



**André Bernardo da Silva Gonçalves Lopes**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

## **Consolidação de solos moles com recurso a vácuo**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo

Presidente: Professor Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves

Arguente: Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão

Vogal: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro, 2017



### **Consolidação de solos moles com recurso a vácuo**

Copyright © André Bernardo da Silva Gonçalves Lopes, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



*Ao meu tio e às minhas famílias.*



# Agradecimentos

Quero agradecer em primeiro lugar, à Instituição Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa pela disponibilização de meios e infraestruturas para levar a cabo os meus estudos.

Em segundo lugar, quero agradecer ao Professor Pedro Guedes de Melo, pela disponibilidade, paciência e contínua transmissão de conhecimentos ao longo da elaboração desta dissertação e ao longo do meu percurso académico.

I want to leave a thanking note to Professor Serge Varaksin whom, while in Portugal, gave up some of his time to attend an informal meeting, and for providing some material to begin the bibliographic research.

Quero mostrar a minha gratidão à empresa Cushman & Wakefield, em especial ao departamento de Gestão de Projeto e de Escritórios, por me terem dado a oportunidade trabalhar e permitir ganhar experiência no mundo do trabalho e engenharia, enquanto concluía os meus estudos.

Quero também agradecer aos grupos Verídicos e Pezzados pelos bons momentos, companheirismo, amizade e apoio, e à “tia” Helena pela estima.

Por último, quero agradecer às minhas famílias, tio e namorada, por me terem sempre apoiado e dado alento quando precisei, ao longo deste percurso académico. Os mais importantes.



# Resumo

Cada vez mais as grandes metrópoles crescem e com elas a necessidade de espaço para construção de infraestruturas. No entanto, as características mecânicas dos solos disponíveis nem sempre são as melhores.

Em meados do século XX, e com o intuito de melhorar os atributos geotécnicos de solos moles, o cientista sueco W. Kjellman propôs a aplicação de pressões negativas aos mesmos, nascendo assim a consolidação de solos moles com recurso a vácuo. Kjellman defendia que ao diminuir as pressões intersticiais numa massa de solo, a tensão efetiva aumentaria, induzindo assim a sua consolidação, sendo que, a principal vantagem e inovação deste método consistia no fato do carregamento ser isotrópico, diminuindo os indesejados deslocamentos laterais verificados no método de sobrecarga convencional.

Desde então esta técnica tem vindo a ser estudada, tentando compreender o seu mecanismo, de forma a melhorar a sua eficiência e qualidade. É cada vez mais utilizada, contando com inúmeras aplicações bem-sucedidas por todo o mundo, em países como a China, Austrália, França, Índia e não só, pois possui as vantagens de diminuir o risco de colapso de taludes, devido ao carregamento isotrópico, ser considerada uma técnica ambientalmente sustentável, poder ser combinada com o método de sobrecarga convencional, não necessitar de transporte de material de aterro para o local da obra, entre outras.

Este documento tem como objetivo dar a conhecer esta técnica, reunindo informação e conteúdos elementares, que possam servir de base e de guia a quem queira saber um pouco mais acerca da mesma, abordando o seu dimensionamento e a sua aplicação a um caso de estudo prático.

**Palavras-chave:** Consolidação a vácuo; Solos moles; Drenos verticais; Zona de perturbação; Carregamento isotrópico; Deslocamentos laterais; Melhoramento do solo



# Abstract

Nowadays, as large metropolises grow, the need for space to build new infrastructures increases. However, the mechanical characteristics of the available soils are not always the most adequate.

In the mid-twentieth century, with the aim of improving the geotechnical conditions of soft soils, the Swedish scientist W. Kjellman proposed the application of negative pressures to the soils, thus creating the vacuum consolidation technique. Kjellman argued that by decreasing the pore water pressures of a soil's mass, the effective stress would increase, thus inducing its consolidation, with the advantage and innovation of transmitting the stresses isotropically, decreasing the undesired lateral displacements, obtained by the conventional surcharge method.

Since then, this technique has been studied and its mechanism understood, with the aim of improving its efficiency and quality. It has been commonly used around the world, in countries like China, Australia, France, India and so on, as it has the advantages of reducing the risk of slope failure due to the isotropic compression, of being an environmentally sustainable technique, of having the possibility to be combined with the conventional surcharge method and of not needing to transport landfill material to the site, among others.

This document aims to present and explain this technique, gathering information and elementary contents, with the purpose of providing a basis and some guidelines for those who want to know a little more about it, approaching its design and applying it to a practical case study.

**Keywords:** Vacuum consolidation; Soft soils; Vertical drains; Smear zone; Isotropic loading; Lateral displacements; Soil improvement



# Índice de texto

<b>RESUMO .....</b>	<b>VII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>IX</b>
<b>ÍNDICE DE TEXTO .....</b>	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. MOTIVAÇÃO E METODOLOGIA .....	2
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	3
<b>CAPÍTULO 2 - CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO .....</b>	<b>5</b>
2.1. RESENHA HISTÓRICA .....	5
2.2. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI.....	8
2.3. CARACTERÍSTICAS DA CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO .....	11
2.3.1. <i>Princípios gerais</i> .....	11
2.3.2. <i>Distribuição de pressões no solo</i> .....	14
2.3.3. <i>Zona de mancha ou zona de “perturbação”</i> .....	16
2.3.4. <i>Efeito de resistência de poço</i> .....	17
2.3.5. <i>Deslocamentos laterais</i> .....	17
2.4. VANTAGENS DO MÉTODO .....	18
<b>CAPÍTULO 3 - MÉTODOS DE APLICAÇÃO.....</b>	<b>21</b>
3.1. INTRODUÇÃO.....	21
3.2. MÉTODO DA MEMBRANA.....	21
3.2.1. <i>Método de Kjellman</i> .....	22
3.2.2. <i>Método Chinês</i> .....	22
3.2.3. <i>Método de Ménard</i> .....	24
3.2.4. <i>Método de aplicação subaquática</i> .....	25
3.3. MÉTODO SEM MEMBRANA.....	27
3.3.1. <i>Método CPVD</i> .....	27
3.3.2. <i>Vácuo de nível baixo</i> .....	30
<b>CAPÍTULO 4 - COMPONENTES DO SISTEMA DE CONSOLIDAÇÃO POR VÁCUO..</b>	<b>31</b>
4.1. INTRODUÇÃO.....	31
4.2. DRENOS.....	32
4.2.1. <i>Drenos verticais pré-fabricados (PVD)</i> .....	32
4.2.2. <i>Drenos verticais pré-fabricados tamponados (CPVD)</i> .....	33
4.2.3. <i>Tubos de transmissão de vácuo (VTP)</i> .....	34
4.2.4. <i>Drenos de Areia</i> .....	35
4.3. CAMADA DE FILTRO.....	35
4.4. SELAGEM.....	36
4.4.1. <i>Selagem superior</i> .....	36
4.4.2. <i>Selagem lateral</i> .....	37

4.5.	SISTEMA DE BOMBAGEM.....	39
<b>CAPÍTULO 5 - MÉTODOS DE ANÁLISE.....</b>		<b>41</b>
5.1.	GENERALIDADES.....	41
5.2.	MÉTODOS ANALÍTICOS .....	41
5.2.1.	<i>Princípios gerais .....</i>	<i>41</i>
5.2.2.	<i>Consolidação radial .....</i>	<i>44</i>
5.2.3.	<i>Consolidação vertical.....</i>	<i>46</i>
5.2.4.	<i>Tabelas de dimensionamento.....</i>	<i>48</i>
5.2.5.	<i>Procedimento de dimensionamento .....</i>	<i>51</i>
5.3.	MÉTODOS NUMÉRICOS .....	52
<b>CAPÍTULO 6 - CASO DE ESTUDO .....</b>		<b>55</b>
6.1.	INTRODUÇÃO .....	55
6.2.	ENQUADRAMENTO GERAL.....	55
6.3.	ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO.....	56
6.4.	ENQUADRAMENTO HIDROGEOLÓGICO.....	57
6.5.	ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO .....	57
6.5.1.	<i>Elementos de prospeção .....</i>	<i>57</i>
6.5.2.	<i>Valores obtidos pelos autores .....</i>	<i>59</i>
6.5.3.	<i>Resultados de campo – aplicação de sobrecarga .....</i>	<i>60</i>
6.5.4.	<i>Resultados de campo – aplicação de sobrecarga e vácuo.....</i>	<i>61</i>
6.5.5.	<i>Outros ensaios realizados .....</i>	<i>61</i>
6.5.6.	<i>Correlações.....</i>	<i>62</i>
6.6.	MODELAÇÃO DO ENSAIO EDOMÉTRICO – CURVA DE COMPRESSIBILIDADE .....	62
6.6.1.	<i>Valores de ensaio obtidos pelos autores.....</i>	<i>62</i>
6.6.2.	<i>Aproximação no âmbito da dissertação .....</i>	<i>63</i>
6.6.3.	<i>Conclusões .....</i>	<i>64</i>
6.7.	MODELAÇÃO DO ENSAIO EDOMÉTRICO - CONSOLIDAÇÃO RADIAL.....	65
6.7.1.	<i>Modelação com base nos valores dos autores .....</i>	<i>65</i>
6.7.2.	<i>Modelação no âmbito da dissertação.....</i>	<i>67</i>
6.7.3.	<i>Conclusões .....</i>	<i>69</i>
6.8.	MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CAMPO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA .....	70
6.8.1.	<i>Considerações iniciais.....</i>	<i>70</i>
6.8.2.	<i>Modelação com base nos valores dos autores, obtidos em laboratório ..</i>	<i>72</i>
6.8.3.	<i>Modelação com base nos valores dos autores, obtidos por retro análise</i>	<i>73</i>
6.8.4.	<i>Modelação no âmbito da dissertação com base em valores calibrados em laboratório .....</i>	<i>74</i>
6.8.5.	<i>Modelação no âmbito da dissertação considerando a perturbação associada à instalação do dreno .....</i>	<i>76</i>
6.8.6.	<i>Conclusões sobre o efeito de perturbação da instalação do dreno .....</i>	<i>77</i>
6.9.	MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CAMPO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO .....	78
6.9.1.	<i>Modelação com base nos valores dos autores, obtidos em laboratório ..</i>	<i>78</i>
6.9.2.	<i>Modelação com base nos valores dos autores, obtidos por retro análise</i>	<i>79</i>
6.9.3.	<i>Modelação com perturbação em torno do dreno .....</i>	<i>80</i>
6.9.4.	<i>Comportamento observado em obra.....</i>	<i>81</i>

6.9.5.	<i>Estimativa da pressão de vácuo efetivamente aplicada ao solo</i>	81
6.9.6.	<i>Avaliação do comportamento mecânico após aplicação do vácuo</i>	82
6.9.7.	<i>Conclusões</i>	83
6.10.	MODELAÇÃO NUMÉRICA	84
6.10.1.	<i>Introdução</i>	84
6.10.2.	<i>Modelos dos materiais</i>	84
6.10.3.	<i>Geometria e faseamento construtivo</i>	85
6.10.4.	<i>Cálculos e resultados</i>	85
<b>CAPÍTULO 7 - CONCLUSÃO</b>		<b>87</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>		<b>89</b>



# Índice de figuras

FIGURA 2.1 - ESQUEMA PROPOSTO POR KJELLMAN; ADAPTADO DE LOAN <i>ET AL.</i> , (2006); KJELLMAN, (1952). ....	5
FIGURA 2.2 - EXEMPLOS DE DRENOS; ADAPTADO DE CHU <i>ET AL.</i> , (2008). ....	6
FIGURA 2.3 - COLOCAÇÃO DOS DRENOS NO TERRENO COM O MANDRIL; ADAPTADO DE QUYNH E TIAN, (2009). ....	6
FIGURA 2.4 - LIGAÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS AO SISTEMA DE DRENAGEM HORIZONTAL; ADAPTADO DE QUYNH E TIAN, (2009). ....	7
FIGURA 2.5 - COLOCAÇÃO DA MEMBRANA DE SELAGEM; ADAPTADO DE QUYNH E TIAN, (2009). ....	7
FIGURA 2.6 – COMPONENTES DE VELOCIDADE DE DESCARGA; ADAPTADO DE TERZAGHI <i>ET AL.</i> , (1996). ....	8
FIGURA 2.7 - ESTADO DE DEFORMAÇÃO DUMA MASSA DE SOLO EM REPOUSO (A) CARREGADO COM VÁCUO, MAS SEM DEFORMAÇÃO LATERAL (B) E CARREGADO COM VÁCUO E COM DEFORMAÇÃO LATERAL (C); ADAPTADO DE CHAI <i>ET AL.</i> , (2005). ....	11
FIGURA 2.8 - ANALOGIA DA MOLA DO PROCESSO DE CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO SOBRE AÇÃO DE SOBRECARGA APENAS; ADAPTADO DE INDRARATNA <i>ET AL.</i> , (2015) E CHU E YAN, (2005). ....	12
FIGURA 2.9 - ANALOGIA DA MOLA DO PROCESSO DE CONSOLIDAÇÃO A VÁCUO SOBRE AÇÃO DE VÁCUO APENAS; ADAPTADO DE INDRARATNA <i>ET AL.</i> , (2015) E CHU E YAN, (2005). ....	12
FIGURA 2.10 - DISTRIBUIÇÕES DE TENSÕES NA CAMADA DE SOLO SUJEITA À AÇÃO DE UMA SOBRECARGA; ADAPTADO DE INDRARATNA <i>ET AL.</i> , (2015) E CHU E YAN, (2005). ....	13
FIGURA 2.11 - DISTRIBUIÇÕES DE ESFORÇOS NA CAMADA DE SOLO SUJEITA À AÇÃO DE VÁCUO; ADAPTADO DE INDRARATNA <i>ET AL.</i> , (2015) E CHU E YAN, (2005). ....	13
FIGURA 2.12 - DISTRIBUIÇÕES DE TENSÕES NA CAMADA DE SOLO EM REPOUSO (A) E SUJEITA À AÇÃO DE VÁCUO (B); ADAPTADO DE QIAN <i>ET AL.</i> , (1992). ....	14
FIGURA 2.13 - DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO DE VÁCUO AO LONGO DA CAMADA DE SOLO COM DIFERENTES CONDIÇÕES DE FRONTEIRA DRENANTES; ADAPTADO DE CHAI <i>ET AL.</i> , (2005). ....	14
FIGURA 2.14 – SELAGEM DE DRENO EM CAMADAS DE AREIA INTERMÉDIAS; ADAPTADO DE CHAI <i>ET AL.</i> , (2008) CHAI E CARTER, (2011). ....	15
FIGURA 2.15 - ESQUEMA DA ZONA DE PERTURBAÇÃO; ADAPTADO DE CHAI E CARTER, (2011). ....	16
FIGURA 2.16 - ESQUEMATIZAÇÃO DO EFEITO DA COMPRESSÃO ISOTRÓPICA NO TERRENO; ADAPTADO DE CHAI <i>ET AL.</i> , (2005). ....	18
FIGURA 3.1 - ESQUEMA DO SISTEMA DE VÁCUO PROPOSTO POR KJELLMAN; ADAPTADO DE CHAI E CARTER, (2011) ....	22
FIGURA 3.2 – ESQUEMA DO SISTEMA CHINÊS IMPLEMENTADO EM TIANJIN, CHINA; ADAPTADO DE YAN E CHU, (2005). ....	23
FIGURA 3.3 - OUTRO EXEMPLO DE ESQUEMA DESTA TÉCNICA; ADAPTADO DE TPEI, (1995); LOAN <i>ET AL.</i> , (2006). ....	24
FIGURA 3.4 - ESQUEMA DA TÉCNICA DE MÉNARD; ADAPTADO DE CHU <i>ET AL.</i> , (2009). ....	25
FIGURA 3.5 - ESQUEMA DA TÉCNICA SUBAQUÁTICA; ADAPTADO DE KARLSRUD <i>ET AL.</i> , (2007); KHAN, (2010). ....	26
FIGURA 3.6 – ESQUEMA ALTERNATIVO PARA TÉCNICA SUBAQUÁTICA; ADAPTADO DE YANG <i>ET AL.</i> , (1987); CHU <i>ET AL.</i> , (2009). ....	27
FIGURA 3.7 - PORMENOR DE LIGAÇÃO DRENO-SISTEMA; ADAPTADO DE GRIFFIN E O'KELLY, (2014); SEAH, (2006). ....	28
FIGURA 3.8 – INSTALAÇÃO E CONEXÃO DOS CPVDs; ADAPTADO DE SAOWAPAKPIBOON <i>ET AL.</i> , (2008). ....	28
FIGURA 3.9 - ESQUEMA DA INSTALAÇÃO DO SISTEMA EM TERRA; ADAPTADO DE YONEYA <i>ET AL.</i> , (2003). ....	29

FIGURA 3.10 - ESQUEMA DO SISTEMA CPVD; ADAPTADO DE YONEYA <i>ET AL.</i> , (2003). .....	29
FIGURA 3.11 - DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES AO LONGO DA CAMADA; ADAPTADO DE YONEYA <i>ET AL.</i> , (2003).....	30
FIGURA 3.12 - ESQUEMA DA TÉCNICA DE VÁCUO DE BAIXO NÍVEL; ADAPTADO DE CHU <i>ET AL.</i> , (2008).....	30
FIGURA 4.1 - ELEMENTOS DO SISTEMA DE VÁCUO; ADAPTADO DE INDRARATNA <i>ET AL.</i> , (2015); ARIYARATHNA <i>ET AL.</i> , (2011). .....	31
FIGURA 4.2 – ESTRUTURA DE UM PVD (A) E DIVERSOS TIPOS DE NÚCLEO (B); ADAPTADO DE CHAI E CARTER, (2011).....	32
FIGURA 4.3 – SECÇÃO DE DIFERENTES TIPOS DE DRENO (PVD) COM NÚCLEO E FILTRO SEPARADO (A) E COLADO (B); ADAPTADO DE LIU E CHU, (2009); CHU <i>ET AL.</i> , (2009). .....	33
FIGURA 4.4 - PORMENOR DA LIGAÇÃO DO PVD AO SISTEMA DE VÁCUO; ADAPTADO DE KUMAR <i>ET AL.</i> , (2015).....	33
FIGURA 4.5 - PORMENOR DA LIGAÇÃO DO PVD AO SISTEMA DE VÁCUO; ADAPTADO DE KHAN, (2010). .....	34
FIGURA 4.6 – EXEMPLO DE UM VTP; VARAKSIN, (2016). .....	34
FIGURA 4.7 – CAMADA DE DRENAGEM COM TAPETE DE AREIA E SISTEMA DE DRENAGEM HORIZONTAL; VARAKSIN, (2016). .....	36
FIGURA 4.8 – MEMBRANA DE PVC A SER ESTENDIDA; VARAKSIN, (2016). .....	37
FIGURA 4.9 - ESQUEMA DE UMA PAREDE DE CONFINAMENTO LATERAL E DA SUA APLICAÇÃO; ADAPTADO DE TANG <i>ET AL.</i> , (2004). .....	38
FIGURA 4.10 – EXECUÇÃO DE UMA PAREDE DE CONFINAMENTO LATERAL; VARAKSIN, (2016).....	38
FIGURA 4.11 – BOMBA UTILIZADA NUMA APLICAÇÃO CPVD; ADAPTADO DE SAOWAPAKPIBOON <i>ET AL.</i> , (2008). .....	39
FIGURA 4.12 – BOMBA UTILIZADA NO MÉTODO DE MÉNARD; VARAKSIN, (2016).....	40
FIGURA 5.1 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA ZONA DE PERTURBAÇÃO; PADRÃO CIRCULAR (A) PADRÃO QUADRANGULAR (B) VISTA EM CORTE DE UM DRENO RODEADO PELA ZONA DE PERTURBAÇÃO (C); ADAPTADO DE RUJIKIATKAMJORN E INDRARATNA, (2007). .....	42
FIGURA 5.2 - MODELO DE CÉLULA UNITÁRIA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA; ADAPTADO DE CHAI E CARTER, (2011). .....	43
FIGURA 5.3 - RELAÇÃO ENTRE $T_V$ E $U^*$ ; ADAPTADO DE RUJIKIATKAMJORN E INDRARATNA, (2007). .....	49
FIGURA 5.4 – RELAÇÃO ENTRE $N$ E $\Xi$ ADAPTADO DE RUJIKIATKAMJORN E INDRARATNA, (2007).....	49
FIGURA 5.5 - CURVAS DA EQUAÇÃO 5.24.B; ADAPTADO DE RUJIKIATKAMJORN E INDRARATNA, (2007).....	50
FIGURA 5.6 - RELAÇÕES ENTRE $\Xi$ , A E B; ADAPTADO DE RUJIKIATKAMJORN E INDRARATNA, (2007).....	50
FIGURA 5.7 – CONVERSÃO DE UMA CÉLULA UNITÁRIA AXISSIMÉTRICA EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO; ADAPTADO DE INDRARATNA, (2010). .....	53
FIGURA 6.1 - ESQUEMA DO ENSAIO DE CAMPO EM PLANTA. ....	56
FIGURA 6.2 - ESQUEMA DO ENSAIO DE CAMPO EM CORTE.....	56
FIGURA 6.3 - PERFIL GEOTÉCNICO DO TERRENO. ....	57
FIGURA 6.4 - ENSAIO EDOMÉTRICO – COMPRESSIBILIDADE.....	58
FIGURA 6.5 - ESQUEMA DO SISTEMA DE ENSAIO PARA ANÁLISE DA CONSOLIDAÇÃO RADIAL.....	59
FIGURA 6.6 - CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL 100-200KPA.....	59
FIGURA 6.7 - CURVA $\Delta_H$ -T OBTIDA PELA INSTRUMENTAÇÃO PARA A SITUAÇÃO DE APLICAÇÃO DE SOBRECARGA. ....	60
FIGURA 6.8 - CURVA $\Delta_H$ -T OBTIDA PELA INSTRUMENTAÇÃO PARA A SITUAÇÃO DE APLICAÇÃO DE SOBRECARGA EM CONJUNTO COM VÁCUO. ....	61
FIGURA 6.9 - ENSAIO EDOMÉTRICO - CONSOLIDAÇÃO VERTICAL.....	63
FIGURA 6.10 - ENSAIO EDOMÉTRICO – APROXIMAÇÕES.....	64
FIGURA 6.11 - ENSAIO EDOMÉTRICO – CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL PARA O PATAMAR 100-200KPA. ....	65
FIGURA 6.12 - CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL PARA O PATAMAR 100-200KPA – MODELAÇÃO COM BASE NOS VALORES ESTIMADOS PELOS AUTORES. ....	66

FIGURA 6.13 - CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL PARA O PATAMAR 100-200kPA – MODELAÇÃO COM BASE NOS VALORES ESTIMADOS PELOS AUTORES. ....	66
FIGURA 6.14 - CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL PARA O PATAMAR 100-200kPA – MODELAÇÃO COM BASE NOS VALORES ESTIMADOS NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO. ....	67
FIGURA 6.15 - CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL PARA O PATAMAR 100-200kPA – MODELAÇÃO COM BASE NOS VALORES ESTIMADOS NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO. ....	68
FIGURA 6.16 - CURVA DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL PARA O PATAMAR 100-200kPA – MODELAÇÃO COM BASE NOS VALORES ESTIMADOS NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO COM O VALOR DE ASSENTAMENTO OBTIDO NO ENSAIO. ....	69
FIGURA 6.17 – DEFORMADA DA MODELAÇÃO EM AXISSIMETRIA DE UM ATERRO DE GRANDES DIMENSÕES. ....	70
FIGURA 6.18 – VALOR DO ASSENTAMENTO MÁXIMO DA MODELAÇÃO EM AXISSIMETRIA DE UM ATERRO DE GRANDES DIMENSÕES. ....	71
FIGURA 6.19 – DEFORMADA DA MODELAÇÃO EM AXISSIMETRIA DE UM ATERRO DE DIMENSÕES IDÊNTICAS ÀS DO ESTUDO. .	71
FIGURA 6.20 – VALOR DO ASSENTAMENTO MÁXIMO DA MODELAÇÃO EM AXISSIMETRIA DE UM ATERRO DE DIMENSÕES IDÊNTICAS ÀS DO ESTUDO. ....	71
FIGURA 6.21 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA REALIZADA PELOS AUTORES COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS EM LABORATÓRIO. ....	72
FIGURA 6.22 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA REALIZADA PELOS AUTORES COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS APÓS RETRO ANÁLISE. ....	73
FIGURA 6.23 - COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA MODELADO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO OBTIDO COM BASE NO MODELO CALIBRADO COM VALORES OBTIDOS EM LABORATÓRIO. ....	74
FIGURA 6.24 - COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA MODELADO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO OBTIDO COM BASE NO MODELO CALIBRADO COM VALORES OBTIDOS EM LABORATÓRIO. ....	75
FIGURA 6.25 - COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA MODELADO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO OBTIDO APÓS AJUSTE DOS COEFICIENTES DE CONSOLIDAÇÃO NO MODELO CALIBRADO COM BASE EM VALORES OBTIDOS. ....	76
FIGURA 6.26 - COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA MODELADO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO OBTIDO APÓS AJUSTE DE VALORES DO MODELO CONSIDERANDO O EFEITO DE PERTURBAÇÃO. ....	77
FIGURA 6.27 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO REALIZADA PELOS AUTORES COM BASE NOS VALORES ANTERIORMENTE CALIBRADOS. ....	79
FIGURA 6.28 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO REALIZADA PELOS AUTORES COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS APÓS RETRO ANÁLISE. ....	79
FIGURA 6.29 - COMPORTAMENTO DO SOLO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO MODELADO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO OBTIDO COM BASE NO MODELO CALIBRADO ANTERIORMENTE, COMPLEMENTADO COM O EFEITO DE PERTURBAÇÃO. ....	80
FIGURA 6.30 - COMPORTAMENTO DO SOLO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO MODELADO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO E TENDO EM CONTA A REDUÇÃO DE PRESSÃO DE VÁCUO. ....	82
FIGURA 6.31 - RESULTADOS OBTIDOS DO ENSAIO LCPT ANTES E APÓS O TRATAMENTO DO SOLO. ....	83
FIGURA 6.32 - MALHA OBTIDA NA MODELAÇÃO EM PLAXIS. ....	85
FIGURA 6.33 - DEFORMADA APÓS APLICAÇÃO DE SOBRECARGA; $\Delta_{HPLAXIS}=860\text{MM}$ ; $\Delta_{HMODELO}=828\text{MM}$ . ....	86
FIGURA 6.34 - DEFORMADA APÓS APLICAÇÃO DE VÁCUO E SOBRECARGA; $\Delta_{HPLAXIS}=935\text{MM}$ ; $\Delta_{HMODELO}=901\text{MM}$ . ....	86



# Índice de tabelas

TABELA 5.1 - PROPOSTAS DE KS; ADAPTADO DE CHU <i>ET AL.</i> , (2014); INDRARATNA <i>ET AL.</i> , (2005); DS DIÂMETRO DA ZONA DE PERTURBAÇÃO; DM DIÂMETRO EQUIVALENTE DO MADRIL.....	45
TABELA 6.1 – PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DO SOLO OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO EDOMÉTRICO .....	60
TABELA 6.2 – COEFICIENTES DE CONSOLIDAÇÃO OBTIDOS PARA DIFERENTES PATAMARES DE TENSÃO .....	60
TABELA 6.3 – LIMITES DE ATTERBERG.....	61
TABELA 6.4 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA.....	62
TABELA 6.5 – PARÂMETROS CONSIDERADOS.....	64
TABELA 6.6 – VALORES ADMITIDOS PELOS AUTORES NO CASO DE ESTUDO.....	65
TABELA 6.7 – VALORES CONSIDERADOS NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO NA MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL .....	67
TABELA 6.8 – VALORES CONSIDERADOS NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO NA MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL COM O ASSENTAMENTO OBTIDO NO ENSAIO .....	68
TABELA 6.9 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO DO ENSAIO DE CONSOLIDAÇÃO RADIAL .....	70
TABELA 6.10 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS PELOS AUTORES NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS EM LABORATÓRIO DO CASO DE ESTUDO .....	73
TABELA 6.11 - PARÂMETROS UTILIZADOS PELOS AUTORES NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS EM RETRO ANÁLISE .....	74
TABELA 6.12 – VALORES DOS PARÂMETROS OBTIDOS NO AJUSTE DA MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO .....	75
TABELA 6.13 – VALORES DOS PARÂMETROS OBTIDOS NO AJUSTE DA MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM SOBRECARGA NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO CONSIDERANDO O EFEITO DE PERTURBAÇÃO .....	77
TABELA 6.14 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS PELOS AUTORES NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS EM LABORATÓRIO .....	78
TABELA 6.15 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS PELOS AUTORES NA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO COM APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E VÁCUO COM BASE NOS RESULTADOS OBTIDOS EM RETRO ANÁLISE.....	80
TABELA 6.16 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO COM BASE NO MODELO CALIBRADO ANTERIORMENTE, COMPLEMENTADO COM O EFEITO DE PERTURBAÇÃO EM TORNO DO DRENO... ..	81
TABELA 6.17 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO CONSIDERANDO A APLICAÇÃO DA PRESSÃO DE VÁCUO REALMENTE INSTALADA .....	82
TABELA 6.18 – VALORES DOS PARÂMETROS OBTIDOS NAS MODELAÇÕES NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO APÓS AJUSTE AO PROBLEMA REAL.....	83
TABELA 6.19 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO EM PLAXIS .....	84



# Simbologia

$a$	Largura do dreno (m)
$b$	Espessura do dreno (m)
$c_h$	Coefficiente de consolidação horizontal (m <sup>2</sup> /s)
$c_v$	Coefficiente de consolidação vertical (m <sup>2</sup> /s)
$c_{vh}$	Razão entre $c_v$ e $c_h$ ;
$d_e$	Diâmetro da zona de influência do dreno (m)
$d_m$	Diâmetro equivalente do mandril (m)
$d_s$	Diâmetro da zona de perturbação (m)
$d_w$	Diâmetro equivalente do dreno (m)
$e_i$	Índice de vazios para tensão vertical efetiva igual a 1 kPa
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal na zona não perturbada (m/s)
$k_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical (m/s)
$k_s$	Coefficiente de permeabilidade horizontal na zona perturbada (m/s)
$l$	Comprimento do dreno (espessura da camada de solo) (m)
$L$	Relação $l/d_e$
$m_v$	Coefficiente de compressibilidade do solo (m <sup>2</sup> /kN)
$n$	Parâmetro adimensional
$p'_c$	Pressão de pré-consolidação
$p_0$	Pressão de vácuo aplicada (kPa)
$q_w$	Capacidade de descarga do dreno (m <sup>3</sup> /s)
$r$	Raio; coordenada no sistema de coordenadas cilíndrico (m)
$r_e$	Raio da zona de influência do dreno (m)
$r_s$	Raio da zona perturbada (m)
$r_w$	Raio equivalente do dreno (m)
$s$	Razão adimensional de perturbação
$S$	Espaçamento de drenos (m)
$t$	Tempo (s)
$t_{req}$	Tempo necessário para a consolidação
$T_h$	Fator de tempo adimensional
$T'_h$	Fator de tempo adimensional modificado

$T_v$	Fator de tempo adimensional vertical
$u(r, z, t)$	Pressão intersticial em excesso (kPa)
$\bar{u}_{h,t}$	Pressão intersticial horizontal em excesso média (kPa)
$u_h(r, t)$	Pressão intersticial em excesso para consolidação radial pura (kPa)
$\bar{u}_{v,t}$	Pressão intersticial vertical em excesso média (kPa)
$u_v(z, t)$	Pressão intersticial em excesso para consolidação vertical pura (kPa)
$\bar{u}_t$	Pressão intersticial média em excesso total (kPa)
$u_0$	Pressão intersticial em excesso inicial (kPa)
$U_h$	Grau de consolidação horizontal médio (%)
$\bar{U}_t$	Grau de consolidação total médio (%)
VPR	Razão de pressão de vácuo
$z$	Profundidade (m)

#### Letras gregas

$\gamma_w$	Peso volúmico da água (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma, \xi, \alpha, \beta$	Fatores modificados de perturbação e resistência de poço
$\mu$	Fator de perturbação e resistência de poço
$\sigma'_i$	Tensão efetiva vertical inicial (kPa)





# Capítulo 1

## Introdução

Na última metade do século XX tem-se vindo a observar um crescimento populacional desenfreado. As grandes áreas metropolitanas estão cada vez mais sobrepovoadas, e têm vindo a expandir-se para acomodar o aumento populacional e a sua expansão não parece estar a abrandar.

As populações têm tendência a desenvolver-se em áreas costeiras e ribeirinhas, ocupando as zonas que possuem melhores condições para construção. Com a sobreocupação dos espaços, a tendência é procurar locais de construção alternativos e, muitas das vezes, os solos ainda disponíveis não têm os melhores atributos.

Frequentemente, os solos existentes nestas zonas são argilas moles e lodos, com fracas características mecânicas, relacionadas com a sua alta compressibilidade e baixa capacidade de carga. Ora, para que se possam construir infraestruturas nestas condições, poderá ser necessário tratar os solos, de modo a melhorar as suas propriedades, o que fomenta a procura de técnicas adequadas para este efeito.

Já foram utilizados diversos métodos com sucesso nesta área, como colunas de brita ou de pedra, drenos e areia, e drenos pré-fabricados (PVD – Pre-fabricated Vertical Drains). Os últimos, têm vindo a ser cada vez mais utilizados devido ao seu baixo custo e flexibilidade, não se danificando com possíveis deslocamentos laterais. A sua aplicação é rápida, diminui o tempo de pré-carga, reduz o caminho de drenagem e o seu impacto ambiental não é relevante (Indraratna, (2010)).

Durante muito tempo, para melhorar resistência ao corte, apenas se colocou material de aterro sobre os solos sem recurso a drenos pois, através da carga aplicada ao terreno, este iria consolidar e acomodar as tensões impostas. Como esta técnica é principalmente aplicada em solos argilosos e lodosos, que geralmente são pouco permeáveis, o processo de consolidação é moroso. Posteriormente combinaram-se os dois métodos, material de aterro com drenos, de forma a acelerar o processo de consolidação. Porém, como este é realizado em várias etapas, em que se vai subindo a cota do aterro faseadamente de maneira a evitar o colapso devido ao excesso de pressão intersticial, o procedimento é sempre lento.

Entretanto surgiu um novo conceito, a aplicação de pressão de vácuo ao solo. Esta técnica tem vindo a ser utilizada como alternativa ao método convencional com recurso a material de aterro. Através da aplicação de pressões intersticiais negativas, distribuídas ao longo dos drenos e da superfície do terreno, a eficiência dos drenos é amplificada, tornando o processo de consolidação mais rápido, reduzindo os indesejados deslocamentos laterais e aumentando as tensões efetivas no terreno.

Este método apresenta algumas vantagens, tais como, períodos de construção mais curtos, não necessita de material de aterro nem de maquinaria pesada e não utiliza químicos, pelo que se torna numa técnica ambientalmente sustentável (Chai e Carter, (2011)).

Este documento terá como objetivo dar a conhecer esta técnica e demonstrar que pode ser uma boa alternativa quando se pretende um determinado grau de consolidação num determinado espaço de tempo, envolvendo uma mobilização mínima de terras para pré-carga.

## 1.1. Motivação e metodologia

A motivação para fazer uma dissertação sobre o presente assunto surgiu com o intuito de saber mais e reunir informação pertinente acerca de uma técnica de melhoramento de solos que pode ter bastante potencial de aplicação em Portugal, onde as cidades e populações tendem a fixar-se principalmente em zonas ribeirinhas e costeiras, onde a presença de solos aluvionares e moles é bastante frequente e nem sempre são viáveis para a construções por falta de alternativas para o melhoramento do solo. Dado isto, e como este método é praticamente desconhecido em Portugal e, segundo o Professor Serge Varaksin, houve apenas uma tentativa de aplicação da mesma na zona do atual Parque das Nações, na década de 80, não muito bem-sucedida, procurou-se contribuir para a divulgação deste procedimento em Portugal, através da criação deste documento.

Para criar este documento procedeu-se a uma investigação bibliográfica extensa, onde foram reunidos artigos, livros e casos de estudo, de diversos autores tentando sempre perceber e dar preferência àqueles que são os principais especialistas e as maiores referências dentro deste tema da consolidação de solos moles com vácuo. De referenciar que também foram fornecidos alguns documentos de apoio para o início desta pesquisa pelo Professor Serge Varaksin, um dos mais conceituados peritos em melhoramento de solos, tendo trabalhado largos anos para a empresa francesa Ménard.

Após a análise destes variados documentos, procurou-se compreender quais os assuntos mais relevantes de modo a serem aqui expostos. Optou-se por apresentar a técnica, sem deixar de referir a teoria da consolidação, de onde a mesma deriva, e apresentaram-se os seus princípios básicos e principais características, os diferentes métodos existentes, os componentes que constituem o sistema de aplicação da técnica e os seus métodos de análise atuais.

De modo a validar os conhecimentos reunidos, aplicaram-se os mesmos à análise de um caso de estudo, tentando perceber e interpretar os resultados e os efeitos da aplicação desta técnica no comportamento do solo, e modelou-se o mesmo no software PLAXIS.

## 1.2. Organização da dissertação

Esta dissertação tentará abordar os principais assuntos que dizem respeito à técnica de consolidação de solos moles com recurso a vácuo. Será organizada de forma a não tornar este documento muito denso, dividindo os temas em diferentes capítulos que serão expostos da forma explicada em seguida.

