v pelo método de Taylor: a) OED5 - 6 kPa; b) OED5 - 1600 kPa; c) OED6 - 6 kPa; d) OED6 - 1600 kPa	71
Figura 4-23: Relações resultantes dos ensaios edométricos OED5 e OED6: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ	72
Figura 4-24: Sobreposição das curvas de compressibilidade resultantes dos ensaios edométricos	73
Figura 4-25: Comparação da relação de k com σ para os diferentes ensaios edométricos.....	76
Figura 4-26: Comparação da relação de k com e para os diferentes ensaios edométricos	76
Figura 4-27: Estudo do processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio: a) início do processo; b) fim do processo	77
Figura 4-28: Bolhas de ar formadas durante a deposição no interior da coluna.	78
Figura 4-29: Carregamento da coluna: a) primeiro carregamento; b) segundo carregamento; c) terceiro carregamento	78
Figura 4-30: Assentamentos totais na Colunas 1 e Coluna 2	79
Figura 4-31: Evolução do índice de vazios médio na Coluna 1 e Coluna 2.....	79
Figura 4-32: Variação do índice de vazios em altura para a Coluna 1 e para a Coluna 2.....	80
Figura 5-1: Esquema simplificado do modelo de validação.....	85
Figura 5-2: Solução da equação de consolidação para o caso de uma fronteira drenante (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	87
Figura 5-3: Modelo numérico de validação: a) geometria do modelo; b) condições iniciais impostas.....	88
Figura 5-4: Comparação das distribuições de tensões no solo entre o cálculo teórico e a modelação no PLAXIS: a) tensões totais; b) pressões neutras; c) tensões efetivas	89
Figura 5-5: Modelo geométrico adotado: a) geometria do modelo; b) condições iniciais impostas.....	90
Figura 5-6: Resultados dos assentamentos na coluna no PLAXIS e comparação com os resultados obtidos experimentalmente.....	92

Figura 5-7: Resultados relativos ao excesso de pressão neutra por simulação no PLAXIS	92
Figura 5-8: Modelo adotado para a simulação da barragem: a) geometria; b) condições iniciais	93
Figura 5-9: Assentamentos ao longo do tempo para a 1ª Hipótese e 2ª Hipótese.....	95
Figura 5-10: Excesso de pressão neutra ao longo do tempo para a 1ª Hipótese e 2ª Hipótese	96
Figura 5-11: Excesso de pressão neutra em altura no depósito	96

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1: Classificação de rejeitados quanto à granulometria (adaptado de Landriault, 1995; Sveinson, 1999)	25
Tabela 2-2: Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade (Terzaghi & Peck, 1967) ..	26
Tabela 3-1: Resultados da quantidade de matéria orgânica presente em cada uma das amostras	34
Tabela 3-2: Quadro resumo da plasticidade das amostras ensaiadas	40
Tabela 3-3: Patamares de carregamento em kPa nos ensaios edométricos	43
Tabela 3-4: Leitura a tempos utilizadas nos ensaios edométricos a cada 24 horas	43
Tabela 3-5: Resultados dos índices de compressibilidade, recompressibilidade e expansibilidade das amostras.....	45
Tabela 4-1: Lista de ensaios para estimar a curva e limite de retração e posição na respetiva coluna	62
Tabela 4-2: Valores obtidos para os limites de retração.....	63
Tabela 4-3: Lista de ensaios edométricos realizados e posição na respetiva coluna.....	65
Tabela 4-4: Resultados dos índices de compressibilidade, recompressibilidade e expansibilidade resultantes dos ensaios edométricos	74
Tabela 5-1: Parâmetros assumidos nos modelos efetuados.....	84
Tabela 5-2: Parâmetros utilizados na validação do modelo	85
Tabela 5-3: Resultados obtidos no cálculo teórico para a validação do modelo.....	87
Tabela 5-4: Resultados retirados do PLAXIS para a validação do modelo	88
Tabela 5-5: Parâmetros introduzidos na modelação da coluna no PLAXIS	91
Tabela 5-6: Primeira iteração para a obtenção dos parâmetros para introdução no PLAXIS ..	94
Tabela 5-7: Segunda iteração para a obtenção dos parâmetros para a introdução no PLAXIS	94

ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	American Society for Testing and Material
CEN	Comité Européen de Normalisation
EC	Eurocódigo
ESTGV	Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu
IP	Índice de Plasticidade
IRCL	Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo
ISO	International Organization for Standardization
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LR	Limite de Retração
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MEF	Método dos Elementos Finitos
NP	Norma Portuguesa
SWCC	Soil-Water Characteristic Curve
SP	Solid Particles

NOTAÇÃO

a) Maiúsculas latinas

C	Concentração das partículas
C_c	Índice de compressibilidade
C_r	Índice de recompressibilidade
C_s	Índice de expansibilidade
E_{oed}	Módulo edométrico
D	Diâmetro de partícula
G	Densidade das partículas sólidas
H	Máximo percurso de água num estrato em consolidação
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
R	Leitura direta feita no densímetro durante a sedimentação
S	Grau de saturação
T	Fator tempo num processo de consolidação generalizado

b) Minúsculas latinas

a	Correção do peso específico utilizado na sedimentação
a_v	Coefficiente de compressibilidade
c_v	Coefficiente de consolidação vertical
c	Coesão
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
h	Espessura da camada ou da amostra
k	Coefficiente de permeabilidade
m_b	Massa seca de solo usado na sedimentação
m_v	Coefficiente de compressibilidade volumétrica
n	Porosidade
n_D	Porcentagem de partículas referidas à massa seca de solo usado na sedimentação
t	Variável temporal
$t_{\%}$	Valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio tem a % indicada (p. ex., t_{90} , 90%)
u	Pressão neutra, pressão de água dos poros ou pressão intersticial
u_e	Excesso de pressão neutra
v	velocidade
v_s	Velocidade de sedimentação de uma partícula
w	Teor em água
z	Cota geométrica

c) Maiúsculas gregas

β	Parâmetro da equação de Pane e Schiffman
Δu	Excesso de pressão neutra
Ψ	Ângulo de dilatância
ϕ	Ângulo de atrito

d) Minúsculas gregas

γ	Peso volúmico
γ'	Peso volúmico submerso
γ_{unsat}	Peso volúmico seco
γ_{sat}	Peso volúmico saturado
γ_w	Peso volúmico da água
η	viscosidade
ν	Coefficiente de Poisson
σ	Tensão normal total
σ'	Tensão efetiva
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
σ'_p	Tensão de pré-consolidação
σ'_v	Tensão efetiva vertical

e) Índices inferiores gerais

e	Equivalente, excesso
h	horizontal
oed	edométrico
p	Pré-consolidação
s	Sólido, à superfície, saturação
v	Vazio, vertical
vol	volumétrico
w	Água
x,y	Direções no plano horizontal
0	Inicial, de repouso
$1,2,3$	Tensões principais

g) Outros símbolos

$^{\circ}$	Graus
∂	Derivada parcial

1. Introdução

1.1 Enquadramento geral

Os solos siltosos jovens são resultantes de processos industriais. Durante a extração de metais de minas são utilizados processos físicos, químicos e mecânicos para obter o produto desejado e o que sobra é correntemente conhecido por “rejeitado”. O rejeitado constitui uma lama com uma quantidade muito significativa de material siltoso, cujas minas têm a necessidade de depositar uma vez que representam mais de 70% da massa total extraída e não constituem nenhum valor económico.

O processo de extração não é totalmente eficaz, uma vez que não é possível recuperar todos os reagentes e produtos químicos utilizados. Os metais irrecuperáveis e sem valor económico, envolvidos em produtos químicos, minerais e com mais de 50% de água são descarregados para uma área de armazenamento. Devido à presença de químicos tóxicos que são prejudiciais para o ambiente, podendo em casos mais graves causar perdas de vidas humanas, é necessário que o seu armazenamento seja feito de forma segura para o ambiente e, se possível, de forma económica.

Com a melhoria das tecnologias de extração e aumento das necessidades globais tem aumentado também a extração mineira e com isso uma grande quantidade de rejeitados que necessitam de ser depositados, resultando em locais de armazenamento que atingem proporções enormes. Inicialmente estes foram depositados na forma de lamas em barragens, no entanto, a sua capacidade começou a ser atingida ao longo dos anos associada à falha de algumas delas no passado, por problemas de conceção, construção e de operação. Stava Mine (1985), Los Frailes (1997), Sullivan Mine (1991), Merriespruit (1994) e mais recentemente Baia Mare (2000) e

Aitik (2000), são exemplos de falhas das barragens de rejeitados. A alternativa ou complemento para a deposição de lamas em barragens foi a deposição à superfície de rejeitados espessados ou sob a forma de pasta. Estes correspondem a rejeitados de alta densidade que são obtidos ao retirar a água das lamas que resultam do processo de extração.

Independentemente da forma de deposição dos rejeitados ou do seu tipo de mineral, hoje em dia, são necessários estudos de impacto ambiental e caracterizações geotécnicas dos mesmos para o planeamento, projeto, construção e encerramento dos locais de deposição. Uma correta caracterização geotécnica assim como um estudo da evolução da consolidação, desde o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, até à consolidação devido à deposição de novas camadas, é fundamental para uma previsão da estabilidade a curto e longo prazo do local de deposição.

1.2 Objetivos da dissertação

O principal objetivo deste trabalho é o estudo da evolução da consolidação dos solos siltosos jovens, mais correntemente conhecidos por rejeitados, provenientes dos processos industriais de extração mineira. As fases principais do estudo são:

- Resumir a informação já publicada sobre os solos siltosos jovens;
- Caracterizar amostras indeformadas recolhidas no local de deposição da mina através de ensaios experimentais físicos e ensaios edométricos;
- Proceder à realização de ensaios com colunas de sedimentação e consolidação de forma a perceber a influência da quantidade de partículas sólidas neste processo;
- Determinar a curva e limite de retração do solo;
- Realizar ensaios edométricos sob diferentes condições para avaliar a influência do índice de vazios inicial na evolução da consolidação do material que sedimentou nas colunas;
- Utilizar um *software* comercial para modelar os ensaios realizados com colunas de sedimentação e consolidação.

1.3 Organização e estrutura do texto

Com o propósito de atingir os objetivos anteriormente referidos, a tese foi organizada em 6 capítulos:

- O Capítulo 1 apresenta o âmbito e objetivos do trabalho;
- O Capítulo 2 contém uma revisão bibliográfica sobre os rejeitados que foca o seu processo de extração e deposição assim como a evolução da sua consolidação e resistência com o tempo. São referidas também as propriedades geotécnicas relevantes para o estudo da evolução da consolidação;

- O Capítulo 3 apresenta a caracterização de amostras indeformadas recolhidas *in situ* pela realização de ensaios experimentais de identificação e ensaios edométricos assim como apresenta os resultados obtidos e comentários relevantes;
- O Capítulo 4 foca a realização de ensaios experimentais para simular o comportamento deste tipo de solo, face à evolução da consolidação, desde que é depositado até ao processo de consolidação por deposição de novas camadas. Neste começa-se por simular a sedimentação e consolidação pela realização de colunas, estudando posteriormente a curva e limite de retração e a evolução da consolidação pela realização de ensaios edométricos. Em complemento foram também realizados ensaios para a determinação da variação dos índices de vazios em altura e da ocorrência ou não de segregação das partículas durante a sedimentação;
- O Capítulo 5 apresenta a modelação numérica dos ensaios experimentais realizados;
- O Capítulo 6 expõe as principais conclusões e perspectiva o desenvolvimento de trabalhos a realizar futuramente nesta área;
- No Apêndice A podem ser consultados os restantes resultados obtidos durante o ensaio edométrico sobre amostras indeformadas recolhidas *in situ* em complemento ao capítulo 3;
- No Apêndice B podem ser consultados os restantes resultados obtidos dos ensaios edométricos realizados nas colunas de sedimentação e consolidação em complemento ao capítulo 4.

2. Estado da arte

2.1 Processo de formação dos solos siltosos jovens

No último século, o volume de rejeitados produzidos teve um enorme crescimento provocado pela procura de minerais e metais aliada à evolução das novas tecnologias e técnicas que facilitam o processo de extração. Nos dias de hoje, existem minas individuais que produzem mais de 200.000 toneladas de rejeitados por dia (Engels, 2006). Com o tamanho das operações de mineração a aumentar, as preocupações ambientais começaram a surgir, desencadeadas em parte pelos acidentes ambientais ocorrentes em barragens de rejeitados e por o próprio processo de deposição de rejeitados ser uma potencial fonte de poluição de águas superficiais e subterrâneas e de poluição atmosférica. Para resolver os desafios associados ao seu armazenamento, torna-se de extrema importância compreender as técnicas de processamento do mineral e conhecer as fases necessárias até à sua deposição.

2.1.1 Produção dos rejeitados

O processo de extração de minerais é uma sequência de várias fases que influencia as propriedades físicas e químicas dos rejeitados (Figura 2-1). Para melhor compreender a natureza dos rejeitados produzidos, é importante conhecer os processos a que estes foram submetidos para a extração dos minerais de valor. Tais processos podem variar de uma mina para a outra, no entanto as fases fundamentais são comuns (Vick, 1990).

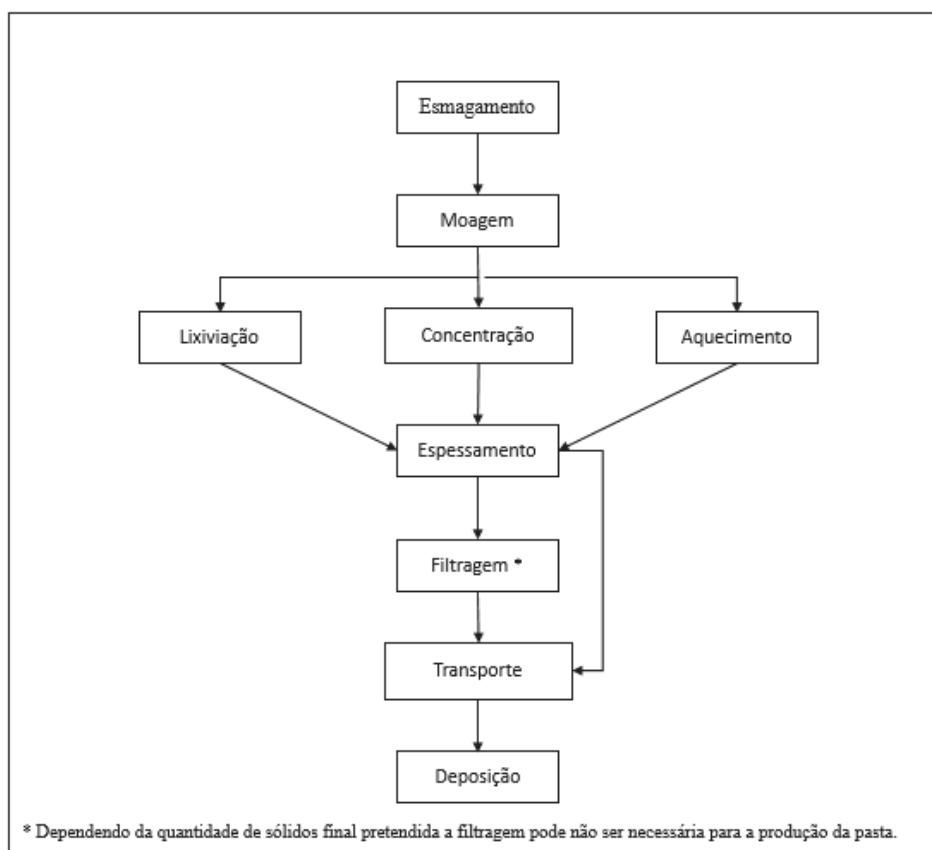


Figura 2-1: Fases do processo de extração mineira (adaptado de Vick, 1990; Salfate 2011)

As primeiras fases são o esmagamento e a moagem, que permitem que a pedra que chega da mina seja reduzida até à dimensão desejada. A fase de esmagamento é realizada de modo a que os fragmentos de pedra sejam reduzidos a uma dimensão que seja aceite para a sua introdução no equipamento de moagem (Krizek, 2004). Posteriormente, a moagem reduz ainda mais a dimensão dos fragmentos de rocha (Vick, 1990).

O grau ótimo de trituração do material é determinado pela dimensão necessária para a realização do método de extração do minério. Por sua vez, o método de extração mais vantajoso pode ser facilmente identificado através de um exame mineralógico simples, em que é possível identificar simultaneamente outros minerais de interesse económico, tipo e a quantidade de reagentes necessários para separar o concentrado (Engels, 2006; Ritcey, 1989).

Após a obtenção das dimensões pretendidas para o material, segue-se a concentração, que é o processo de extração do produto económico. A flotação é o método de concentração mais utilizado, sendo a primeira fase, na sequência de processamento mineral, em que os reagentes químicos são introduzidos (Vick, 1990). Também podem ser utilizados outros métodos, como a separação por gravidade ou magnética.

A lixiviação e o aquecimento são processos opcionais que precedem ou complementam o processo de concentração. A lixiviação envolve a remoção de minerais por contacto direto com um solvente, geralmente uma solução forte, ácida ou alcalina (Krizek, 2004).

Após o processo de extração, resta uma mistura constituída por partículas de rocha envolvidas em água e produtos químicos, sem valor económico apreciável, designada por rejeitado. O rejeitado apresenta um aspeto e uma consistência semelhante a uma lama devido à grande quantidade de água (Figura 2-2.a)). Quando se pretende a produção de um rejeitado espessado ou em pasta, às fases de processamento anteriormente descritas, segue-se o espessamento e, caso necessário, a filtragem. Estas fases adicionais vão levar a uma redução da quantidade de água, dando um aspeto mais sólido ao material (Figura 2-2.b)).



Figura 2-2: Formas de deposição de diferentes tipos de rejeitados: a) deposição de rejeitados em forma de lama (Engels, 2006); b) deposição de rejeitados em pasta (Verburg, 2001)

O processo de espessamento consiste no processo mecânico de retirar água às lamas de forma a produzir uma pasta homogénea em que não ocorre segregação após a deposição. O EC (2004) define o espessamento como um processo de sedimentação por gravidade que resulta num grande aumento da concentração da suspensão com a conseqüente formação de um líquido límpido. Este processo é atingido pela utilização de espessadores, que são tanques, por norma cilíndricos como, por exemplo, os “sistemas de espessamento de cone profundo” (Figura 2-3), que devido a serem mais altos e a reterem os rejeitados durante mais tempo que os espessadores convencionais, permitem um espessamento associado à compressão (Newman *et al.*, 2001).



Figura 2-3: Espessador de cone profundo (Oliveira, 2011)

A composição da pasta pode ser modificada de modo a melhorar o seu comportamento. Os processos de espessamento têm sido melhorados ao longo dos anos pela adição de floculantes, que agregam as partículas em grupos de múltiplas partículas ou flocos (Salfate, 2011). A filtragem só é necessária caso o método de deposição escolhido seja o de rejeitados filtrados (>75% de partículas sólidas).

Tanto os rejeitados sob a forma de lama, como os rejeitados espessados e em pasta, utilizam equipamentos semelhantes para o transporte. No entanto, para a lama, o sistema de transporte até aos locais de armazenamento tem que suportar mais do que duas vezes o volume de rejeitados comparativamente à opção de pasta. Devido a isso, caso o rejeitado seja depositado utilizando tubos ou condutas com sistemas de bombagem, para os rejeitados sob a forma de lama, são necessárias mais bombas de rejeitados, bombas de recuperação de água e condutas mais largas do que para o transporte de rejeitados sob a forma de pasta. Outra alternativa de transporte é feita pela utilização de camiões.

Os rejeitados sob a forma de lama apresentam uma quantidade de sólidos entre 30% e 50%. Por sua vez, os rejeitados espessados e sob a forma de pasta são definidos como uma mistura densa e viscosa, que ao contrário das lamas não apresentam segregação das partículas enquanto são transportados, tendo pequenos assentamentos quando depositados. Os rejeitados espessados apresentam uma densidade de sólidos entre 50 e 70%, os rejeitados sob a forma de pasta apresentam de 70% a 75% enquanto os rejeitados filtrados mais de 75% (Li *et al.*, 2009). Essa evolução da quantidade de partículas utilizadas advém de grandes melhorias desenvolvidas no processo de espessamento (Figura 2-4).

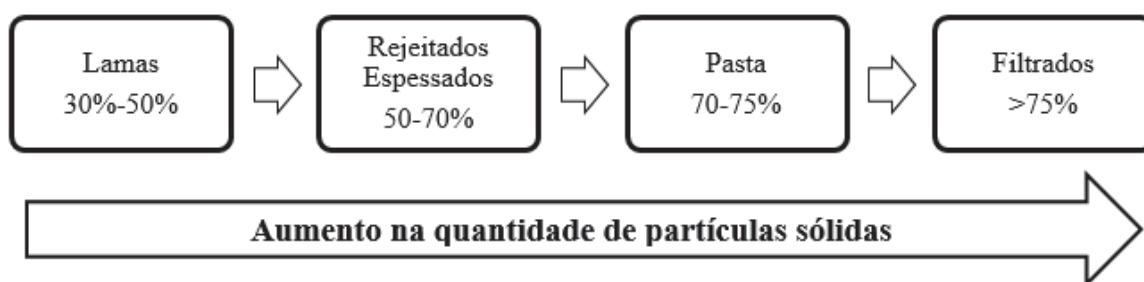


Figura 2-4: Evolução da quantidade de partículas sólidas durante o processo de espessamento

2.1.2 Influência do processo de formação nas características do rejeitado

Quando se trata das propriedades dos rejeitados, no ramo da engenharia geotécnica, as principais questões estão voltadas para as características do material após a sua deposição. Os rejeitados podem variar muito e são dependentes dos processos físicos e químicos a que são submetidos (Engels, 2006). Devido a isso, as suas características têm que ser determinadas de forma a prever o seu comportamento após a deposição, a sua estabilidade a curto e a longo prazo e os impactos ambientais que poderão provocar. De acordo com o EC (2004), as características mais importantes e que necessitam de ser estabelecidas, são:

- Composição química, que inclui as alterações químicas que são feitas no material durante o processamento, assim como a sua capacidade de oxidar e mobilizar metais;
- Estabilidade (cargas estáticas e sísmicas);
- Comportamento face à consolidação;
- Estabilidade erosiva (vento e água);
- Sedimentação, tempo de secagem e densificação após a deposição.

Quer o rejeitado resultante da fase de processamento se apresente sob a forma de lama, espessado ou em pasta, este transforma-se num material totalmente diferente do que existia no início do processo. Todos os processos a que é submetido vão ter alguma implicação no seu comportamento. De uma forma geral, as suas propriedades são dependentes do tipo de mineral que se pretende extrair, do circuito de processamento, das propriedades dos reagentes utilizados e do processo de espessamento (Engels, 2006). Mesmo para minas com processos de extração semelhantes as propriedades dos rejeitados podem ainda variar (Ritcey, 1989).

O material é submetido a alterações ao nível das dimensões das suas partículas, propriedades químicas e físicas, ocorrendo também mudanças na sua densidade e resistência. A primeira alteração dá-se ao nível da granulometria, provocando um aumento significativo do número de finos. A densidade do material também sofre alteração, mais precisamente no processo de espessamento, pela adição de flocculantes sintéticos, que a farão aumentar em relação às lamas (Salfate, 2011). A concentração de partículas sólidas de que é constituído o rejeitado constitui também um aumento na sua resistência (Figura 2-5). A floculação, caso seja utilizada, também provoca alterações no material. Em termos gerais, os rejeitados que foram floculados vão consolidar mais rapidamente do que os rejeitados que não foram sendo, no entanto, esperada uma densidade final superior para os materiais não floculados (Jewell & Fourie, 2006).

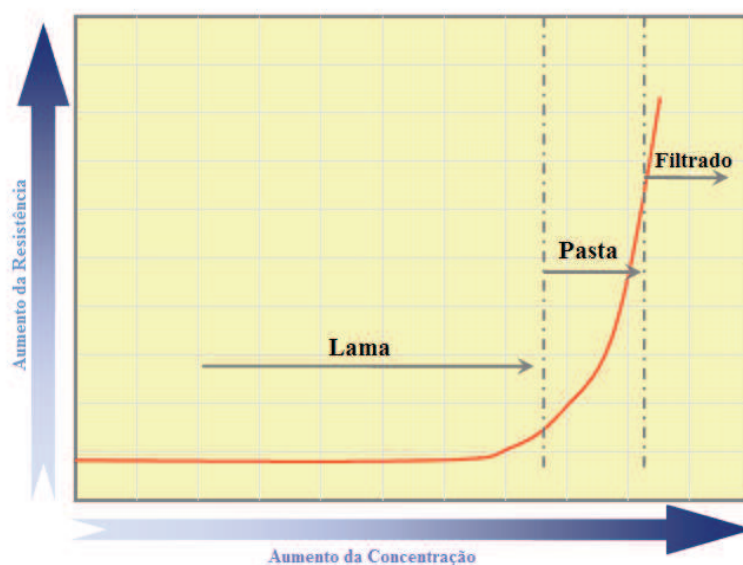


Figura 2-5: Típica variação da resistência com a concentração de partículas sólidas (adaptado de Salfate, 2011; Jewell & Fourie, 2006)

Podem existir também efeitos no material, durante o transporte, pela diminuição da viscosidade e alterações na estrutura dos rejeitados (Salfate, 2011). Tem sido observado que mais de 90% da estrutura (flocos) criada no processo de espessamento é destruída durante o processo de bombagem até ao local de deposição, o que pode conduzir a alterações significativas nas propriedades do material e, conseqüentemente, provocar uma incorreta deposição (Jewell & Fourie, 2006).

As características dos rejeitados são também influenciadas pelo método de deposição, sendo por isso necessário que se perceba o comportamento dos rejeitados após depositados e de que maneira a forma de deposição escolhida está ligada a esse comportamento.

2.2 Formas de deposição

A deposição dos rejeitados é geralmente identificada como a fonte mais importante do impacto ambiental para muitas operações de mineração (Vick, 1990). Como os rejeitados resultantes do processo de extração se encontram predominantemente na forma de lamas a sua deposição nesta forma sempre foi a mais utilizada. Contudo, nas últimas décadas, com vista a possibilitar a economização de água, reduzir a área de deposição, diminuir a necessidade de grande barragens e estender a vida útil da instalação foram delineadas alternativas de deposição ou de estruturas de contenção, tendo-se verificado também avanços no desenvolvimento de rejeitados com características diferentes que possibilitam outras alternativas de deposição.

Ao considerar a conceção de uma instalação de armazenamento de rejeitados há muitos parâmetros que influenciam a escolha do local e o método de deposição utilizado (Ritcey, 1989). A gestão dos rejeitados pode variar muito de mina para mina, como consequência dos fatores específicos do local. Climas diferentes, exigências de conservação de água, propriedades dos rejeitados, topografia, condições geotécnicas, geológicas e a hidrologia da área são os fatores chave que provocam a complexidade da sua gestão (Engels, 2006). O meio ambiente é o parâmetro mais importante e é também o que mais restringe a deposição dos rejeitados assim como afeta a forma como a instalação de deposição é projetada, construída, operada e encerrada. Por essa razão as alternativas de armazenamento e gestão dos rejeitados têm que ser consideradas na fase de projeto (Engels, 2006).

Os rejeitados podem ser depositados de baixo de água (subaquaticamente) ou acima da linha de água ou no solo (subaereamente). Existem outras técnicas de deposição, menos utilizadas, como aterros de pasta em obras subterrâneas, empilhamentos de rejeitados secos (rejeitados filtrados) e a co-disposição que, devido a não serem desenvolvidas nesta dissertação não serão focadas. O método de deposição tem uma grande influência na sedimentação e consolidação dos rejeitados ao longo do tempo.

2.2.1 Subaquática

A deposição por baixo de água é aconselhada para rejeitados que contenham sulfuretos que são suscetíveis a oxidar, mobilizar metais e produzir ácidos (Tremblay, 1998). A restrição do oxigénio através da sua colocação permanente por baixo de água permite prevenir a oxidação e minimizar os problemas ambientais. Contudo, e apesar de ser uma técnica atrativa e utilizada em certas circunstâncias, a descarga em cursos de água naturais não é aconselhada uma vez que impede o controlo dos rejeitados e provoca casos sérios de poluição ambiental (Engels, 2006) (Figura 2-6).



Figura 2-6: Deposição subaquática de rejeitados fora de estruturas de contenção adequadas (Engels, 2006)

Para este tipo de deposição é recomendada a construção de estruturas designadas como barragens de rejeitados (Figura 2-7), que isolam o resíduo do restante ecossistema e permitem o controlo do escoamento superficial.

Algumas barragens de rejeitados são construídas à sua altura máxima antes do início da deposição, ou seja, não sofrem nenhum alteamento ao longo da sua utilização, sendo semelhantes às barragens comuns de retenção de água, tanto na aparência como na construção. O outro tipo de barragens de rejeitados, que é o mais comum na indústria de mineração, tem uma construção que é feita ao longo da vida útil da estrutura, e na maior parte dos casos, parte dos rejeitados são utilizados como materiais de construção (Priscu, 1999).

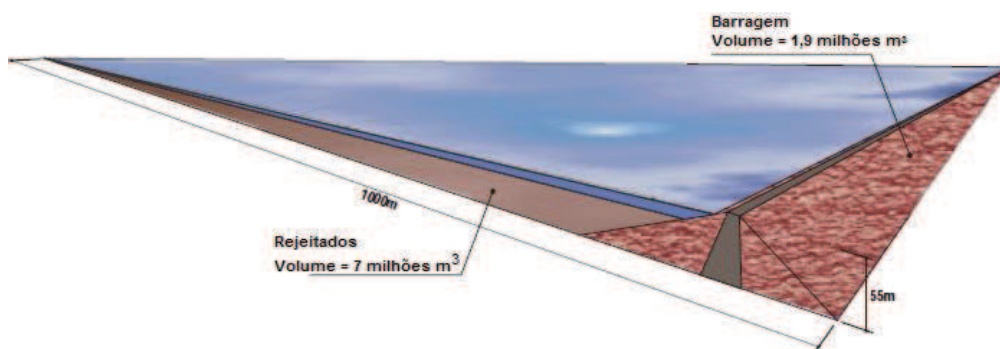


Figura 2-7: Representação esquemática de uma barragem de rejeitados (Newman *et al.*, 2001)

Este tipo de estruturas é mais recomendado para climas semiáridos e áridos onde a precipitação não excede a evaporação, uma vez que uma elevada precipitação pode levar a um excesso de água que, por sua vez, necessita de ser descarregada e tratada aumentando assim o risco de instabilidade física da barragem (Franks *et al.*, 2011) A falha de uma estrutura deste género é um desastre que pode resultar na perda de vidas humanas, assim como em estragos ao nível da economia e do ambiente. Por isso, a sua monitorização, que não era uma prática corrente no passado, tornou-se obrigatória nos novos desenvolvimentos de minas em muitos países.

2.2.2 Subaéreas

A deposição de rejeitados subaereamente sob a forma de lama apresentava graves limitações em relação à deposição subaquática devido ao maior risco de formação de ácidos. Nas últimas décadas, desde que a tecnologia de deposição de rejeitados espessados foi proposta por Robinsky (1970), esta passou de uma simples investigação para uma alternativa de deposição amplamente aceite e com potencial para mudar radicalmente a forma de depositar os resíduos à superfície (Newman *et al.*, 2001). A deposição subaérea de rejeitados espessados conduz a uma possibilidade de deposição praticamente livre de água, eliminando a necessidade de construção de grandes barragens de retenção ou permitindo a sua redução a simples bermas de perímetro (Salfate, 2011) (Figura 2-8).



Figura 2-8: Aspeto do local de deposição de rejeitados espessados (Mizani *et al.*, 2013)

A deposição subaérea de rejeitados reativos na forma de lama resultava na segregação dos rejeitados, conduzindo à oxidação acelerada e à formação de ácido. A pasta, ao ser homogénea e ao ter uma baixa permeabilidade leva a que apenas uma fina camada exposta possa oxidar (Newman *et al.*, 2001).

A deposição de pasta pode ser feita de diferentes formas que são dependentes da topografia do local. A sua descarga pode ser feita a partir de zonas planas ou de zonas com declive. A primeira é feita a partir de um ponto central formando um cone ou uma série de torres ou cumes de descarga (Figura 2-9.a)). A segunda técnica é utilizada em terrenos com declives em que os rejeitados são descarregados nas áreas mais altas para que escoem livremente até atingirem o estado de repouso (Figura 2-9.b)).

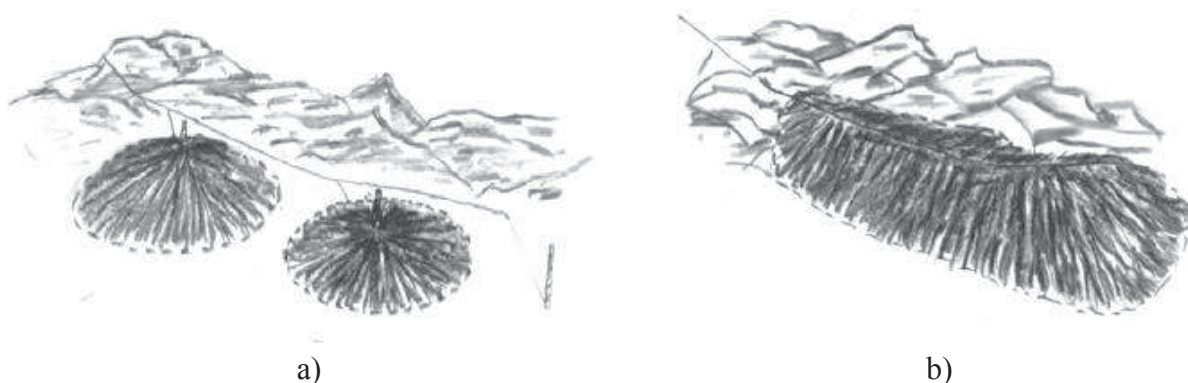


Figura 2-9: Deposições típicas de rejeitados espessados e/ou em pasta (Robinsky, 2002):
a) descarga a partir de um ponto central; b) descarga em locais com declive

Os rejeitados espessados e sob a forma de pasta aumentam consideravelmente a sua resistência após a deposição através da sedimentação e consolidação pelo seu peso próprio e subsequente secagem. A densificação provocada pela sua secagem não só diminui o volume total das camadas, como também aumenta a resistência à liquefação das camadas de rejeitados.

2.3 Processos de evolução da consolidação e de aumento de resistência das camadas de rejeitados

Após a deposição, os rejeitados passam por um conjunto de processos que resultam no aumento da sua densidade e resistência (Salfate, 2011).

Um local de deposição de rejeitados é constituído por uma sucessão de várias camadas de solo formadas por processos de sedimentação e consolidação. O processo de evolução da resistência com o tempo e com a deposição de sucessivas camadas é dos aspetos mais importantes na conceção e gestão dos locais de deposição e condicionam a sua estabilidade a curto e a longo prazo.

Após a deposição, os rejeitados passam por três fases: a sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, seguida de secagem e posterior consolidação devido à deposição de novas camadas sobre as já existentes (Li *et al.*, s.d.). Para os rejeitados que são depositados em barragens, ou seja, subaquaticamente, as fases referidas também estão presentes, podendo ser excluído o processo de secagem caso estes estejam sempre submersos. A variação de volume associada a estas fases é um dos primeiros objetos de interesse para os engenheiros geotécnicos durante o plano de deposição e na avaliação da estabilidade.

Salfate (2011), propôs um esquema simplificado dos processos de evolução da consolidação e densificação para rejeitados espessados ou sob a forma de pasta depositados subaereamente (Figura 2-10), descrevendo os processos da seguinte forma:

- 1) O material com uma determinada percentagem de partículas sólidas é depositado formando uma camada de altura “h” que é considerada completamente saturada ($S=1$);
- 2) Imediatamente após a deposição, o material começa a assentar pela combinação do efeito de sedimentação e da consolidação devido ao seu peso próprio, permitindo que parte da água de exsudação saia para a superfície ou drene pela base. Se existir inclinação suficiente a água de exsudação forma um escoamento superficial (R) ou então evapora (E). A evaporação e drenagem combinadas são chamadas de “desidratação ambiental” (ED). É admitido que não existe água depositada ou retida à superfície;
- 3) A dada altura, a quantidade de água de exsudação, potencialmente gerada como resultado da sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, será menor que a quantidade de água potencialmente retirada pela ED (evaporação e drenagem) durante o mesmo período de tempo;
- 4) Neste ponto, a camada inicia o processo de ED. Inicialmente, o material está saturado e por isso, a evaporação a partir da massa de solo ocorre à mesma velocidade que a evaporação potencial;
- 5) Com a evaporação, a camada começa a retrair devido à diminuição da quantidade de água e a um aumento da sucção. Neste ponto, a taxa de evaporação do solo será menor do que a evaporação potencial e são necessários gradientes mais altos para remover a água dos poros;
- 6) Se a secagem continuar, a camada irá atingir o limite de retração em que não ocorrem mais variações de volume como resultado da dessecação. É muito provável o aparecimento de fendas à superfície da camada;
- 7) Uma vez depositada a nova camada de rejeitado sobre a já existente que se encontra seca, a consolidação começa (aumentando ainda mais a densidade). A nova camada depositada irá ser submetida aos processos 1 - 6 de forma semelhante à camada anterior. É de notar que a drenagem da nova camada pode ser potencialmente aumentada devido à possibilidade de elevada sucção da camada inferior.

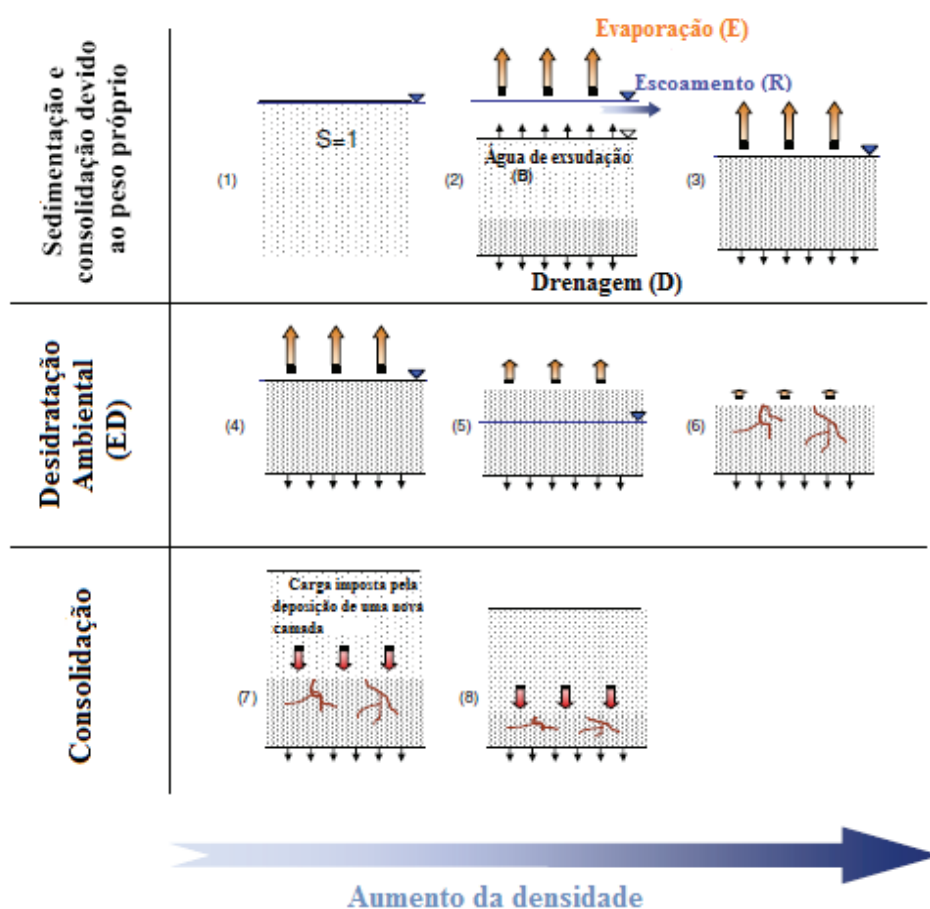


Figura 2-10: Representação esquemática do processo de densificação de camadas finas de rejeitados depositados sob a forma de pasta (adaptado de Salfate, 2011)

2.3.1 Sedimentação e consolidação devido ao peso próprio

O processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio inicia-se imediatamente após a deposição dos rejeitados no local. A suspensão é considerada como a mistura de partículas de solo num fluido, que pelo efeito da gravidade e do seu peso próprio vão assentando.

O assentamento das partículas consiste nas partículas maiores a assentar primeiro do que as partículas mais pequenas. As partículas maiores (areias) assentam no fundo enquanto as partículas menores sedimentam lentamente na solução até se atingir um estado de equilíbrio. Este tipo de assentamento acontece quando a suspensão é dispersa, o que leva a que cada partícula sólida assente a uma velocidade dependente, principalmente, do seu tamanho e densidade (sedimentação livre), permitindo a segregação. No entanto, dependendo da densidade de sólidos inicial também pode ocorrer a sedimentação na qual as partículas se movem como uma massa (sedimentação condicionada) (Salfate, 2011). Este fenómeno acontece quando a concentração de sólidos é superior a 50% em volume. Nesse caso, o contacto entre partículas

suprime a segregação e as partículas assentam aproximadamente todas à mesma velocidade (Cheng, 1980).

Durante a sedimentação é aceitável dizer que não existe tensão efetiva, ou seja, que os rejeitados se comportam como um fluido. No entanto, após a estrutura de solo estar formada e a tensão efetiva entre partículas ser estabelecida os rejeitados passam a comportar-se como um solo e a consolidação devido ao peso próprio é o modelo mais adequado para descrever o assentamento das partículas. A quantidade e a velocidade da consolidação depende das propriedades do material, tais como a permeabilidade, densidade das partículas, índice de vazios e espessura da camada (Salfate, 2011).

A Figura 2-11 ilustra o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio. É importante salientar que a duração de cada uma das etapas depende consideravelmente das características do rejeitado ou da suspensão.

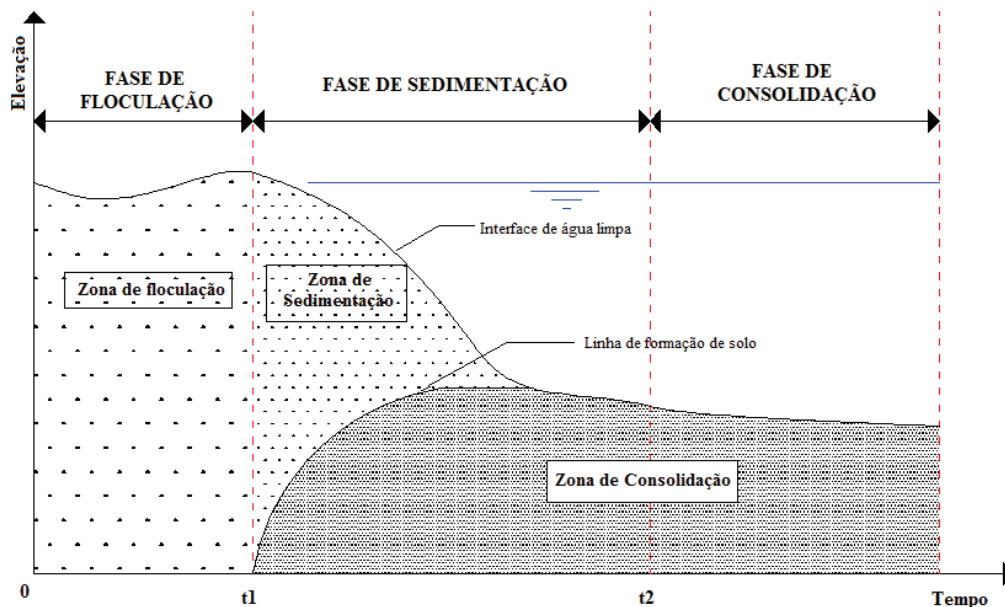


Figura 2-11: Interpretação física dos estágios de transição no tempo para preenchimentos hidráulicos (adaptado de Imai, 1981)

O processo de sedimentação e consolidação foi descrito por Imai (1981) e é dividido nas três fases de uma mistura solo-ar-líquido, que pode ir de um índice de vazios de 200% ou mais, até um solo consolidado (Prisco, 1999). A primeira fase designa-se como flocculação, a segunda como sedimentação e a terceira como consolidação. Durante a primeira fase não ocorre assentamento mas começam a formar-se flocos. Na segunda fase os flocos começam a sedimentar gradualmente formando uma camada de sedimentos, que sofre consolidação e uma redução do teor em água. Assim, forma-se um limite entre a zona de sedimentação e os sedimentos que se vai tornando cada vez mais pequeno à medida que as partículas de solo assentam. Na fase final, esse limite deixa de existir e os sedimentos já se encontram todos

depositados no fundo. Estes são submetidos à consolidação devido ao seu peso próprio até se estabelecer um estado de equilíbrio. Após se estabelecer o equilíbrio neste processo, atinge-se um fator muito importante, conhecido como índice de vazios inicial (e_0), que corresponde ao índice de vazios em que os rejeitados sedimentados se passa a comportar como um solo (Salfate, 2011).

A densidade *in situ* dos rejeitados é controlada pelo tamanho das partículas e pela quantidade de argila, aumentando com a profundidade dentro do depósito (Bussi re, 2007).

Algumas teorias desenvolvidas permitem descrever o comportamento observado durante o processo de sedimenta o e consolida o por a o do peso próprio. A primeira teoria desenvolvida para descrever a sedimenta o numa suspensão foi baseada na Lei de Stokes. A força de arrastamento de cada partícula depende linearmente do seu tamanho, da viscosidade do fluido e da sua velocidade de queda. Este último, eventualmente, chega a uma velocidade máxima que pode ser expressa como (Dromer *et al.*, 2004):

$$v = \frac{D^2 \gamma'_s}{9\eta} \quad (2-1)$$

em que:

D = diâmetro da partícula (considerado como uma esfera);

γ'_s = peso volúmico submerso dos grãos sólidos;

η = viscosidade do fluido.

