



ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE BRITA

ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL

DANIELA OLIVEIRA MARQUES

Dissertação submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges
Co-orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

FEVEREIRO DE 2021

PROGRAMA DOUTORAL EM ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901



prodec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência ao *Programa Doutoral em Engenharia Civil - 2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

*“I would like to begin with integrity...
In the end, it is not only what we do, but how we do it.
If you have integrity, nothing else matters. And if you
don’t have integrity, nothing else matters.”*

Robert S. Mueller III

RESUMO

A técnica de colunas de brita é uma das mais utilizadas nos processos de reforço de solos argilosos moles. A construção de uma coluna de brita consiste, sinteticamente, na execução de um furo circular com determinados diâmetro e comprimento, a partir da superfície, e na consequente inclusão de brita e sua compactação com um vibrador. As colunas de brita atuam como inclusões mais rígidas, mais resistentes e mais permeáveis que o solo argiloso mole, permitindo aumentar a capacidade de carga, reduzir e acelerar os assentamentos e aumentar a estabilidade global do aterro.

No presente trabalho, que pretende contribuir para o aprofundamento do conhecimento do comportamento de aterros construídos sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de brita, o comportamento deste tipo de obras é estudado através de modelações numéricas e, complementarmente, através de estudos de modelação física.

Os estudos de modelação numérica utilizam um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos designado por RECRIB, desenvolvido por Borges (1995, 2004) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este modelo de cálculo permite realizar análises acopladas mecânico-hidráulicas para simulação da consolidação em solos argilosos saturados (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot). Para a modelação do comportamento constitutivo dos solos é utilizado um modelo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

Com este programa de cálculo, procede-se à simulação numérica tridimensional de um aterro construído sobre um solo argiloso mole reforçado com colunas de brita. O comportamento da obra é analisado detalhadamente desde o início da construção do aterro até ao final do período de consolidação.

Verifica-se que, nas condições em estudo, grande parte dos assentamentos processam-se até ao final da construção do aterro. Na direção transversal da estrutura a transferência de cargas para as colunas de brita é muito influenciada pela geometria do aterro e pelo menor confinamento das colunas exteriores. Na zona central evidencia-se uma pronunciada transferência de carga para as colunas de brita, que resulta numa redução muito significativa dos assentamentos em comparação com o aterro não reforçado. A presença das colunas de brita aumenta muito significativamente o coeficiente de segurança global no final da construção do aterro.

Adicionalmente, usando o mesmo programa, realizam-se análises paramétricas com o objetivo de estudar a influência da variação de determinados parâmetros no comportamento do solo reforçado. A relação de rigidez entre o solo mole e do material das colunas, o coeficiente de substituição e o coeficiente de impulso em repouso são, para as condições em estudo, os parâmetros com maior impacto no comportamento do solo reforçado. É proposto um novo método de dimensionamento para calcular o fator de melhoramento com base nestes parâmetros.

Para complementar e validar os estudos numéricos, são construídos quatro modelos físicos em escala reduzida da zona central de um aterro (modelos reforçados e não reforçados com colunas de areia) e o comportamento desses modelos é investigado na centrífugadora geotécnica da Universidade Estadual do Norte Fluminense. O programa de cálculo RECRIB é aplicado na simulação do comportamento dos modelos físicos ensaiados na centrífugadora e os resultados numéricos são confrontados com os registros de instrumentação dos modelos físicos.

Por fim, usando o mesmo programa de cálculo, é modelada numericamente uma obra de um aterro experimental e os resultados obtidos são comparados com os respectivos valores das medições *in situ*.

PALAVRAS-CHAVE: Análises de elementos finitos, Colunas de brita, Solos moles, Aterros, Modelação em Centrífugadora Geotécnica

ABSTRACT

Stone columns are one of the most common improvement techniques for foundation of embankments on soft cohesive soils. The construction of a stone column consists in the execution of a vertical borehole in the ground, starting from the surface, with a certain diameter and length, filled upwards with gravel compacted by means of a vibrator. Stone columns act mainly as inclusions with a higher stiffness, strength and permeability than the natural soil, allowing to increase the bearing capacity, to reduce settlements and the consolidation time and to increase the overall stability of the embankment.

In the present work, which aims at contributing for a better understanding of the behavior of stone column supported embankments over soft soils, the behavior of this type of works is studied through numerical modeling and, complementarily, through physical modeling studies.

An automatic calculation program based on the finite element method called RECRIB, developed by Borges (1995, 2004) at the Faculty of Engineering of the University of Porto, is utilized for the numerical studies. The calculation model enables to address the consolidation of saturated clayey soils through coupled mechanical-hydraulic analyzes (extension of Biot's multidimensional consolidation theory). A non-linear elastoplastic model based on Critical State Soil Mechanics is adopted to model soil behavior (p - q - θ model).

With this program, a three-dimensional finite element model of a stone column supported embankment constructed on soft soil is developed. The behavior is analyzed in detail both during and after the construction period.

The results have shown that the majority of the settlements occur until the end of the embankment construction. At cross section, the load transfer to the stone columns is significantly influenced by the embankment geometry and the lesser lateral confinement of the outer columns. The stone columns generally greatly increase the overall safety factor of the embankment reinforced with stone columns at the end of construction.

Parametric studies are also conducted to identify the influence of key stone column design parameters. In the study conditions, stiffness ratio between soil and stone columns materials, area replacement ratio and at rest earth pressure coefficient after stone columns installation have the greatest influence on the behavior of the foundation reinforced by stone columns. A design method to calculate the improvement factor is proposed based on these parameters.

To complement and validate the numerical studies, four small-scale physical models of the central area of an embankment reinforced with sand columns have been built and the behavior of these models is investigated in the geotechnical beam centrifuge at the Universidade Estadual do Norte Fluminense. The RECRIB calculation program is applied to simulate the behavior of the physical models and the numerical results are compared with the instrumentation data obtained in the models.

The behaviour of a test embankment is simulated and the numerical results obtained are compared to those obtained from the on-site measurements.

KEYWORDS: Finite element analyses, Stone columns, Soft soils, Embankment, Centrifuge modelling

AGRADECIMENTOS

Mediante estas linhas desejo expressar publicamente o meu reconhecimento e agradecimento a todas as pessoas e entidades que das mais diversas formas contribuíram para a realização deste trabalho, em particular:

- ao Professor José Leitão Borges, orientador desta tese, pela sua permanente disponibilidade, cuidada orientação, competência e tempo dedicado. As suas ideias estiveram na base deste trabalho e os seus conhecimentos e ensinamentos guiaram todo o meu caminho na investigação. Agradeço a oportunidade proporcionada e espero tê-la sabido aproveitar;
- ao meu co-orientador Professor António Viana da Fonseca, por toda a ajuda prestada e oportunidades proporcionadas. Além do seu amplo conhecimento e experiência, agradeço ter partilhado comigo o seu exemplo de perseverança, dedicação e o seu contagiante entusiasmo pela investigação. Quero ainda deixar uma palavra de agradecimento pelas conversas, pelos conselhos e pelo apoio, incentivo e confiança que transmitiu ao longo deste percurso, particularmente nos momentos mais exigentes, e que foram essenciais para a conclusão deste trabalho;
- ao Professor Fernando Saboya, orientador do trabalho desenvolvido na UENF, pela receção calorosa no seio do seu grupo de trabalho e pela inextinguível disponibilidade para resolver todos os problemas e dificuldades que foram surgindo. O seu entusiasmo e atitude no trabalho são inspiradores;
- ao Professor Sérgio Tibana, por toda a ajuda que prestou no trabalho de laboratório. O seu apoio foi transversal a todas as etapas do trabalho experimental e a sua resiliência e criatividade foram imprescindíveis para que a realização dos ensaios fosse possível num espaço de tempo tão ambicioso. Sou muito grata também por ter dado continuidade à campanha experimental após a minha estadia na UENF;
- à Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela bolsa de doutoramento concedida (SFRH / BD / 87961 / 2012), comparticipada pelo Fundo Social Europeu e por fundos nacionais do MEC e MCTES;
- à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro pelo apoio concedido ao abrigo do Programa "Doutorado Sanduíche Reverso" para a realização do estágio na Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro;