No primeiro e presente capítulo, é explicada a metodologia utilizada na elaboração deste trabalho e como está organizado.

De seguida, no segundo capítulo, é apresentada uma breve resenha histórica expondo o surgimento da técnica e será feita uma curta abordagem à teoria da consolidação de maneira a expor os seus conceitos principais. Serão expostos os princípios da consolidação a vácuo, explicando no que é que consiste e quais os seus mecanismos, os principais fatores que podem influenciar a sua aplicação como é o caso da zona de perturbação e o efeito da resistência de poço, como a compressão isotrópica afeta ou não os deslocamentos laterais e por fim, as principais vantagens deste método.

No terceiro capítulo, abordar-se-ão os principais e mais correntes métodos de aplicação desta técnica, divididos em dois grupos, os métodos com aplicação de membrana e os métodos sem membrana, mostrando quais as características fundamentais de cada um e como são aplicados.

O quarto capítulo corresponderá à apresentação dos principais componentes que constituem o sistema de vácuo, mostrando em que consiste cada um e explicando brevemente a sua função e funcionamento.

Serão referidos, no quinto capítulo, os diferentes métodos de análise existentes e tanto o método analítico como empírico e numérico, que durante a investigação se consideraram mais práticos e de fácil compreensão e aplicação, serão apresentados de forma expedita.

No sexto capítulo far-se-á uma análise a um caso de estudo, onde se aplicarão os conhecimentos e modelos adquiridos durante a pesquisa bibliográfica, de modo a poder validar os mesmos e tentar interpretar e perceber os resultados obtidos. É apresentada ainda a modelação do caso de estudo no programa PLAXIS, de forma a tentar corroborar os resultados obtidos e as interpretações e análises efetuadas.

Por último, no capítulo sétimo, serão apresentadas as conclusões finais acerca deste trabalho e no seu seguimento são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas na realização e conceção deste documento.



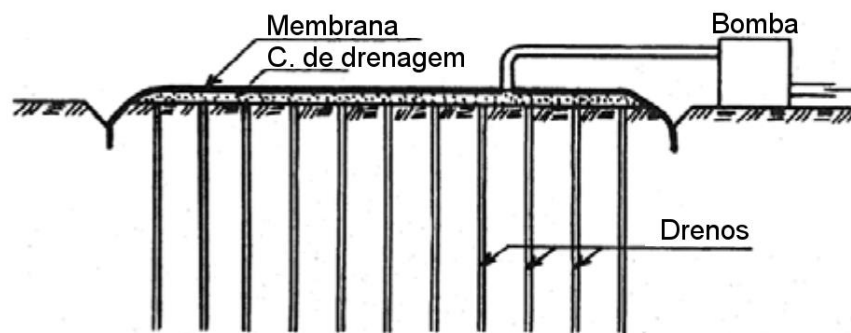
# Capítulo 2

## Consolidação a vácuo

### 2.1. Resenha histórica

A técnica de consolidação com recurso a vácuo foi proposta pela primeira vez por Kjellman (Kjellman, (1952)), enquanto trabalhava no Royal Swedish Geotechnical Institute (RSGI), para melhorar as características mecânicas dos solos moles. Kjellman defendia que à medida que se reduzisse a pressão intersticial numa massa de solo isolada, se verificava um aumento das tensões efetivas, mantendo as tensões totais constantes, levando à sua consolidação (Loan *et al.*, (2006)).

Isto levou Kjellman a propor que se isolasse uma massa de solo do meio envolvente, colocando previamente drenos e cobrindo a superfície do solo com uma membrana estanque à água e ao ar, de modo que as extremidades dessa membrana ficassem abaixo da linha de água nos limites da área a tratar, submetendo-o de seguida a vácuo, utilizando bombas de alta potência. Na Figura 2.1 está representado o esquema proposto por Kjellman.



**Figura 2.1 - Esquema proposto por Kjellman; adaptado de Loan *et al.*, (2006); Kjellman, (1952).**

Depois de realizar uma série de experiências no RSGI, de maneira a assegurar que o método era viável, como alternativa ao método de pré-carga com aterro, Kjellman propôs um procedimento para a implementação do método de vácuo no terreno (Kjellman, (1952); Qian *et al.*, (1992)) o qual será abordado mais à frente.

No entanto, nas primeiras décadas após o surgimento da técnica, não foi tão utilizada como fazia prever, isto porque surgiram diversas dificuldades que se prendiam com a manutenção das pressões de vácuo, com a fraca qualidade dos drenos, que inicialmente eram drenos de areia, e com a qualidade das membranas de isolamento, que se danificavam facilmente quando expostas aos elementos.

Mais recentemente, com o avanço ao nível da tecnologia de fabrico dos materiais, a qualidade dos drenos, alguns exemplificados na Figura 2.2, e das membranas foi bastante melhorada. Além disso, houve também bastantes melhorias a outros níveis, tais como, os conhecimentos teóricos acerca do mecanismo da técnica de vácuo, as técnicas de construção relativas à aplicação de drenos e manutenção de bombas de vácuo, e também os métodos analíticos de dimensionamento, o que permitiu que a técnica fosse aplicada mais eficazmente, com maior eficiência económica e em diferentes cenários, tanto em terra como subaquáticos.

Os estudos da técnica têm continuado sempre com o objetivo de melhor entender o seu mecanismo e de torná-la ainda mais eficiente.



**Figura 2.2 - Exemplos de drenos; adaptado de Chu *et al.*, (2008).**

Desde a sua introdução por Kjellman, a técnica de consolidação a vácuo já foi utilizada e aplicada com sucesso em diversas obras. Destacam-se, a título de exemplo (Indraratna, (2010)):

- Aeroporto Internacional de Filadélfia, USA (Halton *et al.*, (1965));
- Porto de Tianjin, China (Chu *et al.*, (2000); Chu e Yan, (2005));
- Aeroporto Internacional de Banguecoque, Tailândia (Bergado *et al.*, (2002));
- Ballina Bypass, Austrália (Indraratna *et al.*, (2009));
- Porto de Brisbane, Austrália (Indraratna *et al.*, (2013)).

Na Figura 2.3, Figura 2.4 e Figura 2.5 representam algumas das etapas da aplicação desta técnica.



**Figura 2.3 - Colocação dos drenos no terreno com o mandril; adaptado de Quynh e Tian, (2009).**



**Figura 2.4 - Ligação dos drenos verticais ao sistema de drenagem horizontal; adaptado de Quynh e Tian, (2009).**

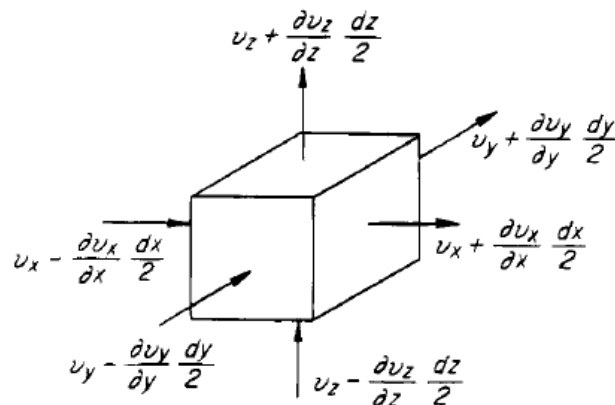


**Figura 2.5 - Colocação da membrana de selagem; adaptado de Quynh e Tian, (2009).**

## 2.2. Teoria da consolidação de Terzaghi

O fenómeno da consolidação em compressão dá-se quando uma camada de solo fino é carregada, fazendo com que o excesso de água existente nos vazios do solo seja drenado. Sendo o solo fino, logo de baixa permeabilidade, a velocidade a que a água é expulsa é relativamente lenta. Ao longo da consolidação, a quantidade de água que sai de uma fatia fina de solo é maior do que aquela que entra e, esta diferença, é igual à diminuição do volume da camada (Figura 2.6). Quando se pretende obter a equação para a consolidação do solo com drenos verticais assume-se que:

- A lei de Darcy é válida;
- O solo está totalmente saturado;
- A água e o solo são incompressíveis;
- Os incrementos de tensão são pequenos;
- Todas as cargas verticais são inicialmente suportadas pelo excesso de pressão intersticial  $u_0$ ;
- Todas as tensões de compressão no interior da massa de solo ocorrem isotropicamente; as tensões de corte não são tidas em conta devido ao facto da célula unitária estar confinada lateralmente e as secções horizontais se manterem iguais durante a consolidação;
- Os coeficientes de compressibilidade e de permeabilidade são constantes.



**Figura 2.6 – Componentes de velocidade de descarga; adaptado de Terzaghi *et al.*, (1996).**

Assumindo que o excesso de água é escoado apenas ao longo de linhas verticais, é válida a equação de escoamento unidimensional dada por

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = - \frac{\partial}{\partial t} (n dx dy dz) \quad 2.1$$

onde  $n$  é a porosidade do solo.

Em compressão unidimensional, a carga transmitida ao solo, no instante imediatamente a seguir à sua aplicação, é transferida integralmente à massa de água que se encontra nos vazios do solo, fazendo com que no início do processo de consolidação exista um excesso de pressão

intersticial da mesma ordem de grandeza da carga aplicada. A este carregamento aplicado à camada de solo é dado o nome de incremento de tensão de consolidação.

Esta pressão intersticial em excesso vai sendo dissipada e a carga vai sendo gradualmente transferida ao esqueleto de solo, fazendo com que as tensões verticais efetivas aumentem à medida que o tempo passa e o processo de consolidação vai ocorrendo. O excesso de pressão intersticial  $u'$  em qualquer ponto da camada num determinado instante pode ser determinado pela expressão

$$u' = u - u_s \quad 2.2$$

onde  $u$  é a pressão intersticial total e  $u_s$  é a pressão intersticial de referência estática na camada em consolidação.

Quando o processo de consolidação primária chega ao fim, o excesso de pressão intersticial  $u'$  que existia dissipa-se na sua totalidade, sendo que a carga passou então a ser absorvida pelo esqueleto de solo, transformando-se em tensão efetiva.

Se a tensão de consolidação vertical em qualquer ponto for dada por  $\Delta\sigma_v$ , então por equilíbrio temos:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v + u' \quad 2.3$$

onde,  $\Delta\sigma'_v$  representa o incremento de tensão de consolidação que num dado momento é transmitida ao solo e  $u'$  é o excesso de pressão intersticial correspondente.

Da equação de Darcy em termos de pressões intersticiais em excesso tem-se,

$$v_z = -\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u'}{\partial z} \quad 2.4$$

Assumindo que o coeficiente de permeabilidade  $k_v$  é o mesmo em qualquer ponto da camada e para qualquer fase da consolidação, e expressando a porosidade  $n$  em termos de índice de vazios  $e$ , tem-se que,

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{e}{1+e} dx dy dz \right) \quad 2.5$$

Assim, se se considerar que as variações do índice de vazios são pequenas durante a consolidação, a parcela  $(1+e)$  pode ser aproximada por  $(1+e_0)$ , onde  $e_0$  é o índice de vazios inicial do elemento em consolidação e  $e$  o índice de vazios durante a consolidação, então,  $\frac{dx dy dz}{1+e_0}$ , que é igual ao volume de sólidos no elemento, é dependente do tempo e então fica-se com,

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{e}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad 2.6$$

A equação 2.6 é a equação hidrodinâmica da consolidação unidimensional baseada nas hipóteses que o coeficiente de permeabilidade é constante e as deformações pequenas durante a consolidação.

Se for assumido que o intervalo de tempo da compressão é condicionado exclusivamente pela permeabilidade finita do solo, a equação que relaciona o índice de vazios com a tensão efetiva e o tempo é dada por,

$$\frac{de}{dt} = \left( \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right) \frac{d\sigma'_v}{dt} + \left( \frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} = a_{vs} \frac{d\sigma'_v}{dt} + a_{vt} \quad 2.7$$

sendo  $a_{vt} = 0$  e  $a_{vs} = -a_v$  (que é o mesmo em qualquer ponto da camada), ficando-se com,

$$\frac{de}{dt} = a_v \frac{d\sigma'_v}{dt} \quad 2.8$$

Se a tensão vertical total  $\sigma_v$  e a pressão intersticial de referência  $u_s$  não variarem durante a consolidação, então  $\frac{d\sigma'_v}{dt} = \frac{du'}{dt}$  e a equação 2.6 fica,

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{du'}{dt} \quad 2.9$$

Considerando  $m_v = \frac{a_v}{1+e}$ , onde  $m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v}$ , e que  $\varepsilon_v$  é a deformação vertical, tem-se que,

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{k_v}{m_v} \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{du'}{dt} \quad 2.10$$

Introduzindo o coeficiente de consolidação  $c_v$  definido por,

$$c_v = \frac{1}{\gamma_w} \frac{k_v}{m_v} \quad 2.11$$

obtém-se,

$$c_v \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{du'}{dt} \quad 2.12$$

Integrando a equação 2.11 com um par de condições de fronteira referentes às duas fronteiras existentes, (a superfície e a base da camada de solo) definidas como o valor da pressão intersticial  $u'$  em função de  $z$  e de  $t$ , ou seja  $u'(z, t)$ , consoante os diferentes tipos de fronteira que podem existir, permeáveis ou não, obtém-se a expressão para o valor da pressão intersticial em excesso dada por,

$$u'(z, t) = \Delta \sigma_v \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \left( M \frac{z}{H} \right) e^{(-M^2 T_v)} \quad 2.13$$

onde,

$$M = \pi(2m + 1)/2 \quad 2.14$$

e,

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad 2.15$$

que é um fator de tempo e H a maior de distância de drenagem.

O grau de dissipação de pressão intersticial de uma subcamada durante a consolidação é dado por,

$$U(z, t) = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_p} \quad 2.16$$

onde  $e_p$  é o índice de vazios quando a pressão intersticial em excesso fica igual a zero.

Esse grau é igual a,

$$U(z, t) = \frac{u'_i - u'}{u'_i} \quad 2.17$$

A expressão para  $U$  em função do fator de tempo  $T_v$  é obtida através da integração da expressão 2.17 em ordem a  $z$  obtendo-se (Terzaghi *et al.*, (1996)),

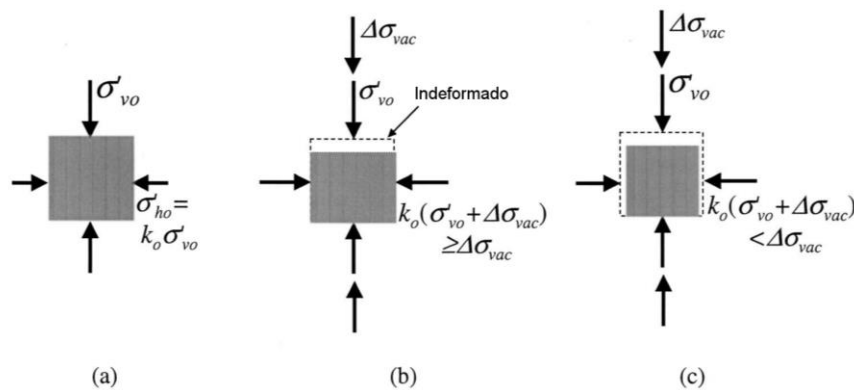
$$U = 1 - \sum_{m=0} \frac{2}{M} e^{(-M^2 T_v)} \quad 2.18$$

## 2.3. Características da consolidação a vácuo

### 2.3.1. Princípios gerais

Os princípios e o mecanismo da consolidação a vácuo foram explicados por diversos autores ao longo do tempo, como por exemplo Kjellman, (1952), Qian *et al.*, (1992), Chu *et al.*, (2000) e Masse *et al.*, (2001), entre outros.

O princípio básico da consolidação por vácuo é a criação de um diferencial de pressões, isto é, ao diminuir a pressão de uma massa de solo, a pressão intersticial vai diminuir, resultando no aumento da tensão efetiva e criando um gradiente de pressão intersticial entre a massa de solo e o ponto de aplicação do vácuo (ponto de remoção de pressão). O gradiente que se cria na superfície de separação, quando a água e o ar são bombeados e retirados do solo, provoca a consolidação da massa de solo (Qian *et al.*, (1992)). A Figura 2.7 exemplifica o estado de deformação deste processo.

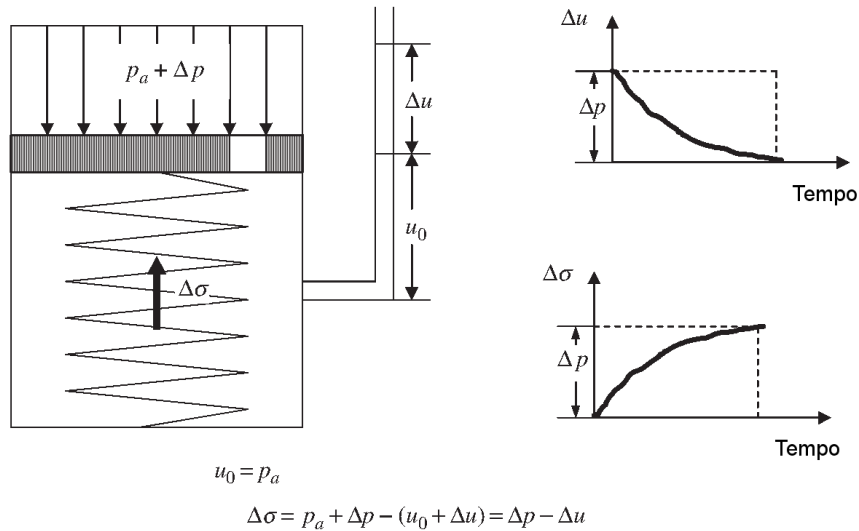


**Figura 2.7 - Estado de deformação duma massa de solo em repouso (a) carregado com vácuo, mas sem deformação lateral (b) e carregado com vácuo e com deformação lateral (c); adaptado de Chai *et al.*, (2005).**

Chu e Yan, (2005), apresentaram uma explicação dos processos de consolidação com recurso a sobrecarga e a vácuo, separadamente, fazendo uma analogia com um sistema de molas.

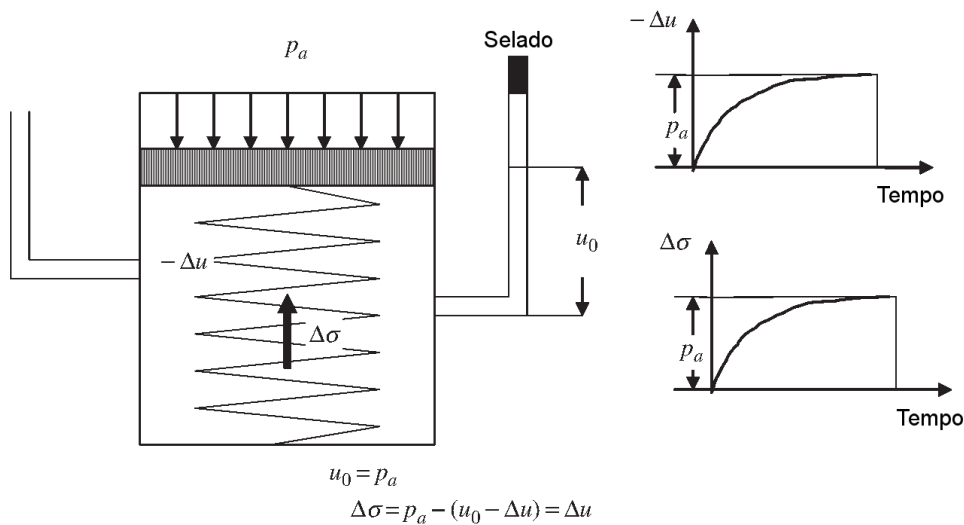
No primeiro caso, e como é possível ver na Figura 2.8, no instante imediatamente após o carregamento do solo com uma carga  $\Delta p$ , esta carga é transferida à água existente nos vazios do solo, criando um excesso de pressão intersticial, o que faz com que o excesso de pressão intersticial inicial  $\Delta u$  seja igual ao valor da sobrecarga  $\Delta p$ . O excesso de pressão intersticial vai

sendo gradualmente dissipado e a carga é transferida da água para a “mola”, que neste caso representa o esqueleto sólido. O aumento de tensão efetiva é igual à dissipação de pressão intersticial, ou seja,  $\Delta'\sigma = \Delta p - \Delta u$ . No final do processo de consolidação, o excesso de pressão intersticial foi totalmente dissipado, ou seja,  $\Delta u = 0$ , o que faz com que a tensão efectiva final seja igual à carga aplicada ao solo  $\Delta p$ . De notar que o processo acima referido não é afetado pela pressão atmosférica  $p_a$ .



**Figura 2.8 - Analogia da mola do processo de consolidação a vácuo sobre ação de sobrecarga apenas; adaptado de Indraratna *et al.*, (2015) e Chu e Yan, (2005).**

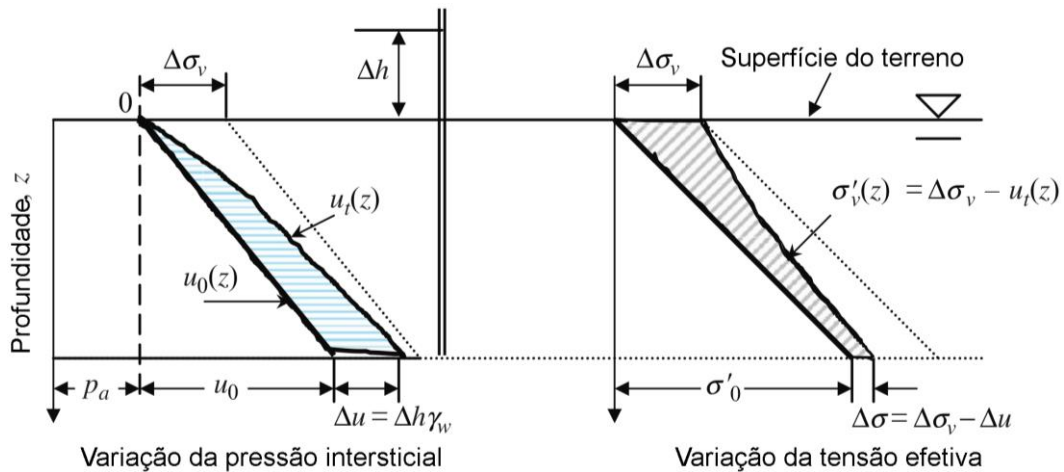
No caso da consolidação a vácuo, ilustrado na Figura 2.9, quando a pressão de vácuo é aplicada, a pressão intersticial no solo diminui e, como a tensão total aplicada não sofre alterações, a tensão efetiva no solo aumenta. Quando a pressão de vácuo,  $-\Delta u$ , é aplicada, a pressão intersticial inicialmente igual à pressão atmosférica  $p_a$ , vai diminuindo, fazendo com que o solo seja comprimido, ou seja, as tensões efetivas no esqueleto de solo começam a aumentar. O aumento de tensão efetiva é igual à redução de pressão intersticial  $\Delta u$  (Chu e Yan, (2005)).



**Figura 2.9 - Analogia da mola do processo de consolidação a vácuo sobre ação de vácuo apenas; adaptado de Indraratna *et al.*, (2015) e Chu e Yan, (2005).**

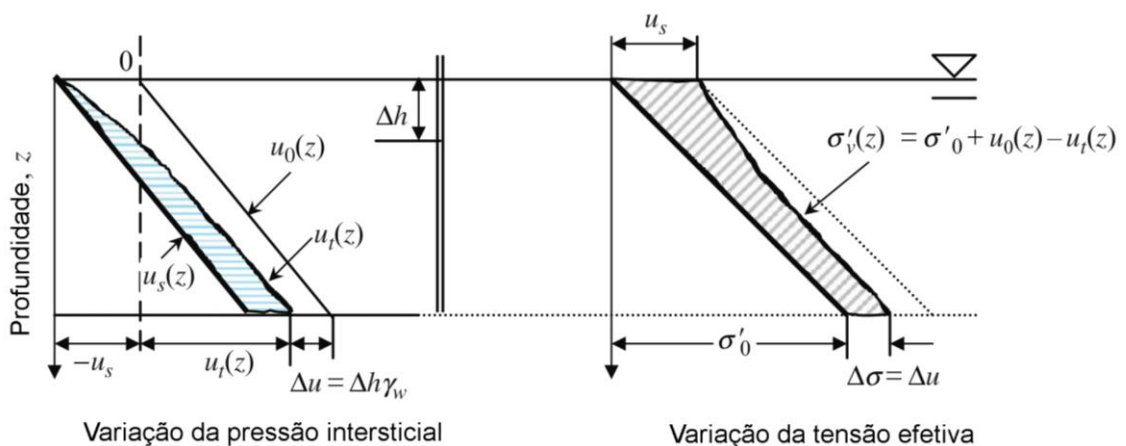
Para melhor perceber como se distribuem os esforços ao longo de uma camada de solo com nível freático e com apenas uma fronteira drenante, Qian *et al.*, (1992) e Chu e Yan, (2005) esquematizaram e explicaram essa distribuição.

No caso da distribuição dos esforços quando o solo é sujeito à ação de uma sobrecarga, a variação da tensão efetiva vertical,  $\Delta\sigma'_v$ , é dada por  $\Delta\sigma'_v(z) = \Delta\sigma_v - u_t(z)$ , onde  $\Delta\sigma_v$  é a sobrecarga e  $u_t(z)$  é a pressão intersticial em excesso. À medida que a pressão intersticial aumenta com a profundidade, a tensão efetiva diminui, como exemplificado na Figura 2.10.



**Figura 2.10 - Distribuições de tensões na camada de solo sujeita à ação de uma sobrecarga; adaptado de Indraratna *et al.*, (2015) e Chu e Yan, (2005).**

Relativamente à distribuição de esforços quando se aplica o vácuo, temos que a variação da tensão efetiva vertical  $\Delta\sigma'_v$  é dada por  $\Delta\sigma'_v(z) = \sigma'_0 + u_0(z) - u_t(z)$ , onde  $\sigma'_0$  é a tensão efetiva inicial,  $u_0(z)$  é a pressão intersticial hidrostática e  $u_t(z)$  a pressão intersticial. Quando a pressão de vácuo é aplicada no topo da camada faz com que a pressão intersticial seja mais baixa no topo da camada, resultando que as tensões efetivas sejam mais elevadas neste ponto (Figura 2.11).



**Figura 2.11 - Distribuições de esforços na camada de solo sujeita à ação de vácuo; adaptado de Indraratna *et al.*, (2015) e Chu e Yan, (2005).**

De uma forma mais simples, e considerando o princípio de Terzaghi já referido anteriormente, onde a tensão total no solo é dada por  $\sigma_v = \sigma'_v + u'$  e, caso esta seja constante, temos que o

valor da tensão efectiva é igual ao valor da pressão intersticial, ou seja,  $\Delta\sigma'_v = -\Delta u'$ . Ora, se a pressão intersticial  $u'$  diminuir, o valor da tensão efetiva  $\sigma'_v$  aumenta (Qian *et al.*, (1992) Figura 2.12).

$$\sigma'_v = \sigma_v - u' \quad 2.19$$

Isto faz com que a resistência do solo aumente e o volume diminua, levando à consolidação do solo (Chu e Yan, (2005)).

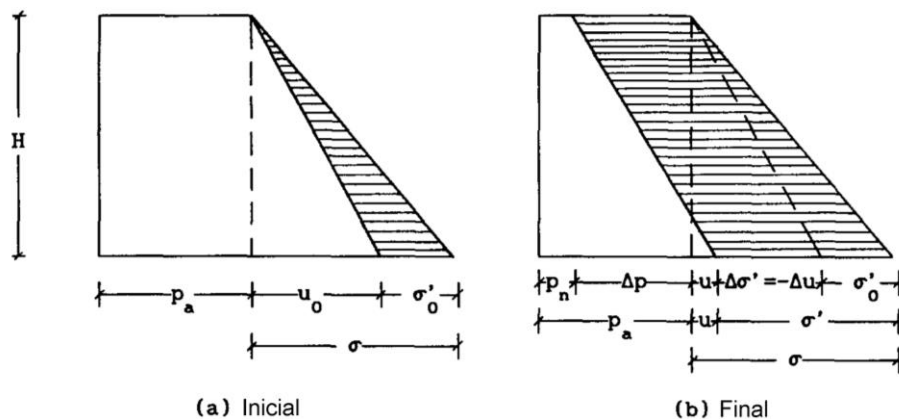


Figura 2.12 - Distribuições de tensões na camada de solo em repouso (a) e sujeita à ação de vácuo (b); adaptado de Qian *et al.*, (1992).

### 2.3.2. Distribuição de pressões no solo

Quando o vácuo é aplicado ao solo, a distribuição das pressões no solo vai variar consoante as condições de fronteira existentes (Figura 2.13).

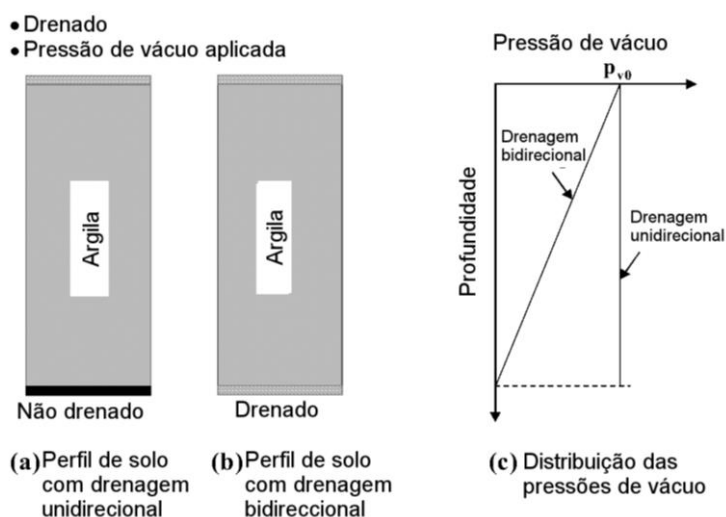


Figura 2.13 - Distribuição da pressão de vácuo ao longo da camada de solo com diferentes condições de fronteira drenantes; adaptado de Chai *et al.*, (2005).

Por exemplo, no caso de ambas as fronteiras terem características drenantes, a pressão de vácuo apenas vai poder ser aplicada na fronteira superior, ou internamente através de drenos selados, mas esta pressão vai-se perdendo com a profundidade. Isto acontece porque não é

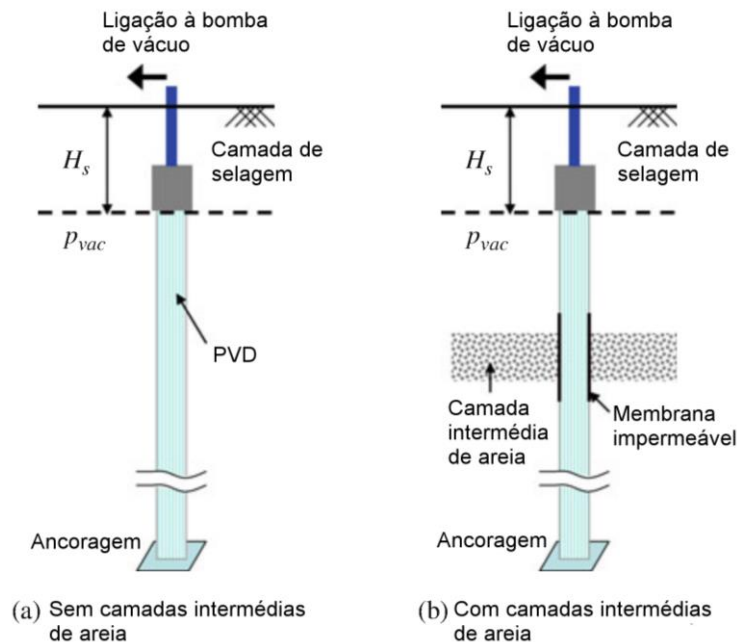
possível aplicar uma pressão de vácuo que seja eficaz na fronteira inferior, como demonstra o esquema de distribuição de pressões na Figura 2.13. Este diferencial de pressões vai fazer com que no final, a rede de percolação atravesse a camada no sentido da fronteira superior.

Por outro lado, quando é aplicado um carregamento convencional, a drenagem tende a dar-se tanto no sentido da fronteira superior como no da fronteira inferior, consoante os diferenciais dos gradientes de excesso de pressão intersticial ao longo da camada.

Para conseguir manter as pressões de vácuo ao longo da camada, os drenos não podem atravessar a camada toda, tendo de ficar confinados na camada a tratar e a uma distância tal da camada drenante inferior para que não sofra perdas de pressão por esta última.

No caso de só existir uma fronteira drenante, as pressões de vácuo vão-se distribuir muito mais uniformemente ao longo da camada, como se pode ver na Figura 2.13, pois não existem perdas de pressão pela camada inferior.

Pode dar-se o caso de existirem lamelas de material drenante no meio da camada, em ambas as situações. Neste caso é necessário perceber, através dos elementos de prospeção, onde possivelmente se encontram estas camadas, de forma a poder fazer uma selagem do dreno nessa zona, com material impermeabilizante, como demonstra o esquema da Figura 2.14, de forma a poder colmatar eventuais perdas de pressão (Chai e Carter, (2011)). Outro método que tem sido bastante eficaz para detetar estas lamelas é a colocação de um piezocone na ponta do mandril aquando da cravação dos drenos e, através das leituras feitas, inferir onde haverá lame-las e proceder ao remendo dos drenos subsequentemente instalados (Nomura *et al.*, (2007); Chai *et al.*, (2014)).

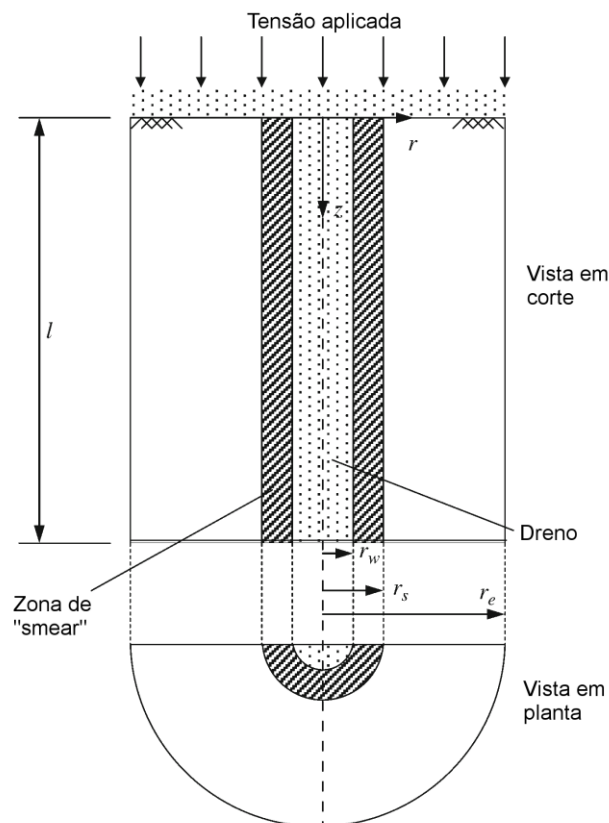


**Figura 2.14 – Selagem de dreno em camadas de areia intermédias; adaptado de Chai *et al.*, (2008) Chai e Carter, (2011).**

### 2.3.3. Zona de mancha ou zona de “perturbação”

Ao instalar os drenos no solo utilizando um mandril, o solo, particularmente na vizinhança do dreno, é remexido e as suas características e disposição das suas partículas são alteradas e perturbadas. A este efeito é chamado o efeito de mancha, perturbação ou “smear” (literatura inglesa).

A alteração das características do solo e da disposição das suas partículas fazem com que os parâmetros de consolidação para a zona perturbada sejam também alterados. No anel perturbado, a permeabilidade horizontal é reduzida e a sua compressibilidade aumentada (Figura 2.15).



**Figura 2.15 - Esquema da zona de perturbação; adaptado de Chai e Carter, (2011).**

O efeito provocado nestas condições é determinado pela extensão de solo perturbado e pela razão entre a permeabilidade horizontal e a permeabilidade na zona de perturbação,  $k_h/k_s$ . Este efeito depende muito do método de instalação dos drenos, do tamanho e forma do mandril e da estrutura do solo (Indraratna *et al.*, (2015); Singh e Hattab, (1979); Bergado *et al.*, (1993)).

Considerando uma permeabilidade reduzida, mas constante, Jamiolkowski e Lancellotta, (1981) propuseram um diâmetro da zona de perturbação ( $d_s$ ) baseado na área de secção circular do mandril, dada por  $2,5d_m \leq d_s \leq 3d_m$ , onde  $d_m$  é a área da secção circular que envolve o mandril.

Akagi, (1977) e Hansbo, (1987), baseados nos seus resultados, propuseram também a expressão  $d_s = 2d_m$ .

Houve ainda autores que propuseram hipóteses baseadas em três zonas distintas, como Onoue *et al.*, (1991), mas para questões práticas, uma abordagem que considere duas zonas distintas é suficiente (Indraratna, (2010)).

### 2.3.4. Efeito de resistência de poço

Está-se perante o efeito de resistência de poço quando a passagem de água no interior do dreno é obstruída, reduzindo muito a sua capacidade de descarga.

Esta obstrução pode dever-se ao entupimento do dreno com finos, à redução da sua área da secção devido à pressão a grande profundidade e também à deformação do dreno durante a sua instalação.

Este efeito pode ocorrer quando os drenos são instalados a grandes profundidades ou quando não possuem uma capacidade de descarga adequada para o solo em causa (Griffin e O'Kelly, (2014)).