Esta aproxima o   apenas válida quando não há contacto entre as partículas, não sendo este fen meno aplicável na realidade uma vez que considera um tamanho único para as partículas de solo.

O comportamento teórico para a sedimenta o condicionada, em que as partículas se encontram em contacto umas com as outras e assentam todas praticamente   mesma velocidade, foi posteriormente estabelecido pela teoria de Kynch (1952). Na fase de sedimenta o, a concentra o de sólidos torna-se mais elevada e as partículas começam a interagir umas com as outras através da influência do movimento do fluido. Este fen meno   descrito pelas equa es (Kynch, 1952):

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V(C) \cdot \frac{\partial C}{\partial x} = 0 \quad (2-2)$$

$$V(C) = \frac{\partial (v_s \cdot C)}{\partial C} \quad (2-3)$$

em que a concentração de partículas, C , é dada por:

$$C = (1 - n) \cdot \rho_s \quad (2-4)$$

em que:

$V(C)$ = inclinação das curvas com a mesma concentração, que são obtidas graficamente por testes de sedimentação que relacionam valores de altura e de tempo;

n = porosidade;

ρ_s = densidade das partículas sólidas;

v_s = velocidade de sedimentação.

Uma vez que a suspensão se passa a comportar como um solo, o que só acontece após a sedimentação e de se estabelecerem as tensões efetivas, o comportamento físico é melhor descrito pela teoria de Gibson (1967), designada como Teoria de consolidação das tensões elevadas. Gibson *et al.* (1967, 1981) derivaram a teoria da consolidação pela associação do material a uma coordenada. Esta teoria considera coordenadas Lagrangianas baseadas na posição do material (Figura 2-12) em vez de Eulerianas, uma vez que estas são indicadas para materiais suscetíveis a grandes deformações durante a consolidação (Seneviratne, 1996). As coordenadas Eulerianas consideram planos fixos no espaço e no tempo, enquanto as coordenadas Lagrangianas consideram que os planos variam em correspondência com as deformações sofridas pelo material (Salfate, 2011).

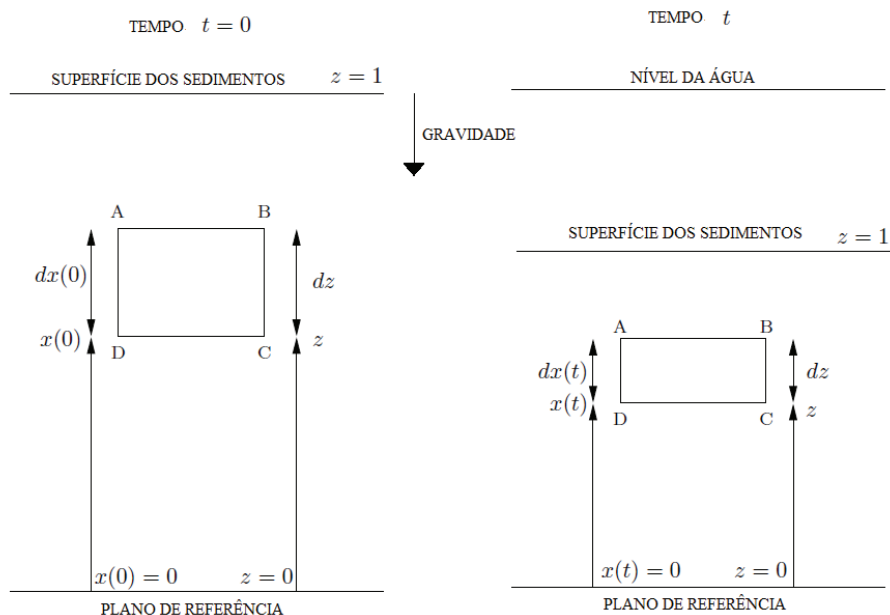


Figura 2-12: Ilustração das coordenadas Lagrangianas (adaptado de Bartholomeeusen, 2003)

A equação para o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio para esta teoria é dada por:

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial}{\partial z} \right] + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (2-5)$$

em que:

e = índice de vazios;

k = permeabilidade;

γ_s = peso volúmico das partículas sólidas;

γ_w = peso volúmico da água;

σ' = tensão efetiva;

z = coordenada reduzida (posição).

A sedimentação e a consolidação podem decorrer simultaneamente, numa sequência contínua. Pane e Schiffman (1965) propuseram a equação (2-6) para construir uma única teoria para os dois processos:

$$\sigma = \beta(e)\sigma'u_w \quad (2-6)$$

Esta baseia-se na equação de parâmetro β (expresso em função do índice de vazios, e), que controla a amplitude da tensão efetiva, σ' , atuando sobre as partículas sólidas. Na fase de sedimentação β é nulo então $\sigma = \sigma'$, enquanto na fase de consolidação, β é igual à unidade então $\sigma = \sigma' + u_w$. A transição entre as duas condições ocorre progressivamente (Dromer, 2004). Na prática, esta transição é difícil de caracterizar. Uma vez obtido o valor de β ele pode ser introduzido na equação seguinte (Pane & Schiffman, 1985):

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\beta}{de} \sigma' \frac{de}{dz} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \beta \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (2-7)$$

Esta fórmula reduz-se a uma formulação semelhante à equação de Kynch (1952) para a fase de sedimentação, em que $\beta=0$. Para $\beta=1$, a teoria de Gibson *et al.* (1967, 1981) é recuperada (Dromer, 2004).

2.3.2 Drenagem e secagem

A fase de drenagem e posterior secagem ocorre após o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio. Estas são dependentes de fatores ambientais (radiação, temperatura do ar, velocidade do vento, humidade, etc.) e do tipo de deposição, uma vez que se os rejeitados forem depositados subaquaticamente e mantidos sempre submersos a secagem não é permitida.

O processo de densificação que ocorre devido à dessecação ou secagem é conhecido como retração e foi descrito por Salfate (2011), que o separa em três fases. A primeira, chamada de “retração estrutural” ocorre devido aos poros cheios de água começarem a esvaziar, não sendo acompanhada de variações significativas de volume do material. De seguida, enquanto o material ainda se encontra saturado, ocorre a “retração normal” em que qualquer diminuição no

volume de água vai provocar uma diminuição igual no volume de vazios. Uma vez que o material começa a de-saturar e os vazios já não se encontram preenchidos com água a variação de volume deixa de ser igual à quantidade de água que está a ser retirada da massa de solo. Esta fase é conhecida como “retração residual” e as mudanças no volume serão dadas pelo conseqüente aumento nas forças de sucção.

Com a secagem dos rejeitados ocorre a formação gradual de uma crosta. Esta crosta apresenta vantagens quando se fala no aumento da densidade e resistência da camada, contribuindo para um aumento da capacidade de armazenamento e da estabilidade do local de deposição. No entanto, apresenta desvantagens relativamente à permeabilidade. A crosta inibe a subseqüente evaporação devido à camada superficial, que se encontrava parcialmente saturada, ter sofrido uma redução drástica na sua permeabilidade (Krizek, 2004). Em complemento, na crosta, começam a formar-se fendas devido à retração que proporcionam canais de drenagem para o movimento horizontal de água e permitem a evaporação nessas superfícies (Figura 2-13) (Krizek, 2004). A evaporação pelas fendas criadas durante a retração pode ser muito significativa e contribui significativamente para a perda de água dos rejeitados (Fujiyasu *et al.*, 2000).

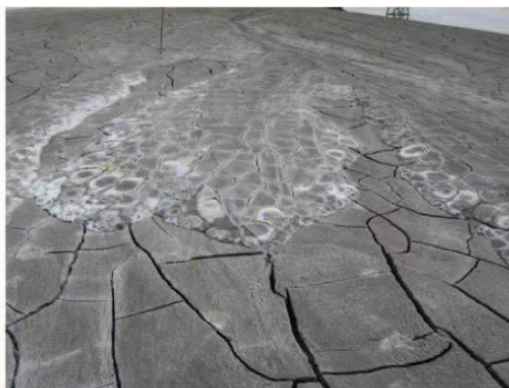


Figura 2-13: Fendas nas camadas de rejeitados devidas à retração (Therriault *et al.*, 2003)

A retração volumétrica durante a secagem de um solo torna-se significativa com o aumento do teor de argila do solo. Materiais argilosos moles, como muitos tipos de rejeitados desenvolvem muito facilmente fendas devido a esta contração volumétrica (Fujiyasu *et al.*, 2000).

Como já foi mencionado anteriormente, o processo de densificação por secagem de solo é chamado de retração. A retração pode ser representada através de uma curva que estabelece a relação entre o teor em água de uma amostra de solo com o seu índice de vazios. O limite de retração é definido como o teor em água correspondente ao mínimo volume que o solo pode atingir depois de chegar a uma quantidade de água igual a zero (Fredlund *et al.*, 2011).

A Figura 2-14 mostra a curva de retração típica de uma amostra que se encontra totalmente saturada. À medida que a amostra seca o índice de vazios diminui, seguindo a linha de saturação

até que o ar começa a entrar nos vazios (Salfate, 2011). A amostra continua a secar até que chega a um índice de vazios em que não se verificam mais alterações de volume, o limite de retração é dado pelo teor em água correspondente à interseção desse índice de vazios mínimo com a linha de saturação (Fredlund *et al.*, 2011).

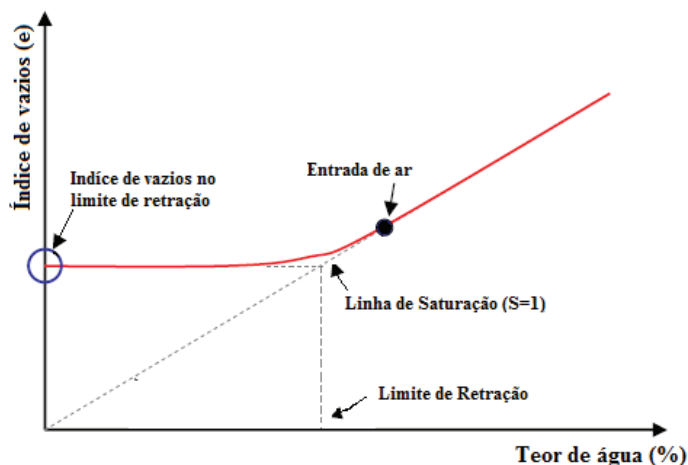


Figura 2-14: Curva de retração típica (adaptado de Fredlund, 1999)

A retração de um solo depende de variados fatores, entre os quais (Fredlund, 1999):

- Percentagem de argila e o seu tipo de mineral;
- Modo de deposição geológica;
- Arranjo das partículas e estrutura;
- Teor em água inicial;
- O número de catiões permutáveis;
- A orientação do tecido de solo;

2.3.3 Consolidação

O processo de consolidação ocorre pela deposição de novas camadas frescas de rejeitados sobre as já existentes, impondo-lhe cargas (Salfate, 2011). Os solos siltosos apresentam uma permeabilidade reduzida o que faz com que estejam sujeitos a fenômenos de consolidação, ainda que com duração inferior às argilas. Quando uma camada se encontra saturada e é sujeita a um aumento de tensão, a pressão de água nos poros também aumenta. O processo de consolidação termina quando o excesso de pressão de água estiver completamente dissipado.

A consolidação é uma redução gradual no volume ou densificação de um solo totalmente saturado de baixa permeabilidade, devido à drenagem da água intersticial que dissipa o excesso de pressão de água nos poros (Sveinsson, 1999). A drenagem de água nos poros é dependente da permeabilidade do solo. À medida que o excesso de pressão de água nos poros é dissipada, a massa de solo torna-se mais densa. À medida que o solo se torna mais denso, o índice de

vazios torna-se mais pequeno. Em correspondência à redução do índice de vazios, a massa de solo torna-se menos permeável, resultando num depósito que é mais permeável à superfície (menos tensão vertical) e apresenta uma permeabilidade menor quanto maior a profundidade. A consolidação é geralmente considerada como unidimensional, com deformação apenas na direção vertical.

Na fase de consolidação, as equações tipicamente utilizadas são baseadas na teoria de Terzaghi, sendo este o primeiro a desenvolver a teoria de consolidação para a avaliação dos assentamentos ao longo do tempo. Esta teoria, que pode ser aplicável a este tipo de solos, é baseada nas seguintes hipóteses (Matos Fernandes, 2006):

- O solo é homogéneo e está saturado;
- A compressibilidade da água e das partículas individuais de solo é desprezável;
- Em qualquer secção horizontal e em qualquer instante os estados de tensão e de deformação são uniformes;
- As deformações ocorrem apenas na direção vertical;
- O escoamento da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- Os efeitos, os fenómenos e o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas do maciço real;
- 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 ;
- Existe uma relação biunívoca entre o índice de vazios e a tensão efetiva vertical, num dado ponto e num dado instante (inexistência de fluência do esqueleto sólido);
- É válida a hipótese dos pequenos deslocamentos (linearidade geométrica).

Devido à simplicidade de aplicação desta teoria, que foi publicada pela primeira vez em 1925, ainda hoje é considerada suficientemente precisa para a maior parte dos trabalhos geotécnicos. A equação de consolidação de Terzaghi é dada por:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (2-8)$$

em que:

u_e = excesso de pressão neutra;

t = variável temporal;

c_v = coeficiente de consolidação vertical;

z = cota geométrica (posição).

Integrando a equação, esta pode fornecer a evolução no espaço e no tempo da dissipação do excesso de pressão neutra, u_e . Esta equação mostra que a variação da pressão nos poros é dada em função do tempo e da sua posição e é controlada através do coeficiente de consolidação, c_v (Dromer, 2004). Este coeficiente pode ser relacionado com outras propriedades fundamentais dos meios porosos, como mostra a equação:

$$c_v = \frac{k (1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \quad (2-9)$$

O coeficiente de compressibilidade a_v , é obtido da relação entre a tensão efetiva e o índice de vazios:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (2-10)$$

O assentamento sofrido pelo solo pode ser avaliado com base no índice de compressibilidade, C_c , que é tipicamente expresso como:

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (2-11)$$

em que:

k = permeabilidade;

e = índice de vazios;

e_0 = índice de vazios inicial;

γ_w = peso volúmico da água;

σ' = tensão efetiva.

A teoria de Terzaghi assume que o corpo do material tem dimensões fixas no tempo, apesar de poder ser submetido a pequenas tensões dependentes do tempo. No entanto, num depósito de rejeitados depositados hidraulicamente, e ainda em depósitos em que os rejeitados são dispostos em camada sub-horizontais, a espessura ou profundidade dos rejeitados aumenta continuamente (Blight, 2010). Por isso, as tensões num ponto particular, assim como o comprimento do percurso de drenagem aumentam com o tempo (Blight, 2010). Tendo em conta os efeitos da deposição contínua, na fase consolidação a teoria proposta por Gibson *et al.* (1967, 1981) e referida na Secção 2.3.1.1, permite ultrapassar as limitações da teoria de Terzaghi para estes solos.

Outras relações relativas ao processo de consolidação de solos moles têm sido desenvolvidas, apresentando como exemplo a proposta por Carrier *et al.* (1983), representada pela equação (2-12), que expressa a variação da permeabilidade à medida que o índice de vazios de um solo saturado se reduz como resultado da consolidação (Seneviratne, 1996):

$$k = A \frac{e^B}{1 + e} \quad (2-12)$$

Já Somogyi (1979) propôs uma forma semelhante mas que omite o denominador:

$$k = C . e^D \quad (2-13)$$

Mais tarde, Liu e Znidarcic (1991), propuseram também uma relação para a compressibilidade (Salfate, 2011):

$$e = A . (\sigma' + Z)^B \quad (2-14)$$

Nas relações referidas anteriormente A, B, C, D e Z são constantes empíricas do material.

2.4 Propriedades geotécnicas relevantes para a evolução da consolidação e aumento de resistência

As propriedades dos rejeitados em conjunto com a topografia, com a capacidade de armazenamento e com as características geológicas, hidrológicas e geotécnicas do terreno determinam os requisitos de projeto do local de deposição. Devido a isso, as características dos rejeitados devem ser conhecidas e estimadas (Blight, 2010). Essas características podem variar muito e dependem da mineralogia da mina assim como dos processos físicos e químicos a que foram submetidos os rejeitados no processo de extração do produto económico.

Nesta secção são abordadas as características geotécnicas mais relevantes dos rejeitados na consolidação e aumento da resistência e que se revelam, por isso, também fundamentais no ponto de vista do projeto, estabilidade e drenagem do local de deposição. A densidade, a plasticidade, a compressibilidade, a permeabilidade e o índice de vazios inicial tem especial importância na forma de perceber o comportamento das camadas de rejeitados enquanto a estabilidade sísmica e a resistência à liquefação são das primeiras considerações a ter em conta no projeto.

2.4.1 Densidade das partículas sólidas

A densidade das partículas (G) tem influência sobre a densidade ou unidade de peso dos rejeitados e, portanto, em cálculos de volume e/ou massa. Este fator, que depende fundamentalmente da mineralogia do minério, pode ser variável dentro do mesmo tipo de rejeitados (Blight, 2010).

2.4.2 Granulometria

A distribuição global do tamanho, graduação e forma das partículas afeta outros fatores como a permeabilidade, a resistência, a sedimentação e a consolidação sendo por isso um dos parâmetros mais relevantes a ser considerado e estimado. A forma das partículas influencia a forma como se agrupam e a densidade que vão exibir após agrupadas. A maioria das partículas dos rejeitados tendem a ser angulosas, devido à forma como são concebidas durante o processo de extração do minério. Landriault (1995) caracterizou os rejeitados como finos, médios ou grossos de acordo com a percentagem de finos inferiores a 20 microm, como mostra a Tabela 2-1.

Tabela 2-1: Classificação de rejeitados quanto à granulometria (adaptado de Landriault, 1995; Sveinson, 1999)

Classificação dos rejeitados	Quantidade de finos inferiores a 20 microm
Finos	60% - 90%
Médios	35% - 60%
Grossos	15% - 35%

2.4.3 Plasticidade

A plasticidade é muito importante na determinação do comportamento dos solos. O limite de liquidez de um solo é o menor teor de água acima do qual o solo se comporta como um fluido enquanto o limite de plasticidade de um solo é o teor de água abaixo do qual o solo deixa de ser plástico. O índice de plasticidade corresponde à diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade e descreve a gama de teores em água em que o solo apresenta propriedades de plasticidade, ou seja, a capacidade de se submeter a deformações irreversíveis a um volume constante sem quebrar. Para os rejeitados e outros solos finos os limites de consistência dependem de fatores como a quantidade e tipo de minerais de argila e do número de cátions absorvidos (Das, 1983).

A plasticidade dos rejeitados é ditada pelo tamanho e natureza das partículas de argila, caso estas se encontrem presentes.

2.4.4 Índice de vazios inicial

O termo “índice de vazios” apenas se torna significativo quando a suspensão se transforma num solo, isto ocorre no final do processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, quando as partículas entram em contacto umas com as outras e se inicia a transferência de tensão efetiva, sendo por vezes também designado por índice de vazios de zero tensão efetiva. A previsão do índice de vazios inicial é de extrema importância fornecendo a origem para medir as tensões durante a história de consolidação de um material (Krizek, 2004). Este índice não é

um valor constante para o solo, mas sim dependente do teor de água inicial ou índice de vazios do rejeitado (Liu, 1990). De uma forma geral, de rejeitados com índices de vazios iniciais diferentes obtêm-se curvas de consolidação diferentes (Ritchie *et al.*, 2009).

2.4.5 Permeabilidade

A permeabilidade tem uma grande influência tanto na consolidação como na secagem dos rejeitados, na medida em que controla as características de fluxo da água. Os rejeitados com muita quantidade de partículas finas consolidam lentamente devido à sua baixa permeabilidade. Este fator depende do tamanho das partículas, da plasticidade, do modo de deposição e da profundidade dentro do depósito (Vick, 1990).

Algumas estimativas para prever a permeabilidade são feitas com base no tamanho das partículas, sendo que no entanto, não tem em conta determinados fatores que controlam a permeabilidade dos rejeitados como um todo. Esses fatores são (Vick, 1990; Wortmann, 2007):

- **Efeito da anisotropia:** Como a deposição é feita em camadas, um depósito de rejeitados exibe variações consideráveis de permeabilidade entre a direção horizontal e vertical. As fendas devidas à secagem e o enchimento preferencial dessas fissuras com material mais grosso no próximo ciclo de deposição, tendem a reduzir os efeitos das camadas de modo a que a permeabilidade vertical seja apenas cerca de 1,5 a 3 vezes mais baixa do que a vertical (McPhail and Wagner, 1987).
- **Efeito da distância ao ponto de descarga:** As partículas mais grossas nas lamelas sedimentam primeiro que as partículas mais finas, devido a isso, existe uma gradação do tamanho das partículas, com a fração mais grossa adjacente aos pontos de deposição e o material mais fino a ser progressivamente depositado com o aumento da distância aos pontos de deposição (Vick, 1990).
- **Efeito do índice de vazios:** A variação da permeabilidade com a redução no índice de vazios é consistente para a maioria dos rejeitados. Nos intervalos de índices de vazios encontrados em profundidade para rejeitados com quantidade significativa de material silteoso a permeabilidade pode decrescer muito devido à sua elevada compressibilidade (Wortmann, 2007).

É possível fazer uma classificação dos solos quanto à sua permeabilidade, representada na Tabela 2-2 (Terzaghi & Peck, 1967).

Tabela 2-2: Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade (Terzaghi & Peck, 1967)

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

2.4.6 Compressibilidade e consolidação

Os rejeitados são geralmente mais compressíveis do que a maioria dos solos devido aos estados pouco densificados ou soltos que apresentam após a deposição e devido à elevada angularidade das suas partículas (Vick, 1990). A consolidação por sua vez, é dependente da permeabilidade, da compressibilidade, das dimensões das partículas e do índice de vazios inicial.

2.4.7 Potencial de liquefação

Os deslocamentos de solo e riscos geotécnicos associados à ocorrência de terremotos tem sido uma das principais preocupações da geotecnia. O fenómeno de liquefação de areias saturadas tem sido um dos principais tópicos de investigação durante os últimos anos, no entanto o comportamento dos rejeitados à liquefação não tem sido estudado extensivamente. Uma vez que os rejeitados são predominantemente classificados como siltosos, as previsões para estimar o potencial de liquefação nas areias não são diretamente aplicáveis (Salfate, 2011).

A liquefação pode ser definida como o fenómeno em que a tensão efetiva diminui significativamente devido ao excesso de pressão de água nos poros (Dailiri, 2013). Este fenómeno pode ser desencadeado por condições de carregamento estático ou dinâmico. A liquefação estática é devida a carregamentos monótonos enquanto a liquefação dinâmica está associada a cargas cíclicas associadas, na maioria dos casos, à atividade sísmica. A liquefação estática pode ser resultado apenas da instabilidade dos taludes, ou pode ser resultado de outros mecanismos, como: a rápida construção, a ligação das camadas de material arenoso com as camadas de material fino que podem reduzir a dissipação da pressão de água nos poros, tensões de corte estáticas em excesso na superfície de colapso, rápidos movimentos da fundação e descargas ocasionais de rejeitados sob a forma de lama. (Salfate, 2011).

Tal como referido anteriormente, os rejeitados que saem do processo de extração sob forma de lama são, por norma, depositados hidraulicamente em barragens de rejeitados. A estabilidade geral desta forma de deposição baseia-se primeiramente na estabilidade da estrutura de contenção, que por norma é contruída com materiais não suscetíveis à liquefação (Salfate, 2011). No entanto, esta também pode ser contruída recorrendo à parte arenosa dos rejeitados, que é obtida usando uma separação centrífuga na qual um hidrociclone separa as areias (partículas desejadas para a construção da barragem) das lamas (finos a ser armazenados) (Figura 2-15). No caso, em que é usada a parte arenosa dos rejeitados, a avaliação da liquefação pode ser feita usando as aproximações típicas para materiais arenosos, sendo que estes ou outros materiais utilizados na construção dessas estruturas podem ser compactados até densidades relativas acima de 65% necessárias para a estabilidade dinâmica (Robertson *et al.*, 1987).

Por sua vez, a fração de rejeitados que é depositada no interior da barragem encontra-se num estado pouco densificado ou solto. Esse estado pouco densificado combinado com a elevada saturação podem levar a que o material seja suscetível a liquefação dinâmica ou pode apenas

levar a uma significativa redução da sua resistência quando é submetido a forças de corte como aquelas que são provocadas por um evento sísmico (Blight, 2010).

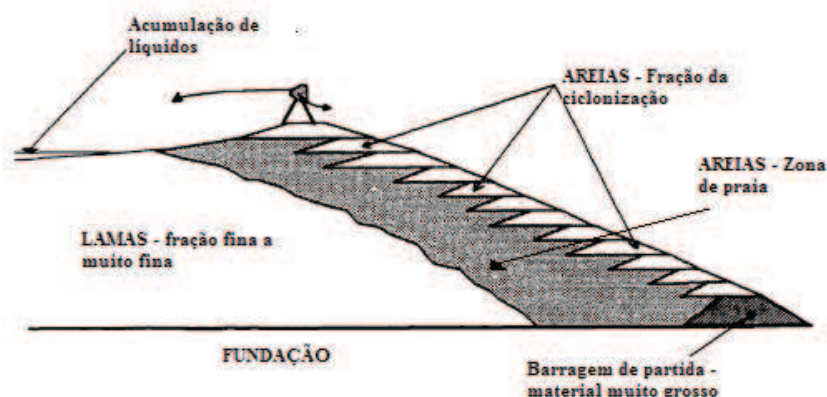


Figura 2-15: Representação esquemática de uma barragem de rejeitados construída recorrendo a areias obtidas por ciclonagem dos rejeitados (adaptado de Priscu, 1999)

O processo de espessamento dos rejeitados foi adotado e desenvolvido com o objetivo de reduzir o impacto ambiental e social das instalações de gestão de resíduos, bem como os riscos associados a uma possível falha das barragens que retêm rejeitados líquidos e são suscetíveis a liquefação (Li *et al.*, s.d.). Os rejeitados espessados podem ser empilhados à superfície e, uma vez que possuem muito pouca água retida, não existe a possibilidade de se propagarem dezenas de quilómetros no caso de ocorrência de uma falha na estrutura de contenção (Newman *et al.*, 2001).

Compreender a liquefação e comportamento pós-liquefação dos rejeitados é muito importante para o projeto de segurança dos seus locais de deposição. A suscetibilidade de um solo para a liquefação é determinada pela sua tensão e consolidação. De uma forma geral a densificação ou índice de vazios que o material apresenta permitem definir a sua resposta a cargas estáticas e dinâmicas. A liquefação acontece geralmente em solos pouco coesos, saturados e contrativos. É um fenómeno geralmente associado a condições de carregamento não drenado em que a pressão de água nos poros não se consegue dissipar (Dailiri, 2013).

3. Caracterização de amostras indeformadas recolhidas *in situ*

A caracterização dos rejeitados irá formar a base para um projeto, transporte, deposição, desempenho ambiental e socioeconómico apropriado. De forma a compreender o comportamento de amostras já depositadas foram realizados ao longo deste capítulo ensaios laboratoriais para a caracterização do solo de amostras indeformadas recolhidas *in situ*. Para conhecer as propriedades mais relevantes na evolução da consolidação, o estudo recaiu nas seguintes propriedades:

- densidade das partículas sólidas;
- composição química e mineralógica elementar;
- composição granulométrica;
- limites de consistência;
- ensaios edométricos.

Os ensaios experimentais foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu.

3.1 Descrição das amostras

As amostras utilizadas neste capítulo são provenientes da Mina de Neves Corvo, que se situa na Região do Baixo Alentejo, mais concretamente nos concelhos de Castro Verde e Almodôvar (Figura 3-1). O jazigo foi descoberto em 1977, estando a mina em exploração desde 1988 pela empresa Somincor. É a maior mina de Portugal sendo também uma mina de classe mundial pelos seus teores elevados em Cobre, Zinco e Estanho (Oliveira, 2012).



Figura 3-1: Localização da Mina de Neves Corvo e complexo Mineiro de Neves Corvo (Oliveira, 2012)

Os rejeitados produzidos nos processos de concentração do minério foram desde 1988 até 2010 armazenados subaquaticamente na albufeira da Instalação de Resíduos do Cerro de Lobo (Figura 3-2). Esta estrutura sofreu três alteamentos e atingiu a cota final para que foi projetada (Oliveira, 2012).

A deposição subaquática dos rejeitados foi adotada uma vez que os rejeitados resultantes do processo de extração têm elevados teores de sulfuretos, apresentando um grande potencial de acidificação, sendo que o controlo da formação de ácido é feito mantendo uma cobertura permanente de água (Verburg *et al.*, 2006).

A instalação de resíduos de Cerro do Lobo (IRCL) consiste numa estrutura contruída em forma de barragem de enrocamento que cria uma albufeira com uma capacidade total de 20 Mm³ e 17 Mm³ para armazenamento subaquático de rejeitados (Figura 3-2). A barragem é constituída pelo corpo principal e três portelas, tendo 3,3 km de desenvolvimento total ao nível de coroamento e 42 metros de altura máxima acima da fundação (Oliveira, 2011).

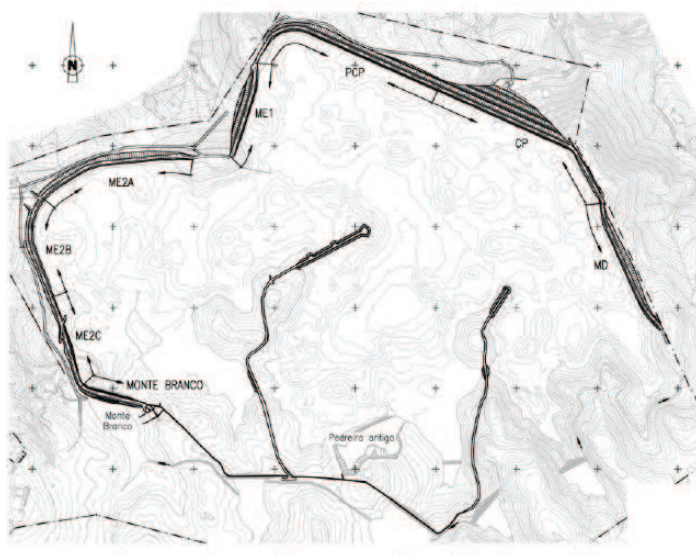


Figura 3-2: Planta geral da barragem e do desvio das águas pluviais (Oliveira, 2012)

Foi dos rejeitados depositados na barragem que foi extraída a amostra M1. A amostra indeformada foi colhida a uma profundidade de 6,5 metros, correspondendo a um rejeitado sob a forma de lama depositado subaquaticamente.

Como a barragem existente atingiu a cota final prevista no projeto inicial, passou a ser utilizada a deposição de rejeitados espessos/pasta de rejeitados. Esta implementação foi feita dentro da albufeira de aterro dos resíduos, à custa da construção de diques em escombros, o que permite um enchimento progressivo da albufeira, mudando de uma deposição subaquática para uma deposição emersa de rejeitados em forma de pasta. Este projeto implicou a divisão da albufeira da IRCL em 15 células (Figura 3-3), contruindo os diques com escombros sobre os rejeitados

subaquáticos sendo as células cobertas após enchimento (Oliveira, 2011). A amostra M2 foi obtida dos rejeitados sob a forma de pasta já depositados no local.

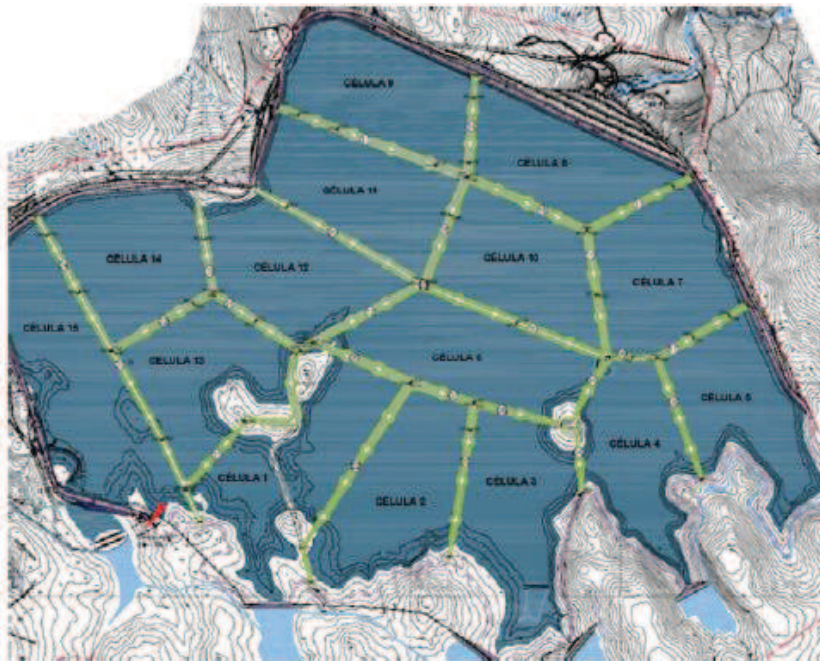


Figura 3-3: Geometria das 15 células e respetivos diques a construir com escombros da mina (Oliveira, 2011)

As amostras foram recolhidas recorrendo a um amostrador Mostap, que permite recolher amostras indeformadas contínuas de alta qualidade, tanto em zonas mais superficiais como em camadas mais profundas. Este sistema tem um contacto mínimo com a amostra de forma a prevenir a contaminação do solo. Estas foram mantidas dentro de um tubo cujas tampas em cada extremo estavam revestidas com parafina (Figura 3-4).



a)



b)

Figura 3-4: Tubos que contêm as amostras indeformadas recolhidas *in situ*

3.2 Densidade das partículas sólidas

3.2.1 Introdução

Por norma, a densidade das partículas de um solo varia pouco, sendo correntemente adotado o valor de 2,65, conduzindo a resultados bastante precisos. No entanto, para casos particulares é necessária a sua determinação. Esta determinação pode ser feita com ou sem secagem prévia das amostras, sendo recomendado que este ensaio se realize sobre amostras húmidas, ou seja, sem secagem prévia (Correia, 1980). A densidade dos grãos que compõem determinado tipo de solo está diretamente relacionada com a sua natureza, a sua origem e a sua composição.

3.2.2 Procedimento

A determinação da densidade das partículas sólidas foi realizada com base na especificação NP-83 (1965). Utilizaram-se dois picnómetros, um de 100 ml e um de 250 ml, de forma a ter uma maior precisão nos resultados.

Começou-se por efetuar as calibrações dos picnómetros. A calibração é feita determinando o peso do picnómetro vazio e cheio de água destilada até ao traço de referência. A temperatura a que se encontra a água destilada no momento da calibração também é registada. O ensaio consistiu em retirar uma porção de amostra que foi colocada no interior do picnómetro e a que se juntou água destilada até cobrir o solo. Deixou-se embeber durante 12 horas, agitando-se frequentemente de forma a libertar o ar aderido às partículas. Passadas as 12 horas, encheu-se o picnómetro com água destilada até ao traço de referência e pesou-se o conjunto registando-se também a temperatura a que se encontra a solução. Por fim, transferiu-se cuidadosamente a solução para um tabuleiro previamente tarado, e este seguiu para estufa por forma a determinar o peso da amostra seca.

3.2.3 Resultados e conclusões

Os resultados obtidos laboratorialmente correspondem à média entre os dois picnómetros utilizados, obtendo-se para a amostra M1 o valor médio para a densidade das partículas de 3,57 e para a amostra M2 o valor médio de 3,36. A variabilidade na mineralogia deste tipo de solo afeta a densidade, daí as diferenças de densidade mesmo dentro do material proveniente da mesma mina.

3.3 Composição química e mineralógica elementar

Antes de se proceder ao ensaio de sedimentação é necessário ter conhecimento sobre a presença de matéria orgânica e/ou compostos de cálcio na amostra em estudo e, caso necessário efetuar

um pré-tratamento. Este procedimento foi realizado com base na especificação LNEC E 196-1966.

Assim sendo, de forma a determinar a presença destes compostos na amostra, utilizaram-se dois ensaios, o ensaio de água oxigenada para quantificação de matéria orgânica e o ensaio com ácido clorídrico para verificar a presença de compostos de cálcio.

3.3.1 Ensaio de água oxigenada

Para averiguar a presença de matéria orgânica, optou-se por utilizar água oxigenada. Este processo consistiu em colocar uma porção conhecida de cada amostra de material seco num tubo de Erlenmeyer, em que se adicionou água oxigenada a 20 volumes, suficiente para a amostra ficar completamente embebida, mexendo-se cuidadosamente com uma vareta de vidro. Deixou-se repousar 24 horas com um vidro de relógio a cobrir a abertura do tubo. Passadas as 24 horas aqueceu-se suavemente a mistura no frasco, mexendo-se com a vareta periodicamente e, de seguida, ferveu-se a mistura até reduzir um pouco o seu volume. Transferiu-se cuidadosamente todas as partículas da mistura para um recipiente tarado e levou-se à estufa até estar completamente seco. Por fim, pesou-se o solo seco. Na Tabela 3-1, encontram-se os resultados da quantidade de matéria orgânica presente para as amostras em estudo.

Tabela 3-1: Resultados da quantidade de matéria orgânica presente em cada uma das amostras

Id.	Amostra seca + Tabuleiro (g)		Matéria orgânica (%)
	Inicial	Após pré-tratamento	
M1	1003,3	1002,9	0,0399
M2	1004,9	1004,5	0,0398

Através da análise aos resultados obtidos é possível concluir que as amostras possuem uma quantidade desprezável de matéria orgânica.

3.3.2 Ensaio com ácido clorídrico

O ensaio com ácido foi utilizado para averiguar se a amostra possuía compostos de cálcio. Colocou-se uma pequena porção de material num copo de vidro e adicionou-se umas gotas de ácido clorídrico a 10%, observando-se a reação química que este provoca na amostra, ou seja, se este provocava ou não efervescência. Pela observação da reação das amostras estas não reagiram ao ácido, verificando-se a ausência de compostos de cal nas suas composições, ou a sua existência numa percentagem muito reduzida (Figura 3-5).

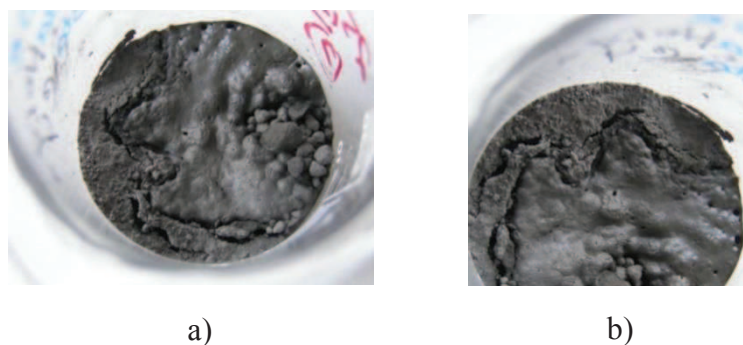


Figura 3-5: Resultado do teste com ácido clorídrico: a) amostra M1; b) amostra M2

3.4 Análise granulométrica

3.4.1 Introdução

A distribuição do tamanho das partículas é um dos fatores mais importantes a ser considerado na avaliação dos rejeitados. A análise granulométrica do material foi realizada com base na especificação LNEC E 196-1966 enquanto a preparação por via seca de amostras para o ensaio foi feita pela especificação LNEC E 195-1966. Para a determinação da curva granulométrica foram utilizados dois processos, a peneiração e a sedimentação. A separação da fração grossa de solo é feita utilizando o peneiro de malha mais apertada que é o peneiro n.º 200 da ASTM em que a malha tem 0,075 mm de lado, dimensão esta muito próxima da que separa o silte das areias (Matos Fernandes, 2006). Este processo dita que o material que fica retido no peneiro n.º 200 a análise granulométrica é realizada por peneiração enquanto o material que passa é submetido ao processo de sedimentação.

3.4.2 Precisão do densímetro

Para a realização deste ensaio utilizou-se um densímetro que apresenta uma escala de 0 a 60 g/l e uma precisão de 0,001 g/l (Figura 3-6).



Figura 3-6: Densímetro utilizado na análise

O densímetro utilizado é um ASTM 152H. Este modelo foi calibrado à temperatura de 20° C e para partículas sólidas com $G_{SH}=2,65$ (Figura 3-7). Ou seja, uma leitura de 30 g/l a um determinado momento de um teste significa que existem 30 g de sólidos de solo em suspensão

em cada 1000 cm³ da mistura solo-água, a uma temperatura de 20 ° C e à profundidade em que a densidade da suspensão é medida (Das, 2002).

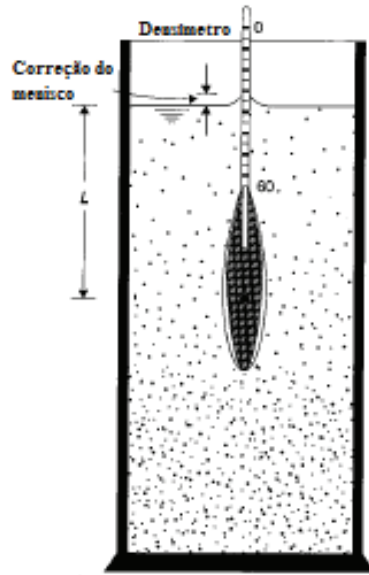


Figura 3-7: Densímetro suspenso na água em que o solo está disperso (adaptado de Das, 2002)

A percentagem de partículas de diâmetro inferior a D, referida à massa seca do solo usado na sedimentação, é dada por:

$$n_D = 100 \times \frac{a \times R}{m_b} = \frac{100}{m_b} \times 1 \times \frac{G_s}{(G_s - 1)} \times \frac{(2,65 - 1)}{2,65} \times R \quad (3-1)$$

em que:

- n_D é a percentagem de partículas referidas à massa seca do solo usado na sedimentação;
- a é a correção do peso específico (uma vez que o densímetro foi calibrado em $G_s=2,65$);
- R é a leitura direta feita na parte superior do menisco do densímetro em g/l;
- m_b é a massa seca do solo usado na sedimentação em gramas;
- G_s é a densidade das partículas, calculada de acordo com a norma NP-83.

Como o densímetro em estudo foi calibrado numa suspensão com uma densidade das partículas de 2,65, que não corresponde à densidade das partículas das amostras em estudo, tornou-se necessário corrigir as leituras do densímetro pelo fator da equação (3-2).

$$a_c = \frac{(G_s - 1)}{G_s} = \frac{(2,65 - 1)}{2,65} = \frac{1,65}{2,65} \quad (3-2)$$

Em que:

- a_c corresponde ao fator de correção a ser aplicado à fórmula (3-1) para que esta passe a estar referida à água e não a uma solução com G_s de 2,65.

3.4.3 Procedimento

A preparação das amostras consistiu em, após secas em estufa até massa constante, desagregá-las com recurso a um almofariz e um pilão. Uma vez que as amostras não possuem valores significativos de matéria orgânica nem tem presentes compostos de cálcio o pré-tratamento não era necessário.

A escolha do antifloculante recaiu no hexametáfosfato de sódio. Este foi adicionado à amostra que se encontrava no interior de um frasco de Erlenmeyer. Aqueceu-se a mistura suavemente e transferiu-se para um agitador elétrico. Após terminada a agitação elétrica do material procedeu-se à passagem da suspensão no peneiro n.º 200 da série ASTM, onde se lavou o solo com água destilada. Depois, transferiu-se a suspensão correspondente à mistura solo-água passada no peneiro n.º 200 para uma proveta à qual também se adicionou água destilada até perfazer o volume de 1000 cm³ (Figura 3-8). Seguidamente, e após a agitação da proveta, foram realizadas as leituras da densidade da suspensão correspondentes aos tempos referidos em norma, com recurso a um densímetro 152H, assim como da temperatura da suspensão para cada leitura com um termómetro graduado. Quanto à parcela retida no peneiro n.º 200, transferiu-se para uma cápsula previamente tarada e foi colocada em estufa até se obter massa constante. Quando totalmente seca, a fração foi passada nos peneiros n.º 20, 40, 60, 140 e 200 uma vez que não se regista material retido nos peneiros com aberturas superiores.



Figura 3-8: Aspeto do solo durante o ensaio de sedimentação

3.4.4 Resultados e conclusões

A apresentação gráfica dos resultados obtidos nos ensaios de sedimentação e peneiração da amostra M1 e da amostra M2 encontra-se na Figura 3-9.

