



FACULDADE DE ENGENHARIA  
Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Trabalho de Licenciatura

**ACELERAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO  
DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**

**Estudo de Caso: Baixa do Rio Maputo em Salamanga**

Hans de Vasconcelos Brígido Dete

---

Supervisores:

Prof. Doutor Carlos Quadros, Eng. (Professor Auxiliar)

Eng. Sidney de Abreu (TÉCNICA – Engenheiros Consultores, Lda)

Maputo, Setembro de 2021

Hans de Vasconcelos Brígido Dete

## **ACELERAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**

**Estudo de Caso: Baixa do Rio Maputo em Salamanga**

Trabalho de Licenciatura submetido ao Departamento de Engenharia Civil para obtenção do Grau de **Licenciado em Engenharia Civil**.

Supervisores:

Prof. Doutor Carlos Quadros, Eng. (Professor Auxiliar)

Eng. Sidney de Abreu (TÉCNICA – Engenheiros Consultores, Lda)

Maputo, Setembro de 2021

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais e irmãos:

“Ama e faz o que quiseres. Se calares, calarás com amor; se gritares, gritarás com amor; se corrigires, corrigirás com amor; se perdoares, perdoarás com amor. Se tiveres o amor enraizado em ti, nenhuma coisa senão o amor serão os teus frutos.”

Santo Agostinho

## AGRADECIMENTOS

O autor deseja manifestar a sua maior gratidão à Deus, que pela Sua sábia Providência, dotou-o do discernimento necessário em cada etapa e dimensões da sua vida. Ao Verbo de Deus, pela Sua manifestação e presença desde sempre. De igual modo, deseja expressar o seu agradecimento:

- Aos pais, Brígido Dete e Clemência Mazuze, pela educação e acompanhamento;
- Aos irmãos, Archer Dete e Onildes Dete e à prima Vina, pelas experiências proporcionadas e pelo apoio;
- Ao supervisor, Carlos Quadros, não apenas pela prontidão que manifestou em orientar este trabalho, mas também, pela orientação genuína e pelas experiências que proporcionou no ramo da Engenharia Geotécnica;
- Ao co-supervisor, Sidney de Abreu, pela partilha de conhecimentos de índole prática, pela partilha de material bibliográfico e pelos momentos de discussão;
- Ao Professor e Investigador Mounir Bouassida, da Universidade de *Tunis El Manar*, pela disponibilidade, partilha de material bibliográfico e contribuição prestada;
- Aos Engenheiros Alfinete (REVIMO, S.A.), Basílio (Maputo Sul, E.P.) e Pan (CRBC), pelo fornecimento de dados da obra estudada e pela prestação de esclarecimentos;
- Aos Eng.<sup>os</sup> Alberto Andissene e Sulumine Raúl, pelo apoio moral e pelos conselhos;
- Aos Professores Alexandra Neves, Carlos Quadros, Daniel Balói e Pedro Sing-Sang, aos Engenheiros Carlos Caupers, Cremildo Vasco, Jorge Pindula, Salomão Nguenha e Saturnino Chembeze, que pela dedicação à Academia, contribuíram para que continuasse a apreciar as ciências da Engenharia Civil;
- Aos amigos Frâncio Mate, Humeid da Silva, Jesse Ocuane, Júlio Langa e Mateus Nkanhallole, pela concorrência positiva que proporcionaram durante o ensino básico;
- Aos amigos e colegas, em especial: António Mavie, Alexandre Dingane, Chenice Laweki, Crespo Ndlhaze, Eric Fafetine, Horácio dos Santos, Ipson Pedro, Jorge Mabote, Kevin Bila, Layla Matavel, Luís Nhantumbo, Nilza Rai, Ribas Guambe, Telúrio Mapsanganhe e Yara Raviua, pelas experiências compartilhadas ao longo do curso.

*“Unfortunately, soils are made by nature and not by man, and the products of nature are always complex...”*

Karl Terzaghi

## ÍNDICE GERAL

<b>DEDICATÓRIA</b> .....	<b>I</b>
<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>II</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>VI</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>VII</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VIII</b>
<b>SUMÁRIO</b> .....	<b>IX</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	1
1.2 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA .....	2
1.2.1 Necessidades .....	2
1.2.2 Problema de pesquisa.....	2
1.2.3 Soluções alternativas .....	2
1.3 OBJECTIVOS .....	3
1.3.1 Geral.....	3
1.3.2 Específicos .....	3
1.4 METODOLOGIA .....	4
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>5</b>
2.1 CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS MOLES .....	5
2.1.1 Introdução.....	5
2.1.2 Partículas de argila.....	5
2.1.3 Limites de consistência .....	6
2.1.4 Breve caracterização de argilas moles .....	7
2.2 ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO PRIMÁRIA.....	8
2.2.1 Introdução.....	8
2.2.2 Magnitude dos assentamentos por consolidação primária .....	8
2.2.3 Tempo e taxa de consolidação .....	9
2.3 TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES .....	10
2.3.1 Introdução.....	10
2.3.2 Drenos verticais pré-fabricados.....	10
2.3.3 Pré-carregamento por vácuo.....	11
2.3.4 Colunas de brita .....	12
2.4 PRINCIPAIS MODOS DE ROTURA DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	13
2.4.1 Introdução.....	13

2.4.2	Rotura da fundação.....	13
2.4.3	Rotura global .....	14
<b>3</b>	<b>ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>15</b>
3.1	DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO .....	15
3.1.1	Introdução.....	15
3.1.2	Enquadramento geral.....	15
3.1.3	Perfil geotécnico.....	16
3.1.4	Técnica de aceleração da consolidação .....	17
3.2	APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS DO MONITORAMENTO .....	19
3.2.1	Assentamento vs. Tempo.....	19
3.3	ANÁLISE DE RESULTADOS DO MONITORAMENTO .....	21
3.3.1	Retroanálise do valor de campo do coeficiente de consolidação .....	21
3.4	SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO MELHORADA COM DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS .....	28
3.4.1	Considerações iniciais.....	28
3.4.2	Definição do perfil geotécnico .....	29
3.4.3	Definição da geometria do aterro atendendo ao faseamento da construção .....	30
3.4.4	Definição das características dos drenos verticais pré-fabricados .....	31
3.4.5	Apresentação e interpretação de resultados .....	32
3.4.5.1	Assentamentos por consolidação.....	32
3.4.5.2	Estimativa do assentamento por consolidação excluindo a altura adicional .....	33
3.4.5.3	Estimativa do assentamento por consolidação incluindo a altura adicional .....	35
3.5	COMPARAÇÃO ENTRE O DESEMPENHO DA FUNDAÇÃO NÃO MELHORADA E O DA FUNDAÇÃO MELHORADA COM GEODRENOS .....	37
3.6	DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA .....	38
3.6.1	Breve descrição da metodologia de dimensionamento .....	38
3.6.2	Considerações inerentes à determinação do valor óptimo da razão de substituição.....	41
3.6.3	Apresentação dos resultados.....	46
3.7	SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO REFORÇADA COM COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA .....	49
3.7.1	Introdução.....	49
3.7.2	Assentamento do aterro .....	49
3.7.2.1	Considerações sobre o modelo de cálculo.....	49
3.7.2.2	Apresentação e discussão dos resultados .....	50
3.7.3	Estabilidade do aterro .....	53
3.8	COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA VS. DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS.....	57
3.8.1	Introdução.....	57
3.8.2	Assentamentos expectáveis durante a construção e a fase de serviço .....	57
3.8.3	Impactos ambientais .....	58
3.8.4	Custos de execução .....	58
<b>4</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>60</b>

<b>5</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>61</b>
5.1	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	61
5.2	OUTRA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....	63
<b>6</b>	<b>ANEXOS.....</b>	<b>63</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2-1 - LIMITES DE CONSISTÊNCIA.....	6
FIGURA 2-2 - MÉTODO DAS FATIAS E DIAGRAMA DE CORPO LIVRE DE UMA FATIA .....	14
FIGURA 3-1 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO. ....	15
FIGURA 3-2 - PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA ÁREA EM ESTUDO. ....	16
FIGURA 3-3 - ESQUEMA DA SOLUÇÃO DE MELHORAMENTO. ....	18
FIGURA 3-4 - ESQUEMA DE DISPOSIÇÃO DE PLACAS DE ASSENTAMENTO E INCLINÔMETROS PARA EFEITOS DE MONITORAMENTO.....	20
FIGURA 3-5 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE DRENOS VERTICAIS CILÍNDRICOS.....	23
FIGURA 3-6 - SECÇÃO TRANSVERSAL DUM GEODRENO E SUA ÁREA EQUIVALENTE. ....	24
FIGURA 3-7 - DETERMINAÇÃO DO GRAU DE CONSOLIDAÇÃO MÉDIO PARA DRENAGEM RADIAL.....	26
FIGURA 3-8 - DEFINIÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO NO SETTLE3D. ....	29
FIGURA 3-9 - EVOLUÇÃO DA GEOMETRIA DO ATERRO. ....	30
FIGURA 3-10 - DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS (WICK DRAINS).....	31
FIGURA 3-11 - MAPA DE ISOVALORES DE ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO (H=6.7M, T = 685 D).....	33
FIGURA 3-12 - MAPA DE ISOVALORES DE GRAU DE CONSOLIDAÇÃO MÉDIO (H=6.7M, T = 685 D).....	34
FIGURA 3-13 - MAPA DE ISOVALORES DE ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO (H=6.7+2.9=9.6M, T = 930 D).....	35
FIGURA 3-14 - FUNDAÇÃO REFORÇADA COM COLUNAS GRANULARES.....	38
FIGURA 3-15 - FIGURA 3 15 - MODELO GEOTÉCNICO ADOPTADO PARA O CÁLCULO DOS ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO DO SOLO NÃO MELHORADO.....	42
FIGURA 3-16 - CARREGAMENTO DO SOLO DE FUNDAÇÃO POR UM ATERRO. ....	43
FIGURA 3-17 - ILUSTRAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA FUNDAÇÃO REFORÇADA. ....	45
FIGURA 3-18 - GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA. ....	49
FIGURA 3-19 - MALHA DEFORMADA (ESCALA DAS DEFORMAÇÕES AMPLIADA EM DUAS VEZES). ....	50
FIGURA 3-20 - MAPA DE ISOVALORES DOS ASSENTAMENTOS DA FUNDAÇÃO REFORÇADA. ....	51
FIGURA 3-21 - MAPA DE ISOVALORES DOS ASSENTAMENTOS DA FUNDAÇÃO NÃO REFORÇADA.....	52
FIGURA 3-22 - RESULTADO DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.....	54
FIGURA 3-23 - RESULTADO DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE SPENCER.....	55
FIGURA 3-24 - RESULTADO DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE SPENCER (TALUDES 1:2).....	56

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2-1 - CONSISTÊNCIA DE SOLOS ARGILOSOS.....	7
TABELA 2-2 - VALORES TÍPICOS DE ALGUNS ÍNDICES FÍSICOS DE ARGILAS MOLES NO ESTADO NATURAL.....	7
TABELA 3-1 - ALGUNS RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA COM BASE NOS FUROS DE SONDAGEM BZK19 (K64+670) E BZK13 (K64+868.60). ....	16
TABELA 3-2 - CARACTERIZAÇÃO GERAL DOS SOLOS DA ÁREA DE ESTUDO.....	17
TABELA 3-3 - MEDIÇÃO DOS ASSENTAMENTOS DURANTE A CONSTRUÇÃO.....	19
TABELA 3-4 - VALORES DE ASSENTAMENTO IGUALMENTE ESPAÇADOS DE $\Delta T$ . ....	22
TABELA 3-5 - DETERMINAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS PELO MÉTODO DE ASAOKA.....	27
TABELA 3-6 - VALORES DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA E DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO DE FUNDAÇÃO. ....	42
TABELA 3-7 - ESTIMATIVA DO ASSENTAMENTO TOTAL DO SOLO NÃO MELHORADO. ....	44
TABELA 3-8 - RESULTADOS DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA.....	48
TABELA 3-9 - PREÇO DA SOLUÇÃO DOS DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS (PREÇOS UNITÁRIOS ASSUMIDOS). ....	58
TABELA 3-10 - PREÇO DA SOLUÇÃO DAS COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA (PREÇOS UNITÁRIOS ASSUMIDOS). ....	59

## RESUMO

A predominância de depósitos espessos constituídos por argilas saturadas moles tem condicionado a construção rápida e segura de estruturas relativamente pesadas, pois, além do facto de os solos moles serem pouco permeáveis, os mesmos são altamente compressíveis e possuem baixa resistência ao corte.

Assim, o presente trabalho aborda a aceleração dos assentamentos por consolidação de aterros sobre solos moles e, para o efeito, fez-se a retroanálise dum troço monitorado do aterro de estrada localizado na baixa do rio Maputo, onde foram utilizados drenos verticais pré-fabricados. De seguida, dimensionou-se uma fundação reforçada com colunas flutuantes de brita e simulou-se o seu comportamento no *Plaxis 2D* v.8.6., que se baseia no método dos elementos finitos.

O estudo de ambas as soluções revelou claramente o potencial daquelas técnicas para acelerar os assentamentos por consolidação, pois, além da elevada permeabilidade dos drenos pré-fabricados e da brita, tanto os drenos como as colunas são instalados de tal maneira que o percurso de drenagem no estrato argiloso seja exponencialmente encurtado.

A simulação do comportamento da fundação reforçada evidenciou ainda o potencial desta solução para reduzir os assentamentos e aumentar a resistência do solo envolvente, reduzindo, por um lado, o volume de aterro necessário para alcançar a cota de projecto e, por outro lado, o problema da estabilidade global à um problema de estabilidade interna.

**Palavras-chave:** aceleração, assentamentos por consolidação, estabilidade, aterros, solos moles.

## ABSTRACT

The predominance of thick deposits of saturated soft clays usually conditions the rapid and safe construction of relatively heavy structures, for, in addition to the fact that the soft soils are poorly permeable, they are highly compressible and present low shear strength.

Thus, the present study discusses the acceleration of the consolidation settlements of embankments on soft soils and, for that purpose, a back analysis of a monitored section of a road embankment built along the Maputo river floodplain, where prefabricated vertical drains were adopted, was carried. Then, the design of a foundation reinforced by stone columns was carried and its behaviour was simulated on Plaxis 2D v.8.6, which is based on the finite element method.

The study of both techniques clearly revealed their potential to accelerate the consolidation settlements, for, in addition to the high permeability of both the prefabricated drains and the stone, both the drains and the columns are installed in a manner such that the drainage path within the clayey layer is exponentially shortened.

The simulation of the reinforced foundation yet pinpointed its potential to reduce the settlements and increase the strength of the surrounding soil, thus, reducing the total volume of fill required to meet the design elevation, and, in the other hand, the global stability problem to an internal stability one.

**Keywords:** acceleration, consolidation settlements, stability, embankments, soft soils.

## SUMÁRIO

O presente trabalho é constituído por seis (6) capítulos. No **capítulo 1**, justifica-se a necessidade e a relevância do estudo, coloca-se o problema de pesquisa, os seus objectivos e a metodologia adoptada para os alcançar.

No **capítulo 2**, faz-se a revisão da literatura pertinente, apresentando-se a caracterização dos solos moles, descrevendo-se o problema dos assentamentos por consolidação sob o ponto de vista de magnitude e tempo, seguido da apresentação geral de técnicas de aceleração da consolidação e dos principais modos de rotura de aterros sobre solos moles.

No **capítulo 3**, apresenta-se o caso do aterro da Estrada Nacional nº 200, localizado na baixa do rio Maputo. Neste capítulo, descreve-se sucintamente a área em estudo e, com auxílio da retroanálise dos dados do monitoramento dos assentamentos, estabelece-se um modelo geotécnico para simulação da consolidação no *software Settle3D* da *Rocscience*. De seguida, dimensiona-se uma fundação reforçada com colunas flutuantes de brita, cujo comportamento é simulado no *software Plaxis2D* v.8.6. Por fim, apresenta-se um estudo comparativo entre a solução dos drenos verticais pré-fabricados e a das colunas flutuantes de brita.

As conclusões do estudo são apresentadas no **capítulo 4** e, nos **capítulos 5 e 6**, apresentam-se as referências bibliográficas e os anexos, respectivamente.

## **1 INTRODUÇÃO**

### **1.1 JUSTIFICATIVA**

Em algumas regiões de Moçambique e especialmente nos vales dos rios, nota-se a predominância de depósitos de aluviões constituídos por solos moles, caracterizados por possuir baixa resistência ao corte e elevada compressibilidade, sendo, por isso, susceptíveis de experimentar deformações significativas quando o maciço terroso sofre um aumento da tensão vertical devido a obras erguidas sobre o mesmo.

Assim sendo, deve-se avaliar a possibilidade de as deformações causadas pela alteração do estado de tensão do maciço mostrarem-se incompatíveis com a estabilidade e funcionalidade das obras suportadas pelo mesmo.

No caso dum aterro de estrada construído sobre solos moles, os assentamentos excessivos destes podem colocar em risco a integridade estrutural e funcional do pavimento da estrada assente sobre aquele e, onerar os custos associados à manutenção do mesmo, daí que, surge a necessidade de construir a estrada após ter sido verificada a ocorrência dos assentamentos por consolidação primária passíveis de serem induzidos pela obra.

Ora, o assentamento por consolidação primária de solos moles pode ser bastante moroso, o que pode culminar com a extensão do prazo da obra para períodos in comportáveis.

Por isso, torna-se indispensável realizar um estudo aprofundado de técnicas de aceleração da consolidação, logo, de redução das deformações em serviço, de modo a propor soluções satisfatórias atendendo à especificidade do projecto e, conseqüentemente, assegurar que a obra seja executada em segurança, dentro dum prazo aceitável e à custos controlados, bem como assegurar o bom desempenho na fase de serviço.

Para tal, será analisado um troço monitorado compreendido entre o K64+527 e o K64+906 da Estrada Nacional nº 200, à diante designada por EN200, localizado na baixa do rio Maputo, em Salamanga.

## 1.2 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

### 1.2.1 Necessidades

- Reduzir o tempo necessário para a ocorrência dos assentamentos por consolidação primária de estratos de solos moles;
- Assegurar a integridade estrutural e funcional de pavimentos de estradas cujos aterros serão construídos sobre solos moles;
- Racionalizar os custos associados à manutenção de pavimentos de estrada assentes em aterros construídos sobre solos moles.

### 1.2.2 Problema de pesquisa

A incompatibilidade das deformações experimentadas pelos aterros construídos sobre solos moles em relação às deformações admissíveis de pavimentos de estrada tem, por um lado, condicionado a integridade estrutural e funcional dos pavimentos e, por outro lado, onerado os custos associados à manutenção dos mesmos, pelo que, coloca-se a seguinte pergunta de pesquisa:

Como acelerar a consolidação de solos moles sobre os quais se constroem aterros de modo a reduzir os assentamentos em serviço?

### 1.2.3 Soluções alternativas

A consolidação de solos moles pode ser acelerada recorrendo, dentre várias técnicas, às que a seguir se apresentam:

- Drenos Verticais Pré-fabricados (Pre-fabricated Vertical Drains - PVD);
- Pré-carregamento por vácuo (*Vacuum preloading*);
- Colunas Flutuantes de Brita (*Stone Floating Columns*).

## 1.3 OBJECTIVOS

### 1.3.1 Geral

Analisar os assentamentos por consolidação e a estabilidade de aterros sobre solos moles.

### 1.3.2 Específicos

- Identificar parâmetros que caracterizam os solos moles;
- Descrever as técnicas de aceleração da consolidação adoptadas no troço compreendido entre o K64+527 e o K64+906 da EN200;
- Executar uma retroanálise do coeficiente de consolidação do solo de fundação adjacente ao troço compreendido entre o K64+527 e o K64+906 da EN200;
- Enfatizar a necessidade de monitoramento de aterros construídos em condições de incerteza;
- Avaliar a aplicabilidade e a eficiência da aceleração da consolidação por meio de colunas flutuantes no troço compreendido entre o K64+527 e o K64+906 da EN200;
- Analisar a estabilidade do aterro na hipótese de construção em uma etapa sobre uma fundação reforçada com colunas flutuantes;
- Comparar o desempenho entre a fundação dotada de drenos verticais e a fundação reforçada com colunas flutuantes;
- Estimar os custos associados ao reforço da fundação com colunas flutuantes;
- Identificar os impactos ambientais associados ao reforço da fundação com colunas flutuantes.

## 1.4 METODOLOGIA

Com vista a alcançar os objectivos ora traçados, foi adoptada a seguinte metodologia:

- Estudo de bibliografia sobre a caracterização de solos moles;
- Estudo de bibliografia sobre os assentamentos por consolidação primária de solos moles e de técnicas de aceleração dos mesmos;
- Análise do projecto detalhado do troço monitorado do aterro da EN200;
- Colheita de dados de medição dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais durante a construção do aterro;
- Entrevista a um dos engenheiros directamente envolvidos na construção da obra, a fim de obter esclarecimentos sobre a instrumentação;
- Análise dos dados do monitoramento recorrendo ao *Microsoft Excel* e avaliação da qualidade da estimativa do valor de campo do coeficiente de consolidação;
- Dimensionamento de colunas flutuantes de brita visando a aceleração da consolidação do solo de fundação adjacente ao aterro da EN200;
- Simulação do comportamento da fundação melhorada com colunas flutuantes de brita utilizando o *Plaxis 2D*;
- Consulta à empreiteiros sobre os preços unitários necessários à realização de trabalhos inerentes à solução envolvendo colunas flutuantes de brita e drenos verticais pré-fabricados;
- Estimativa dos custos de cada solução de melhoramento e identificação dos impactos ambientais associados;
- Análise crítica de cada solução sob o ponto de vista de desempenho, custos de execução e impactos ambientais.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS MOLES

#### 2.1.1 Introdução

A terminologia “solos moles” serve para designar, não só os depósitos de argila de alta plasticidade com elevado índice de vazios e alto teor em água no estado natural, mas também, para designar os solos orgânicos, os solos altamente sensíveis, as turfas de alta compressibilidade, etc.

Nesta secção, pretende-se caracterizar os solos moles a partir do conhecimento de algumas características das argilas.

#### 2.1.2 Partículas de argila

Segundo Peleman *et al.* (1987), os solos que contêm grandes quantidades de partículas de silte e argila são os mais problemáticos para o engenheiro.

Outrossim, Fernandes (1994) defende que a combinação entre as reduzidíssimas dimensões dos grãos das partículas de argila, a sua forma de lâminas e a sua composição mineralógica (silicatos hidratados de alumina), contribui para a formação de um material cujo comportamento é governado por forças de superfície<sup>1</sup>.

Peleman *et al.* (1987) defendem que tal combinação contribui igualmente para a formação de um material que é compressível e plástico, sendo a plasticidade<sup>2</sup>, segundo Craig & Knappett (2012), uma característica que depende do teor em água do solo. Tal dependência foi enfatizada por Fernandes (1994), referindo que, se o teor em água do solo for elevado, o equilíbrio entre as forças eléctricas de superfície ocorrerá para distâncias consideráveis entre as partículas, originando um solo com baixa consistência e elevada porosidade, logo, com elevado índice de vazios.

---

<sup>1</sup> Aquelas que se manifestam entre as moléculas dispostas na superfície das partículas e a água dos poros do solo (FERNANDES, 1994).

<sup>2</sup> Capacidade de o solo se deixar moldar quando misturado com água (CRAIG & KNAPPETT, 2012).

### 2.1.3 Limites de consistência

Os limites de consistência ou de Atterberg, são parâmetros que traduzem a dependência do comportamento do solo (fino) em relação ao seu teor em água (FERNANDES, 1994).

Segundo Craig & Knappett (2012), o solo pode existir no estado líquido, plástico, semissólido ou sólido, conforme a magnitude do seu teor em água natural relativamente aos limites de consistência, nomeadamente: o limite de liquidez ( $w_L$ ), o limite de plasticidade ( $w_P$ ) e o limite de retracção ( $w_C$ ), tal como ilustrado na Figura 2-1.

Portanto, dependendo do seu estado, o solo exibirá diferentes comportamentos, os quais são indicados na Figura 2-1.

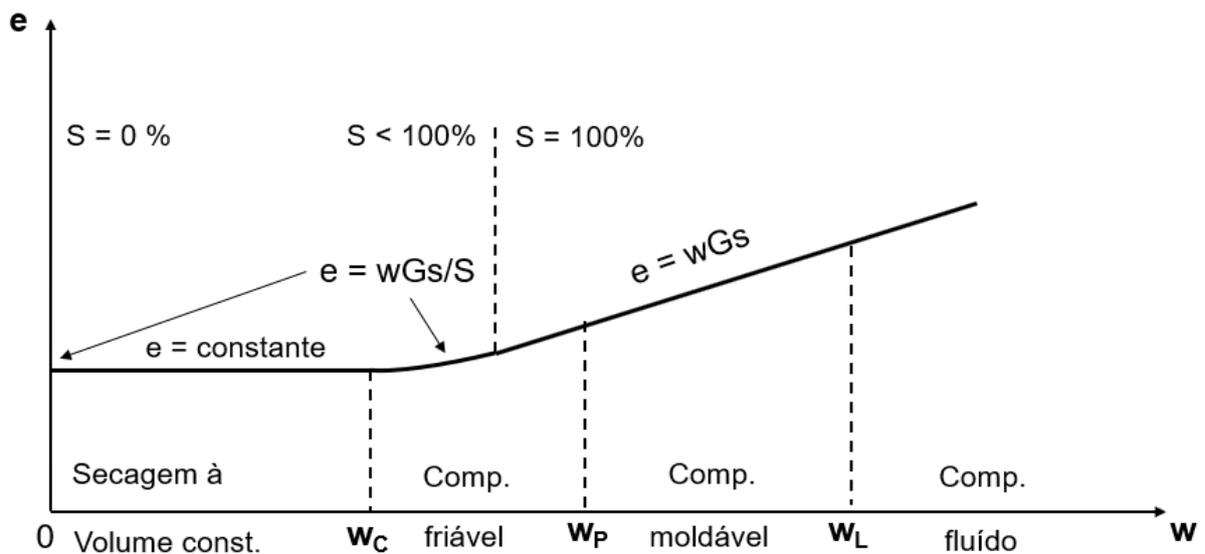


Figura 2-1 - limites de consistência.

Fonte: adaptado de FERNANDES (1994).

Como se pode observar na Figura 2-1, se por um lado o teor em água do solo natural for maior que o seu limite de liquidez, o solo comportar-se-á como um fluído, pois, a distância entre as suas partículas será de tal magnitude que as forças de atracção entre as mesmas se tornam negligenciáveis.

Por outro lado, observa-se que o solo será tanto mais compressível quanto maior o seu limite de liquidez.

A consistência do solo pode ser relacionada com os parâmetros indicados na Tabela 2-1.

**Tabela 2-1 - consistência de solos argilosos.**

Argila	$I_c^3$	$N_{SPT}^4$	$q_u^5$ (kN/m <sup>2</sup> )
Muito mole	0.00 - 0.25	0 - 2	< 25
Mole	0.25 - 0.50	2 - 4	25 - 50
Média	0.50 - 0.75	4 - 8	50 - 100
Dura	> 0.75	8 - 15	100 - 200
Muito dura	> 0.75	15 - 30	200 - 400
Rija	> 0.75	30 - 60	> 400

#### 2.1.4 Breve caracterização de argilas moles

Conforme se pode observar na Tabela 2-1, as argilas moles são aquelas que apresentam um índice de consistência inferior à 0.50, uma resistência à compressão não limitada inferior à 50 kPa, ou uma resistência à penetração inferior à 4 pancadas.

Segundo Terzaghi *et al.* (1996), em geral, as argilas moles apresentam uma condutividade hidráulica na direcção vertical,  $k_{v0}$ , da ordem dos  $10^{-9}$  m/s no seu estado natural e, em argilas moles de origem marinha, a razão  $k_{h0}/k_{v0}$  raramente excede 1.5 e frequentemente é próxima de 1.0.

A Tabela 2-2 contempla os valores típicos de algumas grandezas que permitem descrever o estado físico das argilas moles, sugeridos por Das (2007), que sugere os seguintes valores para o coeficiente de Poisson ( $\mu_s$ ) e o módulo de deformabilidade ( $E_s$ ), respectivamente: 0.15 – 0.25 e 1800 kN/m<sup>2</sup> – 3500 kN/m<sup>2</sup>.