A resistência de poço refere-se à permeabilidade finita do dreno em relação ao solo. Se o dreno não tiver capacidade de descarga suficiente, acumulando água no seu interior sem conseguir escoá-la, perde a sua função e inibe a consolidação radial.

Os fatores que influenciam o efeito de poço são a capacidade de descarga do dreno, a permeabilidade do solo, o comprimento do dreno e possíveis danos causados ao dreno durante a sua instalação, como sejam dobras ou vincos.

Os dados recolhidos em ensaios de laboratório e em trabalhos realizados no campo revelam que este efeito, apesar de parecer bastante nefasto, quase não influencia a velocidade do processo de consolidação de argilas, especialmente para drenos que não sejam muito compridos (<30m), pois a maioria dos drenos disponíveis no mercado têm capacidades de descarga superiores a 100-150 m<sup>3</sup>/ano (no terreno). Dado isto, pode-se afirmar que utilizando drenos comerciais, o efeito de poço normalmente não é tido em conta na maioria dos casos práticos, a não ser que tenham um comprimento excessivamente longo ou caso sejam danificados ao serem colocados (Holtz *et al.*, (1989); Indraratna *et al.*, (2015); Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007)).

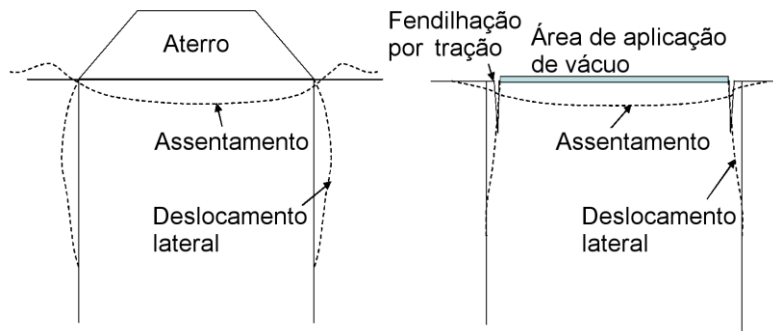
Na maioria das argilas moles, este efeito pode ser desprezado para drenos com um comprimento inferior a 15m. (Indraratna *et al.*, (2015)).

Este efeito começa a ser prejudicial e a afetar a velocidade do processo de consolidação quando os drenos instalados não conseguem escoar um caudal de 40-60m<sup>3</sup>/ano (Indraratna e Redana, (2000); Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007)).

### 2.3.5. Deslocamentos laterais

O método de sobrecarga provoca o assentamento do solo, mas também provoca deslocamentos laterais de descompressão, como esquematizado na Figura 2.16. Estes deslocamentos laterais são sobretudo causados por esforços de corte induzidos pela carga do aterro e, caso os esforços sejam suficientemente grandes, podem causar o colapso do subsolo e levar a deslizamentos de terras.

Por outro lado, a consolidação a vácuo faz com que o solo também sofra assentamentos, mas como induz uma pressão de consolidação isotrópica ao solo, os deslocamentos laterais por si provocados são de compressão (Figura 2.16). Estas deformações de compressão podem provocar fendilhação à superfície, nos limites da área a ser tratada, como se pode ver na Figura 2.14, mas normalmente não existe possibilidade de colapso devido aos esforços de corte.



**Figura 2.16 - Esquemática do efeito da compressão isotrópica no terreno; adaptado de Chai *et al.*, (2005).**

Tanto os deslocamentos laterais de descompressão como os de compressão explicados acima podem ser indesejáveis, caso existam infraestruturas adjacentes à obra. Ao combinar ambas as técnicas, de sobrecarga e de vácuo, pode-se tentar mitigar os deslocamentos laterais por elas provocados. Através da teoria da elasticidade, considerando um estado plano de deformação e igualando os deslocamentos provocados por ambas as técnicas, pode-se obter a seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{aterro} = \left(\frac{1-2\mu}{\mu}\right)\Delta\sigma_{vácuo} \quad 2.20$$

onde,  $\Delta\sigma_{aterro}$  é o incremento de tensão vertical devido ao aterro e  $\Delta\sigma_{vácuo}$  é o incremento de tensão isotrópica devido ao vácuo. Esta equação apenas dá uma estimativa grosseira da razão entre a carga do aterro e a pressão de vácuo necessária para minimizar os deslocamentos laterais, pois o comportamento do terreno não é elástico e nem a consolidação devida ao vácuo é perfeitamente isotrópica (Chai *et al.*, (2005)). Para argilas, uma combinação de 60% de vácuo e 40% de sobrecarga consegue manter os deslocamentos laterais perto de zero (Griffin e O'Kelly, (2014); Rujikiatkamjorn *et al.*, (2008)).

Alguns autores, como por exemplo Mesri e Khan, (2012), propuseram métodos para estimar os deslocamentos laterais com base nos assentamentos do terreno (Griffin e O'Kelly, (2014)).

## 2.4. Vantagens do método

Após consecutivas aplicações bem-sucedidas, a técnica de consolidação com vácuo começou a ser vista como uma alternativa a ter em conta, devido à sua fácil aplicação, velocidade e eficiência.

Em suma, as principais características e vantagens do método da consolidação a vácuo, em comparação com o método de sobrecarga convencional, são as seguintes (Indraratna, (2010);

Qian *et al.*, (1992); Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007); Chai *et al.*, (2005); Griffin e O'Kelly, (2014); TPEI, (1995)):

- A tensão efetiva aumenta isotropicamente quando aplicado o vácuo, enquanto as tensões totais se mantêm constantes, o que faz com que os deslocamentos laterais correspondentes sejam compressivos. Como tal, o risco de colapso devido a deslocamentos laterais excessivos pode ser minimizado, permitindo uma cadência de construção de aterros superior. No entanto, qualquer deslocamento lateral na direção da base do aterro deve ser cuidadosamente analisado para evitar esforços de tração excessivamente altos.
- O efeito do vácuo pode-se propagar a uma maior profundidade do subsolo através do sistema de drenos e as forças de sucção propagam-se para além dos limites do dreno.
- Dependendo da eficiência do sistema de vácuo utilizado, o volume de material de aterro pode ser diminuído para atingir o mesmo grau de consolidação.
- Uma vez que a altura de sobrecarga pode ser reduzida, a pressão intersticial máxima gerada pelo vácuo é menor que a do método de sobrecarga convencional.
- Se corretamente aplicado o vácuo, sem fugas de pressão, consegue-se distribuir a pressão ao longo de todas as camadas de solo a tratar, tornando mais célere o processo da consolidação.
- Escolher um método de pré-carga assistido por vácuo em vez do método de sobrecarga convencional, pode reduzir os custos ligados ao melhoramento do solo em cerca de 30%.
- Risco de instabilidade de taludes de aterro é atenuado, devido ao carregamento isotrópico.
- É considerada uma técnica ambientalmente sustentável.
- Comparativamente ao método de sobrecarga, as necessidades de transporte de material de aterro para a obra são muito reduzidas.
- Não são introduzidos resíduos químicos no solo.



# Capítulo 3

## Métodos de aplicação

### 3.1. Introdução

Desde que foi apresentada 1952 por Kjellman, a técnica de consolidação por vácuo tem vindo a evoluir e tem sido alvo de novas abordagens. Estas vertentes da técnica, apesar de diferentes, têm todas o mesmo objetivo de melhoramento das características mecânicas do solo e têm por base o mesmo princípio teórico e mecânico.

Dentro dos diferentes métodos de aplicação existem dois grandes grupos, os métodos com recurso a membrana, de onde se destacam o método de Kjellman, o método Chinês, o método de Ménard e o método de aplicação subaquática. E por outro lado, temos os métodos que não recorrem ao uso de membrana, tais como o método de CPVD (Capped Pre-fabricated Vertical Drains) e o método de aplicação de drenos horizontais.

De seguida serão abordadas brevemente as técnicas referidas.

### 3.2. Método da membrana

Este método foi inicialmente proposto por Kjellman (1952), como já foi dito, e consiste em colocar uma membrana impermeável na superfície do solo a tratar, enterrando as suas extremidades no terreno de modo a torná-la estanque. De seguida liga-se uma bomba de vácuo à membrana, sendo que esta irá sugar a água e o ar existentes no terreno.

Esta técnica é muitas vezes combinada com a utilização de drenos pré-fabricados, instalados previamente no terreno, que têm como função acelerar o processo de consolidação, potenciando a drenagem do solo. Contudo, como os drenos não estão diretamente ligados ao sistema de vácuo, a aplicação da pressão de vácuo em profundidade não é a mais eficiente.

A eficiência desta técnica depende também e, principalmente, da estanquidade da membrana. Existem algumas situações em que esta estanquidade pode ficar comprometida. Por exemplo, caso a camada de solo à superfície seja permeável, a membrana tem de ser enterrada até encontrar uma camada de baixa permeabilidade ou então, tem de ser construída uma parede de corte em todo o perímetro da área a tratar, que se estenda até a uma camada pouco permeável. Estas opções são geralmente dispendiosas. Outra situação que pode ocorrer é, caso se combine a utilização de vácuo com a construção de um aterro, a membrana poder ser danificada aquando da colocação do material de aterro, sendo que depois não existe a possibilidade de detetar estes

danos nem de os corrigir, comprometendo a estanquidade de todo o sistema (Bergado *et al.*, (1998); Chai e Carter, (2011)).

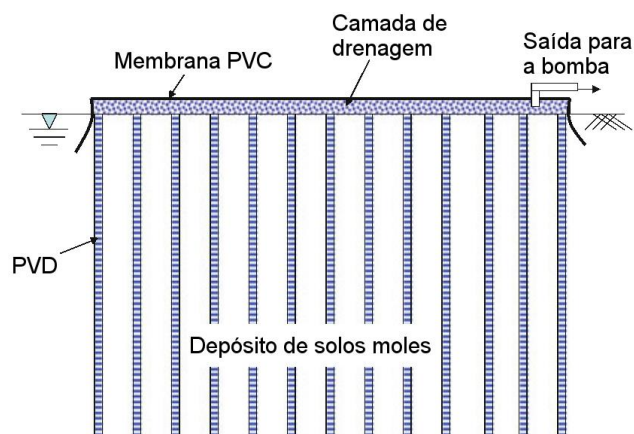
### 3.2.1. Método de Kjellman

O método proposto por Kjellman já foi descrito acima no subcapítulo 2.1.

Depois de concluídas as experiências, Kjellman propôs o seguinte procedimento para a implementação do método de vácuo no terreno:

- Colocar uma camada de filtro composta por material granular grosseiro sobre o solo a tratar. Caso o material do aterro definitivo, a construir sobre o solo a tratar, seja granular, esta camada não é necessária;
- Instalação dos drenos verticais, com o espaçamento e profundidade requeridas na zona a tratar;
- Isolamento da área a tratar, cobrindo a camada de filtro com uma membrana estanque ao ar e à água, estendendo-a de maneira a que esta fique entalada no solo a tratar e abaixo do nível da água;
- Ligar a bomba de vácuo à camada de filtro através da membrana;

A disposição final do sistema proposto está ilustrada na Figura 3.1 abaixo:



**Figura 3.1 - Esquema do sistema de vácuo proposto por Kjellman; adaptado de Chai e Carter, (2011)**

### 3.2.2. Método Chinês

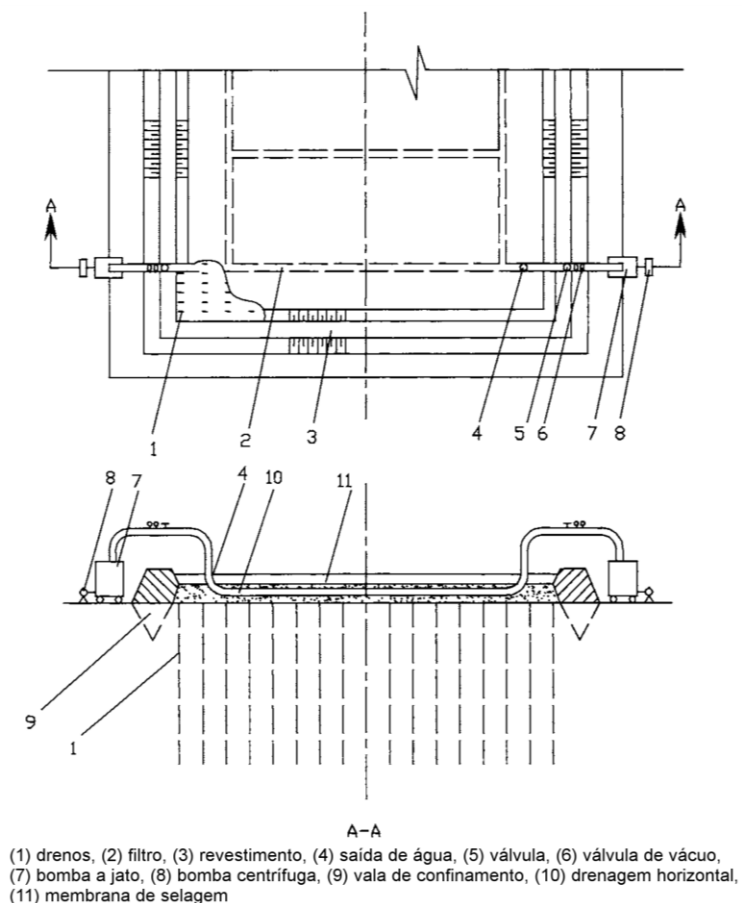
Este método é bastante semelhante ao método de Kjellman, apenas apresentando algumas variações, sendo estas a existência de uma rede de drenagem horizontal na camada de drenagem, em que esta está diretamente ligada às bombas de vácuo e, estas últimas são de dois tipos, a jato e de centrifugação.

Em primeiro lugar, é estendida uma manta geotêxtil sobre o solo a tratar, em cima da qual se coloca uma camada de drenagem com cerca de 0,3-1m, sendo que a cota final desta camada só poderá ser atingida mais à frente.

A plataforma criada pela colocação da camada de drenagem, permite que a maquinaria necessária à colocação dos drenos verticais, tal como os mandris, possa colocá-los no terreno. Nesta técnica os drenos mais utilizados são os de estrutura plástica, envoltos em geotêxtil, com dimensões de secção 100x3-4mm e espaçados em malha quadrangular de 1-1,2m.

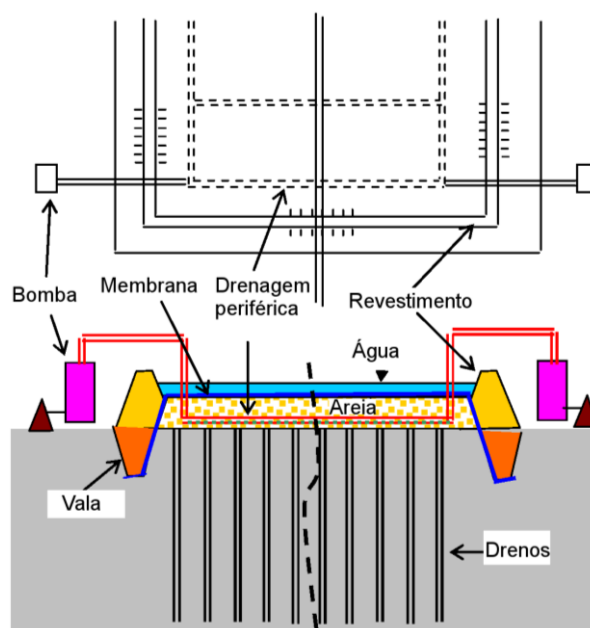
Após a colocação dos drenos verticais, é montada na camada de drenagem uma rede transversal de tubos corrugados perfurados, com o objetivo de distribuir melhor as pressões de vácuo e para acelerar a drenagem da água proveniente dos drenos verticais. Estes tubos envoltos em geotêxtil têm diâmetros compreendidos entre 50-100mm. Esta rede, depois de montada, é aterrada com o material da camada de drenagem, levando-a à sua cota final e, é ligada diretamente às bombas de vácuo. Nesta técnica utilizam-se bombas a jato e de centrifugação em conjunto. A utilização destas duas bombas distintas permite uma maior disponibilidade de potência pois a de centrifugação lida com a água proveniente do terreno enquanto a de jato mantém a pressão de vácuo.

No perímetro do local a ser tratado são escavadas valas. São estendidas as membranas de PVC, numa ou mais camadas, de modo a que as suas extremidades cubram também as valas. De seguida aterram-se as valas com uma mistura de lamas bentoníticas e argila ou, caso o solo local seja pouco permeável, com este. A Figura 3.2 e a Figura 3.3 representam esquemas desta técnica.



**Figura 3.2 – Esquema do sistema Chinês implementado em Tianjin, China; adaptado de Yan e Chu, (2005).**

De forma a proteger as membranas e prevenir fugas de pressão é colocada uma camada de água com cerca de 30 cm sobre as membranas e, caso seja utilizada sobrecarga em conjunto com o vácuo, o aterro é construído em cima da membrana.



**Figura 3.3 - Outro exemplo de esquema desta técnica; adaptado de TPEI, (1995); Loan *et al.*, (2006).**

Se nos elementos de prospeção se detetarem lamelas de material permeável existentes no solo a tratar, recorre-se à construção de paredes de confinamento lateral, à base do mesmo material utilizado nas valas, de forma a tornar o sistema estanque e impedir fugas de pressão por essas lamelas.

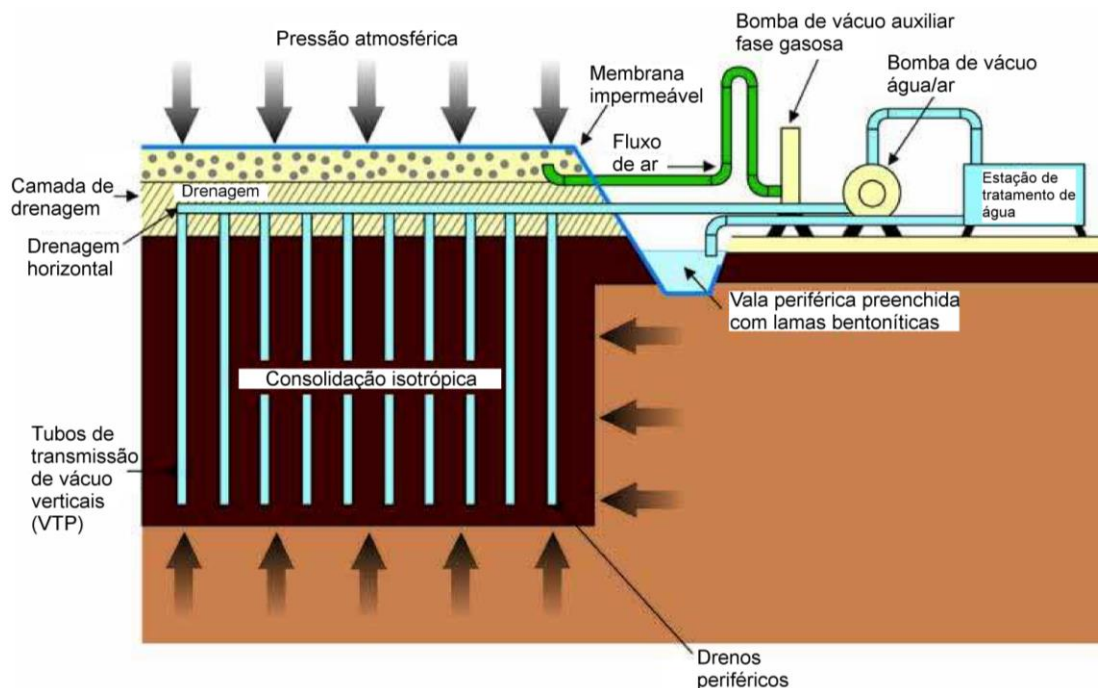
Este método permite tratar áreas entre os 5000-10000m<sup>2</sup>, com uma pressão média de 80kPa (Loan *et al.*, (2006); Chu *et al.*, (2009)).

### 3.2.3. Método de Ménard

O método de Ménard, como o próprio nome indica, foi desenvolvido pela empresa francesa Ménard MVC e, apesar de alguns ajustes, também é bastante idêntico aos dois métodos anteriores e tem o mesmo princípio do original. A Figura 3.4 representa em esquema esta técnica.

Inicialmente é estendida uma manta geotêxtil sobre o terreno a melhorar e, sobre esta, uma camada drenante com 1m de altura. Como no método anterior, a plataforma criada pela manta e a areia permite a colocação dos drenos com as máquinas respectivas.

Uma das principais diferenças deste método é a utilização de drenos verticais desenvolvidos pela empresa Ménard, que consistem nuns tubos corrugados perfurados, envoltos em manta geotêxtil, com diâmetros de 500mm. Este drenos têm uma alta capacidade de descarga e são conhecidos pelo nome de “Vertical Transmition Pipes” ou mais communmente VTPs. São instalados em malha triangular ou quadrangular, com espaçamentos de 1,4-1,5m.



**Figura 3.4 - Esquema da técnica de Ménard; adaptado de Chu *et al.*, (2009).**

De seguida é montada uma rede horizontal, em duas direcções, de tubos de PVC perfurados, ligados a um tubo colector periférico. Esta rede é então ligada aos drenos verticais e finalmente às bombas de vácuo. As bombas utilizadas neste método foram desenvolvidas por Ménard. A rede de drenagem é então aterrada com o restante material da camada de drenagem.

Outra diferença deste método, relativamente aos dois anteriores, é a colocação de uma camada de material de aterro de baixa permeabilidade com 1,5m de altura, sobre a camada de drenagem. Esta tem como objectivo ajudar a evitar perdas de pressão e manter o sistema carregado mesmo depois deste assentar abaixo do nível da água.

São abertas valas no perímetro da área a tratar e estendidas as membranas de PVC de maneira a cobrirem também as valas. As valas são então aterradas com lamas bentoníticas, ficando sobre as membranas. Caso existam camadas de material permeável no solo a tratar podem ser construídas paredes de confinamento lateral com lamas bentoníticas ou estacas prancha.

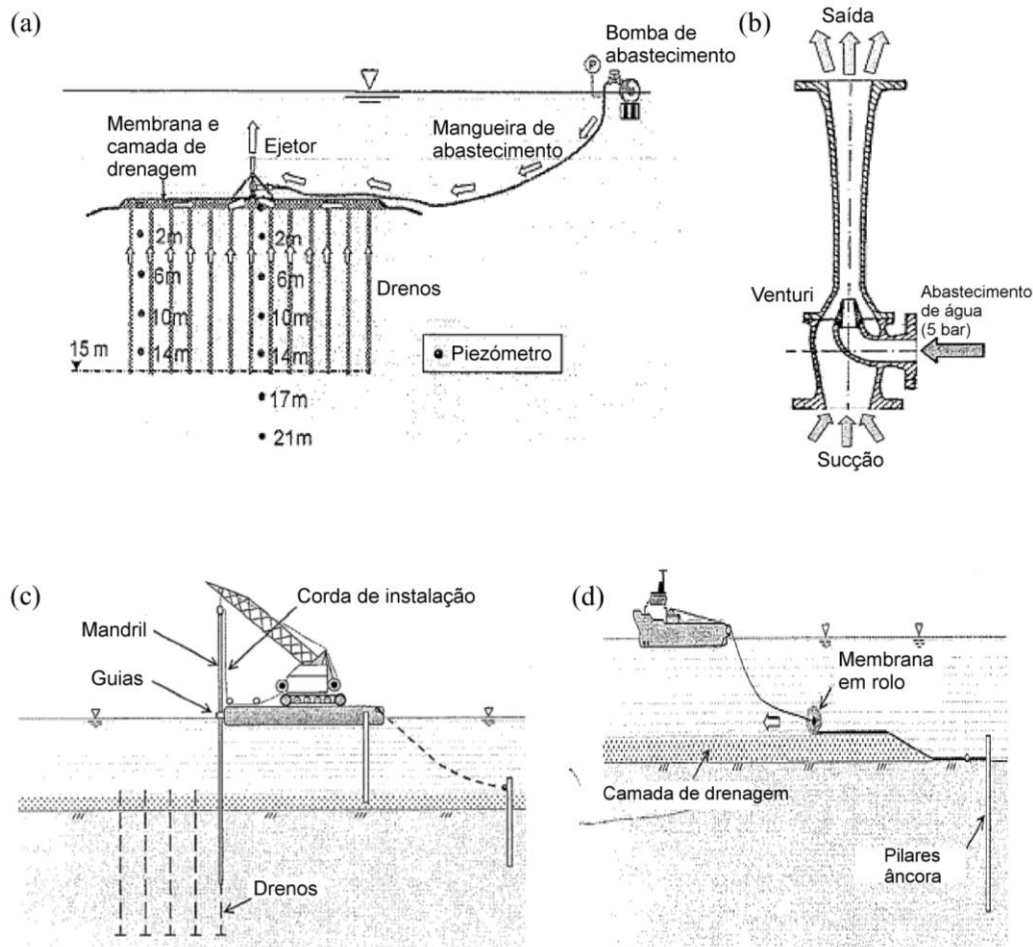
Esta técnica tem capacidade para tratar áreas de 5000-7000m<sup>2</sup>, com uma pressão média de 75kPa (Masse *et al.*, (2001); Cognon *et al.*, (1994); Loan *et al.*, (2006)).

### 3.2.4. Método de aplicação subaquática

Com o objetivo de aplicar a técnica de consolidação a vácuo a leitos marinhos argilosos e moles, o Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) realizou um ensaio de campo no ano 2000. Os princípios da técnica são os mesmos das técnicas anteriores, diferindo apenas no método construtivo.

Em primeiro lugar, com o auxílio de uma plataforma autoelevatória, estabilizada com pilares âncora e pernas hidráulicas, é colocado no leito marinho uma camada de areia com uma altura de 30 cm. De seguida instalam-se os drenos com o guindaste existente na plataforma, em malha

quadrangular com espaçamento de 1,5m (Figura 3.5 - c). Posteriormente coloca-se uma camada de gravilha com 30cm de espessura, compactada e regularizada com uma viga metálica.



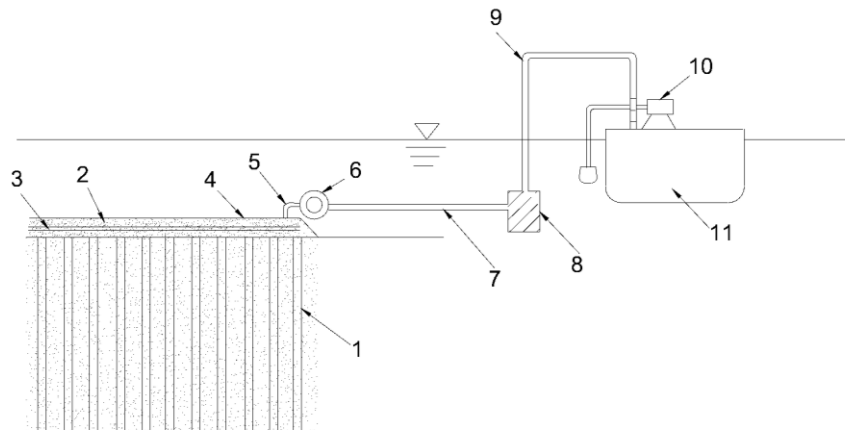
**Figura 3.5 - Esquema da técnica subaquática; adaptado de Karlsrud *et al.*, (2007); Khan, (2010).**

Com as extremidades fixas em pilares-âncora, é desenrolada uma membrana de borracha butílica com uma espessura de 1,2mm sobre a camada de drenagem, 5m para além do limite desta (Figura 3.5 - d). Nas extremidades da membrana são colocados sacos de areia de maneira a fixá-la.

Por fim, o sistema é ligado à bomba de vácuo através de um tubo com 200mm. A bomba fica à superfície da água, nas imediações do local de tratamento, de modo a reduzir as perdas de carga.

Este método também já foi utilizado em Tianjin, na China, com a diferença de ter sido aplicada também drenagem horizontal na camada de drenagem (Figura 3.6).

Van Impe *et al.*, (2001) descreveram outra forma de aplicar este método, em que, em vez de colocar uma camada de drenagem, foi utilizada uma camada de material siltoso dragado para cobrir os drenos horizontais.



(1) dreno, (2) camada de drenagem, (3) drenagem horizontal, (4) membrana, (5) conector ao vácuo, (6) válvula de vácuo, (7) linha de vácuo, (8) bomba a jato, (9) linha de água, (10) bomba centrífuga, (11) barco

**Figura 3.6 – Esquema alternativo para técnica subaquática; adaptado de Yang *et al.*, (1987); Chu *et al.*, (2009).**

Das várias aplicações bem-sucedidas desta técnica, concluiu-se que é possível aplicar o vácuo num meio submerso e que as reduções de pressão intersticial podem ser mais significativas devido à carga aplicada pela massa de água (Khan, (2010); Karlsrud *et al.*, (2007); Van Impe *et al.*, (2001); Chu *et al.*, (2009)).

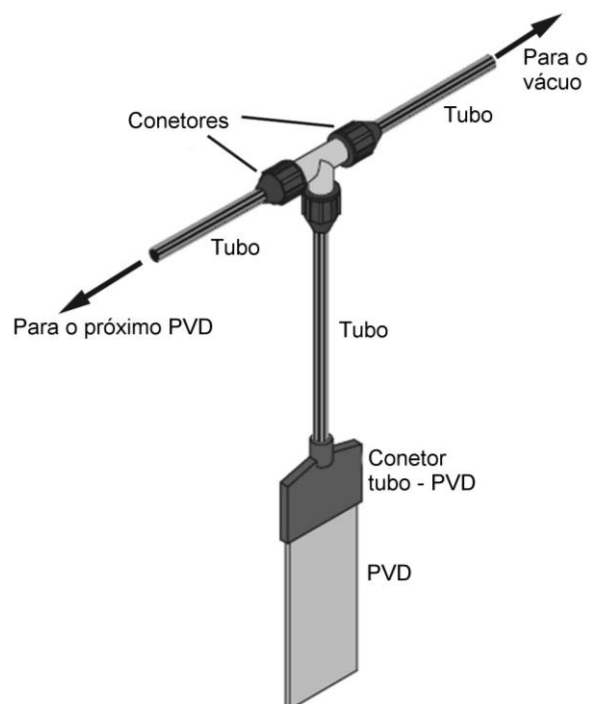
### 3.3. Método sem membrana

Recentemente, foram desenvolvidas técnicas de aplicação de vácuo em que este é diretamente transmitido aos drenos por meio de conectores, que ligam as tubagens do sistema de vácuo aos drenos pré-fabricados. Estes conectores “tampam” o dreno, e daí o termo inglês “capped” PVDs ou apenas CPVDs (Fujii *et al.*, (2002); Chai *et al.*, (2008)).

Dentro desta vertente da técnica existem algumas variantes que serão abordadas de seguida, identificando-se o que difere de umas para outras (Chai e Carter, (2011)).

#### 3.3.1. Método CPVD

Os princípios construtivos e práticos desta técnica são bastante semelhantes ao do método com membrana, no entanto, neste caso, o vácuo é diretamente aplicado aos drenos por meio de conectores (Figura 3.7), fazendo com que estes fiquem intrinsecamente ligados ao sistema de vácuo. Este sistema foi desenvolvido na Holanda e é conhecido também pelo nome de Beau-Drain (Kolff *et al.*, (2004)) mas, devido ao pormenor de conexão dos drenos, foi apelidado de CPVD como sigla de “Capped Pre-fabricated Vertical Drains”.



**Figura 3.7 - Pormenor de ligação drenó-sistema; adaptado de Griffin e O'Kelly, (2014); Seah, (2006).**

São estendidas mantas geotêxteis no terreno e colocada uma camada de 0,3-0,5 m de areia, permitindo à maquinaria instalar os drenos. Os drenos são instalados no terreno de forma a que o tubo de ligação fique a superfície de forma a poder conectá-lo ao sistema (Figura 3.8).



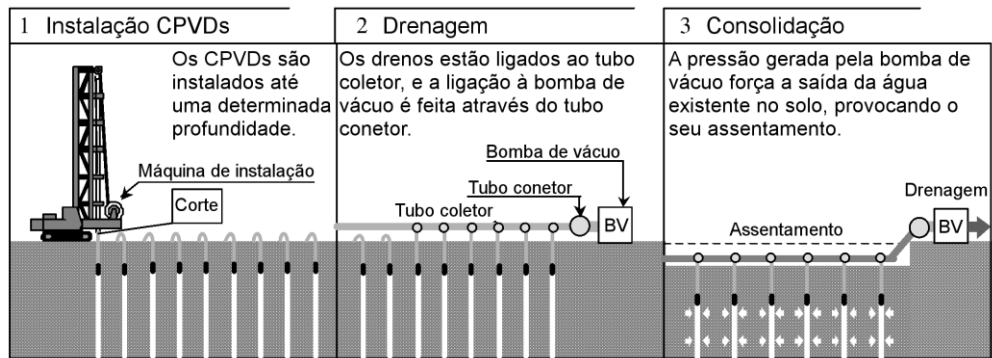
**Figura 3.8 – Instalação e conexão dos CPVDs; adaptado de Saowapakpiboon *et al.*, (2008).**

A colocação do dreno no solo também exige outras cautelas. O dreno tem de ser aplicado de maneira que este fique todo envolto pela camada de solo pouco permeável a tratar, garantindo assim que não existem fugas de vácuo por camadas com maior permeabilidade.

É também necessário perceber, durante a prospeção, se existem camadas ou lamelas de material drenante no solo a tratar e onde estas se encontram. Caso se encontrem a meio da camada a tratar, sela-se a zona do dreno que ficará em contacto com essa camada, tal como referido na

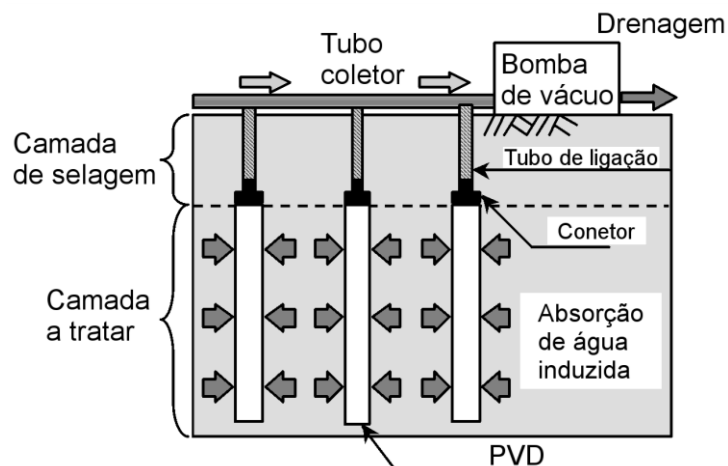
Figura 2.14, com uma membrana impermeável, antes da sua colocação, de forma a evitar fugas de pressão. Para facilitar e prever a correta aplicação da membrana nos drenos, pode colocar-se um piezocone na ponta do mandril, tal como já referido, e através das leituras feitas ao colocar os primeiros drenos, inferem-se as zonas onde será necessária a aplicação a membrana nos drenos adjacentes (Nomura *et al.*, (2007)).

Sobre os tubos de ligação ao sistema de vácuo é colocada uma camada de selagem, composta por materiais argilosos pouco permeáveis, com uma espessura de 1-2m. Esta camada tem o propósito de selar o sistema prevenindo eventuais fugas de pressão e eliminando a necessidade de aplicar uma membrana de PVC. A Figura 3.9 representa um esquema do processo de instalação deste sistema e a Figura 3.10 demonstra outro esquema mais pormenorizado.



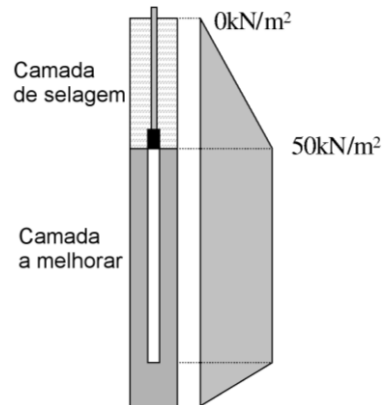
**Figura 3.9 - Esquema da instalação do sistema em terra; adaptado de Yoneya *et al.*, (2003).**

Este método não necessita da execução de valas nem de paredes de confinamento lateral, pelo que pode ser bastante benéfico em termos económicos, quando se pretende tratar uma área grande. No entanto, se o solo a tratar não for homogéneo, sendo constituído apenas de material pouco permeável, a eficiência do sistema pode ser comprometida. Por exemplo, no novo aeroporto de Bangkok, Suvarnabhumi International Airport, apenas se conseguiu aplicar uma pressão de vácuo de 50kPa ou menos (Figura 3.11).



**Figura 3.10 - Esquema do sistema CPVD; adaptado de Yoneya *et al.*, (2003).**

Este método também pode ser aplicado em locais submersos e, na eventualidade de ser necessária mais carga de consolidação, também é possível a execução de um aterro sobre o sistema para complementá-lo (Seah, (2006); Chu *et al.*, (2009); Chu *et al.*, (2008); Saowapakpiboon *et al.*, (2008); Yoneya *et al.*, (2003); Chai *et al.*, (2008); Chai e Carter, (2011)).