- à Professora Cristiana Ferreira, à qual me une uma amizade e cumplicidade, pela sua generosidade e permanente disponibilidade para ajudar, pelas interessantes trocas de impressões sobre assuntos vários da Geotecnia, pelos seus ensinamentos e pelo magnífico ambiente de trabalho que me proporcionou. Sou também muito grata pelo suporte logístico que me facultou na fase final deste trabalho, sem o qual não teria sido possível concluir o estudo numérico;
- à Engenheira e amiga Paola Manhães, pela forma acolhedora como me recebeu no Rio de Janeiro e em Campos. Agradeço também o companheirismo e a partilha de conhecimentos durante o tempo em que trabalhámos juntas;
- à Engenheira Alexandra Vicente, colega e amiga, pela parceria e cooperação que tornaram possível a minha maior dedicação a este trabalho na sua etapa final. Aos meus colegas de trabalho pela dedicação e compreensão face aos períodos de ausência que este trabalho exigiu;
- a todos os membros da Secção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, onde este trabalho foi realizado, pela ajuda, colaboração e convívio proporcionados. Em especial, ao Professor Manuel Matos Fernandes, pela cuidada revisão do trabalho de Seminário; e aos meus amigos Cândido Freitas, Cláudia Pinto, Fabrizio Panico e Fausto Molina pelos bons momentos que passámos juntos e pela permanente disponibilidade para ajudar;
- aos elementos do grupo de trabalho do Laboratório de Modelação Física da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, onde foram realizados os ensaios de modelação física em centrífugadora geotécnica: André Manhães, Mateus Ladeira, Lucas Otal, Walber e Júnior, pela parceria, boa disposição e por toda a colaboração na criação dos equipamentos, na montagem dos ensaios e na aquisição dos resultados.

Por fim, quero exprimir o meu agradecimento a todas as pessoas que contribuíram para este trabalho no foro pessoal, pois são elas imprescindíveis para alcançar qualquer objetivo. Obrigada à Fernanda Tannuri Nascimento e à sua família, assim como à Luísa, por terem sido a minha família no Brasil. Obrigada aos meus amigos e à minha família, que está por trás de todas as minhas realizações.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - ENQUADRAMENTO	1
1.2 - OBJECTIVOS E METODOLOGIA	2
1.3 - CONTEÚDO DA TESE	4
CAPÍTULO 2 CONSTRUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA.....	9
2.1 - INTRODUÇÃO	9
2.2 - OBJECTIVOS DO REFORÇO COM COLUNAS DE BRITA	13
2.3 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO REFORÇO DE SOLOS COM COLUNAS DE BRITA.....	16
2.4 - MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO	18
2.4.1 - Introdução.....	18
2.4.2 - Via húmida com alimentação superior (“wet top feed method”).....	21
2.4.3 - Via seca com alimentação pelo topo (“dry top feed method”)	22
2.4.4 - Via seca com alimentação pelo fundo (“dry bottom feed method”).....	23
2.4.5 - Métodos de construção sem vibrador de profundidade	24
2.4.6 - Colunas de brita encamisadas com geossintético	26
<i>Método com deslocamento de argila</i>	<i>26</i>
<i>Método com remoção de argila</i>	<i>27</i>
2.5 - CAMPO DE APLICAÇÃO DAS COLUNAS DE BRITA	28
2.5.1 - Introdução.....	28
2.5.2 - Colunas de brita convencionais	29
2.5.3 - Colunas de brita encamisadas	30
2.5.4 - Colunas de brita para mitigar a liquefação	31
2.6 - ASPETOS DIVERSOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA.....	32
2.6.1 - Controlo da execução das colunas	32
2.6.2 - Aspectos construtivos.....	34
2.6.3 - Características do material das colunas	35
2.6.4 - Atuação excessiva do vibrador.....	40
2.6.5 - Instrumentação da obra.....	41
<i>Assentamentos</i>	<i>42</i>

<i>Deslocamentos horizontais</i>	43
<i>Pressões nos poros</i>	43
<i>Tensões totais</i>	43
2.7 - EFEITOS DA INSTALAÇÃO DAS COLUNAS DE BRITA NO SOLO MOLE	44
2.7.1 - Introdução.....	44
2.7.2 - Efeitos na resistência do solo de fundação e nos níveis de tensão.....	44
2.7.3 - Efeitos na estrutura da argila e na permeabilidade	46
2.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	49
 CAPÍTULO 3 DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA EM SOLOS	
ARGILOSOS MOLES	51
3.1 - INTRODUÇÃO	51
3.2 - CONCEITOS GERAIS.....	52
<i>Coefficiente de substituição</i>	53
<i>Fator de concentração de tensões</i>	53
<i>Fator de redução de assentamentos</i>	54
<i>Comprimento crítico</i>	54
3.3 - COMPORTAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA EM TERMOS DE DEFORMAÇÕES.....	56
3.3.1 - Comportamento de uma coluna isolada.....	56
3.3.2 - Comportamento de grupos de colunas.....	58
3.4 - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	60
3.4.1 - Considerações acerca do dimensionamento	60
3.4.2 - Método semi-empírico.....	63
3.4.3 - Método empírico de Thorburn.....	65
3.4.4 - Método de Dayte	66
3.5 - AVALIAÇÃO DE ASSENTAMENTOS	67
3.5.1 - Considerações acerca do dimensionamento	67
3.5.2 - Método de Greenwood	68
3.5.3 - Método de Aboshi <i>et al.</i> (1979).....	70
3.5.4 - Método de Balaam & Booker (1981, 1985)	71
3.5.5 - Método de Priebe modificado (1995).....	73
3.5.6 - Método de Borges <i>et al.</i> (2009).....	79
3.5.7 - Método de Castro & Sagaseta (2009).....	81
3.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	81
 CAPÍTULO 4 MODELAÇÃO NUMÉRICA	83

4.1 - INTRODUÇÃO	83
4.2 - MODELOS GEOMÉTRICOS PARA MODELAÇÃO.....	84
4.2.1 - Célula Unitária.....	84
4.2.2 - Muros longitudinais de brita.....	85
4.2.3 - Anéis cilíndricos de brita.....	90
4.2.4 - Solo homogêneo equivalente.....	91
4.2.5 - Modelação tridimensional	95
4.3 - ESTUDOS NUMÉRICOS DE COLUNAS DE BRITA.....	97
4.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	102
 CAPÍTULO 5 MODELO NUMÉRICO E PROGRAMAS DE CÁLCULO	 105
5.1 - INTRODUÇÃO	105
5.2 - CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS.....	106
5.3 - MODELOS ELASTOPLÁSTICOS – FUNDAMENTOS TEÓRICOS	109
5.4 - MODELO P-Q-θ.....	113
5.4.1 - Relação volume-tensão média efetiva	114
5.4.2 - Linha de estados críticos.....	115
5.4.3 - Superfície de cedência	116
5.4.4 - Lei de endurecimento	118
5.4.5 - Matriz de rigidez elastoplástica [<i>Dep</i>].....	119
5.4.6 - Pontos singulares da superfície de cedência	121
5.5 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE ATRAVÉS DOS RESULTADOS DOS CÁLCULOS POR ELEMENTOS FINITOS.....	121
 CAPÍTULO 6 ESTUDO TRIDIMENSIONAL DO PROBLEMA BASE	 125
6.1 - INTRODUÇÃO	125
6.2 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE.....	126
6.2.1 - Parâmetros mecânicos e estado de tensão inicial.....	130
6.3 - ANÁLISE DE RESULTADOS	132
6.3.1 - Considerações gerais	132
6.3.2 - Estados de tensão.....	133
6.3.3 - Deslocamentos.....	154
6.3.4 - Trajetórias de tensão	169
6.4 - ANÁLISE DA SEGURANÇA À ROTURA GLOBAL	180
6.5 - ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DO PROBLEMA REFORÇADO E NÃO REFORÇADO.....	181
6.6 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA CÉLULA UNITÁRIA COM AS COLUNAS DA ZONA CENTRAL DO ATERRO	186