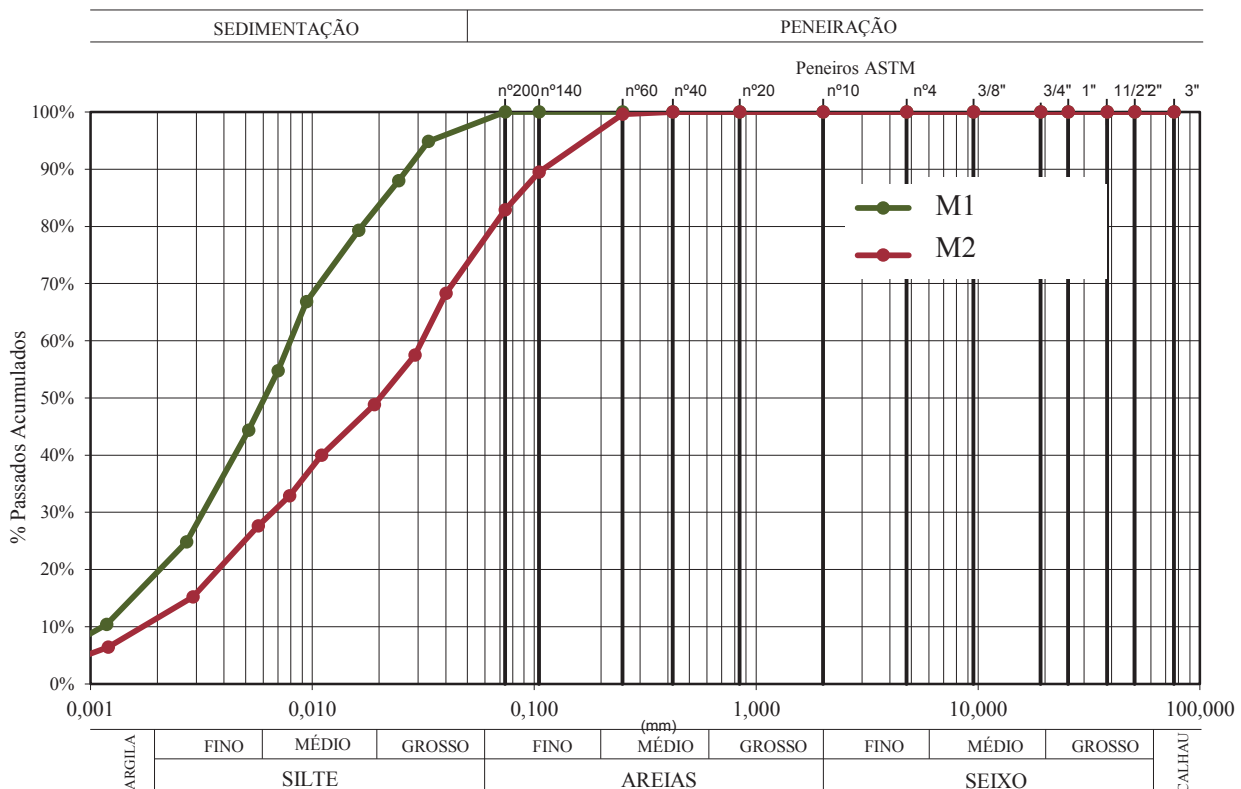


Figura 3-9: Curvas granulométricas das amostras ensaiadas

Pela análise dos resultados, verifica-se que a amostra M1 apresenta uma granulometria pouco extensa, uma vez que as dimensões das partículas estão compreendidas entre 0,001 mm e 0,08 mm. É possível afirmar que a sua constituição média tem cerca de 95% de fração fina (silte e argila). A fração de silte é predominante, sendo que a fração argila, em média, é apenas da ordem dos 20%. A amostra M2 também apresenta uma granulometria pouco extensa, no entanto apresenta maior percentagem de areia relativamente à amostra M1, cerca de 25%. De fração fina apresenta uma percentagem de aproximadamente 75% sendo que apenas 13% corresponde à fração de argila. As diferenças na granulometria das amostras advém provavelmente da amostra M1 ser um rejeitado que foi depositado sob a forma de lama, ocorrendo segregação das partículas, o que não se verifica em rejeitados depositados sob a forma de pasta, como a amostra M2.

Atendendo à classificação proposta por Landriault (1995), apresentada na Tabela 2-1, do ponto 2.4.2, a amostra M1 é considerada um rejeitado fino e a amostra M2 é considerada um rejeitado médio.

3.5 Determinação dos limites de Atterberg

3.5.1 Introdução

Nos solos constituídos essencialmente por silte e argila, os chamados solos finos, a variação do teor em água pode conduzir a diferentes estados desses solos. Estes tipos de solos, quando apresentam um baixo teor em água não são moldáveis, no entanto se lhe adicionarmos água passam a um estado em que se desfazem em fragmentos quando se tenta moldar, chamado de estado semissólido ou de comportamento friável. Se se continuar a juntar água o solo atingirá um estado em que será possível a moldagem, sem variação de volume e sem fragmentação que é chamado de estado plástico. Se se acrescentar ainda mais água o solo transforma-se numa pasta com um comportamento de um líquido que corresponde ao estado líquido ou de comportamento fluido (Correia, 1980). O limite de liquidez corresponde ao teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido enquanto o limite de plasticidade representa o teor em água abaixo do qual o solo já não se comporta como um material plástico.

3.5.2 Preparação das amostras

A determinação dos limites de Atterberg ou de consistência foi realizada com base na NP 143-1969. As amostras utilizadas correspondem à fração do solo que passa no peneiro n.º 40. Estes ensaios podem ser realizados em amostras preparadas a partir do teor em água natural ou sobre amostras previamente secas, pois para determinados solos, nomeadamente os que contêm matéria orgânica, os resultados com aqueles dois tipos de amostras podem ser significativamente diferentes (Matos Fernandes, 2006).

No caso do solo em estudo, como apresenta a totalidade da sua fração passado no peneiro n.º 40 e matéria orgânica praticamente inexistente, as amostras foram preparadas a partir do teor em água natural.

3.5.3 Determinação do limite de liquidez

O procedimento experimental consistiu em abrir um sulco, com o riscador, no solo colocado na concha de Casagrande, que separou o solo em duas metades. De seguida, acionou-se o mecanismo próprio da concha, que regista o número de pancadas necessárias para fechar o sulco ao longo de uma distância de meia polegada (12,7 mm). Foram obtidas quatro subamostras com diferentes teores em água entre 10 e 45 pancadas, que foram pesadas antes e depois de colocadas a secar na estufa. O valor do limite de liquidez, LL, foi determinado por interpolação dos quatro ensaios realizados, em que o fecho da fenda se verifica para um número de pancadas abaixo e acima de 25.

3.5.4 Determinação do limite de plasticidade

O ensaio para determinar o limite de plasticidade consistiu em fazer rolar quatro amostras de solo, de forma semelhante, entre a palma da mão e uma placa de vidro de modo a formar um filamento cilíndrico que quando atinge cerca de 3 mm de diâmetro rompe. Após a rotura, colocam-se todas as frações de cada rolo, em quatro cápsulas previamente taradas, que foram pesadas antes e depois de colocadas em estufa. O valor do limite de plasticidade da amostra, LP, foi obtido pela média aritmética dos teores em água das quatro subamostras obtidas.

3.5.5 Resultados e conclusões

É apresentado na Tabela 3-2 o resumo dos resultados obtidos para o limite de liquidez e limite de plasticidade assim como o valor do índice de plasticidade (IP), que corresponde à diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade das amostras, valores arredondados à unidade.

Tabela 3-2: Quadro resumo da plasticidade das amostras ensaiadas

Propriedades físicas do solo ensaiado	Limite de Liquidez (LL) (%)	Limite de Plasticidade (LP) (%)	Índice de Plasticidade (IP) (%)
M1	35	29	6
M2	23	20	3

A determinação dos limites de Atterberg permitiu aferir a existência de um índice de plasticidade pequeno, o que mostra que as duas amostras apresentam uma plasticidade pouco vincada.

3.6 Classificação dos solos de acordo com a Classificação Unificada

A classificação dos solos é feita correntemente pela *Classificação Unificada*. Esta divide os solos em 15 grupos, divisão essa que é feita com base nas características de identificação (granulometria e limites de consistência) (Matos Fernandes, 2006).

Com base na curva granulométrica dos solos em estudo, nomeadamente nas partículas que passam no peneiro nº 200, estes são classificados genericamente como solos finos, uma vez que a percentagem de silte e argila é superior a 50%. Para se poder fazer a inclusão dos solos estudados num determinado grupo de solos finos são tidas em consideração as suas características de plasticidade, através da utilização da Carta de Plasticidade de Casagrande. A representação dos valores de plasticidade das duas amostras estudadas encontra-se representada na Figura 3-10.

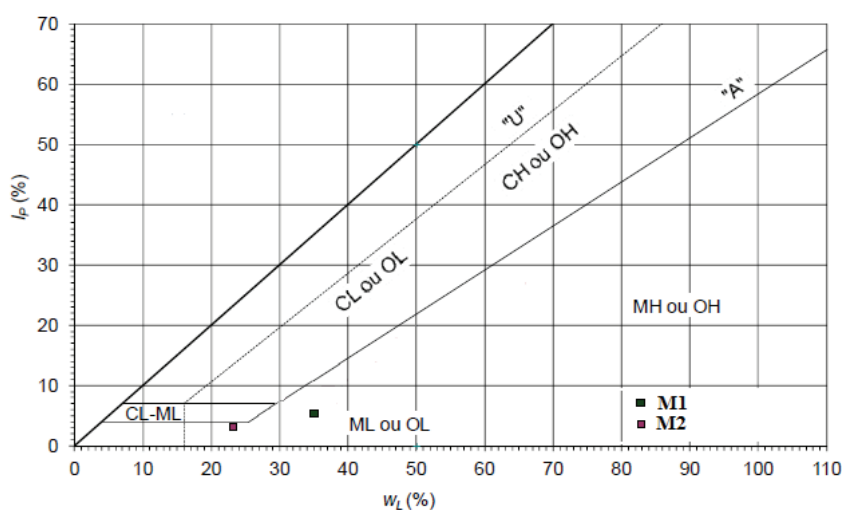


Figura 3-10: Representação na carta de Plasticidade de Casagrande das amostras em estudo

Pela aplicação da Carta de Plasticidade de Casagrande permite concluir que os solos em estudo são classificados como ML – Silte não plástico.

3.7 Ensaio Edométrico

3.7.1 Introdução

O ensaio edométrico também conhecido por ensaio de consolidação unidimensional consiste em submeter um provete a carregamentos crescentes estando ele confinado lateralmente, sujeito a drenagem livre, quer no topo quer na base. Este ensaio permite prever os assentamentos que o solo sofrerá na sequência de variações volumétricas que decorrem da aplicação de determinados escalões de carga.

O provete é saturado e a drenagem de água é permitida através das pedras porosas colocadas na face superior e inferior do provete. Admite-se um tempo de 24 horas entre cada incremento de tensão, este está relacionado com o tempo necessário para a dissipação do excesso de pressão neutra, ou seja, tempo necessário para que a carga aplicada se transforme em tensão efetiva. O tempo que dura a fase de consolidação da amostra, associado aos escalões de carga e descarga utilizados levam a que cada ensaio dure treze dias.

3.7.2 Montagem do provete

Os ensaios edométricos foram realizados com base na CEN ISO/TS 17892-5: Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 5: Incremental loading oedometer test (ISO/TS 17892-5:2004).

Efetuar-se dois ensaios edométricos na amostra M1 e um ensaio edométrico na amostra M2. Os anéis foram cravados nas amostras indeformadas que se encontravam dentro dos dois tubos (Figura 3-11). Os dois ensaios edométricos na amostra M1 tiveram como objetivo a determinação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , que é dado pela equação (3-3).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (3-3)$$

Nos solos normalmente consolidados, a tensão efetiva de repouso, σ'_0 , na direção vertical (σ'_v) e horizontal (σ'_h), é considerada igual à tensão de pré-consolidação, σ'_p . Estes correspondem na maior parte dos casos a maciços geologicamente recentes, cuja história de tensões se resume a um carregamento monotónico (Matos Fernandes, 2006). O conhecimento da história geológica da amostra M1 permite afirmar que esta se trata de um solo normalmente consolidado. Por sua vez, na amostra M2 realizou-se, apenas, o ensaio edométrico na direção vertical.



Figura 3-11: Montagem do provete: a) cravação do anel edométrico; b) aspeto das amostras cravadas

As amostras foram cobertas, nos topos, por círculos de papel de filtro de igual diâmetro, de forma a impedir a contaminação das pedras porosas com os finos do solo.

3.7.3 Tipo e condições do ensaio

O sistema utilizado para a realização dos ensaios edométricos é da marca Wykeham Farrance, modelo 24251, em que os carregamentos são aplicados paralelamente ao eixo vertical através de um sistema de alavanca pela aplicação de pesos. O sistema de medição neste tipo de sistema é analógico (Figura 3-12).



Figura 3-12: Edómetro Wykeham Farrance com sistema de medição analógico

Na Tabela 3-3 apresentam-se os sucessivos patamares de carga e descarga nos ensaios edométricos, a sucessão de carga-descarga utilizada nos diferentes ensaios foi a mesma.

Tabela 3-3: Patamares de carregamento em kPa nos ensaios edométricos

Patamares de carregamento (kPa)
3→6→12→25→50→100→200→400→100→400→800→1600→200→3

As leituras de cada escalão de carregamento foram efetuadas de acordo com as sugeridas em norma, ou seja, para cada carregamento nas 24 horas registaram-se os tempos representados na Tabela 3-4. Foram considerados estes tempos de leituras uma vez que o registo das leituras é feito de forma analógica.

Tabela 3-4: Leituras a tempos utilizadas nos ensaios edométricos a cada 24 horas

Tempo
0, 10, 20, 30, 40, 50 s, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min, 1, 2, 4, 8, 24 h

3.7.4 Resultados e conclusões

De forma a enunciar todas as relações obtidas dos ensaios edométricos são apresentados os resultados completos para cada uma das amostras indeformadas, na amostra M1 direções transversal (M1T) e vertical (M1V) e amostra M2. Após a apresentação dos resultados é feita a sua análise sumária e a obtenção do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , para a amostra M1.

Para cada ensaio é representada a curva de compressibilidade com as respetivas construções de Casagrande e de Shmertmann, representadas na Figura 3-13, Figura 3-14 e Figura 3-15, assim

como a representação do método de Taylor para a avaliação do coeficiente de consolidação e as relações mais importantes obtidas a cada patamar de tensão.

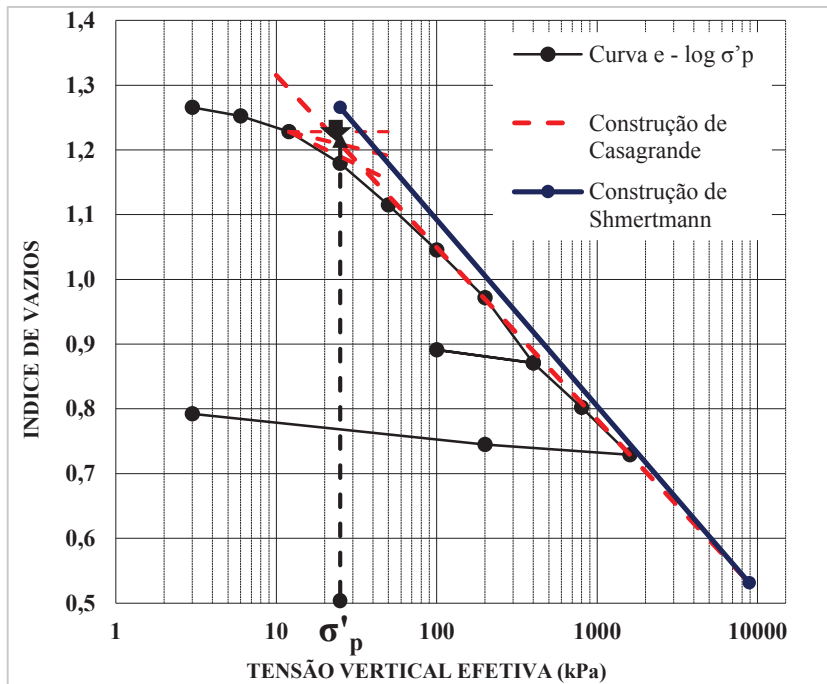


Figura 3-13: Curva de compressibilidade e respetivas construções de Casagrande e Schmertmann do ensaio edométrico da amostra MIT

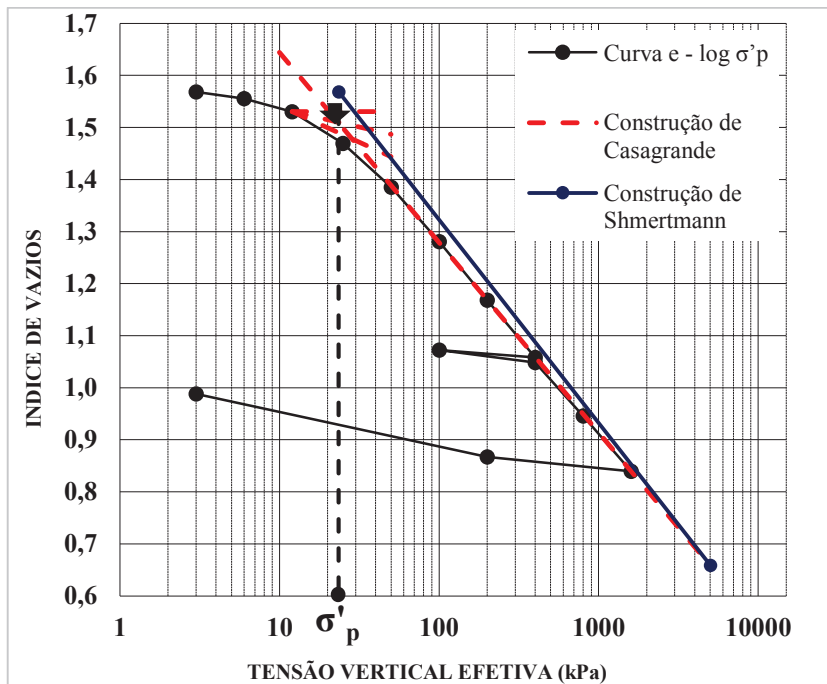


Figura 3-14: Curva de compressibilidade e respetivas construções de Casagrande e Schmertmann do ensaio edométrico da amostra MIV

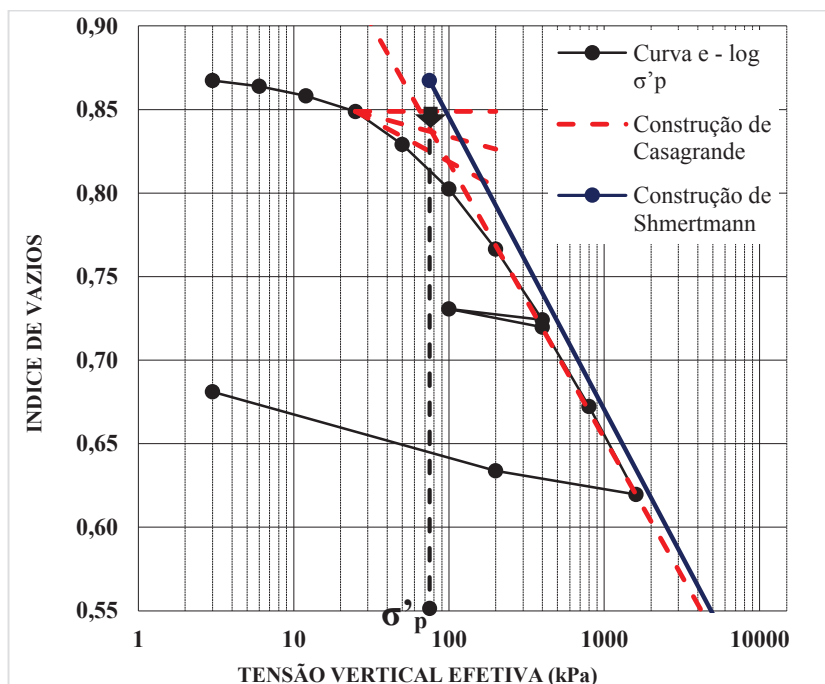


Figura 3-15: Curva de compressibilidade e respetivas construções de Casagrande e Schmertmann do ensaio edométrico da amostra M2

A construção de Casagrande permite obter o valor da tensão de pré-consolidação, σ'_p , das diferentes amostras. Por sua vez, a construção de Schmertmann para um solo normalmente consolidado permite fazer a reconstituição da curva de consolidação *in situ*. O valor da tensão de pré-consolidação para a amostra M1T foi de 25 kPa e de 23,5 kPa para a amostra M1V. Para a amostra M2 o valor da tensão de pré-consolidação foi de 75 kPa.

As curvas de compressibilidade resultantes do ensaio edométrico permitem definir alguns parâmetros que permitem uma avaliação dos assentamentos. Esses parâmetros são o índice de compressibilidade, C_c , o índice de recompressibilidade, C_r , e o índice de expansibilidade, C_s , do solo que foram determinados após a reconstrução gráfica proposta por Schmertmann para estimar o comportamento de compressibilidade *in situ* a partir de curvas laboratoriais, representados na Tabela 3-5.

Tabela 3-5: Resultados dos índices de compressibilidade, recompressibilidade e expansibilidade das amostras

	Amostras		
	M1		M2
	M1T	M1V	
C_c	0,288	0,391	0,175
C_r	0,034	0,031	0,014
C_s	0,023	0,055	0,023

Cada escalão de carga a que é submetida a amostra resulta uma curva que relaciona a raiz quadrada do tempo, em abcissas, e os deslocamentos verticais (assentamentos) registados durante o ensaio em ordenadas, que permite a obtenção do coeficiente de consolidação vertical. Devido à quantidade de escalões de carga a que foi submetida a amostra, neste ponto são apenas representadas duas dessas curvas, uma do escalão inicial e outra do escalão final, 6 kPa e 1600 kPa, respetivamente, que foi feita recorrendo ao método de Taylor (Figura 3-16, Figura 3-17 e Figura 3-18). As restantes curvas encontram-se representadas no Apêndice 1.

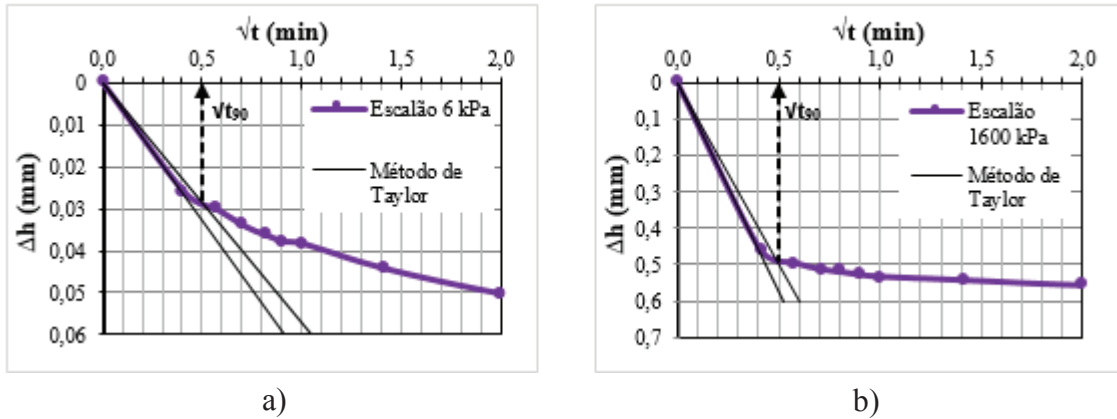


Figura 3-16: Determinação do c_v pelo método de Taylor para a amostra MIT:
a) escalão de carga de 6 kPa; b) escalão de carga de 1600 kPa

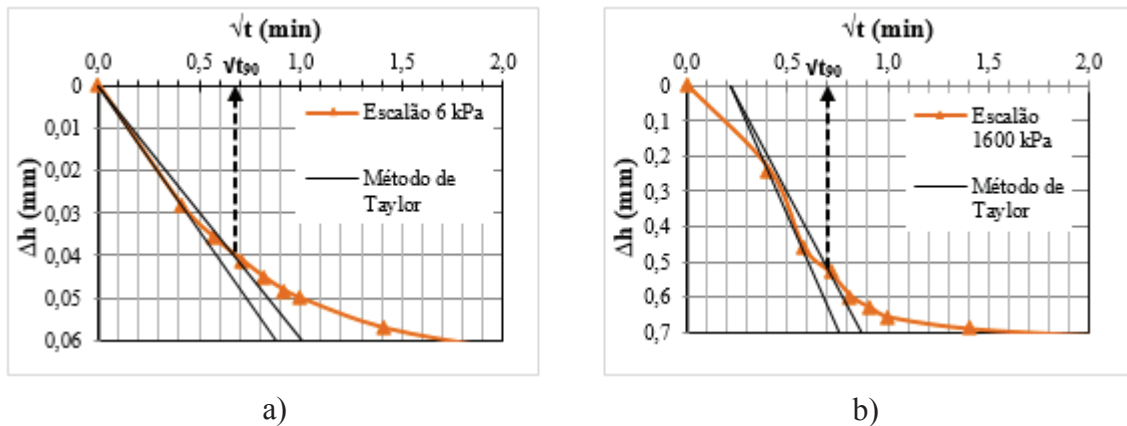


Figura 3-17: Determinação do c_v pelo método de Taylor para a amostra M1V na:
a) escalão de carga de 6 kPa; b) escalão de carga de 1600 kPa

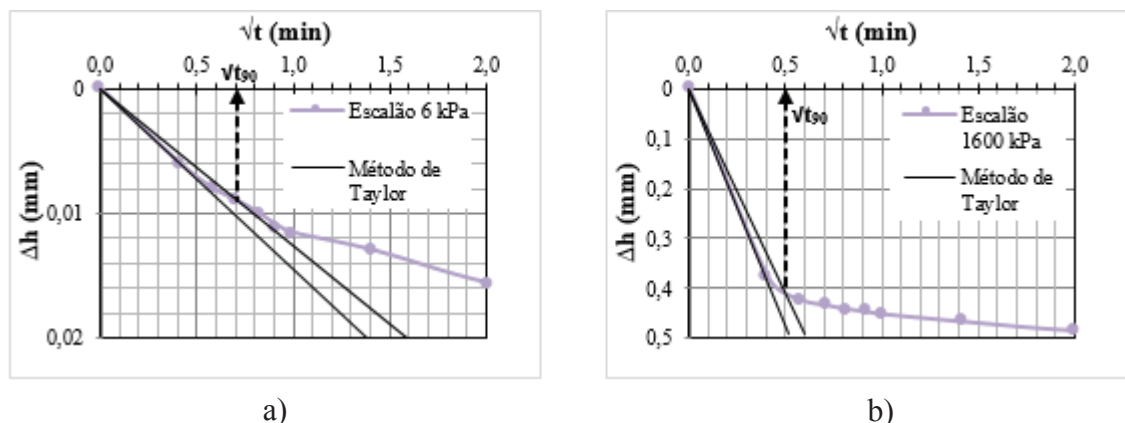


Figura 3-18: Determinação do c_v pelo método de Taylor para a amostra M2: a) escalão de carga de 6 kPa; b) escalão de carga de 1600 kPa

Ao contrário do que acontece com os parâmetros retirados da curva de compressibilidade, existem outros parâmetros que não são constantes ao longo do ensaio, variando com o processo de carregamento, que é o caso do coeficiente de consolidação c_v , o coeficiente de compressibilidade e compressibilidade volumétrica, a_v e m_v respetivamente, o módulo edométrico, E_{eod} , e o coeficiente de permeabilidade, k . As relações dos parâmetros obtidos no ensaio edométrico com a tensão para a amostra M1, direção transversal e vertical, encontram-se na Figura 3-19. Por sua vez, e de forma a permitir uma maior visualização dos resultados, as relações obtidas para a amostra M2 encontra-se na Figura 3-20.

Optou-se por uma representação em escala logarítmica do c_v , k , a_v e m_v com a tensão aplicada de forma a observar alguma tendência ao longo do ensaio. O módulo edométrico, E_{eod} , não foi representado em escala logarítmica uma vez que já apresentava uma tendência retilínea.

A síntese de valores resultantes do ensaio edométrico da amostra M1 na direção transversal e na direção vertical, assim como da amostra M2 encontram-se também expostos no Apêndice 1.

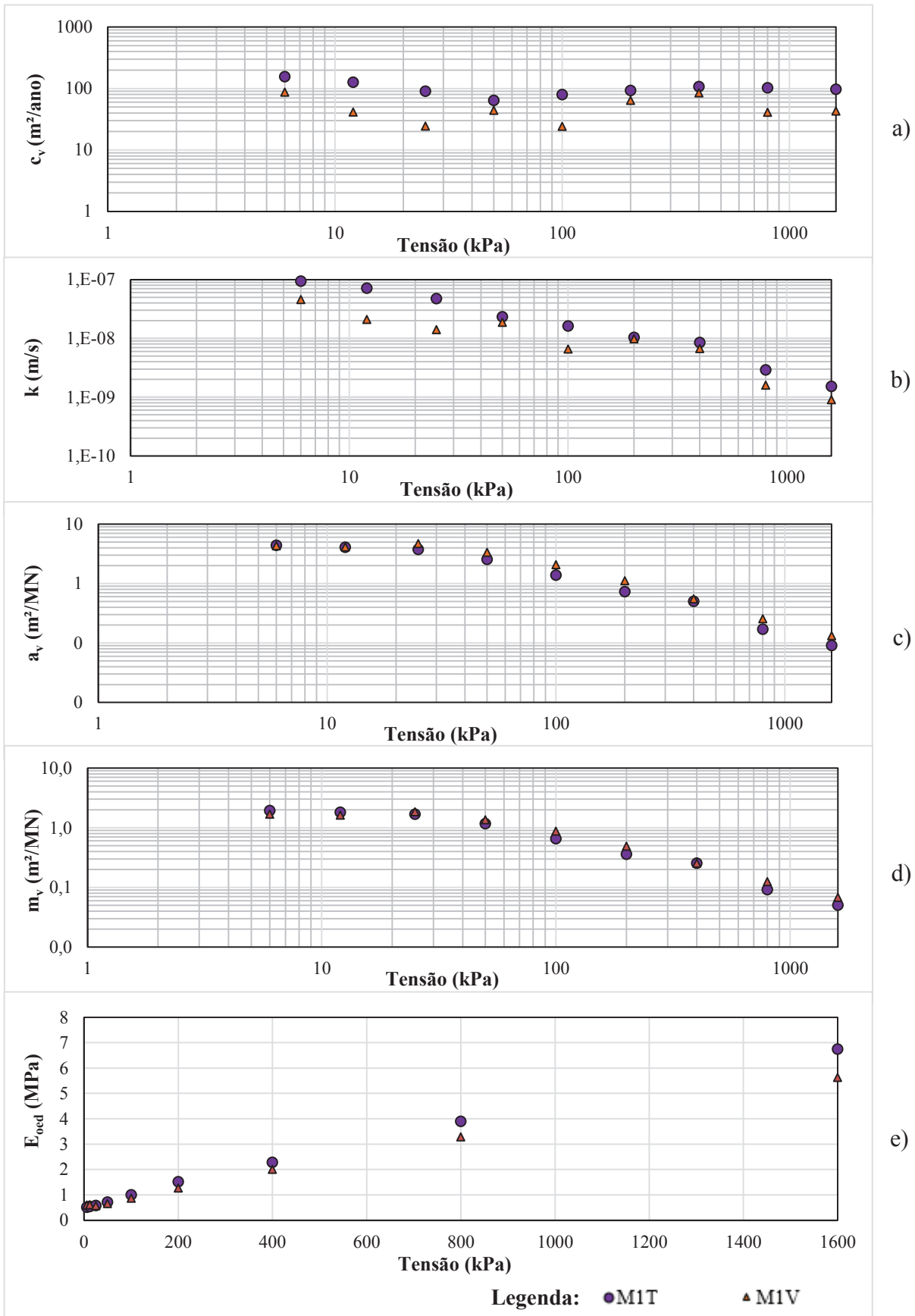


Figura 3-19: Relações resultantes dos ensaios edométricos na amostra M1: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ

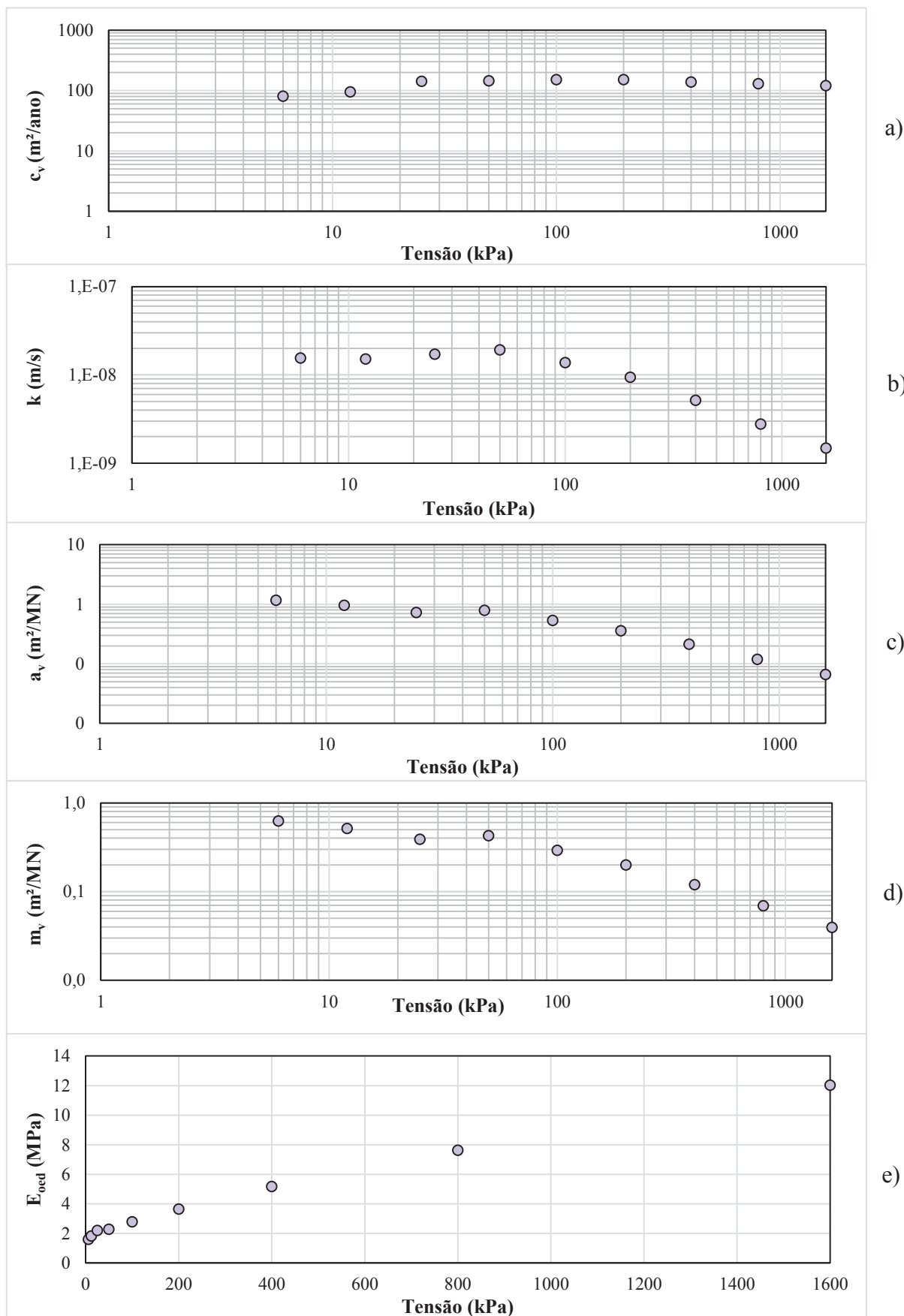


Figura 3-20: Relações resultantes do ensaio edométrico na amostra M2: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ

Pela realização dos ensaios edométricos na amostra M1 obteve-se o valor da tensão de pré-consolidação na direção transversal e vertical, que permite calcular o coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Aplicando a expressão (3-3) presente em 3.7.2 obteve-se o valor de 1,06. Uma vez que é conhecida história geológica da amostra é possível afirmar que esta se trata de um solo normalmente consolidado, sendo assim, o valor de K_0 não deveria ser muito distante de 0,5. O valor obtido não estará correto, podendo ser devido à diferença de teor em água ou índice de vazios inicial das duas amostras ou alguma perturbação ocorrente nas amostras que foi determinante nos resultados obtidos, por isso, os testes deveriam ser repetidos.

A amostra M1T apresentou-se menos compressível do que M1V. Esta diferença pode também ser influenciada pelo teor em água e consequente índice de vazios superior na direção vertical. O coeficiente de recompressibilidade apresenta-se semelhante nas duas, no entanto, o coeficiente de expansibilidade é muito superior na amostra M1V. A amostra M2 apresenta um menor coeficiente de compressibilidade em relação às outras amostras, sendo justificado pelo seu índice de vazios inicial bastante inferior e também pode ser associado à sua granulometria mais grossa. O seu coeficiente de recompressibilidade também é inferior quanto comparado às outras duas amostras, e o coeficiente de expansibilidade é coincidente com o da amostra M1T e sendo assim, bastante inferior ao da M1V.

Relativamente ao método utilizado para a avaliação do c_v , optou-se pelo método de Taylor. Para a amostra M1T o trecho retilíneo inicial, tanto para o escalão de 6 kPa como no de 1600 kPa, possui apenas dois pontos devido à utilização de um sistema de registo de dados analógico. Para a amostra M1V já existe uma diferença de aspeto da curva do escalão de 6 kPa para o de 1600 kPa, no entanto possui, também, apenas dois pontos no trecho retilíneo inicial. Por sua vez, na amostra M2 o escalão de 6 kPa o trecho retilíneo inicial possui três pontos, sendo assim a consolidação no início mais lenta que no final do ensaio, em que o mesmo trecho inicial já só apresenta dois pontos. O facto de o trecho retilíneo inicial possuir poucos pontos pode levar a imprecisões na avaliação do coeficiente de consolidação.

Relativamente à relação entre o coeficiente de consolidação com a tensão aplicada, a amostra M1T apresenta um coeficiente de consolidação que diminui ligeiramente nos primeiros quatro escalões, aumenta ligeiramente nos três escalões seguintes e mantém-se praticamente contante nos últimos dois escalões. No entanto, a amostra M1V apresenta um comportamento ainda menos uniforme, sofrendo varias subidas e descidas ao longo do ensaio não sendo, por isso, possível estabelecer uma relação entre o coeficiente de consolidação e a variação da tensão aplicada. Por sua vez, a amostra M2 apresenta um aumento do c_v nos primeiros seis escalões de carga, ou seja até aos 200 kPa, e nos escalões de carga seguintes tem tendência a decrescer ligeiramente.

O coeficiente de permeabilidade, por sua vez, para ambas as direções na amostra M1 apresenta uma ordem de grandeza entre 10^{-8} e 10^{-9} m/s, que pela análise da Tabela 2-2 do ponto 2.4.5,

correspondem a amostras com grau de permeabilidade de muito baixo a praticamente impermeável, característicos de solos siltosos e argilosos. Para a amostra M1T a permeabilidade diminui com o aumento da tensão, por sua vez a amostra MIV mostra um comportamento menos linear, apresentando várias oscilações, ainda assim a tendência é também de decrescer ao longo do ensaio. Na amostra M2 regista-se a mesma ordem de grandeza para o k que na amostra M1, sendo que sofre um ligeiro aumento deste o início do ensaio até ao escalão de 50 kPa, diminuindo nos escalões de carga seguintes.

Quanto ao coeficiente de compressibilidade e ao coeficiente de compressibilidade volumétrico, para as duas direções realizadas na amostra M1 diminuem ao longo do ensaio, com o aumento da tensão aplicada. Na amostra M2 estes diminuem com a tensão, retirando a exceção de um patamar de carga de 50 kPa, que pode ser devido à pequena ordem de grandeza das variações. Quanto ao módulo edométrico, E_{oed} , este tem tendência a aumentar com o aumento da tensão nos três ensaios edométricos realizados.

4. Estudo experimental da sedimentação e da consolidação

Neste capítulo será estudada a evolução da consolidação através de diversos ensaios experimentais realizados no laboratório de Geotecnia da ESTGV. Estes ensaios iniciam-se pela determinação das propriedades básicas do material seguindo-se a realização de colunas de sedimentação e consolidação, ensaios para determinar a curva e limite de retração e ensaios edométricos.

4.1 Caracterização da amostra

A amostra utilizada neste capítulo foi obtida no ponto de deposição da mina de Neves-Corvo, ou seja, ao contrário das estudadas no capítulo anterior não foi depositada. É também uma amostra de rejeitado espessado.

Antes de se iniciar os ensaios propostos para o estudo da evolução da consolidação procedeu-se à realização de trabalhos experimentais para a classificação do solo em estudo, de forma semelhante ao que havia sido efetuado com as amostras indeformadas recolhidas *in situ*: determinação da densidade das partículas sólidas, limites de Atterberg, curva granulométrica e por fim, a classificação do solo de acordo com a Classificação Unificada.

O valor médio da densidade das partículas sólidas para a amostra é de 3,43. Por sua vez, através da realização do ensaio de sedimentação e peneiração obteve-se a curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado (Figura 4-1).

4 – Estudo experimental da sedimentação e da consolidação

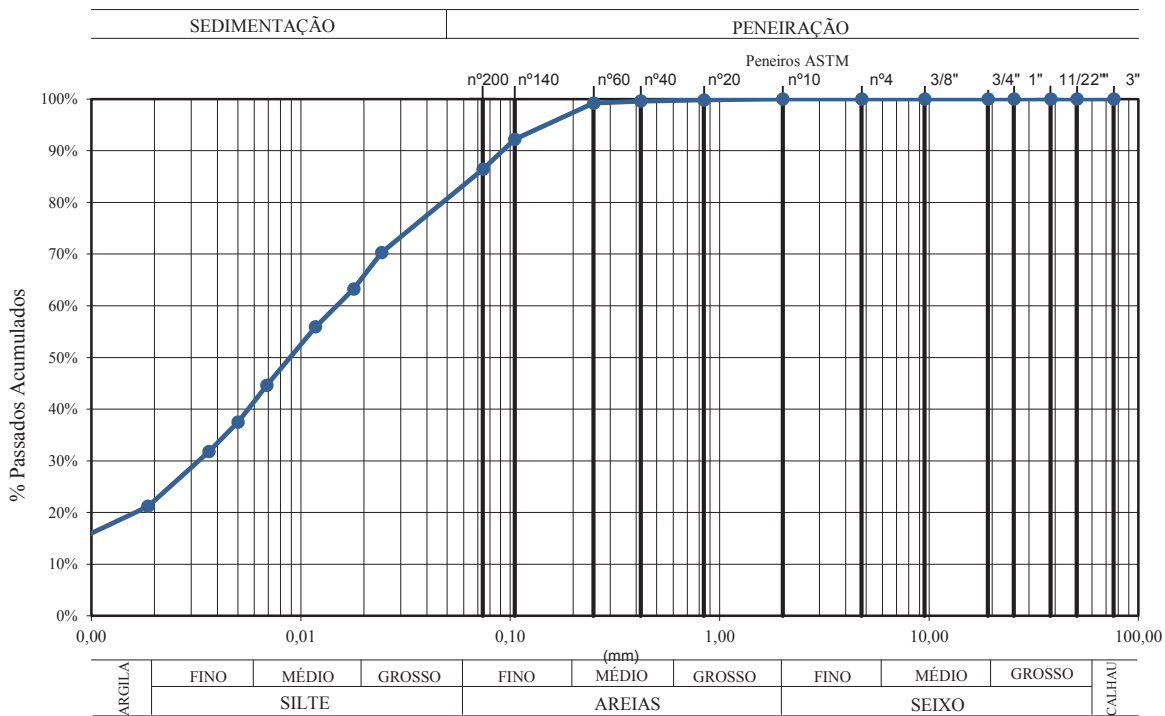


Figura 4-1: Curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado

Pela análise da curva granulométrica é possível verificar que a amostra apresenta 16% de areia, 62% de silte e 22% de argila. Por sua vez, o limite de liquidez obtido foi 26%, o limite de plasticidade foi de 20% obtendo-se um índice de plasticidade de 6.

Com base na curva granulométrica do solo em estudo e uma vez que a percentagem de silte e argila é superior a 50%, a inclusão do solo estudado num determinado grupo de solos finos é feita em consideração as suas características de plasticidade, através da utilização da Carta de Plasticidade de Casagrande. A representação dos valores de plasticidade da amostra estudada encontra-se representada na Figura 4-2.

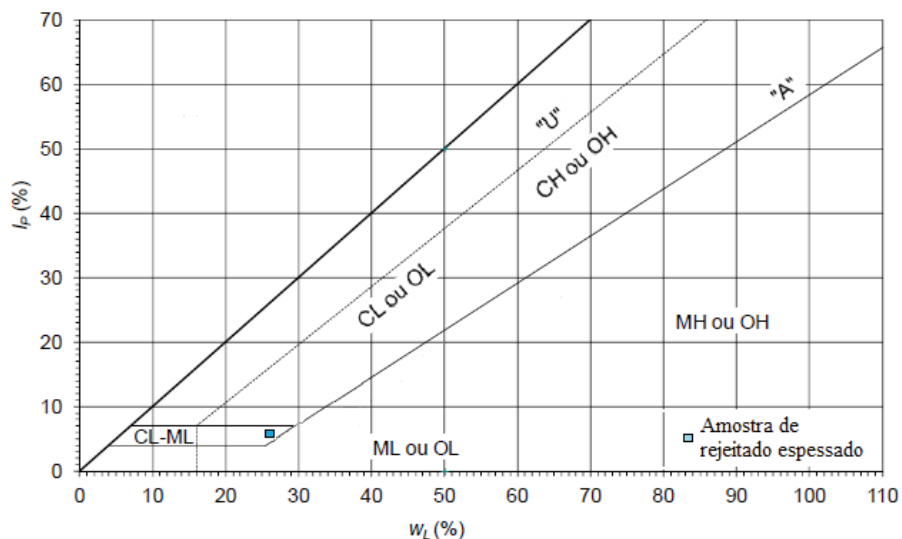


Figura 4-2: Representação na carta de Plasticidade de Casagrande das amostras em estudo

Pela aplicação da Carta de Plasticidade de Casagrande permite concluir que o solo em estudo é classificado como CL - ML – Argila siltosa.

4.2 Ensaios com colunas de sedimentação e consolidação

Os ensaios com colunas de sedimentação e consolidação tiveram como objetivo estudar a resposta dos rejeitados durante a fase inicial do processo de deposição. O estudo incidiu principalmente na influência da quantidade de partículas sólidas na mistura inicial.

4.2.1 Procedimento

Os ensaios foram realizados em colunas de acrílico com aproximadamente 70 cm de altura e com um diâmetro de 7,4 cm. Como as colunas não possuem fundo a base foi impermeabilizada utilizando um revestimento plástico, de forma a impedir a drenagem pela base. Para simplificar a leitura dos assentamentos foram coladas réguas no exterior das colunas.