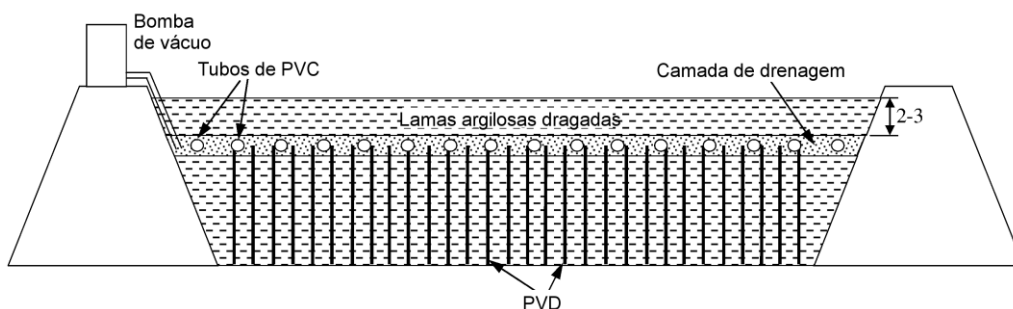
**Figura 3.11 - Distribuição de pressões ao longo da camada; adaptado de Yoneya *et al.*, (2003).**

Se a selagem do sistema não for comprometida, este método permite aplicar pressões concretas entre 50-70kPa.

### 3.3.2. Vácuo de nível baixo

Outro método de aplicar o vácuo sem recurso a membrana é o chamado vácuo de nível baixo (Yan e Cao, (2005)).

O processo construtivo deste método é similar aos métodos descritos no capítulo 3.2, tendo, no entanto, uma diferença no que toca à selagem do sistema. Neste caso, a selagem do sistema, em vez de uma membrana de PVC é colocada uma camada de lamas bentoníticas argilosas. Esta camada é também colocada sobre a camada de drenagem e, devido às características pouco permeáveis da argila, garante uma boa selagem do sistema (Figura 3.12).



**Figura 3.12 - Esquema da técnica de vácuo de baixo nível; adaptado de Chu *et al.*, (2008).**

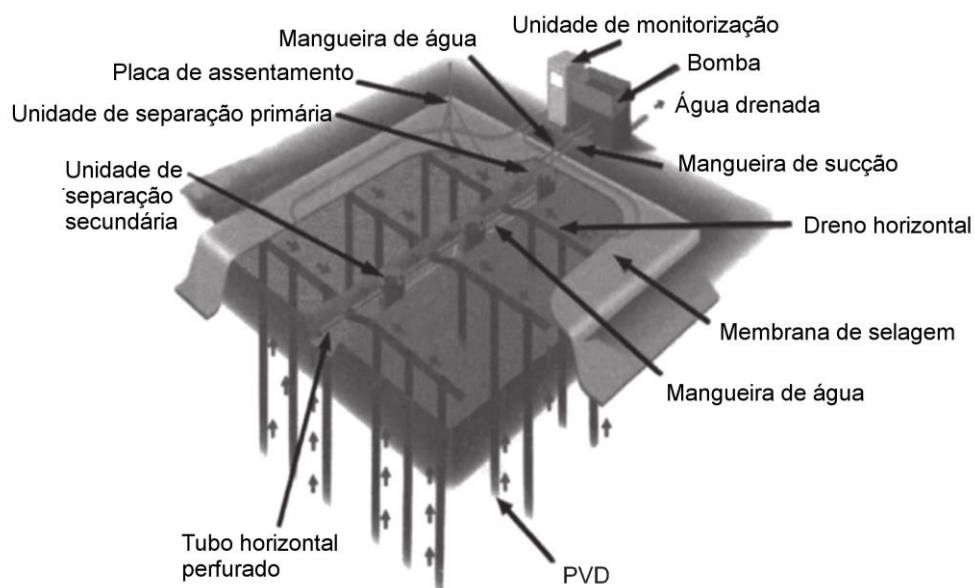
Este método também pode ser utilizado em zonas submersas e pode também ser conciliado com o método descrito no capítulo 3.2.2, aplicando a camada de argila diretamente sobre o sistema de drenagem (Chu *et al.*, (2008)).

# Capítulo 4

## Componentes do sistema de consolidação por vácuo

### 4.1. Introdução

O sistema de vácuo é constituído por diversos componentes (Figura 4.1), tais como, os drenos, a camada de drenagem, a selagem do sistema, o sistema de bombagem entre outros, bem como a maquinaria associadas, sendo que cada um desempenha a sua função e tem o seu objetivo específico.



**Figura 4.1 - Elementos do sistema de vácuo; adaptado de Indraratna *et al.*, (2015); Ariyaratna *et al.*, (2011).**

Neste capítulo serão abordados os componentes do sistema e as suas funções.

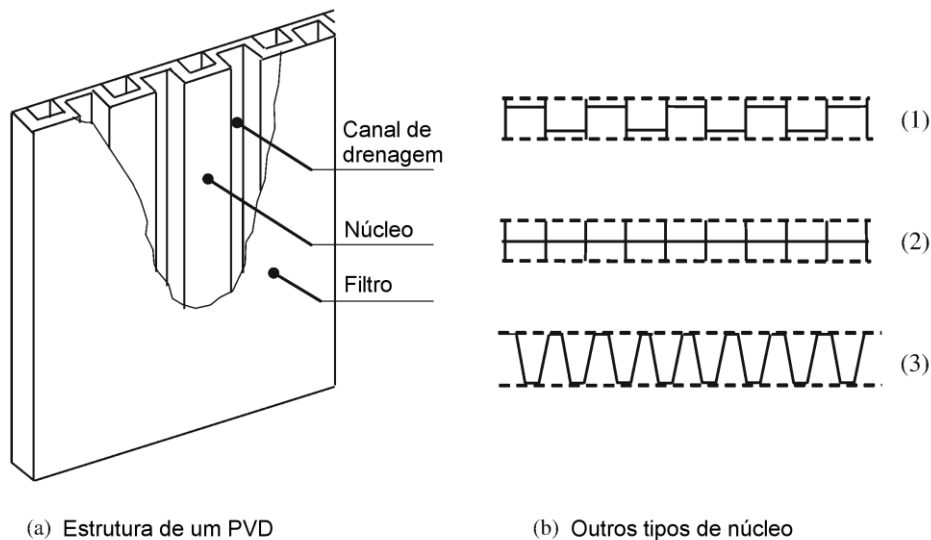
## 4.2. Drenos

Para além de encaminharem a água para a fronteira de drenagem e reduzirem o percurso a percorrer por esta, tanto em termos de tempo como em termos de distância, os drenos têm ainda como objetivo transmitir a pressão de vácuo à camada a tratar.

Os drenos podem ter diferentes formas, materiais, estrutura e propriedades de drenagem. Existem diversos tipos de drenos, tais como drenos de areia, de gravilha, drenos cilíndricos (apelidados por Ménard de “Vacuum Transmission Pipes” - VTP) e drenos pré-fabricados (PVD). Os últimos são atualmente os mais utilizados devido à sua rápida aplicação e baixo custo.

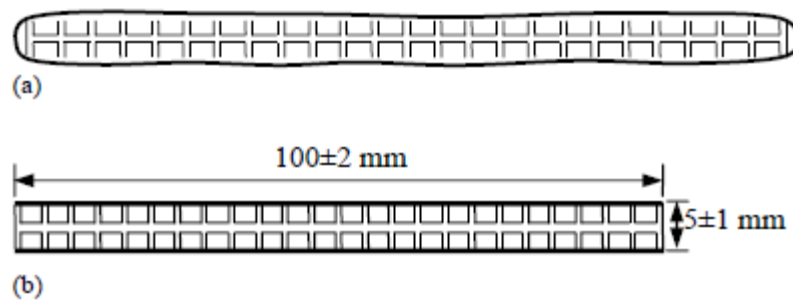
### 4.2.1. Drenos verticais pré-fabricados (PVD)

Os drenos pré-fabricados foram originalmente desenvolvidos como alternativa aos drenos de areia. São compostos por uma estrutura plástica de polipropileno ranhurado, que pode ter diferentes secções (Figura 4.2), envolta em geotêxtil, colado à estrutura plástica ou não (Figura 4.3). As suas ranhuras permitem a condução da água enquanto que o geotêxtil impede que os finos migrem para o seu interior e entupam o dreno.



**Figura 4.2 – Estrutura de um PVD (a) e diversos tipos de núcleo (b); adaptado de Chai e Carter, (2011).**

Devido à sua elevada condutibilidade, à sua rápida e fácil aplicação e ao seu baixo custo quando comparado com outras alternativas, este tipo de drenos é o mais popular e utilizado hoje em dia, em países europeus, na Ásia, nos Estados Unidos e na China.



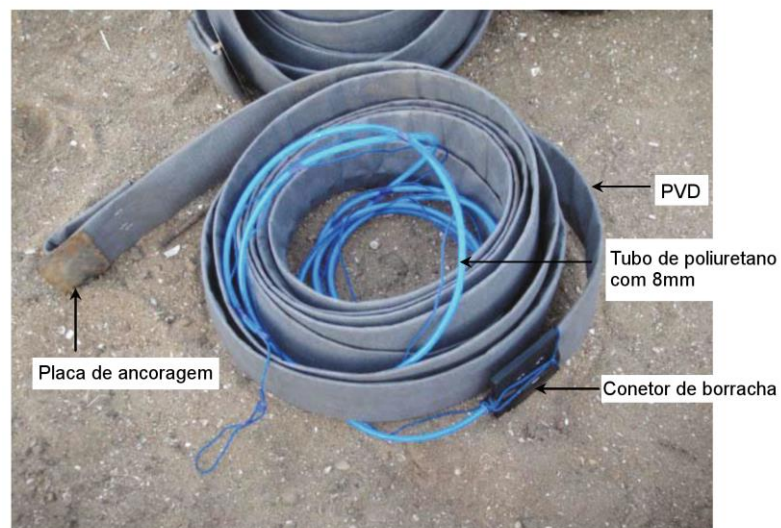
**Figura 4.3 – Secção de diferentes tipos de dreno (PVD) com núcleo e filtro separado (a) e colado (b); adaptado de Liu e Chu, (2009); Chu *et al.*, (2009).**

Como o dreno é um dos elementos mais importantes para tornar o método tecnicamente e economicamente eficiente, o desenvolvimento da indústria dos drenos não para. No Japão tem vindo a ser desenvolvido material para drenos altamente permeável para os PVDs e como hoje em dia, mais do que nunca, as questões de impacto ambiental são tidas em conta, começam a surgir alguns tipos de drenos de bambu e de plástico biodegradável no Japão e em Singapura.

A sua instalação é feita em grande número no solo, num padrão quadrangular ou triangular, com espaçamentos que variam entre 0,7-1,3m e podem atingir profundidades de mais de 40m. A secção dos drenos é geralmente retangular com dimensões 100mm x 3-6mm (Loan *et al.*, (2006); Chu *et al.*, (2009); Chai e Carter, (2011)).

#### 4.2.2. Drenos verticais pré-fabricados tamponados (CPVD)

Estes drenos são exatamente iguais aos anteriores, diferindo apenas na ligação ao sistema de vácuo. Enquanto os de cima são apenas colocados no terreno sem nenhuma ligação física ao sistema de bombagem, os CPVD estão diretamente ligados ao sistema (Figura 4.4).



**Figura 4.4 - Pormenor da ligação do PVD ao sistema de vácuo; adaptado de Kumar *et al.*, (2015).**

Esta conexão é feita através de um adaptador que liga a mangueira proveniente da rede de vácuo ao PVD (Figura 4.5). No interior desta mangueira existe um tubo de poliuretano que se estende por algum comprimento no interior do dreno e que transmite a pressão de vácuo diretamente ao seu interior.



**Figura 4.5 - Pormenor da ligação do PVD ao sistema de vácuo; adaptado de Khan, (2010).**

A utilização deste tipo de drenos faz com que não seja necessária a utilização de membrana, desde que o dreno fique completamente embebido na camada a tratar, de forma a selar por completo o sistema. Por vezes é utilizada apenas como prevenção para potenciais fugas de pressão.

### 4.2.3. Tubos de transmissão de vácuo (VTP)

Este tipo de drenos foi desenvolvido pela empresa Menárd, que os apelidou de “Vacuum Transmission Pipes” ou “VTP”, de maneira a obter uma distribuição e transmissão da pressão de vácuo mais eficiente. São utilizados quando é aplicado o método de Ménard.

Consistem num tubo circular de plástico corrugado, forrado pelo exterior de geotêxtil (Figura 4.6). São flexíveis, o que permite que estes se deformem à medida que vão ocorrendo os assentamentos e, a sua forma circular permite resistir melhor às elevadas pressões sentidas nas camadas de solo mais profundas.



**Figura 4.6 – Exemplo de um VTP; Varaksin, (2016).**

Para além da sua alta resistência e deformabilidade, estes drenos também possuem uma elevada condutividade. Podem ser aplicados a profundidades superiores a 50m e têm diâmetros que variam de 34-50mm.

São normalmente aplicados em malhas quadrangulares ou triangulares, com espaçamentos entre os 1,4-1,5m.

Maioritariamente, são utilizados em França e em países onde a empresa Ménard atua (Loan *et al.*, (2006); Khan, (2010)).

#### 4.2.4. Drenos de Areia

Os drenos de areia foram os primeiros drenos a ser utilizados, aquando do surgimento e primeiras aplicações da técnica na China e noutros países como a Bélgica. Contudo, devido a diversas desvantagens, este tipo de drenos foi quase na sua totalidade substituída por PVDs.

Apesar de terem uma alta condutividade, devido ao seu processo construtivo, é difícil obter drenos com boa qualidade bem como a sua manutenção.

As dimensões e espaçamento dos drenos de areia variam consoante o país onde são aplicados: por exemplo, na China são aplicados em malha triangular ou quadrangular com um espaçamento de 1,2m e têm de diâmetro 70mm, enquanto que na Bélgica são aplicados nas mesmas malhas, mas com espaçamento de 2,7m e com um diâmetro de 300mm. Podem ser aplicados a profundidades superiores a 10m (Loan *et al.*, (2006)).

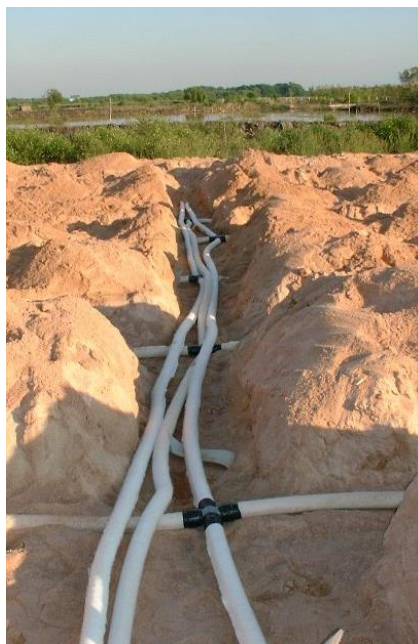
### 4.3. Camada de filtro

Esta camada tem como função drenar a água proveniente dos drenos para as fronteiras laterais e, no caso de o solo ser muito mole, serve também como plataforma de trabalho para a operação de maquinaria e material.

É composto por material granular, comumente um tapete de areia de 0,3-0,8m de espessura (dependendo da permeabilidade da areia e do espaçamento dos drenos verticais), podendo ser ocasionalmente mais espesso para servir de plataforma de trabalho. Embebido nesta camada, fica um sistema de tubos coletores perfurados, com ou sem ligação horizontal. Esta drenagem horizontal faz a ligação dos drenos verticais ao sistema de vácuo (Figura 4.7). Este sistema de drenagem horizontal ajuda na distribuição mais eficiente da pressão de vácuo e além disso acelera a migração das partículas de água para as fronteiras periféricas. O tipo e disposição da superfície de drenagem pode ser modificada consoante os vários sistemas.

Se a camada de solo à superfície for composta por material permeável ou o material utilizado no aterro seja granular, esta camada não é de todo necessária. Quando utilizado o método sem membrana (CPVD), esta camada apenas serve para proteger a ligação dos drenos à rede de vácuo.

Ocasionalmente o tapete de areia pode não existir e ser substituído por camadas de membranas geotêxtis, como já foi executado em obras no Japão.



**Figura 4.7 – Camada de drenagem com tapete de areia e sistema de drenagem horizontal; Varaksin, (2016).**

Os drenos horizontais podem ser de PVC flexível e corrugado ou do mesmo tipo dos PVD (Kjellman, (1952); Khan, (2010); Loan *et al.*, (2006); Tang *et al.*, (2004)).

## 4.4. Selagem

A selagem do sistema de vácuo influencia fortemente a sua eficiência, bem como a pressão que é efetivamente aplicada ao solo. Com o intuito de evitar perdas de vácuo, tem que se isolar a área a tratar do meio envolvente.

Existem dois tipos de selagem: a superior, que maioritariamente consiste na aplicação de uma membrana de PVC composta por duas ou três camadas, e a lateral, feita quando o terreno não é homogêneo e apresenta intercalações de material granular, através da execução de uma parede de confinamento lateral à base de lamas bentoníticas. Estas duas selagens podem ser combinadas.

De seguida será feita uma abordagem aos dois tipos de selagem.

### 4.4.1. Selagem superior

Este é o tipo de selagem mais comum. Consiste em colocar uma membrana de PVC, com duas ou três camadas soldadas no local, sobre a camada de drenagem e, na periferia da zona a tratar, é executada uma vala que esteja no mínimo 0,5m abaixo do nível freático (Figura 4.8). A membrana é estendida até à vala e depois, para completar a selagem, esta é preenchida com material de baixa permeabilidade, lamas bentoníticas ou argila compactada, de maneira a entalar a membrana e assegurar a selagem.



**Figura 4.8 – Membrana de PVC a ser estendida; Varaksin, (2016).**

Esta selagem apenas é eficaz em terreno de baixa permeabilidade e homogêneo, ou seja, sem camadas ou bolsas de material granular que possam comprometer a manutenção das pressões de vácuo.

A selagem superior varia consoante o método; por exemplo, no método Chinês constrói-se um revestimento de argila sobre a vala perimetral, de maneira a reter a água ou o material de aterro colocado em cima da membrana. Esta camada de água para além de aumentar a selagem do sistema ainda previne que a membrana envelheça e ainda carrega o terreno.

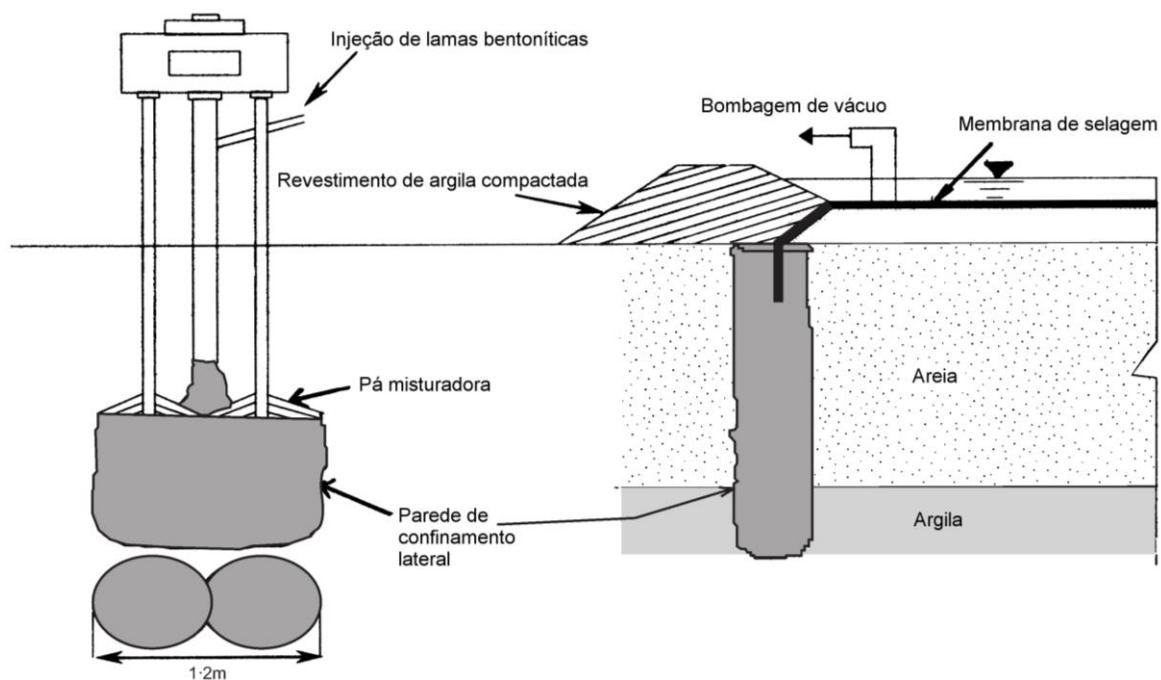
No método de Ménard é construído um aterro com 1,5m de altura diretamente sobre a camada drenante, por baixo da membrana, para aumentar a estabilidade e a selagem do sistema. Este aterro vai fazer com que o sistema ainda esteja carregado mesmo após ter assentado abaixo do nível da água, e assim mantendo a intensidade de vácuo (Cognon *et al.*, (1994)).

Na China, foi aplicada uma única membrana com mais de 100000m<sup>2</sup>, reduzindo os custos associados à selagem do sistema (Loan *et al.*, (2006); Chu *et al.*, (2009)).

#### 4.4.2. Selagem lateral

O método de vácuo pode não funcionar corretamente quando o solo não é homogêneo e neste existem camadas ou lamelas de material granular com alta permeabilidade a alguma profundidade, que se estendam para além da área a tratar. Neste caso é necessário selar, não só pelo topo do terreno, mas também a toda a volta da área a tratar. Para o efeito pode ser executada uma parede de confinamento lateral de maneira a que a pressão de vácuo seja mantida durante todo o processo.

Para isto, são criadas paredes de lamas bentoníticas (Figura 4.9), com profundidades variáveis de acordo com o a disposição das camadas, tendo sempre que terminar numa camada com baixa permeabilidade de forma a assegurar a selagem do sistema.



**Figura 4.9 - Esquema de uma parede de confinamento lateral e da sua aplicação; adaptado de Tang *et al.*, (2004).**

Tang *et al.*, (2004) dá um exemplo onde este tipo de selagem foi utilizado, em que foi construída uma parede de lamas bentoníticas com 1,2m de largura e 4,5m de profundidade.

Na Figura 4.10 pode-se ver a aplicação desta técnica no terreno.



**Figura 4.10 – Execução de uma parede de confinamento lateral; Varaksin, (2016).**

No entanto, esta opção é economicamente dispendiosa quando a área a tratar é grande. Uma alternativa a este método é a colocação de uma membrana impermeável na zona do dreno em contacto com as camadas permeáveis, como já foi referido, sendo que esta opção apenas funciona quando se conhece bem a espessura da camada (Chu *et al.*, (2009)).

## 4.5. Sistema de bombagem

O sistema de bombagem é o elemento que cria a pressão de vácuo e que descarrega a água e o ar que são retirados do terreno através dos tubos e dos drenos. Geralmente é composto por uma bomba e dois geradores que funcionam alternadamente, e que, em caso de avaria de um gerador, permitem que o sistema possa continuar a trabalhar.

O sistema pode ser ligado diretamente aos drenos através de tubos (CPVD) no caso do método sem membrana ou então, no caso do método com membrana, é apenas ligado à membrana. A Figura 4.11 mostra uma bomba utilizada no método CPVD. Existe ainda a possibilidade de ligar várias bombas numa única área de tratamento.

Na China, a bomba de vácuo comum foi substituída por uma bomba a jato com  $\Phi 48\text{mm}$  e potência de 7,5kW em conjunto com uma bomba de água centrífuga 3HA-9, que pode gerar pressões superiores a 80kPa. Cada bomba permite tratar áreas de solo com 1000-1500m<sup>2</sup>.



**Figura 4.11 – Bomba utilizada numa aplicação CPVD; adaptado de Saowapakpiboon *et al.*, (2008).**

Para o sistema de Ménard, a bombagem do vácuo é feita por uma bomba de alta eficiência, a MS25 com 25 kW de potência, especificamente desenvolvida pela empresa (Figura 4.12). Esta atua na fase gasosa e trabalha em conjunto com uma bomba convencional de vácuo, o que permite sugar água e ar do terreno. Esta bomba permite tratar áreas de terreno com 5,000-7,000 m<sup>2</sup> por bomba e, consegue atingir pressões superiores a 75 kPa.

No Japão foi desenvolvida um sistema de bombagem de vácuo que consegue fazer a separação da água e do ar recolhidos, através de bombas de descarga de água incorporadas, conseguindo manter altas pressões de vácuo sob a membrana durante o tratamento. Cada bomba consegue tratar áreas de terreno com 2000-2500m<sup>2</sup> e atingir pressões maiores que 80kPa (Loan *et al.*, (2006)).



**Figura 4.12 – Bomba utilizada no método de Ménard; Varaksin, (2016).**

As características do sistema podem diferir de caso para caso. Eis um exemplo de um sistema utilizado na Índia:

- Bomba de vácuo com 7,5 cv, capaz de debitar uma potência de 720 mmHg (96 kPa), com sistema de refrigeração.
- Dois tanques com 500 l de capacidade para arrefecer a água em circulação no sistema de refrigeração de forma a maximizar a eficiência da bomba.
- Dois tanques de aço com 1180 l de capacidade para coletar e descarregar a água recolhida do sistema.
- Dois geradores a diesel com 15 e 20 kVA, utilizados alternadamente por turnos de 12h, com um consumo de 3,5 l/h (Kumar *et al.*, (2015)).

# Capítulo 5

## Métodos de análise

### 5.1. Generalidades

No estudo de soluções construtivas de âmbito geotécnico, como o da consolidação por vácuo, é habitual recorrer-se a métodos empíricos, métodos analíticos e métodos numéricos.

Não foi possível encontrar na bibliografia nenhum método empírico de análise da aplicação da técnica de vácuo. Isto pode dever-se a diversos fatores, tais como, as características mecânicas bastantes variáveis de solo para solo, os fatores externos à aplicação da técnica que são impossíveis de prever ou controlar e os diferentes comportamentos que são observados nas diferentes aplicações da técnica.

Os métodos analíticos e numéricos serão abordados de seguida.

### 5.2. Métodos analíticos

#### 5.2.1. Princípios gerais

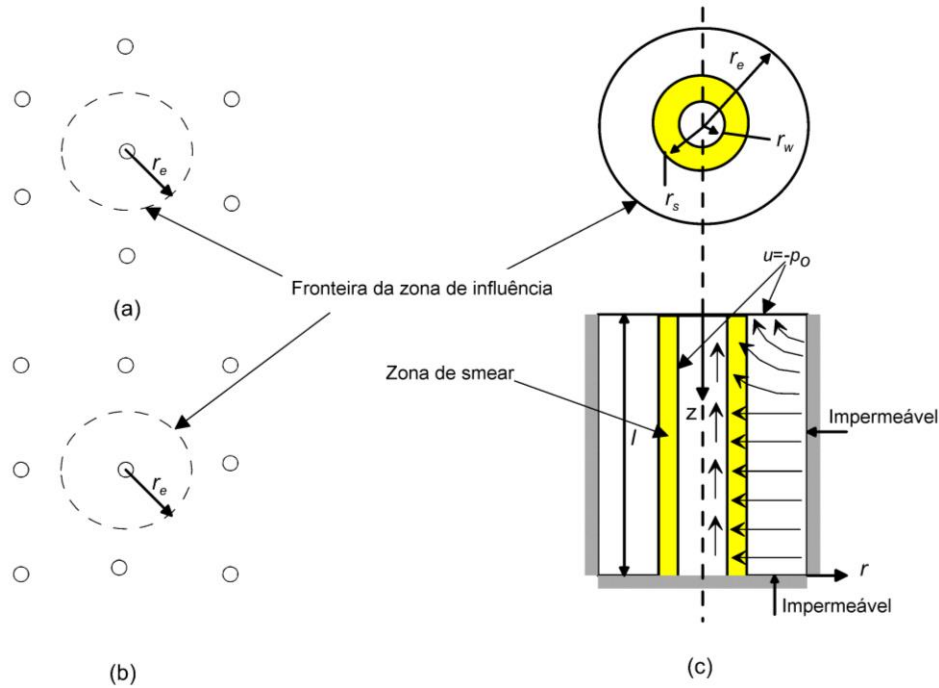
Relativamente a métodos analíticos, são vários os autores que abordam o tema. Depois de feita a pesquisa, procurou-se apresentar o método que fosse mais completo, mas que ao mesmo tempo fosse prático e facilmente aplicável. De entre diversos métodos existentes, como por exemplo aqueles apresentados por Onoue, (1988), Qian *et al.*, (1992), Chai *et al.*, (2005), entre outros, o método aqui apresentado foi o que mais se adequou ao procurado e é da autoria de Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007).

A representação esquemática do problema em causa, em que se considera um dreno rodeado por uma “zona de mancha” (“smear zone” na literatura inglesa) está ilustrada na Figura 5.1.

Esta representação esquemática resulta no modelo de célula unitária representado na Figura 5.2, analisado em axissimetria e com as condições de fronteira consideradas.

Parte-se da equação básica parcial para o excesso de pressão intersticial por drenagem vertical e radial, que é (Barron, (1948)):

$$\frac{\partial u(r, z, t)}{\partial t} = c_h \left( \frac{\partial^2 u(r, z, t)}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u(r, z, t)}{\partial r} \right) + c_v \frac{\partial^2 u(r, z, t)}{\partial z^2} \quad 5.1$$



**Figura 5.1 - Representação esquemática da zona de perturbação; padrão circular (a) padrão quadrangular (b) vista em corte de um dreno rodeado pela zona de perturbação (c); adaptado de Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007).**

onde  $u(r, z, t)$  representa a pressão intersticial em excesso,  $t$  o tempo,  $r$  a distância radial ao centro do dreno,  $z$  a distância vertical à superfície do terreno,  $c_h$  o coeficiente de consolidação radial e  $c_v$  o coeficiente de consolidação vertical.

As condições de fronteira iniciais (Figura 5.2) para a equação (5.1) são:

Para  $t > 0$ , a pressão de vácuo é constante e igual a  $-p_0$  na superfície do solo;

$$u(r, 0, t) = -p_0 \quad 5.2$$

Para  $t > 0$ , a condição de fronteira é impermeável quando  $r = r_e$ ;

$$\frac{\partial u}{\partial r} \Big|_{r=r_e} = 0 \quad 5.3$$

$$u(r_w, 0, t) = -p_0 \quad 5.4$$

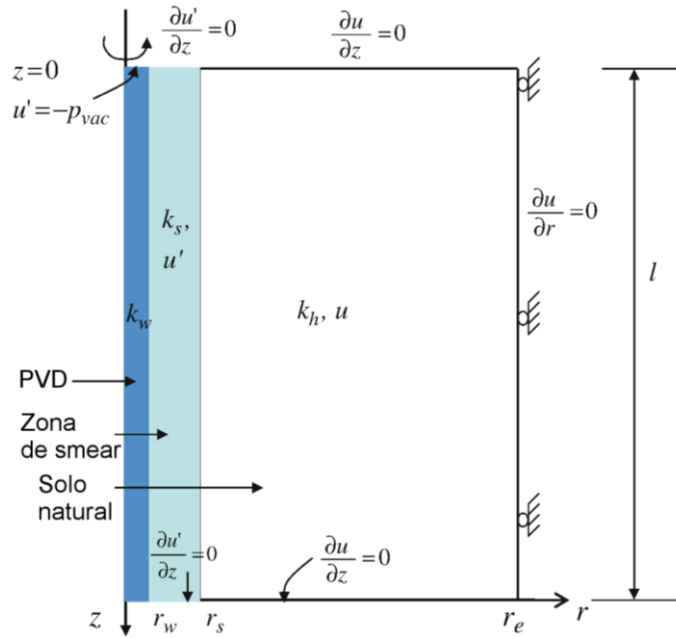
Para  $t > 0$ , a pressão de vácuo é constante e igual a  $-p_0$  ao longo da fronteira do dreno, no entanto a pressão de vácuo na fronteira do dreno pode variar ao longo do processo de consolidação;

Para  $t > 0$ , a condição de fronteira é impermeável quando  $z = l$  ou seja na fronteira inferior;

$$\frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=l} = 0 \quad 5.5$$

Para  $t = 0$ , a pressão intersticial inicial em excesso devido à sobrecarga é nula.

$$u(r, z, 0) = u_0 \quad 5.6$$



**Figura 5.2 - Modelo de célula unitária e condições de fronteira; adaptado de Chai e Carter, (2011).**

Nas expressões acima,  $r_e$  representa o raio do cilindro de solo que é drenado por um dreno,  $p_0$  a pressão de vácuo aplicada na superfície do solo e ao longo do dreno,  $l$  a espessura de solo igual ao comprimento do dreno,  $u_0$  a pressão intersticial inicial em excesso e  $r_w$  o raio equivalente do dreno, onde,  $r_w = (a + b)/4$  e,  $a$  e  $b$  são a largura e a espessura do dreno, respetivamente (Rixner *et al.*, (1986)).

Com base no método de separação de variáveis de Kreyszig, (1999), pode-se assumir que,

$$\frac{u(r, z, t) - u(r, z, \infty)}{u(r, z, 0) - u(r, z, \infty)} = \left( \frac{u_h(r, t) - u_h(r, \infty)}{u_h(r, 0) - u_h(r, \infty)} \right) \left( \frac{u_v(z, t) - u_v(z, \infty)}{u_v(z, 0) - u_v(z, \infty)} \right) \quad 5.7$$

onde,  $u_h(r, t)$  é a pressão intersticial em excesso para consolidação radial pura, e  $u_v(z, t)$  a pressão intersticial em excesso para consolidação vertical pura. Esta equação pode ser utilizada para a aplicação de vácuo e sobrecarga simultaneamente.

Da equação (5.7), a pressão intersticial em excesso média na célula unitária (Figura 5.2) para um determinado tempo  $t$  é dada por:

$$\frac{\bar{u}_t - \bar{u}_{t=\infty}}{\bar{u}_{t=0} - \bar{u}_{t=\infty}} = \left( \frac{\bar{u}_{h,t} - \bar{u}_{h,t=\infty}}{\bar{u}_{h,t=0} - \bar{u}_{h,t=\infty}} \right) \left( \frac{\bar{u}_{v,t} - \bar{u}_{v,t=\infty}}{\bar{u}_{v,t=0} - \bar{u}_{v,t=\infty}} \right) \quad 5.8$$

onde,

$$\bar{u}_t = \frac{1}{\pi(r_e^2 - r_w^2)l} \int_{r_e}^{r_w} \int_0^l u(r, z, t) dr dz \quad 5.9$$

$$\bar{u}_{v,t} = \frac{1}{l} \int_0^l u_v(z,t) dz \quad 5.10$$

e,

$$\bar{u}_{h,t} = \frac{1}{\pi(r_e^2 - r_w^2)} \int_0^l \int_{r_e}^{r_w} u(r,t) dr dz \quad 5.11$$

Então, substituindo a equação (5.7) na equação (5.1) temos que:

$$\frac{\partial u_h}{\partial t} = c_h \left( \frac{\partial^2 u_h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_h}{\partial r} \right) \quad 5.12$$

e,

$$\frac{\partial u_v}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_v}{\partial z^2} \quad 5.13$$

onde,  $c_h = k_h/m_v\gamma_w$  e  $c_v = k_v/m_v\gamma_w$  são os coeficientes de consolidação radial e vertical do solo, respetivamente,  $\gamma_w$  é o peso unitário da água,  $m_v$  é o coeficiente de compressibilidade do solo e,  $k_h$  e  $k_v$  são a permeabilidade horizontal e vertical do solo, respetivamente.

O problema fica agora reduzido à consolidação radial  $u_h$ , definida pelas equações (5.3) a (5.6), (5.11) e (5.12), e à consolidação vertical  $u_v$ , definida pelas equações (5.2), (5.5), (5.6), (5.10) e (5.13).

## 5.2.2. Consolidação radial

Para a análise da consolidação radial, os princípios, as condições de fronteira e as condições iniciais são idênticas às da solução apresentada acima (Indraratna *et al.*, (2005)). Com base na equação (5.12), nas condições de fronteira definidas pelas equações (5.3) e (5.5) e na condição inicial dada pela equação (5.6), a razão da pressão intersticial em excesso média  $\left(\frac{\bar{u}_{h,t}}{u_0}\right)$  na direcção radial num determinado tempo  $t$  é:

$$\frac{\bar{u}_{h,t}}{u_0} = \left(1 + \frac{p_0}{u_0}\right) e^{\left(\frac{-8c_h t}{\mu d_e^2}\right)} - \frac{p_0}{u_0} \quad 5.14.a$$

onde o factor de “mancha” (smear) e resistência de poço  $\mu$  é dada por,

$$\begin{aligned} \mu = & \frac{n^2}{n^2 + 1} \left[ \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right] + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{s^2}{4n^2}\right) + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(\frac{s^4 - 1}{4n^2} - s^2 + 1\right) \\ & + \pi \frac{2k_h}{3q_w} l^2 \left(1 - \frac{1}{n^2}\right) \\ \mu \approx & \left[ \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2k_h}{3q_w} l^2 \right] \end{aligned} \quad 5.14.b$$

e,

$$n = d_e/d_w \quad 5.14.c$$

$$s = d_s/d_w \quad 5.14.d$$

onde,  $d_e$  é o diâmetro do cilindro de solo drenado por um dreno,  $d_s$  o diâmetro da zona de “mancha”,  $d_w$  o diâmetro equivalente do dreno,  $k_s$  a permeabilidade horizontal do solo na zona de “mancha” e  $q_w$  a capacidade de descarga do dreno.

Para a equação (5.14.a), o valor da razão de pressão de vácuo (VPR – “Vacuum Pressure Ratio”) para o vácuo combinado com sobrecarga pode ser introduzido pela relação entre a pressão de vácuo inicial aplicada e a pressão intersticial em excesso inicial,  $\left(\frac{p_0}{u_0}\right)$ . Para argilas totalmente saturadas, o valor de  $u_0$  é igual à pressão de sobrecarga.