6.7 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL COM A MODELAÇÃO EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO	188
6.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	195
CAPÍTULO 7 ANÁLISES PARAMÉTRICAS.....	197
7.1 - INTRODUÇÃO	197
7.2 - DEFORMABILIDADE DO MATERIAL DAS COLUNAS DE BRITA.....	199
7.2.1 - Considerações iniciais	199
7.2.2 - Análise dos resultados	199
7.3 - FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO ATERRO	209
7.3.1 - Considerações iniciais	209
7.3.2 - Análise dos resultados	210
7.4 - ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE DO SOLO MOLE	219
7.4.1 - Considerações iniciais	219
7.4.2 - Análise dos resultados	220
7.5 - COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO APÓS A INSTALAÇÃO DAS COLUNAS	225
7.5.1 - Considerações iniciais	225
7.5.2 - Análise dos resultados	226
7.6 - COEFICIENTE DE SUBSTITUIÇÃO.....	236
7.6.1 - Considerações iniciais	236
7.6.2 - Análise dos resultados	236
7.7 - ESPESSURA DO ESTRATO MOLE	244
7.7.1 - Considerações iniciais	244
7.7.2 - Análise dos resultados	245
7.8 - CAMADA SOBRECONSOLIDADA À SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE.....	252
7.8.1 - Considerações iniciais	252
7.8.2 - Análise dos resultados	253
7.9 - NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO. CORRELAÇÃO ENTRE O FATOR DE MELHORAMENTO, n , E OS PARÂMETROS m , CS E K^*	260
7.10 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	269
CAPÍTULO 8 MODELAÇÃO FÍSICA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADO COM COLUNAS DE BRITA	273
8.1 - INTRODUÇÃO	273
8.2 - MODELAÇÃO FÍSICA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA.....	274
8.2.1 - Modelação em Engenharia	274

8.2.2 - Leis de Escala e Análise Dimensional	275
8.2.3 - Escalar Modelos Geotécnicos.....	276
8.2.4 - Objetivos da Modelação	278
8.2.5 - Centrifugadoras geotécnicas	279
8.2.6 - Limitações da Modelação em Centrifugadora	281
8.3 - ENSAIOS DE MODELAÇÃO FÍSICA DE COLUNAS DE BRITA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA	282
8.3.1 - Testes em centrifugadora geotécnica com instalação simplificada de colunas de areia compactadas.....	283
8.3.2 - Testes em centrifugadora geotécnica com instalação de colunas de areia compactadas em voo	284
8.4 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS NA CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA DA UENF.....	287
8.4.1 - Caracterização do problema em estudo	287
8.4.2 - Equipamento utilizado nos ensaios.....	289
<i>Caixa de teste</i>	<i>289</i>
<i>Plataforma guia, tubos metálicos e pilão para instalação das colunas</i>	<i>290</i>
<i>Ponteira drenante</i>	<i>292</i>
<i>Plataforma de suporte dos LVDTs</i>	<i>292</i>
8.4.3 - Materiais do modelo	293
8.4.4 - Instrumentação do modelo.....	296
<i>Transformadores diferenciais variáveis lineares - LVDTs.....</i>	<i>299</i>
<i>Transdutores de pressões intersticiais.....</i>	<i>300</i>
<i>Transdutores de tensão total</i>	<i>301</i>
8.4.5 - Preparação dos modelos	301
<i>Testes preliminares.....</i>	<i>301</i>
<i>Preparação do solo do aterro</i>	<i>305</i>
8.4.6 - Montagem dos ensaios.....	306
<i>Montagem e consolidação do solo mole.....</i>	<i>306</i>
<i>Ensaio para medição da resistência não drenada.....</i>	<i>308</i>
<i>Montagem do aterro e consolidação da fundação</i>	<i>310</i>
8.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	314
8.5.1 - Introdução.....	314
8.5.2 - Aterro 1.....	315
<i>Evolução das pressões intersticiais após a construção do aterro</i>	<i>315</i>
<i>Evolução dos assentamentos após a construção do aterro</i>	<i>317</i>
<i>Evolução das tensões totais após a construção do aterro</i>	<i>318</i>

8.5.3 - Aterro 2	320
<i>Evolução das pressões intersticiais após a construção do aterro</i>	320
<i>Evolução dos assentamentos após a construção do aterro</i>	322
<i>Evolução das tensões totais após a construção do aterro</i>	323
8.5.4 - Problemas encontrados e limitações da modelação em centrífugadora geotécnica	324
8.6 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE MODELAÇÃO FÍSICA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA.....	325
8.6.1 - Introdução.....	325
8.6.2 - Aterro 1	326
8.6.3 - Aterro 2	331
8.7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	336
 CAPÍTULO 9 APLICAÇÃO DO MODELO A UM CASO REAL	 339
9.1 - INTRODUÇÃO	339
9.2 - APRESENTAÇÃO DA OBRA.....	340
9.3 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E INSTRUMENTAÇÃO	342
9.4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DA OBRA.....	345
9.4.1 - Hipóteses gerais de cálculo.....	345
9.4.2 - Análise dos resultados	349
9.4.3 - Fator de melhoramento dos assentamentos	358
9.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	359
 CAPÍTULO 10 CONCLUSÕES E LINHAS DE DESENVOLVIMENTO	
FUTURO	361
10.1 - CONCLUSÕES GERAIS	361
10.2 - LINHAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO	366
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 367
 ANEXO A - COMPLEMENTO DA CORRELAÇÃO ENTRE O FATOR DE	
MELHORAMENTO, n, E ao PARÂMETROS m, c_s E k^*.....	387

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 – Comparação entre a densidade populacional e a localização dos depósitos de solos moles em Portugal continental: a) densidade populacional em 2011 (Instituto Nacional de Estatística (INE), 2019); b) Carta geológica de argilas e siltes (geoPortal do LNEC, 2019)	2
Figura 1-2 – Esquema dos trabalhos desenvolvidos na tese doutoral.....	6
Figura 2-1 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (adaptado de Almeida e Marques, 2010)	11
Figura 2-2 – Colunas de brita para reforço da fundação de um aterro construído sobre solo argiloso mole - esquema geral	12
Figura 2-3 – Coluna de brita encamisada	12
Figura 2-4 – Colunas de brita para reforço da fundação de um aterro construído sobre solo argiloso mole: a) concentração de tensões nas colunas; b) disposição em planta em malha quadrangular (adaptado de Matos Fernandes, 2011)	14
Figura 2-5 – Aterro construído sobre solo argiloso mole reforçado com colunas de brita: a) esquema geral; b) detalhe da interseção da superfície de deslizamento por uma coluna (adaptado de Matos Fernandes, 2011)	15
Figura 2-6 – Faixa granulométrica de aplicação das colunas de brita (Keller, 2018)	18
Figura 2-7 – Vibrador: a) com alimentação superior; b) com alimentação inferior (adaptado de Keller, 2018)	20
Figura 2-8 – Método via húmida com alimentação superior (Raju <i>et al.</i> , 2004).....	22
Figura 2-9 – Método via seca com alimentação superior ((Taube (2001), citado por Mokhtari & Kalantari (2012))	23
Figura 2-10 – Método via seca com alimentação pelo fundo (Taube (2001), citado por Mokhtari & Kalantari (2012)).....	24
Figura 2-11 – Método de construção de colunas de brita com auxílio de encamisamento para escavação e construção (Domingues, 2006)	25
Figura 2-12 – Método de construção de colunas de brita com trado contínuo com sistema de alimentação interna e veio de compactação (Adalier & Elgamal, 2004).....	26