Foram realizadas três colunas, preparadas com a quantidade de sólidos de 30%, 50% e 70% (Figura 4-3). Para as três colunas utilizou-se a mesma massa de solo fazendo-se apenas variar a quantidade de água para obter a percentagem desejada, sendo assim possível avaliar a influência da quantidade de partículas sólidas após a deposição pela altura final do solo nas colunas. A mistura foi preparada fora da coluna e transferida para dentro desta de forma cuidadosa, agitando-se frequentemente, tendo especial cuidado para que todas as partículas fossem transferidas para o seu interior. Após a colocação da mistura selou-se a parte superior de cada coluna para impedir a evaporação. A altura inicial da mistura nas colunas de 30%SP, 50%SP e 70%SP foi, respetivamente, 61 cm, 30 cm e 17 cm. Por fim, foram colocadas num local em que não sofressem nenhum tipo de vibração ou movimento que pudesse afetar o processo de sedimentação e consolidação pelo peso próprio.

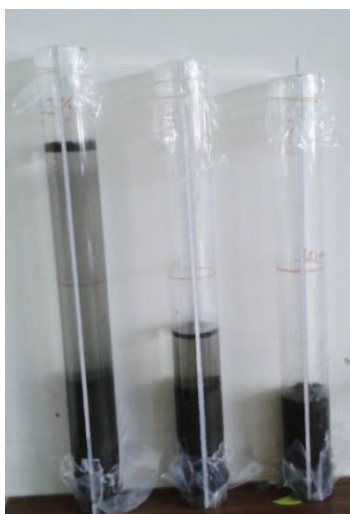


Figura 4-3: Colunas de sedimentação e consolidação preparadas com uma quantidade de partículas sólidas de 30%, 50% e 70%, respetivamente

De forma a testar a repetibilidade do processo, foram realizadas novamente as três colunas com o mesmo procedimento. Os resultados foram praticamente coincidentes o que revela que o processo é consistente.

Depois de concluída a sedimentação e consolidação nas colunas, que demorou cerca de 5 dias, estudou-se a variação do índice de vazios. Com ajuda de um êmbolo para facilitar a saída de material das colunas cortaram-se, com a ajuda de um fio de arame, fatias com cerca de um centímetro de espessura a diferentes alturas e, pela pesagem das amostras antes e depois de colocadas na estufa, determinou-se o teor em água (Figura 4-4). Uma vez que as amostras se encontram saturadas aplicou-se a expressão (4-1) e determinou-se o índice de vazios.

$$e = wG \quad (4-1)$$

Em que:

e = índice de vazios;

w = teor em água;

G = densidade das partículas sólidas.



Figura 4-4: Aspecto das camadas cortadas da coluna para o estudo da variação do índice de vazios em altura

Por fim, realizou-se um estudo adicional para verificar se ocorreu segregação. Após terminada a fase de sedimentação e consolidação nas colunas realizaram-se análises granulométricas a diferentes alturas. Nas colunas com 30%SP e 50%SP retirou-se uma fatia de material na base, meio e topo da coluna e realizaram-se o procedimento exposto em 3.3.3 para a determinação da curva granulométrica. O mesmo se procedeu para a coluna com 70%SP, mas nessa apenas se realizou a análise na base e topo da coluna, uma vez que para esta concentração de sólidos é previsto que não ocorra segregação, apresentando uma granulometria semelhante ao longo da altura da camada de solo.

4.2.2 Resultados e conclusões

Os resultados das colunas de sedimentação e consolidação com 30%, 50% e 70% dos assentamentos ao longo do tempo encontram-se representados na Figura 4-5.

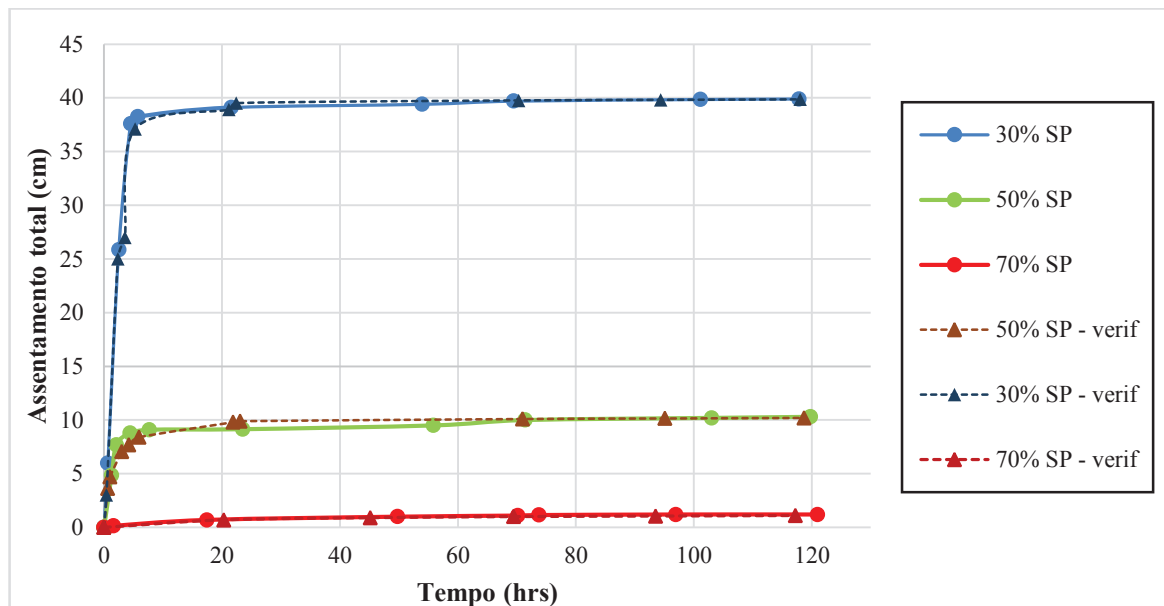


Figura 4-5: Assentamentos totais nas colunas de sedimentação e consolidação e confirmação da repetibilidade do processo

Através da leitura dos assentamentos sofridos ao longo do tempo, do teor em água inicial e do peso específico é possível calcular a variação do índice de vazios médio, representado ao longo do tempo, na Figura 4-6.

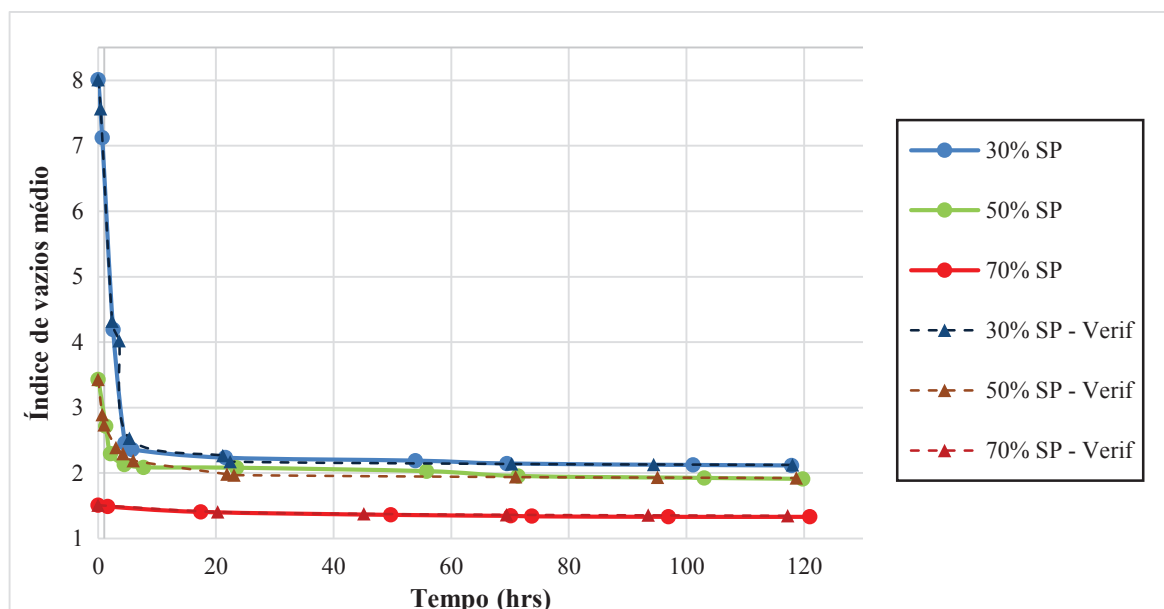


Figura 4-6: Evolução do índice de vazios médio nas colunas de sedimentação e consolidação

Pela análise da Figura 4-5 e a Figura 4-6 é possível concluir:

- O valor da altura final para a coluna de 30%SP foi de 21,1 cm, para a coluna com 50%SP foi de 19,7 cm e para a coluna com 70% de SP foi de 15,8 cm. Para a mesma massa de solo e fazendo-se variar a massa de água, a altura de solo final na coluna é superior à medida que a quantidade de partículas sólidas diminui;

- A velocidade de sedimentação inicial aumenta à medida que o teor de partículas sólidas diminui;
- Quanto menor a quantidade de partículas sólidas maiores os assentamentos totais;
- Independentemente dos assentamentos, o índice de vazios médio das colunas com maiores quantidades de partículas sólidas é sempre inferior ao das colunas com menores quantidades de partículas sólidas.

Quando se considera a altura final que o solo exibe após terminado o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio é considerado para ele um valor do índice de vazios médio, supondo que este é constante ao longo de toda a altura da coluna. Na realidade não é isso que acontece, uma vez que é variável em altura. A Figura 4-7 apresenta a variação do índice de vazios em altura para as colunas realizadas.

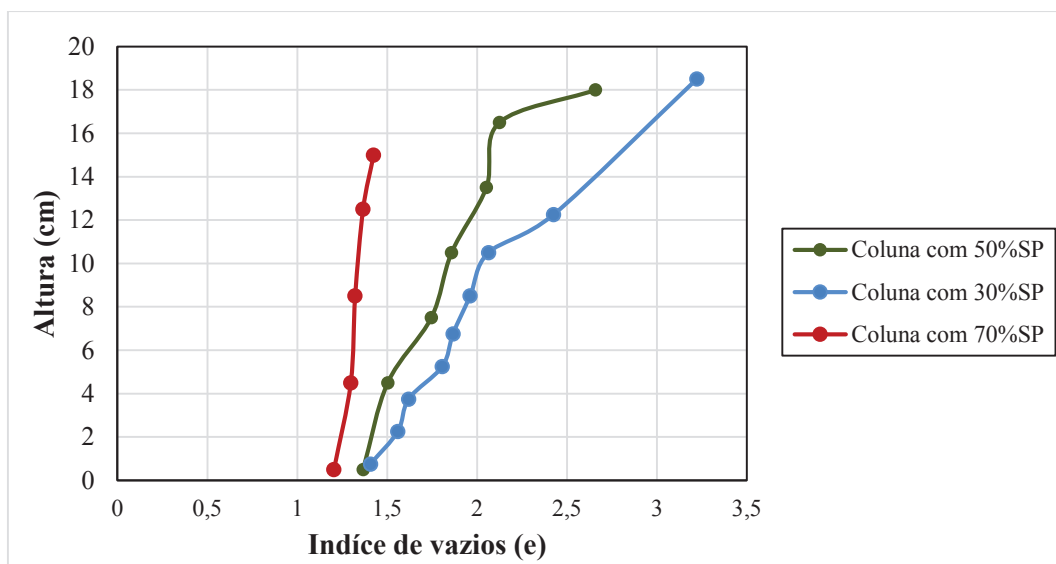


Figura 4-7: Variação do índice de vazios em altura dentro das colunas

Pela análise do gráfico da Figura 4-7 é possível verificar que a variação do índice de vazios em altura é maior à medida que a quantidade de partículas sólidas diminui, sendo que a coluna que apresenta uma quantidade de partículas sólidas de 70% tem uma variação muito mais pequena do que a de 50% e, por sua vez, esta apresenta uma variação inferior à de 30%.

Os resultados relativos à análise granulométrica a diferentes alturas nas colunas de 30%SP, 50%SP encontram-se representadas na Figura 4-8 e de forma a ser mais fácil a visualização das curvas encontra-se representada na Figura 4-9 as curvas referentes à coluna com 70%SP.

4 – Estudo experimental da sedimentação e da consolidação

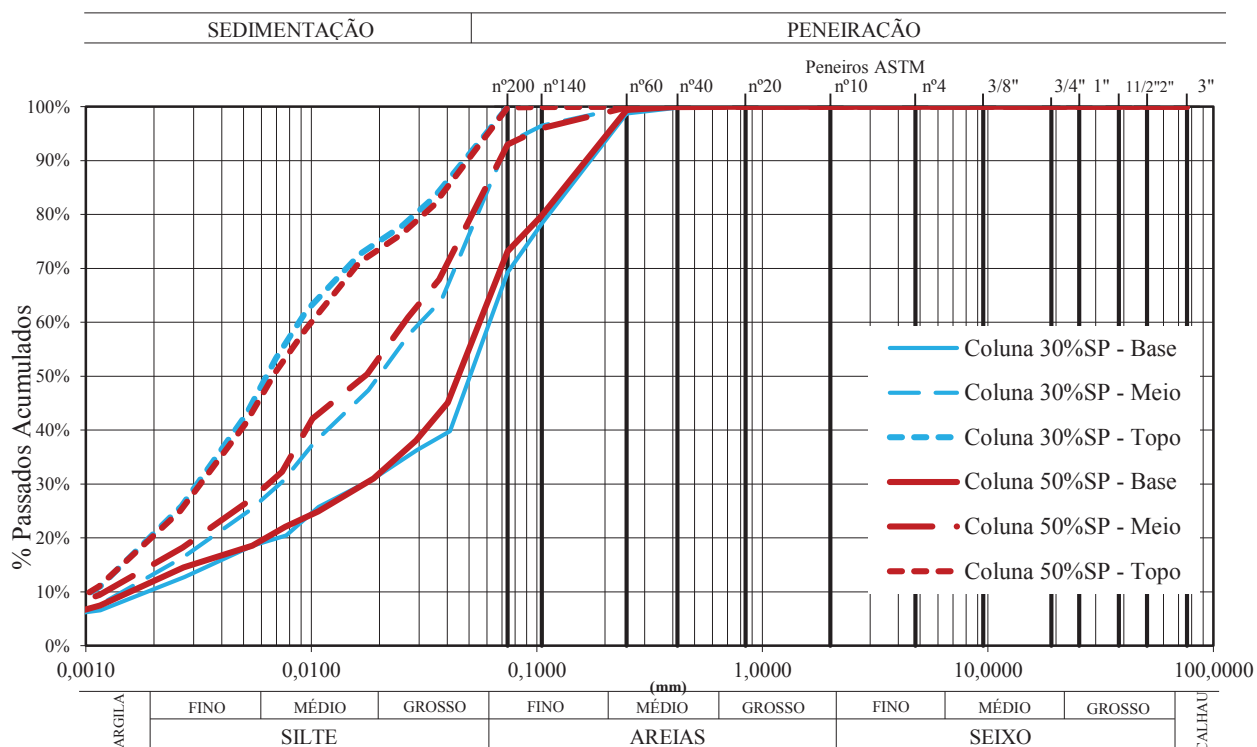


Figura 4-8: Curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado a diferentes alturas nas colunas de 30%SP e 50%SP

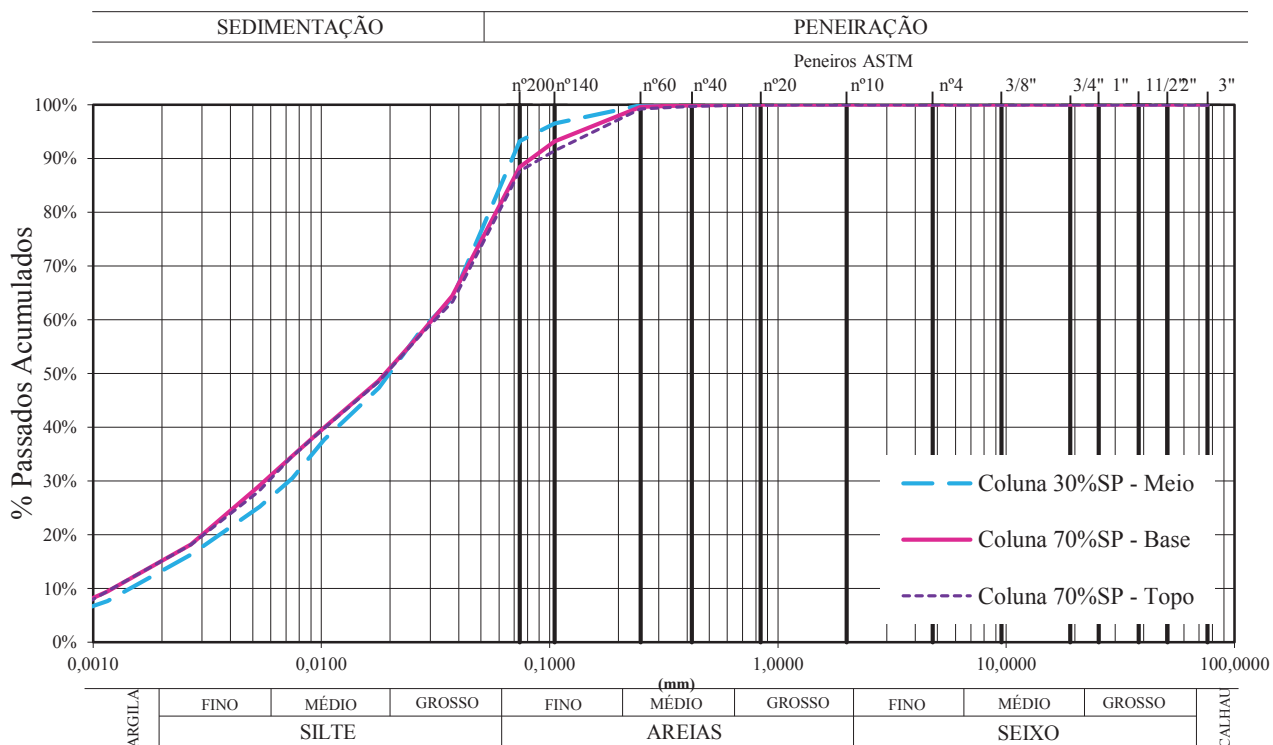


Figura 4-9: Curva granulométrica da amostra de rejeitado espessado a diferentes alturas nas colunas de 70%SP e 30%SP - Meio

É notório o efeito da segregação das partículas nas colunas com 30%SP e 50%SP, estando as partículas mais grossas depositadas na base, passando para uma granulometria média no meio da coluna e as partículas mais finas encontram-se à superfície. Por norma, como já foi referido em 2.3.1, a segregação passa a ser condicionada quando as partículas sólidas excedem os 50%. Por sua vez, na coluna com 70%SP a granulometria é praticamente coincidente na base e no topo da coluna, mostrando que não ocorreu segregação. Este resultado era expectável para o tipo de sedimentação condicionada, aproximando-se bastante da granulometria apresentada para a coluna de 30%SP - Meio e também para a coluna de 50%SP - Meio, que não foi representada para uma maior visibilidade das curvas de 70%SP.

4.3 Retração

O limite de retração de um solo tem sido uma das propriedades de classificação do solo desde o início da mecânica dos solos. A imersão em mercúrio era originalmente utilizada para medir a variação de volume da amostra de solo, no entanto, esta técnica é desaconselhada na maior parte dos países (Fredlund *et al.*, 2011). Este ensaio teve como objetivo obter a curva e limite de retração do material das colunas, depois de terminada a sedimentação e consolidação.

4.3.1 Procedimento

A determinação da curva e limite de retração foi feita com o método proposto por Fredlund *et al.* (2011). O procedimento consiste em:

- cravar um anel metálico sobre amostras com um teor em água elevado;
- as extremidades do anel com o solo são regularizadas com o auxílio de um fio de arame, para que o volume inicial da amostra seja igual ao volume do anel;
- o anel com a amostra é colocado sobre uma superfície ou papel impermeável e a sua secagem livre é permitida;
- o peso e o volume da amostra de solo é registado ao longo dos dias, o diâmetro e a altura são medidos recorrendo a um paquímetro digital.

As dimensões do anel foram escolhidas para que durante a secagem não se formassem fendas de retração, sendo o seu diâmetro de aproximadamente 38,5 mm e a sua altura aproximadamente 13 mm, possuindo um corte em bisel na parte inferior para facilitar o processo de cravação nas amostras (Figura 4-10.a)). A utilização do paquímetro digital permite uma maior precisão nas variações volumétricas sofridas pelas amostras (Figura 4-10.b)).

Os anéis de retração foram cravados no material resultante das colunas de sedimentação e consolidação. Em cada uma das três colunas foram cravados dois anéis, um na base, e outro a cerca de 30% da altura total (a contar da base), uma vez que as colunas com uma quantidade de partículas sólidas inferior, nas partes superiores da coluna em que se encontram teores em água

elevados e material pouco consistente, tornam o processo de cravação extremamente difícil. Após a cravação as amostras foram colocadas sobre um papel impermeável sendo a sua secagem livre permitida (Figura 4-11.a)) até não se registrar nenhuma variação do peso ou dimensões (Figura 4-11.b)).

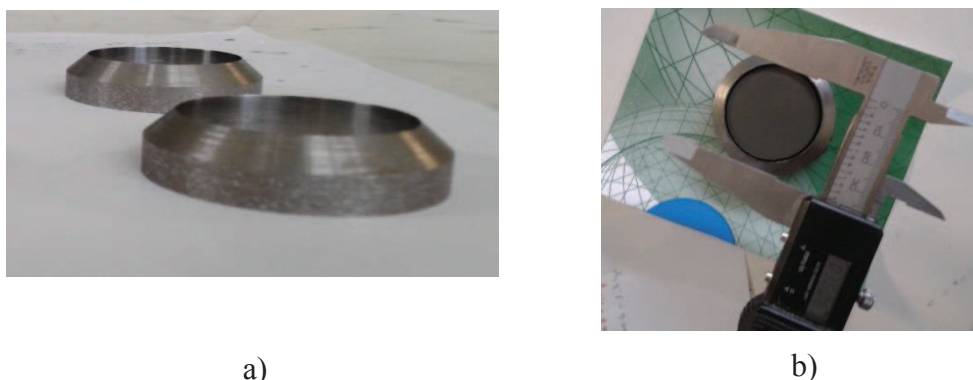


Figura 4-10: Ensaio para determinação a curva e limite de retração: a) anel de retração; b) medição das dimensões com recurso a um paquímetro digital

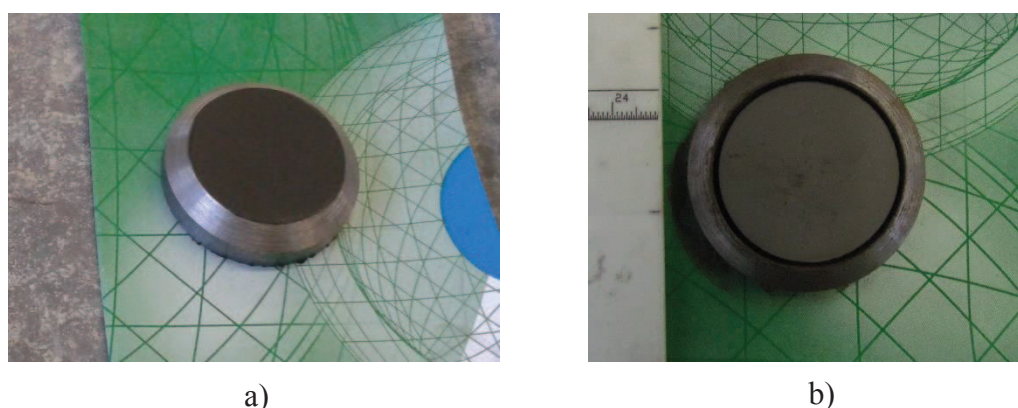


Figura 4-11: Ensaio de retração sob anéis cravados nas colunas de sedimentação e consolidação: a) início do ensaio; b) fim do ensaio

De forma a testar se a retração do material também era influenciada pelo carregamento que a amostra já esteve submetida simulou-se a retração do solo sob condições de carregamento. Cravou-se um anel edométrico na base da coluna com 70% de partículas sólidas. Após a cravação, o anel foi colocado no edómetro e sujeito à sequência de carregamento de 6 kPa, 200 kPa, 1600 kPa e depois foi descarregado até aos 6 kPa. Um dia após a descarga retirou-se o anel do edómetro e colocou-se, à semelhança dos ensaios de retração anteriores, sobre um papel impermeável e a sua secagem foi permitida (Figura 4-12.a)), sendo registado ao longo do tempo a variação do seu volume e do seu peso até não se registarem mais variações (Figura 4-12.b)). Os ensaios realizados para estimar a curva e limite de retração a diferentes posições nas colunas encontram-se representados na Tabela 4-1.

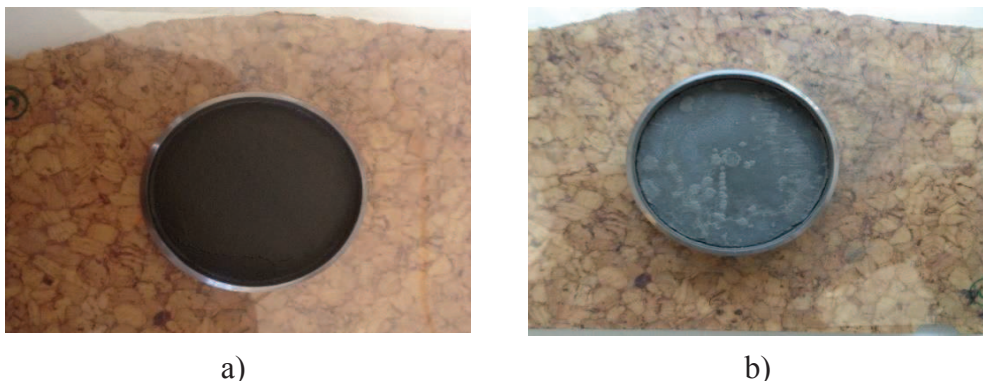


Figura 4-12: Ensaio de retração sob amostra carregada: a) aspeto da amostra no início do ensaio; b) aspeto da amostra no final do ensaio

Tabela 4-1: Lista de ensaios para estimar a curva e limite de retração e posição na respetiva coluna

Ensaio	Coluna	Posição na coluna
CRET1	30%SP	Base
CRET2		6,4 cm de altura
CRET3	50%SP	Base
CRET4		5,9 cm de altura
CRET5	70%SP	Base
CRET6		4,8 cm de altura
CRET7		Base e sujeito a carga

O registo de peso e variações volumétricas foi feito uma vez por dia, até à secagem das amostras. O processo de secagem demorou cerca de 8 dias nas amostras CRET1 a CRET6 e 5 dias na amostra CRET7. Nos primeiros 3 dias, na amostra CRET7, e 5 dias de ensaio, nas restantes, as variações de peso e dimensões são mais significativas começando a estabilizar nos últimos dois dias de ensaio, sendo que as variações de peso e volume vão diminuindo de dia para dia. Quando não se registaram mais alterações de peso e volume nas amostras estas foram colocadas em estufa até massa constante, registando-se os seus pesos e dimensões após completamente secas.

4.3.2 Resultados e conclusões

Os resultados das curvas de retração das amostras retiradas nas três colunas, na base e a 30% de altura, e na amostra sujeita a carregamento prévio encontram-se representados graficamente na Figura 4-13.

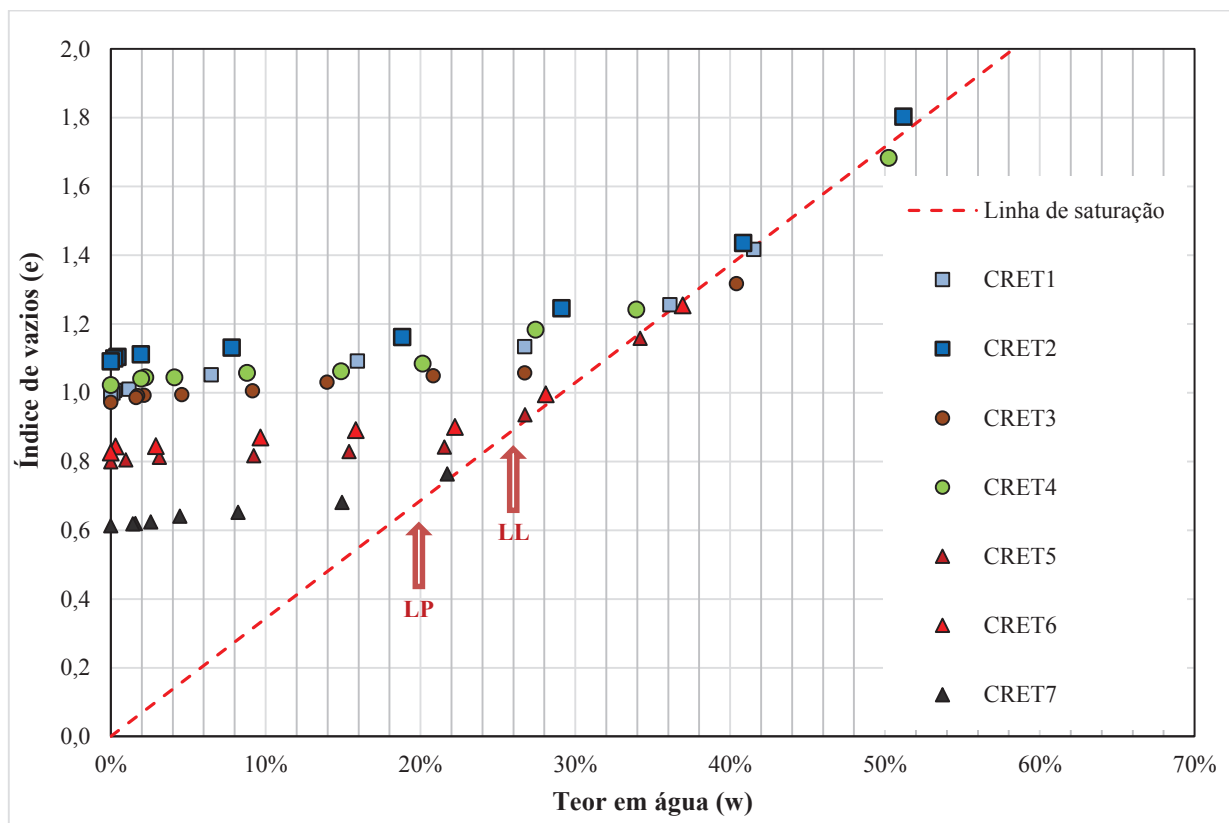


Figura 4-13: Curvas de retração dos anéis realizados nas colunas de sedimentação e consolidação para a amostra de rejeitado espessado

Como referido no ponto 2.3.2 o limite de retração é dado pelo teor em água correspondente à interseção do índice de vazios mínimo atingido pela amostra com a linha de saturação. Os limites de retração das diferentes amostras estão presentes na Tabela 4-2.

Tabela 4-2: Valores obtidos para os limites de retração

Ensaio	Coluna	Posição na coluna	Limite de retração (LR) (%)
CRET1	30%SP	Base	29
CRET2		6,4 cm de altura	32
CRET3	50%SP	Base	28
CRET4		5,9 cm de altura	30
CRET5	70%SP	Base	23
CRET6		4,8 cm de altura	24
CRET7		Base e sujeito a carga	17

Através da cravação dos anéis de retração nas três colunas é possível estabelecer uma comparação a nível do índice de vazios final atingido pela secagem e se este possui alguma dependência em relação à quantidade de partículas sólidas e à posição na coluna. Pela análise dos resultados é possível concluir que este processo é afetado pela quantidade de partículas

sólidas da coluna, como foi analisado durante o secção 4.2, esta vai afetar os valores dos teores em água e consequentes índices de vazios, assim como a distribuição das partículas ao longo da coluna pela ocorrência ou não de segregação.

Comparando os resultados das amostras retiradas na base da coluna, CRET1, CRET3 e CRET5, as diferenças são possivelmente devidas não só aos maiores teores em água presentes nas duas primeiras como também devido à segregação das partículas ocorrente na sedimentação, que leva a rearranjos das partículas diferentes ao longo da altura de cada coluna. O mesmo é verificado para as amostras retiradas a 30% de altura nas colunas, CRET2, CRET4 e CRET6, maiores teores em água conduziram a limites de retração mais elevados, sendo muito provavelmente também influenciados pela segregação. Verifica-se que os resultados relativos à coluna de 50%SP são sempre mais próximos dos obtidos para a coluna de 30%SP do que para a coluna de 70%SP devido à ocorrência de segregação das partículas durante a sedimentação. Dentro da mesma coluna verifica-se que para 30%SP a variação do limite de retração do anel cravado na base para o anel cravado a 30% de altura da coluna foi de 3%, para a coluna com 50%SP foi de 2% e para a coluna com 70%SP foi de 1%.

Pela análise dos resultados da amostra que foi previamente carregada, CRET7, conclui-se que o carregamento a que é submetida a amostra irá influenciar o valor do índice de vazios no limite de retração. O limite de retração que esta atingiu é bastante inferior ao das restantes amostras, principalmente estabelecendo uma comparação a CRET5 e CRET6 que são também provenientes da coluna com 70%SP.

Os valores dos índices de vazios no limite de retração encontram-se compreendidos entre 0,99 e 1,09 para a coluna com 30%SP, CRET1 e CRET2, respetivamente. Para a coluna com 50%SP varia entre 0,97 e 1,02 para CRET3 e CRET4. Por fim, para a coluna com 70%SP varia entre 0,799 e 0,83, para CRET5 e CRET6. A diferença entre os dois índices de vazios, na base e a 30% de altura, diminui à medida que a quantidade das partículas sólidas aumenta. Para a coluna que foi carregada antes de ser deixada a secar livremente o valor do índice de vazios no limite de retração foi de 0,61. Quanto menor o índice de vazios inicial (e_0) nos ensaios de retração menor o índice de vazios final obtido pela secagem.

4.4 Ensaio Edométrico

A deposição dos rejeitados é feita numa área muito superior à espessura de cada nova camada depositada, por isso é possível simplificar a consolidação assumindo um modelo unidimensional (Li *et al.*, s.d). Realizou-se o ensaio edométrico, de forma a avaliar a influência do índice de vazios inicial na evolução da consolidação.

4.4.1 Procedimento

Devido à baixa consistência exibida pelo solo e com vista a minimizar as perturbações adicionadas nele induzidas foi colocado uma espécie de êmbolo na coluna forçando a saída do solo do tubo. O anel edométrico foi cravado no solo à medida que este saía (Figura 4-14). Após a cravação a amostra foi regularizada no anel edométrico com ajuda de um fio de arame.



Figura 4-14: Cravação do anel edométrico na coluna

Um anel edométrico foi cravado nas imediações da base para cada coluna enquanto um outro anel foi cravado mais acima da coluna. É de notar que devido à baixa consistência do material nas colunas com 30% e 50% de partículas sólidas os anéis foram cravados mais perto da base do que do topo enquanto para o tubo com 70% de partículas sólidas foi possível a cravação de um anel bastante próximo do topo, uma vez que o material se encontra muito mais consistente que nas restantes colunas o que facilita o manuseamento.

De forma semelhante aos ensaios edométricos do ponto 3.7, os ensaios edométricos foram realizados nos mesmos edômetros com sistema de carregamentos por pesos e sujeitos aos mesmos escalões de carga e descarga assim como respetivas leituras efetuadas ao longo do dia no sistema de medição analógico. Na Tabela 4-3 é representada a lista de ensaios edométricos realizados assim como a sua posição na respetiva coluna, é de salientar que a altura em que foi cravado o anel é tida a contar da base da coluna.

Tabela 4-3: Lista de ensaios edométricos realizados e posição na respetiva coluna

Ensaio	Coluna	Posição na coluna
OED1	30%SP	Base
OED2		5 cm de altura
OED3	50%SP	Base
OED4		6 cm de altura
OED5	70%SP	Base
OED6		13 cm de altura

4.4.2 Resultados e conclusões

De forma a enunciar todas as relações obtidas dos ensaios edométricos são apresentados os resultados completos dos dois ensaios edométricos realizados para cada uma das colunas de sedimentação e consolidação (30%SP, 50%SP e 70%SP) e só depois é feita uma análise de comparação. É de salientar que como as amostras, durante o ensaio edométrico, foram submetidas a tensões superiores às que alguma vez tinham estado submetidas não se considerou aplicável a construção de Casagrande e de Shmertmann, sendo que o C_c foi calculado apenas com recurso a uma reta que coincide com a inclinação do ramo virgem.

Devido à quantidade de curvas obtidas para a determinação do c_v , que corresponde uma a cada escalão de carga, estas encontram-se no Apêndice 2. Nesta fase são apenas apresentadas duas dessas curvas, uma correspondente ao primeiro escalão de carga (6 kPa) e outra referente ao último escalão de carga (1600 kPa). É de salientar, que, mais uma vez, à semelhança do que foi referido no ponto 3.7.4, foi utilizado o método de Taylor para a determinação do c_v .

Para cada um dos ensaios edométricos são apresentadas as relações mais importantes obtidas, sendo estas, à semelhança do considerado em 3.7, a relação entre o coeficiente de consolidação, permeabilidade, índice de compressibilidade, índice de compressibilidade volumétrico e módulo edométrico com o patamar de tensão. Para os seis ensaios edométricos realizados optou-se pela representação em escala logarítmica do c_v , k , a_v e m_v com a tensão aplicada, assim é possível observar as principais tendências ao longo dos ensaios. O módulo edométrico, E_{oed} , não foi representado em escala logarítmica uma vez que já apresentava uma tendência retilínea.

A síntese de valores resultantes dos ensaios edométricos realizados neste capítulo encontram-se também expostos no Apêndice 2.

- **Coluna com 30%SP – OED1 e OED2**

Na Figura 4-15 encontra-se a representação gráfica das curvas de compressibilidade para as amostras OED1 e OED2. Na Figura 4-16 encontra-se a representação do método de Taylor para a determinação do c_v , no escalão de 6 kPa e 1600 kPa, para OED1 e OED2.

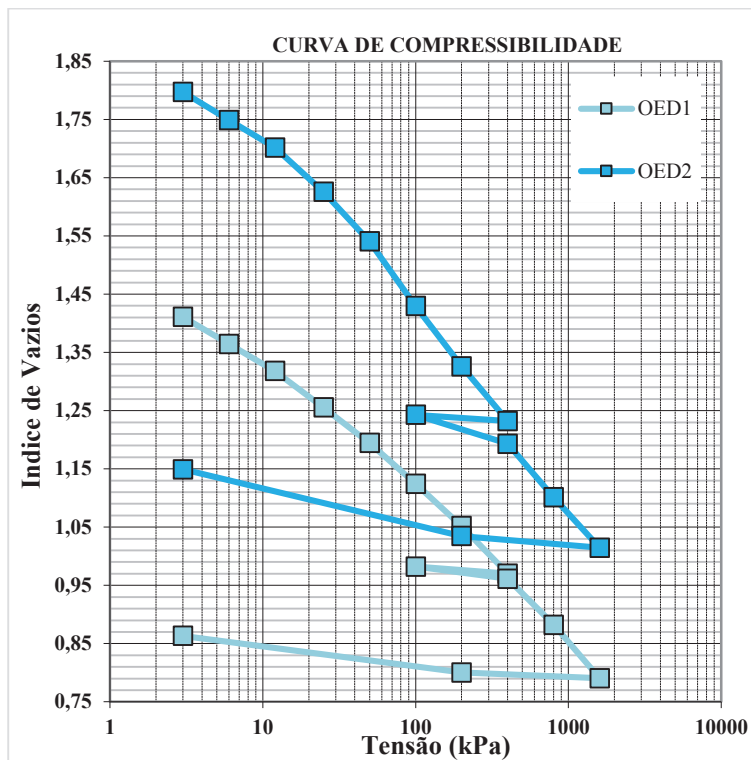


Figura 4-15: Curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos OED1 e OED2

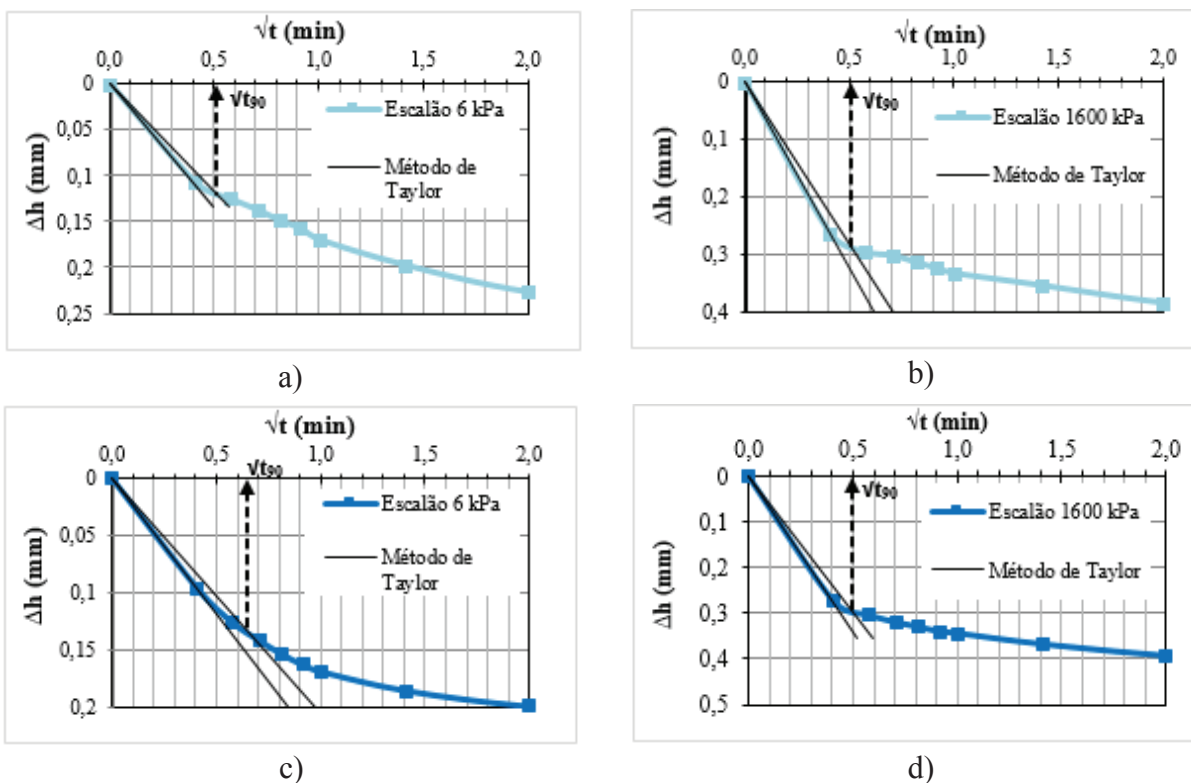


Figura 4-16: Determinação do c_v pelo método de Taylor: a) OED1 - 6 kPa; b) OED1 - 1600 kPa; c) OED2 - 6 kPa; d) OED2 - 1600 kPa

Na Figura 4-17, encontram-se as relações retiradas dos ensaios edométricos OED1 e OED2.

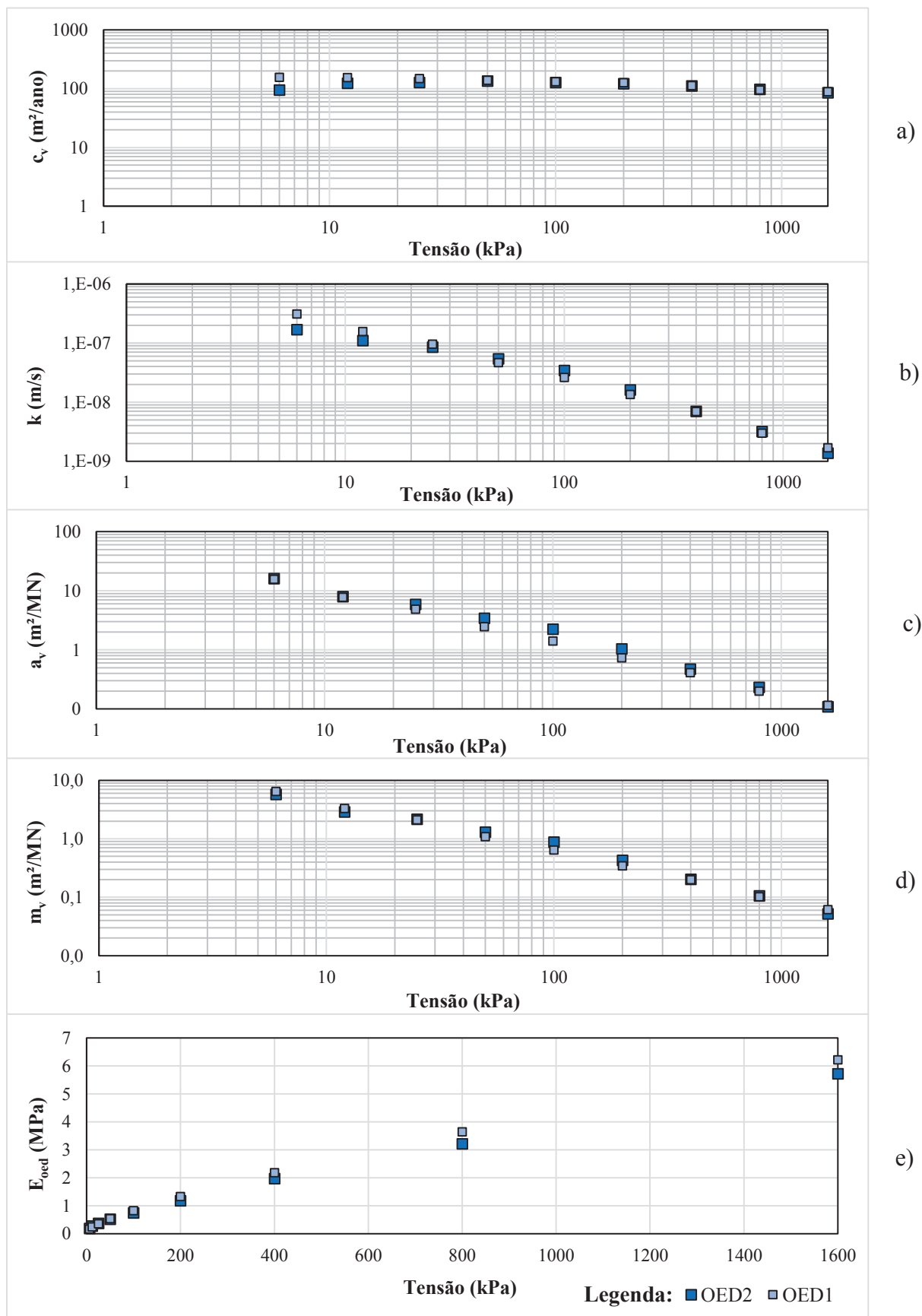


Figura 4-17: Relações resultantes do ensaios edométricos OED1 e OED2: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ

• **Coluna com 50%SP - OED3 e OED4**

As curvas de compressibilidade obtidas para os ensaios OED3 e OED4 encontra-se representada graficamente na Figura 4-18. Na Figura 4-19 encontram-se representados os gráficos para avaliação do c_v utilizando o método de Taylor.