**Tabela 2-2 - valores típicos de alguns índices físicos de argilas moles no estado natural.**

Solo	Índice de vazios, e [-]	Teor em água do solo saturado, $w_{sat}$ [%]	Peso volúmico seco, $\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Argila mole	0.9 - 1.4	30 - 50	11.5 - 14.5
Loess	0.9	25	13.5
Argila orgânica mole	2.5 - 3.2	90 - 120	6 - 8

<sup>3</sup> Índice de consistência  $I_c = \frac{w-w_L}{w_L-w_P}$  (FERNANDES, 1994).

<sup>4</sup> Número de pancadas num ensaio SPT (COELHO, 1996).

<sup>5</sup> Resistência à compressão não limitada (TERZAGHI et al., 1996).

## 2.2 ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO PRIMÁRIA

### 2.2.1 Introdução

Como se viu em 2.1.4, as argilas moles possuem um elevado volume de vazios que é traduzido por um elevado índice de vazios, o que resulta num potencial para grandes variações de volume, dependendo da variação da tensão efectiva.

No que respeita aos assentamentos por consolidação, colocam-se duas questões principais, nomeadamente: quanto? e quando?

### 2.2.2 Magnitude dos assentamentos por consolidação primária

Segundo Terzaghi *et al.* (1996), quando um solo saturado e de baixa permeabilidade é carregado, o acréscimo de tensão é instantaneamente absorvido pela água dos poros do solo e, à medida em que água é expulsada dos poros, o mesmo é gradualmente transferido para o esqueleto sólido, registando-se um aumento da tensão efectiva e uma redução do volume do solo. Este processo designa-se por consolidação.

Assim, o assentamento por consolidação primária é o deslocamento vertical da superfície do terreno, correspondente à redução do volume em qualquer estágio do processo de consolidação.

Da teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi, sabe-se que o assentamento de uma camada de solo de espessura “H” é dado por:

$$s_{oed} = \int_0^H m_v \Delta\sigma' dz \quad \text{Equação 2-1}$$

Sendo:

$s_{oed}$  – assentamento por consolidação primária [m];

$m_v$  – coeficiente de compressibilidade volumétrico [ $\text{kPa}^{-1}$ ];

$\Delta\sigma'$  – acréscimo de tensão efectiva [kPa];

H – espessura da camada [m].

### 2.2.3 Tempo e taxa de consolidação

Além da magnitude dos assentamentos por consolidação primária, interessa saber quanto tempo é que os mesmos levam a ocorrer e, segundo Peck & Terzaghi citados por Coelho (1996), tal tempo depende apenas da permeabilidade da argila, ora, como se viu em 2.1.4, a permeabilidade das argilas é extremamente baixa, o que em alguns casos representa um grande inconveniente para o ritmo da construção.

Segundo (Terzaghi et al., 1996) a taxa de consolidação, por seu turno, depende do comprimento e das condições de drenagem nas fronteiras do estrato argiloso.

Da teoria de consolidação, sabe-se que o tempo de consolidação para drenagem vertical e horizontal pode ser obtido através das equações 2-2 e 2-3, respectivamente.

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \quad \text{Equação 2-2}$$

$$T_h = \frac{c_h t}{4R^2} \quad \text{Equação 2-3}$$

Sendo:

t – tempo de consolidação [s];

$T_v$  e  $T_h$  – factor tempo para drenagem vertical e horizontal, respectivamente [-];

$H_{dr}$  – comprimento de drenagem [m];

$c_v$  e  $c_h$  – coeficiente de consolidação vertical e horizontal, respectivamente [ $m^2/s$ ];

R - raio dum cilindro coaxial à um dreno vertical [m].

No caso dum aterro de estrada a construir sobre solos moles, o conhecimento do tempo de consolidação associado ao mesmo permitirá ao engenheiro prever o instante a partir do qual já se pode começar a construir o pavimento da estrada, evitando, deste modo, que o mesmo sofra deformações excessivas durante a fase de serviço.

Para mais detalhes sobre a drenagem horizontal ou radial, consulte-se Craig & Knappett (pp.136 - 138, 2012).

## 2.3 TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

### 2.3.1 Introdução

Como consequência da baixa permeabilidade dos solos moles, os assentamentos por consolidação são diferidos no tempo, podendo este facto culminar com a dilatação dos prazos de obra e, conseqüentemente, com o aumento de custos, daí a necessidade de acelerar a consolidação dos mesmos.

A seguir, são apresentadas de forma breve as seguintes técnicas de aceleração da consolidação de solos moles: drenos verticais pré-fabricados, pré-carregamento por vácuo e colunas de brita. Esquemas ilustrativos são apresentados no Anexo 1.

### 2.3.2 Drenos verticais pré-fabricados

Os drenos verticais são materiais de elevada permeabilidade que, quando introduzidos em solos de baixa permeabilidade, passam a constituir fronteiras drenantes para os mesmos. Tais drenos podem ser de material granular ou de geossintético (FERNANDES, 1994).

Neste contexto, Cardoso (2013) descreve os drenos verticais pré-fabricados como sendo geodrenos constituídos por um núcleo de PEAD revestido por um filtro geotêxtil, e, segundo Hansbo (1981), tais drenos apresentam, comumente, uma largura de 95 a 100mm e uma espessura de 3 a 6mm.

Para Craig & Knappett (2012), a instalação de geodrenos induz uma consolidação devida à drenagem radial horizontal, resultando numa rápida dissipação do excesso de pressão intersticial e, conseqüentemente, num assentamento mais rápido, porém, teoricamente igual ao que ocorreria sem a introdução dos geodrenos, pois, segundo Espinoza *et al.* (2020), os geodrenos só reduzem o percurso de drenagem.

No que respeita à água colectada pelos drenos, Cardoso (2013) descreve que a mesma é conduzida para o exterior da camada argilosa, sendo recolhida através dum colchão drenante construído à superfície e ao qual o sistema de drenos é ligado, porém, Fernandes (1994) defende que tal colchão só é necessário para os casos em que a camada argilosa aflora à superfície.

### 2.3.3 Pré-carregamento por vácuo

Como se viu em 2.2.1, as variações de volume a que os solos estão sujeitos dependem da variação das tensões efectivas. Tal variação pode ser causada não só pelo carregamento derivado da construção dum aterro, mas também pela redução das pressões intersticiais da massa do solo.

Assim, Kjellman (1952) citado por Dam *et al.* (2006), propôs a utilização da pressão atmosférica como sobrecarga temporária, sugerindo a aplicação de pressões negativas através de bombas de vácuo à uma massa de solo isolada, reduzindo, deste modo, as pressões intersticiais e, conseqüentemente, aumentando as tensões efectivas sem, no entanto, alterar as tensões totais.

Segundo Lopes (2017), embora existam diferentes técnicas de materialização da aceleração da consolidação por vácuo, todas partilham o mesmo princípio teórico e mecânico proposto por Kjellman (1952) e, para Khan (2010), o método inicialmente proposto por Kjellman consiste em impermeabilizar a superfície do solo a tratar através da colocação de uma membrana, enterrando as suas extremidades abaixo do nível da água na camada de argila e, de seguida, ligar a membrana à uma bomba de vácuo responsável por sugar a água e o ar existentes no solo.

Com vista a validar a sua teoria e a possibilitar a aplicação prática da mesma, Kjellman, através do *Swedish Geotechnical Institute*, conduziu uma série de quatro (4) experiências que, possibilitaram a introdução de algumas melhorias ao método inicialmente proposto. Para mais detalhes consulte-se Khan (2010) e Lopes (2017).

Contudo, para (Khan, 2010), esta técnica de aceleração da consolidação pressupõe a instalação prévia de drenos verticais, através dos quais se aplica a pressão de vácuo, gerando um aumento isotrópico de tensões efectivas na massa do solo, por isso, Liu *et al.* (2017) defendem que a carga de vácuo pode ser rapidamente aplicada numa única fase, sem que ocorra instabilidade, entretanto, Mesri & Khan (2011) alertam para a necessidade de o aterro (definitivo ou temporário) ser construído em fases, a fim de evitar que ocorram deformações excessivas não drenadas e rotura do solo de fundação.

### 2.3.4 Colunas de brita

Uma alternativa à aceleração da consolidação de solos moles através da instalação de geodrenos é a instalação de colunas de brita, atravessando completamente ou não a camada compressível.

Segundo Bouassida (2011), a instalação de colunas de brita visa não só acelerar a consolidação de solos moles, como também aumentar a sua capacidade de carga e reduzir os assentamentos, viabilizando a construção de grandes aterros de estrada.

Para Barksdale & Bachus (1983), esta técnica implica a substituição de cerca de 15 a 35% do volume do solo mole por brita, originando um material compósito de menor compressibilidade e maior resistência ao corte que o solo não melhorado.

Tal percentagem de substituição, também designada razão de substituição, resulta da divisão entre a área total das colunas e a área carregada da fundação e, segundo Bouassida (2011), a sua sobrestimação pode ser evitada combinando as verificações da capacidade de carga e dos assentamentos, o que pode representar uma redução significativa dos custos associados ao reforço da fundação por colunas de brita.

Geralmente, as fundações reforçadas por colunas de brita são dimensionadas para cargas entre 200 e 500kN (BARKSDALE & BACHUS, 1983) e, devido à sua maior rigidez comparativamente ao solo circundante, verifica-se uma maior concentração de tensões nas colunas (AFSHAR & GHAZAVI, 2014; PRIEBE, 1995), pelo que, o assentamento do solo circundante às colunas é substancialmente reduzido.

A construção de colunas de brita é feita pelo método de vibro-substituição por via húmida ou seca e, segundo Assunção (2010), há uma maior tendência de se optar pela via seca, já que a via húmida demanda elevadas quantidades de água ( da ordem dos 5 l/s) e propicia a formação de uma pasta líquida que impermeabiliza os solos.

Finalmente, importa referir que, segundo Barksdale & Bachus (1983), a construção de colunas de brita implica a construção prévia de uma camada de material granular de 0.30 a 1.00 m de espessura, visando facilitar o movimento de máquinas em obra, melhorar a eficiência das colunas e colectar a água proveniente das colunas.

## 2.4 PRINCIPAIS MODOS DE ROTURA DE ATERRS SOBRE SOLOS MOLES

### 2.4.1 Introdução

Do exposto na Tabela 2-1, é evidente que os solos moles apresentam baixa resistência ao corte que, associada à sua baixa permeabilidade, pode condicionar a construção rápida e segura de aterros altos, pois, a sua resposta ao carregamento ocorre em condições não drenadas ( $\phi_u=0^\circ$ ).

Assim, segue-se a apresentação dos principais modos de rotura que governam o problema da estabilidade de aterros reforçados ou não, sobre solos moles, nomeadamente: rotura da fundação e rotura global.

### 2.4.2 Rotura da fundação

Segundo Almeida & Marques (2010), a rotura da fundação do aterro é um problema de capacidade de carga, por isso, para a estabilidade, o aterro participa apenas como carregamento, ignorando-se, portanto, a sua resistência.

A análise de estabilidade é feita com base no cálculo da altura crítica e, com base na aplicação dum factor de segurança maior do que 1.5, obtem-se a altura admissível, que não deve ser inferior a altura do aterro. Caso contrário, deve-se optar pela construção em etapas ou por um aterro reforçado (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

$$h_{cr} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma_{at}} \quad \text{Equação 2-4}$$

Onde  $N_c$  é o factor de capacidade de carga,  $c_u$  é a resistência não drenada do solo da fundação e  $\gamma_{at}$  é o peso volúmico do aterro.

$$h_{adm} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma_{at} \cdot FS} \quad \text{Equação 2-5}$$

Com  $FS > 1.5$ , aceitando-se valores não inferiores a 1.3 no caso de análise de estabilidade de aterros construídos em etapas, devidamente instrumentados e monitorados e sem que haja vizinhos próximos (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

### 2.4.3 Rotura global

De acordo com Almeida & Marques (2010), a análise da estabilidade de aterros sobre solos moles tem sido feita recorrendo à métodos de fatias (Bishop, Spencer, Janbu, etc.), mas, não há garantia de que tais métodos proporcionem o menor valor de factor de segurança.

Para Craig & Knappett (2012), o método das fatias assume que a potencial superfície de rotura é circular com centro em “O” e raio “r”. A massa de solo acima da potencial superfície de rotura AC é dividida por planos verticais numa série de fatias com largura “b”, como se mostra na Figura 2-2. Assume-se que a base de cada fatia é rectilínea.

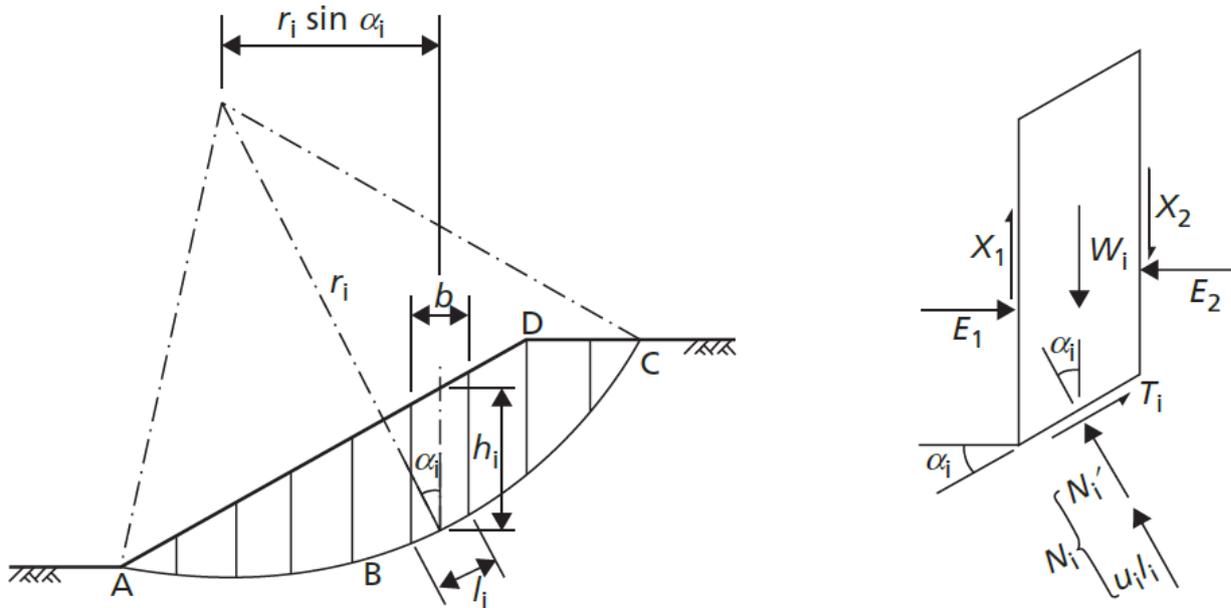


Figura 2-2 - método das fatias e diagrama de corpo livre de uma fatia

Fonte: Craig & Knappett (2012).

O factor de segurança é definido pela razão entre a resistência ao corte disponível ( $\tau_f$ ) e a resistência ao corte que deve ser mobilizada ( $\tau_{mob}$ ) para manter a condição de equilíbrio limite ao longo da superfície de rotura, assumindo-se um mesmo factor de segurança para cada fatia.

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad \text{Equação 2-6}$$

Consulte-se Barnes (2010) e Craig & Knappett (2012) para mais detalhes.

### 3 ESTUDO DE CASO

#### 3.1 DESCRIÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

##### 3.1.1 Introdução

A presente secção aborda uma breve descrição da área em estudo escolhida para este trabalho. A descrição baseia-se em informações contidas no projecto detalhado da mesma área e que o autor teve acesso.

##### 3.1.2 Enquadramento geral

O aterro da área em estudo está localizado na baixa do rio Maputo, em Salamanga. Esta área desenvolve-se entre o K64+527 e o K64+906 da EN200, servindo a uma via que se estende desde a costa sul da baía de Maputo até à Ponta do Ouro, passando por Salamanga através da EN200, tal como ilustrado na Figura 3-1.

A área em estudo tem um comprimento total de 379m e está sobre uma planície aluvionar constituída por depósitos de solos moles com espessuras superiores a 30m, tal como ocorre noutras áreas localizadas entre o K62+000 e o K65+600 do mesmo alinhamento.



Figura 3-1 - localização da área em estudo.

Fonte: adaptado do mapa rodoviário da ANE.

### 3.1.3 Perfil geotécnico

A investigação geotécnica consistiu na realização dos seguintes ensaios: CPT, SPT, granulometria, limites de consistência, edométrico, triaxial e corte directo, resultando na composição do perfil geológico-geotécnico genericamente ilustrado na Figura 3-2 e particularizado na Tabela 3-1. Para mais detalhes consulte-se o Anexo 2.

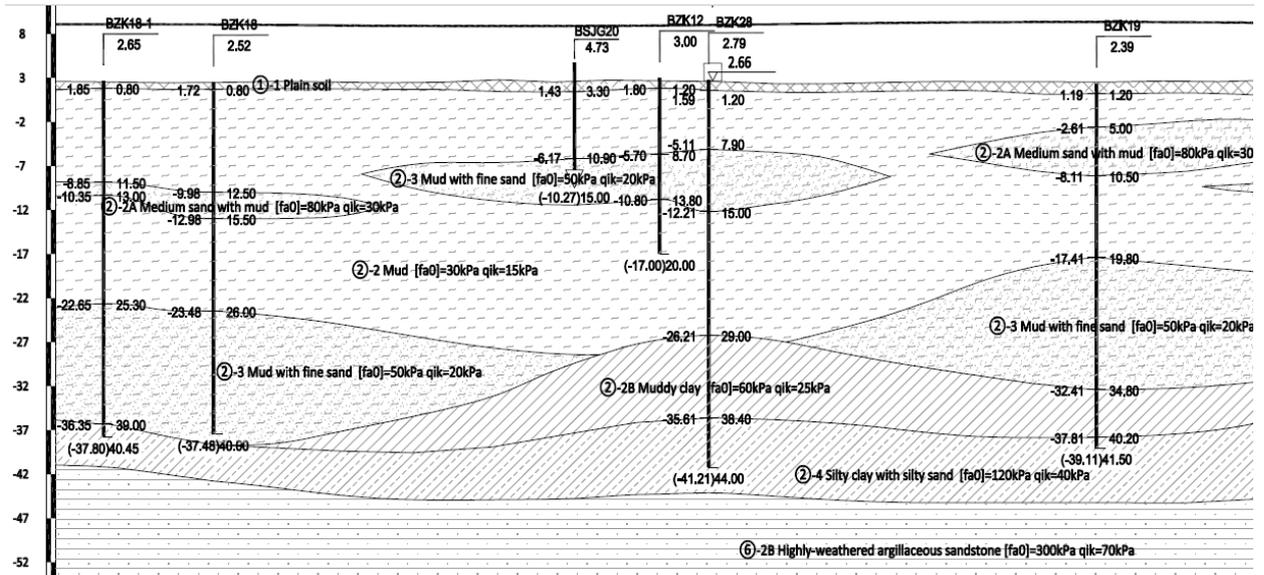


Figura 3-2 - perfil geológico-geotécnico da área em estudo.

Tabela 3-1 - alguns resultados da investigação geotécnica com base nos furos de sondagem BZK19 (K64+670) e BZK13 (K64+868.60).

Camada	Solo	Subcamada	Espessura da camada (m)	Espessura da subcamada (m)	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$ (-)	$m_v$ (MPa <sup>-1</sup> )
2-2	Lama	1	3.8	1.900	12	14	14.6	2.298	0.49
		2		1.900				3.412	1.85
2-2A	Areia média com lama	3	5.5	2.750	12	13.4	14.5	3.412	1.85
		4		2.750				2.487	0.48
2-2	Lama	5	9.3	2.325	12	14	14.2	2.547	0.48
		6		2.325				2.607	0.39
		7		2.325				2.619	0.75
		8		2.325				2.619	0.05
2-3	Lama com areia fina	9	15.0	3.750	17	22.4	16.1	0.722	0.05
		10		3.750				2.165	0.45
		11		3.750				1.852	0.30
		12		3.750				1.645	0.33
2-2B	Argila lamacenta	13	5.4	1.800	17.9	17.8	18.3	0.948	0.33
		14		1.800				0.946	0.17
		15		1.800				0.949	0.29

Com base nas informações contidas na Tabela 3-1 e na Tabela 3-2, comprova-se a existência de um depósito de solos moles adjacente à área em estudo, daí o motivo de um tratamento prévio de modo a viabilizar a construção do aterro.

**Tabela 3-2 - caracterização geral dos solos da área de estudo.**

Parâmetro	Valor		
	Mínimo	Médio	Máximo
Teor em água, $w$ [%]	27.20	85.25	114.00
Índice de vazios, $e_0$ [-]	0.72	2.43	3.41
Peso volúmico seco, $\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	6.47	8.23	14.70
Limite de liquidez, $w_L$ [%]	67.20	78.81	90.70
Limite de plasticidade, $w_P$ [%]	36.70	44.24	50.20
Índice de plasticidade, $IP$ [%]	27.10	34.57	42.60
Índice de compressibilidade, $C_c$ [-]	0.056	0.663	1.864
Índice de recompressibilidade, $C_r$ [-]	0.008	0.073	0.304
Coeficiente de permeabilidade na direcção vertical, $k_v$ [m/s]	1.07E-09	7.37E-09	1.36E-08
Coeficiente de consolidação na direcção vertical, $c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	1.00E-09	5.20E-08	3.51E-07
Coeficiente de consolidação na direcção horizontal, $c_h$ [m <sup>2</sup> /s]	2.30E-09	7.95E-08	3.01E-07
Resistência a compressão não limitada, $q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	19.00	29.60	43.00
Ângulo de atrito interno, $\phi$ [°]	7.90	16.96	35.00
Coesão, $c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2.10	12.87	26.90
Teor em matéria orgânica, $O$ [%]	7.4	11.53	15

### 3.1.4 Técnica de aceleração da consolidação adoptada

Com vista a viabilizar a construção do aterro, optou-se pela instalação de drenos verticais pré-fabricados do tipo SPB – C e pela construção faseada de um aterro com bermas de equilíbrio.

A construção de bermas de equilíbrio justificou-se pelo facto de, em algumas secções, as camadas superiores da fundação (até aos 4m de profundidade) apresentarem baixa resistência ao corte, com valores de coesão entre 5 e 10kPa e de ângulo de atrito interno entre 9 e 24°.

Segundo Jakobson (1948), a construção de bermas de equilíbrio não implica um aumento directo na resistência ao corte do solo, mas sim, uma redução das tensões de corte, aumentando, deste modo, o factor de segurança em relação à rotura global.



## 3.2 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS DO MONITORAMENTO

### 3.2.1 Assentamento vs. Tempo

A medição dos assentamentos apresentados na Tabela 3-3 justificou-se pela necessidade de garantir que, a duração de cada etapa de carregamento fosse suficiente para promover um ganho de resistência do solo da fundação compatível com a etapa seguinte.

Os dados disponíveis são referentes à medição dos assentamentos na base do aterro durante o período de 8 de Novembro de 2016 a 27 de Agosto de 2017.

**Tabela 3-3 - medição dos assentamentos durante a construção.**

Altura do aterro (m)	Tempo transcorrido (d)	Assentamento (mm)		
		Centro	Esquerda	Direita
3.3	0	0.0	0.0	0.0
	4	24.0	24.6	22.3
	11	62.2	59.6	54.3
	18	88.1	85.7	76.5
3.6	25	121.1	120.0	103.9
3.9	32	168.9	163.0	145.3
4.2	39	215.5	206.0	185.3
	46	267.0	254.0	229.1
	53	304.0	289.3	258.3
	60	363.3	348.6	309.9
	67	395.0	379.3	335.1
	74	431.1	417.1	366.8
	81	441.1	426.1	374.8
	88	476.1	461.1	405.8
	95	503.1	488.1	427.8
	102	516.1	501.1	438.0
4.5	109	586.4	571.3	503.8
	116	576.8	560.1	480.4
	123	598.7	581.7	501.9
4.8	130	619.7	602.6	520.4
	137	646.2	633.3	545.0
5.3	200	902.9	873.6	778.6
	228	976.0	945.6	844.9
	264	1057.0	1026.8	919.7
	292	1108.2	1077.9	964.4
	585	1341.5	1311.2	1195.5



### 3.3 ANÁLISE DE RESULTADOS DO MONITORAMENTO

#### 3.3.1 Retroanálise do valor de campo do coeficiente de consolidação

Os resultados apresentados em 3.2.1 serviram para avaliar o desempenho da obra, permitindo verificar se as suposições feitas na fase de projecto se cumpriam no campo. De facto, a estimativa do coeficiente de consolidação é feita com base no ensaio edométrico que, sendo um ensaio laboratorial, é susceptível de conduzir à uma má previsão do comportamento da obra em termos de taxa de consolidação, já que as amostras podem não ser representativas e/ou estar perturbadas.

Neste contexto, esta secção contempla o cálculo do valor de campo do coeficiente de consolidação pelo método de Asaoka (1978) que, é baseado em assentamentos observados em campo.

1º Passo: traçado da curva de assentamento *versus* tempo.

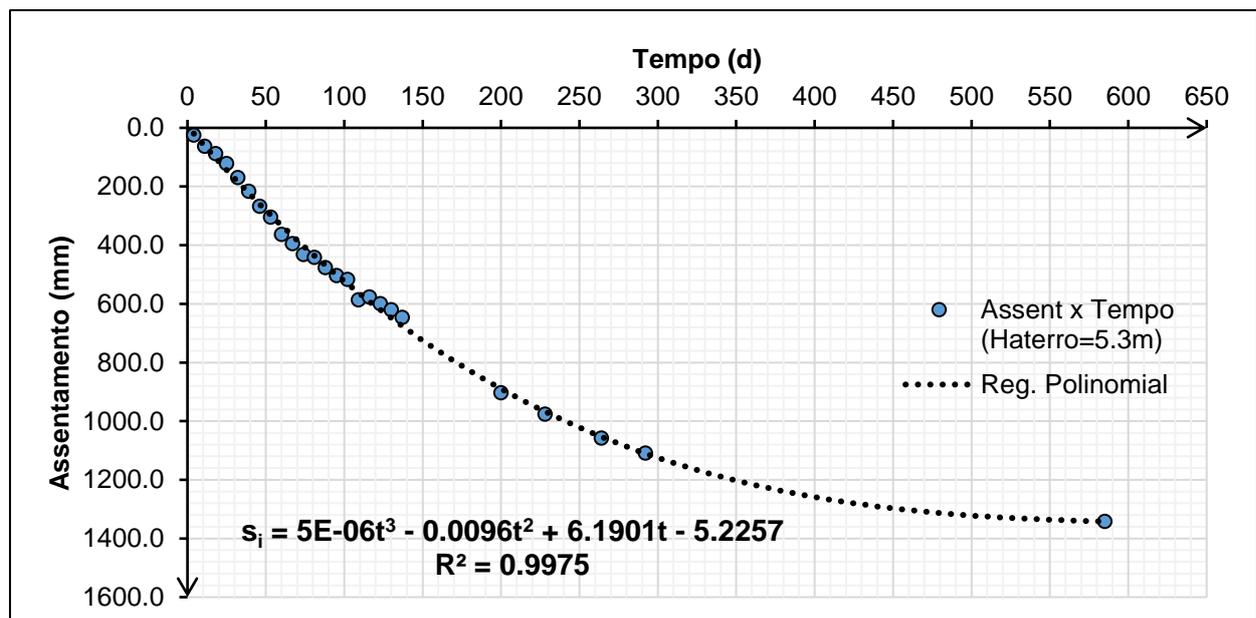


Gráfico 3-2 - regressão polinomial dos assentamentos no centro da base do aterro ao longo do tempo.

2º Passo: escolha de um intervalo de tempo  $\Delta t$  constante.

Seja  $\Delta t = 30$  dias (recomenda-se que esteja entre 30 e 90 dias e que existam, no mínimo, três intervalos para a estimativa de assentamentos e dos valores de campo do  $c_v$  e  $c_h$ ).

3º Passo: traçado do gráfico  $s_i \times s_{i-1}$  com base nos valores de assentamento igualmente espaçados de  $\Delta t$ .

Tabela 3-4 - valores de assentamento igualmente espaçados de  $\Delta t$ .