Figura 2-13 – Execução de colunas encamisadas pelo método de deslocamento (adaptado de Raithel & Kempfert, 2000 citado por Almeida & Marques, 2011)	27
Figura 2-14 - Execução de colunas encamisadas pelo método de remoção (adaptado de Babaei, 2015)	28
Figura 2-15 – Relação entre a resistência não drenada e a intensidade de corrente elétrica absorvida pelo vibrador durante a instalação (Egan <i>et al.</i> , 2008)	33
Figura 2-16 – Fusos granulométricos de quatro composições de material de enchimento, segundo a Federal Highway Administration (Domingues, 2006).....	37
Figura 2-17 – Secção esquemática de um projeto de instrumentação de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita (adaptado de Almeida & Marques, 2011)	42
Figura 2-18 – K_0 medido durante a instalação das colunas de brita ($d_s = 0,8$ m) (adaptado de Kirsch, 2008).....	45
Figura 2-19 – Porosidade do solo mole em função da distância ao eixo da coluna (adaptado de Weber <i>et al.</i> , 2010).....	47
Figura 2-20 – Zona de compressão e zona de transição “ <i>smear zone</i> ” na envolvente de colunas de compactação de areia (SCP) (adaptado de Juneja <i>et al.</i> , 2013)	47
Figura 2-21 – Região de penetração de finos no material da coluna (Manhães <i>et al.</i> , 2017)	48
Figura 3-1 –Diferentes distribuições em planta e passagem para a célula unitária (adaptado de Balaam & Booker, 1981)	52
Figura 3-2 – Comprimento crítico da coluna de brita – esquema conceptual: a) para a redução de assentamentos; b) para a capacidade de carga (Castro, 2017)	55
Figura 3-3 –Mecanismos de rotura de uma coluna isolada instalada num solo mole homogéneo (adaptado de Barksdale & Bachus, 1983)	57
Figura 3-4 –Modos de deformação das colunas inseridas numa malha instalada num solo mole homogéneo (adaptado de Wood <i>et al.</i> , 2000)	59
Figura 3-5 –Esquema de estabilidade de uma coluna de brita	62
Figura 3-6 – Capacidade de carga de uma coluna de brita isolada de acordo com vários métodos de dimensionamento (Bergado & Lam, 1987)	63
Figura 3-7 – Relação entre a carga vertical admissível no topo, o diâmetro eficaz de uma coluna de brita e a resistência não drenada do solo (segundo Thorburn, 1975)	66

Figura 3-8 – Diagrama de redução de assentamentos de solos argilosos moles uniformes reforçados com colunas de brita (adaptado de Greenwood, 1970).....	70
Figura 3-9 – Relação tensão deformação para diferentes tipos de análise e para uma relação do diâmetro de influência/diâmetro da coluna igual a 2 (Balaam & Booker, 1985)	73
Figura 3-10 – Gráfico de dimensionamento para a técnica de vibrossubstituição (Priebe, 1995)	74
Figura 3-11 – Consideração do efeito da compressibilidade da coluna de brita (Priebe, 1995)	76
Figura 3-12 – Diagrama simplificado para determinação do fator de profundidade (Priebe, 1995)	78
Figura 3-13 – Diagrama para determinação do valor limite do fator de profundidade (Priebe, 1995)	79
Figura 3-14 – Linhas de igual valor do fator de melhoramento (Domingues, 2006)	80
Figura 4-1 – Principais modelos geométricos simplificados de solos reforçados com colunas de brita (segundo Castro, 2017): a) Modelação tridimensional integral; b) Célula unitária; c) Muros longitudinais de brita; d) Anéis cilíndricos de brita; e) Solo homogéneo equivalente; f) Modelação tridimensional de uma fiada de colunas de brita	84
Figura 4-2 – Célula unitária	85
Figura 4-3 – Muros longitudinais de brita para modelar a malha de colunas em estado plano de deformação (Castro, 2017).....	86
Figura 4-4 – Comparação entre o estado axissimétrico e o estado plano de deformação de acordo com o método das bandas drenantes (adaptado de Indraratna & Redana, 1997)	87
Figura 4-5 – Secção transversal de uma coluna de brita: a) célula unitária; b) estado plano de deformação - Método 1; c) estado plano de deformação - Método 2 (Tan <i>et al.</i> , 2008)	89
Figura 4-6 – Transformação de colunas de brita em anéis de brita equivalentes (Castro, 2017)	90
Figura 4-7 – Calibração dos parâmetros do solo homogéneo usando a célula unitária como problema auxiliar (Castro, 2017)	94
Figura 4-8 – Permeabilidade composta, $k_{composto}$, em função do coeficiente de substituição e do rácio de permeabilidade (Ng & Tan, 2015)	94

Figura 4-9 – Exemplo de curva de consolidação obtida na calibração de um modelo de solo homogêneo (Castro, 2017).....	95
Figura 4-10 – Modelo de elementos finitos tridimensional (níveis de tensão) de uma fiada de colunas em malha quadrada	96
Figura 4-11 – Modelação tridimensional de uma faixa da malha de colunas de brita: a) malha quadrada; b) malha triangular	97
Figura 4-12 –Coluna isolada deformada na parte superior (Wehr, 2004)	99
Figura 4-13 – Grupo deformado de colunas: a) colunas curtas; b) colunas longas e esbeltas, com uma coluna adicional exterior à área de carregamento (Wehr, 2004).....	99
Figura 5-1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra	109
Figura 5-2 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico: a) 60 incógnitas de deslocamentos e 8 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 60 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra	109
Figura 5-3 – Curvas teóricas de compressão virgem, descompressão e recompressão no referencial ($\ln p$, v).....	114
Figura 5-4 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) (p , v , q); b) (p , q); c) ($\ln p$, v)	115
Figura 5-5 – Significado gráfico do nível de tensão, SL	116
Figura 5-6 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo $p-q-\theta$ no espaço das tensões principais efetivas; b) superfícies de cedência do modelo $p-q-\theta$ no referencial (p , q); c) endurecimento (trajetória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajetória de tensões 3-4) (adaptado de Borges, 1995)	117
Figura 5-7 – Esquema tridimensional de uma superfície potencial de deslizamento cilíndrica	123
Figura 5-8 – Quadrilátero de uma superfície de deslizamento dentro de um elemento tridimensional.....	123
Figura 6-1 – Geometria do problema: Secção transversal [m]	126
Figura 6-2 – Geometria do problema: planta [m]	127
Figura 6-3 – Assentamentos no final da consolidação, na coluna quadrada e na coluna circular	127