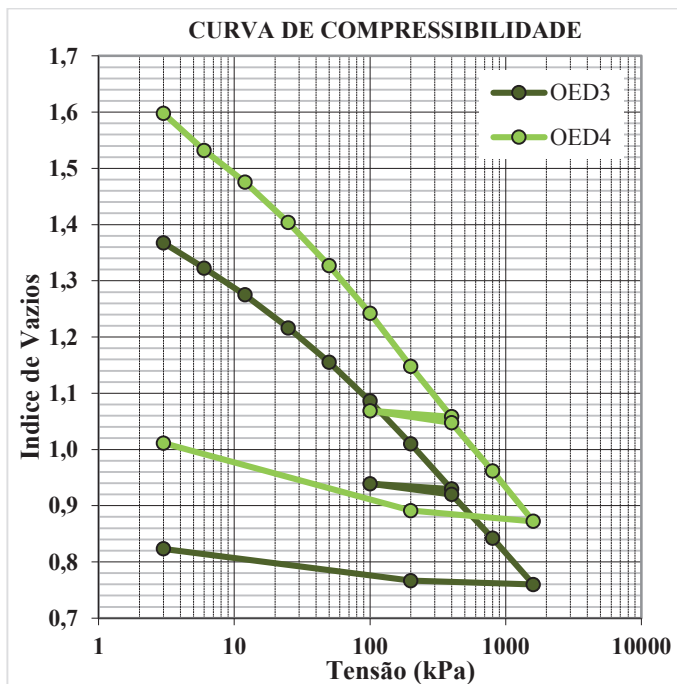


Figura 4-18: Curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos OED3 e OED4

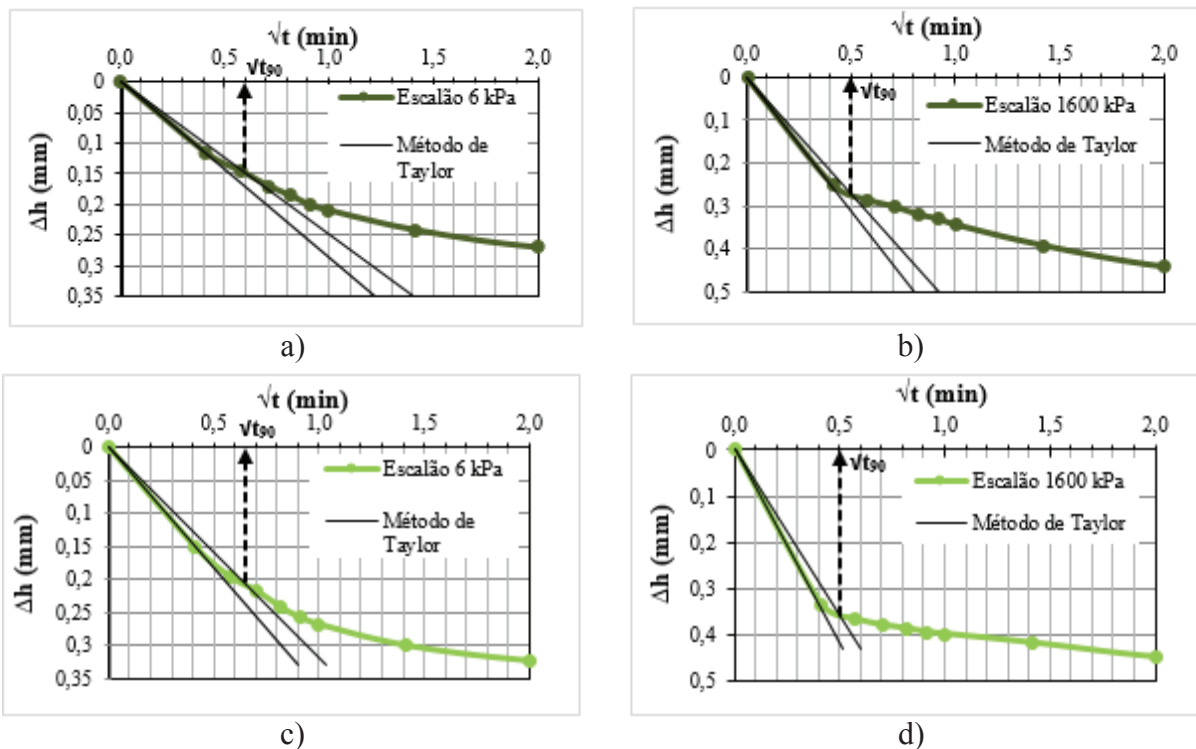


Figura 4-19: Determinação do c_v pelo método de Taylor: a) OED3 - 6 kPa; b) OED3 - 1600 kPa; c) OED4 - 6 kPa; d) OED4 - 1600 kPa

4 – Estudo experimental da sedimentação e da consolidação

Na Figura 4-20 encontram-se representadas as relações retiradas dos ensaios edométricos OED3 e OED4.

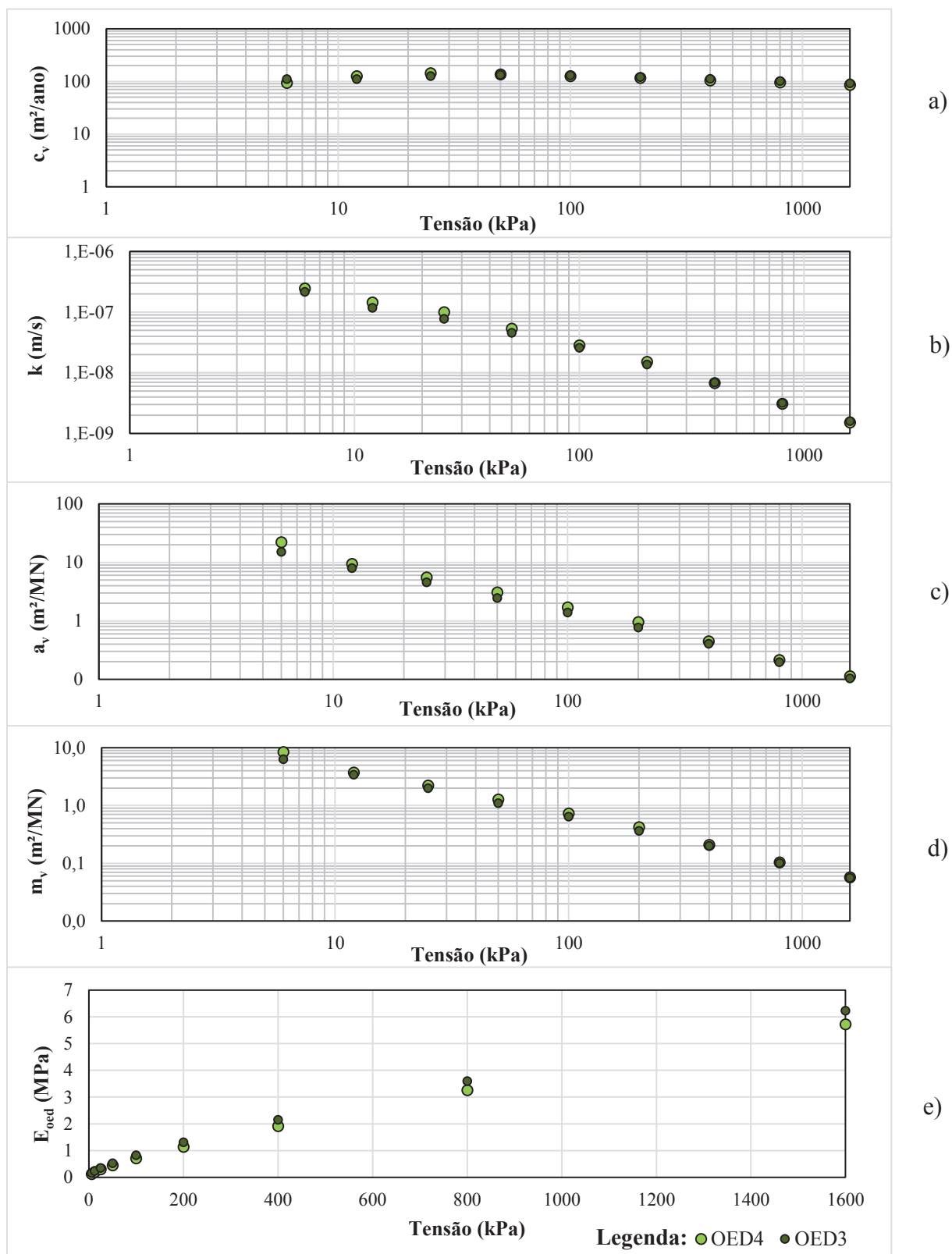


Figura 4-20: Relações resultantes dos ensaios edométricos OED3 e OED4: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ

• **Coluna com 70%SP - EOD5 e OED6**

As curvas de compressibilidade obtidas para os ensaios OED5 e OED6 encontra-se representada graficamente na Figura 4-21. Na Figura 4-22 encontram-se representados os gráficos para avaliação do c_v utilizando o método de Taylor.

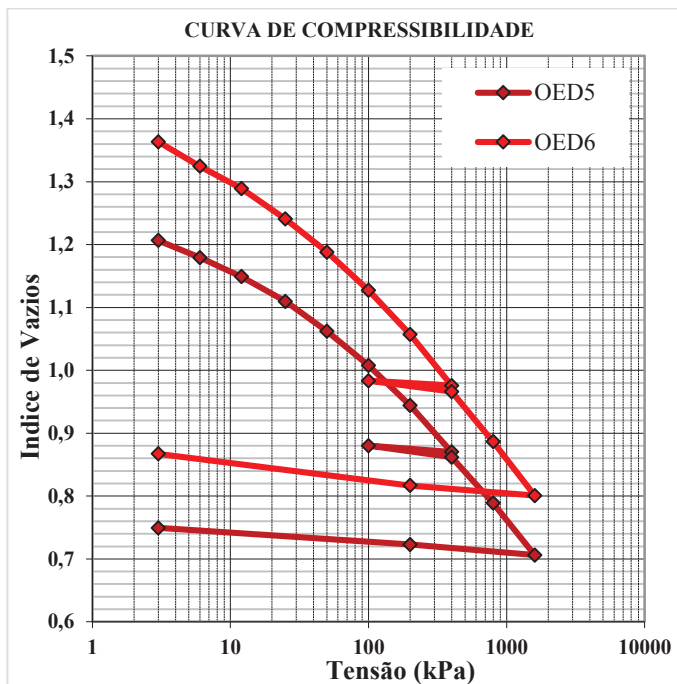


Figura 4-21: Curvas de compressibilidade dos ensaios edométricos OED3 e OED4

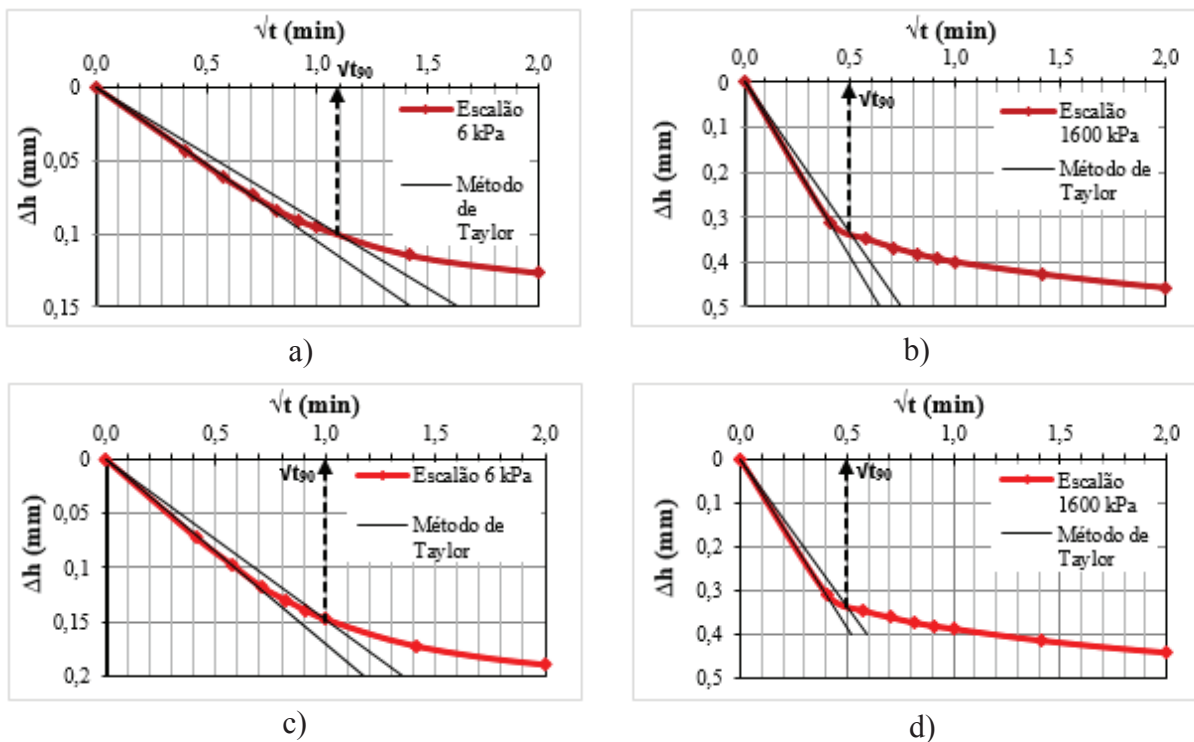


Figura 4-22: Determinação do c_v pelo método de Taylor: a) OED5 - 6 kPa; b) OED5 - 1600 kPa; c) OED6 - 6 kPa; d) OED6 - 1600 kPa

4 – Estudo experimental da sedimentação e da consolidação

Na Figura 4-23 encontram-se representadas as relações retiradas dos ensaios edométricos OED5 e OED6.

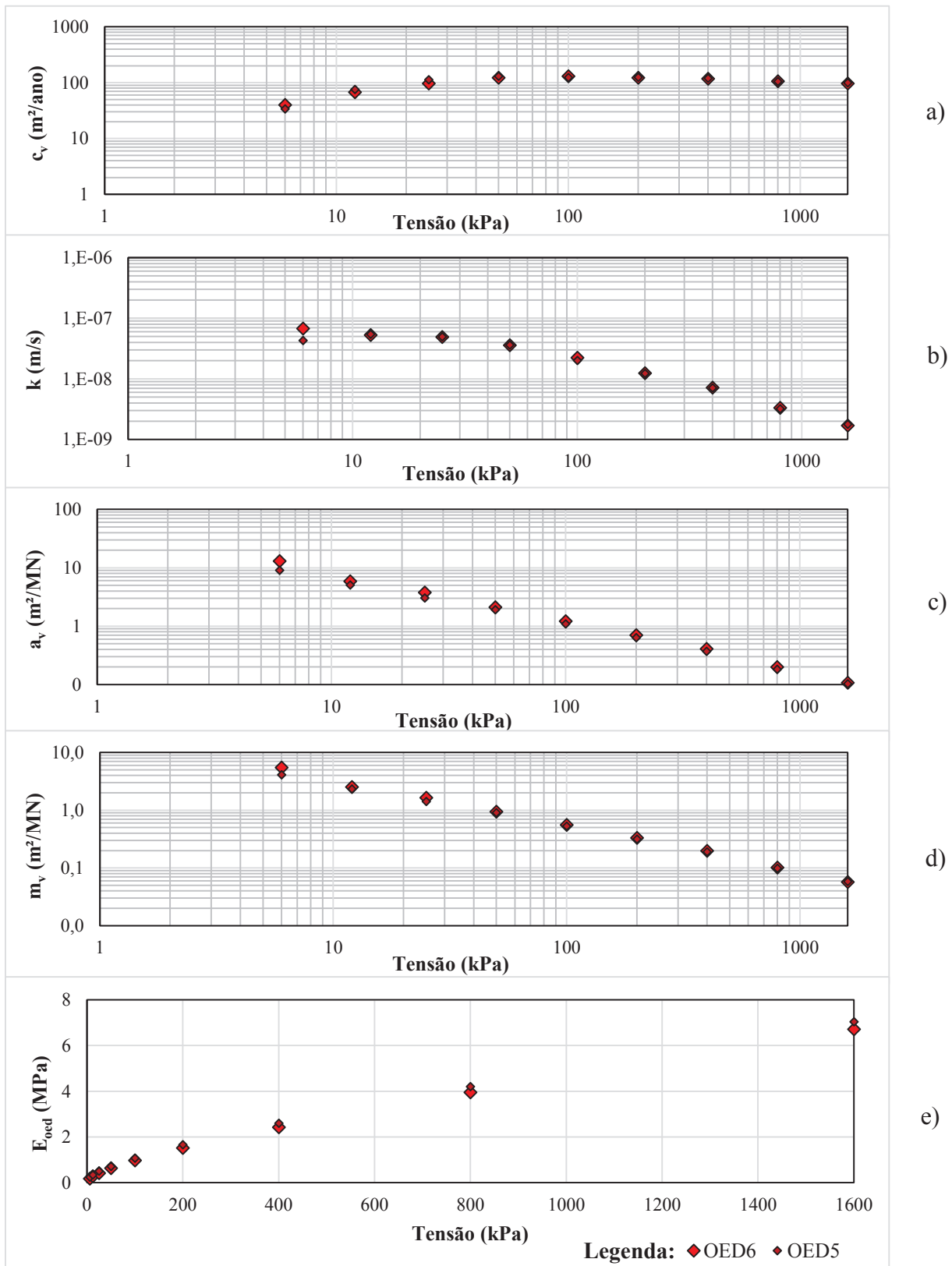


Figura 4-23: Relações resultantes dos ensaios edométricos OED5 e OED6: a) c_v com σ ; b) k com σ ; c) a_v com σ ; d) m_v com σ ; e) E_{oed} com σ

Relativamente aos resultados anteriormente apresentados é possível tecer algumas considerações importantes relativamente à aplicação do método de Taylor para a determinação do c_v . Os valores de c_v são na maioria dos casos influenciados por o tramo reto da curva apenas possuir dois pontos, devido à utilização de um sistema de medição analógico, podendo levar a resultados menos precisos do que aquilo que era desejado. Apresentam-se algumas exceções, como as curvas correspondentes ao escalão de 6 kPa da amostra, OED5 E OED6, que apresentam entre 4 a 5 pontos, conduzindo a resultados mais precisos que os restantes.

A Figura 4-24 mostra a sobreposição das curvas de compressibilidade obtidas nos seis ensaio edométricos clássicos.

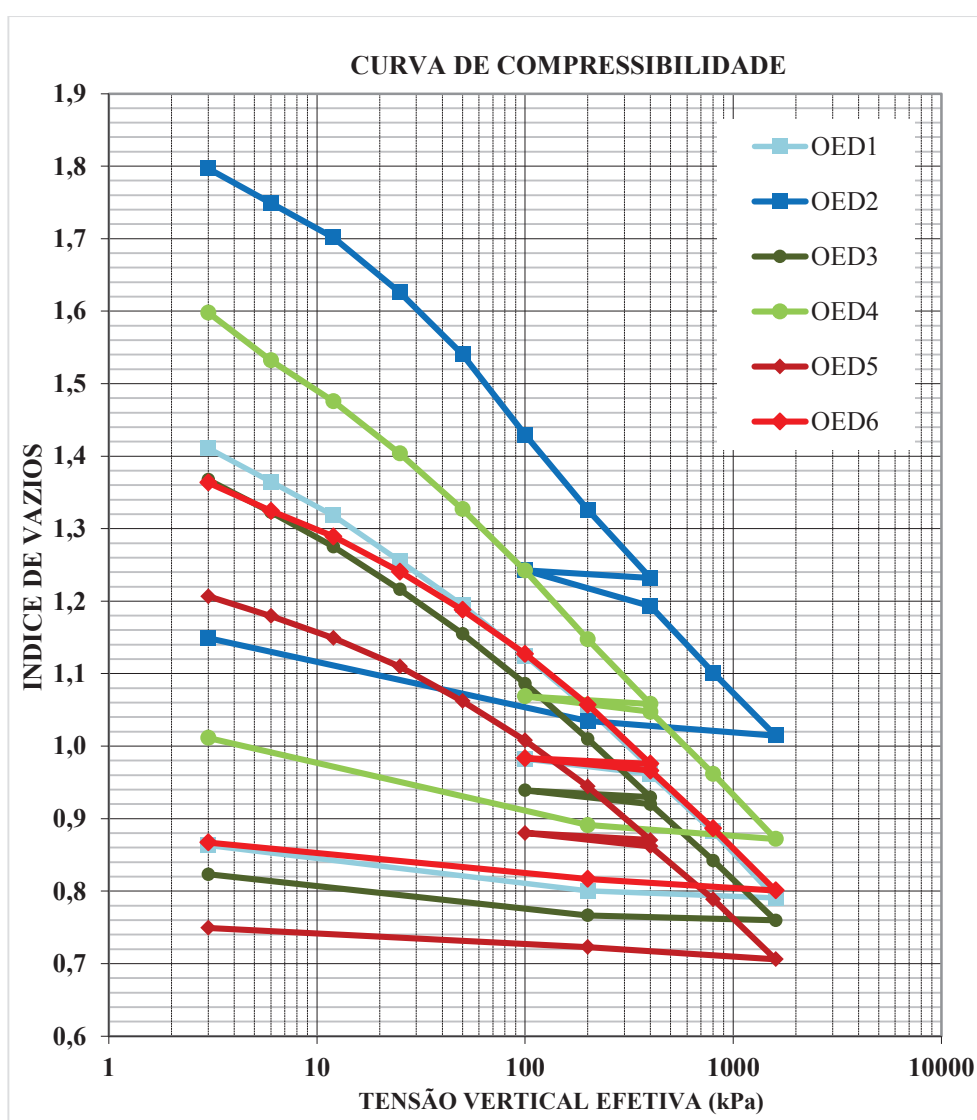


Figura 4-24: Sobreposição das curvas de compressibilidade resultantes dos ensaios edométricos

A Tabela 4-4 mostra os resultados dos índices de compressibilidade (C_c), recompressibilidade (C_r) e expansibilidade (C_s) resultantes dos ensaios edométricos. Como já foi referido

anteriormente não se considerou aplicável a construção de Casagrande e Shmertmann devido às amostras estarem submetidas a tensões inferiores às que foram submetidas no ensaio edométrico, uma vez que as amostras foram sedimentadas e consolidadas sob peso próprio, nunca tendo estado sujeitas a tensões efetivas superiores a 6 kPa. O procedimento para a obtenção dos índices de compressibilidade foi feito passando uma linha tangente à parte reta do ensaio.

Tabela 4-4: Resultados dos índices de compressibilidade, recompressibilidade e expansibilidade resultantes dos ensaios edométricos

Ensaio	Coluna	Posição na coluna	C_c	C_r	C_s
OED1	30%SP	Base	0,293	0,027	0,027
OED2		5 cm de altura	0,340	0,050	0,048
OED3	50%SP	Base	0,274	0,024	0,023
OED4		6 cm de altura	0,305	0,027	0,051
OED5	70%SP	Base	0,257	0,023	0,016
OED6		13 cm de altura	0,269	0,021	0,024

Os rejeitados que apresentavam maiores valores de índices de vazios iniciais, ou seja, maiores teores em água, apresentam uma maior compressibilidade, que é o caso de OED2 e OED4, amostras retiradas nas colunas de 30%SP e 50%SP respetivamente. Por sua vez, OED5 e OED6, amostras que foram retiradas nos extremos da coluna de 70%SP além de se encontrarem sempre com índices de vazios inferiores às restantes amostras apresentam também uma menor compressibilidade. Quanto aos coeficientes de recompressibilidade e expansibilidade, segundo Matos Fernandes (2006), são significativamente inferiores ao de compressibilidade, devendo-se isso ao rearranjo das partículas durante a compressão, o que não acontece na expansão, o que é verificado nos edométricos em estudo. É de notar que amostras com teores em água superiores, OED2 e OED4, apresentam coeficientes de expansibilidade muito superiores aos restantes, sendo que em OED2 o coeficiente de recompressibilidade é também muito superior às restantes amostras.

Tanto estabelecendo uma relação das amostras cravadas na base (OED1, OED3 e OED5), quer comparando as amostras cravadas a maiores alturas nas colunas, (OED2, OED4 e OED6) índices de vazios iniciais (e_0) inferiores (colunas com maiores quantidades de partículas sólidas) conduziram a índices de vazios finais também inferiores, sofrendo menores os assentamentos ao longo dos carregamentos.

Nos seis ensaios edométricos o c_v não sofre grandes oscilações ao longo dos ensaios, por norma tem tendência a crescer ligeiramente durante os primeiros três escalões, mantendo-se praticamente constante nos seguintes quatro e a ter uma pequena descida após o ciclo de

descarga-carga, referente aos dois últimos escalões de tensão dos ensaios. Por sua vez, a_v e m_v , diminuem ao longo dos ensaios e apresentam uma tendência praticamente retilínea, enquanto E_{oed} aumenta com o a tensão aplicada para todos os ensaios edométricos realizados nas colunas e como referido anteriormente apresenta uma tendência retilínea.

O coeficiente de permeabilidade, k , tem tendência a diminuir com o aumento da tensão, nos seis ensaios edométricos realizados, apresentando valores compreendidos entre 10^{-7} e 10^{-9} m/s, correspondentes a solos pouco permeáveis a praticamente impermeáveis, valores típicos de siltes e argilas.

É notório a existência de valores de permeabilidade superiores, na ordem entre 10^{-7} a 10^{-9} m/s, nas colunas de 30%SP e 50%SP, onde existe segregação. Nessas duas colunas é possível referir dois fatores importantes que podem influenciar a permeabilidade ao longo da coluna. Por norma, as camadas mais profundas encontram-se sujeitas a maiores tensões e apresentam índices de vazios menores, sendo mais impermeáveis que as restantes, no entanto, a ocorrência de segregação das partículas leva a que as partículas mais grossas e mais permeáveis se encontrem depositadas na base. Os dois aspetos referidos têm influência no comportamento das colunas uma vez que, na fase inicial de ensaio, na coluna 30%SP, OED1 é mais permeável que OED2, mas por sua vez, na coluna com 50%SP os valores de permeabilidade inicial das duas amostras são praticamente coincidentes, sendo OED3 apenas ligeiramente mais impermeável que OED4.

Na coluna de 70%SP, onde a sedimentação é condicionada, a ordem é entre 10^{-8} e 10^{-9} m/s, sendo a camada que se encontra na base da coluna (EOD5) mais impermeável no início do ensaio que a camada perto da superfície (OED6). Visto que não ocorre segregação, verifica-se que a camada sujeita a maior tensão se apresenta mais impermeável no início do ensaio. No entanto, como a amostra OED6 apresenta um valor inferior de permeabilidade no escalão de 6 kPa em relação ao de 12 kPa que corresponderá, provavelmente, a um ajuste da amostra ao anel edométrico, é verificada uma maior diferença no coeficiente de permeabilidade no primeiro escalão para as duas amostras (OED5 e OED6) do que nos escalões de carga seguintes. Por observação dos escalões seguintes, a permeabilidade em OED5 e OED6 no primeiro escalão de tensão, provavelmente, não seria tão distante como a obtida.

Na Figura 4-25, encontra-se representada, em escala logarítmica, a sobreposição da relação da permeabilidade com o a tensão aplicada.

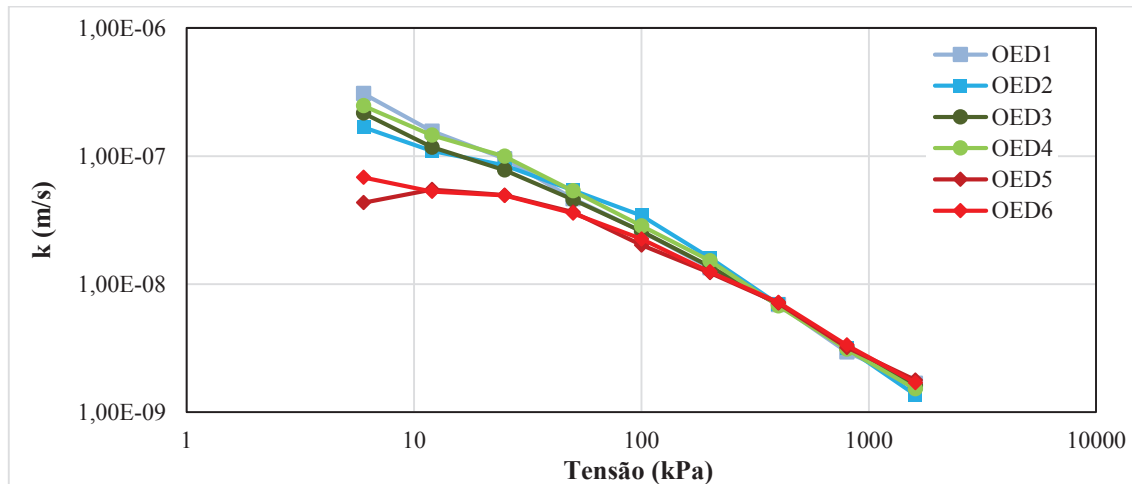


Figura 4-25: Comparação da relação de k com σ para os diferentes ensaios edométricos

É possível concluir, por análise da Figura 4-25, que independentemente da quantidade de partículas sólidas iniciais, 30%, 50% ou 70%, a permeabilidade do solo começa a aproximar-se com o nível de tensão, sendo coincidente a partir de uma tensão de cerca de 400 kPa.

Na Figura 4-26, encontra-se representada a relação da permeabilidade com o índice de vazios das amostras.

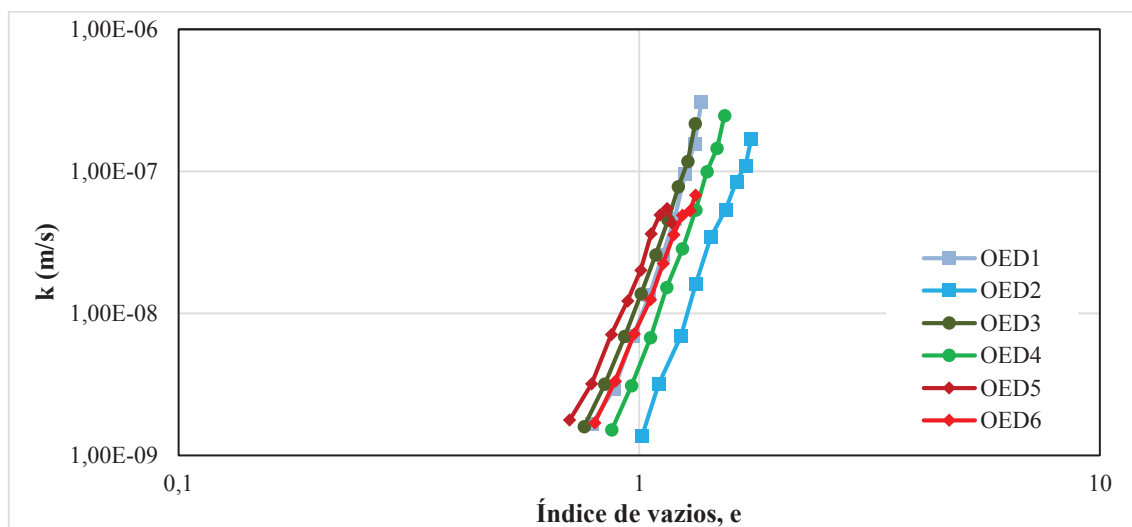


Figura 4-26: Comparação da relação de k com e para os diferentes ensaios edométricos

A relação entre a permeabilidade e o índice de vazios é praticamente linear apresentando uma tendência retilínea semelhante mesmo para quantidades de partículas sólidas diferentes, retirando o tramo inicial do ensaio OED5 que, como já foi referido, corresponderá a ajustes da amostra ao anel edométrico. A permeabilidade diminui à medida que o índice de vazios também diminui.

4.5 Ensaio de carregamento

Este ensaio teve como objetivo efetuar carregamentos dentro da coluna após terminada a sedimentação e consolidação devida ao peso próprio.

4.5.1 Procedimento

Neste ensaio experimental utilizaram-se duas colunas de acrílico semelhantes às utilizadas em 4.2, com uma secção transversal de 7,45 cm, em que uma possui uma altura de 1 metro e outra de 2 metros. A coluna de 2 metros foi obtida pela ligação de duas colunas com um metro de altura.

Para este ensaio, utilizou-se uma mistura com uma percentagem de partículas sólidas de 70%. Na coluna com 1 metro de altura, encheu-se com a mistura até aos 91,1 cm de altura (Figura 4-27.a)), e registaram-se os assentamentos sofridos durante o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, que demorou aproximadamente 10 dias (Figura 4-27.b)). De seguida, procedeu-se à avaliação do índice de vazios em altura pelo corte, com o auxílio de um fio de arame, de fatias com cerca de 1 cm de espessura em diferentes alturas da coluna, à semelhança do que tinha sido efetuado em 4.2. Este método permite determinar o teor em água da amostra e com isso o seu índice de vazios.



Figura 4-27: Estudo do processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio: a) início do processo; b) fim do processo

Antes de se iniciar o processo foi feito o cálculo da altura que o solo iria apresentar no início do ensaio, de acordo com a massa de solo e água utilizada. Segundo as previsões, a altura que o solo deveria ter dentro da coluna no início do ensaio era de 90 cm, no entanto a altura que se obteve foi de 91,1 cm. Essa pequena variação é explicada pela formação de algumas bolhas de ar durante o processo de enchimento da coluna, como se pode observar na Figura 4-28.



Figura 4-28: Bolhas de ar formadas durante a deposição no interior da coluna.

Para a coluna com 2 metros de altura efetuou-se exatamente o mesmo procedimento que para a coluna de 1 metro, mas após concluída a sedimentação e a consolidação efetuaram-se três carregamentos no material da coluna. Foi colocado um geotêxtil entre os rejeitados e os carregamentos de forma a tornar mais fácil a medição dos assentamentos. Os carregamentos foram feitos separadamente, ou seja, efetuou-se um carregamento registrando-se os assentamentos diariamente. Só ao fim de 6 dias, quando já não se registaram aumentos de assentamento, se colocou uma nova camada. Os carregamentos foram efetuados com areia, sendo a quantidade de areia utilizada a mesma nos três (Figura 4-29). Após os três carregamentos e terminada a consolidação estudou-se a variação do índice de vazios em altura tal como descrito para a coluna de 1 metro.

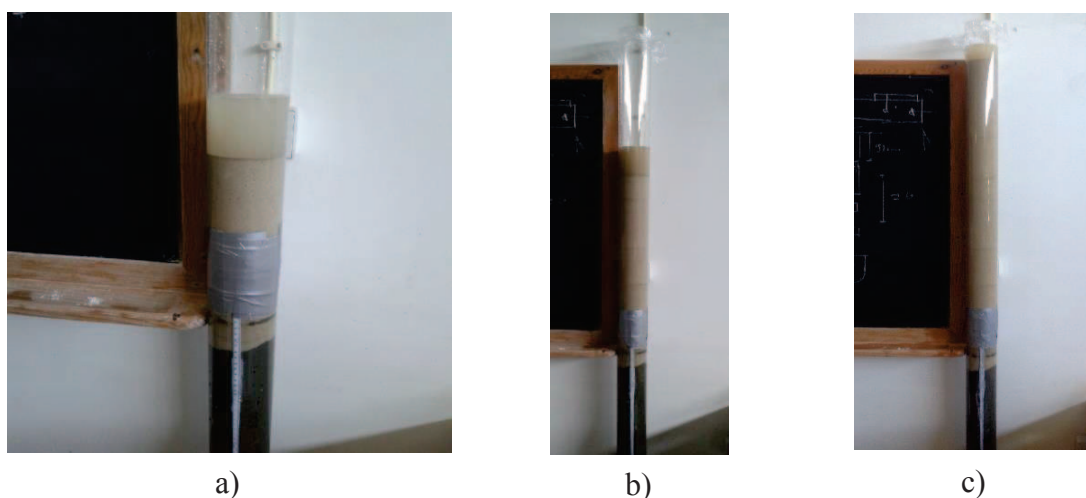


Figura 4-29: Carregamento da coluna: a) primeiro carregamento; b) segundo carregamento; c) terceiro carregamento

4.5.2 Resultados e conclusões

Os resultados das colunas de sedimentação e consolidação do solo no interior das colunas, são representados em assentamentos ao longo do tempo na Figura 4-30 e em índice de vazios médio ao longo do tempo na Figura 4-31. Os resultados referentes à Coluna 1, são correspondentes à primeira coluna efetuada, com 1 metro de altura, em que apenas se analisou o processo de sedimentação e consolidação por ação do peso próprio. Por sua vez os resultados referentes à Coluna 2 são correspondentes à segunda coluna realizada, com 2 metros de altura, em que se estudou não só o processo de sedimentação e consolidação como também a aplicação dos três carregamentos.

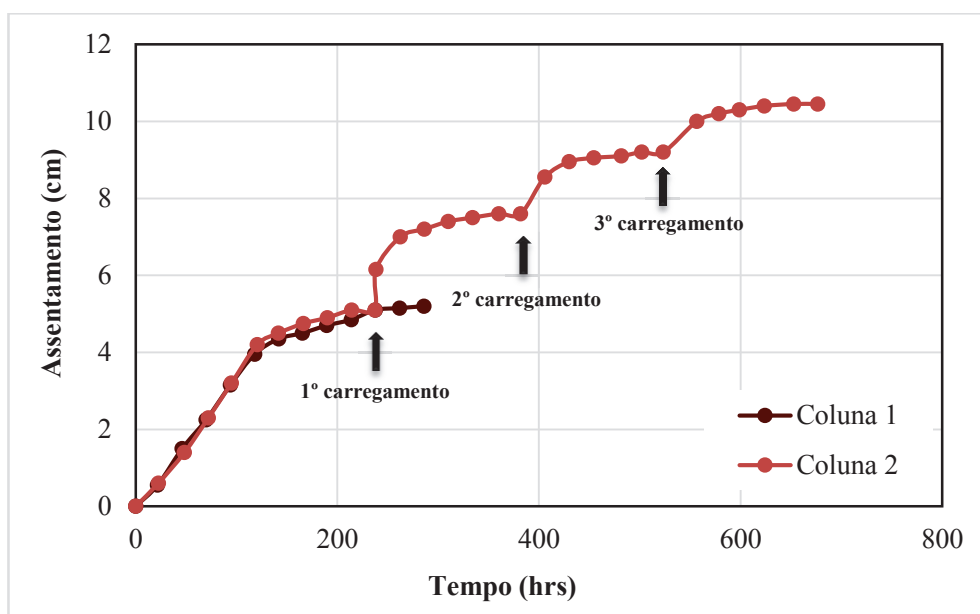


Figura 4-30: Assentamentos totais na Coluna 1 e Coluna 2

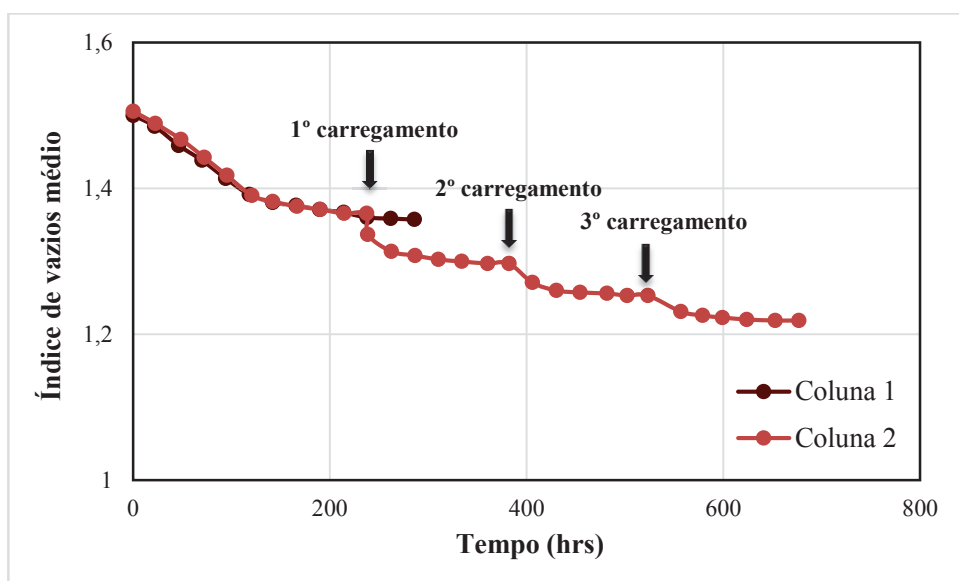


Figura 4-31: Evolução do índice de vazios médio na Coluna 1 e Coluna 2

Na coluna 1 os assentamentos sofridos, ou seja, os assentamentos totais por sedimentação e consolidação por ação do peso próprio foram de 5,2 cm, por sua vez, os assentamentos totais pelo mesmo processo na coluna 2 foram de 5,1 cm, sendo o processo consistente. Por sua vez, o assentamento total resultante dos carregamentos aplicados na coluna 2 foram de 5,35 cm. Os assentamentos registados na coluna foram diminuindo com o carregamento, ou seja, o primeiro carregamento provocou um assentamento de 2,5 cm, superior ao segundo que foi de 1,6 cm. O último carregamento provocou o menor assentamento, de 1,25 cm.

Na Figura 4-32, encontra-se representado graficamente a variação do índice de vazios ao longo da altura das colunas. Essa variação corresponde, na Coluna 1, aos índices de vazios obtidos após concluído o processo de sedimentação e consolidação por ação do peso próprio. Por sua vez, os resultados referentes à Coluna 2, correspondem aos índices de vazios obtidos após o processo de sedimentação e consolidação por ação do peso próprio e dos três carregamentos efetuados no material da coluna.

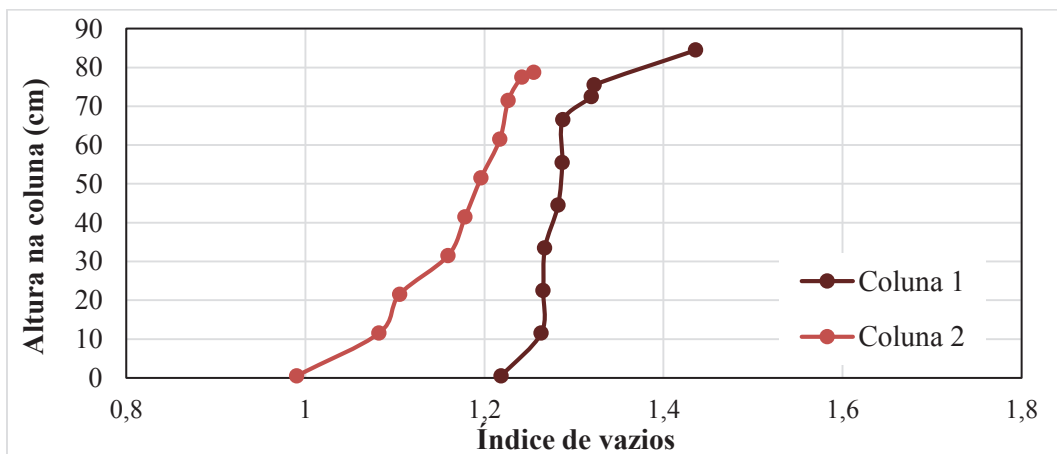


Figura 4-32: Variação do índice de vazios em altura para a Coluna 1 e para a Coluna 2

Em relação ao processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, é possível estabelecer uma comparação referente aos assentamentos e índices de vazios obtidos neste ensaio e no ensaio experimental realizado em 4.2, em que também se realizou uma coluna com 70% de partículas sólidas mas com uma espessura da camada mais reduzida, cerca de 17 cm. Pela comparação dos resultados obtidos chegou-se às seguintes conclusões:

- A camada mais espessa teve maiores assentamentos totais;
- O tempo necessário para que os rejeitados terminassem de assentar foi maior para a coluna com maior espessura, ou seja, a camada mais fina sedimentou e consolidou mais rápido do que a camada mais espessa. Este efeito pode ser explicado devido às camadas mais finas possuírem um caminho de drenagem mais curto, o que leva a uma mais rápida libertação de água dos poros;
- Os índices de vazios relativos às camadas mais próxima da base das colunas revelaram-se próximos, sendo os índices de vazios perto da superfície mais elevados para a camada mais espessa.