$t_i$ (dias)	$s_i$ (mm)	$s_i$ (mm)	$s_{i-1}$ (mm)
0	0	172	0
30	172	333	172
60	333	478	333
90	478	608	478
120	608	724	608
150	724	827	724
180	827	918	827
210	918	997	918
240	997	1065	997
270	1065	1123	1065
300	1123	1172	1123
330	1172	1212	1172
360	1212	1245	1212
390	1245	1272	1245
420	1272	1292	1272
450	1292	1307	1292
480	1307	1318	1307
510	1318	1325	1318
540	1325	1330	1325
570	1330	1333	1330
600	1333		

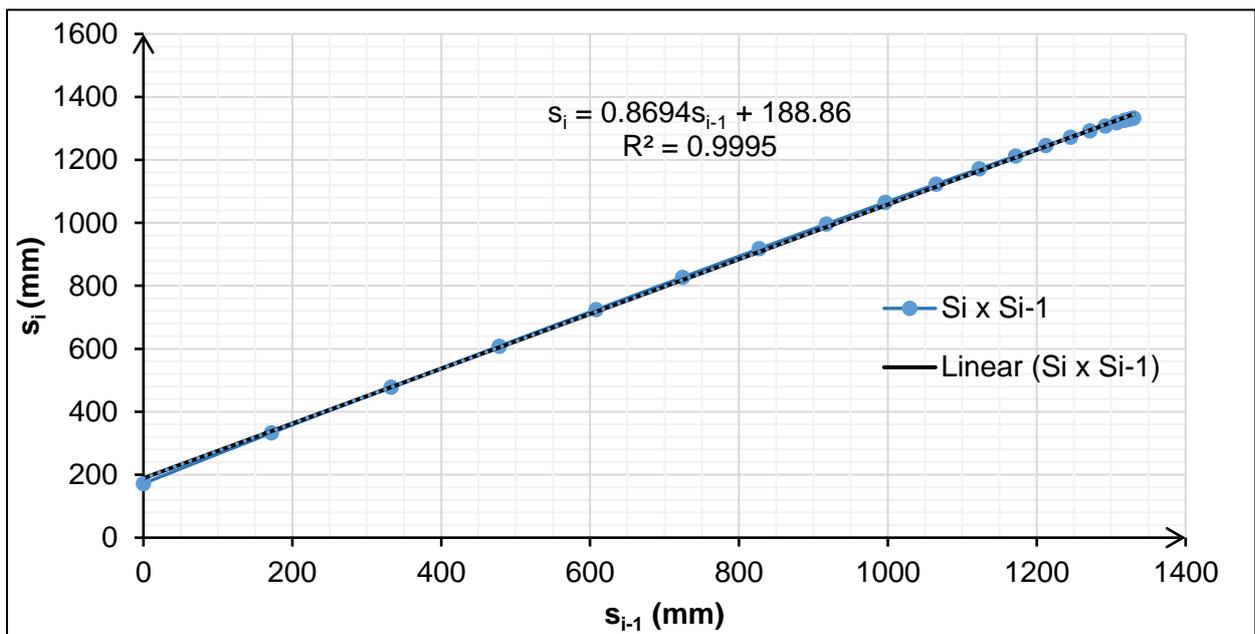


Gráfico 3-3 - regressão linear da recta  $s_i \times s_{i-1}$ .

Do Gráfico 3-3, obtem-se o valor de  $\beta_1$  igual a 0.8694 que, corresponde ao declive da recta  $S_i \times S_{i-1}$ .

4º Passo: cálculo do coeficiente de consolidação para drenagem puramente radial.

$$c_h = -\frac{d_e^2 \cdot F_{(n)}}{8} \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \text{Equação 3-1}$$

Onde:

$c_h$  – coeficiente de consolidação horizontal [ $m^2/s$ ];

$d_e$  – diâmetro de influência de um dreno [ $m$ ], obtido pela Equação 3-2 baseada na Figura 3-5;

$F_{(n)}$  – função da densidade de drenos [-], obtido pela Equação 3-3.

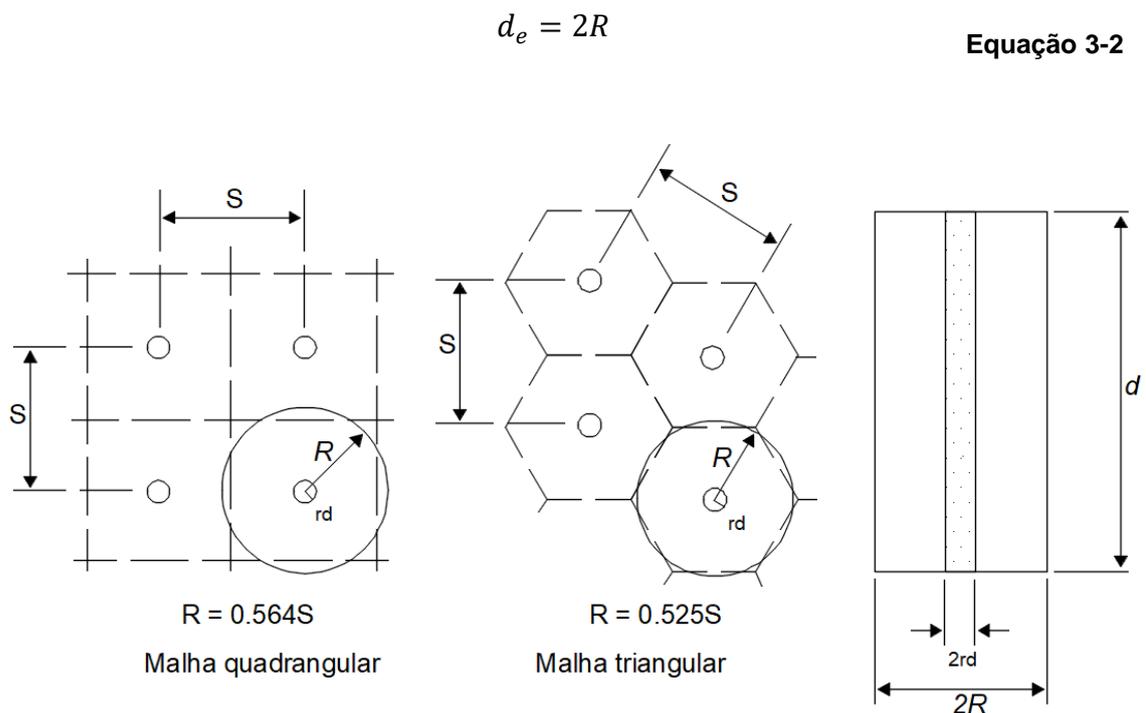


Figura 3-5 - parâmetros geométricos de drenos verticais cilíndricos.

Fonte: adaptado de Craig & Knappett (2012).

$$F_{(n)} \cong \ln(n) - 0.75 \quad \text{Equação 3-3}$$

Sendo:

$$n = \frac{d_e}{d_w} \text{ ou } n = \frac{R}{r_d} \quad \text{Equação 3-4}$$

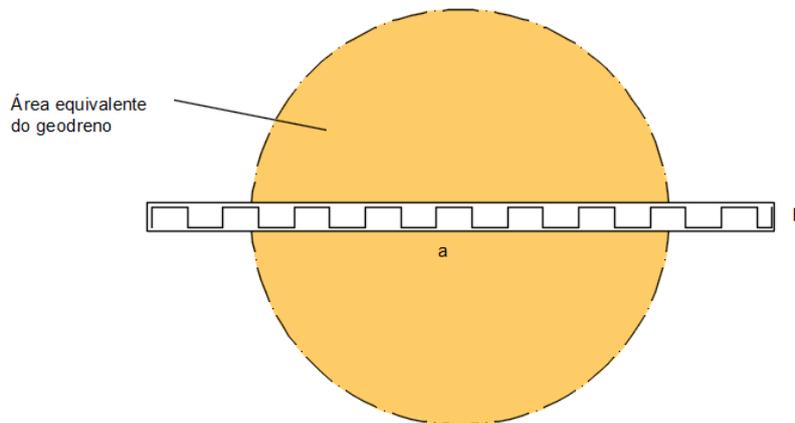
Onde:

$d_w$  – diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com secção rectangular [m].

No caso de um geodreno com secção rectangular, “ $d_w$ ” é dado por:

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad \text{Equação 3-5}$$

Onde “ $a$ ” e “ $b$ ” são dimensões da secção transversal do geodreno, tal como indicado na Figura 3-6.



**Figura 3-6 - secção transversal dum geodreno e sua área equivalente.**

Fonte: adaptado de Almeida & Marques (2010).

No caso em estudo, os geodrenos adoptados (do tipo SPB – C) têm as seguintes dimensões:  $a = 100\text{mm}$  e  $b = 4.5\text{mm}$ .

Assim, aplicando a Equação 3-5, obtem-se um diâmetro equivalente do geodreno igual a  $0.0665\text{m}$ .

No caso em estudo, os geodrenos foram instalados segundo uma malha triangular, sendo espaçados de 1.20m na zona do aterro principal e de 1.50m na zona das bermas de equilíbrio.

Assim, aplicando a Equação 2-2 para a zona do aterro principal, obtém-se:

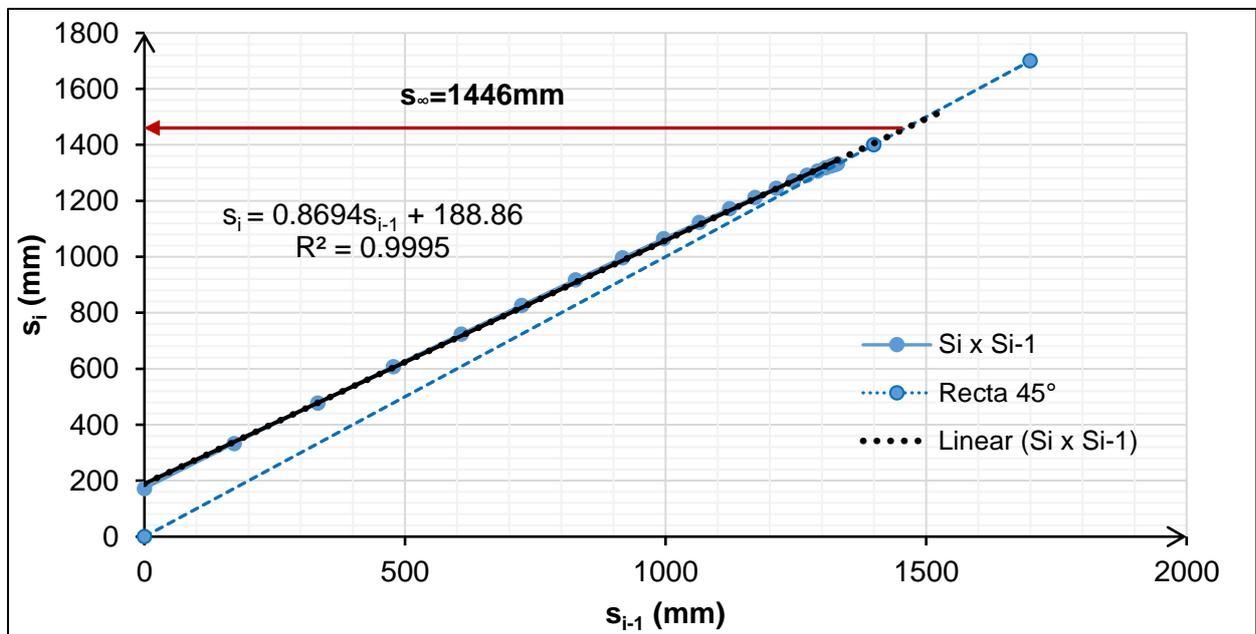
$$d_e = 2R \rightarrow d_e = 2 \cdot 0.525 \cdot 1.20 = 1.26m.$$

$$\text{Da Equação 3-4 e Equação 3-3, } n = \frac{1.26}{0.0665} = 18.95 \rightarrow F_{(n)} = \ln(18.95) - 0.75 = 2.94.$$

Logo, substituindo na Equação 3-1, obtém-se:

$$c_h = -\frac{(1.26)^2 \cdot 2.94 \cdot \ln(0.8694)}{8 \cdot 30} = \frac{0.002029m^2}{dia} = 2.35 \times 10^{-8} m^2/s$$

Além do coeficiente de consolidação, o método de Asaoka permite obter o assentamento final “s<sub>100</sub> ou s<sub>∞</sub>” correspondente a uma determinada etapa de carregamento, bastando, para tal, efectuar a leitura da ordenada do ponto de intersecção entre a recta s<sub>i</sub> x s<sub>i-1</sub> e a recta y = x (recta de 45°).



**Gráfico 3-4 - determinação gráfica do assentamento final correspondente a um aterro com altura H = 5.3m.**

Do Gráfico 3-4, observa-se que, o assentamento expectável no final da consolidação da fundação sob um aterro de 5.3m de altura é de 1446mm.

O valor de  $c_h$  obtido deve reflectir o desempenho da obra, ou seja, deve conduzir à uma relação teórica assentamento *versus* tempo aproximadamente igual àquela que se verificou em campo, pelo que, fez-se uma verificação considerando o instante  $t = 292$  dias.

Assim, para  $c_h = 0.002029 \text{ m}^2/\text{dia}$ ,  $t = 292$  dias e  $R = 1.26/2 = 0.63 \text{ m}$ , a Equação 2-2 conduz a um factor tempo para a drenagem radial  $T_r = 0.373$ .

Com  $T_r = 0.373$  e  $n = 18.95$ , o ábaco ilustrado na Figura 3-7 conduz a um grau de consolidação médio para drenagem radial  $U_r = 0.75$ .

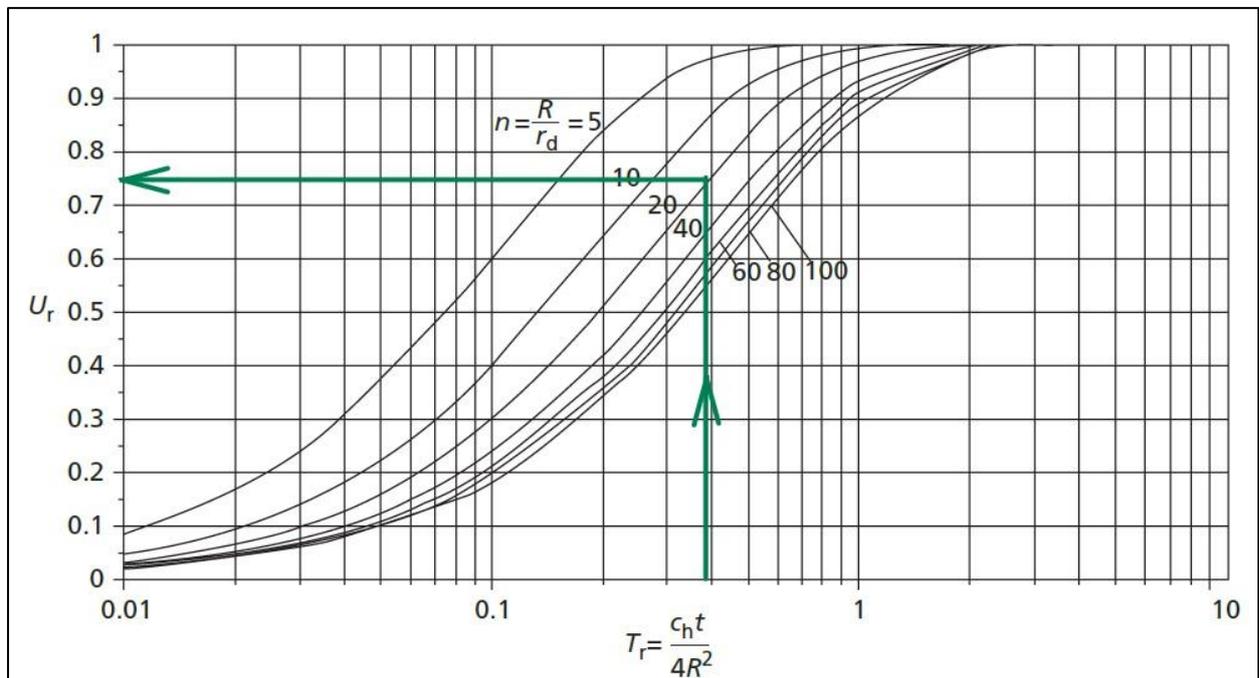


Figura 3-7 - determinação do grau de consolidação médio para drenagem radial.

Fonte: adaptado de Craig & Knappett (2012).

Em alternativa ao ábaco apresentado na Figura 3-7, o grau de consolidação médio pode ser calculado pela expressão analítica proposta por Barron *apud* Hansbo (1981) e que é apresentada na Equação 3-6.

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8T_r}{F(n)}} \quad \text{Equação 3-6}$$

Aplicando a Equação 3-6 para outros instantes em que os assentamentos foram observados, obteve-se os respectivos graus de consolidação médio e, calculou-se os assentamentos correspondentes e que são apresentados na Tabela 3-5.

**Tabela 3-5 - determinação dos assentamentos pelo método de Asaoka.**

<b>Altura do aterro (m)</b>	<b>Tempo transcorrido (d)</b>	<b><math>T_r</math> (-)</b>	<b><math>U_r</math> (%)</b>	<b><math>S_{Asaoka}</math> (mm)</b>	<b>Sobrevisto (mm)</b>	<b>Erro relativo (%)</b>
3.3	0	0.000	0.00	0	0	0.00
	4	0.005	1.85	27	24	11.39
	11	0.014	5.00	72	62	16.29
	18	0.023	8.05	116	88	32.20
3.6	25	0.032	11.01	159	121	31.44
3.9	32	0.041	13.87	201	169	18.72
4.2	39	0.050	16.63	241	216	11.62
	46	0.059	19.31	279	267	4.59
	53	0.068	21.91	317	304	4.19
	60	0.077	24.41	353	363	2.83
	67	0.086	26.84	388	395	1.74
	74	0.095	29.19	422	431	2.08
	81	0.104	31.47	455	441	3.16
	88	0.112	33.67	487	476	2.26
	95	0.121	35.80	518	503	2.90
	102	0.130	37.86	548	516	6.09
4.5	109	0.139	39.86	576	586	1.71
	116	0.148	41.79	604	577	4.77
	123	0.157	43.66	631	599	5.45
4.8	130	0.166	45.47	658	620	6.10
	137	0.175	47.22	683	646	5.67
5.3	200	0.256	60.66	877	903	2.85
	228	0.291	65.48	947	976	2.99
	264	0.337	70.82	1024	1057	3.12
	292	0.373	74.39	1076	1108	2.93
	585	0.748	93.47	1352	1342	0.75

Como se pode ver na Tabela 3-5, a estimativa dos assentamentos pelo método de Asaoka produz, em geral, pequenos erros relativos, o que era de se esperar, pois, o método baseia-se em observações de campo. Tal proximidade dos resultados é também ilustrada no Gráfico 3-5. Assim, a análise da consolidação por drenagem radial pode ser feita com base no valor de  $c_h$  obtido pelo método de Asaoka que, é cerca de 3 vezes inferior ao valor médio obtido no laboratório e 10 vezes superior ao valor mínimo, comprovando-se a dificuldade de reprodução das condições de campo em laboratório.

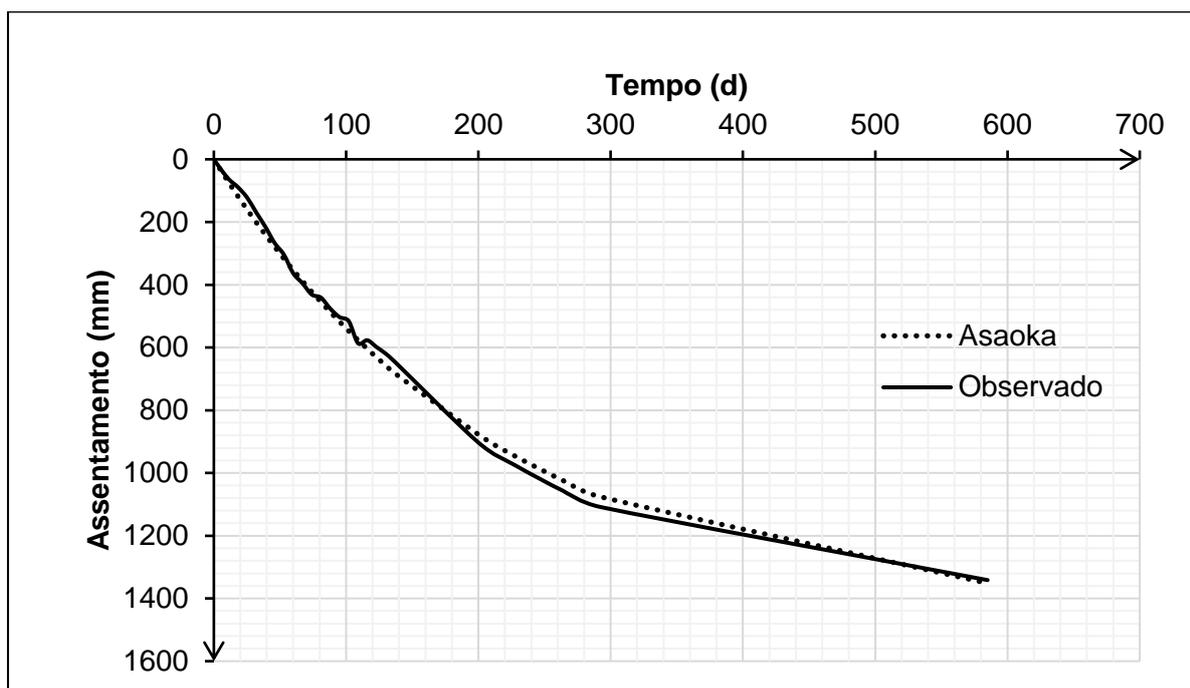


Gráfico 3-5 - comparação entre os assentamentos observados e os calculados pelo método de Asaoka.

### 3.4 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO MELHORADA COM DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

#### 3.4.1 Considerações iniciais

Os dados disponíveis do monitoramento não abrangem todo o desenvolvimento da obra, por isso, modelou-se o problema de consolidação de modo a reproduzir as condições observadas em campo. Uma vez reproduzidas as condições observadas em campo, o modelo geotécnico idealizado foi utilizado para analisar outras fases de carregamento, aferir o actual estágio do processo de consolidação e estimar o tempo necessário para a estabilização dos assentamentos.

A simulação foi feita com recurso ao *software Settle3D* da *Rocscience*, adoptando um comportamento não-linear para o solo de fundação, considerando o efeito da submersão do aterro e da redução da tensão vertical devido ao assentamento. Para efeitos de comparação de desempenho, assumiu-se que o monitoramento iniciou 80 dias após o início da construção. O procedimento da simulação é descrito a seguir.

### 3.4.2 Definição do perfil geotécnico

A definição do perfil geotécnico consistiu na atribuição de parâmetros de compressibilidade e consolidação para cada camada identificada através de sondagens. Como se pode ver na tabela apresentada na Figura 3-8, os solos existentes até aos 39m de profundidade foram considerados como materiais com comportamento não-linear, logo, a sua compressibilidade é definida pelos índices de compressibilidade,  $C_c$  e de recompressibilidade,  $C_r$ .

Tratando-se de um depósito geologicamente recente, assumiu-se que os solos se encontravam normalmente consolidados ( $OCR=1$ ) antes da construção do aterro.

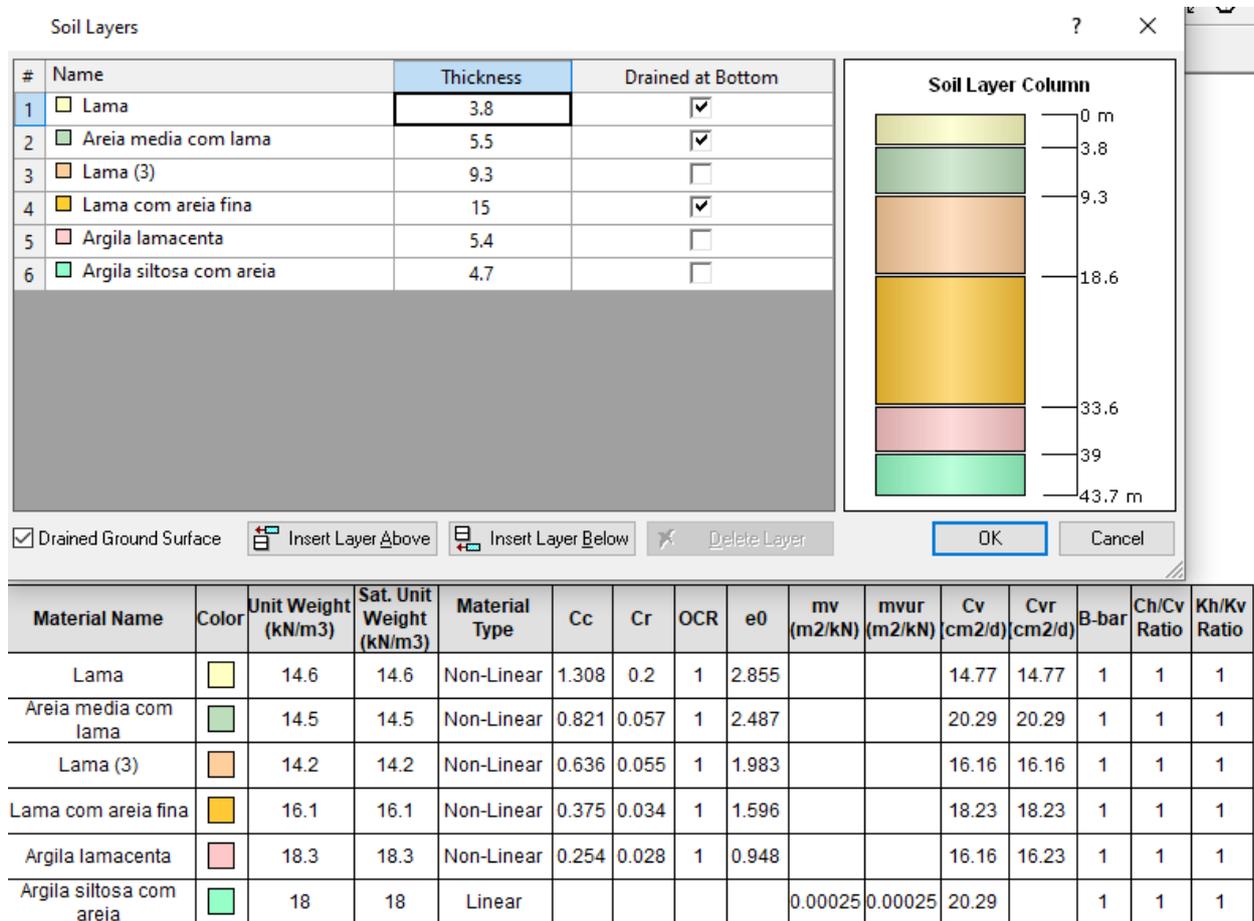


Figura 3-8 - definição do perfil geotécnico no Settle3D.

### 3.4.3 Definição da geometria do aterro atendendo ao faseamento da construção

No que respeita ao faseamento da construção, a duração de cada etapa de carregamento foi definida com base na duração observada no campo em cada etapa, entretanto, como já foi mencionado, os dados disponíveis só abrangem a construção entre os 3.3m e 5.3m de altura do aterro, pelo que, assumiu-se que o aterro de 3.3m (que inclui o colchão drenante e as bermas de equilíbrio) foi construído em 80 dias, o que equivale à uma taxa de alteamento do aterro da ordem dos 4cm/d.

Para efeitos de calibração do modelo geotécnico, começou-se por simular a construção faseada do aterro até aos 6.7m de altura e, posteriormente, comparou-se a evolução dos assentamentos no tempo correspondente à simulação e à observação em campo.

Um esquema da geometria do aterro é apresentado na Figura 3-9.