Figura 6-4 – Malha de elementos finitos tridimensional	128
Figura 6-5 – Elementos “cúbicos” de 20 nós: a) com 60 incógnitas de deslocamento e 8 incógnitas de excesso de pressão intersticial; b) com 60 incógnitas de deslocamento.....	129
Figura 6-6 – Evolução em profundidade da resistência não drenada do maciço argiloso.	131
Figura 6-7 – Incrementos de tensão efetiva vertical na base do aterro, durante a construção do aterro, no plano $z = 1$ m	135
Figura 6-8 – Divisão da fundação em três zonas típicas.....	135
Figura 6-9 – Efeito de arco no sistema coluna/solo circundante e no aterro (adaptado de Domingues, 2006).....	137
Figura 6-10 – Excessos de pressão intersticial para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m	139
Figura 6-11 – Incrementos de tensão vertical efetiva, para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m	140
Figura 6-12 – Tensões tangenciais τ_{xy} , no plano $z = 1$ m, para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m, que passa no meio de uma fiada de colunas de brita.....	141
Figura 6-13 – Níveis de tensão para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m (no lado esquerdo, no plano que passa no solo mole entre duas fiadas de colunas de brita e, no lado direito, no plano que passa no meio de uma fiada de colunas de brita).....	142
Figura 6-14 – Incrementos de tensão efetiva vertical na base do aterro, após a construção do aterro, no plano $z = 1,0$ m	144
Figura 6-15 – Excessos de pressão intersticial: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro	145
Figura 6-16 – Incrementos de tensão vertical efetiva: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro	146
Figura 6-17 – Tensões tangenciais τ_{xy} no plano que passa no meio de uma fiada de colunas de brita: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro.....	147
Figura 6-18 – Níveis de tensão: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro (no lado esquerdo, no plano que passa no solo mole entre duas fiadas de colunas de brita e, no lado direito, no plano que passa no meio de uma fiada de colunas de brita).....	148

Figura 6-19 – Evolução da tensão tangencial τ_{xy} , no final da consolidação, ao longo de vários alinhamentos verticais na envolvente das interfaces entre as colunas e o solo mole, no plano $z = 0,85$ m.....	149
Figura 6-20 – Evolução da tensão tangencial τ_{xy} em profundidade, no final da consolidação, na envolvente das interfaces da coluna 3, no plano $z = 0,85$ m	150
Figura 6-21 – Evolução da tensão tangencial τ_{xy} em profundidade, no final da consolidação, na envolvente das interfaces da coluna 4, no plano $z = 0,85$ m	150
Figura 6-22 – Evolução da tensão tangencial τ_{yz} , no final da consolidação, ao longo de vários alinhamentos verticais na envolvente das interfaces entre as colunas e o solo mole, no plano $z = 0,40$ m.....	151
Figura 6-23 – Evolução do fator de concentração de tensões, em profundidade, no final da construção do aterro (semana 5)	152
Figura 6-24 – Evolução do fator de concentração de tensões, em profundidade, após a construção do aterro (semana 7)	153
Figura 6-25 – Evolução do fator de concentração de tensões, em profundidade, no final da consolidação (semana 105)	153
Figura 6-26 – Malhas deformadas (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 7): a) no final da construção; b) no final da consolidação	155
Figura 6-27 – Assentamentos na base do aterro nos planos $z = 0$ e $z = 1$ m, no final da construção do aterro e no final da consolidação	156
Figura 6-28 – Assentamentos na base do aterro, no solo mole entre colunas de brita ($z = 0$), durante a construção do aterro	157
Figura 6-29 – Assentamentos na base do aterro, no solo mole entre colunas de brita ($z = 0$), após a construção do aterro	158
Figura 6-30 – Evolução no tempo dos assentamentos na zona central da base do aterro e no topo do aterro ($z = 1$ m).....	158
Figura 6-31 – Evolução no tempo dos assentamentos na base do aterro e no topo do aterro (em $z = 1$ m), nos pontos $x = 0$ m (zona central do aterro) e $x = 6,25$ m (extremidade da plataforma de aterro).....	160
Figura 6-32 – Deslocamento vertical no final da construção, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole.....	161

Figura 6-33 – Deslocamento vertical no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole	162
Figura 6-34 – Deslocamento vertical no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais do solo mole	162
Figura 6-35 – Deslocamentos verticais no final da construção, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, para as profundidades de 0, 0,1 m, 0,5 m, 1,2 m e 2,0 m	164
Figura 6-36 – Deslocamentos verticais no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, para as profundidades de 0, 0,1 m, 0,5 m, 1,2 m e 2,0 m	164
Figura 6-37 – Deslocamentos verticais no final da construção e no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, nos alinhamentos verticais: $x = 0,5$ m (interface coluna 1/solo mole) e $x = 0,85$ m (solo mole).....	165
Figura 6-38 – Deslocamentos verticais no final da construção e no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, nos alinhamentos verticais: $x = 4,5$ m (interface coluna 3/solo mole); b) e $x = 4,85$ m (solo mole).....	166
Figura 6-39 – Deslocamentos horizontais no final da construção, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole	167
Figura 6-40 – Deslocamentos horizontais no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole	167
Figura 6-41 – Deslocamentos horizontais no final da construção, no plano que passa pela interface entre as colunas de brita e o solo mole na direção longitudinal, ao longo de vários alinhamentos verticais.....	168
Figura 6-42 – Deslocamentos horizontais no final da consolidação, no plano que passa pela interface entre as colunas de brita e o solo mole na direção longitudinal, ao longo de vários alinhamentos verticais.....	169
Figura 6-43 – Pontos de gauss considerados no estudo da evolução das trajetórias de tensão	170

Figura 6-44 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto A1.....	173
Figura 6-45 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto B1	174
Figura 6-46 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto A2.....	175
Figura 6-47 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto B2	176
Figura 6-48 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) seguidas no ponto A3.....	177
Figura 6-49 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) seguidas no ponto B3.....	178
Figura 6-50 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) seguidas no ponto C.....	179
Figura 6-51 – Dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento consideradas na análise da estabilidade global	180
Figura 6-52 – Superfície de deslizamento que conduz aos valores mínimos do coeficiente de segurança global, no final da construção e no final da consolidação	181
Figura 6-53 – Malha de elementos finitos bidimensional para o problema sem colunas de brita	182
Figura 6-54 – Assentamentos máximos na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço do aterro com 2 m de altura.....	183
Figura 6-55 – Deslocamentos verticais na base do aterro, no final da consolidação, para as situações com e sem reforço do aterro com 2 m de altura	184
Figura 6-56 – Deslocamentos horizontais no limite do aterro, em $z = 10$ m, no final da consolidação, para as situações com e sem reforço do aterro com 2 m de altura.....	184
Figura 6-57 – Assentamentos no final da construção e no final da consolidação, na base do aterro, na coluna 1 no plano $z = 1$ m, e na Coluna unitária.....	187
Figura 6-58 – Assentamentos no final da construção e no final da consolidação, na base do aterro, nas colunas tridimensionais 1, 2 e 3, no plano $z = 1$ m, e na Coluna unitária	187

Figura 6-59 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade no final da consolidação, no plano $z = 1$ m, nas colunas tridimensionais 1, 2 e 3 e na coluna unitária	188
Figura 6-60 – Evolução dos assentamentos médios ao longo do tempo, na base do aterro, na célula unitária axissimétrica e na célula unitária em estado plano de deformação.....	191
Figura 6-61 – Assentamentos no final da consolidação, na base do aterro, no modelo em estado plano de deformação e no modelo tridimensional	192
Figura 6-62 – Evolução da percentagem do assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, no modelo em estado plano de deformação e no modelo tridimensional	192
Figura 6-63 – Excessos de pressão intersticial, no final da construção, no problema base em estado plano de deformação.....	193
Figura 6-64 – Excessos de pressão intersticial, no final da construção, no problema base modelado tridimensionalmente: a) no plano vertical equidistante de duas filas de colunas de brita contíguas; b) no plano vertical passando pelos centros das colunas de brita	194
Figura 7-1 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	201
Figura 7-2 – Assentamentos diferenciais na base do aterro no final da consolidação, entre $z = 1$ m e $z=0$, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	201
Figura 7-3 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes valores de rigidez das colunas.	202
Figura 7-4 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	204
Figura 7-5 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	205
Figura 7-6 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	205