Pela análise da Figura 4-32, os índices de vazios ao longo da coluna 1, após o processo de sedimentação e consolidação, apresentam-se não muito variáveis em altura, retirando nas camadas junto à superfície que apresentam um índice de vazios mais elevado. Por sua vez, após a aplicação dos carregamentos (coluna 2) o índice de vazios apresenta-se mais variável ao longo da altura, principalmente nas camadas mais profundas, que foram as que sofreram uma maior redução do índice de vazios após a aplicação dos carregamentos, uma vez que se encontram sujeitas a uma maior tensão. Por sua vez, na coluna 2 as camadas mais perto da superfície apresentam um índice de vazios menos variável em relação às camadas anteriores do que o que se tinha verificado antes dos carregamentos, ou seja, na coluna 1.

5. Modelação numérica

É possível efetuar uma avaliação dos assentamentos utilizando uma simulação de elementos finitos. Cada vez mais o método de elementos finitos (MEF) é utilizado para a resolução de projetos. A capacidade de simular diversas condições de fronteira e a utilização de diversas sucessões de fases construtivas assim como de modelos a adotar tornou este método muito útil na resolução de problemas geotécnicos. O modelo proposto foi realizado com o auxílio do programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 8.2.

Esta secção apresenta a realização de três modelos de simulação. A primeira parte teve como objetivo realizar uma verificação teórica. Realizou-se um modelo semelhante aos que se iam realizar posteriormente, com os mesmo parâmetros e condições, mas mais simples de forma a ser possível o seu cálculo teoricamente, para perceber se os parâmetros estavam a ser corretamente introduzidos no *software*. Posteriormente, realizou-se a modelação numérica do ensaio de carregamento, presente no subcapítulo 4.5. Este modelo será submetido aos mesmos carregamentos efetuados no ensaio experimental e serão comparados os assentamentos obtidos experimentalmente e por simulação no PLAXIS. Por fim, realizou-se um modelo com vista a simular uma barragem de rejeitados, com duas hipóteses de deposição de rejeitados.

Para os três modelos realizados existem parâmetros que não foram determinados pelos ensaios experimentais realizados nesta dissertação. Adotaram-se os valores presentes na Tabela 5-1. Estes foram assumidos com base nas recomendações feitas por Blight (2010) para o ângulo de atrito (ϕ), para o ângulo de dilatância (ψ) e para a coesão (c). O ângulo de dilatância foi obtido pela expressão (5-1). Por sua vez, o coeficiente de impulso em repouso (K_0^{nc}) foi calculado com base na expressão (5-2).

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (5-1)$$

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \phi \quad (5-2)$$

Tabela 5-1: Parâmetros assumidos nos modelos efetuados

Parâmetro	Nome	Unidade	Valor
Coesão	c	KN/m ²	0,01
Ângulo de atrito	ϕ	°	35
Ângulo de dilatância	ψ	°	5
Coefficiente de Poisson	ν_{ur}	-	0,25
Coefficiente de impulso em repouso	K_0^{nc}	-	0,426

O modelo geométrico corresponde à simulação de uma coluna de sedimentação e consolidação, em que se utilizou o modelo axissimétrico, com elementos triangulares de 15 nós. Uma vez que o solo é considerado um solo mole, para todas as camadas, utilizou-se o modelo “*soft soil*”.

5.1 Validação do modelo

Antes de se proceder aos modelos mais complexos foi efetuado um modelo simplificado no PLAXIS que tem como objetivo a validação dos dados introduzidos pela comparação dos resultados com a sua resolução na forma de exercício teórico. Esta metodologia foi adotada uma vez que os modelos posteriores eram demasiado complexos para resolver na forma de exercício teórico. Esta análise simplificada permite entender o modelo numérico e perceber se este está a ser corretamente introduzido no programa.

Os índices, presentes na Tabela 5-2, foram os utilizados para a validação do modelo. Alguns deles foram assumidos de forma a simplificar o modelo teórico, como é o caso do peso volúmico saturado. O índice de vazios foi retirado de uma das camadas do ensaio em que se fatiou o material da coluna para se determinar o teor em água e o índice de vazios. Por sua vez os valores correspondentes ao índice de compressibilidade e recompressibilidade foram obtidos pela média dos valores obtidos dos dois ensaios edométricos realizados na coluna de 70%SP. O valor utilizado para a permeabilidade foi obtido através dos ensaios edométricos realizados, pelo cálculo da tensão efetiva no ponto médio da camada.

Tabela 5-2: Parâmetros utilizados na validação do modelo

Parâmetros	Nome	Unidade	Valor
Peso volúmico saturado	γ_{sat}	KN/m ³	21
Índice de compressibilidade	C_c	-	0,26
Índice de expansibilidade	C_s	-	0,02
Índice de vazios inicial	e_{init}	-	1,219
Permeabilidade na direção vertical	k_y	m/d	0,0048
Permeabilidade na direção horizontal	k_x	m/d	0,0048

5.1.1 Cálculo teórico

Este modelo teórico tem como finalidade simular uma coluna, em que se efetuam carregamentos, à semelhança dos modelos seguintes, mas que é apenas constituída por uma camada para simplificar os cenários de cálculo (Figura 5-1). A carga que se aplicou corresponde a 4 kPa. Neste passo, calculou-se as tensões totais, pressões neutras e tensões efetivas no estado de repouso, imediatamente após a colocação da carga, 3 dias depois da colocação da carga e 6 dias após a colocação da carga.

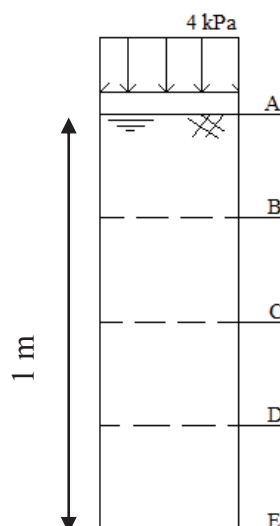


Figura 5-1: Esquema simplificado do modelo de validação

- **Estado de repouso:**

As expressões utilizadas para o cálculo, foram:

$$\sigma_0 = z \times \gamma \quad (5-3)$$

$$u_0 = z \times \gamma_w \quad (5-4)$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0 \quad (5-5)$$

em que:

- σ_0 é a tensão inicial do solo;
- u_0 é a tensão de água nos poros do solo em situação de repouso;

- σ'_0 é a tensão efetiva inicial do solo;
- γ_w é o peso volúmico da água: 9,81 KN/m³;
- z é a espessura da camada de solo (como o nível freático se encontra à superfície esta variável corresponde também à altura de água).

- **Imediatamente após a carga:**

Segundo a Teoria de Terzaghi, no instante em que se aplica uma carga ao solo esta é totalmente suportada pela água. Não há acréscimo de tensões efetivas. As expressões utilizadas para o cálculo, foram:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + Q \quad (5-6)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 \quad (5-7)$$

$$u_1 = \sigma_1 - \sigma'_1 \quad (5-8)$$

em que:

- σ_1 é a tensão total do solo imediatamente após a aplicação da carga;
- σ'_1 é a tensão efetiva no solo imediatamente após a colocação da carga;
- u_1 é a tensão de água nos poros imediatamente após a colocação da carga;
- Q é a carga aplicada no solo: 4 kPa;

- **Três dias após a colocação da carga**

As expressões utilizadas para o cálculo, foram:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \quad (5-9)$$

$$u_2 = u_0 + u_e(3\text{dias}) \quad (5-10)$$

$$\sigma'_2 = \sigma_2 - \mu_2 \quad (5-11)$$

em que:

- σ_2 é a tensão total no solo três dias após a colocação da carga;
- u_2 é a tensão de água nos poros do solo três dias após a colocação da carga;
- σ'_2 é a tensão efetiva no solo três dias após a colocação da carga;
- $u_e(3\text{dias})$ é o acréscimo da tensão de água nos poros três dias após a colocação da carga.

O cálculo de $u_e(3\text{dias})$ consiste em calcular o fator tempo (T), conhecendo o c_v que foi obtido pela média dos dois ensaios edométricos realizados na coluna com 70%SP. Sendo o valor de c_v correspondente a $1,1 \times 10^{-6}$ m²/s aplica-se a expressão (5-12).

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (5-12)$$

em que:

- T é o fator tempo;
- c_v é o coeficiente de consolidação vertical: $1,1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- t é o tempo real (3 dias);
- H corresponde à maior distância que uma partícula de água tem de percorrer para abandonar o estrato em consolidação, uma vez que a coluna apenas possui uma fronteira drenante, $H=1$ metro.

Aplicando a expressão (5-12) T é igual a 0,29. Por aplicação da Figura 5-2 retiram-se os valores de $u_c(t)/u_c(0)$.

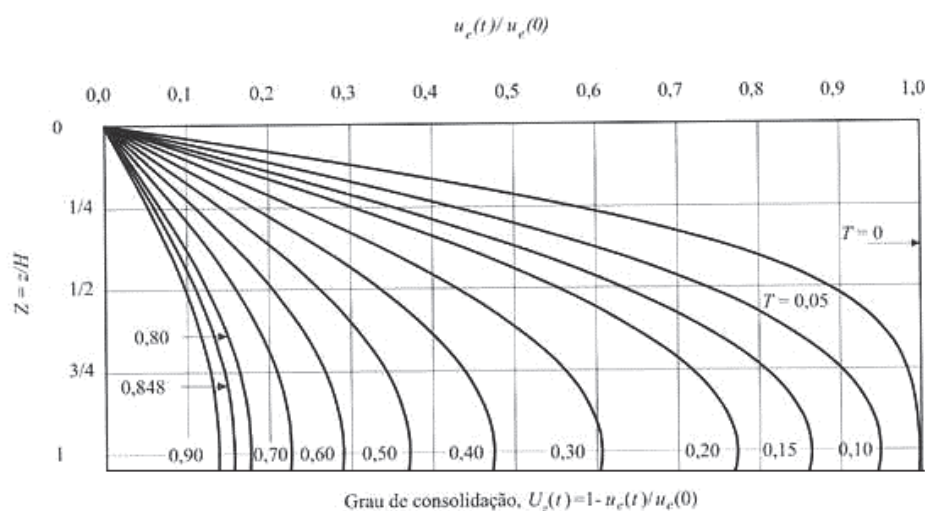


Figura 5-2: Solução da equação de consolidação para o caso de uma fronteira drenante (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

• **Seis dias após a aplicação da carga**

Aplicando o mesmo procedimento que para o ponto anterior, alterando o facto de que $T=0,57$ e u_c (6dias), obtém-se os valores das tensões no solo seis dias após a aplicação da carga.

Apresenta-se na Tabela 5-3, os resultados obtidos da resolução do problema teórico correspondentes às fases calculadas.

Tabela 5-3: Resultados obtidos no cálculo teórico para a validação do modelo

Ponto	Cota (m)	Repouso			Imediatamente após a carga			Três dias após o carregamento			Seis dias após o carregamento		
		σ_0 (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_0 (kPa)	σ_1 (kPa)	u_1 (kPa)	σ'_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	u_2 (kPa)	σ'_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	u_3 (kPa)	σ'_3 (kPa)
A	0	0	0	0	4	4	0	4	0	4	4	0	4
B	0,25	5,25	2,5	2,75	9,25	6,5	2,75	9,25	3,5	5,75	9,25	2,98	6,27
C	0,5	10,5	5	5,5	14,5	9	5,5	14,5	6,84	7,66	14,5	5,92	8,58
D	0,75	15,75	7,5	8,25	19,75	11,5	8,25	19,75	9,82	9,93	19,75	8,62	11,13
E	1	21	10	11	25	14	11	25	12,52	12,48	25	11,36	13,64

5.1.2 Simulação numérica

Na Figura 5-3, apresenta-se o modelo resultante da modelação no PLAXIS. De acordo com o proposto o nível freático encontra-se à superfície da camada do solo. Os parâmetros introduzidos correspondem aos que se encontram na Tabela 5-1 e na Tabela 5-2.

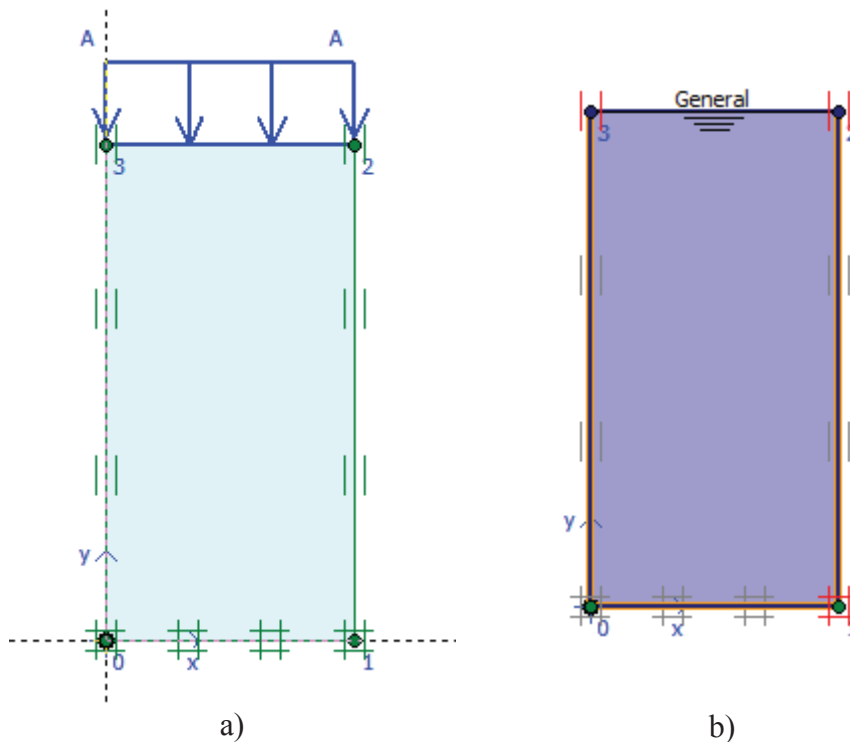


Figura 5-3: Modelo numérico de validação: a) geometria do modelo; b) condições iniciais impostas

O *software* PLAXIS apresenta, em análise ao problema proposto uma grande extensão de resultados que podem ser extraídos. Para o problema exposto, apenas foram retirados do programa os necessários para comparação dos resultados obtidos no problema teórico, resultando a Tabela 5-4. Os valores referentes às cotas da coluna considerada para a análise na forma de problema teórico nem sempre eram fornecidas diretamente, sendo retiradas por interpolação.

Tabela 5-4: Resultados retirados do PLAXIS para a validação do modelo

Ponto	Cota (m)	Repouso			Imediatamente após a carga			Três dias após o carregamento			Seis dias após o carregamento		
		σ_0 (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_0 (kPa)	σ_1 (kPa)	u_1 (kPa)	σ'_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	u_2 (kPa)	σ'_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	u_3 (kPa)	σ'_3 (kPa)
A	0	0,00	0,00	0,00	4,04	0,00	4,04	4,00	0,00	4,00	4,00	0,00	4,00
B	0,25	5,25	2,50	2,75	9,24	6,01	3,24	9,25	3,71	5,55	9,26	3,17	6,08
C	0,5	10,50	5,00	5,50	14,50	8,93	5,57	14,50	7,28	7,22	14,51	6,19	8,32
D	0,75	15,75	7,50	8,25	19,75	11,49	8,27	19,75	10,38	9,37	19,75	9,00	10,76
E	1	21,00	10,00	11,00	25,00	13,99	11,01	25,00	13,05	11,94	25,01	11,60	13,41

5.1.3 Conclusões

A comparação dos resultados obtidos no cálculo teórico e com a modelação no PLAXIS encontram-se representados graficamente na Figura 5-4.

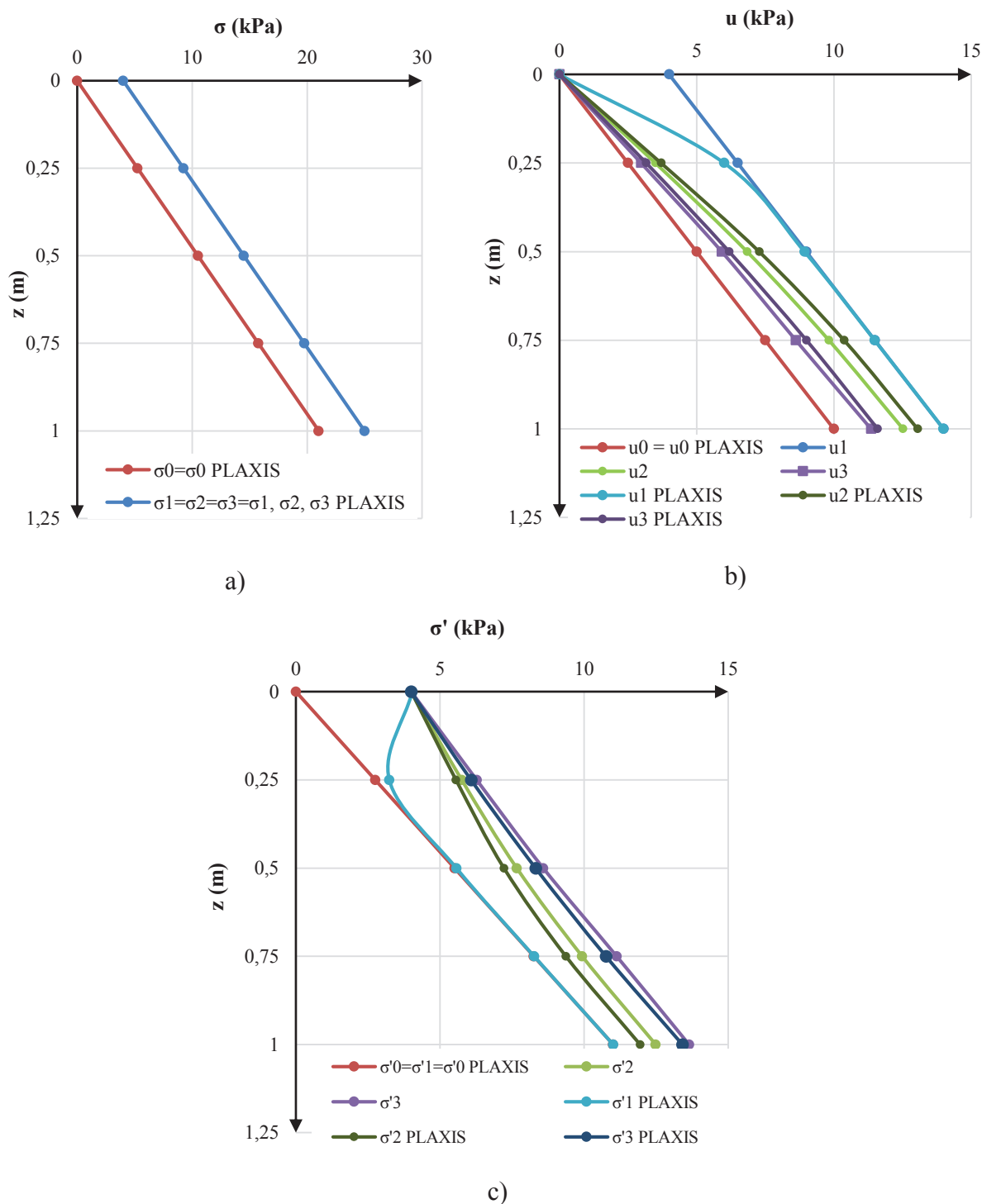


Figura 5-4: Comparação das distribuições de tensões no solo entre o cálculo teórico e a modelação no PLAXIS: a) tensões totais; b) pressões neutras; c) tensões efetivas

Os resultados obtidos no estado de repouso entre o cálculo teórico e por simulação no PLAXIS são coincidentes. Por sua vez, após a aplicação da carga já se registam algumas diferenças, relativamente aos valores obtidos para a pressão neutra (u_1) e a tensão efetiva (σ'_1). Estas diferenças são devidas ao programa considerar que no ponto A (cota 0 metros) o excesso de pressão de água nos poros, por aplicação da carga, se dissipa imediatamente o que não se considera no cálculo teórico. As diferenças mais significativas encontram-se nos resultados referentes aos três e seis dias após o carregamento, muito provavelmente causadas pelo diferente método para a obtenção do c_v , uma vez que no exercício teórico ele foi obtido dos dois ensaios edométricos realizados na coluna de 70%SP e este não é um dado introduzido diretamente no *software*. A obtenção do c_v pelo *software* é feita por alguma relação entre os parâmetros que são introduzidos no modelo “*soft soil*”. É possível visualizar que a diferença nos resultados teóricos e por simulação do PLAXIS diminuem dos três dias carga em relação aos seis dias após a colocação da carga.

5.2 Simulação da coluna

5.2.1 Modelo numérico proposto

O modelo geométrico adotado encontra-se presente na Figura 5-5, em que se encontram também indicadas as condições iniciais, bem como a representação da carga aplicada.

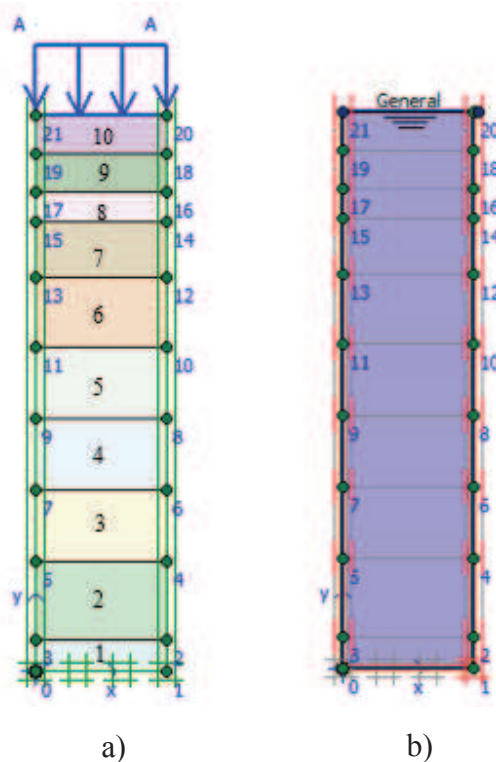


Figura 5-5: Modelo geométrico adotado: a) geometria do modelo; b) condições iniciais impostas

As dimensões consideradas para o modelo foram a altura de solo na coluna 1 após a sedimentação e consolidação por ação do peso próprio, ou seja, 0,859 m sendo que a direção horizontal da coluna não influencia os resultados. À semelhança do ensaio experimental, o nível freático é considerado à superfície da camada. Utilizaram-se os valores dos índices de vazios obtidos na coluna 1, apresentado no subcapítulo 4.5, após o processo de sedimentação e consolidação por ação do peso próprio. Esses índices de vazios vão definir as diferentes camadas da coluna utilizadas neste modelo, resultando numa coluna com dez camadas distintas. Por sua vez, características como o peso volúmico seco (γ_{unsat}) e o peso volúmico saturado (γ_{sat}), foram calculadas pela aplicação das fórmulas (5-13) e (5-14). Os valores referentes à permeabilidade (k_x e k_y), índice de compressibilidade (C_c) e expansibilidade (C_s) foram obtidos pela média dos resultados dos ensaios edométricos realizados na coluna com 70%SP presente em 4.4. Os parâmetros anteriores foram calculados em relação ao ponto médio de cada camada. Os valores introduzidos no software encontram-se presentes na Tabela 5-5.

$$\gamma_{sat} = \frac{G\gamma_w + \gamma_w Se}{1 + e} \quad (5-13)$$

$$\gamma_{unsat} = \frac{G\gamma_w}{1 + e} \quad (5-14)$$

Tabela 5-5: Parâmetros introduzidos na modelação da coluna no PLAXIS

Parâmetro	Camadas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Espessura (m)	0,05	0,12	0,11	0,11	0,11	0,11	0,085	0,045	0,06	0,059
γ_{unsat} (KN/m ³)	15,16	14,87	14,85	14,84	14,75	14,71	14,71	14,71	14,48	13,70
γ_{sat} (KN/m ³)	20,55	20,34	20,33	20,33	20,26	20,23	20,23	20,23	20,00	19,52
k_x (m/dia)	0,00529	0,00549	0,00576	0,00601	0,00627	0,00652	0,00674	0,00689	0,00701	0,00714
k_y (m/dia)	0,00529	0,00549	0,00576	0,00601	0,00627	0,00652	0,00674	0,00689	0,00701	0,00714
C_c	0,26									
C_s	0,02									
e_0	1,219	1,263	1,266	1,267	1,282	1,287	1,288	1,288	1,323	1,456

É de salientar que a contagem das camadas é feita da base para o topo da coluna, encontrando-se a numeração das camadas na Figura 5-5.

5.2.2 Cenários de cálculo

Para o modelo proposto consideraram-se sete fases de cálculo:

- Fase 0 - Repouso
- Fase 1 - Primeiro carregamento efetuado na coluna: 2,75 kPa ($t=0,03$ dias=43,2 min);

- Fase 3 - Consolidação (t=5,97 dias);
- Fase 4 - Segundo carregamento: 5,5 kPa (t=0,03 dias);
- Fase 5 - Consolidação (t=5,97 dias);
- Fase 6 – Terceiro e último carregamento: 8,25 kPa (t=0,03 dias);
- Fase 7 – Consolidação (t=5,97 dias).

5.2.3 Resultados e conclusões

Os resultados, obtidos no *software* PLAXIS, relevantes para o problema em análise encontram-se na Figura 5-6 e na Figura 5-7. Na Figura 5-6 já se encontra presente a sobreposição das curvas dos assentamentos obtida experimentalmente, enquanto na Figura 5-7 encontra-se presente a representação gráfica do excesso de pressão neutra na base da coluna.

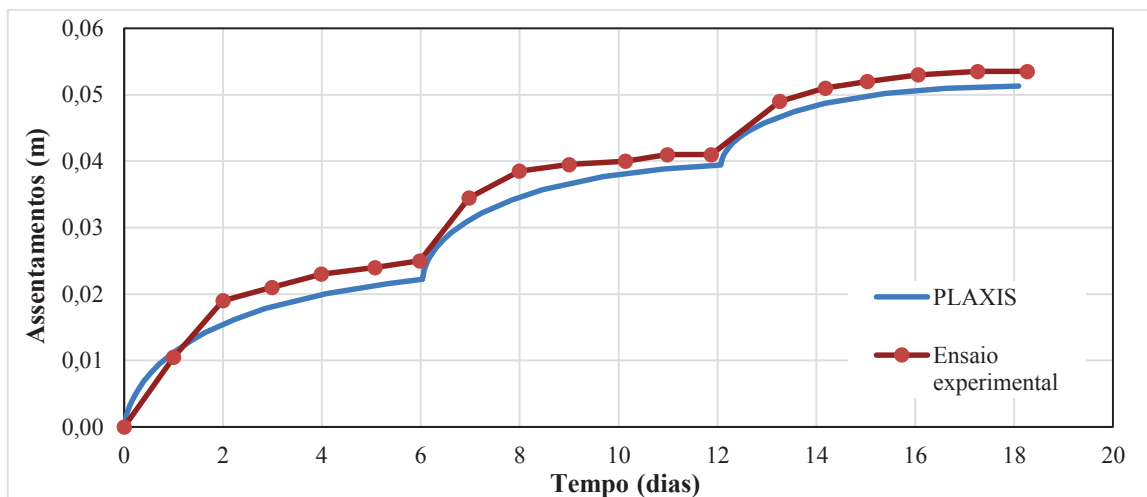


Figura 5-6: Resultados dos assentamentos na coluna no PLAXIS e comparação com os resultados obtidos experimentalmente

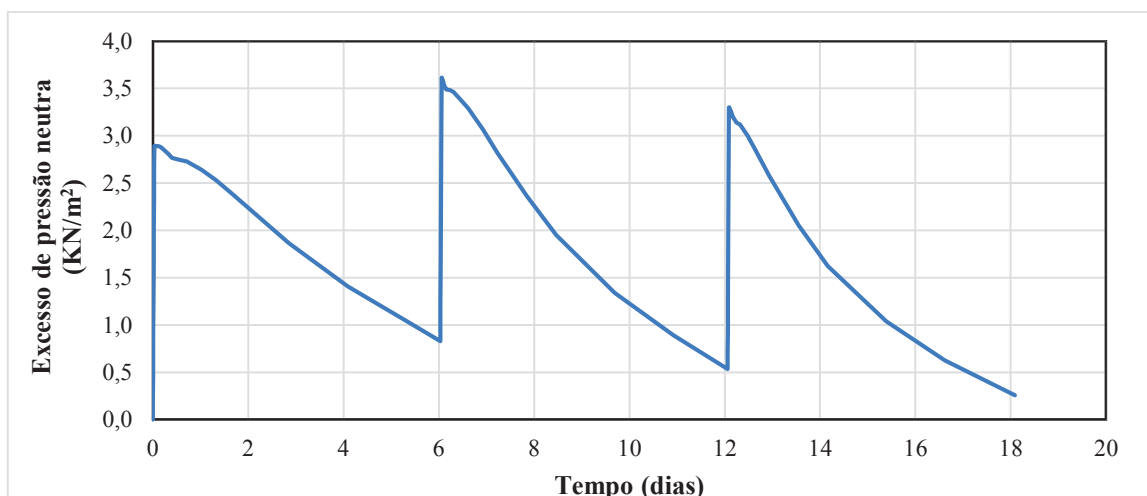


Figura 5-7: Resultados relativos ao excesso de pressão neutra por simulação no PLAXIS

Os resultados obtidos para os assentamentos na modelação utilizando o *software* PLAXIS revelam-se próximos dos obtidos experimentalmente. O assentamento obtido para o modelo no PLAXIS é de 0,0513 m enquanto no ensaio experimental foi de 0,0535 m. As ligeiras diferenças podem advir de várias causas, entre as quais:

- A permeabilidade foi obtida pelo ensaio edométrico, que não é o método mais indicado para a obtenção da permeabilidade;
- No ensaio experimental, tanto na colocação do geotêxtil que separou o solo dos carregamentos com areia, como quando se efetuavam os carregamentos, a coluna esteve sujeita a algumas vibrações que podem provocar alguma perturbação no material;
- Alguns coeficientes que foram admitidos, como por exemplo, o Coeficiente de Poisson.

Quanto à pressão neutra esta encontra-se praticamente dissipada no momento de colocação dos novos carregamentos.

5.3 Simulação de um depósito de rejeitados

5.3.1 Modelo numérico proposto

Foi efetuado um modelo simplificado para simular uma barragem de rejeitados, ou seja, no modelo presente em 5.2.1, considerou-se que existiam mais 15 metros de solo por baixo do modelo numérico da coluna (Figura 5-8).

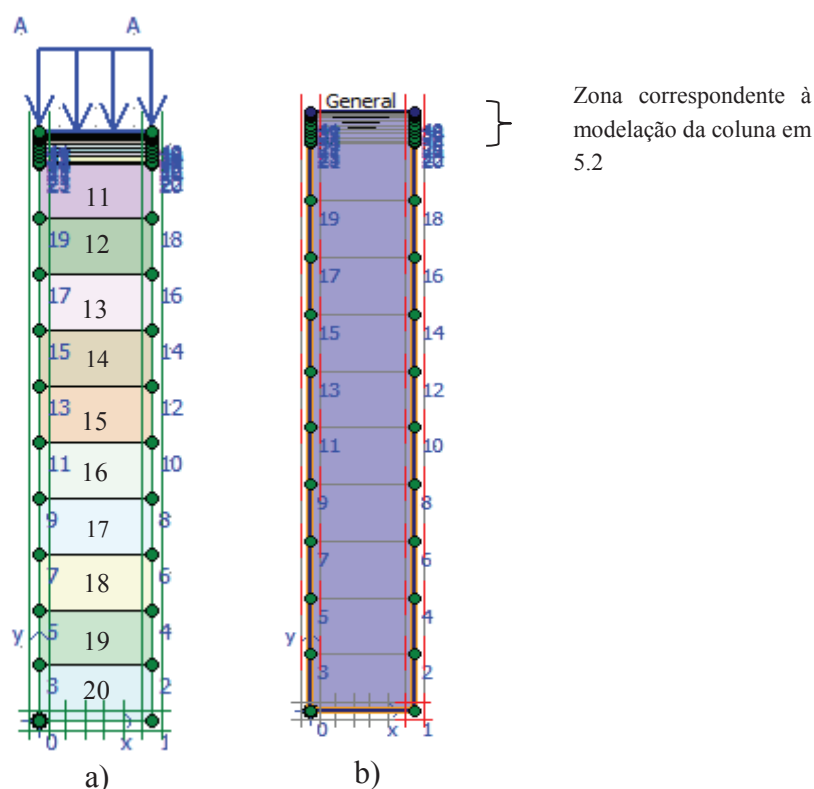


Figura 5-8: Modelo adotado para a simulação da barragem: a) geometria; b) condições iniciais

Os 15 metros foram considerados divididos em 10 camadas de 1,5 metros. Para a obtenção dos parâmetros como a tensão efetiva no ponto médio, o índice de vazios, a permeabilidade e o peso volúmico saturado de cada camada optou-se por realizar um processo iterativo (2 iterações), presentes na Tabela 5-6 e Tabela 5-7. A primeira iteração foi realizada considerando que γ_{sat} era de 20 KN/m³ em todas as camadas para se proceder ao cálculo da tensão efetiva, σ'_v . Com o valor de σ'_v recorreu-se aos resultados obtidos nos ensaios edométricos de 70%SP para o cálculo do índice de vazios médio de cada camada e a permeabilidade. Por sua vez, com os valores obtidos efetuou-se novamente o cálculo do γ_{sat} para cada camada. A segunda iteração foi realizada efetuando os mesmos passos mas considerando os γ_{sat} obtidos na primeira iteração. Os valores presentes na Tabela 5-7 foram os utilizados para introdução no PLAXIS. A tensão efetiva, σ'_v , já tem em conta a tensão provocada pelas camadas da coluna do modelo presente em 5.2.

Tabela 5-6: Primeira iteração para a obtenção dos parâmetros para introdução no PLAXIS

Camada	σ'_v (kPa)	e	k (m/d)	γ_{sat} (KN/m ³)
11	16,32	1,136	4,46E-03	20,97
12	31,61	1,098	3,95E-03	21,18
13	46,89	1,063	3,24E-03	21,37
14	62,18	1,049	2,81E-03	21,44
15	77,46	1,033	2,46E-03	21,54
16	92,75	1,016	2,11E-03	21,63
17	108,03	1,003	1,87E-03	21,71
18	123,32	0,993	1,74E-03	21,77
19	138,60	0,984	1,61E-03	21,83
20	153,89	0,974	1,48E-03	21,89

Tabela 5-7: Segunda iteração para a obtenção dos parâmetros para a introdução no PLAXIS

Camada	σ'_v (kPa)	e	k (m/d)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)
11	17,05	1,134	4,44E-03	20,98	15,77
12	34,25	1,092	3,83E-03	21,20	16,08
13	52,02	1,060	3,05E-03	21,38	16,33
14	69,75	1,041	2,64E-03	21,49	16,49
15	87,84	1,021	2,22E-03	21,60	16,65
16	106,23	1,004	1,89E-03	21,70	16,79
17	124,71	0,993	1,73E-03	21,77	16,89
18	143,22	0,981	1,57E-03	21,84	16,99
19	161,90	0,969	1,41E-03	21,92	17,09
20	180,77	0,957	1,25E-03	21,99	17,19

A correspondência entre o número da camada e a posição na coluna encontra-se representada na Figura 5-8.

5.3.2 Cenários de cálculo

Para esta simulação foram efetuados dois cenários de cálculo distintos, para posteriormente comparar os resultados obtidos.

A primeira hipótese considera apenas uma fase de cálculo, ou seja, uma deposição contínua de 60 kPa de rejeitados ao longo de 300 dias:

- Fase 0 - Repouso;
- Fase 1 – Descarga de rejeitados: 60 kPa (t=300 dias).

A segunda hipótese considera uma deposição alternada de 60 kPa separada em vinte fases no PLAXIS, ou seja, os 60 kPa de rejeitados são depositados alternadamente em 10 descargas. Cada descarga considera que os rejeitados tem um tempo de deposição de 2 dias e que permanecem em repouso mais 28 dias até nova descarga:

- Fase 0 – Repouso;
- Fase 1 – Descarga de rejeitados: 6 kPa (t=2dias);
- Fase 2 – Consolidação (t=28dias);
- Fase 3 – Descarga de rejeitados: 12 kPa (t=2 dias);
- Fase 4 – Consolidação (t=28 dias);

Repetindo o procedimento até:

- Fase 19 – Descarga de rejeitados: 60 kPa (t=2 dias);
- Fase 20 – Consolidação (t=28 dias).

5.3.3 Resultados e conclusões

Na Figura 5-9 encontram-se representados os assentamentos ao longo do tempo e na Figura 5-10 encontra-se representado o excesso de pressão neutra na base do depósito.

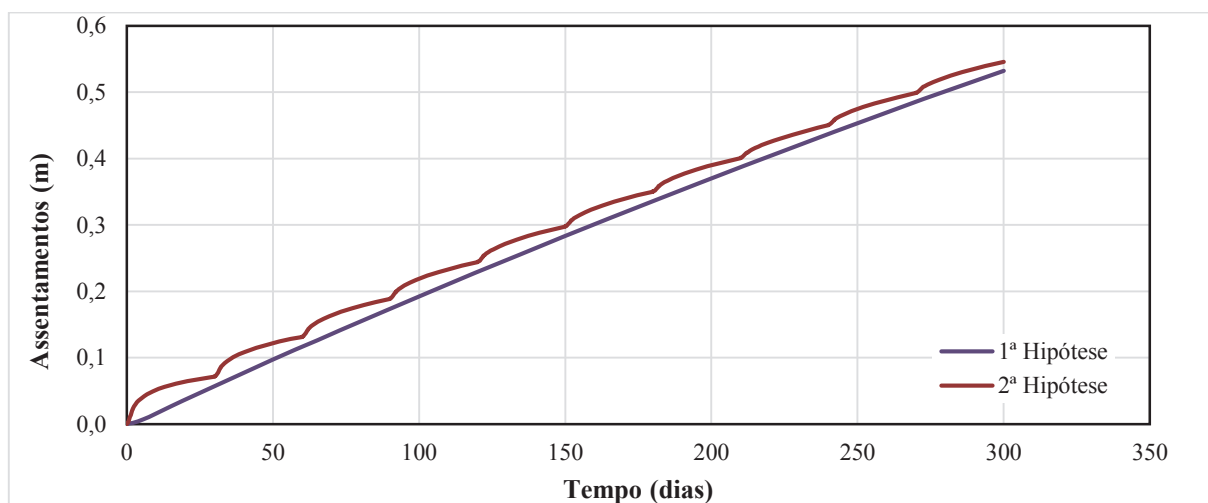


Figura 5-9: Assentamentos ao longo do tempo para a 1ª Hipótese e 2ª Hipótese

Pela análise da Figura 5-9 é possível concluir, que a Hipótese 1 e a Hipótese 2 conduzem a assentamentos muito próximos. A primeira apresenta um assentamento de 0,532 m e a segunda a um assentamento de 0,545 m. Enquanto a Hipótese 1 vai consolidando ao longo dos 300 dias praticamente numa linha reta, a Hipótese 2 avança em degraus devido à deposição não ser contínua.

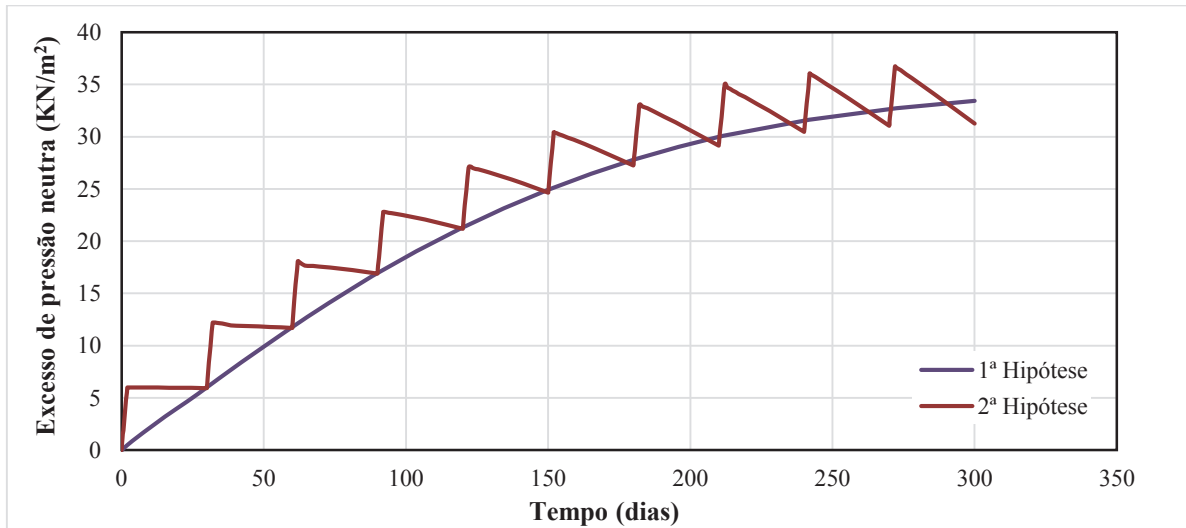


Figura 5-10: Excesso de pressão neutra ao longo do tempo para a 1ª Hipótese e 2ª Hipótese

Relativamente ao excesso de pressão neutra, Figura 5-10, na Hipótese 1 verifica-se que a pressão neutra aumenta ao longo dos 300 dias, correspondente ao carregamento ser contínuo. Na Hipótese 2 o excesso de pressão neutra aumenta rapidamente após o carregamento no entanto, no primeiro carregamento a pressão neutra devida à aplicação de nova camada não se dissipa, começando a dissipar-se lentamente com a aplicação dos carregamentos posteriores. O ritmo de deposição é elevado e os excessos de pressão neutra vão-se acumulando. Na Figura 5-11 encontra-se representado o excesso de pressão neutra em altura no depósito para cada uma das hipóteses no final dos 300 dias.

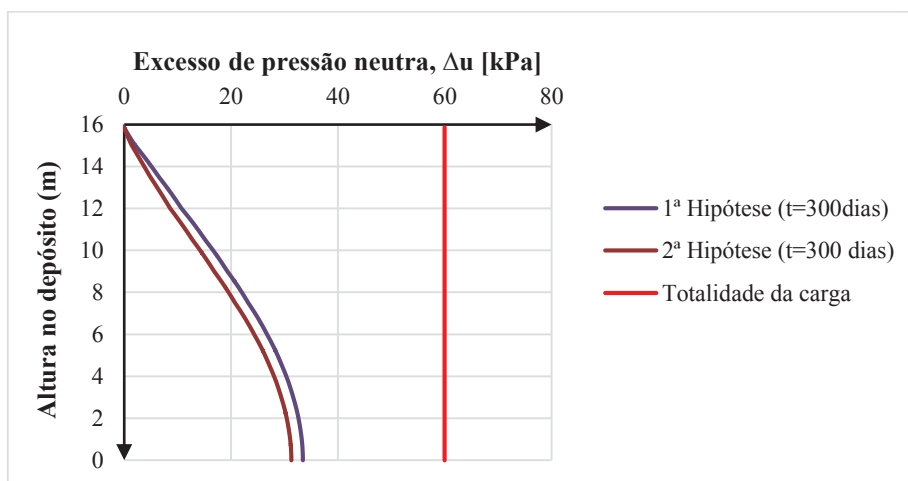


Figura 5-11: Excesso de pressão neutra em altura no depósito

Pela análise da Figura 5-11 é possível concluir que o excesso de pressão neutra na base do depósito no final dos 300 dias, para a 1ª Hipótese e para 2ª Hipótese encontram-se aproximadamente a metade do excesso de pressão neutra correspondente à totalidade da carga aplicada (60 kPa). Por sua vez, a 1ª Hipótese revela um excesso de pressão neutra superior ao da 2ª Hipótese, 33,44 kPa e 31,27 kPa, respetivamente.

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Considerações finais

No decorrer deste trabalho, pretendeu-se com a realização de diferentes ensaios experimentais e simulações numéricas, estudar a influência de determinadas propriedades dos rejeitados na evolução da sua consolidação. Relativamente às amostras indeformadas recolhidas “*in situ*”, o trabalho desenvolvido permitiu tirar algumas conclusões, as quais:

- A determinação das características básicas do solo mostra que a variabilidade mineralógica deste tipo de solo afeta a sua densidade, daí as diferenças mesmo entre amostras que são provenientes da mesma mina. Verificou-se a ausência de compostos de cal nas suas composições e uma quantidade desprezável de matéria orgânica. As diferenças na granulometria entre as duas amostras são devidas à forma de deposição, sob a forma de lama (C1E1 M1-4) ou sob a forma de pasta (C2E2 M2-1), em que a amostra C1E1 M1-4 apresenta uma granulometria mais fina que a amostra C2E2 M2-1, provavelmente pela ocorrência de segregação das partículas no depósito, sendo que para as duas amostras a fração de silte é predominante. Os limites de Atterberg revelam que as duas amostras apresentam uma plasticidade reduzida, sendo classificadas, segundo a Classificação Unificada, como ML - silte não plástico;
- A realização de dois ensaios edométricos na amostra C1E1 M1-4, na direção transversal e vertical, permitiu proceder ao cálculo do K_0 , no entanto os resultados não corresponderam ao que era esperado para a história geológica da amostra. Os erros

podem ser devidos aos diferentes teores em água apresentados pelas amostras no início dos dois ensaios edométricos ou alguma perturbação das amostras;

- Na generalidade, as amostras referentes a C1E1 M1-4 apresentaram um coeficiente de compressibilidade e recompressibilidade superior ao da amostra C2E2 M2-4. Enquanto o coeficiente de expansibilidade da amostra C1E1 M1-4 na direção vertical foi bastante superior ao das restantes;
- As relações obtidas entre o c_v , a_v , m_v , k e E_{oed} com o patamar de tensão, revelaram-se bastante distintas entre as amostras. O c_v , para os três ensaios edométricos realizados sofreu algumas oscilações, experimentando várias subidas e descidas distintas ao longo do ensaio não sendo, por isso, possível estabelecer uma relação com a tensão. Por sua vez, a_v e m_v tem tendência a diminuir ao longo dos ensaios, enquanto E_{oed} tem uma tendência retilínea a aumentar com o patamar de tensão. O coeficiente de permeabilidade das amostras apresentou a mesma ordem de grandeza entre 10^{-8} e 10^{-9} m/s, característico de siltes e argilas. Este coeficiente também apresentou um comportamento variável entre as amostras, mas com tendência a decrescer ao longo dos ensaios.