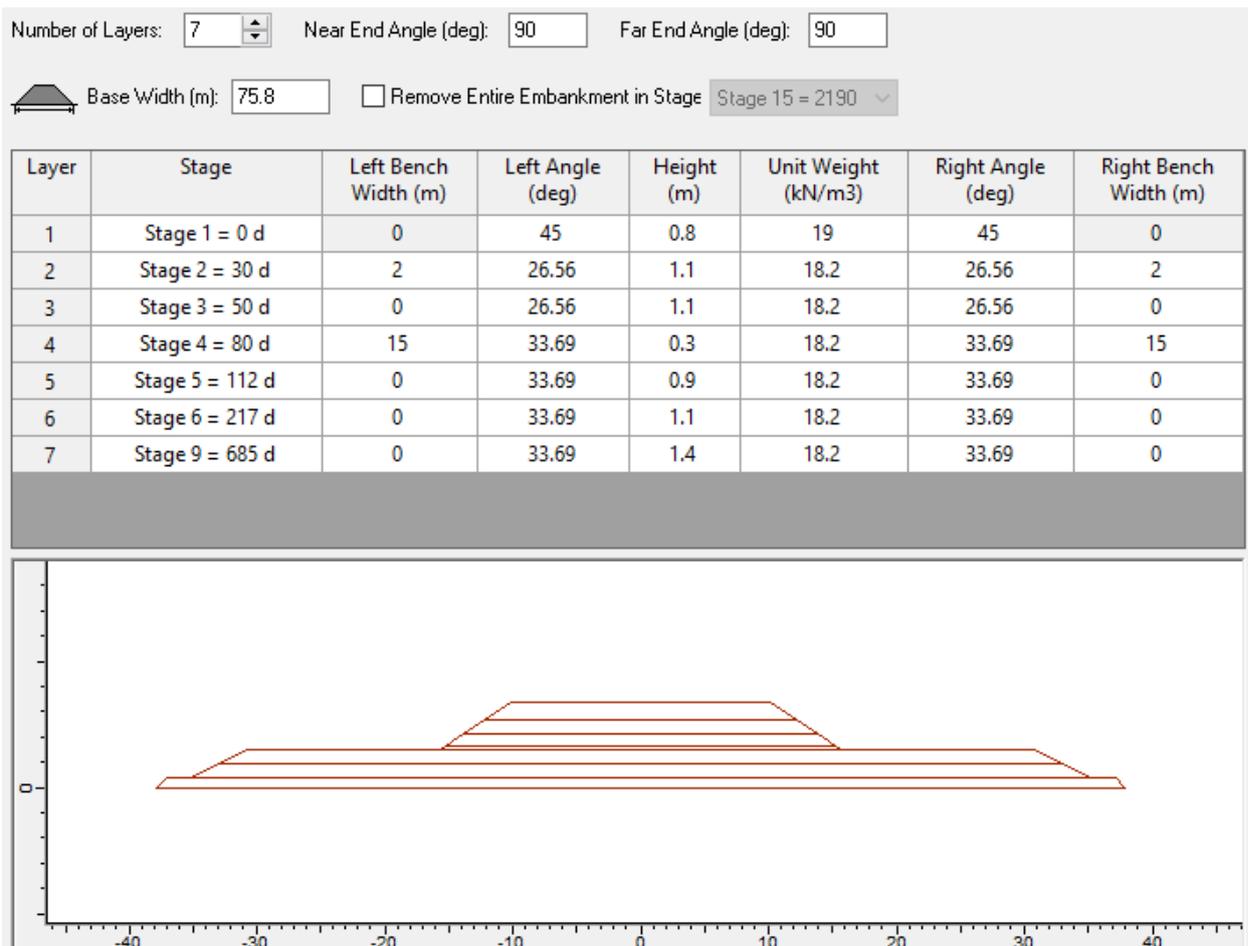


Figura 3-9 - evolução da geometria do aterro.

### 3.4.4 Definição das características dos drenos verticais pré-fabricados

Além das características da secção transversal, do espaçamento entre os drenos, do seu comprimento e do tipo de malha (triangular ou quadrangular), é necessário caracterizar a região do solo que fica amolgada em resultado do processo de cravação dos drenos (*smear zone*), pois, segundo Hansbo (1981), o amolgamento da argila em torno dos drenos provoca, não só a diminuição da permeabilidade do solo, como também aumenta a magnitude do assentamento total.

Em geral, a região amolgada é caracterizada pelos seguintes valores:

- razão entre o diâmetro da região amolgada e o diâmetro do dreno, geralmente compreendida entre 1.5 e 5.0 (Indraratna *et al.*, (2005), *apud* Almeida & Marques, 2010);
- razão entre a permeabilidade da região intacta e a permeabilidade da região amolgada. Alguns estudos indicam valores entre 1 e 6, com 2.5 como valor médio (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Para efeitos desta simulação, o valor da razão entre os diâmetros da região amolgada e do dreno foi tomado igual a 5.0, que é uma estimativa conservativa. O valor da razão entre as permeabilidades das regiões intacta e amolgada foi tomado igual a 2.0.

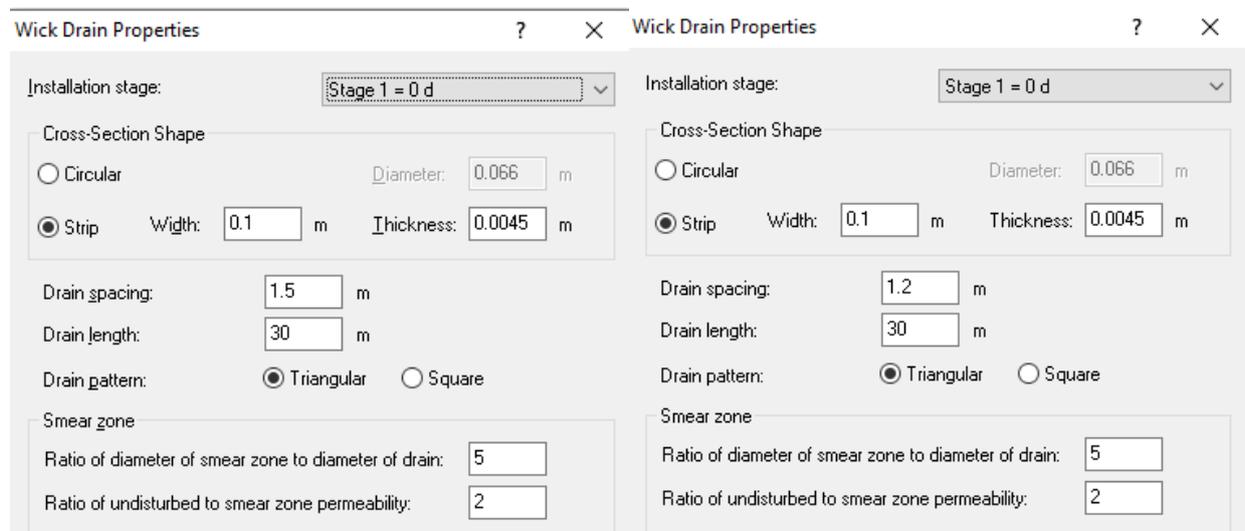
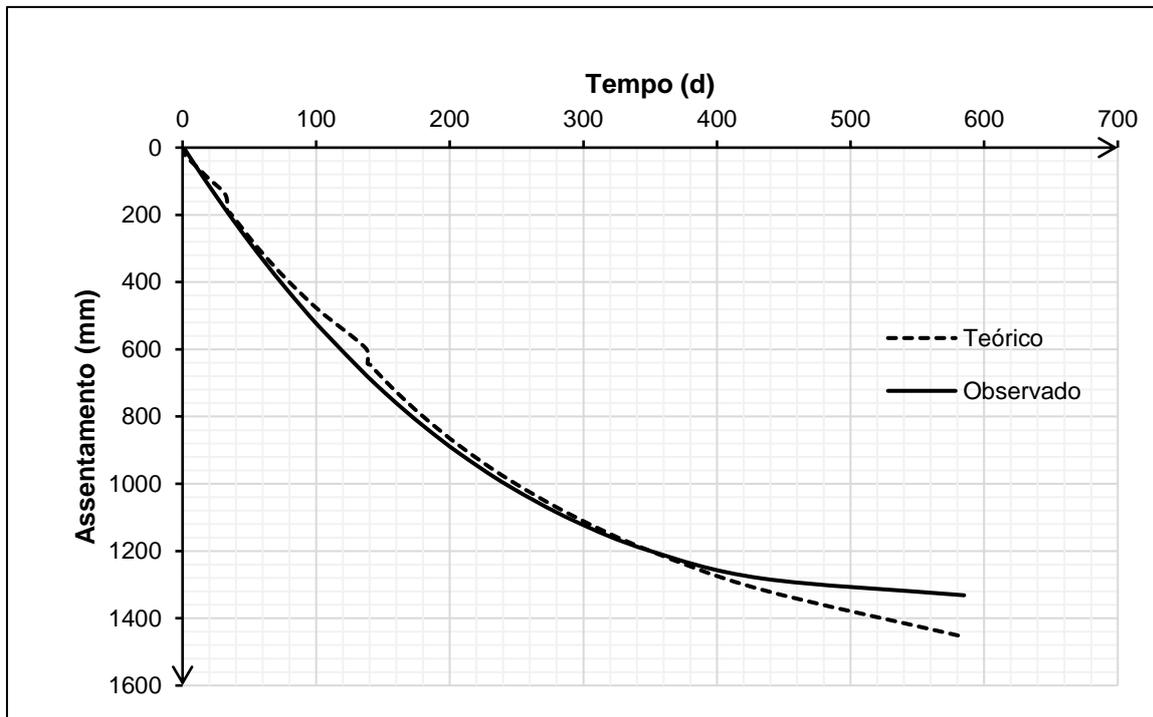


Figura 3-10 - definição das características dos drenos verticais pré-fabricados (wick drains).

### 3.4.5 Apresentação e interpretação de resultados

#### 3.4.5.1 Assentamentos por consolidação

Após a definição completa do problema no *software Settle3D*, recorreu-se ao mesmo para efectuar o cálculo dos assentamentos por consolidação e do grau de consolidação. Concluído o cálculo, comparou-se a evolução dos assentamentos obtidos pela simulação (curva teórica) com a observada em campo, sendo ambas apresentadas no Gráfico 3-6.



**Gráfico 3-6 - comparação entre a curva dos assentamentos teóricos e os observados em campo.**

Do Gráfico 3-6, observa-se que os assentamentos teóricos são, na sua maioria, muito próximos dos observados em campo, apresentando diferenças significativas na fase terminal, mas, tais diferenças conduziriam à uma estimativa conservativa à nível do projecto, pois, na realidade, a estabilização dos assentamentos ocorreria em menos tempo e a sua magnitude seria menor que a teoricamente prevista.

Assim, considera-se que o modelo geotécnico é ideal para a análise da consolidação, pelo que, o mesmo foi adoptado para estimar o assentamento correspondente ao aterro de 6.7m de altura e analisar a consolidação noutras fases de carregamento.

### 3.4.5.2 Estimativa do assentamento por consolidação excluindo a altura adicional

Com vista a estimar o valor da altura adicional, estimou-se o assentamento por consolidação devido ao carregamento por um aterro com 6.7m de altura. Considerando que no instante  $t = 685$  d o aterro atinge os 6.7 m de altura, identificou-se o assentamento correspondente e o respectivo grau de consolidação médio que, foram utilizados para estimar o assentamento por consolidação excluindo a altura adicional.

Assim, como se pode ver na Figura 3-11, o assentamento no instante  $t = 685$  d é de 2136 mm, o que corresponde à um grau de consolidação médio  $U$  de 82%, conforme ilustrado na Figura 3-12.

Como  $s(t) = s_{\infty} \cdot U(t)$ , então,  $s_{\infty} = \frac{s(t)}{U(t)}$ , logo, o assentamento final excluindo a altura adicional é de 2602 mm.

Assim, visando compensar tal assentamento, adoptou-se uma altura adicional de 2.9m.

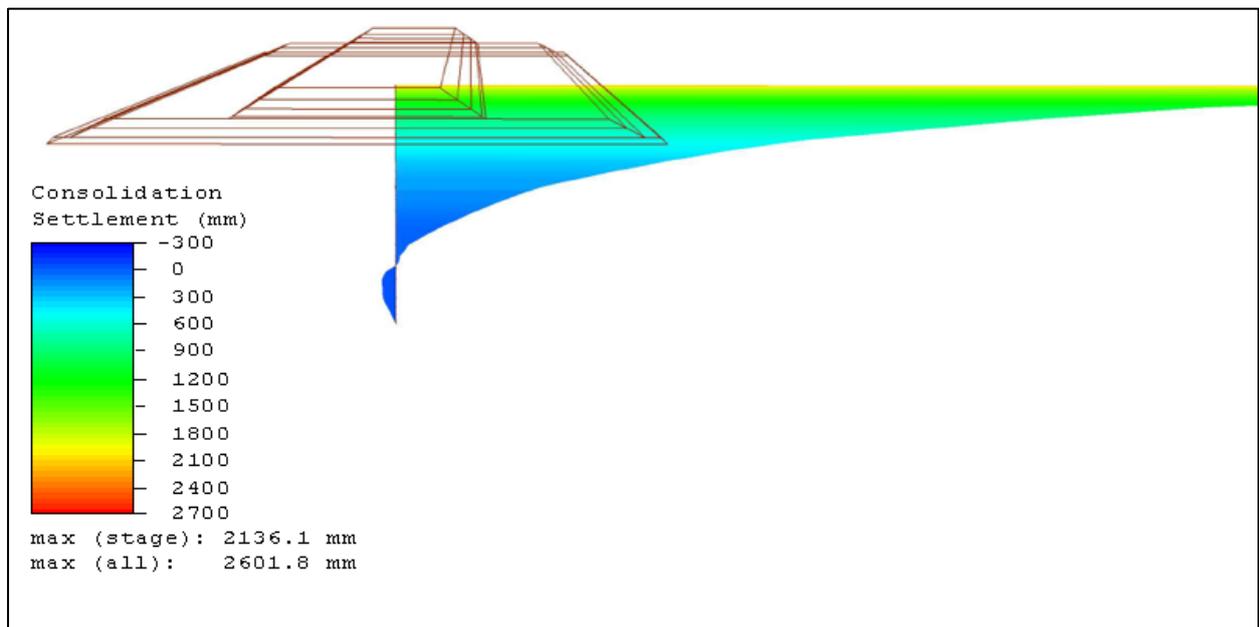


Figura 3-11 - mapa de isovalores de assentamento por consolidação (H=6.7m, t = 685 d).

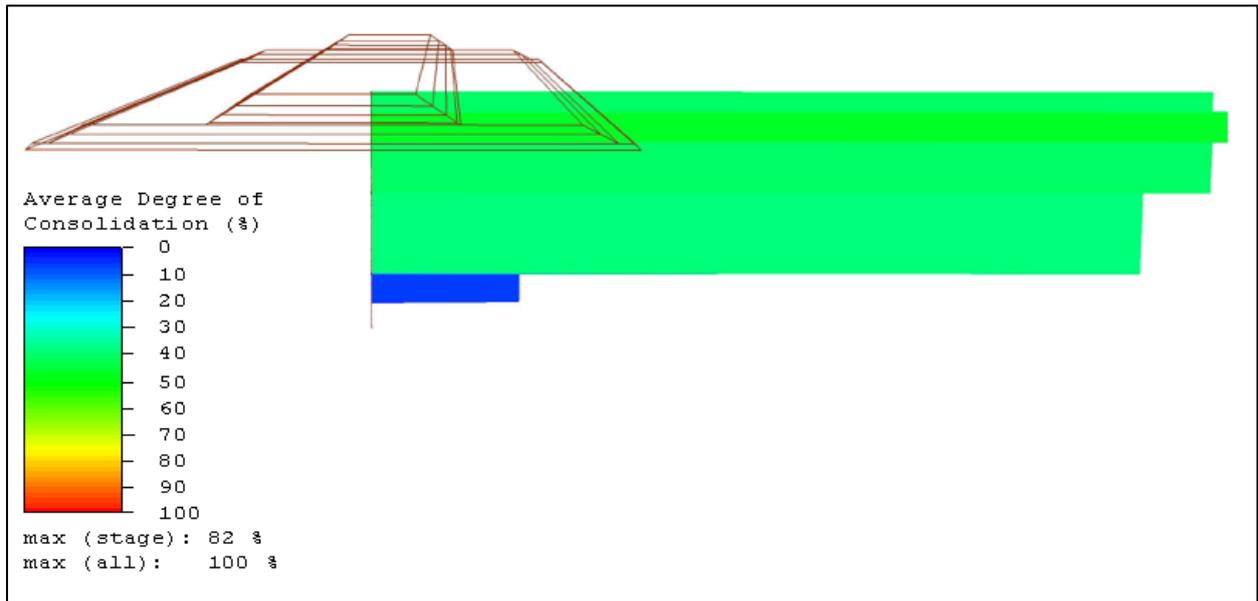


Figura 3-12 - mapa de isovalores de grau de consolidação médio (H=6.7m, t = 685 d).

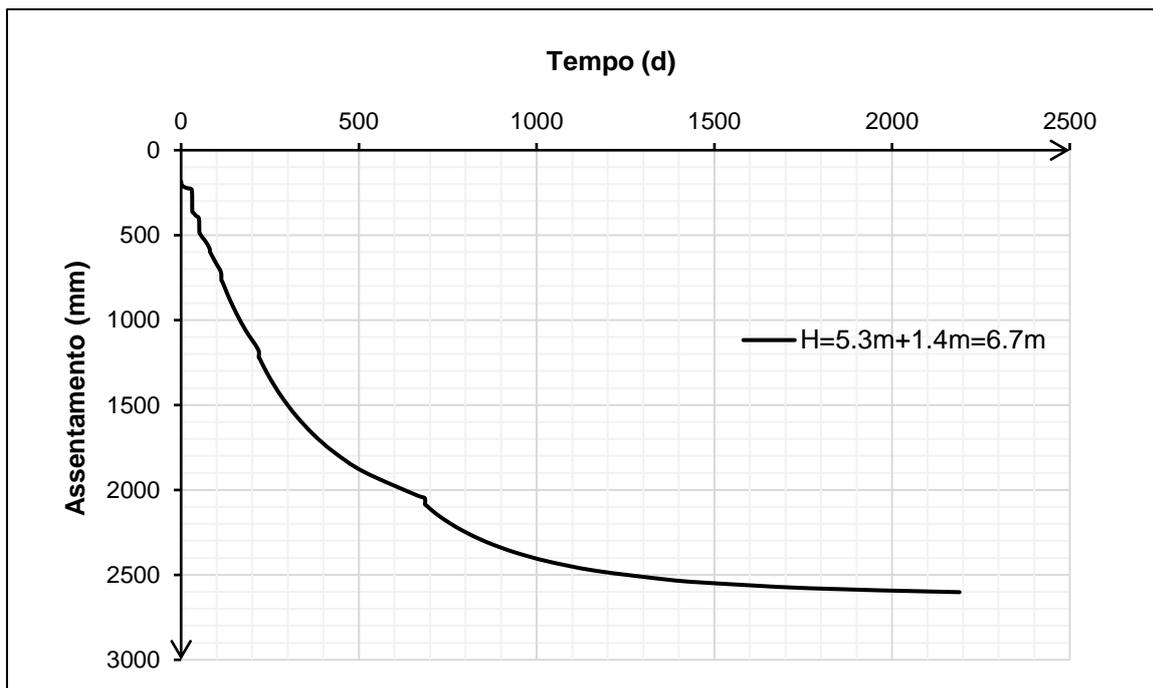


Gráfico 3-7 - curva dos assentamentos versus tempo para H=6.7m.

Do Gráfico 3-7, observa-se que a estabilização dos assentamentos inicia 1165 dias após o início da construção, que, corresponde ao instante em que se atinge um grau de consolidação médio de 95.1%.

### 3.4.5.3 Estimativa do assentamento por consolidação incluindo a altura adicional

Considerando uma altura adicional de 2.9m de aterro, construído em duas etapas (etapa 10 e 11), obteve-se um assentamento de 2623.8 mm ao fim de 930 dias (como se pode verificar na Figura 3-13 e no Gráfico 3-8), o que corresponde à um grau de consolidação de 84.3% relativamente ao assentamento total passível de ser induzido pelo aterro (H=9.6m).

Assim, obteve-se um assentamento residual<sup>6</sup> de 487 mm.

$$S_{residual,H=9.6m} = S_{\infty,H=9.6m} - S_{(t=930d)} \rightarrow S_{residual,H=9.6m} = 3111 - 2624 = 487 \text{ mm.}$$

Como o valor do assentamento residual é menor que o máximo admissível (500 mm), então, não haverá rotura do pavimento por assentamento excessivo.

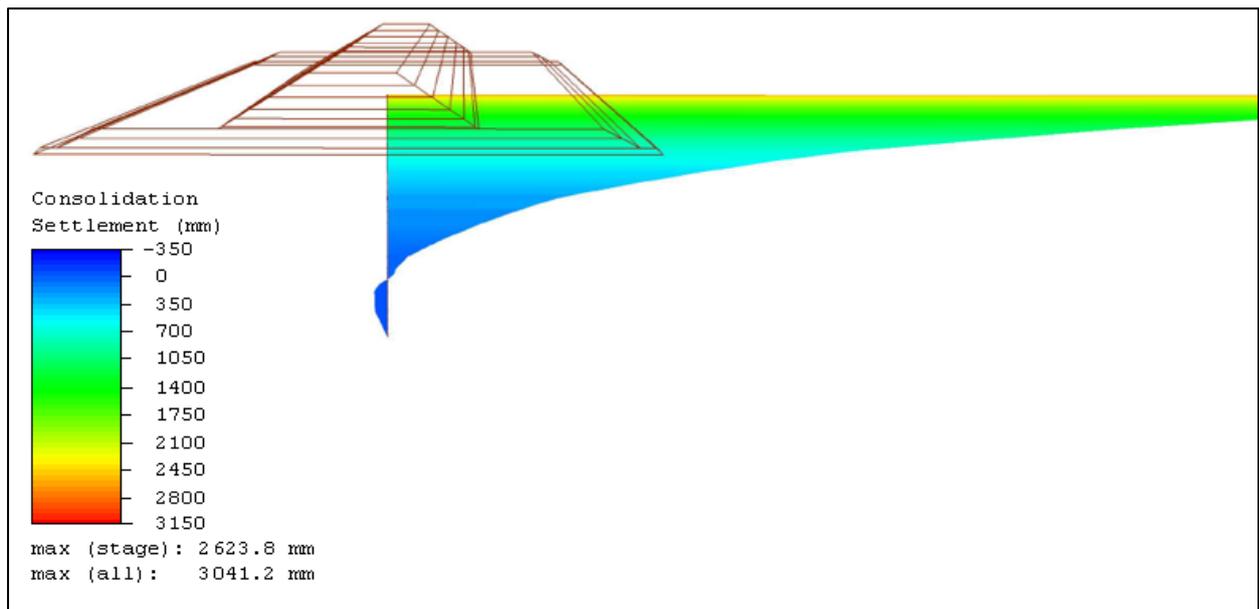


Figura 3-13 - mapa de isovalores de assentamento por consolidação (H=6.7+2.9=9.6m, t = 930 d).

<sup>6</sup> Assentamento ainda por ocorrer (após o término da construção do pavimento da estrada).

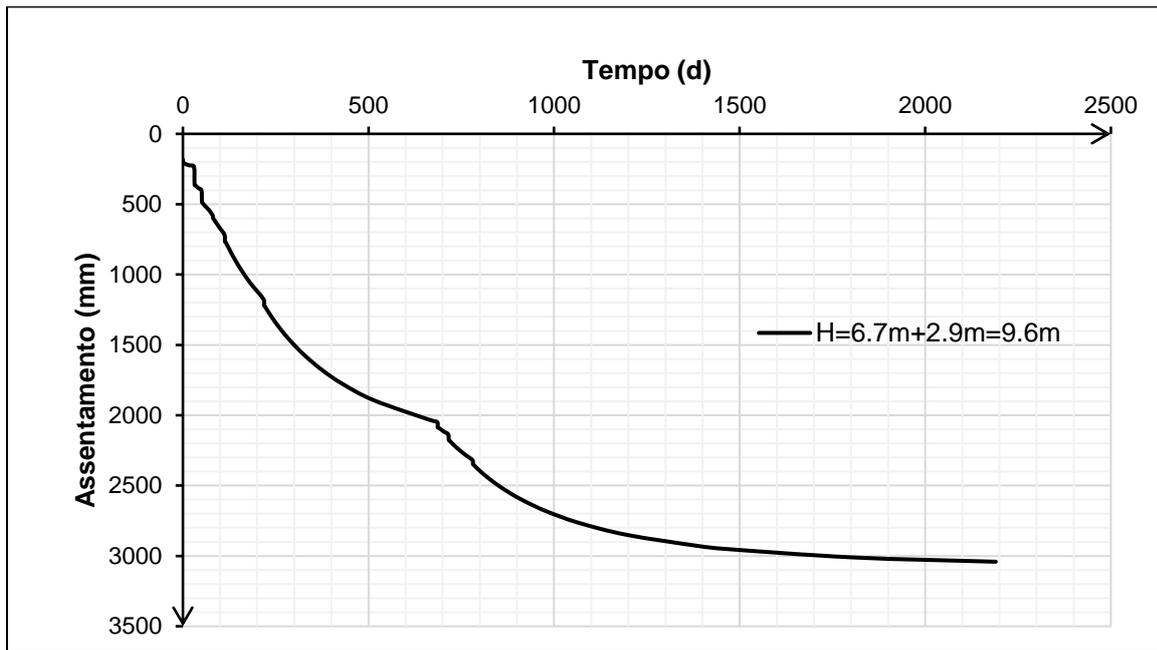


Gráfico 3-8 - curva dos assentamentos versus tempo para H=9.6m.

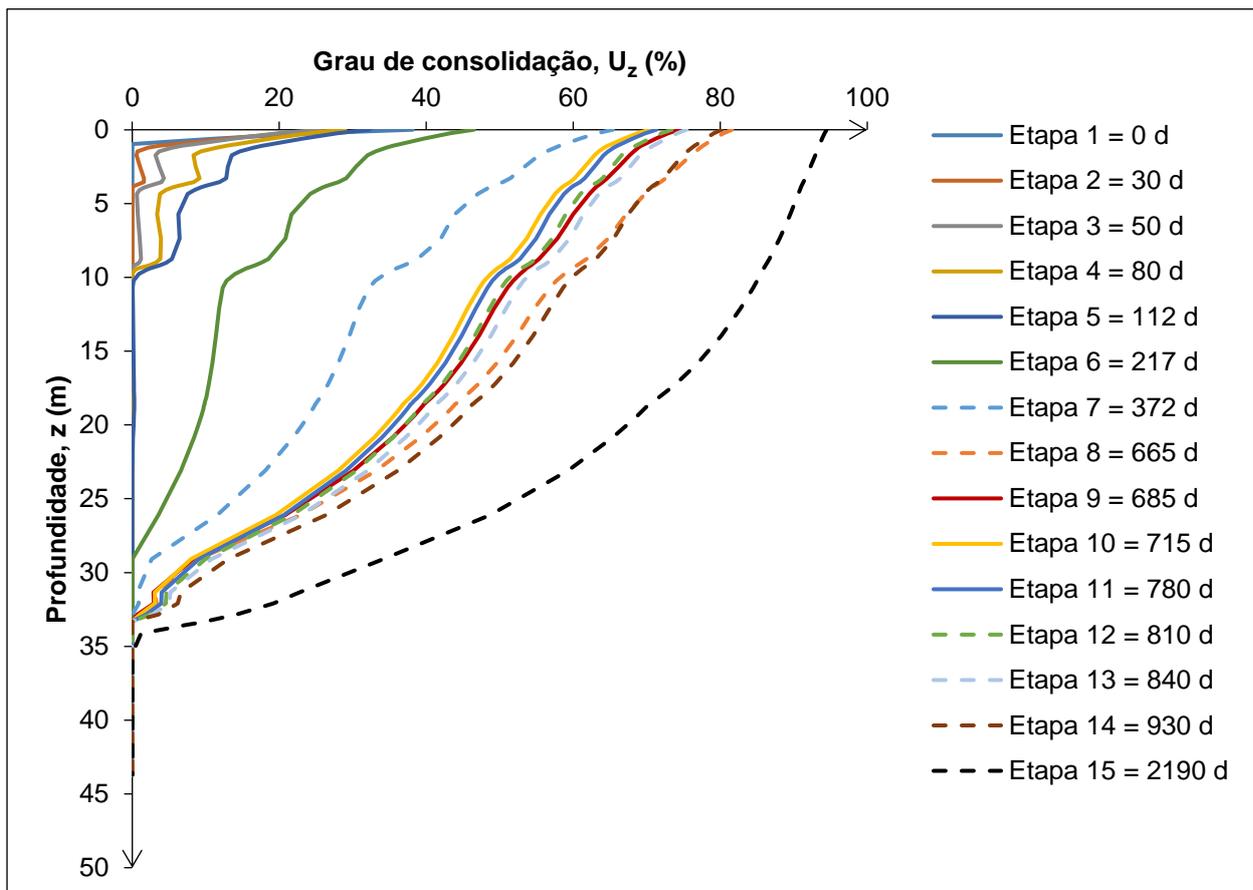


Gráfico 3-9 - grau de consolidação versus profundidade para H=9.6m.