Figura 7-7 – Evolução da percentagem de assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, para os diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	206
Figura 7-8 – Influência da rigidez das colunas de brita sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção	207
Figura 7-9 – Influência da rigidez das colunas de brita sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação.....	208
Figura 7-10 – Assentamentos na base do aterro no final da construção, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas	211
Figura 7-11 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes tempos de construção do aterro	212
Figura 7-12 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas	213
Figura 7-13 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro após o final da construção, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas	213
Figura 7-14 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, para diferentes tempos de construção do aterro: a) no final da construção; b) no final da consolidação.....	215
Figura 7-15 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, para diferentes tempos de construção do aterro: a) no final da construção; b) no final da consolidação.....	215
Figura 7-16 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas	217
Figura 7-17 – Influência do tempo de construção do aterro sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas	218
Figura 7-18 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$	221

Figura 7-19 – Assentamentos na base do aterro no final da construção, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$	222
Figura 7-20 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro após o final da construção, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$	222
Figura 7-21 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: a) no final da construção; b) no final da consolidação	223
Figura 7-22 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$	224
Figura 7-23 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00	227
Figura 7-24 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00	228
Figura 7-25 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 3 em $x = 4,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00	228
Figura 7-26 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00	229
Figura 7-27 – Incrementos de tensão vertical efetiva, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00	231
Figura 7-28 – Incrementos de tensão vertical efetiva, no final da consolidação, nas colunas de brita e no solo mole, para os casos: Ki2 e Ki3	232
Figura 7-29 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00	233

Figura 7-30 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 3, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: $Ki0)$ 0,56; $Ki1)$ 0,70; $Ki2)$ 0,85; $Ki3)$ 1,00	233
Figura 7-31 – Influência do coef. de impulso em repouso após a instalação das colunas sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação	234
Figura 7-32 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes valores do coef. de substituição: $CS1 = 0,16$; $CS2 = 0,20$; $CS0 = 0,25$; $CS3 = 0,30$	237
Figura 7-33 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes valores de coeficiente de substituição	238
Figura 7-34 – Evolução da percentagem de assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, para os diferentes valores do coeficiente de substituição: $CS1 = 0,16$; $CS2 = 0,20$; $CS0 = 0,25$; $CS3 = 0,30$	239
Figura 7-35 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes valores do coeficiente de substituição: $CS1 = 0,16$; $CS2 = 0,20$; $CS0 = 0,25$; $CS3 = 0,30$	240
Figura 7-36 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coeficiente de substituição: $CS1 = 0,16$; $CS2 = 0,20$; $CS0 = 0,25$; $CS3 = 0,30$	241
Figura 7-37 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coeficiente de substituição: $CS1 = 0,16$; $CS2 = 0,20$; $CS0 = 0,25$; $CS3 = 0,30$	241
Figura 7-38 – Influência do coeficiente de substituição sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção	242
Figura 7-39 – Influência do coeficiente de substituição sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação	243
Figura 7-40 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: $Hsm1 = 5$ m; $Hsm0 = 6$ m; $Hsm2 = 9$ m	246
Figura 7-41 – Variação do fator de melhoramento, n , com a espessura do estrato argiloso, no final da consolidação	247
Figura 7-42 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: $Hsm1 = 5$ m; $Hsm0 = 6$ m; $Hsm2 = 9$ m	248

Figura 7-43 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m	248
Figura 7-44 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m	249
Figura 7-45 – Influência da espessura do estrato argiloso sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação	250
Figura 7-46 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro após o final da construção, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m.....	251
Figura 7-47 – Variação da resistência não drenada em profundidade para todos os cálculos efetuados	253
Figura 7-48 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada à superfície do estrato argilosos: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc0 = 2,0 m	254
Figura 7-49 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada à superfície do estrato argilosos: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m	255
Figura 7-50 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m	256
Figura 7-51 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m.....	257
Figura 7-52 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m	258
Figura 7-53 – Influência da espessura da camada sobreconsolidada à superfície do estrato argiloso sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação	259
Figura 7-54 – Correlação entre o fator de melhoramento, n , e o inverso do coeficiente de substituição, $1/CS$, para diferentes valores do rácio de deformabilidades, m , com $K^*=0,6$	262

Figura 7-55 – Relação entre o parâmetro k_1 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=0,6$	263
Figura 7-56 – Relação entre o parâmetro k_2 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=0,6$	263
Figura 7-57 – Ábaco de pré-dimensionamento para $K^* = 0,6$, que relaciona o fator de melhoramento, n , com o rácio de deformabilidades, m , e como o rácio de área ($1/CS$)....	266
Figura 7-58 – Ábaco de pré-dimensionamento para $K^* = 0,8$, que relaciona o fator de melhoramento, n , com o rácio de deformabilidades, m , e como o rácio de área ($1/CS$)....	267
Figura 7-59 – Ábaco de pré-dimensionamento para $K^* = 1,0$, que relaciona o fator de melhoramento, n , com o rácio de deformabilidades, m , e como o rácio de área ($1/CS$)....	268
Figura 8-1 – Centrifugadora geotécnica da UENF	274
Figura 8-2 – Tensões no solo (Atkinson, 1993).....	276
Figura 8-3 – Tensões no modelo (Atkinson, 1993)	277
Figura 8-4 – Estabilidade de um talude no modelo e no protótipo (Atkinson, 1993).....	277
Figura 8-5 – Aceleração da centrifugadora (Atkinson, 1993)	280
Figura 8-6 – Características típicas de uma centrifugadora (adaptado de Atkinson, 1993)	280
Figura 8-7 – Protótipos dos grupos unitários modelados: a) planta; b) corte do Aterro 1; c) corte do Aterro 2	288
Figura 8-8 – Dimensões dos modelos à escala 1 / 26,3: a) planta; b) corte do Aterro 1; c) corte do Aterro 2	289
Figura 8-9 – Configuração interior da caixa de teste com o modelo reforçado do lado esquerdo e o modelo sem reforço do lado direito	290
Figura 8-10 – Caixa de teste com as divisões interiores montadas.....	290
Figura 8-11 – Acessórios para instalação das colunas: a) base em poliuretano, tubo metálico para instalação de uma coluna e pilão para compactação da areia; b) base com o suporte de fixação; c) dimensões do pilão; d) dimensões da plataforma guia em planta.....	291
Figura 8-12 – Ponteiros drenantes: a) Tubo metálico com a ponteira drenante na extremidade; b) Teste de permeabilidade da ponteira	292

Figura 8-13 – Suporte para os LVDTs: a) detalhe do modo de fixação dos LVDTs; b) localização dos LVDTs relativamente às colunas e ao solo mole; c) suporte com a estrutura de fixação com os LVDTs colocados	293
Figura 8-14 – Curva granulométrica do caulino, do metacaulino e da mistura de 60% de caulino e 40% de metacaulino (Melo, 2010)	294
Figura 8-15 – Curva granulométrica do material granular das colunas (areia e cascalho)	295
Figura 8-16 – Curva granulométrica da areia usada no aterro (adaptado de Cardoso, 2010)	296
Figura 8-17 – Localização da instrumentação no modelo com colunas (corte esquemático)	297
Figura 8-18 – Localização da instrumentação no modelo com colunas (planta).....	298
Figura 8-19 – Localização da instrumentação no modelo sem colunas (corte esquemático)	298
Figura 8-20 – Localização da instrumentação no modelo sem colunas (planta)	299
Figura 8-21 – Calibração dos LVDTs: a) micrómetro com o LVDT; b) base de dados das leituras elétricas para as distâncias medidas	299
Figura 8-22 – Localização dos orifícios para instalação dos transdutores de poro-pressão na parede da caixa de teste	300
Figura 8-23 – Dissipação da poro-pressão à profundidade de 75 mm (P2 – transdutor embebido no solo mole; PP – transdutor colocado à face da parede da caixa)	301
Figura 8-24 – Teste 1 - Instalação da coluna: a) cravação com a guia; b) colocação de areia com um funil; c) coluna de areia completamente instalada no solo mole	302
Figura 8-25 – Teste 1 - Aplicação da carga no modelo de teste: a) colocação de uma fronteira de areia no topo do solo; b) aplicação da carga	302
Figura 8-26 – Teste 1 - Exumação do modelo de teste.....	303
Figura 8-27 – Teste 2 na centrifugadora: a) modelos instrumentados com transdutores de poro-pressão; b) parede da caixa de teste com orifícios para instalação de transdutores de poro-pressão e torneiras	304
Figura 8-28 – Teste 3 a 1 G: a) Transdutores de poro-pressão dentro de bolsas de água antes da montagem do ensaio; b) solo mole nas duas células da caixa de teste	305