Dependendo da rigidez do solo, do tamanho e forma do mandril, do método de instalação, a extensão da zona de “mancha” ( $d_s$ ) pode ser estimado no intervalo,  $2d_m \leq d_s \leq 3d_m$  onde  $d_m$  é o diâmetro equivalente do mandril e é dado por  $d_m = 2(a + b)/\pi$ , em que a e b são as dimensões planares da ponteira do mandril (Hansbo, (1981); Indraratna e Redana, (1998); Bo *et al.*, (2000)).

O valor de  $\left(\frac{k_h}{k_s}\right)$  normalmente toma valores compreendidos entre 1 e 8, enquanto que o valor de  $k_v$  se mantém mais ou menos constante, tanto na zona de “mancha” como nas zonas não remediadas pelo mandril (Hansbo, (1981); Indraratna e Redana, (1998); Saye, (2003)).

Durante a pesquisa bibliográfica, encontraram-se propostas de vários autores para o valor de  $\left(\frac{k_h}{k_s}\right)$ , expostos na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 - Propostas de  $k_s$ ; adaptado de Chu *et al.*, (2014); Indraratna *et al.*, (2005);  $d_s$  diâmetro da zona de perturbação;  $d_m$  diâmetro equivalente do madril**

Fonte	Fórmula	Permeabilidade	Notas
Barron, (1948)	$d_s = 1,6d_m$	$k_h/k_s = 3$	Assumido
Hansbo, (1976)	$d_s = 1,5\sim 3d_m$	Aberto	Baseado em literatura disponível na altura
Hansbo, (1981)	$d_s = 1,5d_m$	$k_h/k_s = 3$	Assumido em caso de estudo
Bergado <i>et al.</i> , (1991)	$d_s = 2d_m$	$k_h/k_s = 1$	Investigação de laboratório e retro análise para argila mole de Bangkok
Onoue <i>et al.</i> , (1991)	$d_s = 1,6d_m$	$k_h/k_s = 3$	De interpretações de ensaios
Almeida e Ferreira, (1993)	$d_s = 1,5\sim 2d_m$	$k_h/k_s = 3\sim 6$	Baseado em experiência
Indraratna e Redana, (1998)	$d_s = 4\sim 5d_m$	$k_h/k_s = 1,15$	Investigação de laboratório (argila de Sydney)
Chai e Miura, (1999)	$d_s = 2\sim 3d_m$	$k_h/k_s = C_f(k_h/k_s)$	$C_f$ a razão entre valores de laboratório e de campo
Hird e Moseley, (2000)	$d_s = 1,6d_m$	$k_h/k_s = 3$	Recomendado para dimensionamento
Xiao, (2002)	$d_s = 4\sim 6d_m$	$k_h/k_s = 1,3$	Investigação de laboratório (argila caulina)
Bo <i>et al.</i> , (2003)	$d_s = 11d_m$	$k_h/k_s = 2\sim 10$	Baseado em ensaios de campo em argila marinha

Nota: as fontes são todas referidas em Chu *et al.*, (2014).

A equação (5.14.b) permite ver que a resistência de poço é controlada por diversos fatores, tais como, a distância de descarga  $l$ , a capacidade de descarga do dreno  $q_w$  e pela permeabilidade do solo  $k_h$ .

Na prática, o efeito da resistência de poço pode ser desprezado, pois os drenos modernos geralmente proporcionam uma capacidade de descarga  $q_w$  mais do que adequada.

Desde que a capacidade de descarga de água exceda os 150m<sup>3</sup>/ano após a instalação, o efeito da resistência de poço na consolidação não é insignificante (Holtz *et al.*, (1989)).

No entanto, o efeito de poço pode tornar-se significativo a longo prazo, caso a capacidade de descarga do dreno seja menor do que 40-60m<sup>3</sup>/ano (Indraratna e Redana, (2000)).

### 5.2.3. Consolidação vertical

Para a análise da consolidação devida à drenagem vertical, os princípios e as condições iniciais são idênticas à teoria da consolidação unidimensional (Terzaghi, (1944)), com a exceção da condição de fronteira referente à pressão de vácuo (Mohamedelhassan e Shang, (2002)).

Com base na equação (5.13), nas condições de fronteira definidas pelas equações (5.4) e (5.5) e na condição inicial dada pela equação (5.6), a razão da pressão intersticial em excesso média  $\left(\frac{\bar{u}_{v,t}}{u_0}\right)$  na direção vertical num determinado tempo  $t$  é:

$$\frac{\bar{u}_{v,t}}{u_0} = -\frac{p_0}{u_0} + \left(1 + \frac{p_0}{u_0}\right) \sum_{m=1}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{\left(-\left(\frac{2m+1}{2}\right)^2 \pi^2 \frac{c_v t}{l^2}\right)} \quad 5.15$$

Substituindo as equações ((5.14) e (5.15) na equação (5.8)), a razão da pressão intersticial em excesso, tanto na direção vertical como horizontal, pode ser dada por:

Para a aplicação de vácuo em conjunto com sobrecarga,

$$\frac{\bar{u}_t}{u_0} = -\frac{p_0}{u_0} + \left(1 + \frac{p_0}{u_0}\right) \sum_{m=1}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{\left(\left[-\left(\frac{2m+1}{2}\right)^2 \pi^2 \frac{1}{c_{vh} L^2} + \frac{8}{\mu}\right] T_h\right)} \quad 5.16.a$$

e para a aplicação de vácuo apenas,

$$\bar{u}_t = -p_0 + p_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{\left(\left[-\left(\frac{2m+1}{2}\right)^2 \pi^2 \frac{1}{c_{vh} L^2} + \frac{8}{\mu}\right] T_h\right)} \quad 5.16.b$$

onde os seguintes parâmetros adimensionais são dados por:

$$c_{vh} = \frac{c_h}{c_v} = \frac{k_h}{k_v} \quad 5.16.c$$

$$L = \frac{l}{d_e} \quad 5.16.d$$

$$T_h = c_h t / d_e^2 \quad 5.16.e$$

A vantagem das equações (5.16.a) e (5.16.b) é que permitem obter simultaneamente a pressão intersticial devida à sobrecarga (positiva) e devida ao vácuo (negativa).

O grau de consolidação global médio ao longo do tempo  $\bar{U}_t$  pode agora ser determinado da seguinte forma:

$$\bar{U}_t = \left( 1 - \frac{u_0 - \bar{u}_t}{u_0 - \bar{u}_\infty} \right) \quad 5.17$$

Substituindo a equação (5.16) na equação (5.17) tem-se que:

$$\bar{U}_t = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{\left( -\left(\frac{2m+1}{2}\right)^2 \pi^2 \frac{1}{c_{vh} L^2 + \mu} \right) T_h} \quad 5.18$$

A equação (5.18) mostra que o grau total de consolidação para qualquer pressão de vácuo ( $p_0$ ) está apenas relacionada com o fator de tempo adimensional ( $T_h$ ), com a configuração do sistema de drenagem vertical e com a permeabilidade anisotrópica do solo ( $\mu$ ,  $L$ , e  $c_{vh}$ ). Durante a aplicação da fórmula, detetaram-se dois erros na fórmula apresentada por Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007), sendo o primeiro o início do somatório para  $m = 0$  e o segundo no sinal do parâmetro dado por  $\frac{8}{\mu}$ , onde o autor apresentava o sinal negativo.

Assim que se determina  $\bar{U}_t$ , o assentamento associado para um determinado tempo ( $\rho_t$ ) pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\rho_t = \delta U_t \rho_c \quad 5.19.a$$

Em termos médios, se a pressão de vácuo criar esforços superiores àqueles necessários para manter a condição  $k_0$  do solo, para uma consolidação isotrópica  $\delta$  pode ser calculado da seguinte forma:

$$\delta = \frac{1 - \mu}{1 + \mu} \quad 5.19.b$$

onde,  $\mu$  é o coeficiente de Poisson do esqueleto de solo. Caso não haja tensões laterais, então  $\delta = 1$ .

Para uma dada espessura de solo ( $l =$  comprimento do dreno), o assentamento devido à consolidação primária é dado por:

$$\rho_c = m_v (u_0 + p_0) l \quad 5.19.c$$

onde,  $m_v$  é o valor médio correspondente a um aumento de tensão efectiva de  $\sigma'_i$  para  $\sigma'_i + u_0 + p_0$ , em que  $\sigma'_i$  é a tensão efectiva inicial.

## 5.2.4. Tabelas de dimensionamento

A solução analítica anteriormente apresentada pode ser apresentada sob a forma de tabelas.

Na prática, a maioria das tabelas de dimensionamento utilizam curvas que relacionam o fator de tempo adimensional horizontal  $T_h$  com o valor da consolidação radial  $U_h$  para obter o espaçamento dos drenos ( $S$ ) em função de  $n$  (Barron, (1948)).

Geralmente é preciso realizar um determinado número de iterações para obter parâmetros necessários tais como  $n$  (Hartlén e Wolski, (1996), Chu *et al.*, (2003)). De seguida mostra-se a forma apresentada por Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007), de maneira a evitar este procedimento.

Considere-se,

$$\gamma = -\frac{8T'_h}{\ln\left(\frac{1-U_t}{u^*}\right)} \quad 5.20$$

onde,

$$u^* = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2\pi^2} e^{\left(-\left(\frac{2m+1}{2}\right)^2\pi^2 r_v\right)} \quad 5.21$$

$$T'_h = c_h t / d_w^2 \quad 5.22$$

$$T_v = c_v t / l^2 \quad 5.23$$

$$\gamma = n^2 [\ln n + \xi - 0,75] \quad 5.24.a$$

e,

$$\xi = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right) \ln(s) \quad 5.24.b$$

$$n = e^{(\alpha \ln \gamma + \beta)} \quad 5.25.a$$

onde,

$$\alpha = 0,3938 - 9,505 \times 10^{-4} \xi^{1,5} + 0,03714 \xi^{0,5} \quad 5.25.b$$

e,

$$\beta = 0,4203 + 1,456 \times 10^{-3} \xi^2 - 0,5233 \xi^{0,5} \quad 5.25.c$$

A Figura 5.3 mostra a relação entre  $T_v$  e  $u^*$ ; a Figura 5.4 a relação entre  $n$  em função de  $\xi$ ; a Figura 5.5 ilustra graficamente a equação 5.24.b, quando os valores de  $\frac{k_h}{k_s}$  e de  $s$  estão compreendidos de 1 a 8 e de 2 a 8 respetivamente; a Figura 5.6 mostra a Relações entre  $\xi$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ .

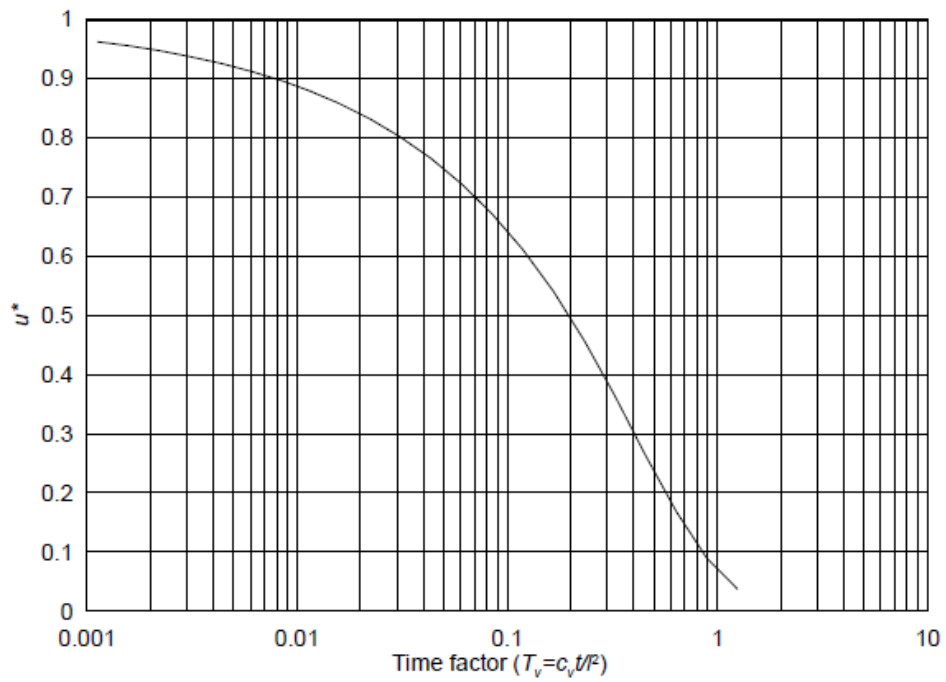


Figura 5.3 - Relação entre  $T_v$  e  $u^*$ ; adaptado de Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007).

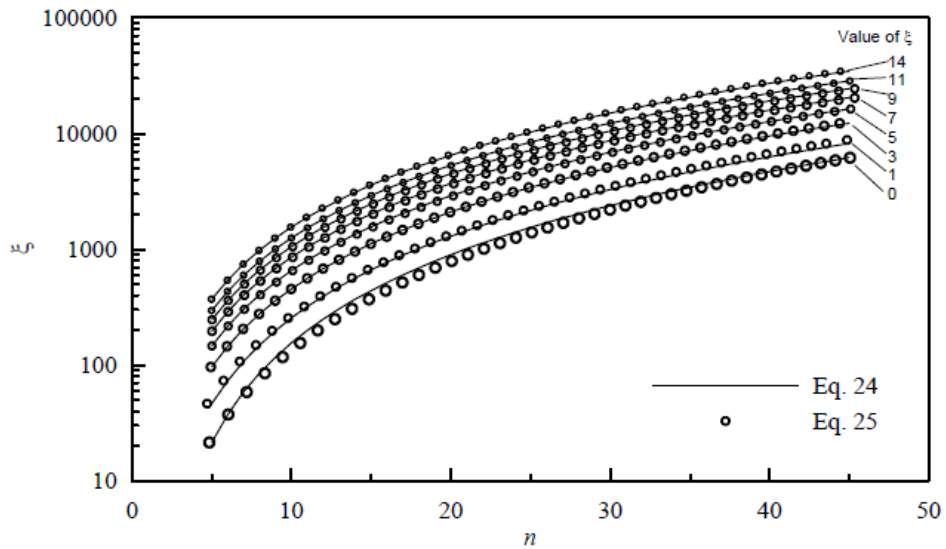


Figura 5.4 – Relação entre  $n$  e  $\xi$  adaptado de Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007).

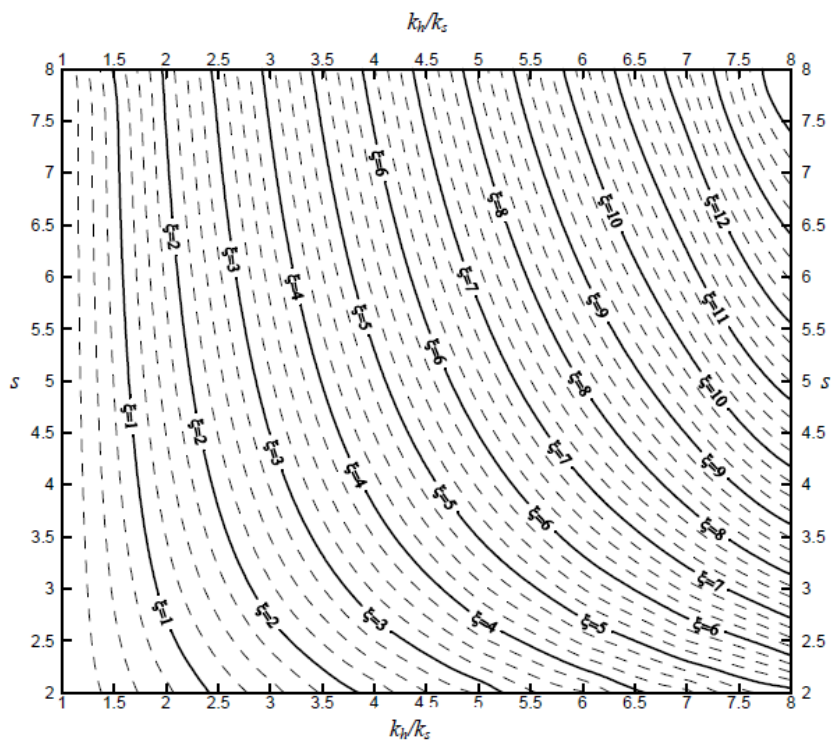


Figura 5.5 - Curvas da equação 5.24.b; adaptado de Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007).

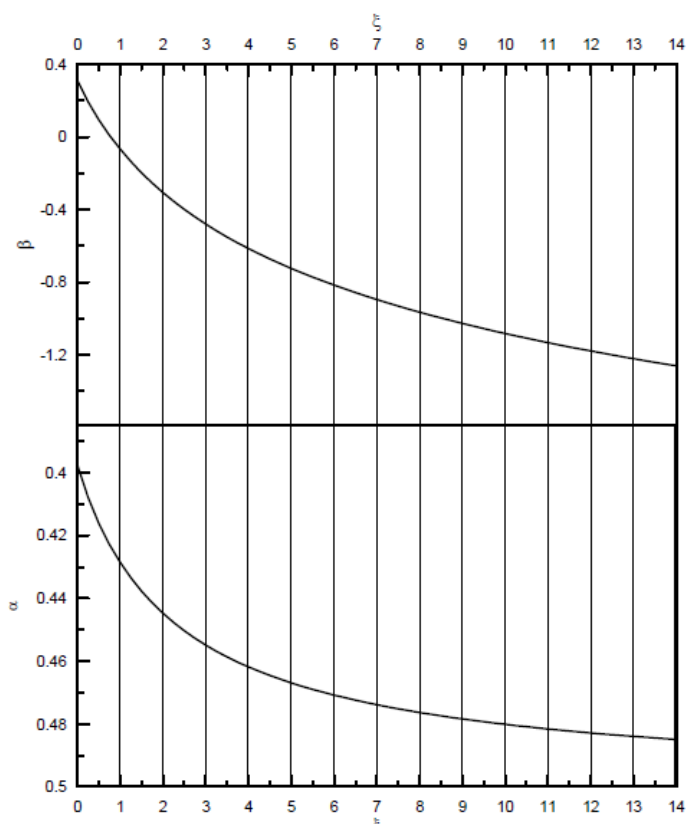


Figura 5.6 - Relações entre  $\xi$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ ; adaptado de Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007).

## 5.2.5. Procedimento de dimensionamento

Este procedimento é apresentado por Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007), de modo a evitar um processo iterativo moroso e pouco prático. Utiliza-se o diâmetro equivalente dos drenos como uma variável independente de maneira a obter o espaçamento dos drenos ideal. Apresenta-se de seguida um resumo dos passos a seguir.

- Utilizar informações disponíveis acerca do solo, tais como, perfis do solo, ensaios in-situ e para obter dados relativos às propriedades do solo, de maneira a determinar a profundidade apropriada de instalação dos drenos ( $l$ ) e o tempo de consolidação ( $t$ ) desejado;
- Assumir o grau de consolidação  $\bar{U}_t$  requerido, para a sobrecarga apenas;
- No caso da aplicação de pressão de vácuo, determinar a pressão de vácuo  $p_0$ , as tensões totais de dimensionamento  $\Delta\sigma$  e a pressão de sobrecarga  $\Delta p$ , achando de seguida o novo grau de consolidação requerido para obter o mesmo assentamento através da expressão:

$$U_{t,vac} = \left( \frac{\Delta\sigma}{p_0 + \Delta p} \right) U_t \quad 5.26$$

- Determinar  $u^*$  através da seguinte expressão e com base nos valores de  $c_v$ ,  $t$  e  $l$  ou, através da Figura 5.6:

$$u^* = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2\pi^2} e^{\left(-\frac{(2m+1)^2}{2}\pi^2\frac{c_v t}{l^2}\right)} \quad 5.27$$

- Escolher o tamanho e o tipo (circular ou retangular) de dreno de entre os disponíveis no mercado. Caso seja retangular calcular o diâmetro equivalente através da seguinte expressão:

$$d_w = 2(a+b)/\pi \quad 5.28$$

- Calcular  $T'_h$ :

$$T'_h = c_h t / d_w^2 \quad 5.22$$

- Determinar  $\gamma$ :

- Para sobrecarga apenas (sem vácuo):

$$\gamma = - \frac{8T'_h}{\ln\left(\frac{1-U_t}{u^*}\right)} \quad 5.20$$

- Para vácuo e sobrecarga:

$$\gamma = - \frac{8T'_h}{\ln\left(\frac{1-U_{t,vac}}{u^*}\right)} \quad 5.29$$

- Estabelecer o diâmetro e a permeabilidade da zona de “mancha” com base no tipo de solo, no procedimento de instalação dos drenos e no tamanho do mandril:

$$2d_m \leq d_s \leq 3d_m \quad 5.30$$

$$1 \leq \frac{k_h}{k_s} \leq 8 \quad 5.31$$

- Calcular  $\xi$  através da seguinte equação:

$$\xi = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln(s) \quad 5.24.b$$

- Determinar  $n$  através das expressões seguintes:

$$n = e^{(\alpha \ln \gamma + \beta)} \quad 5.25$$

$$\alpha = 0,3938 - 9,505 \times 10^{-4} \xi^{1,5} + 0,03714 \xi^{0,5} \quad 5.25.b$$

$$\beta = 0,4203 + 1,456 \times 10^{-3} \xi^2 - 0,5233 \xi^{0,5} \quad 5.25.c$$

- Determinar a zona de influência  $d_e = n d_w$ ;
- Escolher o padrão de instalação dos drenos no terreno e calcular o espaçamento dos drenos  $d$ , sendo que  $d = \frac{d_e}{1,05}$  para o padrão triangular e  $d = \frac{d_e}{1,128}$  para o padrão quadrangular.

No Capítulo 6, este procedimento de cálculo será aplicado a um caso prático.

### 5.3. Métodos numéricos

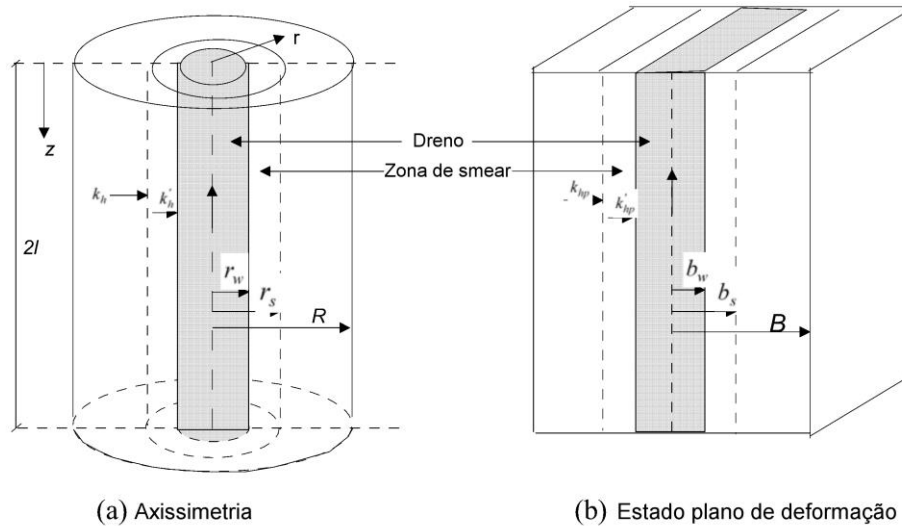
A modelação do comportamento de um dreno isolado, pode ser feita através de uma análise axi-simétrica, em que a geometria e o comportamento são estudados em torno de um eixo (Indraratna, (2010)), como demonstra a Figura 5.7.

A duas dimensões, e considerando um estado plano de deformação, a modelação da situação tridimensional associada ao comportamento de vários drenos obriga a uma correção de algumas características de base do problema, em especial a geometria dos drenos e os coeficientes de permeabilidade do solo, de forma a prever o comportamento do solo e obter resultados realistas (Rujikiatkamjorn *et al.*, (2008); Indraratna e Redana, (2000); Indraratna *et al.*, (2005)).

Na bibliografia encontraram-se diversas abordagens, utilizando o estado plano de deformação, à análise da problemática da drenagem com recurso a vácuo e a drenos verticais, nomeadamente Gabr e Szabo, (1997); Shinsha *et al.*, (1982); Hird *et al.*, (1992); Bergado e Long, (1994); Chai *et al.*, (2001); Indraratna *et al.*, (2005), ou mais recentemente Indraratna, (2010); Indraratna e Redana, (1998).

Existem três formas de cumprir as condições do estado plano de deformação (Indraratna, (2010)):

- Pode-se fazer uma abordagem geométrica, onde o espaçamento dos drenos varia, mas a permeabilidade do solo se mantém constante;
- Pode-se abordar o problema determinando o coeficiente de permeabilidade equivalente, enquanto que o espaçamento dos drenos não é alterado;
- Outra forma de abordar o problema é combinar as duas formas acima, onde se calcula a permeabilidade do estado plano de deformação baseada num espaçamento de drenos conveniente.



**Figura 5.7 – Conversão de uma célula unitária axissimétrica em estado plano de deformação; adaptado de Indraratna, (2010).**

O modelo de conversão que vai ser apresentado tem por base o esquema representado na Figura 5.7 e é da autoria de Indraratna, (2010).

Pode-se determinar o grau de consolidação médio para o estado plano de deformação, fazendo as suposições do esquema já referido, assumindo a largura da célula de estado plano de deformação com uma largura de  $2B$ , em que  $B = R$ , que por sua vez é o raio da zona de influência do dreno; metade da largura do dreno  $b_w = r_w$ , que por sua vez é o raio do dreno; metade da largura da zona de “mancha”  $b_s = r_s$ , que por sua vez é o raio da zona de “mancha”.

A pressão intersticial em excesso pode assim ser determinada por:

$$\frac{\bar{u}}{\bar{u}_0} = \left(1 + \frac{p_{0p}(1 + k_1)}{\bar{u}_0}\right) e^{\left(-\frac{8T_{hp}}{\mu_p}\right)} - \left(\frac{p_{0p}(1 + k_1)}{\bar{u}_0}\right) \quad 5.26$$

com,

$$\mu_p = \left[\alpha + \beta \frac{k_{hp}}{k'_{hp}}\right] \quad 5.27$$

onde,  $\bar{u}_0$  é a pressão intersticial inicial em excesso,  $\bar{u}$  é a pressão intersticial num determinado tempo  $t$ ,  $T_{hp}$  o factor de tempo em estado plano,  $k_{hp}$  e  $k'_{hp}$  são as permeabilidades equivalentes horizontais da zona sem perturbação e da zona de “mancha” respetivamente. Os parâmetros geométricos  $\alpha$  e  $\beta$  são dados por:

$$\alpha = \frac{2}{3} - \frac{2b_s}{B} \left( 1 - \frac{b_s}{B} + \frac{b_s^2}{3B^2} \right) \quad 5.28$$

$$\beta = \frac{1}{B^2} (b_s - b_w)^2 + \frac{b}{3B^3} (3b_w^2 - b_s^2) \quad 5.29$$

Para cada nível de tensão efetiva e de tempo, o grau médio de consolidação para as condições de axi-simetria ( $\overline{U}_p$ ) e de estado plano de deformação ( $\overline{U}_{pl}$ ) são igualadas.

Ao igualar as dimensões R e B, pode-se relacionar as permeabilidades equivalentes horizontais da zona sem perturbação,  $k_{hp}$ , e da zona de “mancha”,  $k'_{hp}$ . A razão entre os últimos representa o efeito de “mancha”:

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{\beta}{\frac{k_{hp}}{k_h} \left[ \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k'_h} \ln(s) - 0,75 \right] - \alpha} \quad 5.30$$

Se na expressão acima se ignorarem os efeitos de “mancha” e resistência de poço obtém-se a seguinte expressão simplificada (Indraratna, (2010); Hird *et al.*, (1992)):

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{0,67}{[\ln(n) - 0,75]} \quad 5.31$$

# Capítulo 6

## Caso de estudo

### 6.1. Introdução

Neste capítulo será feita a análise de um caso de estudo com o título “A Case Study of Vacuum Consolidation of Soft Clay Deposit”, da autoria de S. Ganesh Kumar, G. Sridhar, R. Radhakrishnan, R. G. Robinson e K. Rajagopal, datado de 2014.

Escolheu-se este caso de estudo devido ao facto de conter informações relevantes no que toca à caracterização geológica e geotécnica do solo, incluindo resultados de um ensaio edométrico e de consolidação radial e, também, por nele ser abordada, através de um ensaio de campo, a consolidação convencional, com recurso a sobrecarga, comparativamente com a consolidação com recurso a vácuo.

A análise feita contará com uma primeira abordagem aos resultados dos ensaios laboratoriais, de forma a conseguir uma adequada calibração do modelo de cálculo apresentado. De seguida será feita uma tentativa de estimar e reproduzir, numa primeira fase, os resultados obtidos no campo com a aplicação da técnica de consolidação convencional, e numa segunda fase, os resultados obtidos da aplicação da técnica com recurso a vácuo.

Todas as modelações que serão apresentadas do processo de consolidação, em laboratório ou no campo, apenas com sobrecarga ou com sobrecarga e vácuo, são baseadas na solução analítica devida a Rujikiatkamjorn e Indraratna, (2007), apresentada no capítulo 5.3.

### 6.2. Enquadramento geral

O local escolhido para levar a cabo o ensaio foi a cidade costeira de Kakinada, em Angra Pradesh, na Índia.

O ensaio consistiu em tratar dois talhões de solo com  $100\text{m}^2$  ( $10\text{m}\times 10\text{m}$ ) cada, sendo que num foi aplicada a técnica de sobrecarga convencional e, no outro, a técnica de consolidação com recurso a vácuo (embora tenha sido aplicada também uma pequena sobrecarga). As alturas de aterro correspondentes à sobrecarga foram respetivamente 1,1m e 0,2m. A pressão de vácuo média, aplicada pelas bombas no segundo caso, foi de 86,5kPa.

Na Figura 6.1, está esquematizada em planta a disposição do ensaio e, na Figura 6.2, está esquematizado em corte.

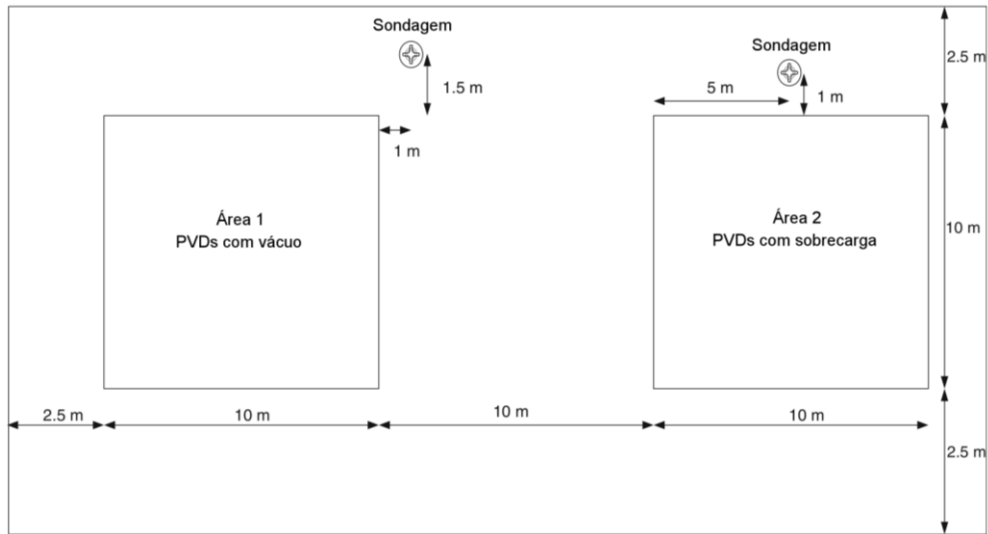


Figura 6.1 - Esquema do ensaio de campo em planta.

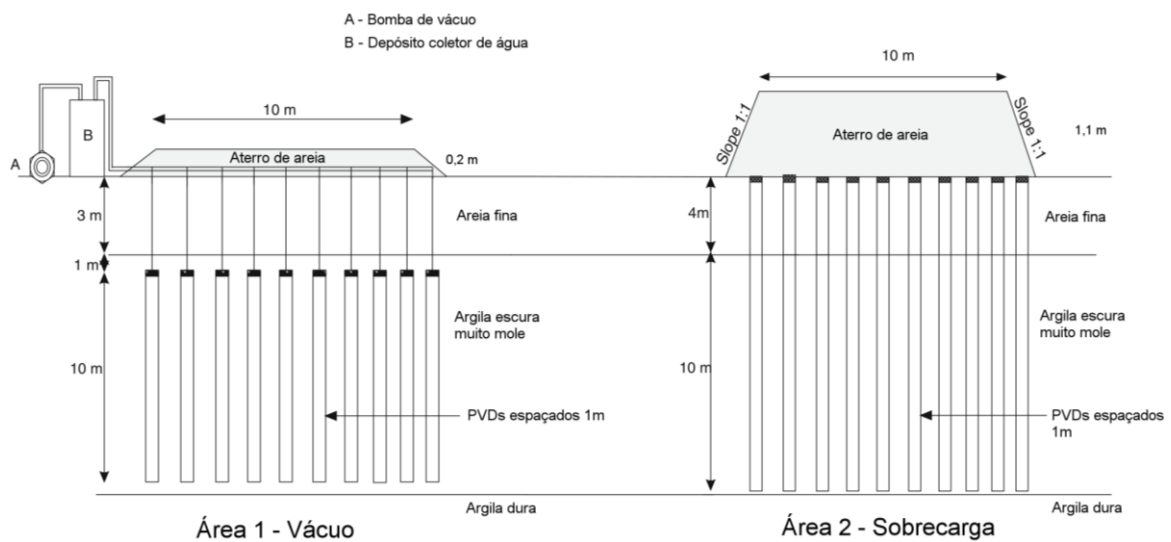


Figura 6.2 - Esquema do ensaio de campo em corte.

### 6.3. Enquadramento geológico

Relativamente ao enquadramento geológico local, onde predominam os solos moles de origem aluvionar e marinha, os autores apresentam o perfil geológico ilustrado na Figura 6.3.

Da análise do perfil podemos concluir que este é composto das seguintes camadas:

- 0 - 1,5m – Areia medianamente densa;
- 1,5 - 3,0m – Solo fino e solto;
- 3,0 - 13,5m – Argila muito mole de tom preto com um teor em água de 84%;
- 13,5 - 15m – Argila dura.

Water Table	Depth (m)	Strata Description	SPT "N"
▽	0.5	Medium Dense Sand	19
	1.5		
	3.0	Fine loose soil	1
	6.0	Very Soft Blackish clay	1
	10.5		2
	13.5		2
	15.0		Stiff Clay

Figura 6.3 - Perfil geotécnico do terreno.

## 6.4. Enquadramento hidrogeológico

Como se pode concluir do perfil geológico anteriormente apresentado, o nível freático encontrava-se a uma profundidade de 0,5m da superfície do solo.

## 6.5. Enquadramento geotécnico

Da análise do perfil geológico, e por se saber também que o solo é essencialmente composto por materiais de origem aluvionar e marinha, conclui-se que as características mecânicas deste serão fracas. Estes materiais caracterizam-se por elevados índices de compressibilidade, resultando em assentamentos significativos quando carregados.

Neste contexto, a consolidação da camada de argila mole, compreendida entre os 3,0 - 13,5m, vai ser a mais preponderante. Para a caracterização desta camada estão disponíveis no caso de estudo alguns elementos úteis.

### 6.5.1. Elementos de prospeção

#### 6.5.1.1. Ensaio de campo

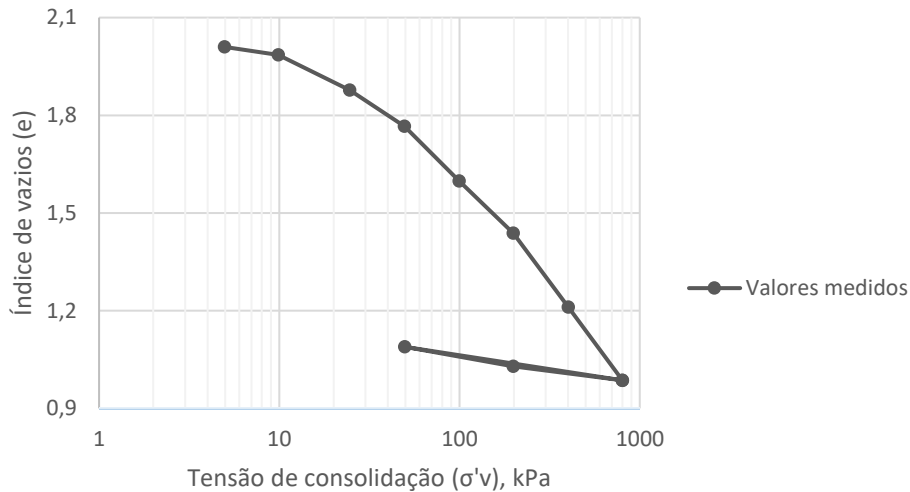
Para a caracterização geotécnica foram realizadas sondagens com SPT e LCPT (Light Cone Penetration Test).

Nas sondagens foram ainda recolhidas amostras, de solo não remexido, a 10,5m de profundidade. Os amostradores foram selados com cera para conservar os teores em água.

## 6.5.1.2. Ensaios de laboratório

### Ensaio edométrico - compressibilidade

Com uma das amostras de solo não remexido foi efetuado um ensaio edométrico, sendo a curva de compressibilidade apresentada na Figura 6.4.