Nota: no Gráfico 3-9, as curvas à traço cheio representam as etapas de carregamento.

### 3.5 COMPARAÇÃO ENTRE O DESEMPENHO DA FUNDAÇÃO NÃO MELHORADA E O DA FUNDAÇÃO MELHORADA COM GEODRENOS

Como se viu em 2.3.2, a instalação de geodrenos visa acelerar a consolidação de solos moles, tornando possível construir de forma segura e num prazo aceitável. Neste contexto, com o intuito de comparar o desempenho entre a fundação melhorada com geodrenos e a fundação não melhorada, analisou-se a consolidação da fundação sem considerar o efeito dos geodrenos.

Adoptando o regime de carregamento ora aplicado à análise em que se considerou o efeito dos geodrenos, obteve-se os resultados apresentados no Gráfico 3-10 e, como se pode observar, a instalação de geodrenos possibilitou o alcance dos requisitos de assentamento residual em 2.5 anos (930 dias), ao passo que, sem a instalação de geodrenos, tais requisitos só seriam alcançados ao fim de pelo menos 22.8 anos, pois, ao fim desse período, ocorreria um assentamento de 2621mm, o que conduziria à um assentamento residual de 490mm que, por sua vez, é ligeiramente menor que o máximo admissível (500mm), portanto, aceitável.

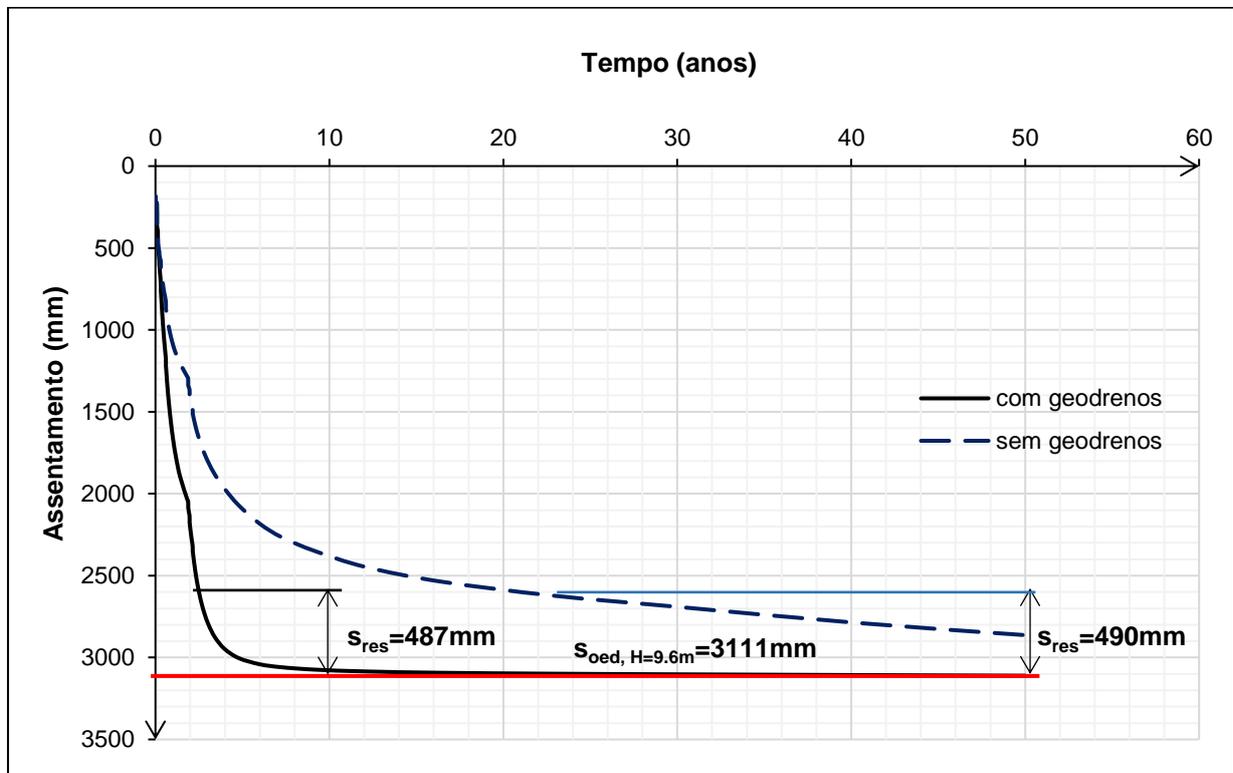


Gráfico 3-10 - curva dos assentamentos em função do tempo (H=9.6m).

### 3.6 DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA

#### 3.6.1 Breve descrição da metodologia de dimensionamento

O dimensionamento de colunas flutuantes de brita foi realizado com base na metodologia proposta por Bouassida (2007) que, visa determinar um valor óptimo para razão de substituição, evitando a sobrestimação da quantidade de material granular (brita) a incorporar no solo de fundação.

Originalmente, trata-se de uma solução de reforço da fundação (Figura 3-14), em que a aceleração da consolidação representa uma vantagem adicional, pois, segundo Bouassida e Ellouze (2019), as colunas de brita também funcionam como mega drenos, desde que convenientemente espaçados.

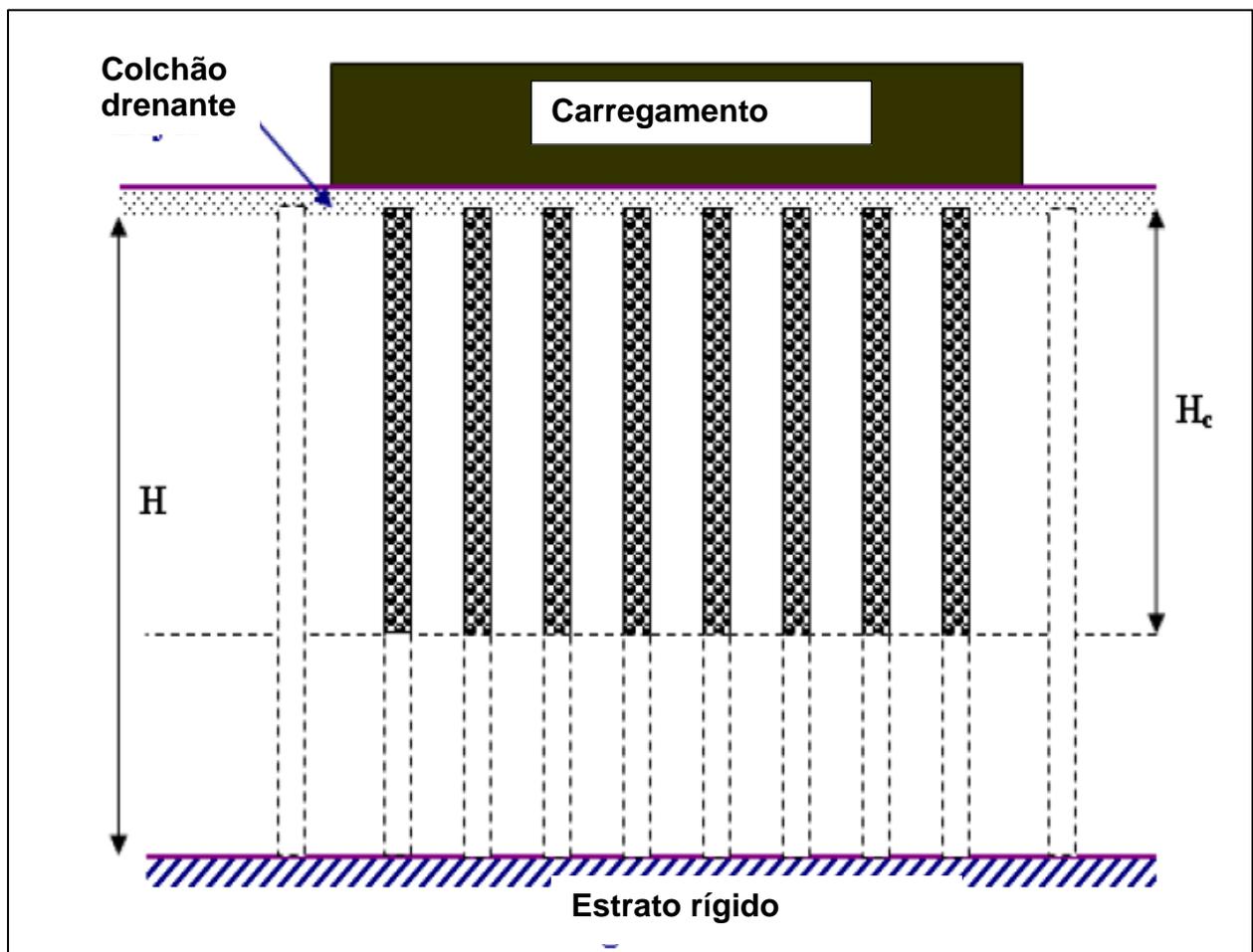


Figura 3-14 - fundação reforçada com colunas granulares.

Fonte: adaptado de Bouassida (2011).

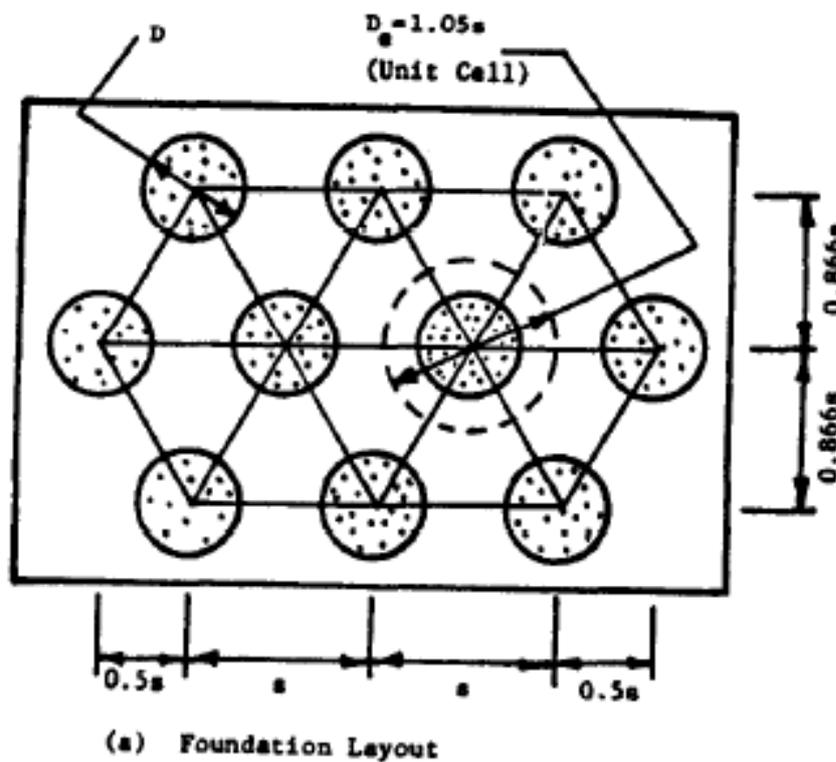
Segundo Barksdale & Bachus (1983), a razão de substituição é dada pelas equações 3-7 e 3-8.

$$\eta = \frac{A_c}{A_f} = \frac{N \cdot A_{c,1}}{A_f} \quad \text{Equação 3-7}$$

Sendo N o número de colunas de brita,  $A_{c,1}$  a área de uma coluna de brita,  $A_f$  a área carregada da fundação.

$$\eta = C_1 \cdot \left(\frac{D}{s}\right)^2 \quad \text{Equação 3-8}$$

Em que  $C_1$  é uma constante que depende do tipo de malha adoptado, sendo igual a  $\pi/4$  para malha quadrangular e, igual a  $\frac{\pi}{2\sqrt{3}}$  para malha triangular;  $s$  é o espaçamento entre os centros das colunas de diâmetro  $D$ .



A seguir, descreve-se sucintamente a referida metodologia.

1º Passo: determinação da razão de substituição mínima  $\eta_{\min}$ .

Para Salençon (1990) citado por Bouassida (2011), o limite inferior da carga última de uma fundação reforçada,  $Q_{ult}^-$ , é dado por:

$$\frac{Q_{ult}^-}{A} = (1 - \eta)\sigma_{ult,s} + \eta\sigma_{ult,c} \quad \text{Equação 3-9}$$

Sendo A, a área da fundação,  $\sigma_{ult,s}$  e  $\sigma_{ult,c}$  as tensões verticais últimas do solo mole e da coluna granular, respectivamente.

Assim, aplicando um factor de segurança global  $1 < F_{rs} < 3$  à capacidade de carga última da fundação, Bouassida (2011) obteve a seguinte expressão para o cálculo da razão de substituição mínima:

$$\eta_{\min} = \frac{F_{rs} \cdot q_{actual} - \sigma_{ult,s}}{\sigma_{ult,c} - \sigma_{ult,s}} \quad \text{Equação 3-10}$$

2º Passo: cálculo do limite superior do assentamento do solo reforçado,  $\delta_{rs}^+$ , para a carga de serviço.

Considerando o  $\eta_{\min}$  calculado no 1º passo, obtem-se o limite superior do assentamento da fundação reforçada (representativo da condição de curto prazo) através da seguinte equação:

$$\delta_{rs}^+ = \frac{\left(\frac{Q_{all}}{A}\right) \cdot H_c}{\eta E_c + (1 - \eta) E_s} \quad \text{Equação 3-11}$$

Sendo  $H_c$ , o comprimento das colunas granulares,  $E_c$  e  $E_s$  os módulos de deformabilidade do material da coluna e do solo mole, respectivamente.

3º Passo: verificação da adequabilidade do  $\eta_{\min}$  em relação ao assentamento desejado para a fundação reforçada  $\delta_{rs}$  (dado).

Se  $\delta_{rs} \leq \delta_{rs}^+$ , então,  $\eta_{\min}$  é suficiente para satisfazer aos requisitos de capacidade de carga e de assentamento admissível, logo,  $\eta_{\min} = \eta_{\text{ópt}}$ . Caso contrário, o valor de  $\eta$  deve ser aumentado para satisfazer aos requisitos de assentamento admissível.

4° Passo: determinação da razão de substituição máxima  $\eta_{\max}$ .

$$\eta_{\max} = \frac{\left(\frac{Q_{all}}{A} \cdot \frac{H_c}{\delta_{rs}}\right) - E_s}{E_c - E_s} \quad \text{Equação 3-12}$$

Assim, com base no assentamento admissível, obtem-se o valor óptimo da razão de substituição que satisfaz aos requisitos de capacidade de carga e de assentamento admissível, isto é,  $\eta_{\min} \leq \eta_{\text{ópt}} \leq \eta_{\max}$ .

### 3.6.2 Considerações inerentes à determinação do valor óptimo da razão de substituição

Do exposto em 3.6.1, observa-se que um dos dados necessários à determinação do valor óptimo da razão de substituição é o assentamento de curto prazo. Neste contexto, tratando-se de solos moles, tal assentamento deve ser estimado atendendo ao processo de consolidação dos mesmos, para tal, basta estimar o assentamento por consolidação das camadas de solo não reforçadas  $z > H_c$  ( $S_{oed, ur}$ ) e, com base no prazo previsto para a construção do aterro, determinar o grau de consolidação médio para drenagem vertical  $U_{v(t)}$ .

Como se observa no Tabela 3-6, o solo inicial apresenta baixa resistência ao corte, entretanto, segundo Guetif *et al.* (2007), a instalação de colunas de brita promove o ganho de resistência da argila. Tal ganho de resistência ocorre, por um lado, devido à expansão lateral aquando da instalação das colunas, isto é, antes do carregamento e, por outro lado, devido à rápida consolidação durante a construção do aterro.

Assim, dependendo do tipo de solo, as propriedades do solo melhorado podem atingir 1.5 a 5 vezes os valores das propriedades iniciais (GUETIF *et al.*, 2007).

Por isso, para efeitos de determinação do valor mínimo da razão de substituição (i.e., valor necessário à verificação da capacidade de carga), adoptou-se uma resistência não drenada de 40 kPa.

Tabela 3-6 - valores de resistência não drenada e de módulo de elasticidade do solo de fundação.

Camada n°	Espessura (m)	$c_{u, \text{inicial}}$ (kPa)	$E_s$ (kPa)
1	3.8	12	1720
2	5.5	12	23120
3	5.0	12	3120
4	4.3	12	3120
5	5.0	11	4760
6	5.0	11	4760
7	5.0	11	4760
8	5.4	12	-
9	4.7	-	-

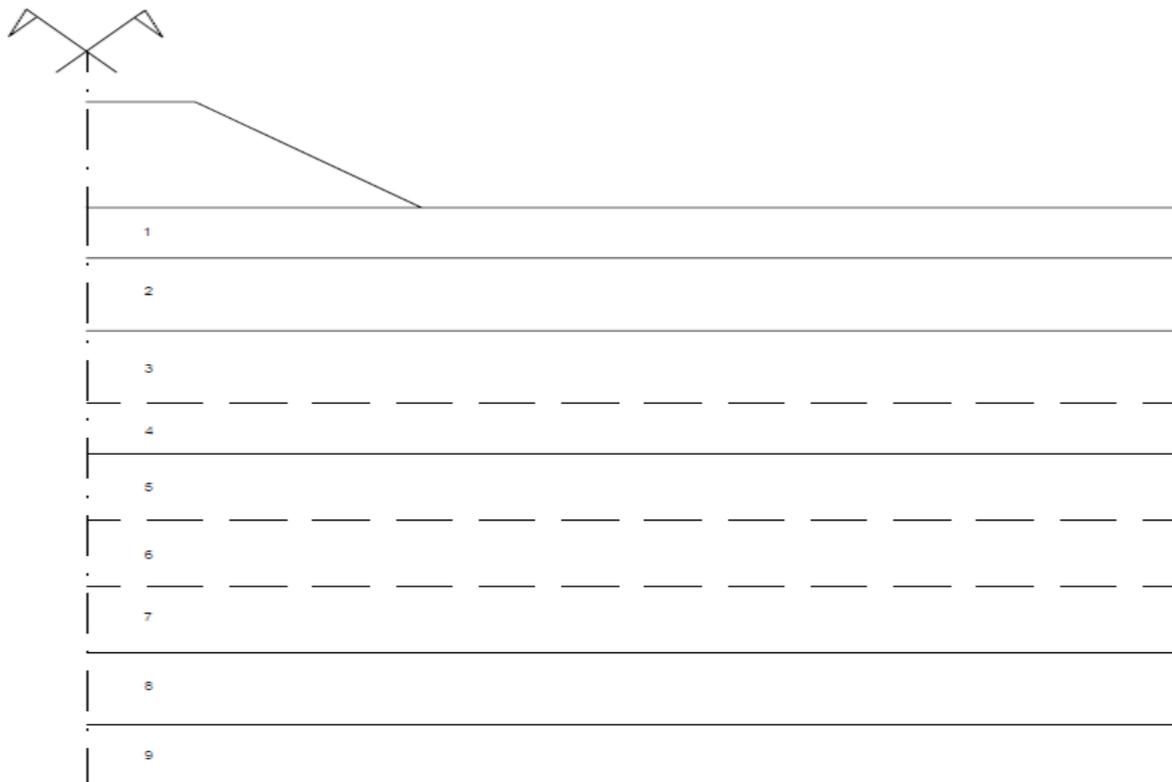


Figura 3-15 - Figura 3 15 - modelo geotécnico adotado para o cálculo dos assentamentos por consolidação do solo não melhorado.

A estimativa do assentamento total por consolidação foi feita recorrendo à Equação 2-1, em que o acréscimo de tensão vertical é calculado através da Equação 3-13 (Osterberg, 1957), tomando como referência o aterro representado na Figura 3-16.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} \alpha_2 \right] = q_0 I_3 \quad \text{Equação 3-13}$$

Sendo:

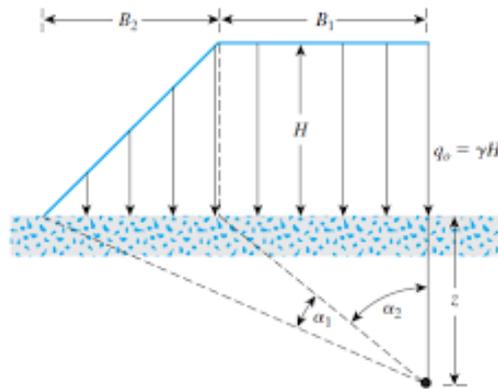
$q_0 = \gamma H$ , em que “ $\gamma$ ” é o peso volúmico do material do aterro e “ $H$ ” é a altura do aterro;

$I_3$  – factor de influência.

$$\alpha_1(\text{radianos}) = \tan^{-1} \left( \frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$$

$$\alpha_2(\text{radianos}) = \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$$

Figura 3-16 - carregamento do solo de fundação por um aterro.



Fonte: (Das, 2007a).

Considerando o aterro com a geometria indicada na Figura 3-15, obteve-se um assentamento por consolidação de 2485 mm, tal como demonstrado na Tabela 3-7.

Tabela 3-7 - estimativa do assentamento total do solo não melhorado.

B <sub>1</sub> (m)	B <sub>2</sub> (m)	H (m)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	q <sub>0</sub> (kPa)
5.75	12.30	8.2	18.20	149.24

z (m)	α <sub>1</sub> (rad)	α <sub>2</sub> (rad)	I <sub>3esq</sub> (-)	I <sub>3</sub> (-)	Δσ' (kPa)	h (m)	a <sub>v</sub> (MPa <sup>-1</sup> )	m <sub>v</sub> (MPa <sup>-1</sup> )	s <sub>i</sub> (mm)
2.2	0.239	1.213	0.498	0.996	148.60	1.90	2.00	0.61	171
4.1	0.393	0.957	0.488	0.976	145.72	1.90	6.10	1.85	512
6.4	0.497	0.734	0.466	0.932	139.07	2.75	6.10	1.85	707
9.1	0.540	0.562	0.431	0.863	128.77	2.75	1.57	0.36	126
11.7	0.539	0.458	0.398	0.795	118.68	2.95	1.57	0.36	125
14.0	0.522	0.390	0.368	0.736	109.77	2.95	1.17	0.34	109
16.3	0.497	0.339	0.340	0.680	101.50	2.95	2.23	0.62	185
18.6	0.470	0.299	0.315	0.630	93.98	2.95	0.12	0.03	9
21.7	0.435	0.259	0.286	0.572	85.30	3.75	0.12	0.03	11
25.4	0.395	0.222	0.255	0.511	76.20	3.75	1.50	0.87	249
29.2	0.359	0.195	0.230	0.460	68.60	3.75	1.00	0.32	81
32.9	0.329	0.173	0.209	0.417	62.24	3.75	1.10	0.39	90
35.7	0.308	0.160	0.195	0.390	58.17	1.80	1.10	0.39	40
37.5	0.296	0.152	0.187	0.374	55.79	1.80	0.56	0.21	21
39.3	0.285	0.145	0.179	0.359	53.58	1.80	0.94	0.48	47
44	0.259	0.130	0.163	0.325	48.51	4.70	0.3	0.15	35
<b>S<sub>oed</sub> (mm) =</b>									<b>2485</b>

Devido à maior rigidez do material das colunas relativamente ao solo envolvente, ocorre uma maior concentração de tensões naquelas (Figura 3-17), pelo que, verifica-se uma redução dos assentamentos do solo reforçado comparativamente à fundação não reforçada que, segundo (Das, 2007b), pode ser expresso por:

$$\mu_s = \frac{S_{e(t)}}{S_e} \quad \text{Equação 3-14}$$

Onde “S<sub>e(t)</sub>” e “S<sub>e</sub>”, representam os assentamentos do solo tratado (melhorado) e não tratado, respectivamente, “μ<sub>s</sub>” representa o factor de redução de tensões no solo envolvente e, segundo Ng e Tan (s.d.), é dado por:

$$\mu_s = \frac{1}{1 + (n - 1) \cdot \eta} \quad \text{Equação 3-15}$$

Em que “n” representa a razão de concentração de tensões que, segundo Barksdale & Bachus (1983), resultados observados em campo encontram-se no intervalo de 2 a 5. Han (2010) *apud* Ng & Tan (2014), propôs a expressão indicada na Equação 3-16, sugerindo que a razão  $E_c/E_s$  seja limitada a 20, pois, valores superiores não se verificam em campo.

$$n = 1 + 0.217 \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad \text{Equação 3-16}$$

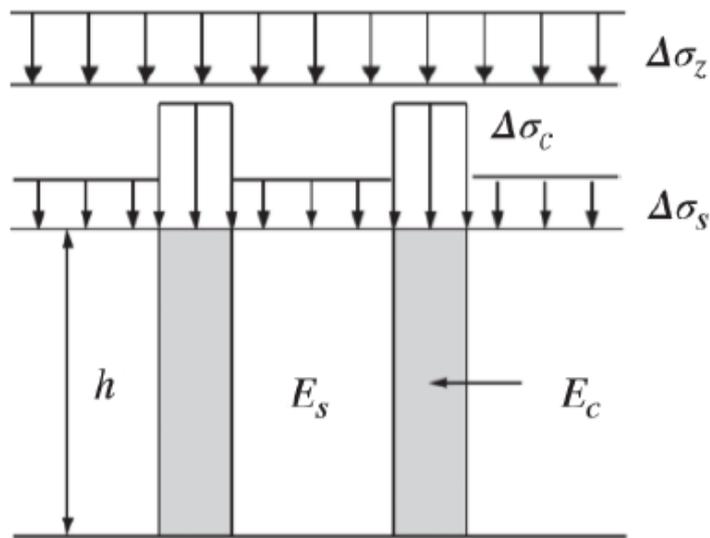
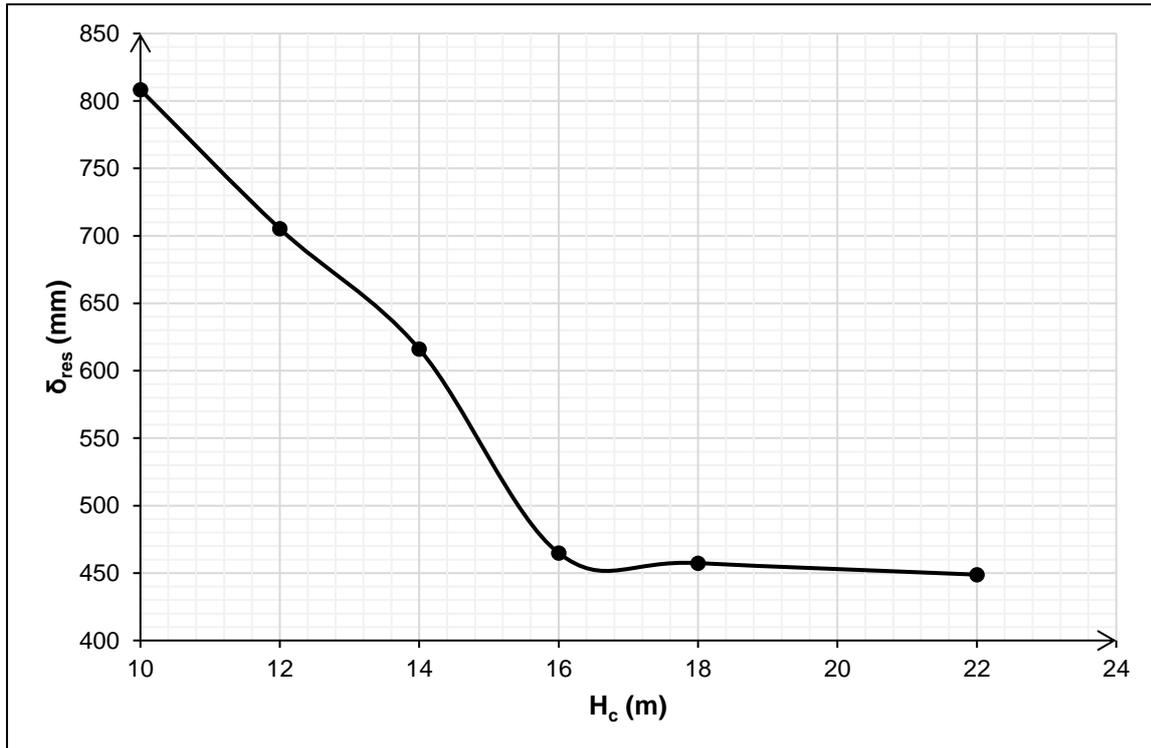


Figura 3-17 - ilustração da distribuição de tensões na fundação reforçada.