Figura 8-29 – Ensaio de calibração do pluviador com a areia do aterro (adaptado de Santiago, 2010)	306
Figura 8-30 – Pré-consolidação do solo mole dos modelos.....	307
Figura 8-31 – Dissipação da pressões intersticiais a várias profundidades durante a consolidação primária do modelo reforçado (P1=22,5 mm, P2=75 mm, P3=125 mm) e do modelo não reforçado (PP=75 mm, PS=144 mm)	308
Figura 8-32 – Ensaio do penetrómetro barra-T: a) antes do ensaio; b) após o ensaio	309
Figura 8-33 – Resultado do mini-penetrómetro barra-T no solo mole	310
Figura 8-34 – Processo de construção das colunas de areia no modelo	311
Figura 8-35 – Instrumentação do ensaio: a) bases dos LVDTs e células de tensão total na base do aterro; b) LVDTs no modelo reforçado; c) vista de cima da caixa de teste com os dois modelos instrumentados	312
Figura 8-36 – Modelos no final do ensaio	313
Figura 8-37 – Exumação do modelo reforçado: a) células de tensão total na base do aterro; b) grupo de colunas.....	313
Figura 8-38 – Localização e designação da instrumentação nos modelos reforçados com colunas de areia.....	314
Figura 8-39 – Localização e designação da instrumentação nos modelos não reforçados	315
Figura 8-40 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo reforçado a várias profundidades: P1=65 mm, P2=80 mm, P3=140 mm.....	316
Figura 8-41 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo não-reforçado a várias profundidades: PP=75 mm, PS=144 mm.....	316
Figura 8-42 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro nos dois modelos (PP - modelo sem colunas de areia, a 75 mm de profundidade; P2 – modelo com colunas de areia, a 80 mm de profundidade)	317
Figura 8-43 – Deslocamentos verticais após a construção do aterro ao longo do tempo no solo reforçado (L1, L3 e L5 – sobre as colunas, na base do aterro; L2 – sobre o solo mole, na base do aterro; L7 e L8 – topo do aterro) e no solo não reforçado (L9 – na base do aterro)	318
Figura 8-44 – Tensões totais verticais após a construção do aterro: sobre o solo mole (TTS) e sobre uma coluna (TTC)	319

Figura 8-45 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo reforçado a várias profundidades: P1=40 mm, P2=95 mm, P3=146 mm.....	321
Figura 8-46 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo não-reforçado a várias profundidades: PP=95 mm, PS=146 mm.....	321
Figura 8-47 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro à profundidade de 75 mm nos dois modelos (PP - modelo sem colunas de areia; P2 – modelo com colunas de areia)	322
Figura 8-48 – Deslocamentos verticais após a construção do aterro ao longo do tempo no solo reforçado (L1, L3, L5 e L6 – sobre as colunas, na base do aterro; L2 e L4 – sobre o solo mole, na base do aterro; L7 e L8 – topo do aterro).....	323
Figura 8-49 – Tensões totais verticais após a construção do aterro: sobre o solo mole (TTS) e sobre uma coluna (TTC)	323
Figura 8-50 – Evolução temporal dos assentamentos à superfície do solo mole no Aterro 1 não reforçado, medidos no ensaio de modelação física (MF) e obtidos através da modelação numérica (MN)	326
Figura 8-51 – Evolução temporal dos assentamentos no topo do solo mole no modelo do Aterro 1 reforçado com colunas de areia, medidos no ensaio de modelação física (MF L2) e obtidos através da modelação numérica (MN)	328
Figura 8-52 – Evolução temporal dos assentamentos no topo da coluna de areia no modelo do Aterro 1 reforçado com colunas de areia, medidos no ensaio de modelação física (MF L3) e obtidos através da modelação numérica (MN).....	328
Figura 8-53 – Pressões intersticiais (modelação numérica) do Aterro 1: a) no final da aceleração; b) no final do ensaio.....	329
Figura 8-54 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 1 reforçado, à profundidade de 65 mm, medidos no ensaio de modelação física (MF PP1) e obtidos através da modelação numérica (MN)	330
Figura 8-55 – Evolução tempotal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 1 reforçado, à profundidade de 80 mm, medidos no ensaio de modelação física (MF PP2) e obtidos através da modelação numérica (MN)	330
Figura 8-56 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 1 reforçado, à profundidade de 140 mm, medidos no ensaio de modelação física (MF PP3) e obtidos através da modelação numérica (MN)	331

Figura 8-57 – Evolução temporal dos assentamentos no topo do solo mole no modelo do Aterro 2 reforçado com colunas de areia, medidas no ensaio de modelação física (MF L2) e obtidas através da modelação numérica (MN).....	332
Figura 8-58 – Evolução temporal dos assentamentos no topo da coluna de areia no modelo do Aterro 2 reforçado com colunas de areia, medidos no ensaio de modelação física (MF L1) e obtidos através da modelação numérica (MN).....	333
Figura 8-59 – Pressões intersticiais (modelação numérica) do Aterro 2: a) no final da aceleração; b) no final do ensaio.....	334
Figura 8-60 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 2 reforçado, à profundidade de 40 mm, medidas no ensaio de modelação física (MF PP1) e obtidas através da modelação numérica (MN).....	334
Figura 8-61 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 2 reforçado, à profundidade de 95 mm, medidas no ensaio de modelação física (MF PP2) e obtidas através da modelação numérica (MN).....	335
Figura 8-62 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 2 reforçado, à profundidade de 146 mm, medidas no ensaio de modelação física (MF PP3) e obtidas através da modelação numérica (MN).....	335
Figura 9-1 – Perfil da fundação do aterro experimental (adaptado de Oh (2006)).....	341
Figura 9-2 – Geometria do aterro experimental (adaptado de Oh (2006))	342
Figura 9-3 – Propriedades do maciço argiloso de fundação (Oh, 2006).....	343
Figura 9-4 – Diagrama da tensão efetiva vertical <i>versus</i> índice de vazios de amostras do maciço argiloso de fundação recolhidas a várias profundidades, submetidas a ensaios edométricos (Oh, 2006).....	344
Figura 9-5 – Aterro experimental: corte transversal com a disposição das camadas da fundação e indicação das características mecânicas dessas camadas	346
Figura 9-6 – Malha de elementos finitos usada no estudo da zona central dos aterros experimentais: a) célula unitária axissimétrica; b) célula unitária tridimensional.....	348
Figura 9-7 – Malha de elementos finitos bidimensional para o aterro reforçado com colunas espaçadas de 2,0 m.....	348
Figura 9-8 – Evolução no tempo do assentamento no centro do aterro sem colunas de brita – comparação dos assentamentos medidos e dos assentamentos calculados numericamente	350