Por sua vez, o estudo experimental da sedimentação e consolidação em laboratório, permitiu concluir que:

- O processo de sedimentação e consolidação por ação do peso próprio dos rejeitados depende da quantidade de partículas sólidas inicial, o que foi verificado pela realização de ensaios com colunas de sedimentação e consolidação. Quanto maior a quantidade de partículas sólidas, ou seja, menores índices de vazios iniciais, menores os índices de vazios finais obtidos, apresentando também menores assentamentos;
- O índice de vazios ao longo da altura nas colunas, após o processo de sedimentação e consolidação por ação do peso próprio, não é constante. Quanto menor a quantidade de partículas sólidas inicial maior é a variação do índice de vazios ao longo da altura da coluna. Os índices de vazios nas colunas com maior quantidade de partículas sólidas são sempre inferiores aos das colunas com menores quantidades de partículas sólidas;
- Para uma quantidade de partículas sólidas de 30% e 50% ocorreu segregação das partículas durante a sedimentação. Enquanto para uma quantidade de partícula de 70% isso não é verificado, mantendo-se uma distribuição granulometria semelhante ao longo da altura;

- Com o ensaio de retração foi possível reter como ideia principal que a evaporação e a drenagem contribuem muito para a redução de água dos rejeitados, e consequente redução do índice de vazios e do seu volume total sendo por isso um processo de extrema importância na evolução da consolidação. O limite de retração é também condicionado pela quantidade de partículas sólidas iniciais. Foi verificado que quanto menor a quantidade de partículas sólidas e maior o teor em água das amostras, maior é o limite de retração;
- O limite de retração é influenciado pela carga a que esteve sujeito o solo. Pela comparação com amostras com a mesma quantidade de partículas sólidas mas que não foram sujeitas a carregamento, a amostra sujeita a carga apresenta um limite de retração inferior;
- Pela realização de ensaios edométricos nas três colunas de sedimentação e consolidação verificou-se que quanto maior a quantidade de partículas sólidas inicial, mais pequeno é o índice de vazios inicial e mais pequeno será o índice de vazios a longo prazo. Ainda assim, quanto menor a quantidade de partículas sólidas, maior é a compressibilidade, ou seja, maiores são os assentamentos sofridos ao longo do tempo;
- O coeficiente de compressibilidade é superior para as amostras com maior teor em água inicial. As amostras com maiores teores em água inicial apresentam também tendência a apresentar índices de recompressibilidade e expansibilidade superiores;
- Pelas relações obtidas, c_v , a_v , m_v , E_{oed} e k , com a tensão aplicada ao longo dos seis ensaios edométricos realizados, é possível observar tendências que são muito semelhantes entre eles. O c_v apresenta a mesma tendência nos seis ensaios, não sofrendo grandes oscilações. Por sua vez, a_v e m_v , apresentam tendência a diminuir ao longo dos ensaios, apresentando uma tendência praticamente retilínea. E_{oed} aumenta com a tensão aplicada ao longo dos ensaios e apresenta também uma tendência retilínea. O coeficiente de permeabilidade tem tendência a diminuir ao longo dos ensaios, apresentando valores compreendidos entre 10^{-7} e 10^{-9} m/s, para as colunas de 30%SP e 50%SP, e entre 10^{-8} e 10^{-9} m/s para a coluna com 70%SP. Os valores de permeabilidade superiores são explicados pela ocorrência de segregação;
- A comparação da relação entre o coeficiente de permeabilidade e a tensão aplicada ao longo dos ensaios, permite concluir que, independentemente da quantidade de partículas sólidas inicial (30%, 50% ou 70%), o coeficiente de permeabilidade começa a aproximar-se com o patamar de tensão, sendo coincidente a partir do patamar de 400 kPa. Relacionando o coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios ao longo dos ensaios, observa-se um comportamento praticamente linear, apresentando uma tendência retilínea semelhante mesmo para quantidades de partículas sólidas diferentes.

O coeficiente de permeabilidade diminui à medida que o índice de vazios das amostras também diminui;

- A quantidade de partículas sólidas desempenha um papel muito importante na evolução da consolidação dos rejeitados. Este parâmetro não afeta só o comportamento dos rejeitados após a deposição mas também tem implicações a longo prazo. Quanto maior a quantidade de partículas sólidas inicial, mais pequeno será o índice de vazios final atingido a longo prazo;

Por último, a modelação numérica permitiu concluir que:

- No modelo de validação existem algumas diferenças entre o cálculo teórico e a modelação numérica, principalmente nas pressões neutras e tensões efetivas 3 e 6 dias após a aplicação da carga. Essas diferenças podem ser explicadas pelos diferentes métodos de obtenção do c_v .
- O modelo numérico proposto, nomeadamente o referente à coluna sujeita a carregamentos traduziu com proximidade a sua realização experimental, sendo possível a sua extrapolação para um modelo numérico de larga escala de um depósito de rejeitados.
- Na simulação do depósito de rejeitados, apesar das duas alternativas de deposição (deposição contínua e deposição alternada), conduziram a assentamentos totais e excesso de pressões neutras semelhantes, no final de 300 dias.

6.2 Desenvolvimentos futuros

O estudo realizado e apresentado nesta dissertação consistiu em analisar as diferentes variáveis que afetam o comportamento dos rejeitados, principalmente no que respeita à evolução da consolidação, após a deposição. No entanto, não é abrangida a totalidade de estudos que podem ser feitos para prever esse comportamento. Através da experiência e informação adquirida ao longo deste trabalho é possível enumerar algumas sugestões que podem ser desenvolvidas futuramente, entre as quais:

- Realização de colunas de sedimentação e consolidação em que se variasse não só a quantidade de partículas sólidas mas também a altura da camada na coluna. Em complemento, também se poderá estabelecer uma comparação entre a possibilidade de drenagem pela base da coluna e a influência da evaporação;

- Determinação da curva característica do solo (SWCC) de forma a estudar o comportamento dos rejeitados não saturados;
- Realização de um ensaio em que os rejeitados são depositados de forma semelhante às colunas mas numa secção maior e quadrada, em que a drenagem e a evaporação são permitidas. Este ensaio pode focar-se na deposição multicamada em que após a secagem da camada anterior se depositam novas camadas. Este ensaio pode ser complementado com dispositivos que registam a variação da pressão de água nos poros e o efeito da sucção através do recurso a dispositivos como, por exemplo, tensiómetros;
- Utilização de um método mais preciso para a avaliação da permeabilidade dos rejeitados, preferencialmente a sua avaliação no ambiente natural;
- Para possíveis modelações, a utilização de um *software* mais apropriado para solos suscetíveis a grandes assentamentos e em que seja possível simular além da consolidação por colocação de cargas o processo de sedimentação e consolidação devido ao peso próprio, como o SVOoffice e o CODES0.

REFERÊNCIAS

- Bartholomeeusen, G. (2003). *Compound shock waves and creep behaviour in sediment beds* (Doctoral dissertation). University of Oxford.
- Blight, G. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press.
- Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., & Engin, E. (2011). *PLAXIS 2D Reference manual*. Delft University of Technology and PLAXIS bv The Netherlands.
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: *Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches*. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), pp. 1019-1052.
- Cheng, D. (1980). *Sedimentation of suspensions and storage stability*. *CHEM. IND. Chem. Ind.*, (10), p. 407.
- Correia, G. A. (1980). *Ensaio para controlo de terraplenagens*. Min. Hab. e Obras Publicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- ISO/TS 17892-5 (2004). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 5: Incremental loading oedometer test*. Technical Specification ISO/TS 17892-5:2004 (E).
- Daliri, F. (2013). *The influence of desiccation and stress history on monotonic and cyclic shear response of thickened gold tailings* (Doctoral dissertation). Carleton University, Ottawa.
- Das, B. M. (1983). *Fundamentals of soil dynamics*. New York et al: Elsevier.
- Das, B. M. (2002). *Soil mechanics laboratory manual*. New York, USA: Oxford University Press.
- Davies, M., McRoberts, E., Martin, T. (2002). *Static liquefaction of tailings – fundamentals and case histories*. Proceedings of Tailings Dams, ASDSO/USCOLD. Las Vegas.
- Doucet, J., & Paradis, R. (2010). *Thickening/mud stacking technology—an environmental approach to residue management*. In Richard Jewell, Andy Fourie. Proceedings of The 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings. Canada: Australian Centre For Geomechanics, pp. 3-21.

Dromer, J. B., Aubertin, M., Kennedy, G., Pedroni, L., & Bussière, B. (2004). *A new testing system to investigate the sedimentation and consolidation of sludge and slurry*. In Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical Conference. Quebec, Canada, pp. 16-23.

EC (2004). *Draft Reference Document on Best Available Techniques for Management of Tailings and Waste-Rock in Mining Activities*. European Commission, Edificio EXPO, Seville, Spain: 563,

Engels, J. (2006). *An expert management system for surface tailings storage* (Doctoral dissertation). University of Leeds.

E 196 (1966). *Solos - Análise granulométrica*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

E 195 (1966). *Solos – Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Franks, D. M., Boger, D. V., Côte, C. M., & Mulligan, D. R. (2011). *Sustainable development principles for the disposal of mining and mineral processing wastes*. Resources Policy, 36(2), pp. 114-122.

Fredlund, D. G., Stone, J., & Stianson, J. (2011). *Obtaining unsaturated soil properties for high volume change oil sands materials*. Unsaturated Soils: Theory and Practice, pp. 415-420.

Fredlund, M.D. (1999). *The Role of Unsaturated Soil Properties Functions in the Practice of Unsaturated Soil Mechanics* (Doctoral dissertation). University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.

Fujiyasu, Y., Fahey, M., & Newson, T. (2000). *Field investigation of evaporation from freshwater tailings*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 126(6), pp. 556-567.

Gibson, R. E., England, G. L., & Hussey, M. J. L. (1967). *The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays*. Geotechnique, 17(3), pp. 261-273.

Gibson, R. E., Schiffman, R. L., & Cargill, K. W. (1981). *The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays*. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. Canadian geotechnical journal, 18(2), pp. 280-293.

Imai, G. (1981). *Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials*. Soils and Foundations, 21(1), pp.7-20.

REFERÊNCIAS

- Jewell, R.J. (1998) *An introduction to tailings*. In: International Council on Metals and the Environment (ICME), United Nations Environment Programme (UNEP), pp. 7-8.
- Jewell, R.J., Fourie, A.B. (2006). *Paste and Thickened Tailings – A Guide*, Second Edition, Australian Centre for Geomechanics, Editors: R. J. Jewell and A. B. Fourie.
- Krizek, R. J., & Pepper, S. F. (2004). *Slurries in geotechnical engineering*. The Twelfth Spencer J. Buchanan Lecture.
- Kynch, G.J. (1952). *A theory of sedimentation*. Trans., Faraday Soc., 48, pp. 166-176.
- Landriault, D. (1995). *Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining*. In 97th Annual General Meeting of CIM. Rock Mechanics and Strata Control Session. Halifax, Nova Scotia, pp. 229-238.
- Lankelma. Recuperado em 21 Junho, 2012, de <http://www.lankelma.co.uk/cpt-2/samplers/mostap/>.
- Li, A.L., Been, K., Ritchie, D. & Welch, D. (2009). *Stability of large thickened, non segregating tailings slopes*. Proceedings of the 12th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Viña del Mar, Chile, April 21-24. Edited by Jewell, R., Fourie, A., Barrera, S. and Wiertz, J., pp. 301-312.
- Li, A.L., Been, K., Wislesly, I., Eldridge, T. & Williams, D. (s.d). *Tailings Initial Consolidation and Evaporative Drying after Deposition*.
- Liu, J.C., (1990). *Determination of soft soil characteristics* (Doctoral dissertation). University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado.
- Liu, J.C., and Znidarcic, D., (1991). *Modeling One-Dimensional compression characteristics of soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117 (1), pp. 164-171.
- Lopes, R., Bahia, R., Jefferies, M. & Oliveira, M. (2013). *Paste Deposition Over na Existing Subaqueous Slurry Deposit of High Sulphide Content Tailings – the Neves Corvo Experience*. Proceedings at 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings PASTE 2013 – Stacked, Thickened, Paste & Filtered Tailings. Belo Horizonte, Brazil.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais*. FEUP edições.

McPhail, G.I. and Wagner, J.C. 1987. *Disposal of Residues. The Extractive Metallurgy of Gold in South Africa*. Ed G.G. Stanley. The South African Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg, Vol 2, pp. 615-706.

Mizani, S., He, X., & Simms, P. (2013). *Application of lubrication theory to modeling stack geometry of high density mine tailings*. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 198, pp. 59-70.

Newman, P., White, R., & Cadden, A. (2001). *Paste, the Future of Tailings Disposal*. In Proceedings of the 2nd International Conference on Mining and the Environment, pp. 594-603.

NP 83 (1965). *Solos – Determinação da densidade das partículas*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP 143 (1969). *Solos – Determinação dos limites de consistência*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

Oliveira, M. (2011). *Desenvolvimento do Projeto de Deposição de Rejeitados Espessados / Pasta de Rejeitados*. Boletim de Minas, 46 (2), pp. 137-141.

Oliveira, M. (2012). *SOMINCOR - Mina de Neves Corvo: A problemática da Gestão dos Resíduos Mineiros*. Jornadas de Investigação e Inovação do LNEC, Lisboa.

Paul, A. C. (2011). *Statistical modeling for tailings consolidation using index properties* (Master of applied science dissertation). University of Regina.

Pane, V., Schiffman, R.L. (1985). *A note on sedimentation and consolidation*. University of Colorado, USA.

Priscu, C. (1999). *Behavior of mine tailings dams under high tailings deposition rates* (Doctoral dissertation). McGill University, Montreal.

Real, F., & Franco, A. (1990). *Tailings disposal at Neves-Corvo mine, Portugal*. Mine Water and the Environment, 9(1), pp. 209-221.

Ritcey, G. M. (1989). *Tailings management : Problems and solutions in the mining industry*. Amsterdam ; New York, Elsevier. ISBN: 0444873740 (vol. 6), 970.

Ritchie, D., Li, A. and Fisseha, B. (2009). *A new design approach for thickened tailings slopes*. Proceedings of the Tailings and Mine Waste Conference, November 1-4, Banff, Alberta, Canada, pp. 53-63.

REFERÊNCIAS

Robertson, A. M., & Eng, P. (1987). *The influence of depositional methods on the engineering properties of tailings deposits*. In Int. Conf. on Mining and industrial Waste Management. Johannesburg, South Africa.

Robinsky, E.I., (1999). *Thickened Tailings Disposal in the Mining Industry*, Toronto, Ontario, Canada, E. I. Robinsky Associates Ltd.

Robinsky, E. I. (2002). *Site planning for thickened tailing disposal*. In Paste and Thickened Tailings International Seminar, Santiago, Chile, April, pp. 9-11.

Robinsky, E.I., Barbour, S. L., Wilson, G. W., Bordin, D., & Fredlund, D. G. (1991). *Thickened sloped tailings disposal: An evaluation of seepage and abatement of acid drainage*. In Proceedings of the 2nd International Conference on the Abatement of Acidic Drainage, Montréal, QC, Canada, pp. 16-18.

Salfate, E. R. (2011). *Predicting void ratio for surface paste tailings deposited in thin layers* (Master of applied science dissertation). University of British Columbia, Vancouver.

Seneviratne, N. H., Fahey, M., Newson, T. A., & Fujiyasu, Y. (1996). *Numerical modelling of consolidation and evaporation of slurried mine tailings*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 20(9), pp. 647-671.

Somogyi, F. (1979). *Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package*. Technical Report, Florida Phosphatic Clay Research Project, Lakeland, Fla.

Sveinson, S. (1999). *Characterisation of Tailings for Paste Backfill System Design* (Doctoral dissertation). The University of British Columbia.

Tremblay, G. (1998). *Subaqueous Tailings Disposal: Results of the MEND program - Case studies on tailings management*, International Council on Metals and the Environment (ICME), United Nations Environment Programme (UNEP), pp. 32-33.

Terzaghi, K., Peck, R. B.; (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd Edition*, Jonh Wiley & Sons, New York.

Therriault, J., J. Frostiak, et al. (2003). *Surface Disposal of Past Tailings at the Bulyanhulu Gold Mine*, Tanzania. Mining & the Environment III Conference: Sudbury 2003 - Mining and the Environment, Sudbury, Ontario, Canada.: 8.

Verburg, R. B. (2001). *Use of paste technology for tailings disposal: potential environmental benefits and requirements for geochemical characterization*. In IMWA Symposium, pp. 1-13.

Verburg, R., Newman, P., & Fordham, M. (2006). *Surface paste disposal of high-sulfide tailings—field cell monitoring and pilot plant testing*, presented at the 7th International Conference on Acid Rock Drainage (ICARD), pp. 26-30.

Vick, S.G. (1990). *Planning, analysis, and design of tailings dams*. 2nd edn. BiTech Publishers, Vancouver, B.C., Canada.

Wortmann, H. (2007). *Sedimentation and desiccation of gold mine tailings* (Doctoral dissertation). University of Pretoria.

APÊNDICE A - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS DE AMOSTRAS INDEFORMADAS RECOLHIDAS *IN SITU*

No presente Apêndice são apresentados os resultados das relações obtidas nos ensaios edométricos realizados sobre amostras indeformadas e também as curvas de obtenção do coeficiente de consolidação. Os tempos registados nos gráficos não estão todos presentes, apenas os necessários para a aplicação do método de Taylor.

- **Amostra M1**

Tabela A-1: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico da amostra MIT

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t₉₀	c_v	a_v	m_v	E_{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,055	1,266	-	-	-	-	-	-
6	18,944	1,252	0,260	155,190	4,399	1,942	0,515	9,37E-08
12	18,7378	1,228	0,314	126,654	4,086	1,814	0,541	7,15E-08
25	18,3262	1,179	0,423	90,415	3,765	1,690	0,575	4,75E-08
50	17,789	1,115	0,563	63,814	2,555	1,173	0,707	2,33E-08
100	17,2032	1,046	0,423	79,559	1,393	0,659	0,998	1,63E-08
200	16,584	0,972	0,336	92,576	0,736	0,360	1,519	1,04E-08
400	15,7368	0,871	0,260	107,361	0,504	0,255	2,280	8,53E-09
100	15,907	0,891	-	-	-	-	-	-
400	15,734	0,871	-	-	-	-	-	-
800	15,1568	0,802	0,250	102,389	0,172	0,092	3,896	2,92E-09
1600	14,544	0,729	0,240	97,231	0,091	0,051	6,746	1,53E-09
200	14,675	0,745	-	-	-	-	-	-
3	15,074	0,792	-	-	-	-	-	-

Tabela A-2: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico da amostra M1V

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t_{90}	c_v	a_v	m_v	E_{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,083	1,568	-	-	-	-	-	-
6	18,986	1,555	0,462	87,442	4,325	1,684	0,594	4,58E-08
12	18,801	1,530	0,960	41,413	4,154	1,626	0,610	2,09E-08
25	18,347	1,469	1,563	24,414	4,698	1,857	0,571	1,41E-08
50	17,720	1,385	0,810	44,090	3,374	1,367	0,658	1,87E-08
100	16,947	1,281	1,346	24,221	2,081	0,873	0,867	6,58E-09
200	16,112	1,169	0,462	64,198	1,124	0,493	1,265	9,84E-09
400	15,291	1,058	0,314	84,725	0,552	0,255	1,998	6,71E-09
100	15,396	1,072	-	-	-	-	-	-
400	15,220	1,048	-	-	-	-	-	-
800	14,456	0,946	0,336	68,508	0,257	0,125	3,287	2,67E-09
1600	13,669	0,840	0,250	83,670	0,132	0,068	5,630	1,77E-09
200	13,872	0,867	-	-	-	-	-	-
3	14,774	0,988	-	-	-	-	-	-

De seguida, encontra-se a aplicação do método de Taylor para os diferentes escalões de carga resultantes dos ensaios edométricos na amostra M1.

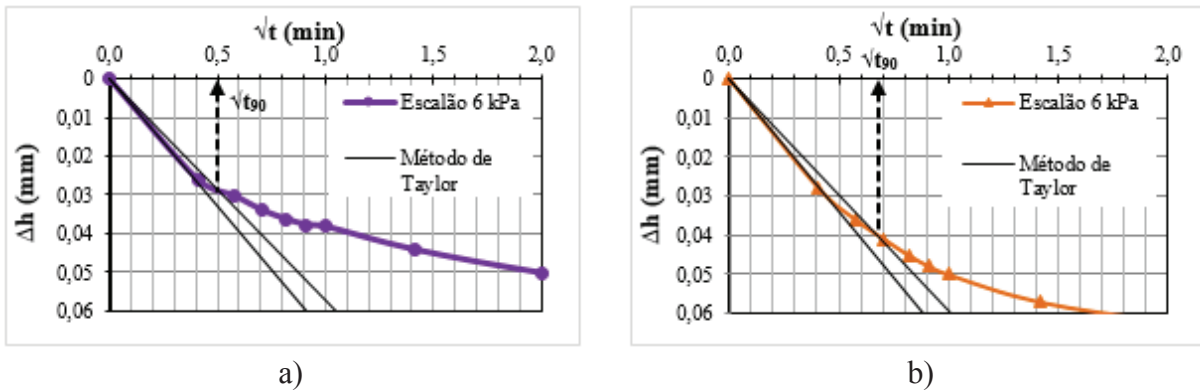
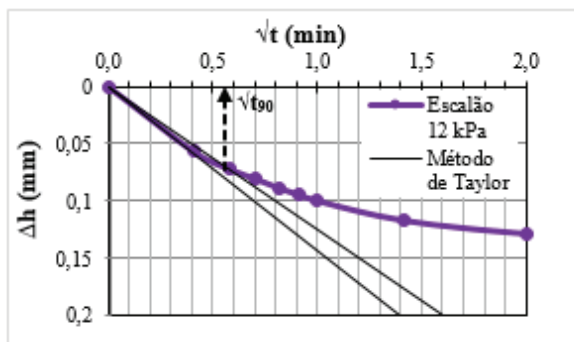
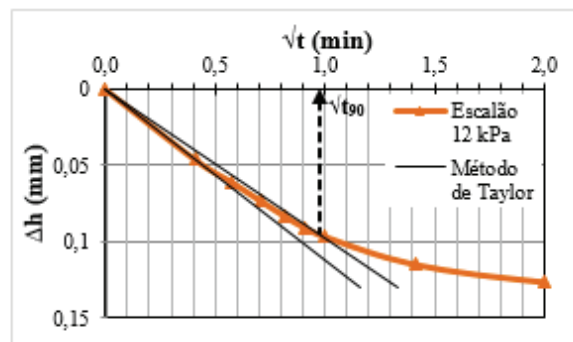


Figura A-1: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 6 kPa da amostra M1: a) MIT; b) MIV

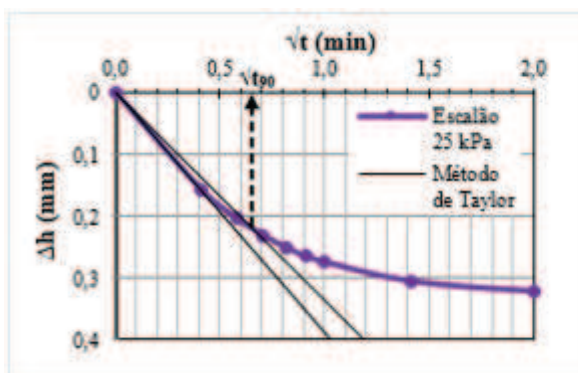


a)

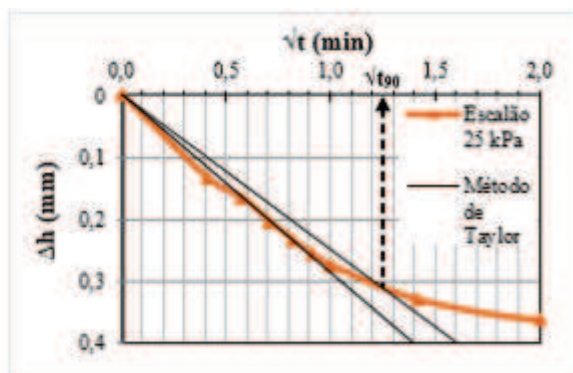


b)

Figura A-2: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 12 kPa da amostra M1: a) M1T; b) M1V

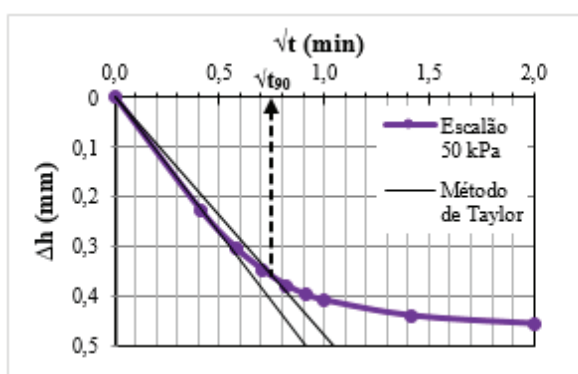


a)

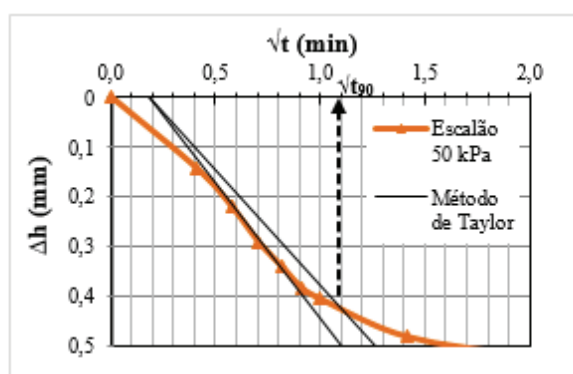


b)

Figura A-3: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 25 kPa da amostra M1: a) M1T; b) M1V

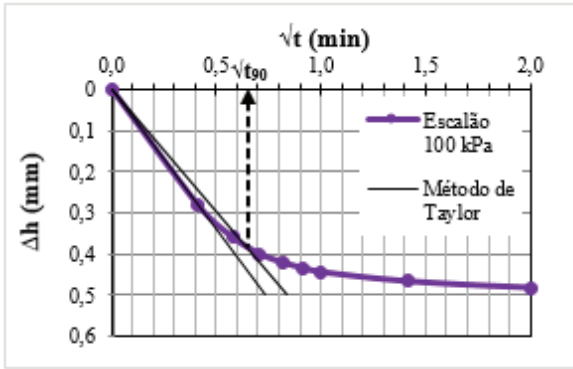


a)

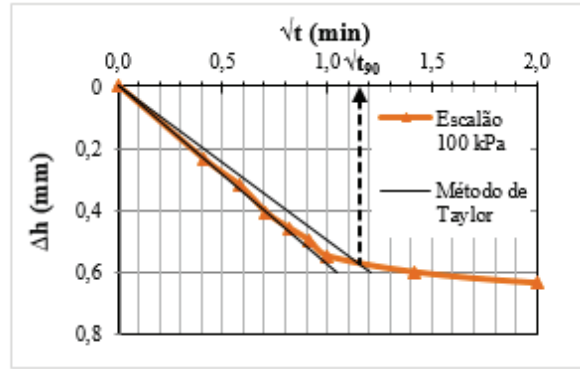


b)

Figura A-4: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 50 kPa da amostra M1: a) M1T; b) M1V

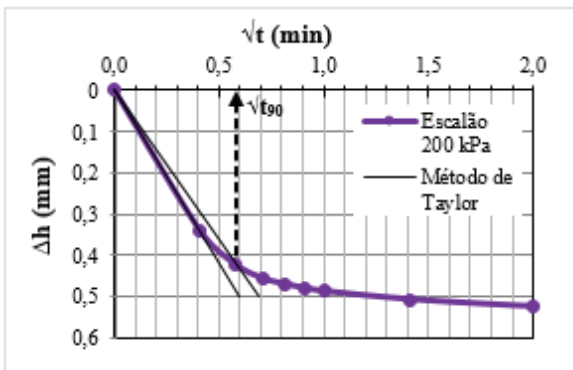


a)

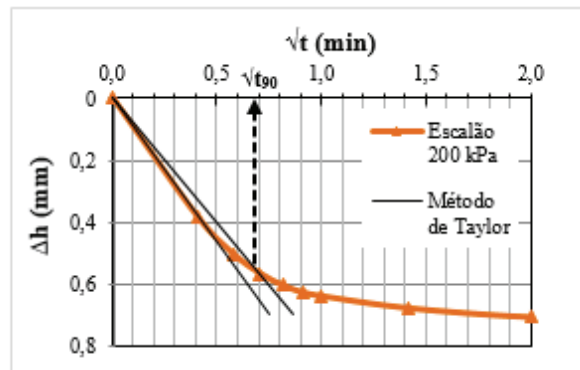


b)

Figura A-5: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 100 kPa da amostra M1: a) M1T; b) M1V

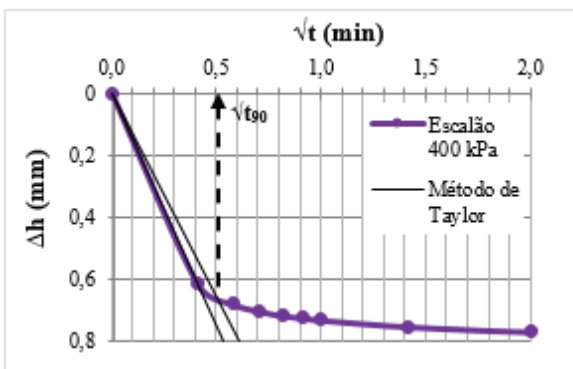


a)

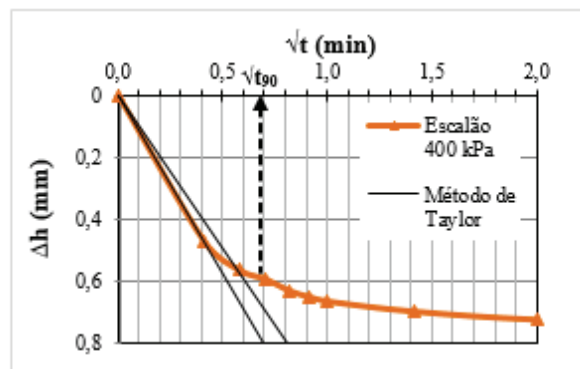


b)

Figura A-6: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 200 kPa da amostra M1: a) M1T; b) M1V



a)



b)

Figura A-7: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 400 kPa da amostra M1: a) M1T; b) M1V

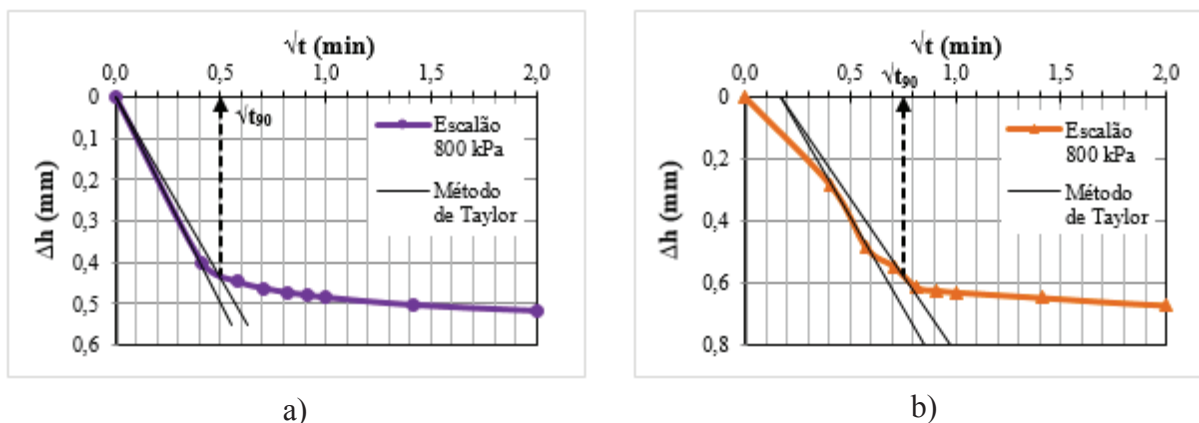


Figura A-8: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 800 kPa da amostra M1:
a) M1T; b) M1V

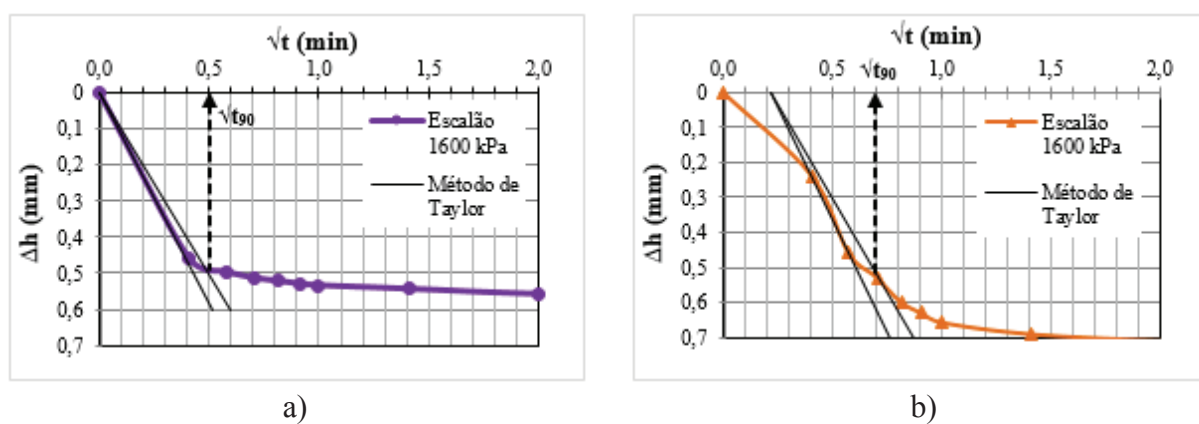


Figura A-9: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 1600 kPa da amostra M1:
a) M1T; b) M1V

- **Amostra M2**

Tabela A-3: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico da amostra M2

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t_{90}	c_v	a_v	m_v	E_{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,055	0,867	-	-	-	-	-	-
6	19,0194	0,864	0,5041	80,254	1,163	0,623	1,606	1,55E-08
12	18,9608	0,858	0,4225	95,161	0,957	0,514	1,951	1,52E-08
25	18,865	0,849	0,2809	141,805	0,722	0,389	2,586	1,71E-08
50	18,6632	0,829	0,2704	144,638	0,791	0,428	2,361	1,93E-08
100	18,391	0,802	0,25	151,817	0,534	0,292	3,500	1,38E-08
200	18,025	0,766	0,2401	151,896	0,359	0,199	5,206	9,40E-09
400	17,5926	0,724	0,25	138,388	0,212	0,120	8,814	5,16E-09
100	17,659	0,731	-	-	-	-	-	-
400	17,5484	0,720	-	-	-	-	-	-
800	17,064	0,672	0,25	129,543	0,119	0,069	15,735	2,78E-09
1600	16,526	0,620	0,25	120,708	0,066	0,039	28,335	1,48E-09
200	16,67	0,634	-	-	-	-	-	-
3	17,154	0,681	-	-	-	-	-	-

De seguida, encontra-se a aplicação do método de Taylor nos diferentes escalões de carga.

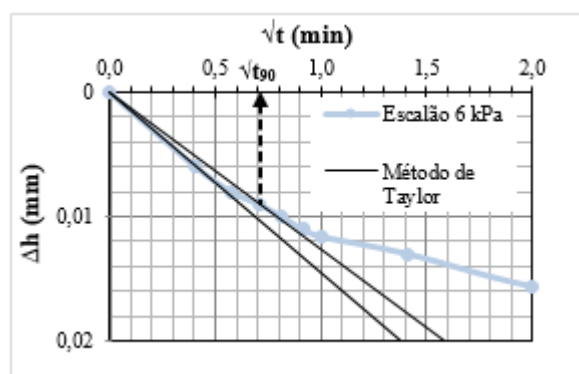


Figura A-10: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 6 kPa da amostra M2

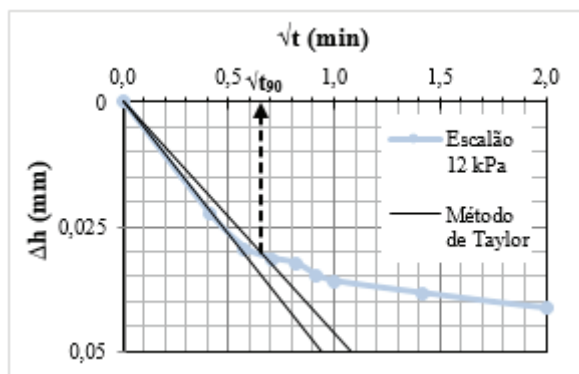


Figura A-11: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 12 kPa da amostra M2

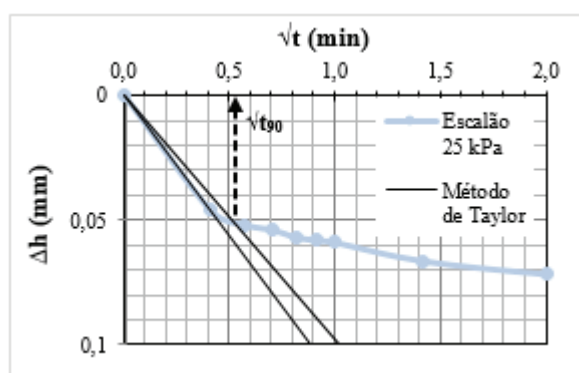


Figura A-12: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 25 kPa da amostra M2

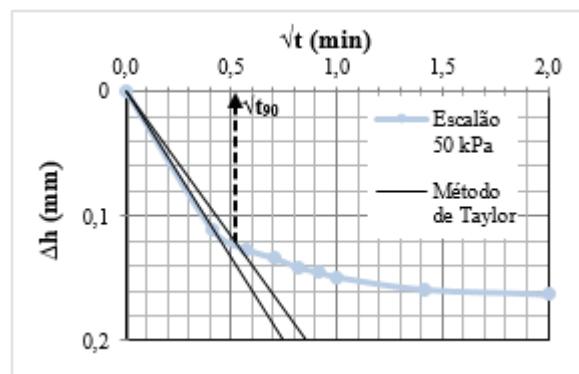


Figura A-13: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 50 kPa da amostra M2

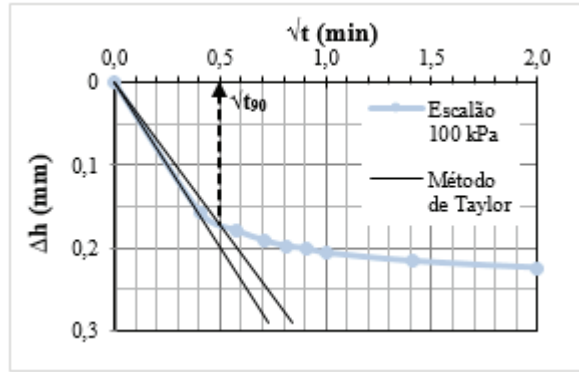


Figura A-14: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 100 kPa da amostra M2

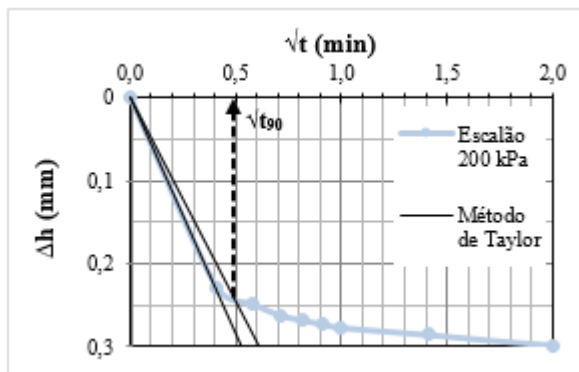


Figura A-15: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 200 kPa da amostra M2

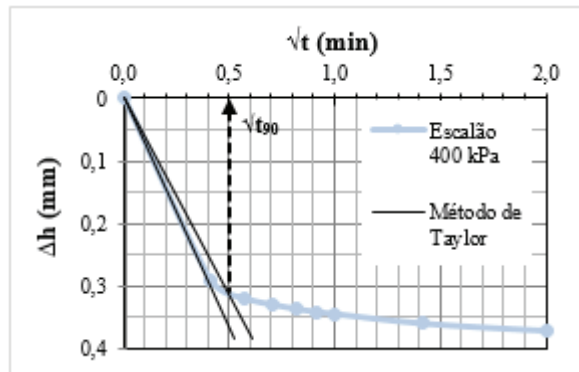


Figura A-16: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 400 kPa da amostra M2

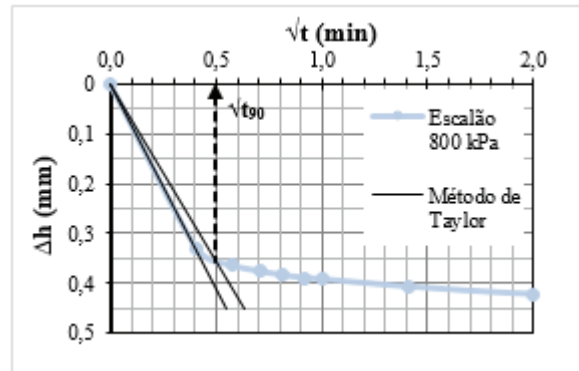


Figura A-17: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 800 kPa da amostra M2

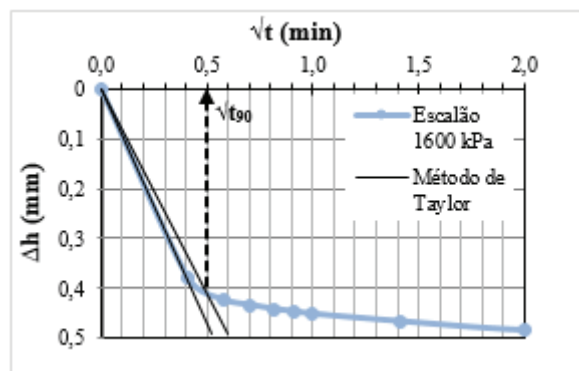


Figura A-18: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 1600 kPa da amostra M2

APÊNDICE B - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS REALIZADOS A DIFERENTES ALTURAS NAS COLUNAS DE SEDIMENTAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO

No presente Apêndice são apresentados os resultados das relações obtidas dos ensaios edométricos realizados a diferentes alturas nas colunas de sedimentação e consolidação, de 30%SP, 50%SP e 70%SP e também as curvas para a obtenção do coeficiente de consolidação. Os tempos registados nas figuras não estão todos presentes, apenas os necessários para a aplicação do método de Taylor.

- **Coluna com 30%SP**

Tabela B-1: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico OED1

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t₉₀	c_v	a_v	m_v	E_{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,083	1,411	-	-	-	-	-	-
6	18,715	1,365	0,260	154,18	15,473	6,418	0,156	3,08E-07
12	18,348	1,318	0,250	153,74	7,728	3,268	0,234	1,56E-07
25	17,851	1,255	0,250	147,33	4,830	2,084	0,341	9,55E-08
50	17,369	1,194	0,250	138,17	2,436	1,080	0,523	4,64E-08
100	16,815	1,124	0,250	130,67	1,400	0,638	0,816	2,59E-08
200	16,239	1,052	0,240	125,90	0,728	0,343	1,322	1,34E-08
400	15,593	0,970	0,250	111,81	0,408	0,199	2,171	6,92E-09
100	15,689	0,982	-	-	-	-	-	-
400	15,523	0,961	-	-	-	-	-	-
800	14,897	0,882	0,270	94,14	0,198	0,101	3,634	2,95E-09
1600	14,171	0,790	0,260	88,55	0,115	0,061	6,205	1,68E-09
200	14,250	0,800	-	-	-	-	-	-
3	14,747	0,863	-	-	-	-	-	-

Tabela B-2: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico OED2

Tensão (kPa)	Altura (mm)	Índice de Vazios	t_{90} (min)	c_v (m ² /ano)	a_v (m ² /MN)	m_v (m ² /MN)	E_{oed} MPa	k (m/s)
3	19,055	1,797	-	-	-	-	-	-
6	18,7286	1,749	0,423	94,49	15,970	5,710	0,175	1,68E-07
12	18,406	1,702	0,314	122,98	7,897	2,873	0,264	1,10E-07
25	17,889	1,626	0,292	126,27	5,835	2,160	0,360	8,48E-08
50	17,308	1,541	0,260	133,94	3,410	1,299	0,513	5,41E-08
100	16,552	1,430	0,250	126,20	2,220	0,874	0,738	3,43E-08
200	15,847	1,326	0,240	121,21	1,035	0,426	1,170	1,61E-08
400	15,207	1,232	0,240	110,80	0,470	0,202	1,966	6,96E-09
100	15,279	1,243	-	-	-	-	-	-
400	14,942	1,193	-	-	-	-	-	-
800	14,315	1,101	0,240	97,42	0,230	0,105	3,204	3,18E-09
1600	13,725	1,015	0,250	85,12	0,108	0,052	5,709	1,37E-09
200	13,861	1,034	-	-	-	-	-	-
3	14,641	1,149	-	-	-	-	-	-

De seguida, encontra-se a aplicação do método de Taylor nos diferentes escalões de carga.