Fonte: (Rocscience, 2009).

### 3.6.3 Apresentação dos resultados

Aplicando o procedimento indicado no 1º passo em 3.6.1, obteve-se  $\eta_{\min} = 0\%$ . Aplicando iterativamente os procedimentos indicados nos passos 2 a 4 para diferentes comprimentos das colunas de brita, obteve-se os resultados apresentados nos gráficos 3-11 e 3-12.

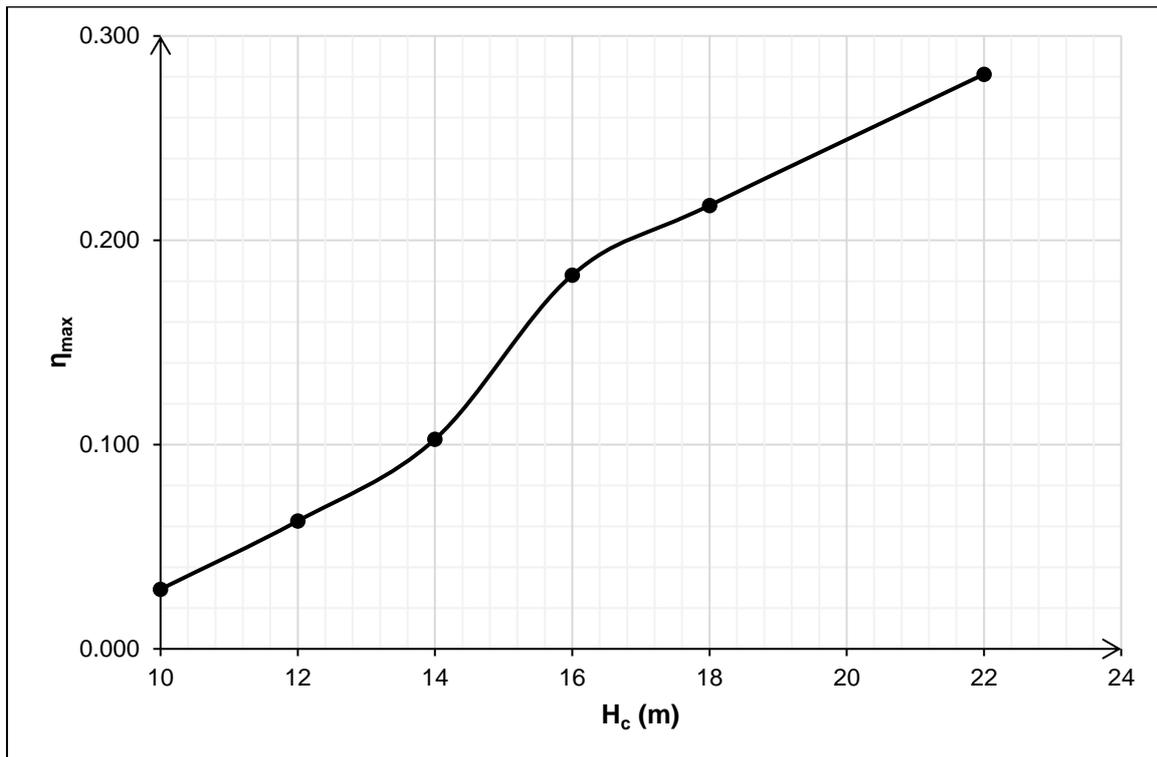


**Gráfico 3-11 - assentamento residual das camadas não reforçadas em função do comprimento das colunas de brita.**

Do Gráfico 3-11, observa-se que para um assentamento residual admissível de 500 mm, é suficiente dispor de colunas flutuantes de brita 15.5m.

Adoptando um comprimento de  $H_c = 15.5$ m e recorrendo ao Gráfico 3-12, obteve-se uma razão de substituição máxima de 16.4%, cujo correspondente assentamento residual (das camadas não reforçadas, i.e.,  $z > H_c$ ) será estimado pelo método dos elementos finitos incorporado no *software Plaxis 2D*.

Como  $H_c = 15.5$ m, então, o módulo de deformabilidade do solo é igual a 3482 kPa (consulte-se a tabela A.3-1), logo,  $\frac{E_c}{E_s} = \frac{40000}{3482} = 11.49 < 20$ .



**Gráfico 3-12 - valor máximo da razão de substituição em função do comprimento das colunas de brita.**

Substituindo o valor da razão  $E_c/E_s$  na Equação 3-16, obtem-se uma razão de concentração de tensões  $n = 3.28$  que, pertence ao intervalo dos valores já verificados em campo.

Com  $n = 3.28$  e  $\eta = 16.4\%$ , a aplicação da Equação 3-15 conduz à um factor de redução de tensões  $\mu_s = 0.728$ , logo, o assentamento da fundação melhorada (coluna de brita + solo mole envolvente) é igual a 72.8% do assentamento do solo envolvente às colunas se o mesmo não tivesse sido tratado, isto é,  $S_{e(t)} = 0.728 \cdot S_{oed,z=H_c} = S_{oed(t)}$ .

Da Tabela 3-7, observa-se que para  $z=H_c = 16$  m, o assentamento do solo não melhorado  $s_{oed, z=H_c}$  é de 1902 mm, logo, o assentamento da fundação melhorada é de  $0.728 \cdot 1902 = 1384$  mm. Admitindo que a totalidade dos assentamentos por consolidação do solo envolvente às colunas ocorre dentro do prazo de construção do aterro ( $t=12$ meses), então, o assentamento total da fundação no final da construção do aterro (incluindo as camadas não reforçadas,  $\delta_{ur}$ ) é dado por  $s_{total} = U_{v(t=12meses)} \cdot \delta_{ur,total} + s_{oed(t)} = 0.16 \cdot 598 + 1384 = 1480$  mm.

Logo, a altura do aterro no final da construção será de  $8.2\text{m} - 1.480\text{m} = 6.7\text{m}$ .

Conhecido o valor de  $\eta$ , o comprimento das colunas e a geometria do aterro, calculou-se o número de colunas necessário para reforçar a área carregada ( $A_f$ ), o volume de brita e o comprimento total de instalação para colunas com diâmetro de 70 cm a 100 cm, como se apresenta na Tabela 3-8.

Tabela 3-8 - resultados do pré-dimensionamento de colunas flutuantes de brita.

$H_c$ (m)	$\eta_{opt}$ (adoptado)	Diâmetro (m)	$A_{c,1}$ (m <sup>2</sup> )	$A_f$ (m <sup>2</sup> )	Número de colunas	Volume de brita (m <sup>3</sup> )	Comp. total (m)
15.5	0.164	0.70	0.38	13681.9	5830	34779.4	90372.4
		0.75	0.44		5079		78724.4
		0.80	0.50		4464		69191.4
		0.85	0.57		3954		61290.6
		0.90	0.64		3527		54669.7
		0.95	0.71		3166		49066.5
		1.00	0.79		2857		44282.5

Considerando  $D=0.85m$  e adotando uma malha triangular, a Equação 3-8 conduz à um espaçamento de 2.00m entre os eixos das colunas.

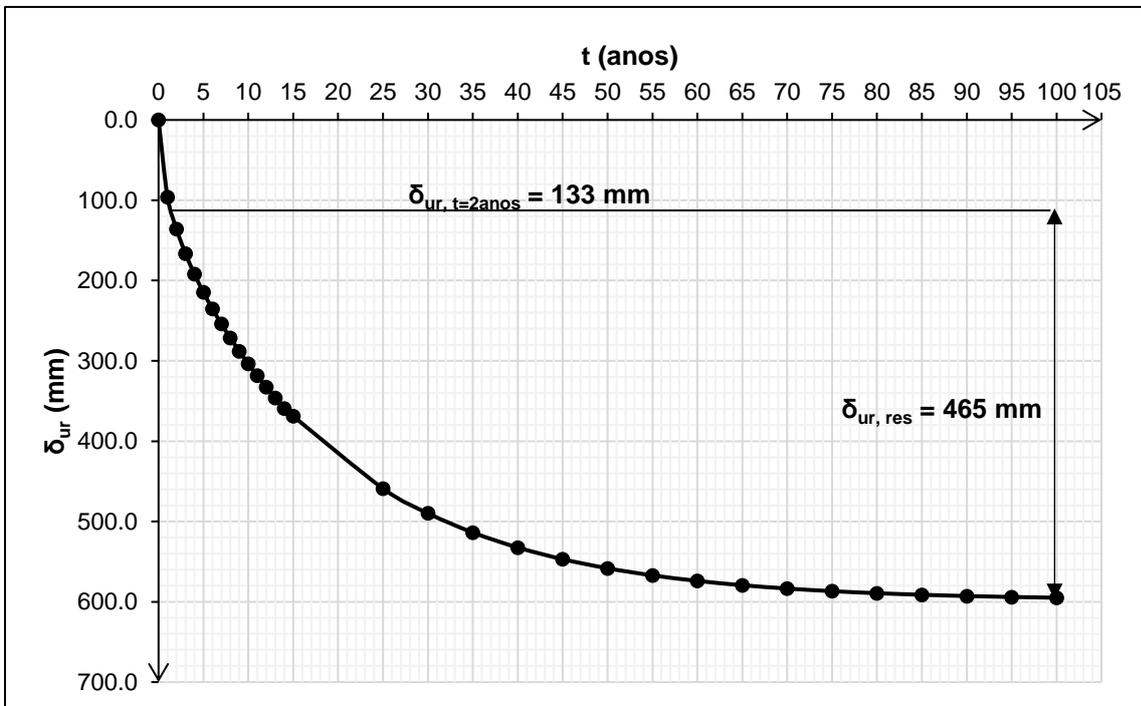


Gráfico 3-13 - evolução temporal dos assentamentos das camadas não reforçadas ( $z > H_c$ ).

### 3.7 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO REFORÇADA COM COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA

#### 3.7.1 Introdução

O comportamento da fundação reforçada pode ser simulado de modo mais realista através da modelação em elementos finitos, por isso, utilizando os resultados obtidos na secção anterior ( $H_c=15.5m$ ,  $D=0.85m$ ,  $s=2.00m$ ), simulou-se o comportamento da mesma a fim de avaliar a redução dos assentamentos e analisar a estabilidade do aterro.

#### 3.7.2 Assentamento do aterro

##### 3.7.2.1 Considerações sobre o modelo de cálculo

Para efeitos de cálculo dos assentamentos, recorreu-se ao software Plaxis 2D v8.6, onde considerou-se um modelo em estado plano de deformação (*plane strain*). Assim, as colunas foram convertidas em paredes equivalentes, com área da secção transversal igual à área das colunas, conforme sugerido por Barksdale & Bachus (1983).

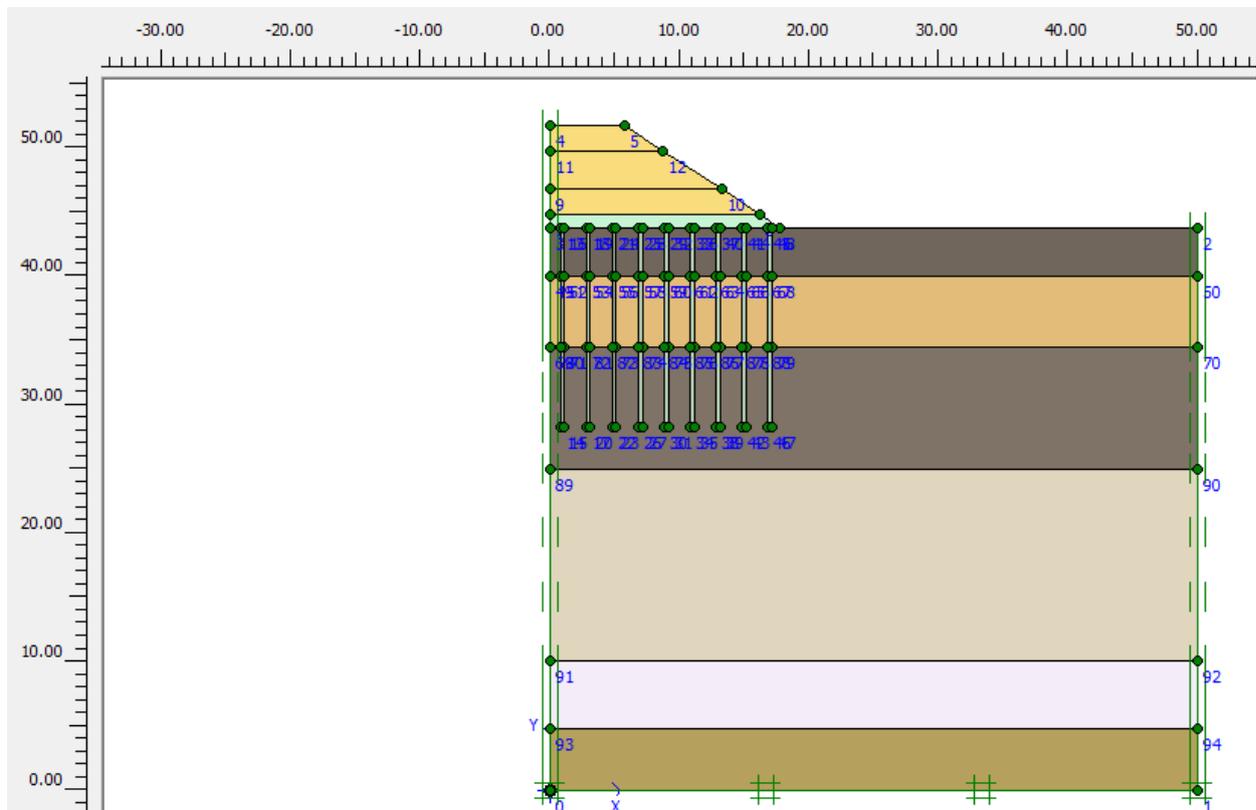


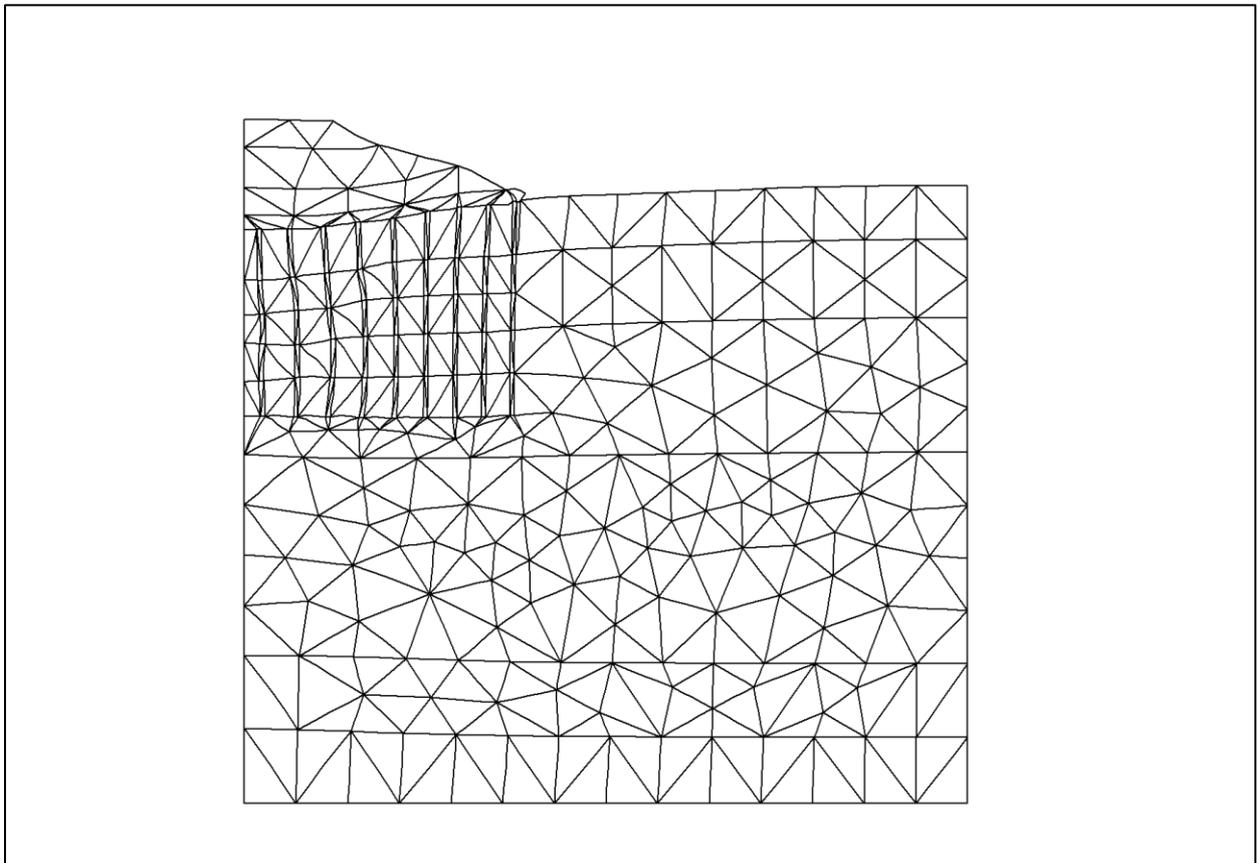
Figura 3-18 - geometria e condições de fronteira.

A caracterização dos solos encontra-se no Anexo 4.

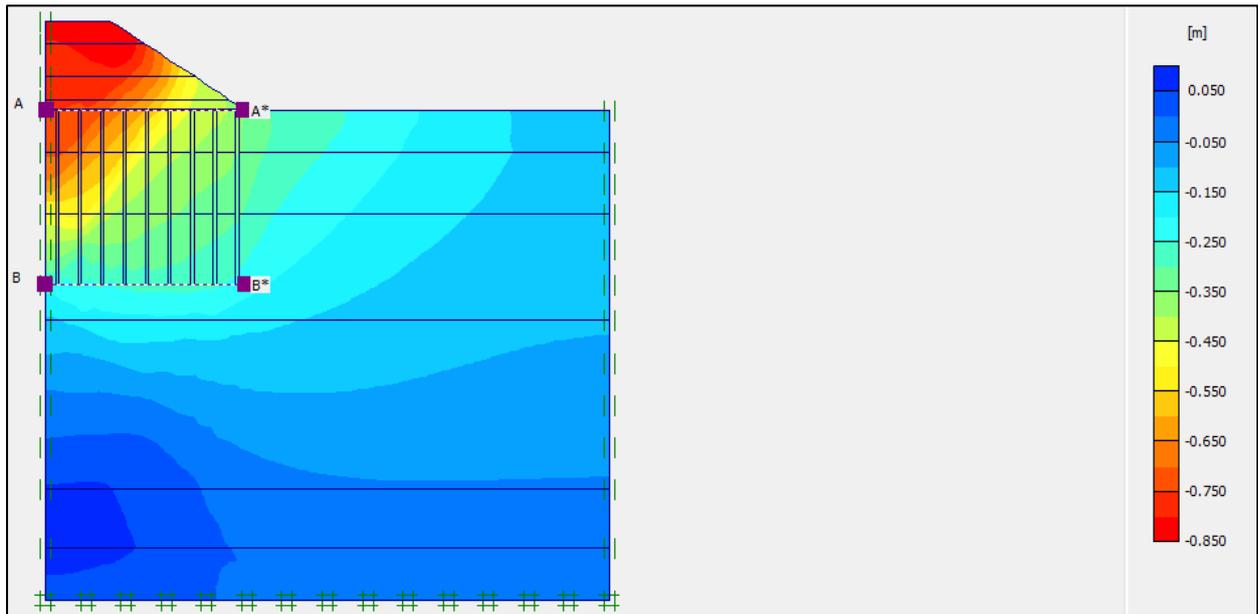
Devido à simetria do problema em relação ao eixo do aterro, considerou-se a metade da geometria do mesmo, assim, não há deslocamentos horizontais nem fluxo de água através do eixo do aterro (eixo de simetria).

### 3.7.2.2 Apresentação e discussão dos resultados

Após a definição da geometria do problema, das condições de fronteira e dos materiais, definiu-se uma malha com 3 nós por elemento e realizou-se o cálculo da consolidação, de onde se obteve a malha deformada (Figura 3-19) e os assentamentos por consolidação (Figura 3-20) (através da imposição de excesso de pressão intersticial mínima de 1 kPa como critério de paragem).



**Figura 3-19 - malha deformada (escala das deformações ampliada em duas vezes).**



**Figura 3-20 - mapa de isovalores dos assentamentos da fundação reforçada.**

O assentamento obtido no ponto A é de 749 mm, logo, devido à simetria, o assentamento total no centro da base do aterro será de 1498 mm. Para o ponto B, o assentamento é de 278 mm, logo, devido à simetria, o assentamento total naquele ponto será de 556 mm.

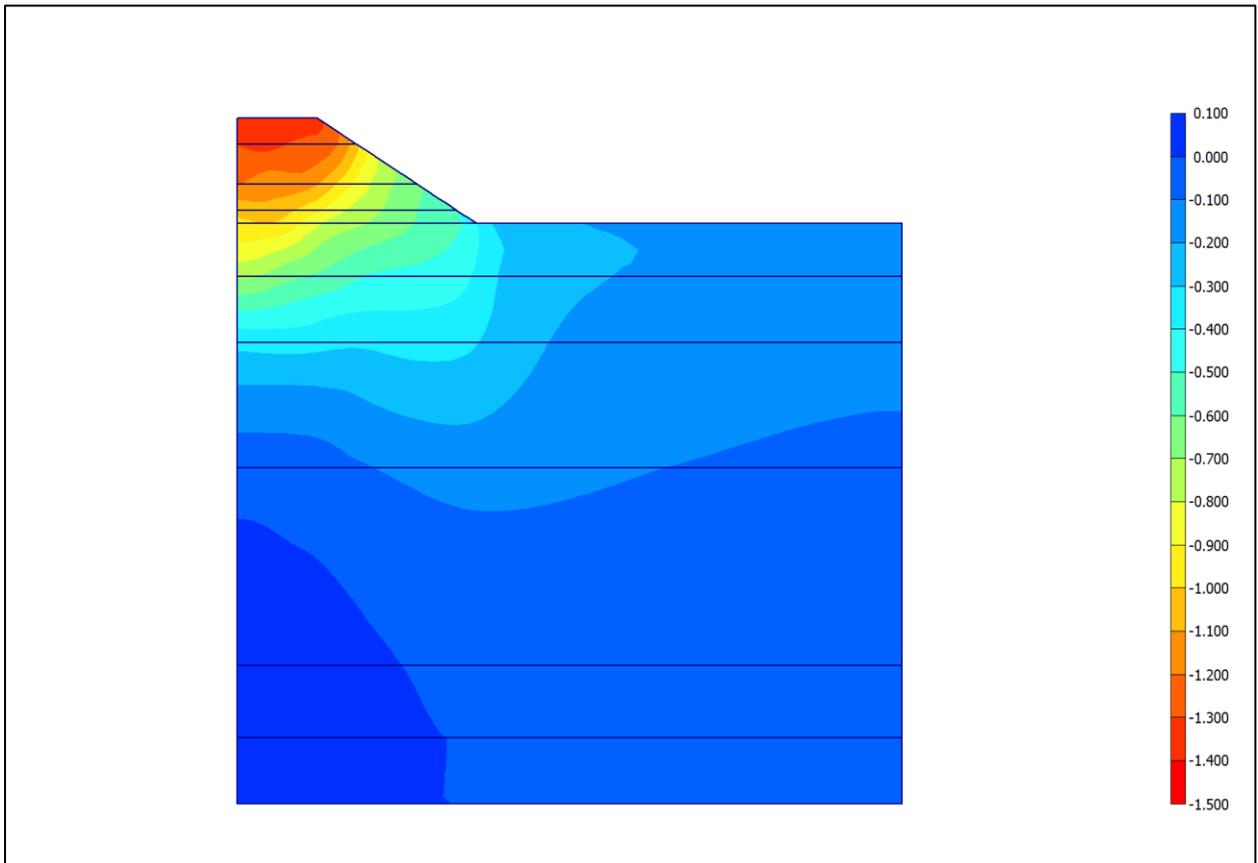
Assim, o assentamento total das camadas reforçadas ( $z \leq H_c = 15.5 \text{ m}$ ) é dado por:

$$S_{e(t)} = 2 \cdot (s_A - s_B) \rightarrow s_{e(t)} = 2 \cdot (749 - 278) = 942 \text{ mm}.$$

O assentamento total das camadas não reforçadas é de  $s_{ur} = 556 \text{ mm}$ , dos quais 16% ocorrem durante a construção, logo, o assentamento residual é de 467 mm.

No caso da fundação não reforçada, o modelo analisado no Plaxis 2D conduziu aos seguintes valores de assentamento nos pontos A e B, respectivamente: 997 mm e 186mm, como se mostra na Figura 3-21.

Aplicando o raciocínio ora descrito, constata-se que o assentamento total das camadas por reforçar é de  $S_e = 2 \cdot (997 - 186) = 1622 \text{ mm}$ , assim, observa-se que o reforço da fundação com colunas flutuantes possibilitou reduzir o assentamento das camadas reforçadas em 41.9%.



**Figura 3-21 - mapa de isovalores dos assentamentos da fundação não reforçada.**

Da Figura 3-21, tem-se que o assentamento total no centro da base do aterro é de  $997 \cdot 2 = 1994 \text{ mm}$ , que é substancialmente menor que o assentamento obtido pelo modelo linear preconizado pela teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi, aliás, um dos pressupostos da referida teoria é que o coeficiente de compressibilidade permanece constante para a gama de pressões aplicadas, ao passo que o modelo não-linear (definido no espaço  $e\text{-}\log\sigma'$ ) e que foi considerado no Plaxis define a compressibilidade em função das tensões efectivas.

### 3.7.3 Estabilidade do aterro

Além do problema dos assentamentos excessivos, os solos moles colocam problemas relacionados com a estabilidade da fundação e do aterro, entretanto, como se viu em 3.6.1, uma das verificações a fazer aquando do dimensionamento de colunas flutuantes é a verificação da capacidade de carga, pelo que, é mais provável que a rotura ocorra no corpo do aterro.

Neste contexto, recorreu-se ao *software Slide2* da *Rocscience* e, com base em alguns métodos de equilíbrio limite, investigou-se a superfície de rotura com o menor factor de segurança, e, como se mostra nas figuras 3-22 e 3-23, os métodos de Bishop simplificado e de Spencer conduziram à factores de segurança mínimos de 1.238 e 1.234, respectivamente.

Como se vê, apesar de o método de Bishop simplificado não satisfazer todas as equações de equilíbrio (não satisfaz o equilíbrio de forças horizontais), contrariamente ao método de Spencer, o factor de segurança mínimo obtido por aquele método é praticamente igual ao obtido pelo último. Tal justifica-se pelo facto de não terem sido consideradas forças horizontais (devidas à sismos) na análise, que é uma das diferenças entre ambos os métodos.

Contudo, os factores de segurança obtidos (maiores que 1) indicam que o aterro considerado é estável, entretanto, sob o ponto de vista de projecto, a margem de segurança (24%) é relativamente baixa, pelo que, analisou-se a estabilidade dum aterro com taludes com inclinação 1V:2H (figura 3-24), tendo-se obtido um factor de segurança mínimo de 1.603 que, oferece uma margem de segurança aceitável para os problemas de estabilidade de taludes (maior que 50%).