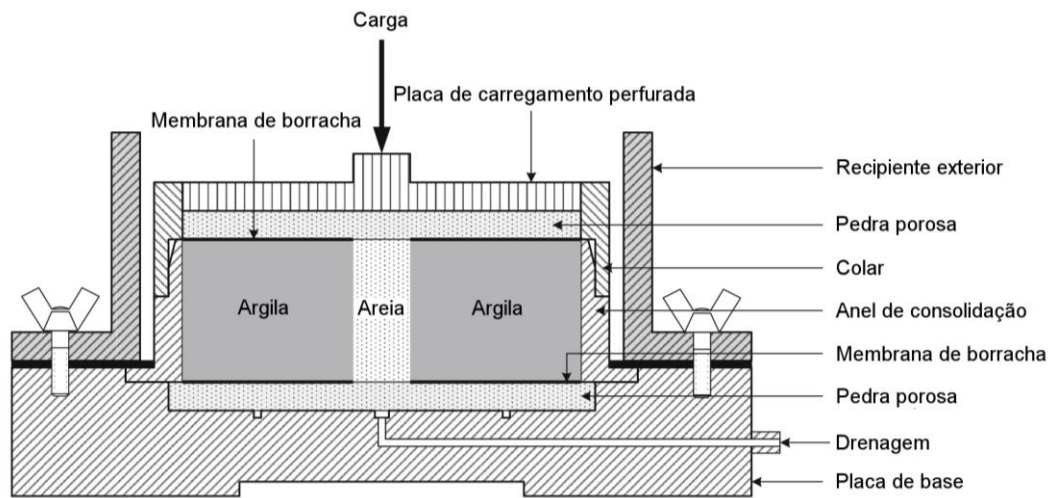
**Figura 6.4 - Ensaio edométrico – compressibilidade.**

### Ensaio edométrico – consolidação vertical

Este ensaio foi também realizado pelos autores. No entanto, não é aqui abordado, sendo os seus resultados apresentados mais à frente.

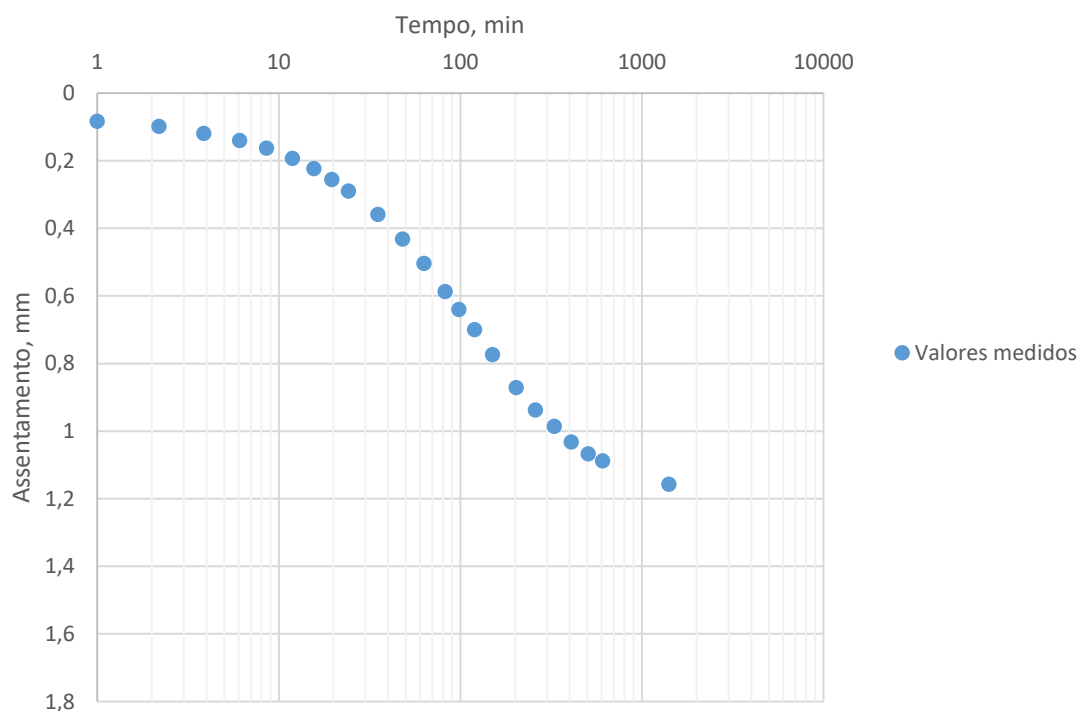
### Ensaio edométrico - consolidação radial

Para determinar o comportamento da amostra num cenário de consolidação radial, foi executado um ensaio edométrico, mas com o sistema de ensaio ligeiramente alterado. Foi cortado um cilindro de solo da amostra com 60mm de diâmetro e 20mm de espessura, no qual foi feito um furo, no centro da amostra, com um diâmetro de 6mm, que foi preenchido com areia fina (granulometria compreendida entre as malhas 425  $\mu$  e 75  $\mu$ ). Nos topos da amostra colocou-se uma membrana de borracha com 60mm de diâmetro e com o mesmo furo de 6mm no centro, de maneira a evitar a drenagem na direção vertical na amostra. Na Figura 6.5 encontra-se representado um esquema do sistema de ensaio.



**Figura 6.5 - Esquema do sistema de ensaio para análise da consolidação radial.**

Deste ensaio resultou a curva de consolidação, representada na Figura 6.6, para uma tensão de consolidação correspondente a um incremento de tensão de 100 para 200 kPa.



**Figura 6.6 - Curva de consolidação radial 100-200kPa.**

### 6.5.2. Valores obtidos pelos autores

Dos ensaios acima referidos foram obtidos valores de parâmetros como o índice de vazios, os índices de compressibilidade e recompressibilidade, e os coeficientes de consolidação vertical e horizontal.

Os valores registados encontram-se na Tabela 6.1 e Tabela 6.2.

**Tabela 6.1 – Parâmetros de compressibilidade do solo obtidos através do ensaio edométrico**

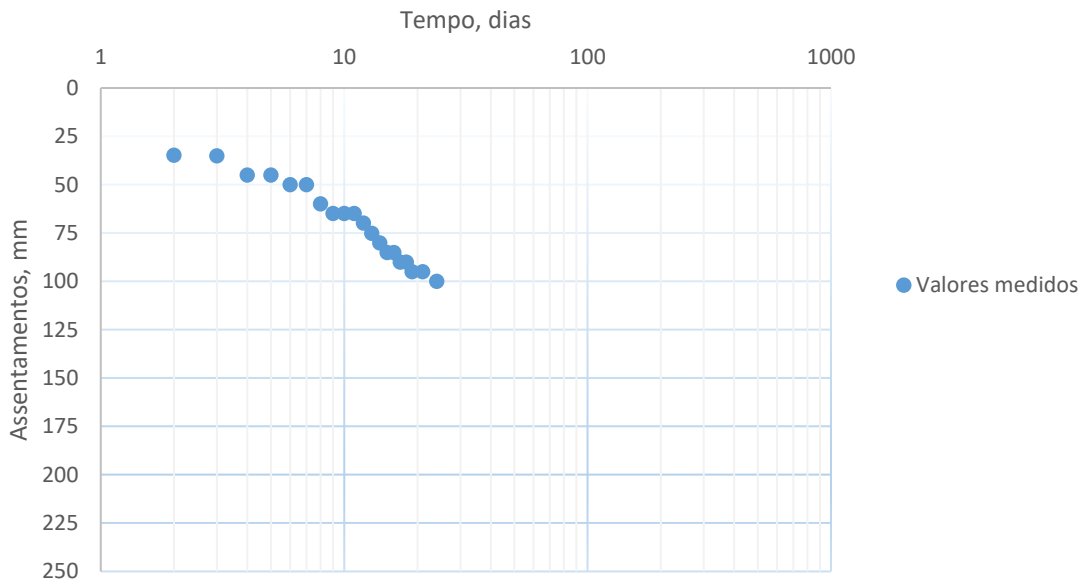
$e_i$	$c_c$	$c_r$
1,980	0,6	0,083

**Tabela 6.2 – Coeficientes de consolidação obtidos para diferentes patamares de tensão**

Tensão [kPa]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_h/c_v$
25-50	2,43	1,19	2
50-100	2,65	1,32	2
100-200	3,15	1,61	1,96
200-400	2,9	1,52	1,91

### 6.5.3. Resultados de campo – aplicação de sobrecarga

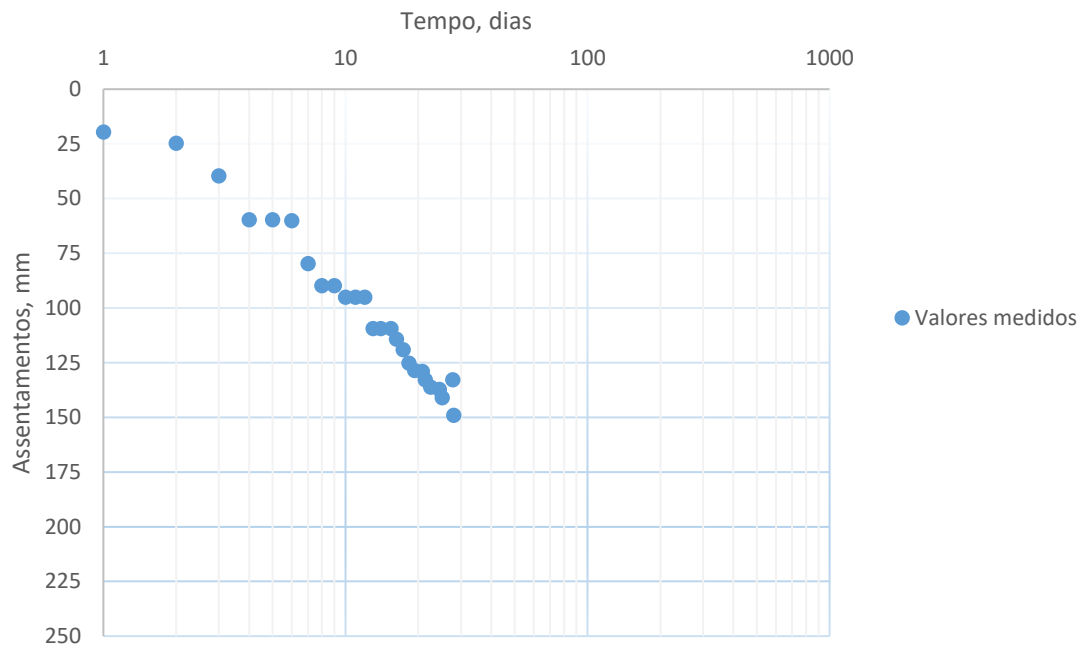
Os valores medidos pelos autores, após o ensaio de campo, para o caso em que foi aplicada apenas sobrecarga estão representados na Figura 6.7.



**Figura 6.7 - Curva  $\Delta_h-t$  obtida pela instrumentação para a situação de aplicação de sobrecarga.**

### 6.5.4. Resultados de campo – aplicação de sobrecarga e vácuo

Os valores medidos pelos autores, após o ensaio de campo, para a situação em que foi aplicada sobrecarga em conjunto com vácuo, estão representados na Figura 6.8.



**Figura 6.8 - Curva  $\Delta_n-t$  obtida pela instrumentação para a situação de aplicação de sobrecarga em conjunto com vácuo.**

Dos resultados apresentados verifica-se que o período de observação terá sido curto, uma vez que não foi atingida a estabilização dos assentamentos.

### 6.5.5. Outros ensaios realizados

Foram ainda realizados outros ensaios às amostras recolhidas no amostrador do SPT, tais como, ensaios dos limites de Atterberg e também análise granulométrica. Os resultados dos ensaios encontram-se na Tabela 6.3 e Tabela 6.4.

**Tabela 6.3 – Limites de Atterberg**

L. Atterberg	[%]
LL	80
LP	41
LC	11

**Tabela 6.4 – Análise granulométrica**

Fração granulométrica	[%]
Areia	11
Silte	37
Argila	52

Com uma percentagem de siltes e argilas da ordem dos 37% e 42% respetivamente, este solo apresenta as características de um solo fino, sendo classificado como MH ou OH. Como referido em Rao *et al.*, (2009), as argilas marinhas de Kakinada são compostas por cerca de 14,5% de material orgânico e, como tal, o solo classifica-se como OH.

### 6.5.6. Correlações

De modo a pré-analisar os resultados obtidos, procurou-se correlacionar os valores dos limites de liquidez com o índice de compressibilidade apresentados pelos autores. Assim, apresentam-se de seguida três correlações existentes e que deram os seguintes valores:

Terzaghi e Peck, (1967), para argilas normalmente consolidadas

$$c_c = 0,009(LL - 10) = 0,63 \quad 6.1$$

Mayhe, (1980), para todo o tipo de argilas

$$c_c = 0,0092(LL - 13) = 0,6164 \quad 6.2$$

Gomes e Ladeira, (1995), para argilas de alúvio lodosas

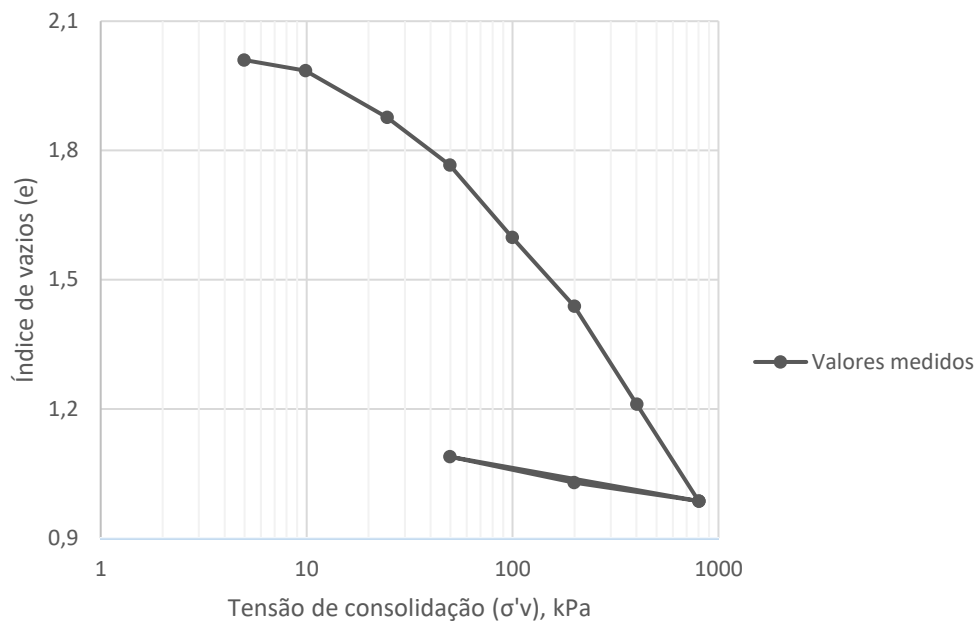
$$c_c = 0,009(LL + 3,88) = 0,755 \quad 6.3$$

Destes resultados podemos concluir que o valor de  $c_c$  admitido pelos autores se encontra dentro do espetável.

## 6.6. Modelação do ensaio edométrico – curva de compressibilidade

### 6.6.1. Valores de ensaio obtidos pelos autores

A curva obtida pelos autores no ensaio realizado para o caso de estudo encontra-se representada na Figura 6.9. Tal como referido na Tabela 6.1, os valores definidos pelos autores para os índices  $c_c$  e  $c_r$  foram de 0,6 e 0,083 respetivamente. Quanto ao valor de  $e_i$ , este foi identificado como igual a 1,98.



**Figura 6.9 - Ensaio edométrico - consolidação vertical.**

De referir que no trabalho os autores identificam como característica do comportamento do solo um valor de  $c_c=0,6$  desconhecendo-se de que modo foi definido. Considerando o valor de índice de vazios para uma tensão de 800kPa e o  $c_c=0,6$  identificado pelos autores, inferiu-se um  $e_i=2,728$ , diferente daquele observado no gráfico.

### 6.6.2. Aproximação no âmbito da dissertação

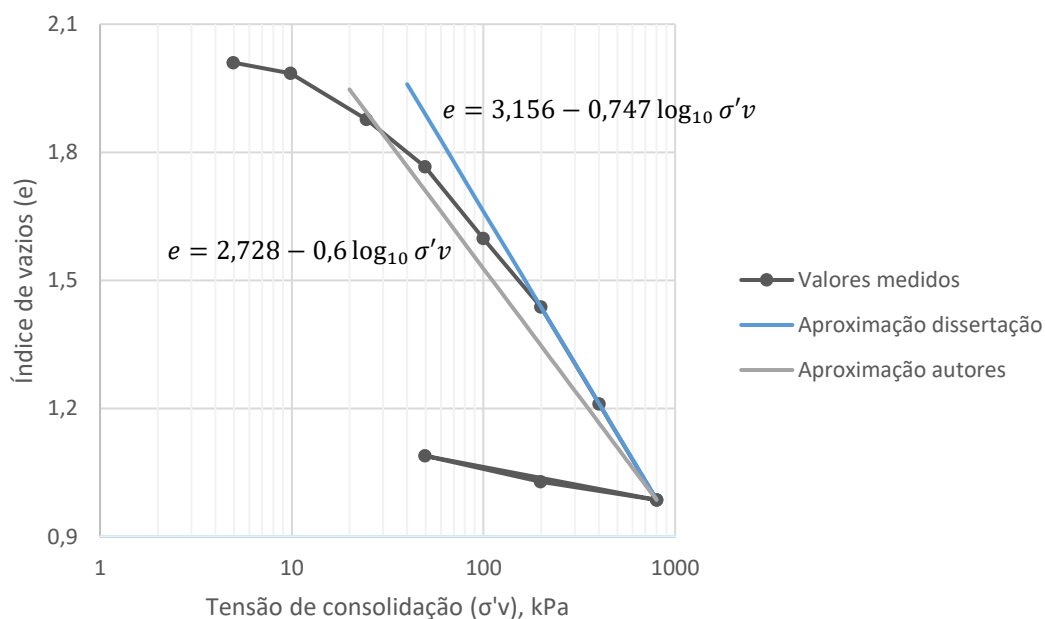
Tendo por base os mesmos resultados do ensaio edométrico, procurou-se fazer, no âmbito desta dissertação, uma reinterpretação desses resultados.

Dessa análise obteve-se para a curva de compressibilidade:

$$e = 3,156 - 0,747 \log_{10} \sigma'_v \quad 6.5$$

Como se pode concluir, o  $c_c$  obtido é de 0,747, que é um pouco diferente do valor de 0,6 admitido pelos autores. O índice  $e_i$  é de 3,156, também algo afastado do valor de 2,728.

Na Figura 6.10 estão representadas as duas aproximações feitas, com os valores dos autores e com os valores obtidos no âmbito da dissertação.



**Figura 6.10 - Ensaio edométrico – aproximações.**

### 6.6.3. Conclusões

Neste subcapítulo procurou-se fazer uma aproximação dos valores obtidos no ensaio de compressibilidade.

Em primeiro lugar, fez-se a aproximação com o valor de  $c_c$  admitido no caso de estudo, com o qual obtivemos um valor um pouco diferente de  $e_i$ . Esta diferença pode dever-se ao facto do solo, no primeiro troço da curva, ainda se encontrar subconsolidado e só entrar em fase de consolidação para tensões maiores. Pode também dever-se ao facto de o autor ter tido acesso a uma amostra de resultados de ensaios edométricos maior e que, por sua vez, depois de tratar os dados, chegou a um valor que melhor representa o comportamento do solo na generalidade dos ensaios efetuados.

De seguida, procurou-se ajustar a reta de consolidação de forma a que esta ficasse melhor alinhada com a curva obtida no ensaio. Neste caso a reta já se adequou mais à curva.

Destas aproximações podemos definir os valores dos diferentes parâmetros considerados no caso de estudo e no âmbito deste trabalho. A Tabela 6.5 apresenta esses valores.

**Tabela 6.5 – Parâmetros considerados**

	$e_i$	$c_c$
Autores	2,728	0,6
Dissertação	3,156	0,747

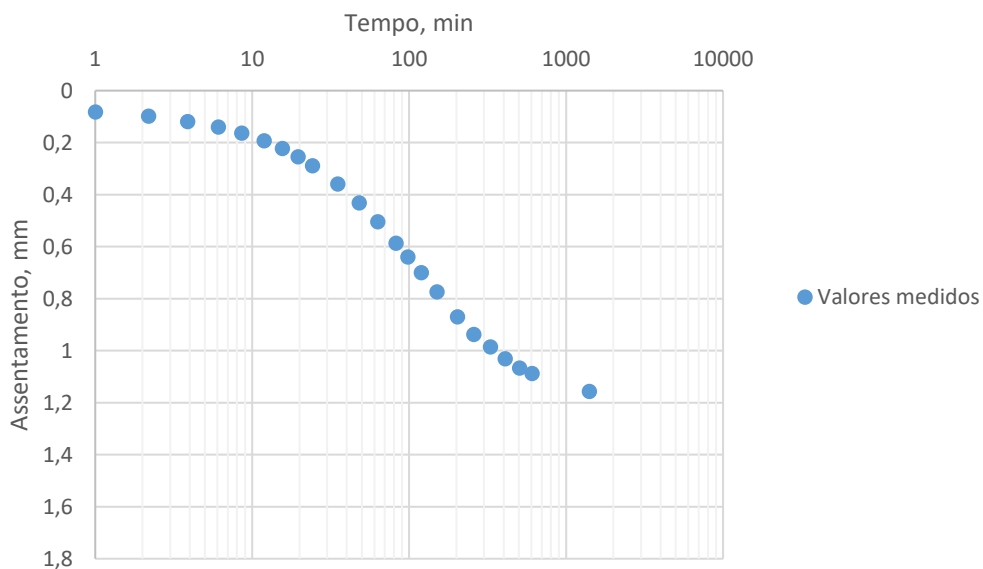
## 6.7. Modelação do ensaio edométrico - consolidação radial

### 6.7.1. Modelação com base nos valores dos autores

Após modelar a curva de compressibilidade, analisou-se a curva de consolidação radial apresentada pelos autores no caso de estudo. A curva obtida da realização do ensaio está representada na Figura 6.11. O assentamento máximo é de  $\approx 1,15\text{mm}$ .

Nas aproximações seguintes considerou-se o parâmetro correspondente ao efeito de perturbação do dreno,  $k_H/k_S=1$ , considerando-se assim, que a realização do furo central na amostra decorreu sem a sua perturbação.

De seguida, aplicaram-se os valores admitidos pelos autores no caso de estudo, de forma a perceber como se ajustavam os valores definidos para os parâmetros, à curva obtida no ensaio.



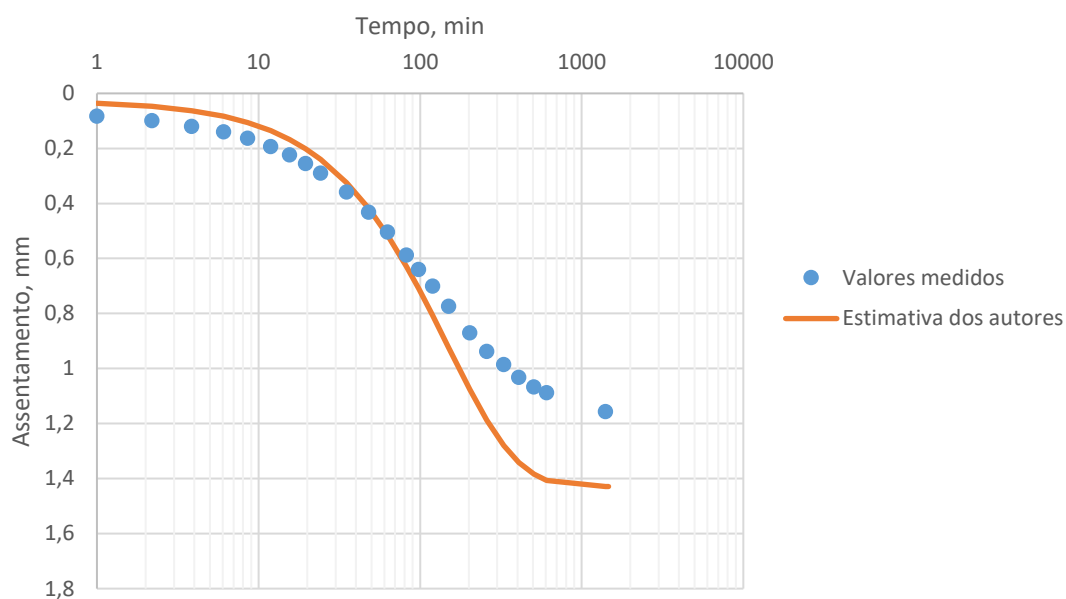
**Figura 6.11 - Ensaio edométrico – Curva de consolidação radial para o patamar 100-200kPa.**

Esses valores são apresentados na Tabela 6.6.

**Tabela 6.6 – Valores admitidos pelos autores no caso de estudo**

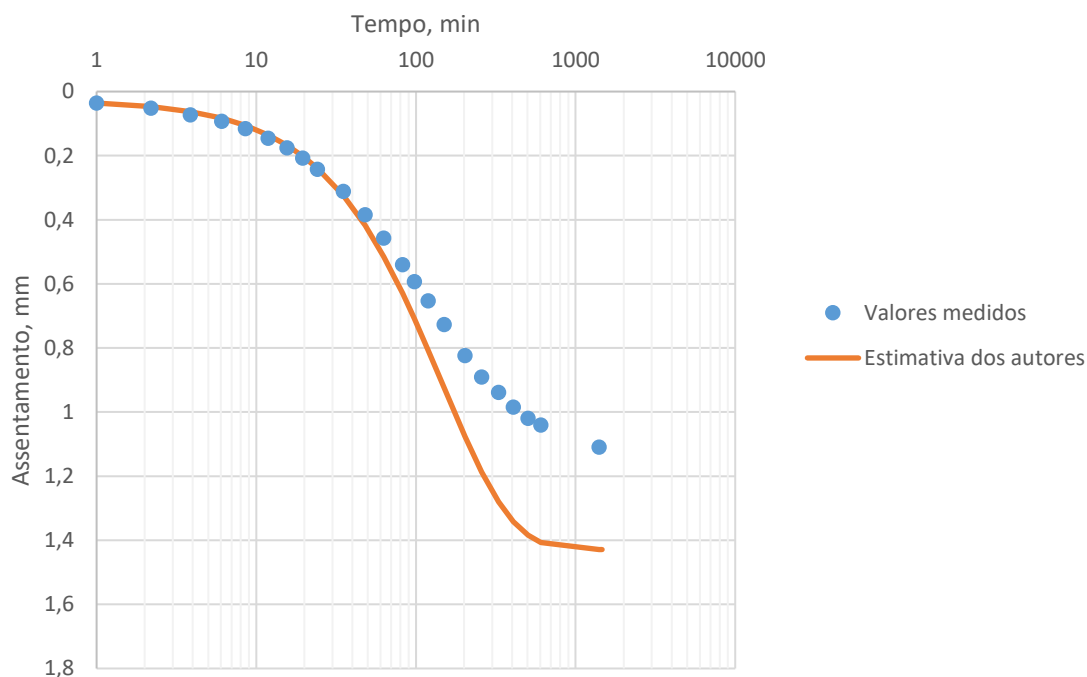
$e_i$	$c_c$	$\Delta_h$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]
2,728	0,6	1,429	3,15	-

Devido à existência de membrana impermeável nos topos, a consolidação vertical foi considerada impedida. Na Figura 6.12 está representado o gráfico obtido com estes valores.



**Figura 6.12 - Curva de consolidação radial para o patamar 100-200kPa – modelação com base nos valores estimados pelos autores.**

De seguida eliminou-se a diferença no assentamento inicial, que pode ter sido devida a erros de calibração ou procedimento, e obteve-se o gráfico representado na Figura 6.13.



**Figura 6.13 - Curva de consolidação radial para o patamar 100-200kPa – modelação com base nos valores estimados pelos autores.**

A curva obtida fica mais próxima dos resultados do ensaio.

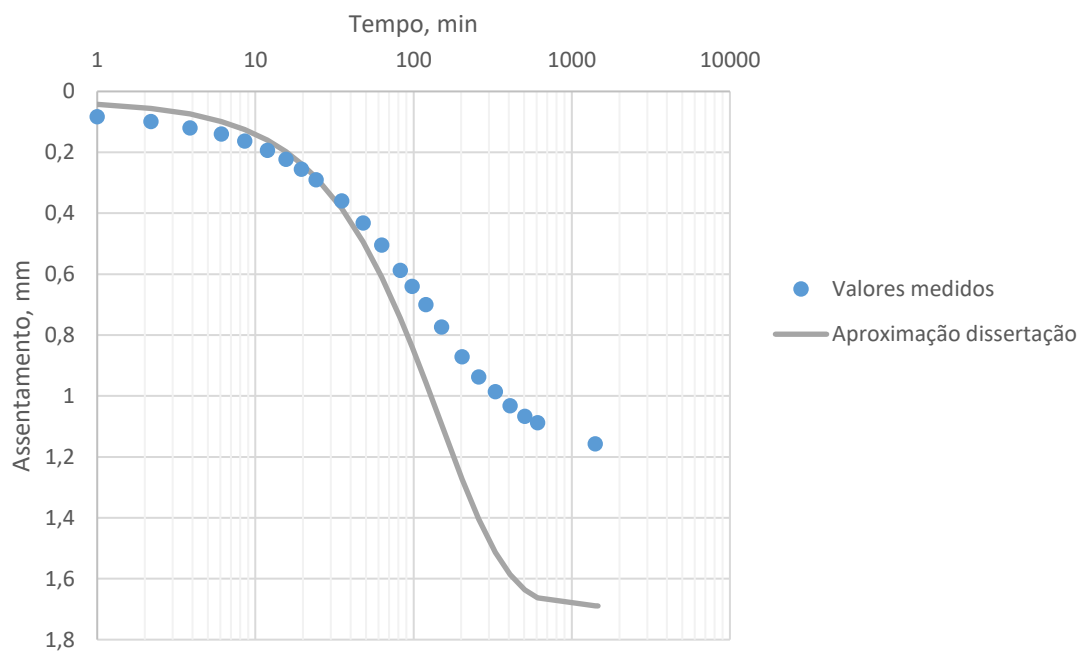
## 6.7.2. Modelação no âmbito da dissertação

De seguida, foi feito o mesmo tipo de modelação, mas desta vez com os valores considerados no âmbito desta dissertação. Os valores utilizados estão representados na Tabela 6.7.

**Tabela 6.7 – Valores considerados no âmbito da dissertação na modelação do ensaio de consolidação radial**

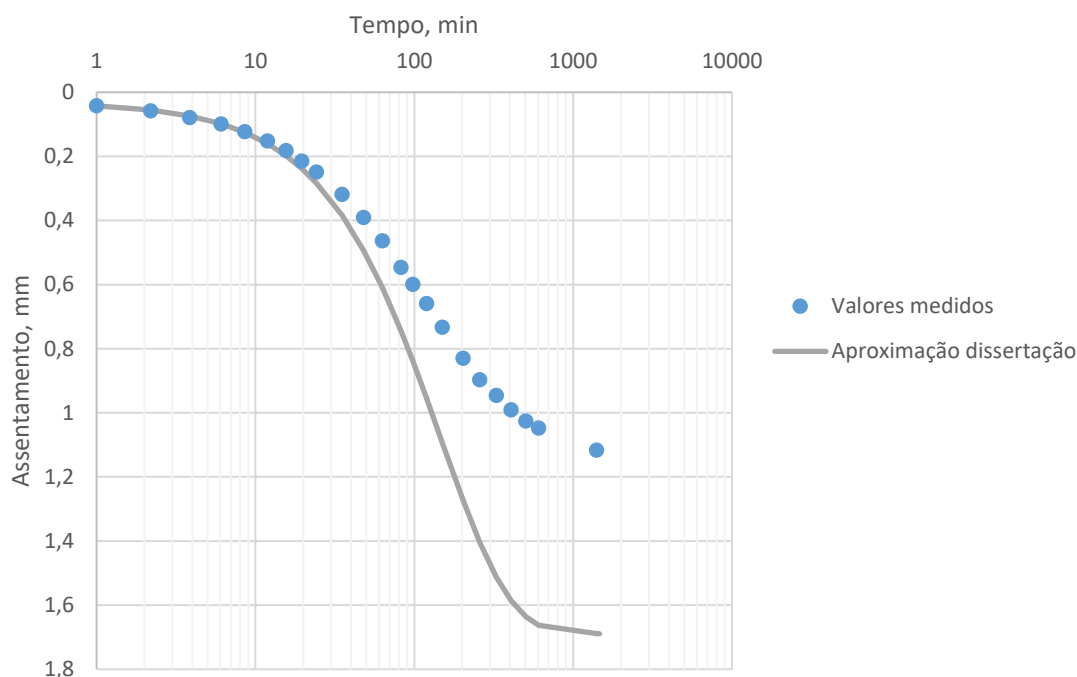
$e_i$	$c_c$	$\Delta h$ [mm]	$C_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$C_v$ [m <sup>2</sup> /ano]
3,156	0,747	1,689	3,15	-

Deste modo a curva obtida é a representada na Figura 6.14.



**Figura 6.14 - Curva de consolidação radial para o patamar 100-200kPa – modelação com base nos valores estimados no âmbito da dissertação.**

De seguida eliminou-se a diferença no assentamento inicial, que se admite poder ser devida a erros de calibração ou procedimento, e obteve-se o gráfico representado na Figura 6.15.



**Figura 6.15 - Curva de consolidação radial para o patamar 100-200kPa – modelação com base nos valores estimados no âmbito da dissertação.**

Esta aproximação mostra valores que no início da curva já coincidem com os do ensaio, mas mesmo assim ainda não são a melhor aproximação possível.

Esta diferença entre o assentamento obtido nos ensaios e o que foi obtido pela modelação poderá estar relacionada com a colocação do cilindro de areia no provete. O facto de a areia ser menos compressível que a argila, poderá ter impedido que os assentamentos do ensaio fossem maiores.

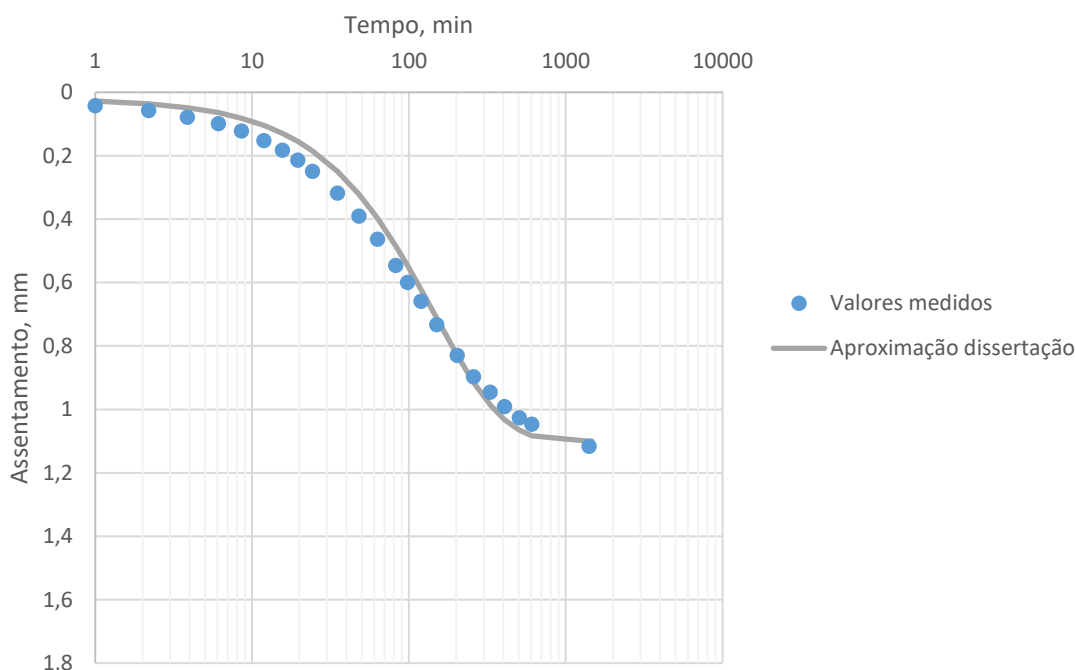
Assim, e para ter em conta o efeito de presença de areia (com maior rigidez que o solo), ajustou-se o valor de assentamento que foi obtido no ensaio ao modelo e obteve-se o gráfico da Figura 6.16.

Os valores utilizados resultantes estão representados na Tabela 6.8.

**Tabela 6.8 – Valores considerados no âmbito da dissertação na modelação do ensaio de consolidação radial com o assentamento obtido no ensaio**

$e_i$	$c_c$	$\Delta_h$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]
3,156	0,747	1,1	3,15	-

Como se pode observar, o ajuste obtido é já bastante bom. De referir que embora tenham sido testados diferentes valores de  $c_h$ , aquele que já estava identificado é o que melhor se ajusta aos resultados disponíveis



**Figura 6.16 - Curva de consolidação radial para o patamar 100-200kPa – modelação com base nos valores estimados no âmbito da dissertação com o valor de assentamento obtido no ensaio.**

### 6.7.3. Conclusões

Neste subcapítulo procurou-se ajustar os valores dos parâmetros do solo que melhor representassem o seu comportamento face aos resultados obtidos no ensaio de consolidação radial.