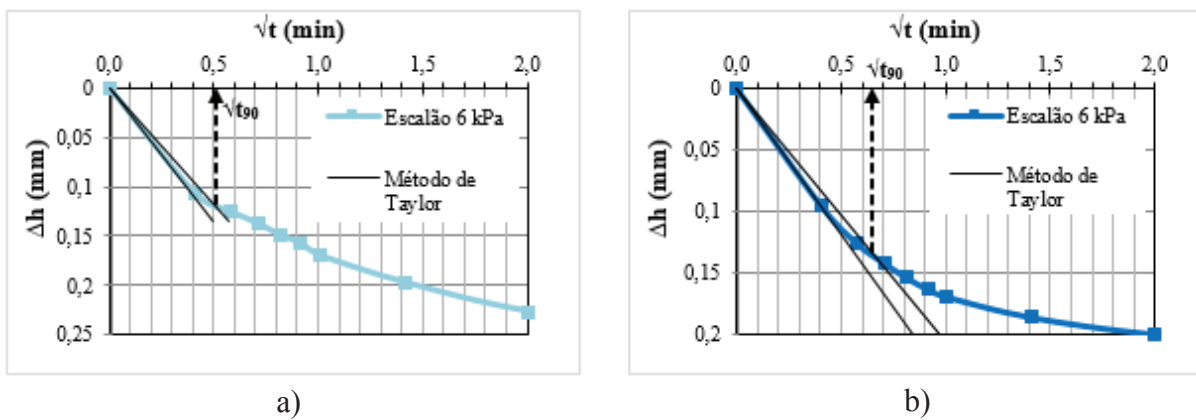
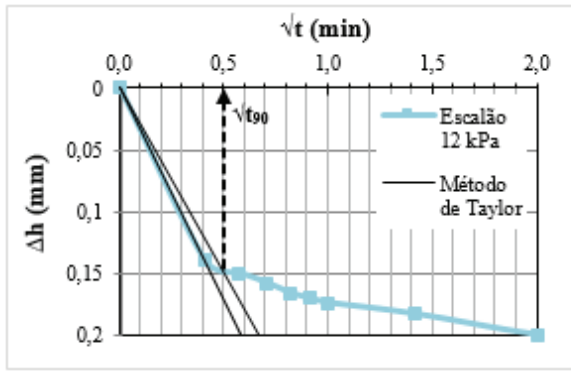
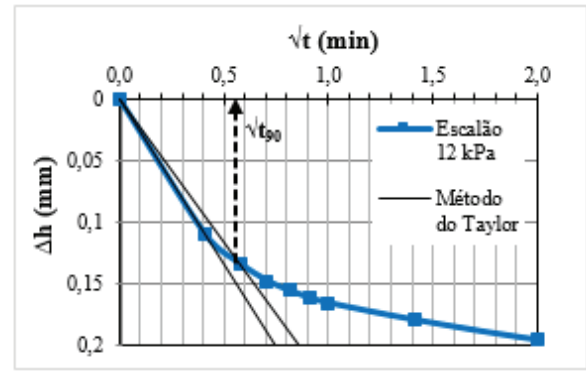


Figura B-1: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 6 kPa: a) OED1; b) OED2

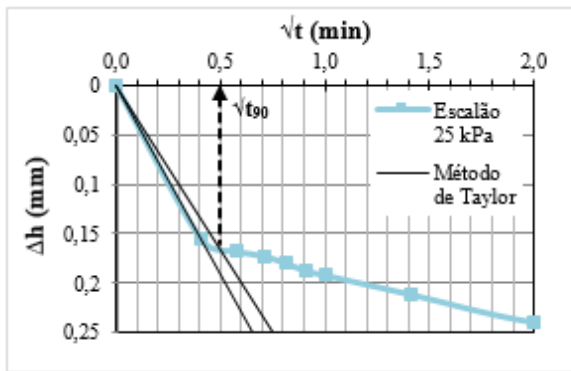


a)

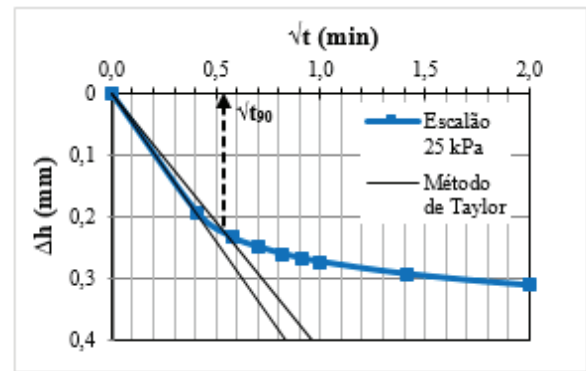


b)

Figura B-2: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 12 kPa: a) OED1; b) OED2

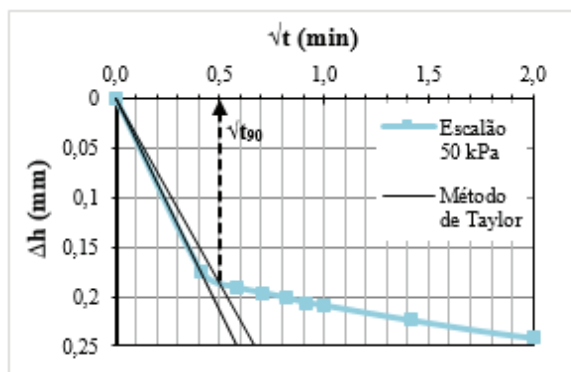


a)

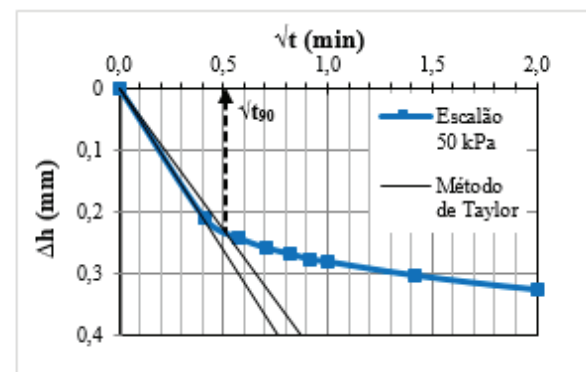


b)

Figura B-3: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 25 kPa: a) OED1; b) OED2

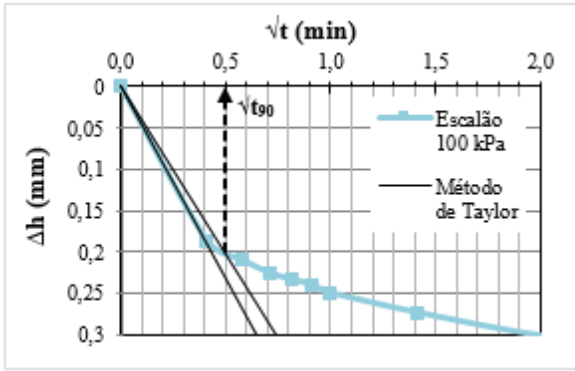


a)

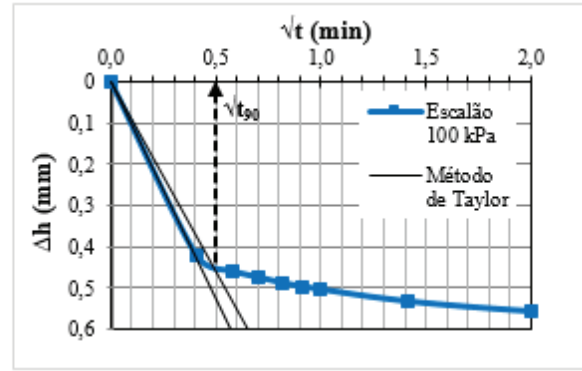


b)

Figura B-4: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 50 kPa: a) OED1; b) OED2

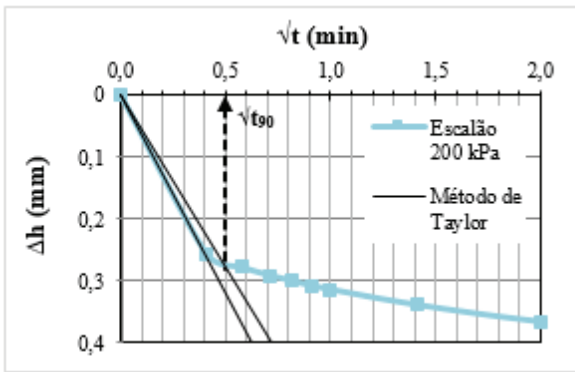


a)

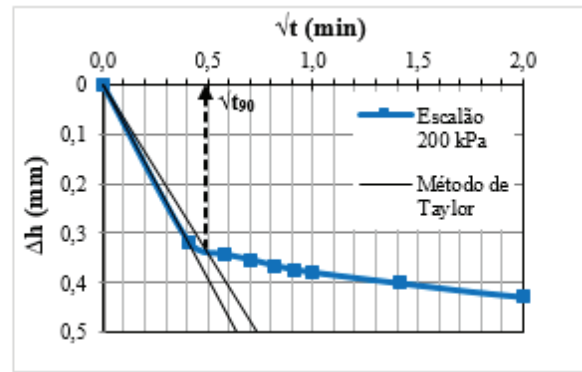


b)

Figura B-5: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 100 kPa: a) OED1; b) OED2

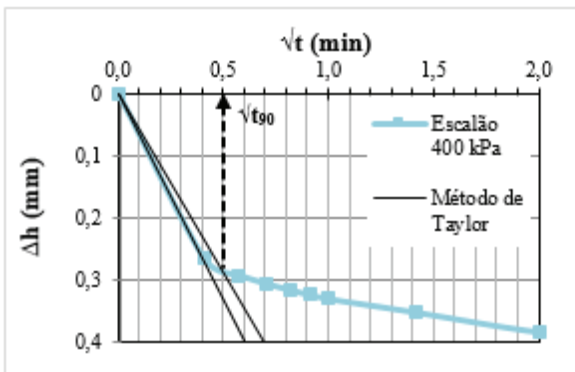


a)

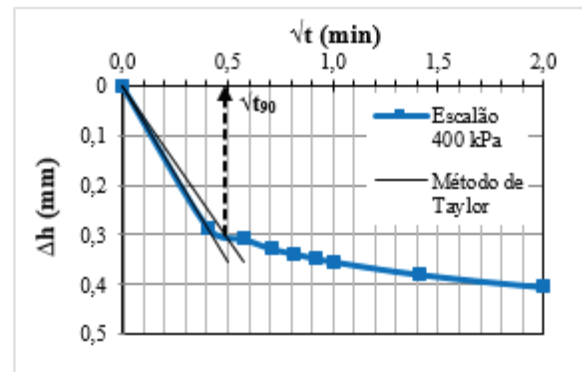


b)

Figura B-6: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 200 kPa: a) OED1; b) OED2

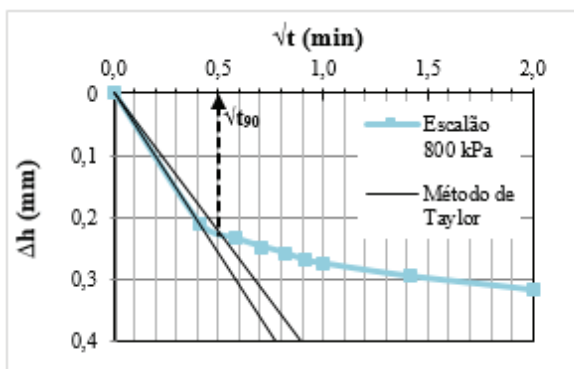


a)

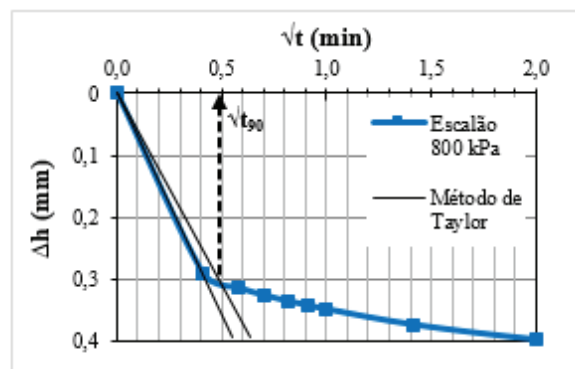


b)

Figura B-7: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 400 kPa: a) OED1; b) OED2

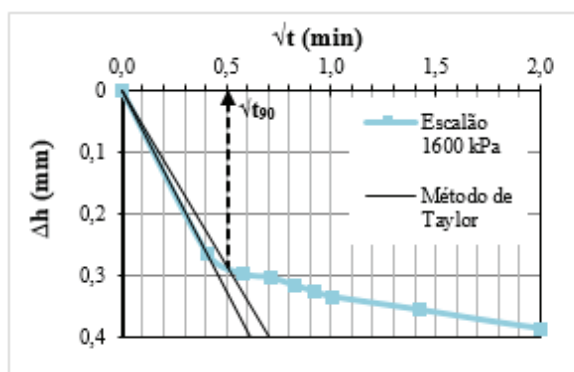


a)

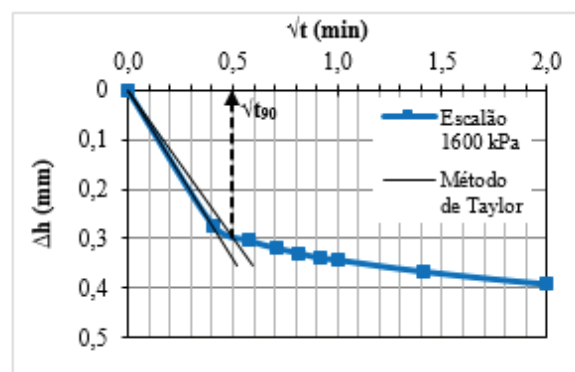


b)

Figura B-8: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 800 kPa: a) OED1; b) OED2



a)



b)

Figura B-9: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 1600 kPa: a) OED1; b) OED2

- Coluna com 50%SP

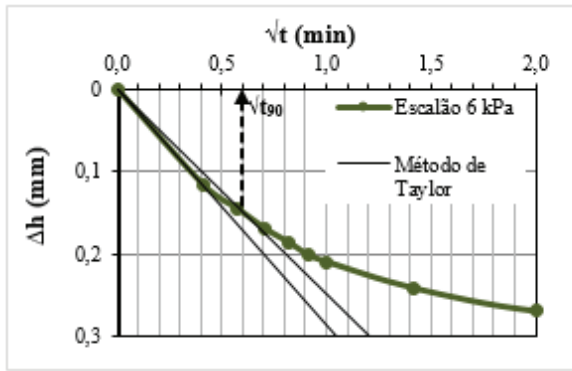
Tabela B-3: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico OED3

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t ₉₀	c _v	a _v	m _v	E _{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,083	1,368	-	-	-	-	-	-
6	18,720	1,323	0,360	109,88	14,988	6,330	0,158	2,16E-07
12	18,337	1,275	0,348	110,57	7,920	3,410	0,230	1,17E-07
25	17,862	1,216	0,292	125,61	4,533	1,993	0,344	7,79E-08
50	17,370	1,155	0,260	133,06	2,442	1,102	0,524	4,56E-08
100	16,814	1,086	0,250	129,99	1,380	0,640	0,816	2,59E-08
200	16,199	1,010	0,250	120,45	0,763	0,366	1,304	1,37E-08
400	15,552	0,930	0,250	110,85	0,401	0,200	2,146	6,89E-09
100	15,628	0,939	-	-	-	-	-	-
400	15,474	0,920	-	-	-	-	-	-
800	14,848	0,842	0,250	100,88	0,194	0,101	3,592	3,17E-09
1600	14,183	0,760	0,250	91,70	0,103	0,056	6,220	1,60E-09
200	14,237	0,766	-	-	-	-	-	-
3	14,694	0,823	-	-	-	-	-	-

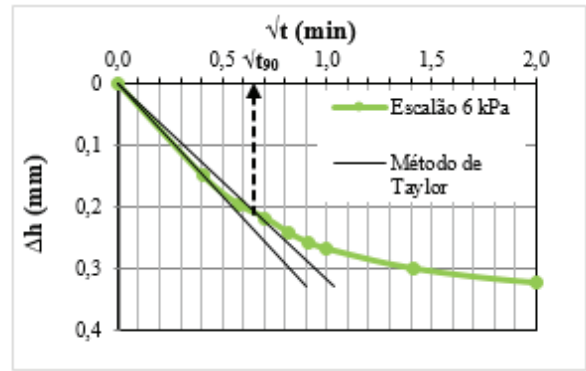
Tabela B-4: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico OED4

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t ₉₀	c _v	a _v	m _v	E _{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,055	1,598	-	-	-	-	-	-
6	18,571	1,532	0,423	93,74	22,00	8,467	0,118	2,47E-07
12	18,1568	1,476	0,303	125,74	9,41	3,717	0,191	1,45E-07
25	17,63	1,404	0,250	143,58	5,53	2,232	0,294	9,97E-08
50	17,0672	1,327	0,250	134,76	3,07	1,277	0,451	5,35E-08
100	16,445	1,242	0,250	125,53	1,70	0,729	0,708	2,85E-08
200	15,75	1,147	0,250	115,71	0,95	0,423	1,136	1,52E-08
400	15,095	1,058	0,250	104,57	0,45	0,208	1,910	6,76E-09
100	15,173	1,069	-	-	-	-	-	-
400	15,0158	1,047	-	-	-	-	-	-
800	14,389	0,962	0,250	95,38	0,21	0,104	3,255	3,10E-09
1600	13,73	0,872	0,250	85,27	0,11	0,057	5,715	1,52E-09
200	13,871	0,891	-	-	-	-	-	-
3	14,752	1,011	-	-	-	-	-	-

De seguida, encontra-se a aplicação do método de Taylor nos diferentes escalões de carga.

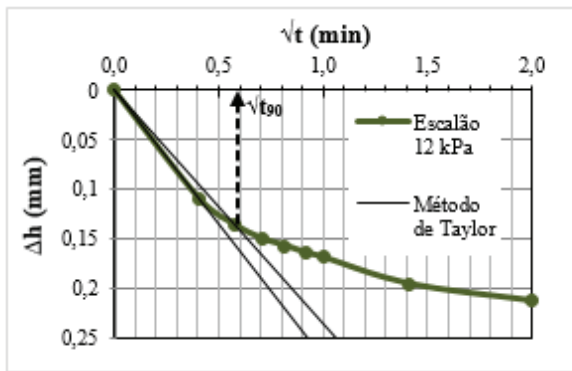


a)

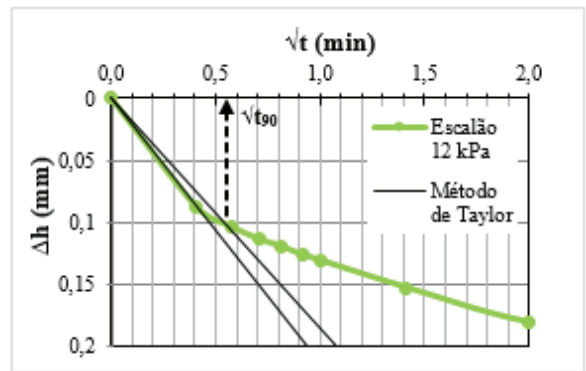


b)

Figura B-10: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 6 kPa: a) OED3; b) OED4

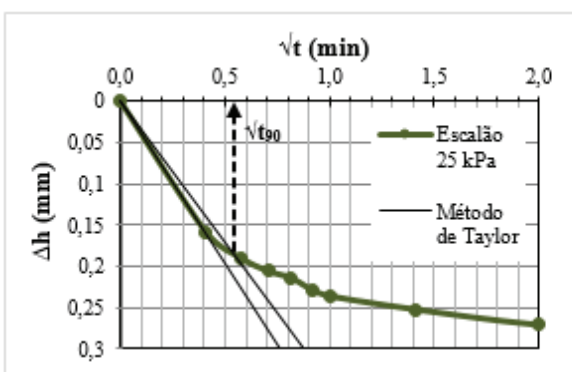


a)

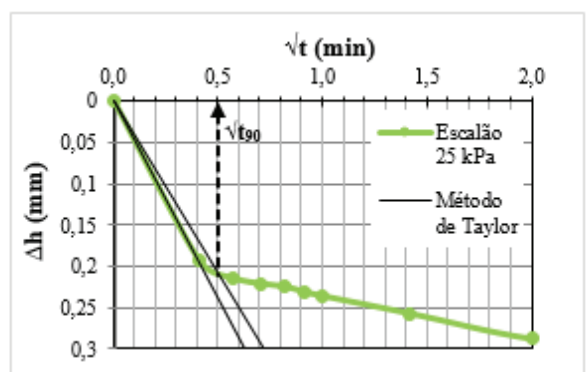


b)

Figura B-11: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 12 kPa: a) OED3; b) OED4

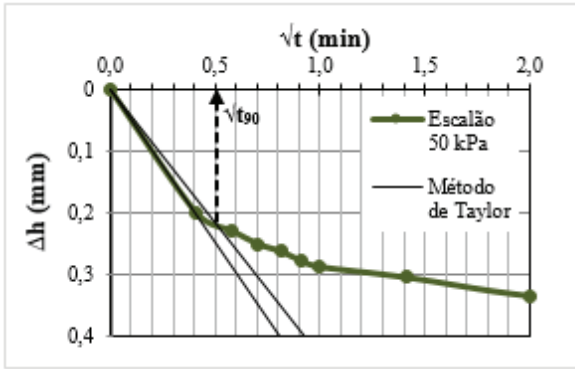


a)

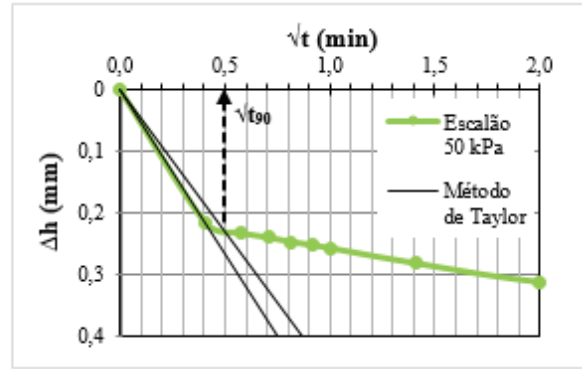


b)

Figura B-12: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 25 kPa: a) OED3; b) OED4

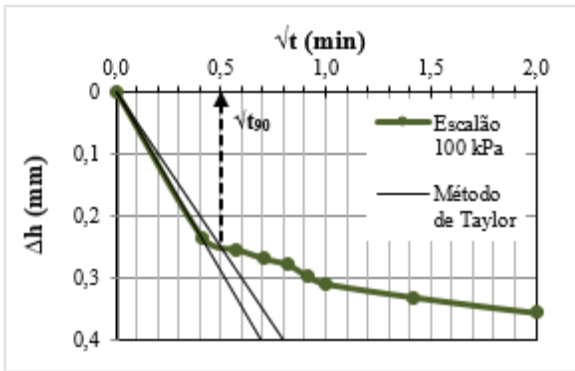


a)

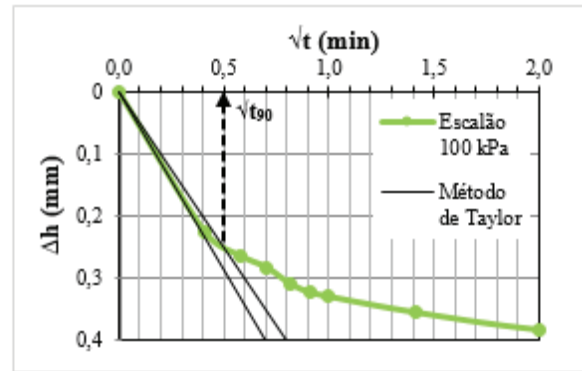


b)

Figura B-13: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 50 kPa: a) OED3; b) OED4

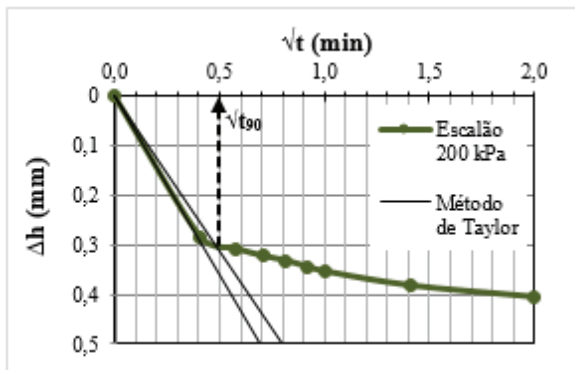


a)

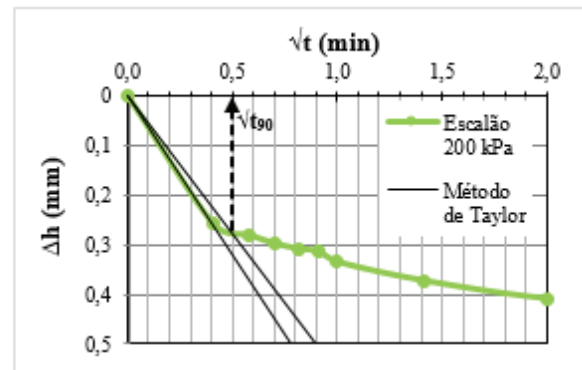


b)

Figura B-14: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 100 kPa: a) OED3; b) OED4

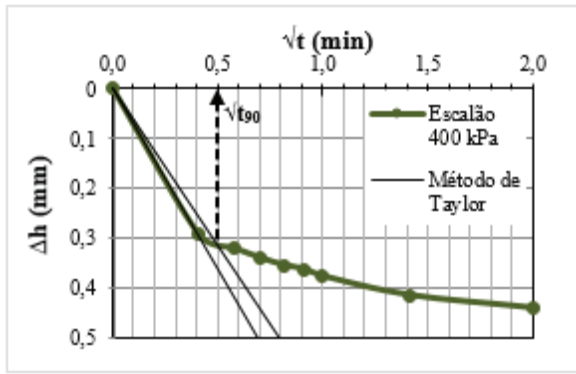


a)

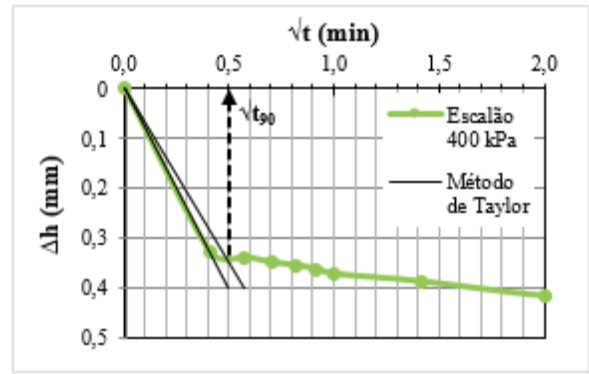


b)

Figura B-15: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 200 kPa: a) OED3; b) OED4

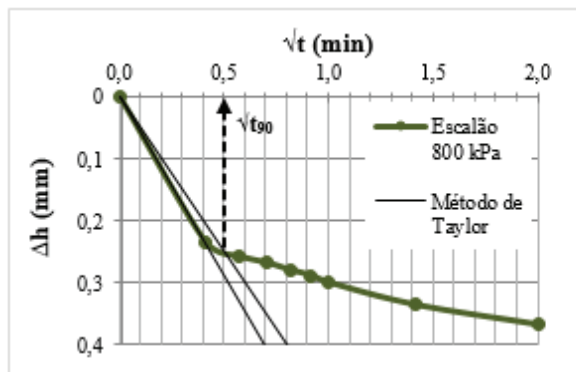


a)

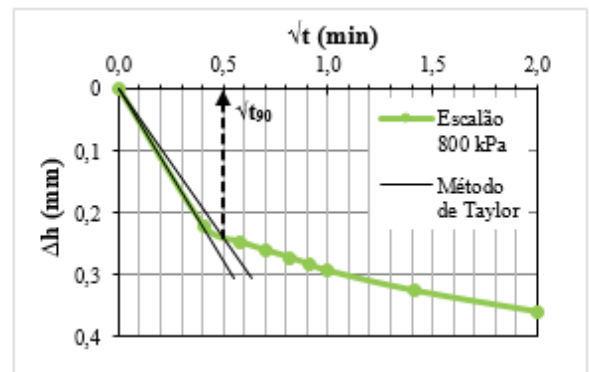


b)

Figura B-16: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 400 kPa: a) OED3; b) OED4

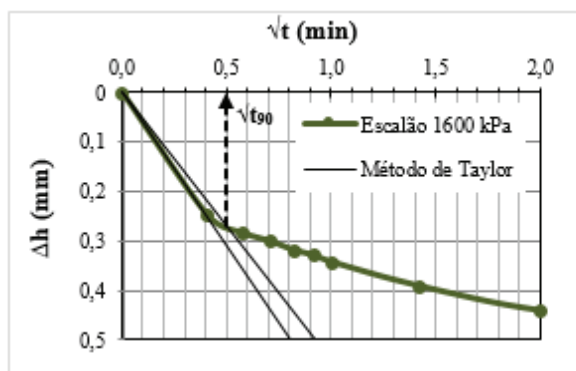


a)

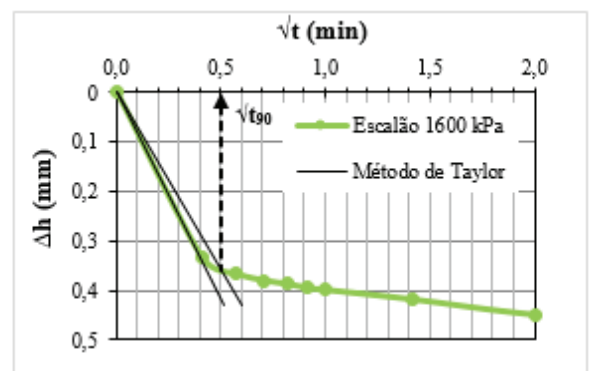


b)

Figura B-17: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 800 kPa: a) OED3; b) OED4



a)



b)

Figura B-18: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 1600 kPa: a) OED3; b) OED4

- Coluna com 70%SP

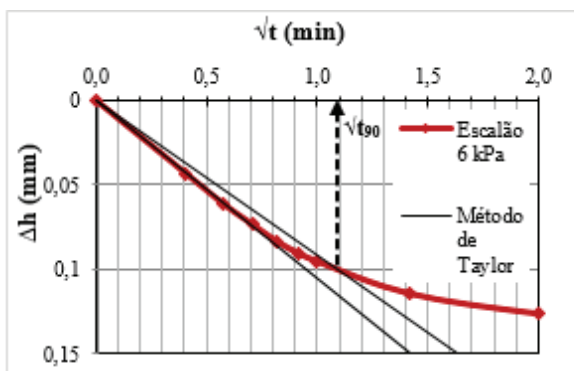
Tabela B-5: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico OED5

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t₉₀	c_v	a_v	m_v	E_{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,083	1,207	-	-	-	-	-	-
6	18,848	1,179	1,188	33,82	9,058	4,105	0,244	4,32E-08
12	18,585	1,149	0,518	75,65	5,069	2,326	0,345	5,47E-08
25	18,245	1,110	0,336	112,95	3,024	1,407	0,501	4,94E-08
50	17,833	1,062	0,281	129,76	1,905	0,903	0,718	3,64E-08
100	17,364	1,008	0,281	123,20	1,085	0,526	1,077	2,02E-08
200	16,814	0,944	0,260	124,48	0,635	0,316	1,657	1,23E-08
400	16,175	0,870	0,250	120,10	0,370	0,190	2,605	7,11E-09
100	16,259	0,880	-	-	-	-	-	-
400	16,100	0,862	-	-	-	-	-	-
800	15,469	0,789	0,260	104,841	0,18259	0,098	4,208	3,20E-09
1600	14,755	0,706	0,250	98,9572	0,1032	0,058	7,041	1,78E-09
200	14,900	0,723	-	-	-	-	-	-
3	15,128	0,749	-	-	-	-	-	-

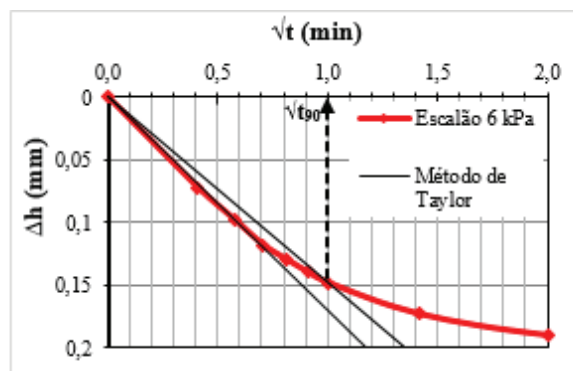
Tabela B-6: Síntese de valores resultantes do ensaio edométrico OED6

Tensão	Altura	Índice de Vazios	t₉₀	c_v	a_v	m_v	E_{oed}	k
(kPa)	(mm)		(min)	(m ² /ano)	(m ² /MN)	(m ² /MN)	MPa	(m/s)
3	19,055	1,363	-	-	-	-	-	-
6	18,741	1,325	1,000	39,9	12,982	5,4929	0,182	6,81E-08
12	18,457	1,289	0,578	67,2	5,875	2,5274	0,287	5,28E-08
25	18,064	1,241	0,384	96,7	3,748	1,6371	0,423	4,93E-08
50	17,640	1,188	0,292	122,6	2,103	0,9384	0,633	3,58E-08
100	17,151	1,127	0,260	130,2	1,214	0,5546	0,971	2,25E-08
200	16,585	1,057	0,260	121,6	0,702	0,3300	1,520	1,25E-08
400	15,929	0,976	0,250	116,9	0,407	0,1978	2,420	7,19E-09
100	15,991	0,983	-	-	-	-	-	-
400	15,852	0,966	-	-	-	-	-	-
800	15,210	0,887	0,250	106,0	0,199	0,1012	3,950	3,34E-09
1600	14,519	0,801	0,250	96,0	0,107	0,0568	6,709	1,70E-09
200	14,647	0,817	-	-	-	-	-	-
3	15,054	0,867	-	-	-	-	-	-

De seguida, encontra-se a aplicação do método de Taylor nos diferentes escalões de carga.

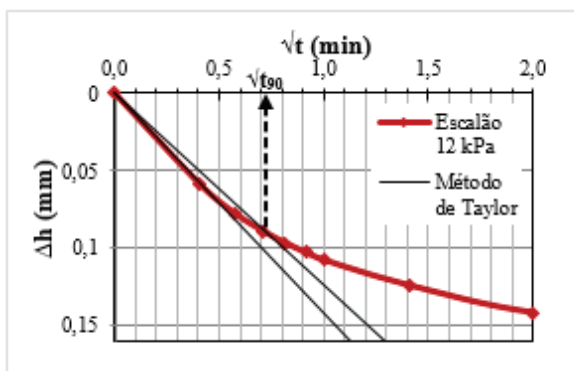


a)

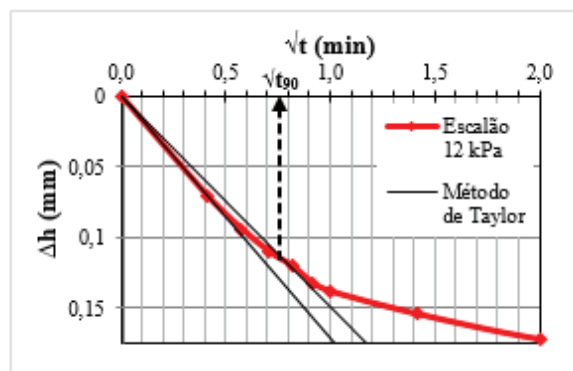


b)

Figura B-19: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 6 kPa: a) OED5; b) OED6

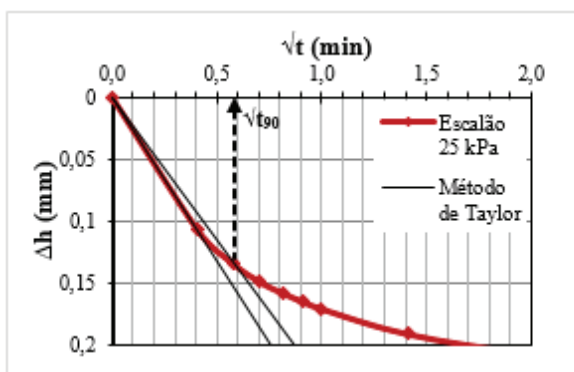


a)

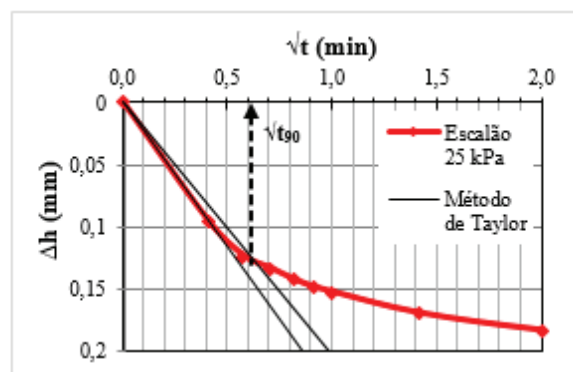


b)

Figura B-20: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 12 kPa: a) OED5; b) OED6

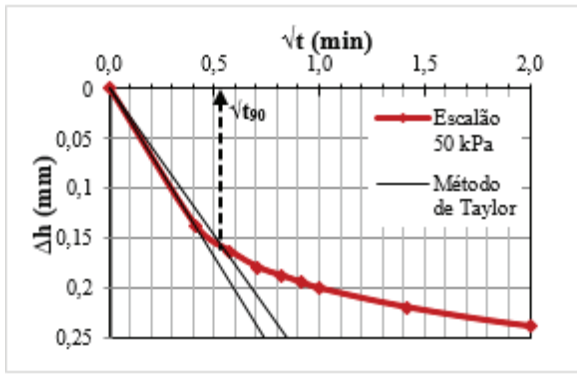


a)

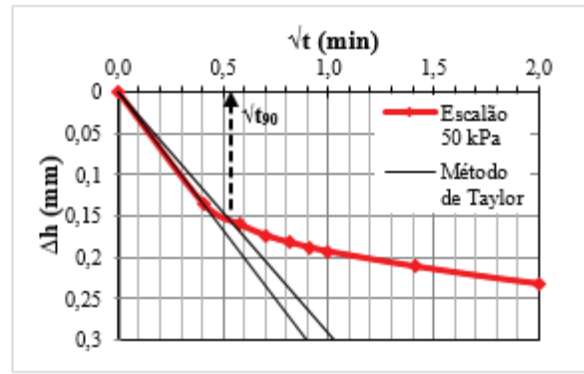


b)

Figura B-21: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 25 kPa: a) OED5; b) OED6

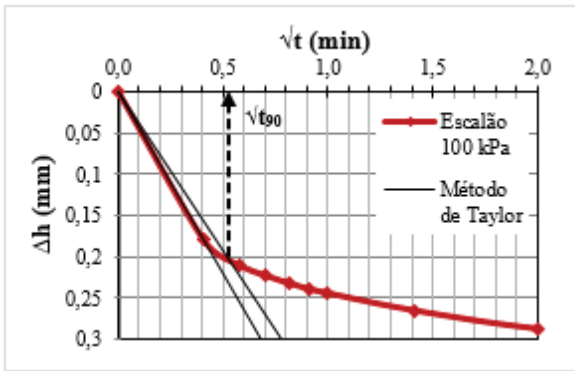


a)

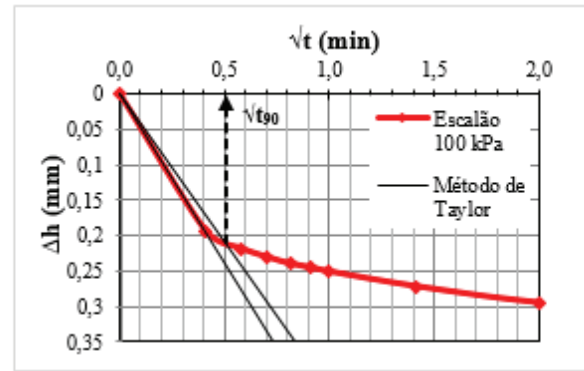


b)

Figura B-22: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 50 kPa: a) OED5; b) OED6

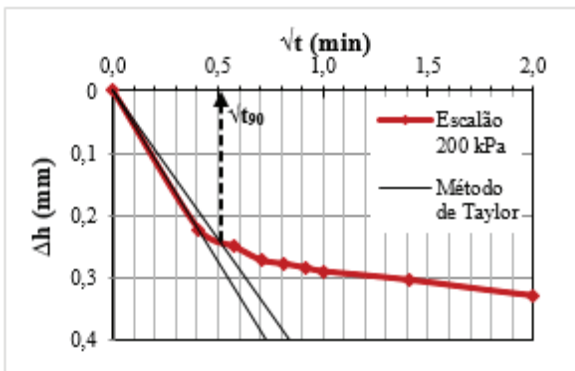


a)

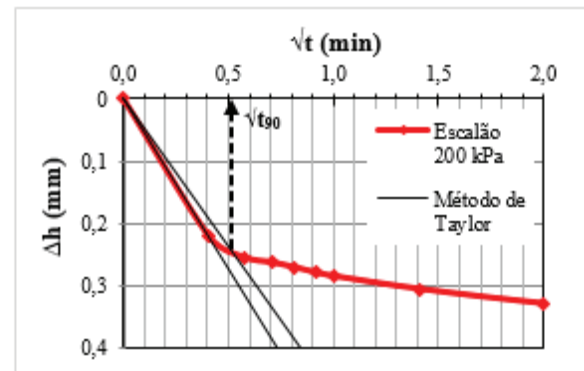


b)

Figura B-23: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 100 kPa: a) OED5; b) OED6

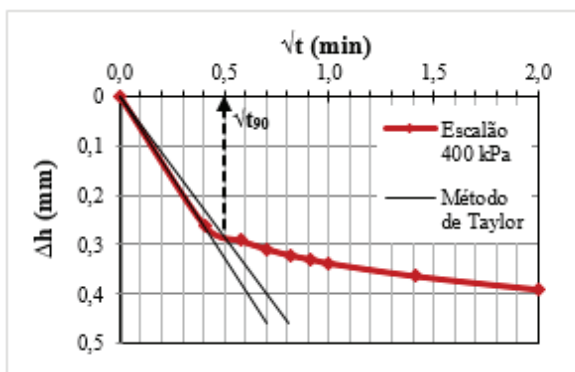


a)

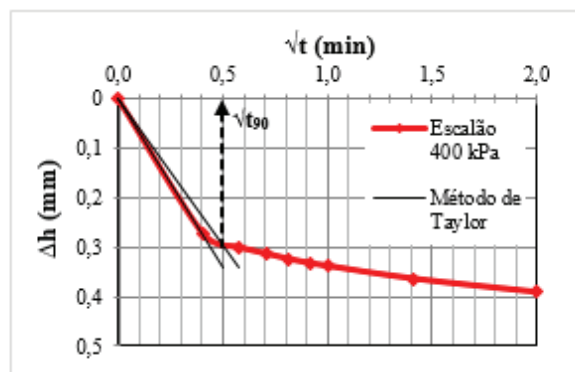


b)

Figura B-24: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 200 kPa: a) OED5; b) OED6

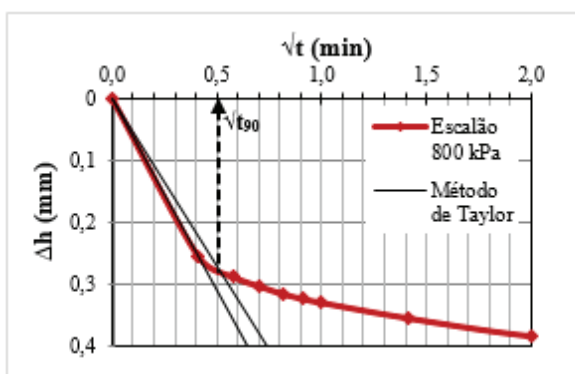


a)

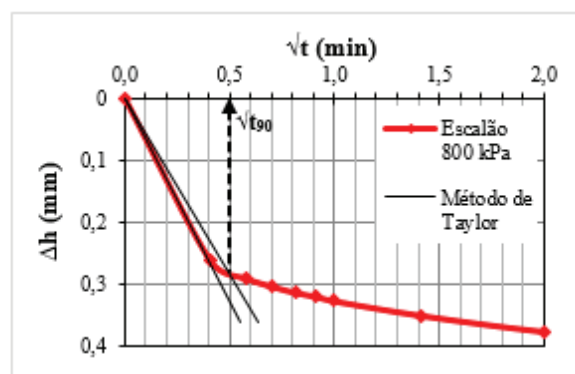


b)

Figura B-25: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 400 kPa: a) OED5; b) OED6

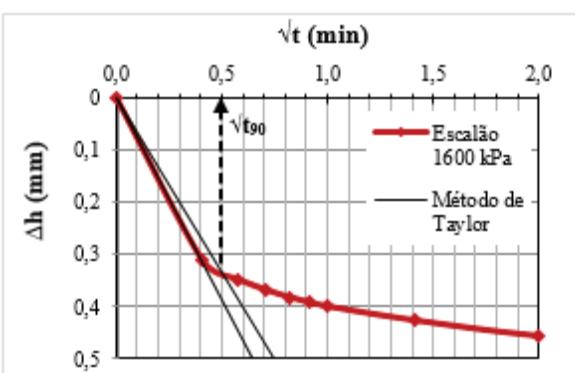


a)

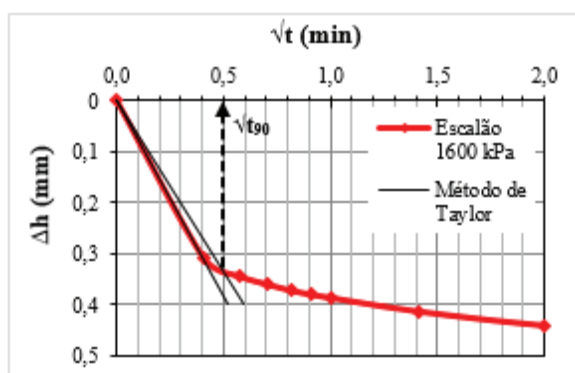


b)

Figura B-26: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 800 kPa: a) OED5; b) OED6



a)



b)

Figura B-27: Aplicação do método de Taylor para o escalão de 1600 kPa: a) OED5; b) OED6