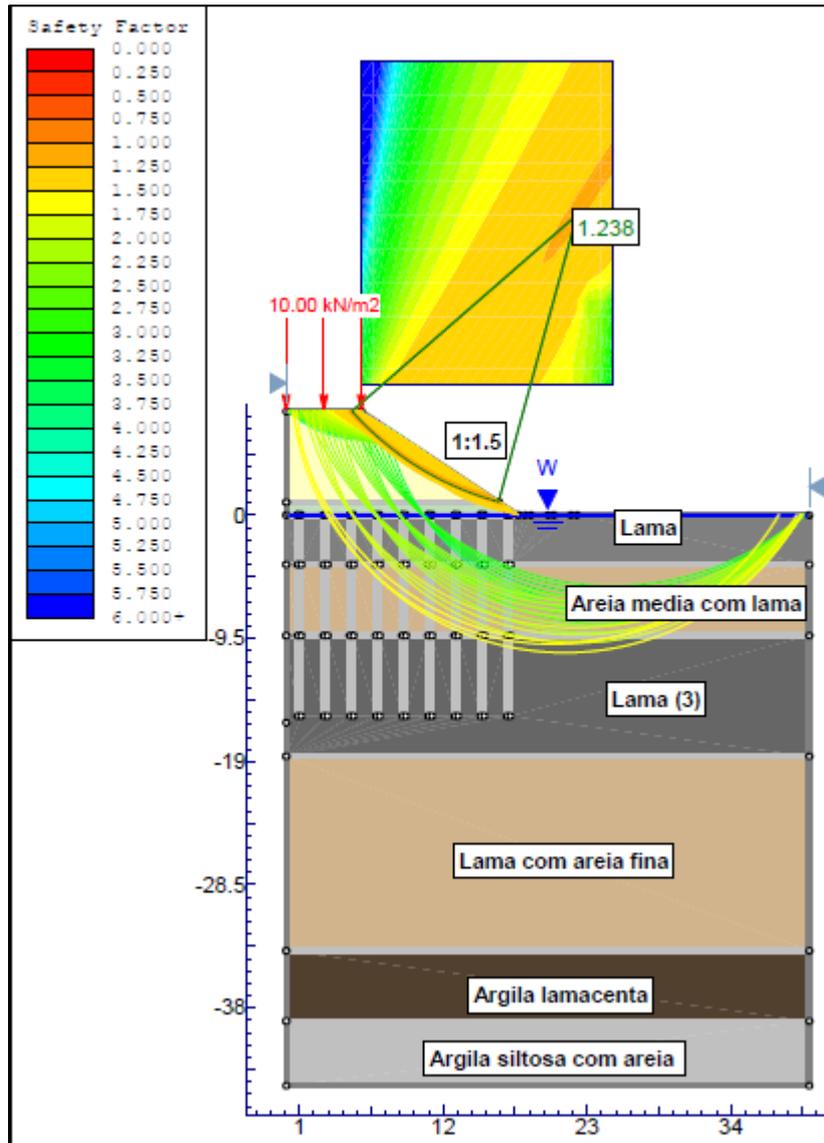


Figura 3-22 - resultado da análise da estabilidade pelo método de Bishop simplificado.

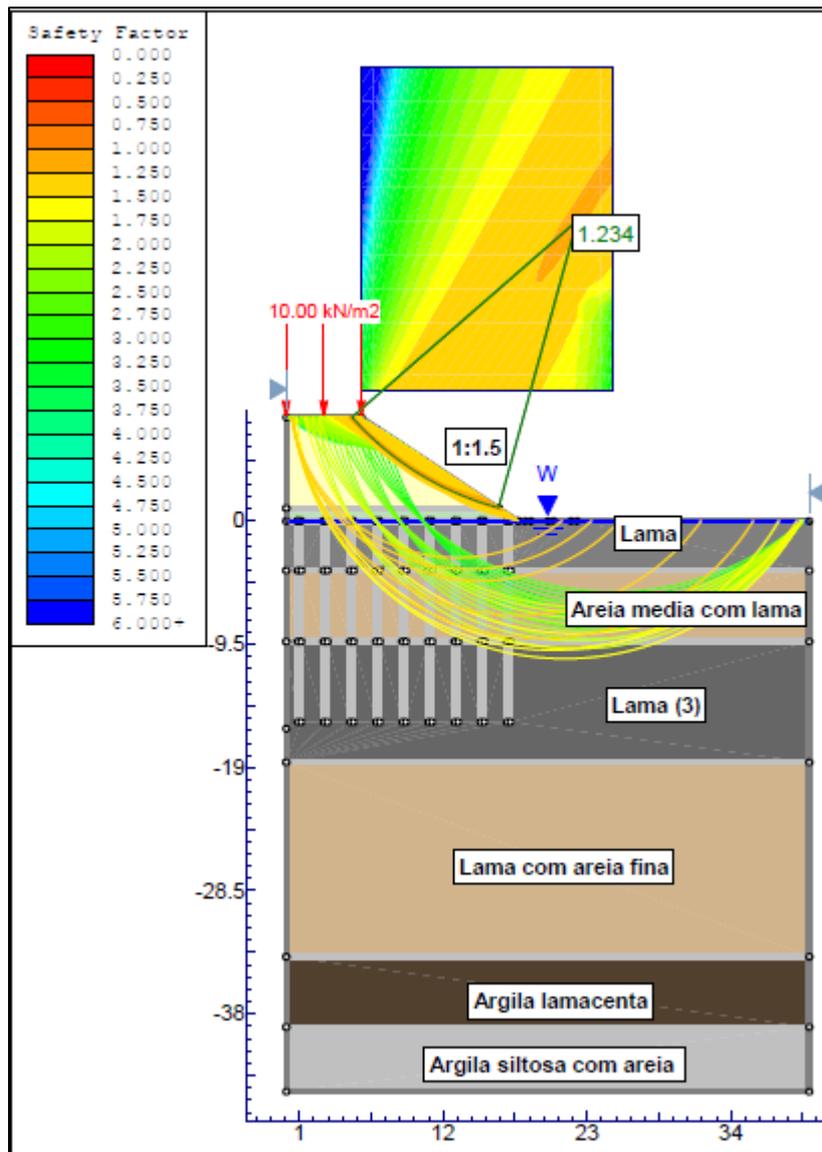


Figura 3-23 - resultado da análise da estabilidade pelo método de Spencer.

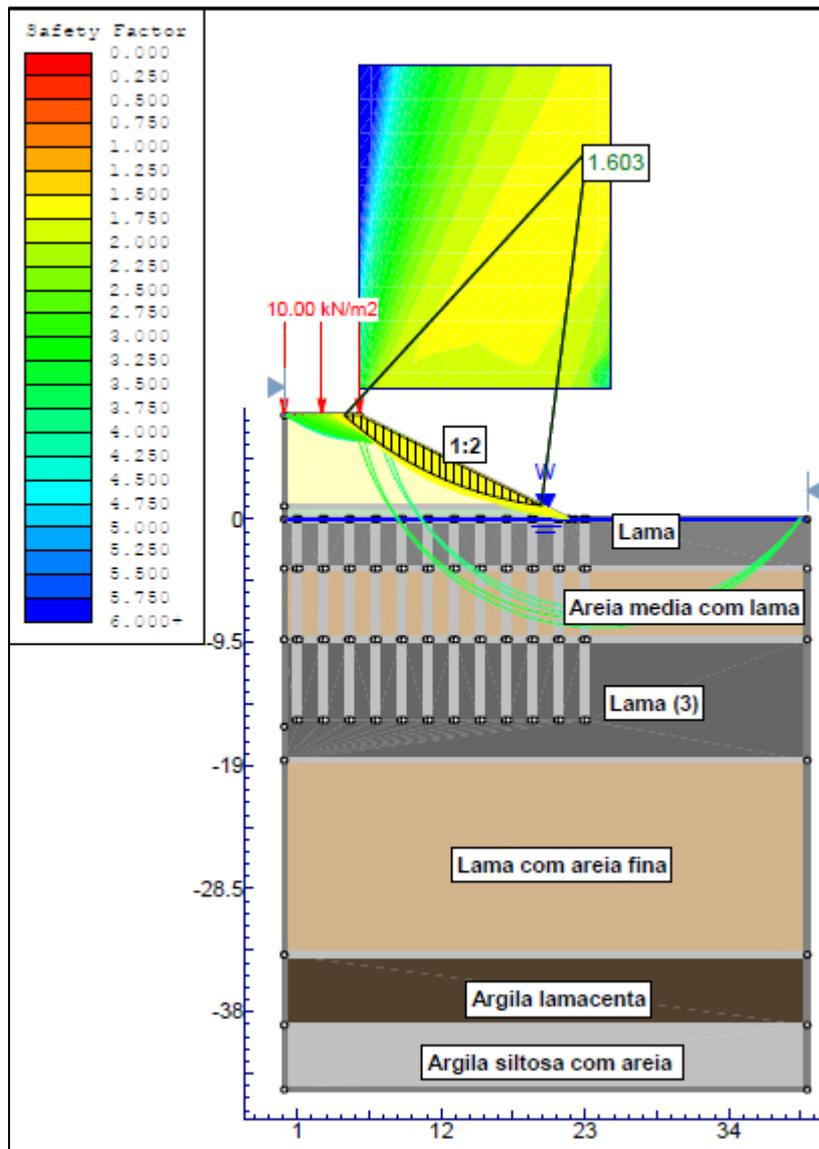


Figura 3-24 - resultado da análise da estabilidade pelo método de Spencer (taludes 1:2).

### 3.8 COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA VS. DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

#### 3.8.1 Introdução

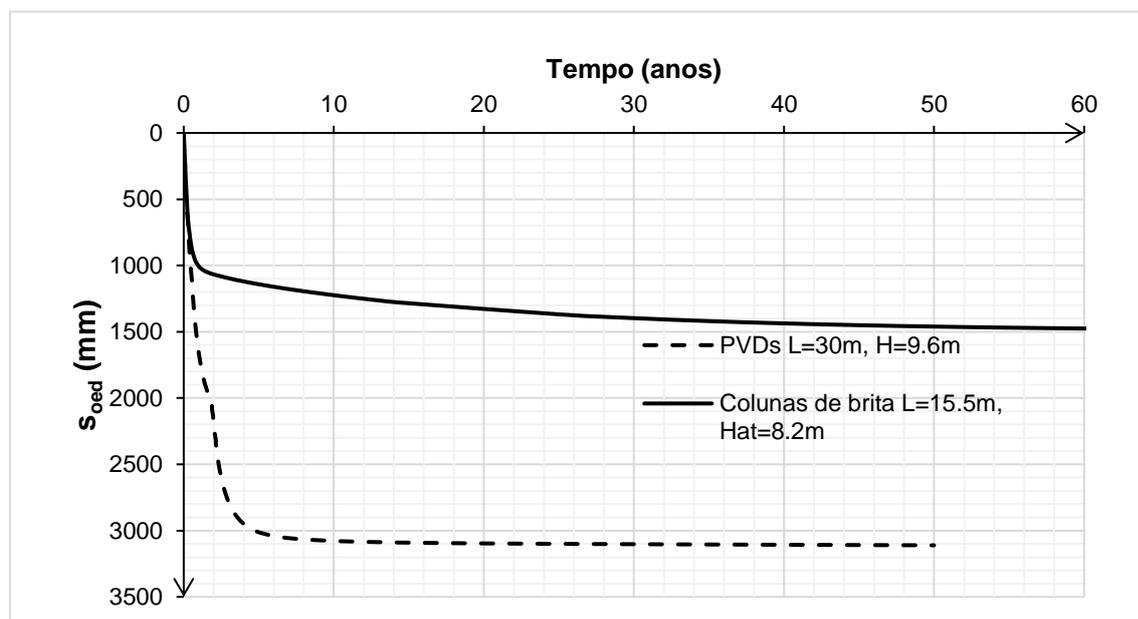
Para concluir o estudo, a presente secção apresenta uma análise comparativa entre a solução dos drenos verticais pré-fabricados e a das colunas flutuantes de brita.

#### 3.8.2 Assentamentos expectáveis durante a construção e a fase de serviço

O Gráfico 3-14 apresenta a evolução temporal dos assentamentos expectáveis para as duas soluções outrora analisadas. Como se observa, o reforço da fundação com colunas flutuantes de brita promove uma consolidação mais rápida que a promovida pelo drenos pré-fabricados, daí que, a obra pode ser colocada em serviço num período relativamente curto (9 a 12 meses, conforme a capacidade de se construir o aterro rapidamente e a redução da permeabilidade da argila em resultado do amolgamento causado pela instalação das colunas), sem que ocorram assentamentos residuais inadmissíveis, isto é, maiores que 500 mm.

Por outro lado, as colunas promovem a redução dos assentamentos das camadas reforçadas, logo, a redução da altura do aterro necessária para alcançar a cota de projecto, ao passo que, no caso dos geodrenos, tal redução não ocorre.

**Gráfico 3-14 - comparação entre a solução dos drenos verticais pré-fabricados e a das colunas flutuantes de brita sob o ponto de vista dos assentamentos.**



### 3.8.3 Impactos ambientais

No que respeita aos impactos ambientais, tanto a solução dos geodrenos, como a solução das colunas instaladas pelo método de vibro-substituição, mostram-se ambientalmente sustentáveis, pois, dispensam a necessidade de remoção do solo nativo, o que seria altamente inconveniente devido à necessidade de identificação de áreas próprias para deposição. Entretanto, as colunas apresentam a desvantagem de demandarem o desmonte de rochas para a produção da brita.

### 3.8.4 Custos de execução

Das tabelas 3-9 e 3-10, observa-se que a solução dos geodrenos apresenta menor custo de execução comparativamente à solução das colunas. Tal justifica-se pelo baixo custo de aquisição dos geodrenos comparativamente ao custo de aquisição da brita.

Porém, a decisão sobre a solução mais económica deve ser precedida de uma análise mais detalhada, considerando, por um lado, no caso da solução das colunas de brita e quando aplicável, a dispensa da construção de bermas de equilíbrio e, conseqüentemente, a redução de custos de expropriação em zonas urbanas. Por outro lado, é necessário incluir na análise económica não apenas o benefício de a obra poder ser colocada em serviço dentro dum prazo substancialmente curto, mas também, a redução de custos indirectos como consequência directa da redução do prazo da obra.

Adicionalmente, deve-se atentar para os seguintes factores: disponibilidade de matéria-prima, transporte de matéria-prima e a existência de mão-de-obra qualificada.

**Tabela 3-9 - preço da solução dos drenos verticais pré-fabricados (preços unitários assumidos).**

Item	Designação	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Preço total
1	Construção do colchão drenante, incluindo a aquisição da brita.	22,740.00	m <sup>3</sup>	\$ 35.00	\$ 795,900.00
2	Cravação dos drenos verticais, incluindo a sua aquisição.	485,680.00	m	\$ 2.00	\$ 971,360.00
3	Construção do aterro e das bermas de equilíbrio, incluindo a aquisição da areia.	109,770.00	m <sup>3</sup>	\$ 12.00	\$ 1,317,237.24
				<b>Total</b>	<b>\$ 3,084,500.00</b>

**Tabela 3-10 - preço da solução das colunas flutuantes de brita (preços unitários assumidos).**

<b>Item</b>	<b>Designação</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Unidade</b>	<b>Preço unitário</b>	<b>Preço total</b>
1	Construção do colchão drenante, incluindo a aquisição da brita.	13,113.40	m <sup>3</sup>	\$ 35.00	\$ 458,969.00
2	Aquisição de brita para a construção das colunas flutuantes, incluindo o manuseamento em obra.	34,779.39	m <sup>3</sup>	\$ 35.00	\$ 1,217,279.00
3	Construção das colunas flutuantes de brita de $\phi=850\text{mm}$ , incluindo o encamisamento com geotêxtil.	61,290.65	m	\$ 20.00	\$ 1,225,812.00
4	Construção do aterro, incluindo a aquisição da areia.	60,852.20	m <sup>3</sup>	\$ 12.00	\$ 730,226.40
				<b>Total</b>	<b>\$ 3,632,286.40</b>

## 4 CONCLUSÕES

O estudo realizado permitiu evidenciar que o facto de os solos moles serem altamente compressíveis, pouco permeáveis e de baixa capacidade de carga constitui um claro desafio à construção e ao desempenho em serviço de estruturas relativamente pesadas, por isso, mediante a retroanálise dum troço do aterro localizado na baixa do rio Maputo, analisou-se as seguintes técnicas de aceleração da consolidação: drenos verticais pré-fabricados e colunas flutuantes de brita, tendo-se chegado às seguintes conclusões:

- A instrumentação e o monitoramento de aterros construídos em condições de incerteza desempenham um papel importantíssimo para a segurança da obra, pois, possibilitam verificar se as premissas de projecto se cumprem no campo e, caso não se cumpram, permitem a obtenção de parâmetros que melhor caracterizam o maciço, viabilizando a previsão mais precisa do comportamento da obra;

- A instalação de drenos verticais pré-fabricados permitiu reduzir o comprimento de drenagem e, conseqüentemente, acelerar exponencialmente a consolidação dos solos moles, de tal modo que a obra foi concluída ao fim de 2.2 anos, ao passo que, sem a utilização de qualquer técnica de aceleração da consolidação, o pavimento só seria construído ao fim de cerca de 20 anos. Entretanto, devido ao facto de os geodrenos possuírem capacidade de carga negligenciável, não ocorre qualquer redução do assentamento total expectável e o aterro deve ser construído em etapas e/ou reforçado;

- A simulação do comportamento da fundação reforçada com colunas flutuantes de brita permitiu evidenciar o potencial desta solução para acelerar a consolidação, reduzir os assentamentos e eliminar a necessidade de construção faseada, pois, a instalação das colunas reduz o comprimento de drenagem, reduz a compressibilidade e aumenta a resistência do solo envolvente;

- A comparação entre as duas soluções estudadas revelou que, o reforço da fundação com colunas flutuantes promove uma consolidação bem mais rápida que a conseguida com os geodrenos, permitindo que a obra seja concluída em menos tempo, entretanto, a solução dos geodrenos apresenta custos de execução mais baixos.

Contudo, a existência de solos moles não deve servir de impedimento à construção.

## 5 BIBLIOGRAFIA

### 5.1 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Afshar, J. N., & Ghazavi, M. (2014). A simple analytical method for calculation of bearing capacity of stone-column. *International Journal of Civil Engineering*, 12(1 B), 15–25.
2. Almeida, M. de S. S., & Marques, M. E. S. (2010). *Aterros sobre Solos Moles - projecto e desempenho*. Oficina de Textos.
3. Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, 18(4), 87–101. [https://doi.org/10.3208/sandf1972.18.4\\_87](https://doi.org/10.3208/sandf1972.18.4_87)
4. Assunção, B. da C. (2010). *Colunas de brita e pré-carga em solos de fundação de reservatórios de betão armado*. Universidade do Porto.
5. Barksdale, R. D., & Bachus, R. C. (1983). *Design and Construction of Stone Columns*.
6. Bouassida, M. (2007). A novel design methodology for column reinforced soils. *16th European Conference of Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*.
7. Bouassida, M. (2011). Designing reinforced soils by columns. *Pan-American CGS Geotechnical Conference*, 2, 1760–1764.
8. Bouassida, M., & Ellouze, S. (2019). Optimized design of foundations on soil reinforced by floating columns. *II International Geotechnical Engineering Seminar*, 2(2–3), 165–176. <https://doi.org/10.1002/cepa.667>
9. Cardoso, M. C. G. (2013). *Análise de soluções de projeto de aterros sobre solos moles*. Instituto Superior Tecnico de Lisboa.
10. Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundacoes* (E. P. G. Eiffel (ed.); 1.a). Amadora.
11. Craig, R. F., & Knappett, J. a. (2012). *Craig's Soil Mechanics* (8a ed.). Spon Press.
12. Dam, L. T. K., Sandanbata, I., & Kimura, M. (2006). *Vacuum consolidation method – worldwide practice and the latest improvement in Japan*.
13. Das, B. M. (2007a). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica* (6ªEd).
14. Das, B. M. (2007b). *Principles of Foundation Engineering* (Thomson, Brooks, & Cole (eds.); 6th ed.).
15. Espinoza, D., Li, C., De Melo, L., & Gupta, R. (2020). Application of Hybrid Drained-Undrained Model for Analyzing the Stability of Reinforced Soil Structures Over Soft Foundations with Prefabricated Vertical Drains. *ISSMGE International Journal of Geoengineering Case Histories*, 5(3), 138–151. <https://doi.org/10.4417/IJGCH-05-03-01>
16. Fernandes, M. de M. (1994). *Mecânica dos Solos*. FEUP.
17. Guetif, Z., Bouassida, M., & Debats, J. M. (2007). Improved soft clay characteristics due to stone column installation. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 104–111. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2006.09.008>

18. Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 677–682. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(84\)91874-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(84)91874-6)
19. Jakobson, B. (1948). The design of embankments on soft clays. *Geotechnique*, 1(2), 80–90. <https://doi.org/10.1680/geot.1948.1.2.80>
20. Khan, A. Q. (2010). *Ground improvement using vacuum preloading together with prefabricated vertical drains*.
21. Liu, A. M., Hou, J. F., & Li, J. S. (2017). Application of underwater Vacuum Preloading Technology for Soft Soil Ground Improvement in Intertidal Zones. *19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2583–2586. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(84\)90012-8](https://doi.org/10.1016/0266-1144(84)90012-8)
22. Lopes, A. B. da S. G. (2017). *Consolidação de solos moles com recurso a vácuo*. Universidade Nova de Lisboa.
23. Mesri, G., & Khan, A. Q. (2011). Increase in shear strength due to vacuum preloading. *Pan-American CGS Geotechnical Conference - Ground Improvement/Remediation*. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(84\)90012-8](https://doi.org/10.1016/0266-1144(84)90012-8)
24. Ng, K. S., & Tan, S. A. (n.d.). *Settle3 ground improvement feature: verification of settlement calculations for stone columns*.
25. Ng, K. S., & Tan, S. A. (2014). Design and analyses of floating stone columns. *Soils and Foundations*, 54(3), 478–487. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.04.013>
26. Osterberg, J. O. (1957). Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 393–394.
27. Peleman, J. D., Sørensen, A. P., & Van Der Voort, J. R. (1987). *Design of Small Dams* (3rd ed.). WATER RESOURCES TECHNICAL. <https://doi.org/10.1002/3527603514.ch5>
28. Priebe, H. J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, 28(10), 31–37. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(96\)80092-1](https://doi.org/10.1016/0148-9062(96)80092-1)
29. Rocscience. (2009). *Settle3D - settlement and consolidation analysis*.
30. Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3rd ed.). Wiley-Interscience.

## 5.2 OUTRA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

31. ANE. (s.d). Mapa Rodoviário da República de Moçambique – rede de estradas classificadas.
32. CRBC. (2015). *Maputo Bridge and Link Roads Project - detail design section1 IK62+000~IK65+600*.
33. CRBC. (2018). *Maputo Bridge and Link Roads Project - engineering geological survey report*.
34. MINED. (1986). Atlas geográfico. 2ª ed., Esselte Map Service, Estocolmo.
35. Rocscience. (2009). Slide2 - theory manual.
36. Plaxis. (2002). Plaxis version 8 - material models manual.
37. <https://geosko.com/en/portfolio/verti-drain/?ckattempt=3>, 16 de Agosto de 2021.
38. <https://baekjae.com.sg/installation-of-prefabricated-vertical-drain/>, 16 de Agosto de 2021.
39. <https://news.railanalysis.com/railway-embankment-construction-over-soft-soil-using-prefabricated-vertical-drains-pvd/>, 16 de Agosto de 2021.
40. <http://greencosmos.com.sg/prefabricated-vertical-drains-pvd/prefabricated-vertical-drains>, 16 de Agosto de 2021.

## 6 ANEXOS

Anexo 1 – técnicas de aceleração dos assentamentos por consolidação.

Anexo 2 – caracterização do perfil geológico-geotécnico da área em estudo.

Anexo 3 – cálculos justificativos do dimensionamento das colunas flutuantes de brita.

Anexo 4 – dados do perfil geotécnico utilizado no *Plaxis 2D v.8.6*.

## Anexo 1 – técnicas de aceleração dos assentamentos por consolidação

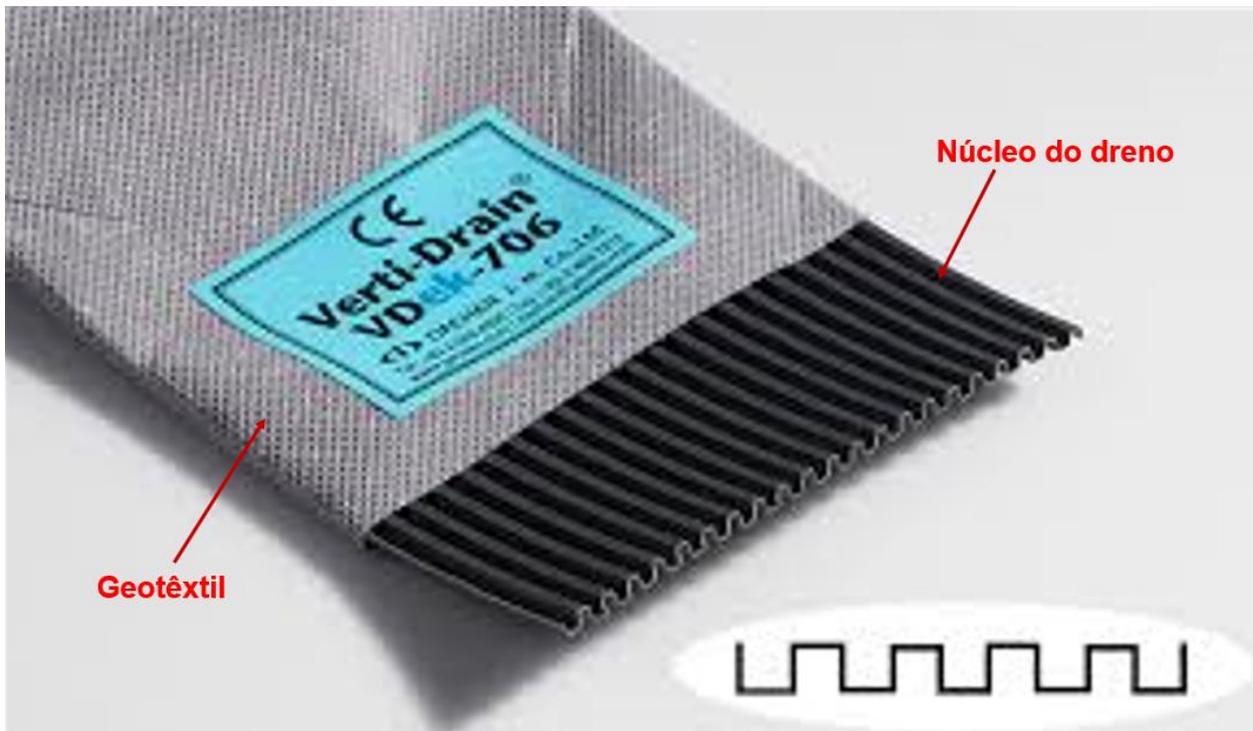


Figura A1. 1 - detalhe dum dreno vertical pré-fabricado.

Fonte: adaptado de Geosko.

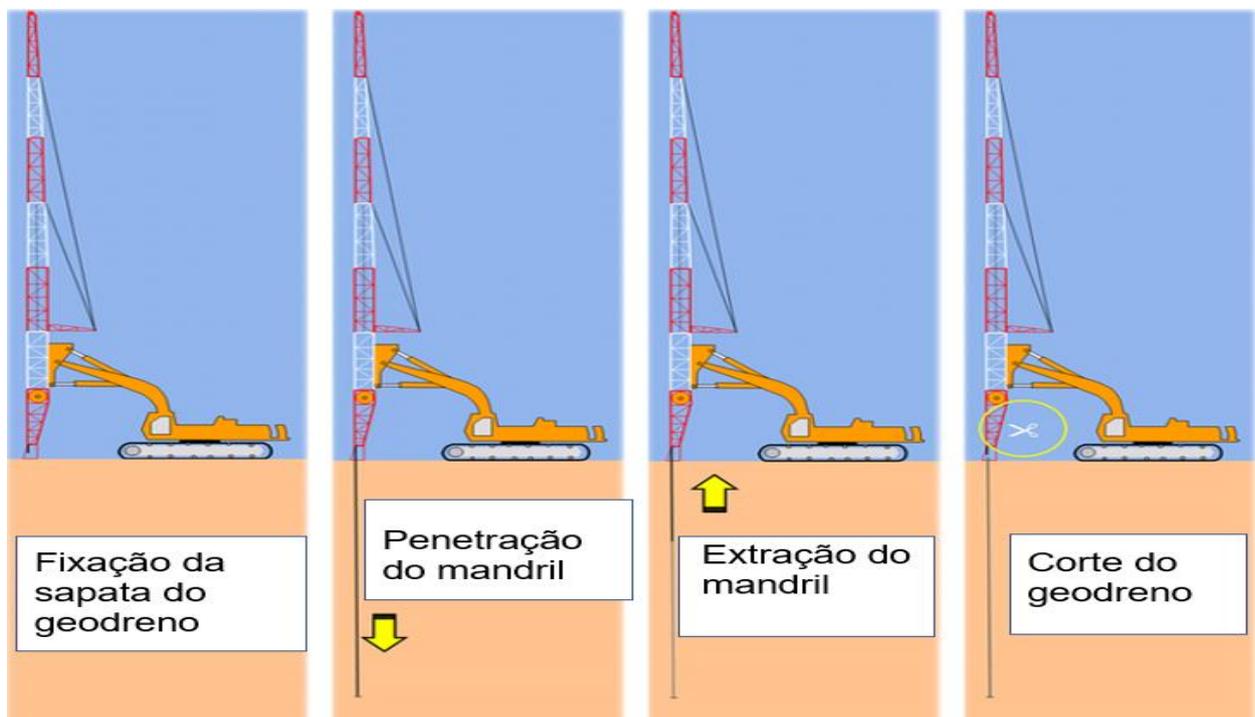


Figura A1. 2 - processo de instalação de drenos verticais pré-fabricados (geodrenos).