Em primeiro lugar, modelou-se a curva de consolidação com os valores dos parâmetros definidos pelos autores, identificados no subcapítulo anterior, eliminando a diferença de assentamento inicial. As diferenças entre a curva obtida e os pontos do ensaio podem dever-se a diversos fatores, tais como a diferença do  $e_i$ , diferenças de  $c_h$  considerado e também devido ao facto de ter sido considerado  $c_v$  nulo.

De seguida, fez-se a modelação com os valores considerados no âmbito desta dissertação, e concluiu-se que no início da curva o comportamento é semelhante aos pontos registados, no entanto diferindo no final. Esta diferença pode dever-se ao facto de se ter colocado o dreno de areia no interior do provete que, devido às características pouco compressíveis da areia, não terá permitido obter o assentamento final revisto. Quando se definiu o assentamento para o valor registado no ensaio, o comportamento da curva já se aproximou bastante daquele exibido pelo provete.

De seguida, fez-se variar apenas o  $c_h$ , tentando chegar ao valor que melhor se aproximasse dos pontos do ensaio. Chegou-se à conclusão que o valor de  $c_h$  considerado pelos autores é o que melhor representa o comportamento do solo, apesar das diferenças de comportamento da curva.

Na Tabela 6.9 estão representados os valores obtidos em cada um dos passos.

**Tabela 6.9 – Valores dos parâmetros utilizados na modelação do ensaio de consolidação radial**

	$e_i$	$c_c$	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]
Autores	2,728	0,6	3,15	-
Dissertação	3,156	0,747	3,15	-

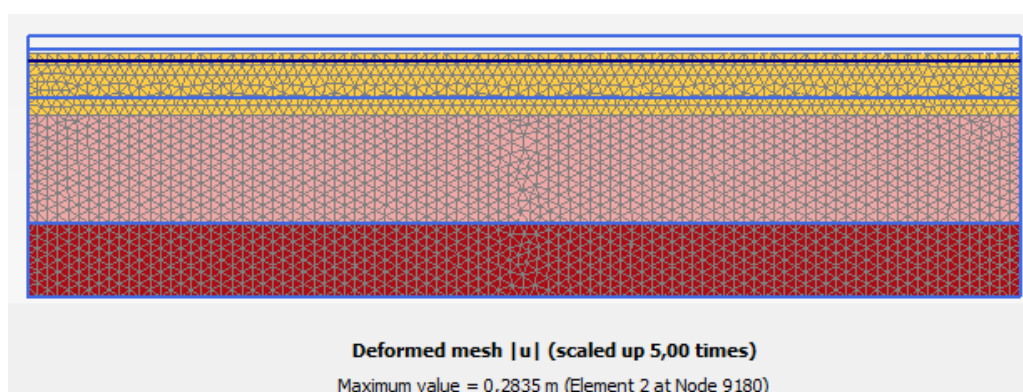
## 6.8. Modelação do ensaio de campo com aplicação de sobrecarga

### 6.8.1. Considerações iniciais

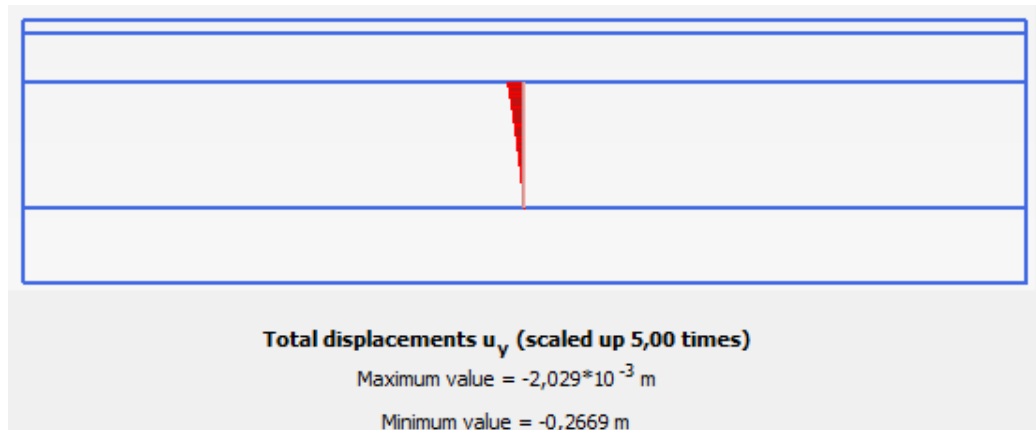
Devido ao facto de a solução analítica utilizada para o cálculo das diferentes modelações considerar um aterro com dimensões infinitas, antes de avançar para a modelação do caso de estudo tentou-se perceber qual a razão existente entre os assentamentos para um aterro de grandes dimensões e um aterro de pequenas dimensões, de forma a conseguir corrigir os valores obtidos através do modelo considerado.

Para tal efetuaram-se duas modelações no PLAXIS, uma onde se considerou um aterro de grandes dimensões e noutra um aterro com as dimensões idênticas às do estudo em causa. Em seguida determinaram-se os assentamentos máximos e compararam-se os resultados. Estas modelações foram feitas em axissimetria.

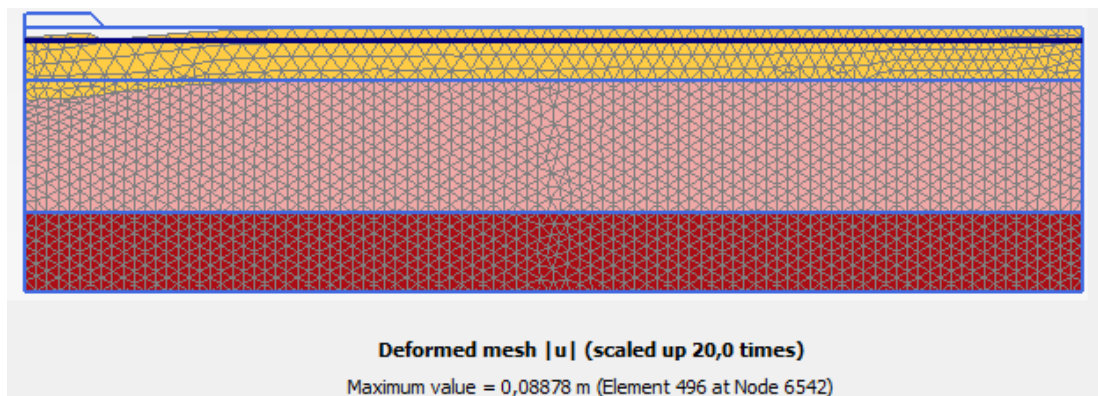
Na Figura 6.17 apresenta-se a deformada para o aterro de grandes dimensões e na Figura 6.18 o assentamento da camada de material aluvionar. Na Figura 6.19 e Figura 6.20 são apresentados os mesmos resultados para o aterro de dimensões idênticas às do caso de estudo.



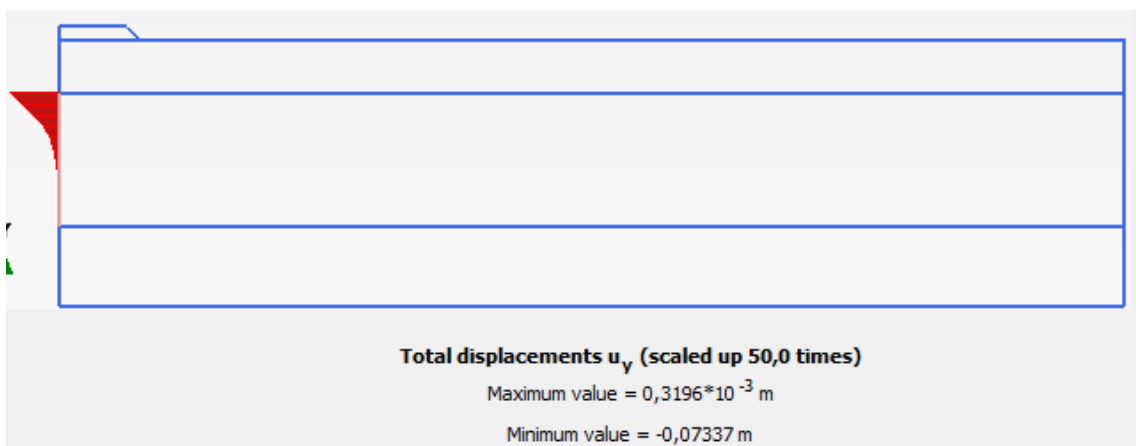
**Figura 6.17 – Deformada da modelação em axissimetria de um aterro de grandes dimensões.**



**Figura 6.18 – Valor do assentamento máximo da modelação em axissimetria de um aterro de grandes dimensões.**



**Figura 6.19 – Deformada da modelação em axissimetria de um aterro de dimensões idênticas às do estudo.**



**Figura 6.20 – Valor do assentamento máximo da modelação em axissimetria de um aterro de dimensões idênticas às do estudo.**

Depois de feitas as modelações e determinados os valores dos assentamentos máximos chegou-se a uma razão de aproximadamente 0,3 entre o valor de assentamento para o aterro de grandes dimensões e o de dimensões idênticas às do estudo.

Assim, e como a relação entre o cálculo de assentamentos foi da ordem dos 0,3, os valores obtidos pelo modelo considerado nesta análise serão afetados desta mesma razão.

## 6.8.2. Modelação com base nos valores dos autores, obtidos em laboratório

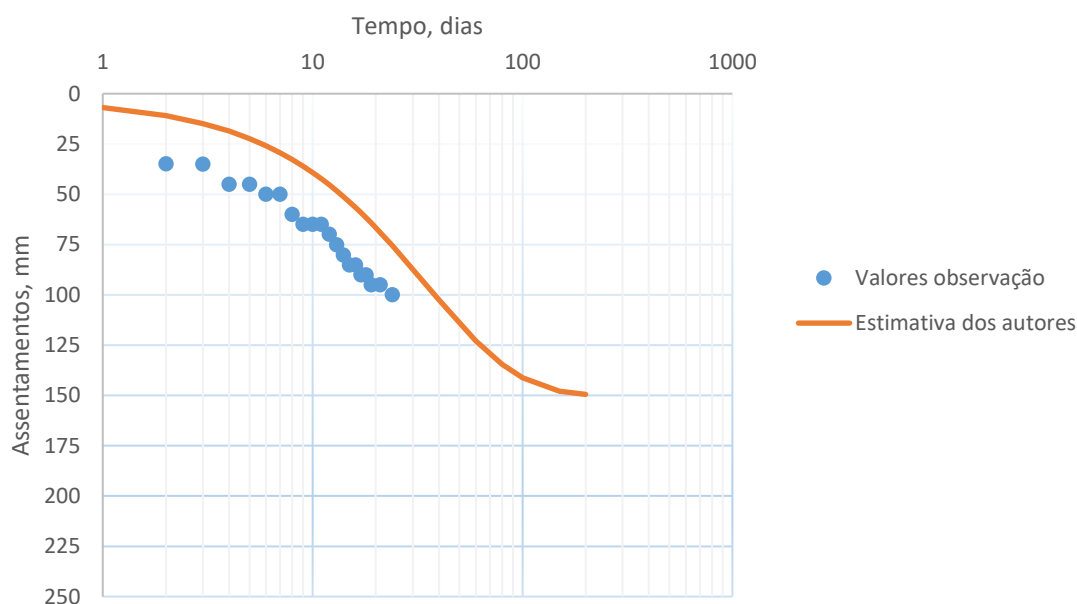
Após a realização dos ensaios de campo, foram registados valores de assentamentos pelos autores.

Estes tentaram balizar os valores de assentamento esperados, baseando-se em valores de parâmetros obtidos em laboratório, apresentando duas curvas com essas previsões.

Para o caso do ensaio com aplicação de sobrecarga, os assentamentos registados e as previsões dos autores, estão representados na Figura 6.21.

Nesta modelação, os autores consideram os valores dos parâmetros calibrados em laboratório (edométrico) mas procuram ajustar os coeficientes de consolidação ao andamento dos valores observados. Do ajuste resultam  $c_h=2,8\text{m}^2/\text{ano}$  e  $c_v=c_h/2$ .

Como se pode observar, há um certo desfasamento entre os valores de observação e a estimativa do comportamento, mas o andamento de ambas é semelhante.



**Figura 6.21 - Previsão do comportamento do solo com sobrecarga realizada pelos autores com base nos resultados obtidos em laboratório.**

As diferenças de assentamento iniciais podem dever-se ao facto de os autores não considerarem que as placas de assentamento possam ter sido colocadas após o início da construção do aterro, o que leva a que, no momento em que são colocadas as placas, o processo de consolidação já se pudesse ter iniciado.

Esta curva foi obtida com os valores presentes na Tabela 6.10.

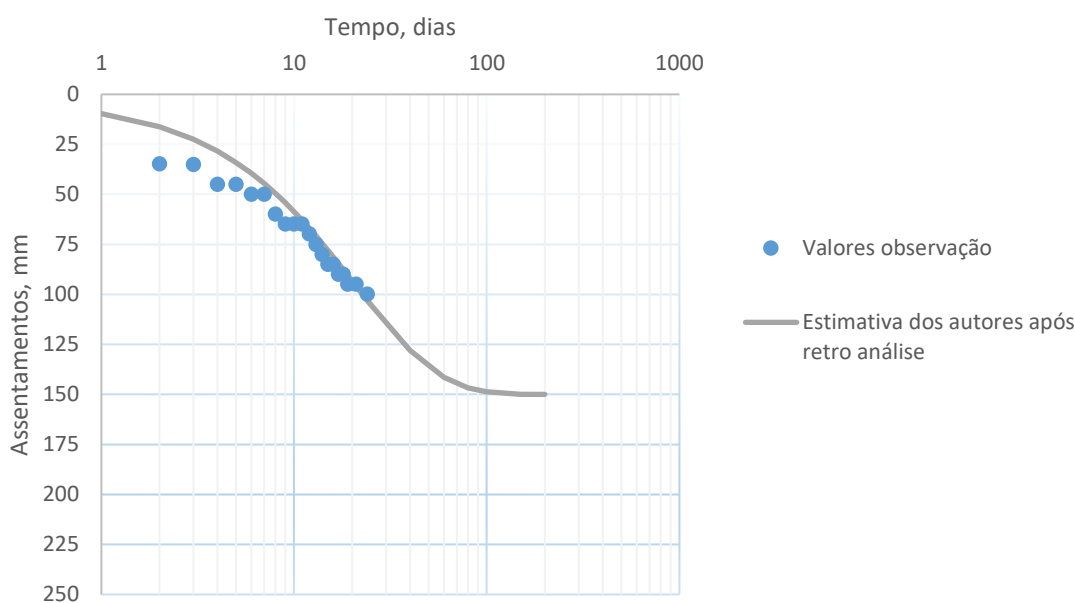
**Tabela 6.10 – Valores dos parâmetros utilizados pelos autores na previsão do comportamento do solo com sobrecarga com base nos resultados obtidos em laboratório do caso de estudo**

$e_i$	$c_c$	$\Delta_h$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]
2,728	0,6	150	2,8	1,4

### 6.8.3. Modelação com base nos valores dos autores, obtidos por retro análise

Após verificar que os valores obtidos em laboratório não resultaram numa boa aproximação do comportamento verificado no campo, os autores realizaram uma retro análise, tentando obter resultados mais próximos.

A curva obtida pelo autor após a retro análise, juntamente com os pontos obtidos da instrumentação no campo, estão representados na Figura 6.22.



**Figura 6.22 - Previsão do comportamento do solo com sobrecarga realizada pelos autores com base nos resultados obtidos após retro análise.**

Neste caso, apesar da curva já se aproximar mais dos valores de assentamentos registados no campo, ainda difere em alguns pontos.

Mais uma vez, os autores podiam ter tentado mover a curva por eles obtida, de forma a tentar uma melhor aproximação aos pontos. Esta curva foi obtida com os valores presentes na Tabela 6.11.

**Tabela 6.11 - Parâmetros utilizados pelos autores na previsão do comportamento do solo com sobrecarga com base nos resultados obtidos em retro análise**

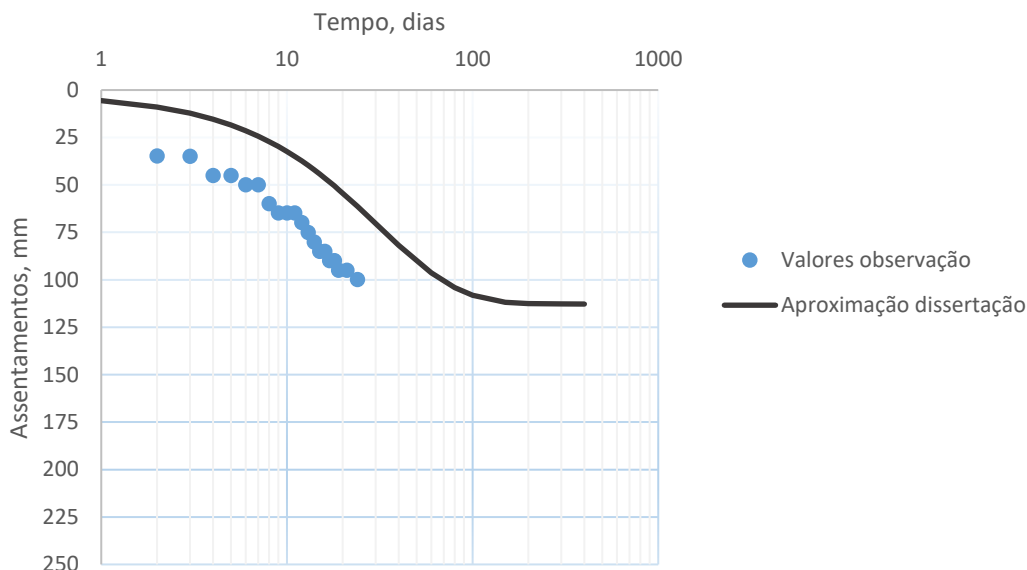
$e_i$	$c_c$	$\Delta h$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]
2,728	0,6	150	4,74	2,37

#### 6.8.4. Modelação no âmbito da dissertação com base em valores calibrados em laboratório

Numa tentativa de reproduzir o comportamento do solo, modelou-se a curva com base nos resultados da melhor aproximação obtidos no capítulo 6.7.

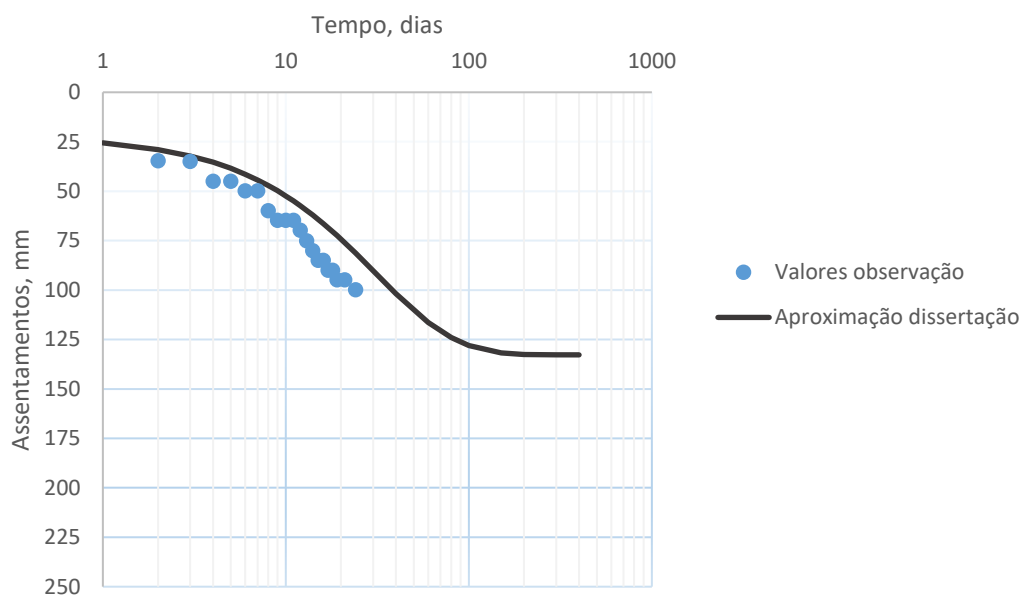
Sendo que o valor de  $c_h$  obtido então foi de 3,15m<sup>2</sup>/ano, o mesmo que o autor apresenta para pressões compreendidas entre 100-200kPa, e como não havia nenhum método de obter o valor de  $c_v$ , optou-se também por utilizar o valor obtido em laboratório para as mesmas tensões, ou seja, 1,61 m<sup>2</sup>/ano. Introduzindo os valores no modelo, obtemos a curva representada na Figura 6.23.

Notando que a curva obtida ainda está longe dos pontos medidos no ensaio, fez-se um reajuste dos valores dos coeficientes de consolidação, tentando procurar o conjunto que melhor se adequasse à mancha de pontos de observação.



**Figura 6.23 - Comportamento do solo com sobrecarga modelado no âmbito da dissertação obtido com base no modelo calibrado com valores obtidos em laboratório.**

Para tal, e como devido ao processo de construção do aterro muitas vezes o solo começa a ser carregado antes de serem registados os valores dos assentamentos, moveu-se a curva de modo a que o assentamento inicial fosse de ≈25mm, ou seja, muito próximo ao que os pontos do gráfico indicam. Assim, obteve-se o gráfico representado na Figura 6.24.



**Figura 6.24 - Comportamento do solo com sobrecarga modelado no âmbito da dissertação obtido com base no modelo calibrado com valores obtidos em laboratório.**

Como se pode observar, a curva não representa bem o comportamento do solo, ficando algo afastada dos pontos obtidos no campo.

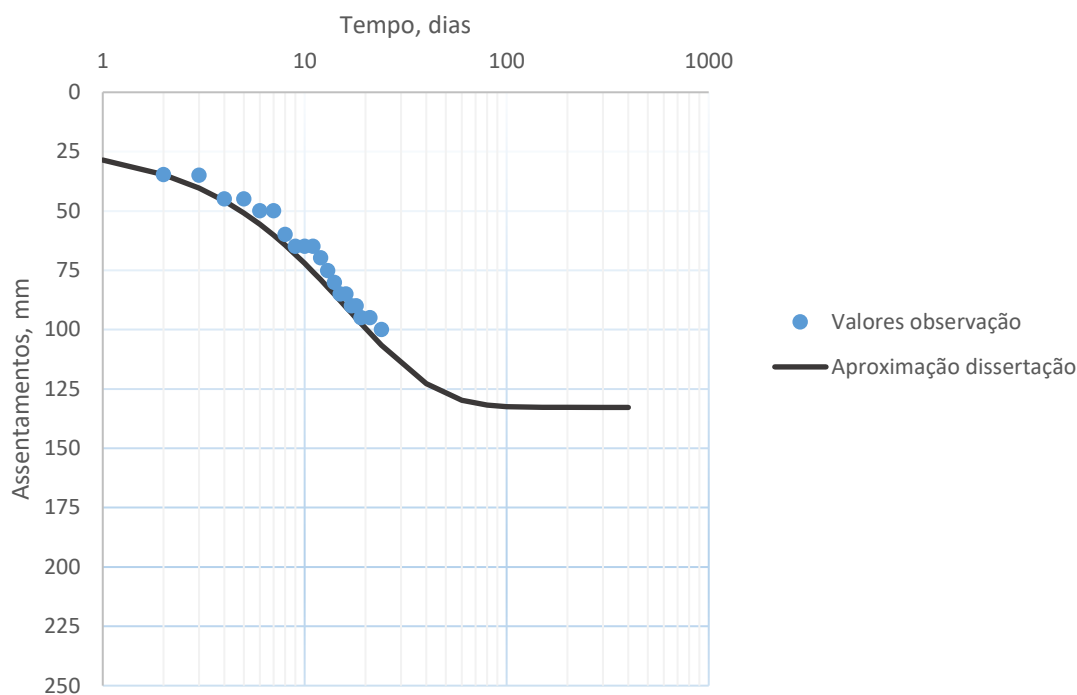
Tentou-se mais uma vez ajustar os valores de  $c_h$  e  $c_v$ , de forma a conseguir reproduzir o comportamento do solo. Depois de diversas tentativas, chegou-se à conclusão que o valor de  $c_h$  para o qual a curva se ajustava melhor aos pontos era cerca do dobro do valor considerado anteriormente, ou seja, da ordem dos  $6 \text{ m}^2/\text{ano}$ .

Os valores utilizados estão na Tabela 6.12.

**Tabela 6.12 – Valores dos parâmetros obtidos no ajuste da modelação do comportamento do solo com sobrecarga no âmbito da dissertação**

$e_i$	$c_c$	$\Delta H_t$ [mm]	$c_h$ [ $\text{m}^2/\text{ano}$ ]	$c_v$ [ $\text{m}^2/\text{ano}$ ]
3,156	0,747	132	6,00	1,61

O gráfico obtido encontra-se representado na Figura 6.25.



**Figura 6.25 - Comportamento do solo com sobrecarga modelado no âmbito da dissertação obtido após ajuste dos coeficientes de consolidação no modelo calibrado com base em valores obtidos.**

Como se pode observar, o ajuste conseguido é bastante bom.

### 6.8.5. Modelação no âmbito da dissertação considerando a perturbação associada à instalação do dreno

No subcapítulo anterior procurou-se aproximar o modelo ao comportamento do solo registado no campo sem fazer intervir o efeito, associado à cravação dos drenos, de perturbação do solo na envolvente do dreno, ou seja, na “zona de perturbação” ou de “*smear*”, segundo a literatura inglesa.

Em termos práticos, no subcapítulo anterior foi considerado  $k_h/k_s=1$ , sendo  $k_h$  o coeficiente de permeabilidade horizontal e  $k_s$  o coeficiente de permeabilidade na zona perturbada.

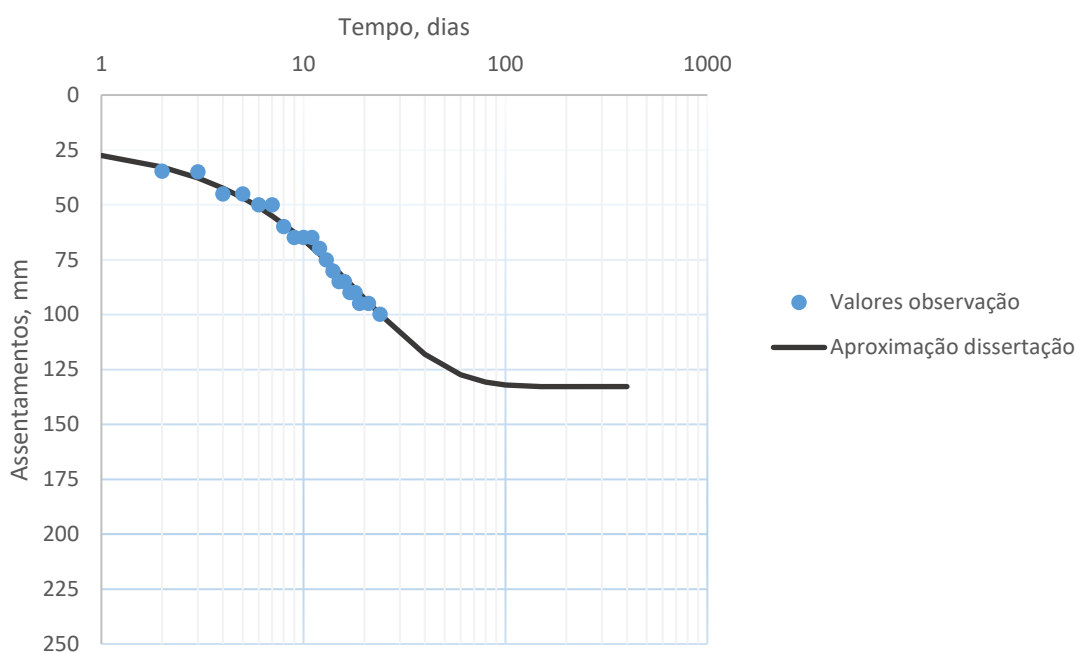
Na modelação agora apresentada procurou-se avaliar o efeito de tomar  $k_h/k_s$  superior à unidade.

Os valores a que se chegou estão representados na Tabela 6.13.

**Tabela 6.13 – Valores dos parâmetros obtidos no ajuste da modelação do comportamento do solo com sobrecarga no âmbito da dissertação considerando o efeito de perturbação**

$e_i$	$c_c$	$\Delta H_t$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$k_h/k_s$
3,156	0,747	132	6,80	1,61	1,45

Destes valores resultou a curva representada na Figura 6.26.



**Figura 6.26 - Comportamento do solo com sobrecarga modelado no âmbito da dissertação obtido após ajuste de valores do modelo considerando o efeito de perturbação.**

Depois de analisar o gráfico podemos afirmar que estes valores representam melhor o comportamento verificado no campo.

O valor de  $c_h$  foi alterado, pois este está relacionado com o valor do parâmetro  $k_h/k_s$ .

### 6.8.6. Conclusões sobre o efeito de perturbação da instalação do dreno

Neste subcapítulo, em primeiro lugar, modelou-se o comportamento do solo com os valores considerados pelos autores, provenientes de resultados de laboratório e de uma retro análise feita pelos mesmos.

De seguida, tentou-se perceber se os parâmetros calibrados no subcapítulo anterior representavam o comportamento do solo de forma correta. Eliminou-se a diferença de assentamento inicial, que pode ter sido devida ao facto de as medições poderem não ter começado logo no início da

construção do aterro. Como a curva ainda não se ajustava perfeitamente aos pontos obtidos no campo, ajustou-se o valor de  $c_h$  que melhor representava o comportamento do solo e introduziu-se a variável que simula a perturbação do solo devida à colocação dos drenos, através do parâmetro  $k_h/k_s$ .

Desta forma obteve-se uma curva que representa de forma bastante aproximada o comportamento registado no terreno.

## 6.9. Modelação do ensaio de campo com aplicação de sobrecarga e vácuo

### 6.9.1. Modelação com base nos valores dos autores, obtidos em laboratório

Foram também registados os valores dos assentamentos para o ensaio com aplicação de sobrecarga e vácuo.

Neste caso os autores fizeram também uma estimativa dos valores esperados, tendo por base os valores anteriormente obtidos.

Para o caso do ensaio com aplicação de sobrecarga juntamente com vácuo, os assentamentos registados e as previsões dos autores, estão representados na Figura 6.27.

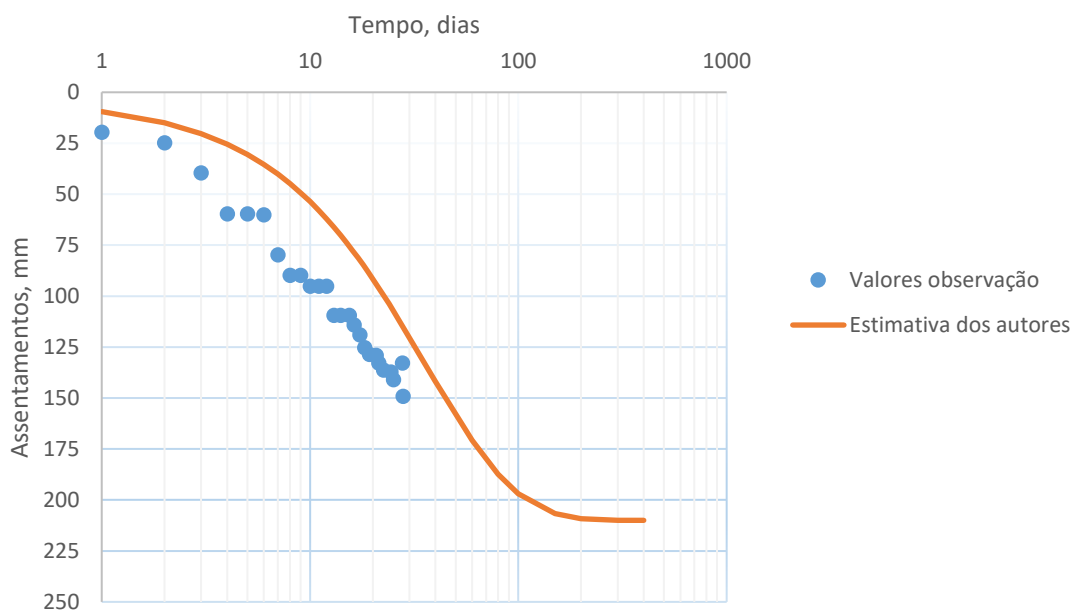
Mais uma vez se verifica que se podia ter obtido uma melhor aproximação se se tivesse corrigido a diferença de assentamentos iniciais.

A curva foi obtida com os valores presentes na Tabela 6.14.

**Tabela 6.14 – Valores dos parâmetros utilizados pelos autores na previsão do comportamento do solo com aplicação de sobrecarga e vácuo com base nos resultados obtidos em laboratório**

$e_i$	$c_c$	$\Delta H_t$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$P_{v\u00e1cuo}$ [kPa]
2,728	0,6	210	2,80	1,40	86,5*

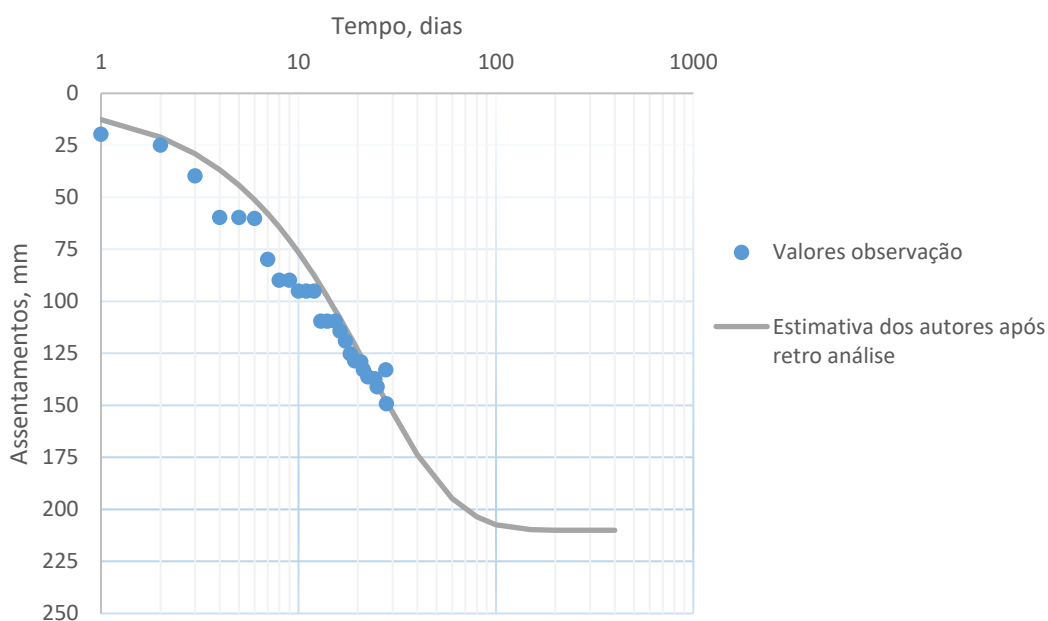
\*Nota: Este é o valor indicado pelos autores; como se verá mais à frente, não é possível que esta pressão de vácuo tenha sido efetivamente considerada na modelação apresentada pelos autores, uma vez que teria inevitavelmente conduzido a valores de assentamentos muito superiores aos representados na “Estimativa dos autores” na Figura 6.27 e Figura 6.28.



**Figura 6.27 - Previsão do comportamento do solo com aplicação de sobrecarga e vácuo realizada pelos autores com base nos valores anteriormente calibrados.**

### 6.9.2. Modelação com base nos valores dos autores, obtidos por retro análise

Neste caso, os autores fizeram também uma retro análise dos valores conseguidos em laboratório. A curva obtida após a retro análise, juntamente com os pontos obtidos da instrumentação no campo, para o caso de aplicação de sobrecarga e vácuo, estão representados na Figura 6.28.



**Figura 6.28 - Previsão do comportamento do solo com aplicação de sobrecarga e vácuo realizada pelos autores com base nos resultados obtidos após retro análise.**

Esta curva foi obtida com os valores presentes na Tabela 6.15.

**Tabela 6.15 – Valores dos parâmetros utilizados pelos autores na previsão do comportamento do solo com aplicação de sobrecarga e vácuo com base nos resultados obtidos em retro análise**

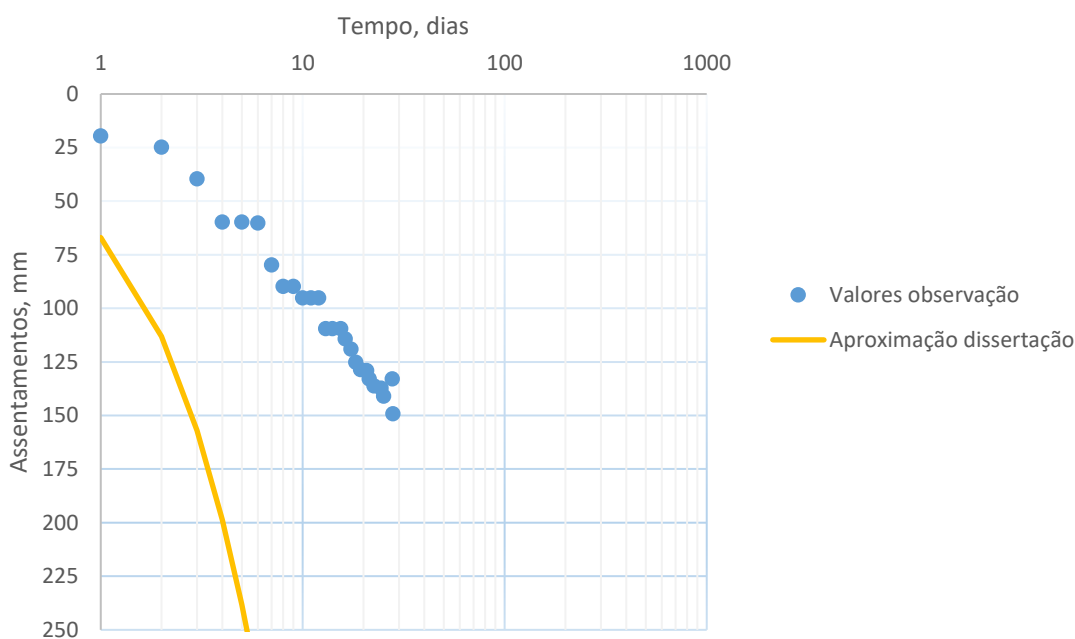
$e_i$	$c_c$	$\Delta H_t$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$P_{\text{vácuo}}$ [kPa]
2,728	0,6	210	4,40	1,40	86,5*

\*Nota: Este é o valor indicado pelos autores; como se verá mais à frente, não é possível que esta pressão de vácuo tenha sido efetivamente considerada na modelação apresentada pelos autores, uma vez que teria inevitavelmente conduzido a valores de assentamentos muito superiores aos representados na “Estimativa dos autores” na Figura 6.27 e Figura 6.28.

### 6.9.3. Modelação com perturbação em torno do dreno

Neste subcapítulo, procedeu-se à modelação do comportamento do solo com base nos parâmetros estabelecidos no subcapítulo 6.8.5 (Tabela 6.16), de forma a perceber se os valores considerados estão bem calibrados.

O gráfico obtido após se inserirem esses valores no modelo está representado na Figura 6.29.



**Figura 6.29 - Comportamento do solo com aplicação de sobrecarga e vácuo modelado no âmbito da dissertação obtido com base no modelo calibrado anteriormente, complementado com o efeito de perturbação**

Como se pode constatar, a curva obtida está bastante longe dos resultados obtidos no campo. Esta diferença de valores pode ser explicada pela dificuldade da manutenção da pressão de vácuo com os valores previstos inicialmente, ou seja, valores da ordem dos 86,5kPa.

Caso se tivesse conseguido manter valores da ordem de grandeza acima referida até ao final do processo de consolidação, o assentamento final teria sido de 1m.

**Tabela 6.16 – Valores dos parâmetros utilizados na modelação no âmbito da dissertação com base no modelo calibrado anteriormente, complementado com o efeito de perturbação em torno do dreno**

$e_i$	$c_c$	$\Delta H_t$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$k_h/k_s$	$P_{v\u00e1cuo}$ [kPa]
3,156	0,747	1001	6,80	1,61	1,45	86,5

#### 6.9.4. Comportamento observado em obra

No caso de estudo, os autores fazem referência ao volume de água extraído do solo pelas bombas e relacionam-no diretamente com o assentamento.

Se se pensar no assentamento como a quantidade de água que ocupava os vazios antes da consolidação, e considerando essa consolidação unidimensional, podemos calcular o assentamento através do volume de água extraído do solo, pois estão diretamente relacionados.

O autor refere que na quarta semana foram extraídos 60m<sup>3</sup> de água. Dividindo esse volume pela área de solo em questão (10x10m<sup>2</sup>), deveria equivaler a cerca de 60cm de assentamento, e na realidade apenas se verificaram 15cm.

Desta forma, os autores concluíram que o sistema não se encontrava completamente selado, podendo estar a ser afetado pela existência das lamelas de areia ao longo da camada de argila.

#### 6.9.5. Estimativa da pressão de vácuo efetivamente aplicada ao solo

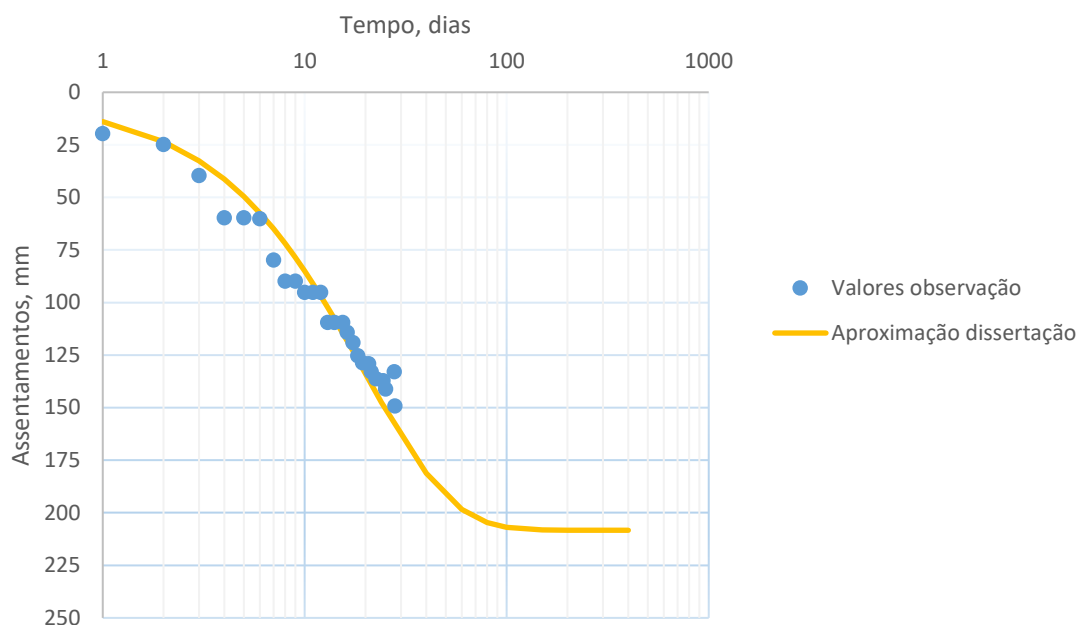
Visto que no subcapítulo 6.9.3 os valores considerados para a pressão de vácuo da ordem de grandeza considerada no caso de estudo, de 86,5kPa, serem bastante elevados e não reproduzirem o comportamento que foi registado em obra, procurou-se ajustar a pressão de vácuo.

Seguindo o raciocínio exposto no subcapítulo anterior, e tendo em conta que os assentamentos finais obtidos tinham valores da ordem dos 12 a 15cm, reduziu-se a pressão até obter assentamentos dessa ordem de valores.

O valor da pressão de vácuo que melhor permitiu reproduzir a curva foi da ordem dos 9kPa.

Na Figura 6.30 está representado o gráfico obtido.

Podemos concluir destes resultados que a pressão real a que o solo estava sujeito terá sido bem longe da prevista e que foi bastante complicado manter a pressão de vácuo nos valores descritos no caso de estudo. Sabia-se à partida da existência de lamelas de areia ao longo da camada de argilas e estas podem ter sido as grandes responsáveis da impossibilidade de manter uma pressão elevada e estável, pois não permitiram uma selagem eficiente do sistema. Os parâmetros com os quais se obteve a curva indicada estão representados na Tabela 6.17.



**Figura 6.30 - Comportamento do solo com aplicação de sobrecarga e vácuo modelado no âmbito da dissertação e tendo em conta a redução de pressão de vácuo**

**Tabela 6.17 – Valores dos parâmetros utilizados na modelação no âmbito da dissertação considerando a aplicação da pressão de vácuo realmente instalada**

$e_i$	$c_c$	$\Delta H_t$ [mm]	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$k_h/k_s$	$P_{\text{vácuo}}$ [kPa]
3,156	0,747	208	6,80	1,61	1,45	9

### 6.9.6. Avaliação do comportamento mecânico após aplicação do vácuo

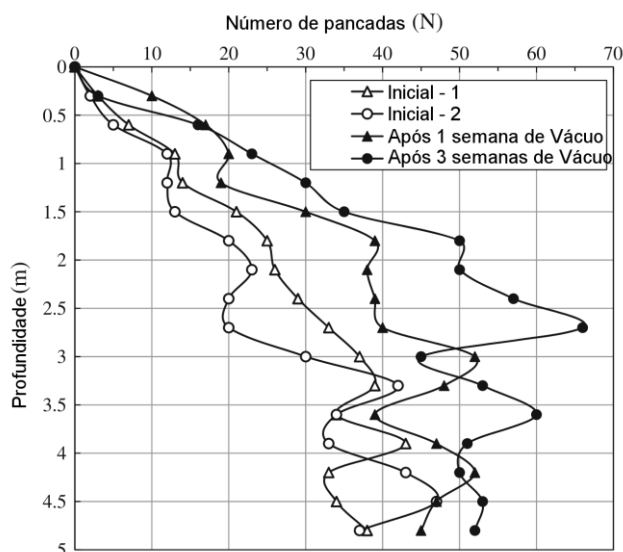
Apesar do solo não ter sido sujeito à pressão de vácuo pretendida, a pressão aplicada, por pequena que tenha sido, teve impacto no comportamento mecânico do solo.

No caso de estudo é apresentado um gráfico, obtido através dos ensaios LCPT, onde se pode ter uma noção das mudanças nas características do solo.

Na Figura 6.31 apresenta-se o referido gráfico.

Como se verifica, houve um ligeiro aumento de resistência do solo após o tratamento de vácuo.

Tendo em conta que a pressão aplicada não foi nem 15% daquela que estava prevista, pode-se dizer que os valores que se obtiveram foram, apesar de tudo, bastante reveladores da capacidade de melhoramento que esta técnica tem



**Figura 6.31 - Resultados obtidos do ensaio LCPT antes e após o tratamento do solo.**

### 6.9.7. Conclusões

Na análise deste caso de estudo utilizaram-se os resultados dos ensaios disponibilizados (laboratório e campo), para calibrar o modelo de comportamento de uma camada de argila sujeita à consolidação associada à construção de um aterro e à consolidação por vácuo (com construção simultânea de um aterro).

A calibração foi feita de forma progressiva, ajustando os parâmetros de compressibilidade e consolidação de forma sucessiva. Todos os ajustes de valores introduzidos foram fundamentados, procurando-se sempre a justificação para a necessidade do ajuste.

O modelo final pode ser considerado completo uma vez que responde aos diferentes comportamentos de solo argiloso em cenários de ensaio edométrico e de consolidação no campo, com sobrecarga e vácuo. Em particular, é importante referir a introdução do efeito de perturbação do solo em torno do dreno associado à cravação deste último. Na Tabela 6.18 indicam-se os valores do modelo nas etapas relevantes da sua calibração e indica-se, no final, os valores que se consideram os mais adequados para o comportamento observado.

**Tabela 6.18 – Valores dos parâmetros obtidos nas modelações no âmbito da dissertação após ajuste ao problema real**

	$e_i$	$c_c$	$c_h$ [m <sup>2</sup> /ano]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /ano]	$k_h/k_s$	$P_{v\u00e1cuo}$ [kPa]
Modelação edométrica	2,728	0,6	3,15	1,61	-	-
Modelação ensaio de campo com sobrecarga	3,156	0,747	6,80	1,61	1,45	-
Modelação ensaio de campo com sobrecarga e vácuo	3,156	0,747	6,80	1,61	1,45	9

Este processo de calibração permitiu pôr em evidência os diferentes detalhes que podem condicionar a identificação dos valores mais adequados, sobretudo aqueles associados a pormenores construtivos ou de montagem de provetes em ensaios de laboratório.

## 6.10. Modelação numérica

### 6.10.1. Introdução

Este subcapítulo tem como objetivo fazer uma modelação numérica no PLAXIS, baseada no caso de estudo anterior, apenas para ilustrar o efeito da isotropia do carregamento com vácuo. Considerou-se que uma análise completa do caso de estudo por via de uma modelação numérica teria que ficar fora do âmbito da dissertação.

O exemplo seguinte tem por base a modelação de dois problemas semelhantes ao anterior, em que as características dos materiais são as mesmas e as geometrias apenas diferem no tamanho do aterro. Neste caso, tanto na modelação do problema sem vácuo como a do problema com vácuo, será colocado um aterro de 4m sobre o terreno. No caso do vácuo será ainda aplicada uma pressão de 9kPa.

### 6.10.2. Modelos dos materiais

Em primeiro lugar definiram-se as propriedades do modelo numérico, tendo-se optado por uma análise em estado plano de deformação.

De seguida definiram-se os modelos de comportamento dos solos. Os valores dos parâmetros adotados, foram os listados na Tabela 6.19.

**Tabela 6.19 – Valores dos parâmetros utilizados na modelação em PLAXIS**

	Areia	Argila mole	Argila dura
Modelo de análise	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil
Comportamento	Drenado	Não drenado	Não drenado
$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	16,5	20
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	16,5	20
e[100kPa]	-	1,662	0,5
E <sub>50</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	25000	1025	45000
E <sub>oed</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	25000	819,6	45000
E <sub>ref</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	75000	6639	135000
c <sub>c</sub>	-	0,747	0,0076
c <sub>s</sub>	-	0,083	0,001898
c' [kN/m <sup>2</sup> ]	1	0	0
$\phi'$ [ ° ]	31	28	34
$\psi$ [ ° ]	0	0	0
k <sub>x</sub> [m/dia]	1	2,48E-3	2,48E-5
k <sub>y</sub> [m/dia]	1	2,48E-3	2,48E-5

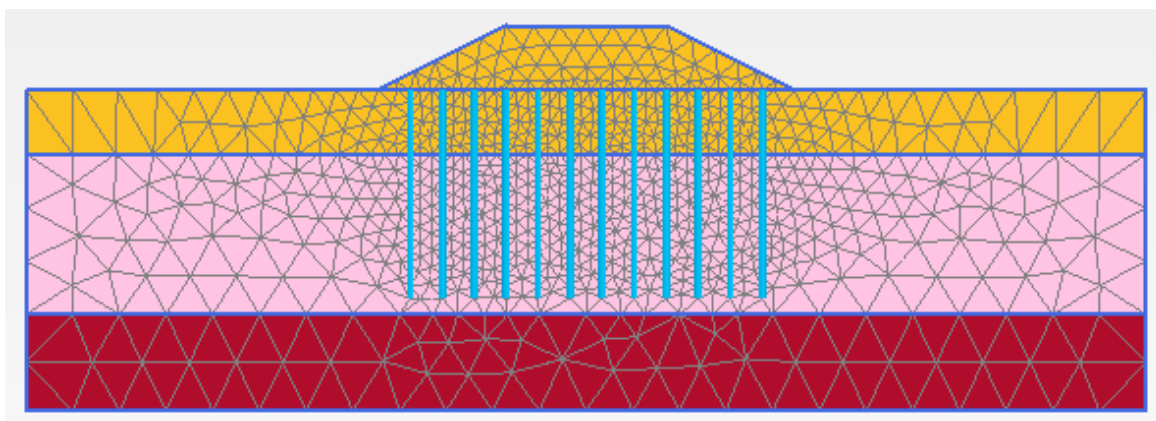
### 6.10.3. Geometria e faseamento construtivo

Em seguida definiram-se as geometrias dos problemas, com as diferentes camadas de solo e com a colocação de um aterro com 4 metros sobre o terreno, o nível freático a 1m da superfície e os drenos.

A modelação do problema com o vácuo foi em tudo semelhante, com a exceção da alteração dos valores de carga hidráulica dos drenos que, de forma a simular a aplicação dos 9kPa de pressão de vácuo, foi alterada para um valor 0,9m inferior à associada à posição do nível freático.

O passo seguinte foi gerar uma malha, definindo o seu refinamento.

Depois de definida a geometria, os materiais e ter-se gerado a malha, os problemas ficaram com a configuração indicada na Figura 6.32.



**Figura 6.32 - Malha obtida na modelação em PLAXIS.**

Definiu-se o faseamento construtivo, criando as diversas etapas construtivas, incluindo o procedimento  $K_0$ , onde o solo se acomoda às cargas devidas ao peso próprio e às pressões intersticiais, a colocação dos drenos e do aterro no terreno e a etapa de consolidação.

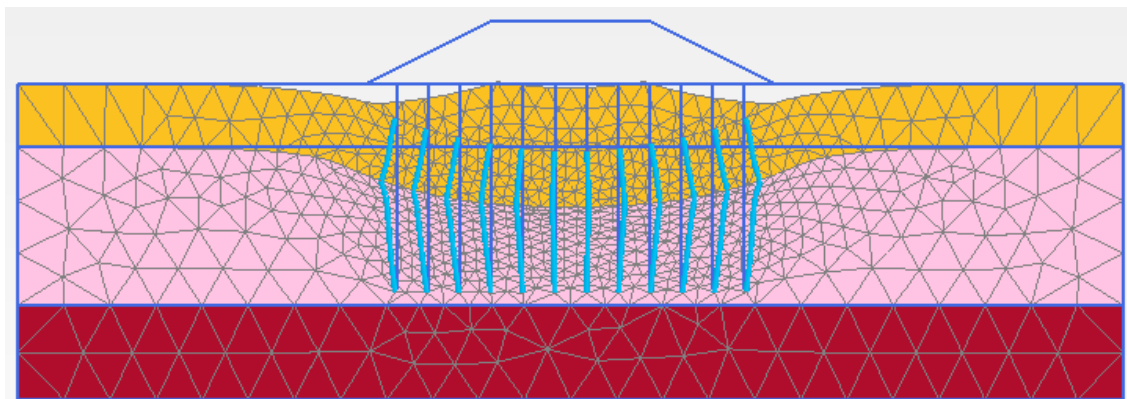
### 6.10.4. Cálculos e resultados

Após definidas todas as condicionantes do problema, procedeu-se à execução dos cálculos e, de seguida, visualizaram-se e analisaram-se os resultados obtidos.

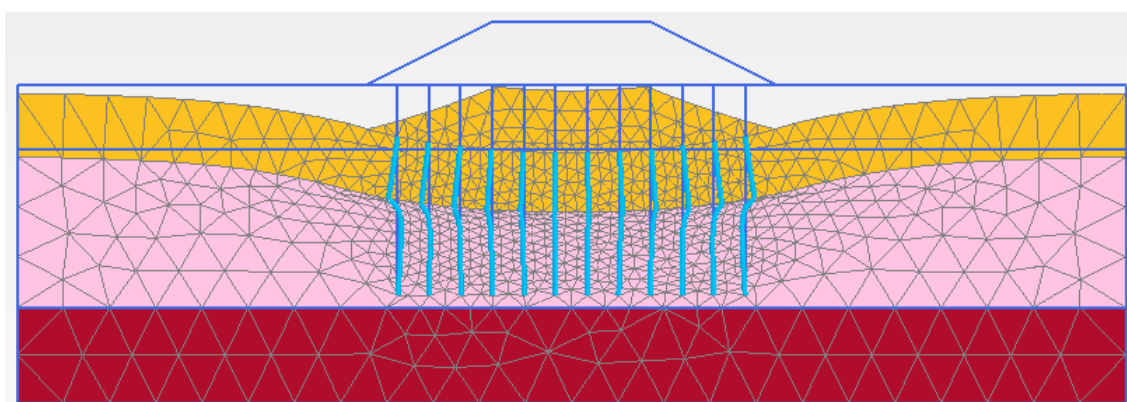
Para o caso de aplicação de sobrecarga, estão representados na Figura 6.33 a deformada final, o assentamento máximo obtido pelo PLAXIS e aquele obtido da aplicação do modelo analítico.

É possível ver como neste caso os deslocamentos laterais são no sentido contrário da fundação do aterro. Relativamente aos valores de assentamentos obtidos nos modelos numérico e analítico, estes foram bastante próximos.

Para o caso de aplicação de vácuo e sobrecarga, a deformada final e os assentamentos finais obtidos pelo PLAXIS e pela aplicação do modelo analítico são apresentados na Figura 6.34.



**Figura 6.33 - Deformada após aplicação de sobrecarga;  $\Delta_{hPLAXIS}=860\text{mm}$ ;  
 $\Delta_{hModelo}=828\text{mm}$ .**



**Figura 6.34 - Deformada após aplicação de vácuo e sobrecarga;  $\Delta_{hPLAXIS}=935\text{mm}$ ;  
 $\Delta_{hModelo}=901\text{mm}$ .**

Como se pode ver na figura os deslocamentos laterais já foram mais controlados, existindo até uma ligeira inflexão no sentido da fundação do aterro, devido ao carregamento isotrópico provocado pela pressão de vácuo. Desta forma pode-se demonstrar a presença e eficácia do efeito de isotropia do carregamento do solo com vácuo.

Quanto aos assentamentos, os valores obtidos foram também muito próximos.

# Capítulo 7

## Conclusão

O objetivo principal desta dissertação foi a elaboração de um documento que pudesse servir de guia e de base de trabalho e informação, sobre o tema da consolidação de solos moles com recurso a vácuo.

Foi introduzido o tema, dizendo quais as motivações e a metodologia utilizada na elaboração do documento, onde se inclui uma pequena resenha histórica e uma breve abordagem à teoria da consolidação de Terzaghi, de forma a apresentar o tema e localizar o leitor no mesmo.

Abordaram-se os princípios da técnica, explicando os componentes principais da sua teoria e quais os fatores que podem influenciar a sua eficiência e eficácia, de modo a que sejam tidos em conta quando se pretende fazer uma análise prática da sua aplicação. Enumeraram-se algumas vantagens que esta técnica apresenta, mostrando que pode ser uma alternativa viável quando se pretende recorrer a métodos de melhoramento de solos.

Referiram-se as principais vertentes da técnica, expondo os principais métodos utilizados e desenvolvidos, permitindo assim conhecer as diferenças entre cada um e quando podem ser uma opção em detrimento de outro.

Foram mencionados os componentes essenciais à montagem de um sistema de vácuo funcional, explicando em que consistem, indicando quais as suas funções e como são aplicados, de forma mostrar ao leitor a importância de cada elemento.

Realizou-se uma apresentação dos diferentes métodos de análise mais expeditos e atuais, existentes na literatura do meio científico, providenciando ao leitor ferramentas que permitam fazer um estudo prévio, de dimensionamento ou de investigação acerca da aplicação desta técnica.

Foi analisado um caso de estudo prático, onde foi aplicada esta técnica e, cuja análise permitiu compreender como se pode estudar e interpretar este assunto. Através desta, foi possível perceber quais os problemas e dificuldades que podem ir surgindo à medida que se vai avançando na análise e como se podem ir interpretando e ultrapassando esses problemas.

Por fim, modelou-se no software PLAXIS o caso de estudo analisado anteriormente, de modo a ilustrar os efeitos da aplicação do vácuo na consolidação de solos.

Foi notória a falta de conteúdos em português sobre a consolidação por vácuo e também a inexistência de casos da aplicação prática da técnica em Portugal. A este respeito, apenas é conhecida uma tentativa de aplicação na zona do Parque das Nações na década de oitenta, relatada pelo Professor Serge Varaksin durante uma reunião informal.

Relativamente a desenvolvimentos futuros deste tema, considera-se que eles deveriam passar pela oportunidade de estudo de um caso prático de aplicação deste tipo de solução a um solo português, com características previamente conhecidas, procurando identificar a melhor forma de modelar os detalhes construtivos associados à aplicação, em Portugal, deste tipo de solução.

Posto isto, crê-se que os objetivos propostos no início deste trabalho foram atingidos, alcançando um documento completo e com informação de diferentes fontes, onde se compilam conhecimentos, metodologias e aplicações que podem vir a ser consideradas como alternativas e postas em prática, quando se pretender recorrer a um método de melhoramento de solos.

# Referências bibliográficas

- Akagi, T. "Effect of mandrel-driven sand drains on strength." *Proc., Proceedings of the 9th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, Japan*, 3-6.
- Almeida, M., e Ferreira, C. (1993) "Field in situ and laboratory consolidation parameters of a very soft clay." *Proc., Predictive Soil Mechanics, Proceedings of the Worth Memorial Symposium. Thomas Telford, London, UK*, 73-93.
- Ariyaratna, P. R. C., Thilakasiri, H. S., e Karunawardena, W. A. (2011). "Vacuum consolidation of Sri Lankan peaty soil." *Annual Transactions of the Institution of Engineers*, 27-37.
- Barron, R. A. (1948). "The influence of drain wells on the consolidation of fine-grained soils." Diss. Providence, U.S. Engineering Office.
- Bergado, D., Alfaro, M., e Balasubramaniam, A. (1993). "Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains." *Geotextiles and Geomembranes*, 12(7), 615-663.
- Bergado, D., Chai, J., Miura, N., e Balasubramaniam, A. (1998). "PVD improvement of soft Bangkok clay with combined vacuum and reduced sand embankment preloading." *Geotechnical Engineering*, 29(1).
- Bergado, D. T., e Long, P. (1994) "Numerical analysis of embankment on subsiding ground improved by vertical drains and granular piles." *Proc., Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, AA BALKEMA, 1361-1361.
- Bergado, D. T., Asakami, H., Alfaro, M. C., e Balasubramaniam, A. (1991). "Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay." *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(10), 1509-1530.
- Bergado, D. T., Balasubramaniam, A., Fannin, R. J., e Holtz, R. D. (2002). "Prefabricated vertical drains (PVDs) in soft Bangkok clay: a case study of the new Bangkok International Airport project." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(2), 304-315.
- Bo, M., Bawajee, R., Chu, J., e Choa, V. (2000) "Investigation of smear zone around vertical drain." *Proc., Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Techniques, Singapore*, 109-114.
- Bo, M., Chu, J., Low, B., e Choa, V. (2003). "Soil Improvement: Prefabricated Vertical Drain Technique." *Thomson Learning, Singapore*.
- Chai, J. C., e Miura, N. (1999). "Investigation of factors affecting vertical drain behavior." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(3), 216-226.

- Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N., e Bergado, D. T. (2001). "Simple method of modeling PVD-improved subsoil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(11), 965-972.
- Chai, J., e Carter, J. P. (2011). *Deformation analysis in soft ground improvement*, Springer Science & Business Media.
- Chai, J., Carter, J., e Hayashi, S. (2005). "Ground deformation induced by vacuum consolidation." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(12), 1552-1561.
- Chai, J., Hayashi, S., e Carter, J. (2005) "Characteristics of vacuum consolidation." *Proc., Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, AA BALKEMA PUBLISHERS, 1167.
- Chai, J., Miura, N., e Bergado, D. (2008). "Preloading clayey deposit by vacuum pressure with cap-drain: analyses versus performance." *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), 220-230.
- Chai, J. C., Carter, J. P., e Liu, M. D. (2014). "Methods of vacuum consolidation and their deformation analyses." *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, 167 (1), 35-46.
- Chu, J., e Yan, S. (2005). "Application of the vacuum preloading method in soil improvement projects." *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, 3, 91-117.
- Chu, J., Yan, S., e Yang, H. (2000). "Soil improvement by the vacuum preloading method for an oil storage station." *Géotechnique*, 50(6), 625-632.
- Chu, J., Low, B. K., e Choa, V. (2003). *Soil improvement: prefabricated vertical drain techniques*, Thomson Learning Asia.
- Chu, J., Yan, S., e Indraratna, B. (2008). "Vacuum preloading techniques—recent developments and applications." *GeoCongress 2008: Geosustainability and Geohazard Mitigation*, 586-595.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U., e Mengé, P. (2009). "Construction processes." *State of the Art. 17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering: TC17 meeting ground improvement*, Alexandria, Egypt, 7 October 2009, 130.
- Chu, J., Indraratna, B., Yan, S., e Rujikiatkamjorn, C. (2014). "Overview of preloading methods for soil improvement."
- Cognon, J., Juran, I., e Thevanayagam, S. (1994) "Vacuum consolidation technology-principles and field experience." *Proc., Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Part 2 (of 2)*, Publ by ASCE.
- Fujii, A., Tanaka, H., Tsuruya, H., e Shinsha, H. (2002) "Field test on vacuum consolidation method by expecting upper clay layer as sealing-up material." *Proc., Proceedings of the Symposium on Recent Development about Clayey Deposit—From Microstructure to Soft Ground Improvement. Japanese Geotechnical Society*, 269-274.
- Gabr, M., e Szabo, D. J. (1997). "Prefabricated vertical drains zone of influence under vacuum in clayey soil." American Society of Civil Engineers, Reston, VA (United States).
- Gomes, L. M., e Ladeira, F. L. (1995). "Equações para determinar o índice de compressão." *Engenharia Civil – UM. Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Nº 2*.
- Griffin, H., e O'Kelly, B. C. (2014). "Ground improvement by vacuum consolidation—a review." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 167(4), 274-290.

- Halton, G. R., Loughney, R. W., e Winter, E. (1965). "Vacuum stabilization of subsoil between runway extension at Philadelphia International Airport." *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Montreal, QC*, 62-65.
- Hansbo, S. (1976). "Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains." *Ground Engineering*, 12(5), 21.
- Hansbo, S. (1981). "Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains." *Proc. 10th ICSMFE, 1981*, 3, 677-682.
- Hansbo, S. (1987). "Fact and fiction in the field of vertical drainage." *Prediction and performance in geotechnical engineering. AA Balkema, Rotterdam, The Netherlands*, 61-72.
- Hartlén, J., e Wolski, W. (1996). *Embankments on organic soils*, Elsevier.
- Hird, C., e Moseley, V. (2000). "Model study of seepage in smear zones around vertical drains in layered soil." *Geotechnique*, 50(1), 89-97.
- Hird, C., Pyrah, I., e Russel, D. (1992). "Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground." *Géotechnique*, 42(3), 499-511.
- Holtz, R., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., e Pedroni, S. (1989) "Behavior of bent prefabricated vertical drains." *Proc., Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*, 13-18.
- Indraratna, B. (2010). "Recent advances in the application of vertical drains and vacuum preloading in soft soil stabilisation." *E.H. Davis memorial lecture, Aust. Geomech. J.*, 1–43.
- Indraratna, B., e Redana, I. (1998). "Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(2), 180-184.
- Indraratna, B., e Redana, I. (2000). "Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 132-145.
- Indraratna, B., Chu, J., e Rujikiatkamjorn, C. (2015). "Ground Improvement Case Histories: Embankments With Special Reference To Consolidation And Other Physical Methods".
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Balasubramaniam, A., e Wijeyakulasuriya, V. (2005). "Predictions and observations of soft clay foundations stabilized with geosynthetic drains and vacuum surcharge." *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, 3, 199-229.
- Indraratna, B., Sathanathan, I., Rujikiatkamjorn, C., e Balasubramaniam, A. (2005). "Analytical and numerical modeling of soft soil stabilized by prefabricated vertical drains incorporating vacuum preloading." *International Journal of Geomechanics*, 5(2), 114-124.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Kelly, R., e Buys, H. (2009). "Soft soil foundation improved by vacuum and surcharge preloading at Ballina bypass, Australia." *International Symposium on Ground Improvement Technologies and Case Histories*.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Geng, X., e Ameratunga, J. (2013). "Performance and Prediction of Vacuum Consolidation Behavior at Port of Brisbane." *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2497-2500.

- Jamiolkowski, M., e Lancellotta, R. (1981) "Consolidation by vertical drains: uncertainties involved in prediction of settlement rates." *Proc., Proc., 10th Int. Conf. Soil Mechanical and Foundation Engineering*, Balkema Rotterdam, The Netherlands, 593-595.
- Karlsrud, K., Gregersen, O. Q. N., e Sparrevik, P. (2007). "Vacuum consolidation of seabed clay - A full scale experiment." *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1335-1340.
- Khan, A. Q. (2010). "Ground improvement using vacuum preloading together with prefabricated vertical drains", Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, USA.
- Kjellman, W. (1952). "Consolidation of clayey soils by atmospheric pressure." *Massachusetts Institute of Technology, Boston*, Proceedings of a Conference on Soil Stabilization, 258-263.
- Kolff, A. H. N., Spierenburg, S. E. J., e Mathijssen, F. A. J. M. (2004). "BeauDrain: A new system based on the old concept of vacuum consolidation." *Proceedings of the 5th International Conference on Ground Improvement Techniques*.
- Kreyszig, E. (1999). *Advanced engineering mathematics*, John Wiley & Sons.
- Kumar, S. G., Sridhar, G., Radhakrishnan, R., Robinson, R., e Rajagopal, K. (2015). "A case study of vacuum consolidation of soft clay deposit." *Indian Geotechnical Journal*, 45(1), 51-61.
- Liu, H.-I., e Chu, J. (2009). "A new type of prefabricated vertical drain with improved properties." *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), 152-155.
- Loan, T. K., Sandanbata, I., e Kimura, M. (2006). "Vacuum Consolidation Method—Worldwide Practice and the Latest Improvement in Japan." *Technical Research Report of Hazama Corporation*, 38.
- Masse, F., Spaulding, C. A., Wong, I. C., e Varaksin, S. (2001) "Vacuum consolidation: A review of 12 years of successful development." *Proc., Proceedings of the GeoOdyssey 2001 Conference, 9th–13th June*.
- Mayhe, P. (1980). "Cam-Clays Predictions of Undrained Strength." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106(ASCE 15816).
- Mesri, G., e Khan, A. (2012). "Ground improvement using vacuum loading together with vertical drains." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(6), 680-689.
- Mohamedelhasan, E., e Shang, J. (2002). "Vacuum and surcharge combined one-dimensional consolidation of clay soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1126-1138.
- Nomura, T., Yoshikawa, M., Matuta, Y., e Miura, N. (2007). "Case histories on using oil pressure as an index to judge the existence of sand layer." *Journal of Foundation Construction*, 35(9), 88-92.
- Onoue, A. (1988). "Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration." *Soils and Foundations*, 28(4), 165-174.
- Onoue, A., Ting, N.-H., Germaine, J. T., e Whitman, R. V. (1991) "Permeability of disturbed zone around vertical drains." *Proc., Geotechnical Engineering Congress—1991*, ASCE, 879-890.
- Qian, J. H., Zhao, W. B., Cheung, Y. K., e Lee, P. K. K. (1992). "The theory and practice of vacuum preloading." *Computers and Geotechnics*, 13(2), 103-118.

- Quynh, V. M., e Tian, W. B. (2009). "Vacuum preloading with vertical drains: Theory and recent developments - Applications." *Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing*.
- Rao, D. K., Raju, R., Sowjanya, C., e Rao, J. P. (2009). "Laboratory studies on the properties of stabilized Marine Clay from Kakinada Sea Coast, India." *International Journal of Engineering Science and Technology*, 3(1), 422-428.
- Rixner, J., Kraemer, S., e Smith, A. (1986). "Prefabricated Vertical Drains, Vol. I, II and III: Summary of Research Report-Final Report." *Federal Highway Admin., Report No. FHWA-RD-86/169, Washington DC*.
- Rujikiatkamjorn, C., e Indraratna, B. (2007). "Analytical solutions and design curves for vacuum-assisted consolidation with both vertical and horizontal drainage." *Canadian Geotechnical Journal*, 44(2), 188-200.
- Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B., e Chu, J. (2008). "2D and 3D numerical modeling of combined surcharge and vacuum preloading with vertical drains." *International Journal of Geomechanics*, 8(2), 144-156.
- Saowapakpiboon, J., Bergado, D., Chai, J., Kovittayanon, N., e De Zwart, T. (2008). "Vacuum-PVD combination with embankment loading consolidation in soft Bangkok clay: a case study of the Suvarnabhumi Airport Project." *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*, Springer, 440-449.
- Saye, S. R. (2003). "Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains." Geotechnical Special Publication No. 119, ASCE, Cambridge, MA, pp. 325–362.
- Seah, T. H. (2006). "Design and construction of ground improvement works at Suvarnabhumi Airport." *Geotechnical Engineering*, 37(3), 171.
- Shinsha, H., Hara, H., Abe, T., e Tanaka, A. (1982). "Consolidation settlement and lateral displacement of soft ground improved by sand-drains." *Tsushi-to-Kiso. Japan Society Soil Mech. Found. Eng.* 30(2), 7-12.
- Singh, G., e Hattab, T. (1979). "A laboratory study of efficiency of sand drains in relation to methods of installation and spacing." *Géotechnique*, 29(4), 395-422.
- Tang, M., Shang, J., Chu, J., Yan, S., Yang, H., Almeida, M., Santa Maria, P., Spotti, A., Coelho, L., e Martins, I. (2004). "Vacuum preloading consolidation of Yaoqiang Airport runway." *Ground and Soil Improvement*, 44.
- Terzaghi, K. (1944). *Theoretical soil mechanics*, Chapman And Hali, Limited John Wiler And Sons, Inc; New York.
- Terzaghi, K., e Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., e Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons.
- TPEI (1995). "Vacuum Preloading Method to Improve Soft Soils and Case Studies." *Tianjin Port Engineering Institute*.
- Van Impe, W. F., Van Mieghem, J., Vanduycke, S., e Van Impe, P. O. (2001). "Underwater vacuum consolidation of dredged silt - A case history." *Soft Soil Engineering*, 499-506.
- Varaksin, S. (2016). Documento cedido pelo próprio após comunicação pessoal.
- Xiao, D. (2002). "Consolidation of Soft Clay Using Vertical Drains." *Nanyang Technological University, Singapore*.

Yan, H., e Cao, D. (2005). "Application of low-level vacuum preloading technique in offshore projects." *Ocean and River Hydraulics*, 3, 41-43.

Yan, S.-W., e Chu, J. (2005). "Soil improvement for a storage yard using the combined vacuum and fill preloading method." *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1094-1104.

Yang, G. Q., Li, L., e Xu, S. H. (1987). "Effect of underwater vacuum consolidation." *Proceedings of the 5th Chinese Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

Yoneya, H., Shiina, T., e Shinsha, H. (2003). "Improvement of soft ground applying vacuum consolidation method by expecting upper clay layer as sealing-up material." *Soft Ground Engineering in Coastal Area*, 275-283.