Fonte: adaptado de Baek Jae.



Figura A1. 3 - término da instalação de geodrenos.

Fonte: Rail analysis news.

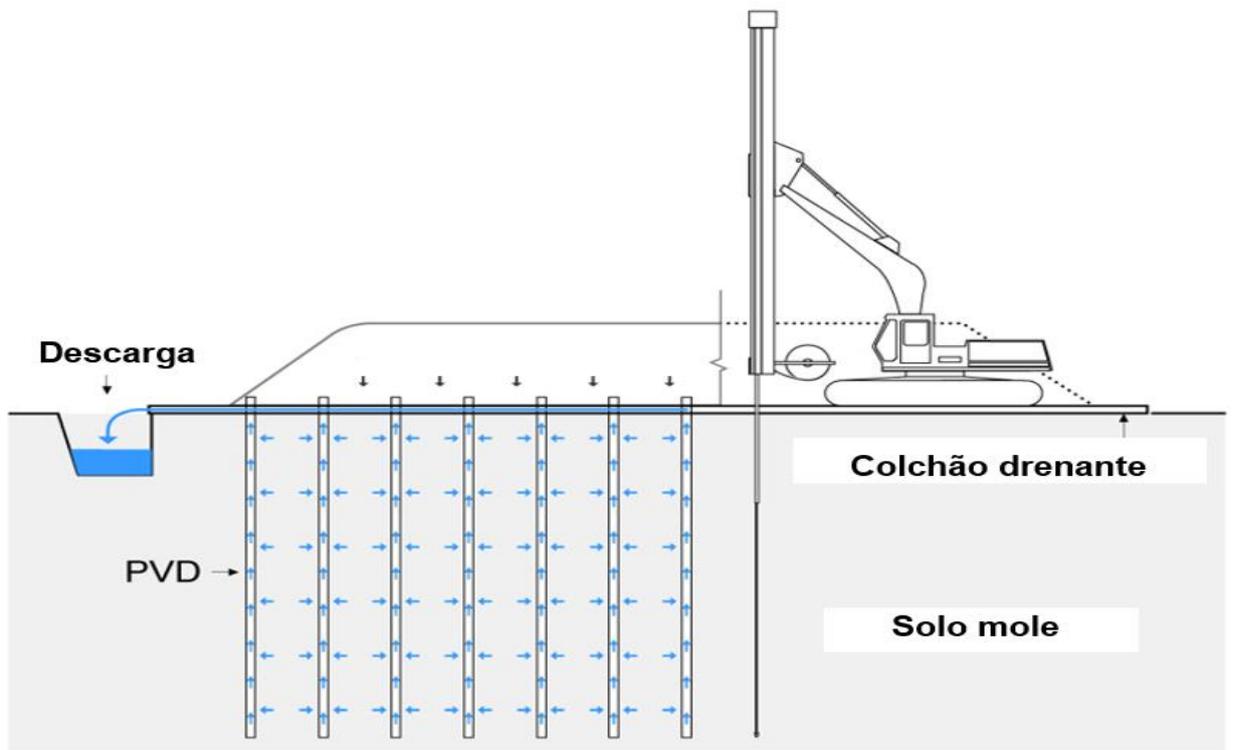


Figura A1. 4 - esquema do funcionamento de geodrenos.

Fonte: adaptado de Green Cosmos.

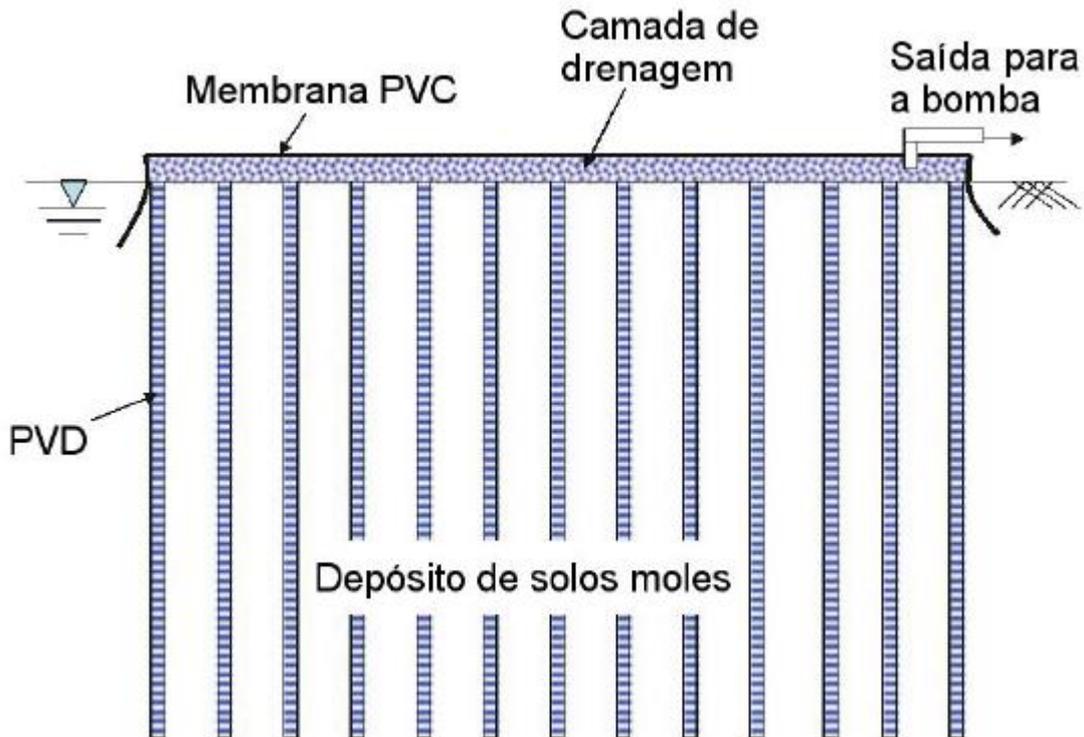


Figura A1. 5 - sistema de pré-carregamento por vácuo proposto por Kjellmann.

Fonte: Chai e Carter, 2011 *apud* Lopes, 2017.

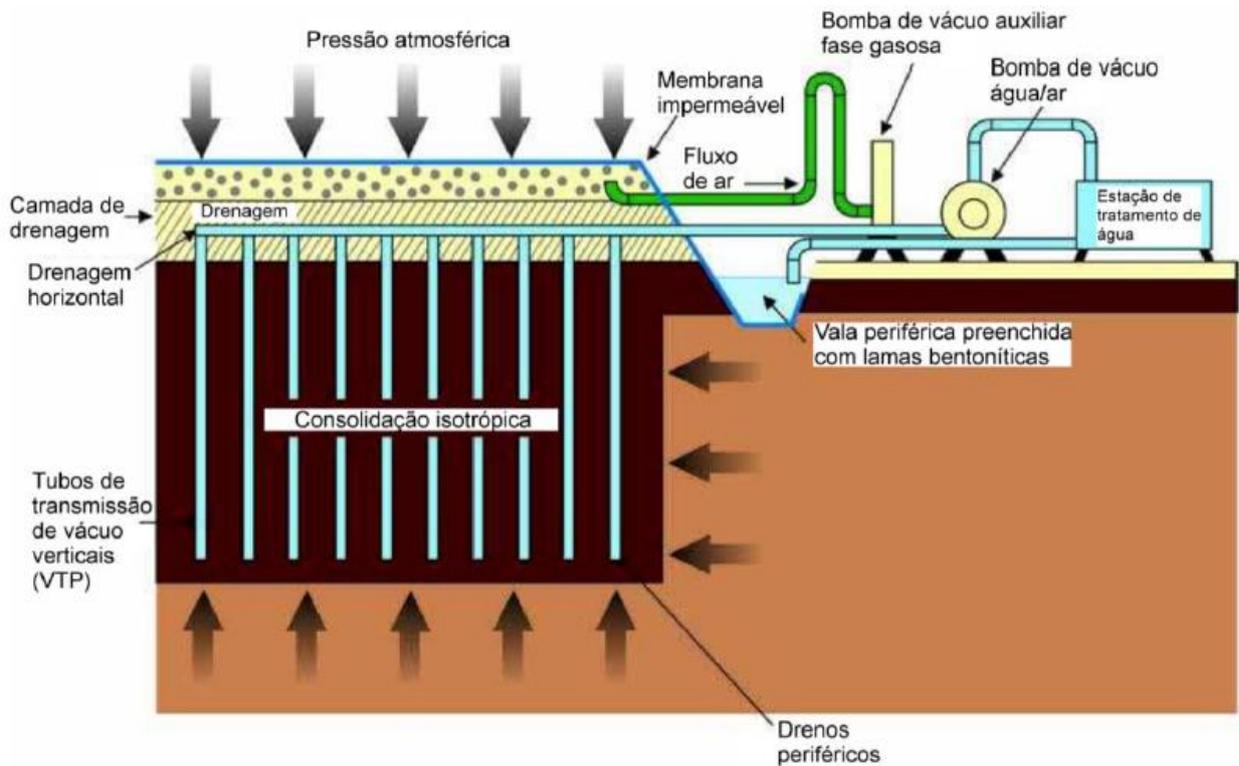


Figura A1. 6 - sistema de pré-carregamento por vácuo proposto por Ménard.

Fonte: Chu *et al.*, 2009 *apud* Lopes, 2017.

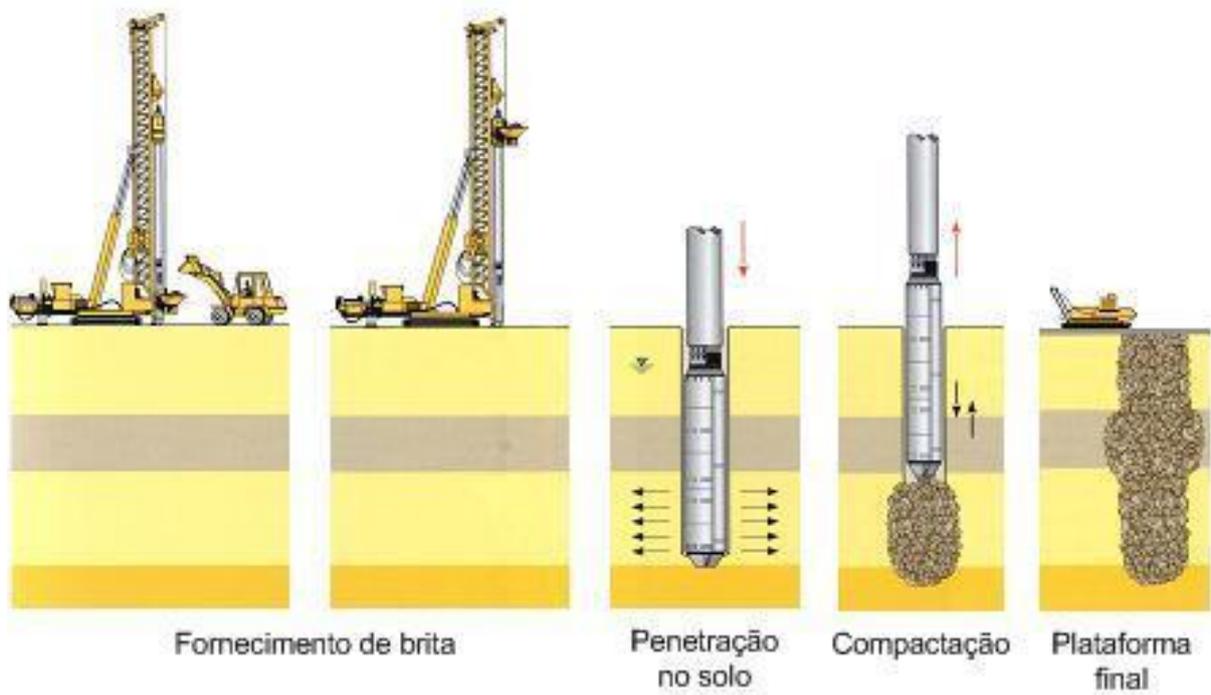


Figura A1. 7 - processo de execução de colunas de brita pelo método de vibrossubstituição com alimentação da brita através da ponta do tubo de alimentação.

Fonte: Keller.

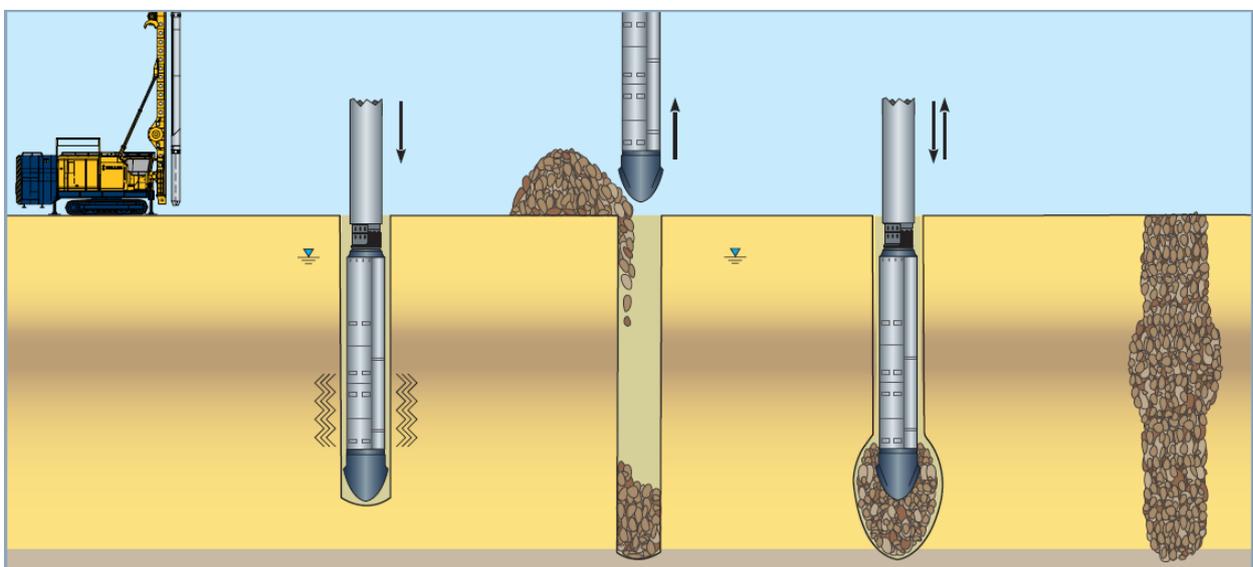
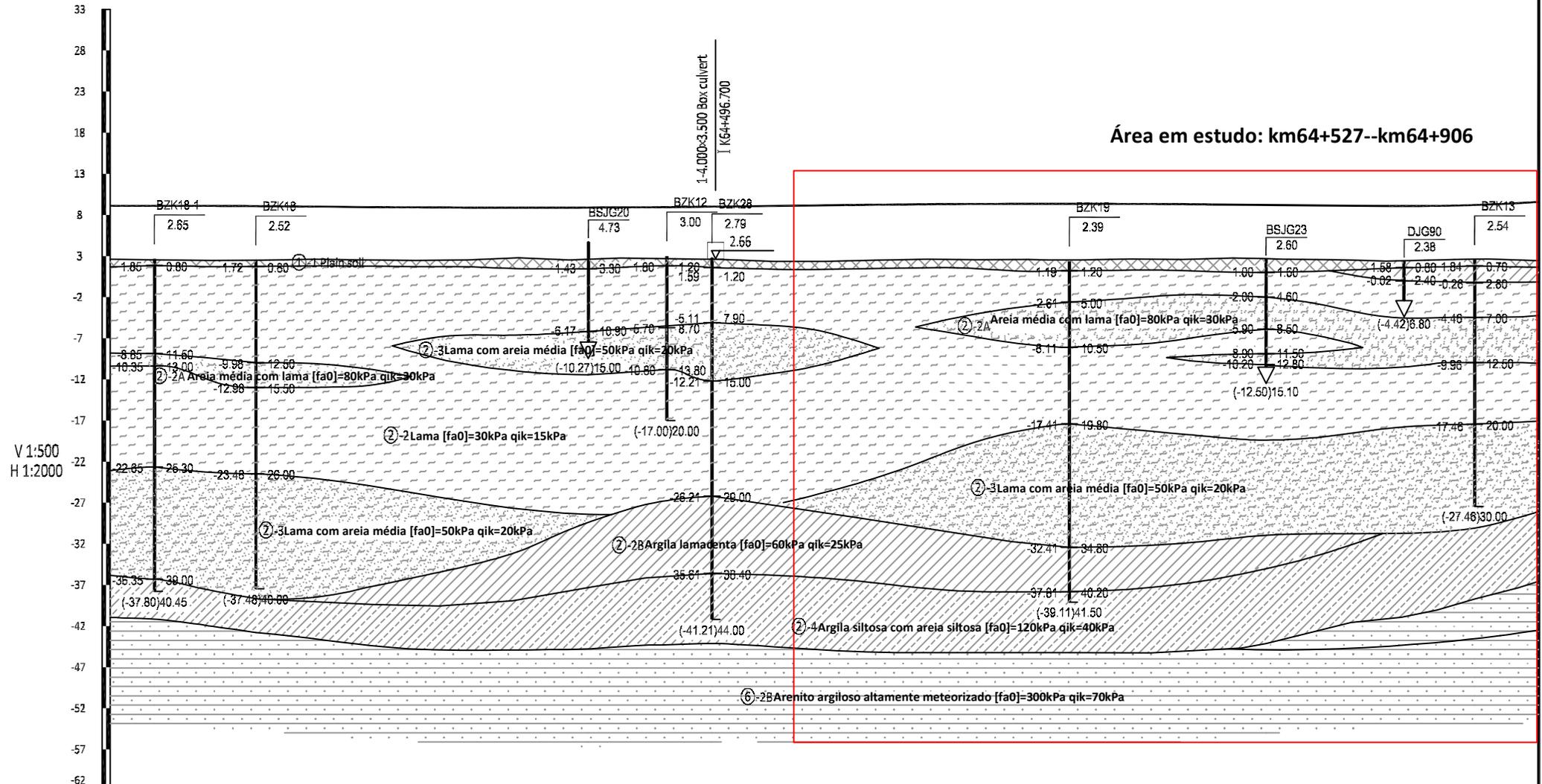


Figura A1. 8 - processo de execução de colunas de brita pelo método de vibrossubstituição por alimentação no topo.

Fonte: Keller.

**Anexo 2 – caracterização do perfil geológico-geotécnico da área em estudo**

Área em estudo: km64+527--km64+906



V 1:500  
H 1:2000

Descrição	Zona   Planície aluvionar: as camadas superiores são principalmente lamas e lamas aluvionares com areia, do período Quaternário, ricas em matéria orgânica; a camada inferior rochosa é de arenito argiloso.																													
Altura (corte/aterro) (m)	6.52	6.57	6.63	6.57	6.42	6.42	6.47	6.38	6.10	6.38	6.16	6.28	6.44	6.75	6.83	6.75	6.69	6.77	6.77	6.82	6.69	6.77	6.50	6.58	6.60	6.70	6.56	7.15		
Cota de projecto (m)	9.10	9.10	9.08	9.03	9.01	8.96	8.97	8.85	8.88	8.85	8.91	8.95	9.01	9.05	9.16	9.23	9.25	9.33	9.33	9.35	9.33	9.33	9.30	9.25	9.15	9.14	9.08	9.10	9.26	9.58
Cota do terreno (m)	2.58	2.53	2.45	2.49	2.55	2.54	2.45	2.51	2.78	2.57	2.75	2.67	2.57	2.34	2.33	2.48	2.50	2.55	2.57	2.53	2.64	2.58	2.75	2.51	2.54	2.35	2.54	2.64	2.83	
Estação	km64+700	+725	+750	+775	3	+825	+850	+875	4	+425	+450	+475	5	+525	+550	+575	6	+625	+650	+675	7	+725	+750	+775	8	+825	+850	+875	km64+900	

**Anexo 3 – cálculos justificativos do dimensionamento das colunas flutuantes de brita**

Tabela A3. 1 - cálculo da razão de substituição máxima.

$C_{u,s}$ (kPa)	$\varphi'_c$ (°)	$K_p$ (-)	$g(\varphi)$	$U_{v,t=24meses}$
40	40	4.599	2.010	0.223

Bouassida:  
 $q_{ult,s} = 5.7 * C_{u,s}$      $q_{ult,c} = C_{u,s} * (2K_p + g)$

$q_{ult,s}$ (kPa)	FS (-)	$q_{all,s}$ (kPa)	$q_0$ (kPa)	$q_{work}$ (kPa)	OBS.	$q_{ult,c}$ (kPa)	Frs (-)	$\eta_{min}$
228	1.5	152	149.2	159.2	No reinforcement	448.3	1.5	0.000

$H_c$ (m)	$E_c$ (kPa)	$E_s$ (kPa)	$\delta_{ur,tot}$ (mm)	$\delta_r$ (mm)	$\delta_{r,+}$ (mm)	OBS	$\eta_{max}$	$\delta_{res}$ (mm)
10	40000	3743	1040.28	232	355	Calcular $\eta$ max	0.029	808
12	40000	3623	907.81	202	440	Calcular $\eta$ max	0.063	705
14	40000	3541	792.93	177	525	Calcular $\eta$ max	0.103	616
16	40000	3482	598.28	133	610	Calcular $\eta$ max	0.183	465
18	40000	3438	588.66	131	695	Calcular $\eta$ max	0.217	457
22	40000	3582	577.63	129	815	Calcular $\eta$ max	0.281	449

$\delta_{ur,tot}$  – assentamento total das camadas não reforçadas;

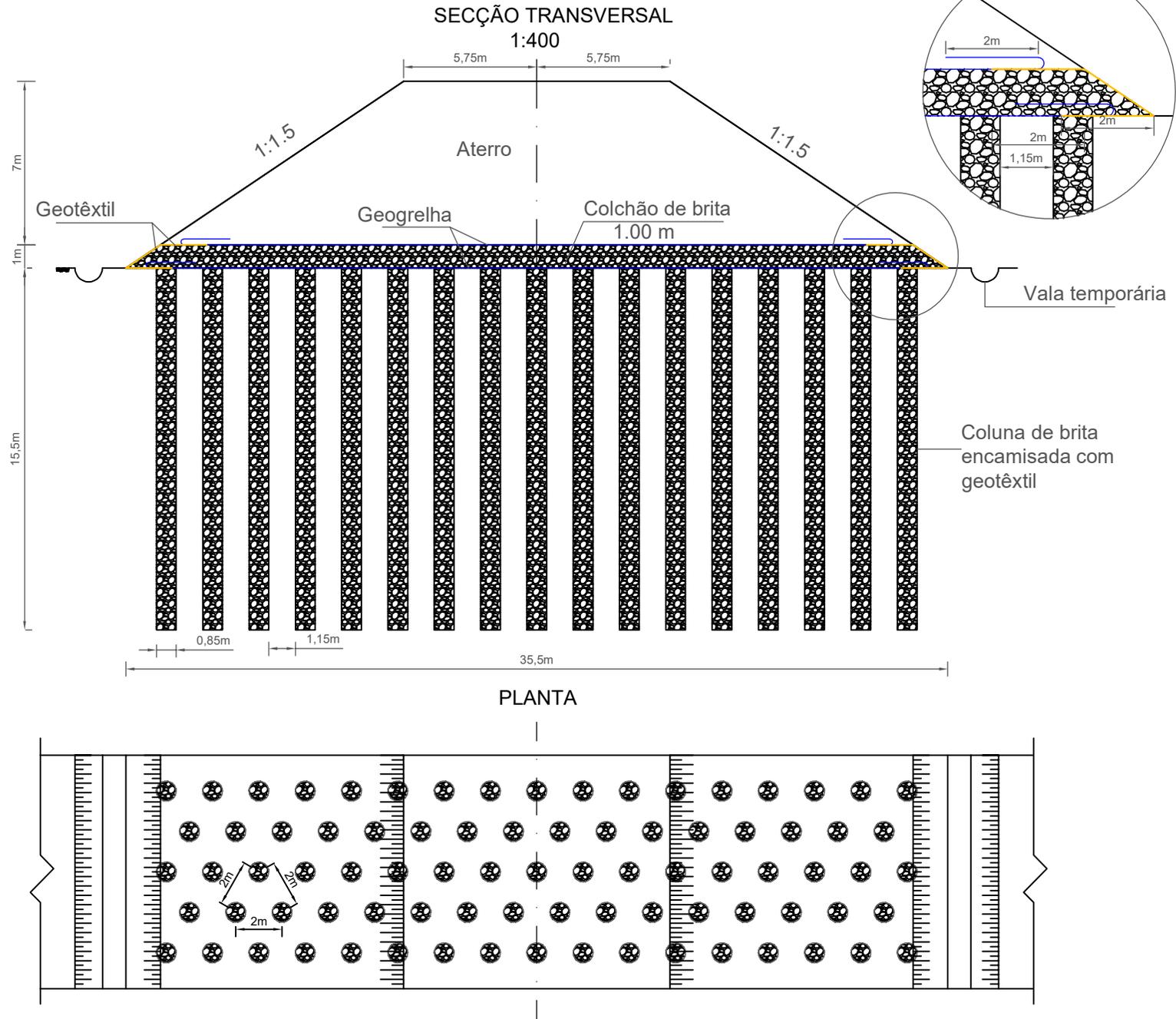
$\delta_r$  – assentamento das camadas reforçadas devido à consolidação das camadas não reforçadas durante a construção, isto é, assentamento de curto prazo;

$\delta_{r,+}$  - limite superior do assentamento de curto prazo das camadas reforçadas;

$\delta_{res}$  – assentamento residual, isto é, após o término da construção.

A.3 - 2/2: DESENHOS DE EXECUÇÃO DO ATERRO SOBRE UMA FUNDAÇÃO REFORÇADA COM COLUNAS FLUTUANTES DE BRITA

DETALHE DO PÉ DO ATERRO



**Anexo 4 – dados do perfil geotécnico adoptado no Plaxis 2D v.8.6**

Mohr-Coulomb		Aterro	Colchão drenante	Argila siltosa com areia	Colunas de brita
Tipo		Drenado	Drenado	Não drenado	Drenado
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.2	18.5	17	18.5
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18.5	19	18	19
$k_x$	[m/dia]	8.64E-01	8.64E+00	8.64E-05	8.64E+00
$k_y$	[m/dia]	8.64E-01	8.64E+00	8.64E-05	8.64E+00
$e_0$	[-]	-	-	0.5	-
$E_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20000	20000	3788.235	40000
$\nu$	[-]	0.3	0.25	0.15	0.25
$E_{oed}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	26923	24000	4000	48000
$c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2	2	20	1
$\phi$	[°]	35	38	14	40

Soft-Soil		Lama	Areia média com lama	Lama (3)	Lama com areia fina	Argila lamacenta
Tipo		Não drenado	Não drenado	Não drenado	Não drenado	Não drenado
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	14	14	13.4	15.7	17.4
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	14.6	14.5	14.2	16.1	18.3
$k_x$	[m/dia]	8.64E-05	8.64E-05	8.64E-05	8.64E-05	8.64E-05
$k_y$	[m/dia]	8.64E-05	8.64E-05	8.64E-05	8.64E-05	8.64E-05
$e_0$	[-]	2.86	2.49	1.98	1.6	0.95
$\lambda^*$	[-]	0.148	0.102	0.093	0.063	0.057
$\kappa^*$	[-]	0.045	0.014	0.016	0.011	0.012
$c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	30	30	30	20	20
$\phi$	[°]	14	14	14	14	14

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

$$\kappa^* \approx \frac{2 \cdot C_r}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$