Figura 9-9 – Evolução no tempo do assentamento no centro do com colunas de brita espaçadas de 2 m – comparação dos assentamentos medidos e dos assentamentos calculados numericamente	350
Figura 9-10 – Excessos de pressão intersticial na zona central do aterro sem colunas de brita, em vários instantes: a) final da primeira fase (0 - 0,5 m); b) final da segunda fase (0,5 - 2,0 m); c) final da terceira fase (2,0 - 2,5 m); d) 428 dias após o início da construção do aterro	351
Figura 9-11 – Excessos de pressão intersticial na zona central do aterro com colunas de brita, em vários instantes: a) final da primeira fase (0 - 0,5 m); b) final da segunda fase (0,5 - 2,0 m); c) final da terceira fase (2,0 - 2,5 m); d) 428 dias após o início da construção do aterro	352
Figura 9-12 – Evolução no tempo do assentamento no centro do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados	353
Figura 9-13 – Assentamentos na base do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m no dia 33 após o início da construção do aterro – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados	354
Figura 9-14 – Assentamentos na base do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m no dia 187 após o início da construção do aterro – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados	354
Figura 9-15 – Assentamentos na base do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m no dia 457 após o início da construção do aterro – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados	355
Figura 9-16 – Excessos de pressão intersticial da estrutura com colunas de brita espaçadas de 2 m, em vários instantes: a) final da construção da primeira fase (0 - 0,5 m de altura); b) 7 dias após o final da primeira fase de construção	356
Figura 9-17 – Excessos de pressão intersticial da estrutura com colunas de brita espaçadas de 2 m em vários instantes: a) final da construção da segunda fase (0,5 - 2,0 m de altura); b) 18 dias após o final da segunda fase de construção; c) 175 dias após o final da segunda fase de construção	357
Figura 9-18 – Excessos de pressão intersticial da estrutura com colunas de brita espaçadas de 2 m no final da construção da terceira fase (2,0 - 2,5 m de altura)	358

Figura 9-19 – Resultados numéricos do assentamento máximo na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço com colunas de brita 359

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 – Diâmetros de colunas de brita construídas com o vibrador de alimentação na ponta em função do tipo de solo (Silva Pereira, 1983 citado por Domingues, 2006)	35
Quadro 2-2 – Granulometria de material das colunas, segundo a FHWA (Barksdale & Bachus, 1983)	37
Quadro 2-3 – Ângulos de atrito de pico de brita densa a ser usada em colunas de brita (adaptado de Kirsch & Kirsch (2010))	39
Quadro 2-4 – Parâmetros usados para modelar colunas de brita em análises numéricas (adaptado de Castro, 2017)	40
Quadro 3-1 – Áreas de influência e diâmetros da célula unitária em função do tipo de distribuição.....	53
Quadro 3-2 – Métodos de previsão de assentamentos – resumo das considerações (adaptado de Sexton <i>et al.</i> , 2014)	69
Quadro 6-1 - Características da argila, do material de aterro e das colunas de brita.....	131
Quadro 6-2 – Coeficiente de impulso em repouso (K_0) da argila	131
Quadro 6-3 – Coeficientes de segurança e forças tangenciais atuantes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis	181
Quadro 6-4 – Coeficientes de segurança e forças tangenciais atuantes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis	185
Quadro 6-5 – Assentamentos médios na base do aterro das células unitárias axissimétrica e em estado plano de deformação	190
Quadro 6-6 – Coeficientes de segurança ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis	195
Quadro 7-1 – Síntese dos cálculos efetuados no estudo paramétrico	198
Quadro 7-2- Valores do parâmetro λ da coluna	199
Quadro 7-3- Valores máximos do excesso de pressão intersticial no final da construção do aterro para os casos M1 e M3	203
Quadro 7-4 – Efeito da variação da deformabilidade das colunas de brita na estabilidade global da obra, no final da construção	209

Quadro 7-5 – Diferentes tempos de construção do aterro.....	209
Quadro 7-6 – Influência do tempo de construção do aterro na estabilidade global da obra, no final da construção	219
Quadro 7-7 – Diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole considerados no estudo paramétrico	219
Quadro 7-8 – Efeito da anisotropia de permeabilidade do solo mole na estabilidade global da obra, no final da construção	224
Quadro 7-9 – Diferentes valores de K^* do solo mole considerados no estudo paramétrico	225
Quadro 7-10 – Coeficientes de impulso em repouso após a instalação das colunas (K^*).	225
Quadro 7-11 – Influência do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas na estabilidade global da obra, no final da construção	235
Quadro 7-12- Variação do coeficiente de substituição e espaçamentos entre colunas	236
Quadro 7-13 – Influência do coeficiente de substituição na estabilidade global da obra, no final da construção	244
Quadro 7-14 – Variação da espessura do estrato argiloso mole considerada no estudo paramétrico.....	245
Quadro 7-15 – Influência da espessura do estrato argiloso na estabilidade global da obra, no final da construção	252
Quadro 7-16 – Diferentes valores da espessura da camada sobreconsolidada e da resistência não drenada no topo do estrato argiloso considerados no estudo paramétrico	252
Quadro 7-17 – Influência da espessura da camada sobreconsolidada à superfície do solo argiloso na estabilidade global da obra, no final da construção.....	259
Quadro 7-18- Valores do parâmetro λ da coluna e de $m = \lambda_{\text{solo}} / \lambda_{\text{col}}$	261
Quadro 7-19- Variação do coeficiente de substituição e espaçamentos entre colunas	261
Quadro 7-20- Valores de k_1 e k_2 da equação $n = k_1 (1/CS) + k_2$, para vários valores da relação de deformabilidades, m	262
Quadro 7-21 – Erros associados à determinação do assentamento máximo no solo reforçado pela aplicação da equação (7.4)	264
Quadro 7-22 – Fatores de melhoramento e assentamento máximo do Problema Base, com um aterro de 2 m de altura	269

Quadro 8-1 – Algumas relações de escala para ensaios em centrífugadora	275
Quadro 8-2 – Características granulométricas do caulino e do metacaulino (adaptado de Melo, 2010).....	294
Quadro 8-3 – Resultado da caracterização do caulino e do metacaulino (adaptado de Melo, 2010)	294
Quadro 8-4 – Características físicas do material granular usado nas colunas	295
Quadro 8-5 – Características da areia usada no aterro.....	295
Quadro 8-6 – Características físicas da areia usada no aterro (adaptado de Cardoso, 2010)	296
Quadro 8-7 – Quantidades dos materiais usados para fabricar o solo mole de dois modelos	307
Quadro 8-8 - Características da argila, do material de aterro e das colunas de brita do Aterro 1	327
Quadro 8-9 - Características da argila, do material de aterro e das colunas de brita do Aterro 2	332
Quadro 9-1 - Características do solo mole, do material de aterro e das colunas de brita ..	345

ABREVIATURAS E SIMBOLOGIA

ASTM	<i>American society for testing and materials</i>
BRE	<i>Building Research Establishment</i>
CPT	<i>Cone penetration test</i> /Ensaio com cone penetrómetro
CPTU	<i>Piezocone penetration test</i> / Ensaio com o cone penetrómetro com medição da pressão intersticial
CD	Ensaio de Corte direto
DMT	Ensaio com o dilatómetro de Marchetti
ECM	<i>Equivalent column method</i> / Método da coluna equivalente
EN	<i>European norm</i> / Norma europeia
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FRA	Fator de redução de assentamentos
ICE	<i>Institution of Civil Engineers</i>
MEF	Métodos dos elementos finitos
NFP	<i>Norme française</i>
NYSDOT	<i>New York State Department of Transportation</i>
PMT	Ensaio com o pressiómetro Menard
SPT	Ensaio de penetração dinâmica
TX	Ensaio Triaxial
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense
3D	Tridimensional

Alfabeto latino

a	Raio da coluna de brita (segundo Balaam e Booker, 1985)
p	Comprimento do semi-eixo da elipse de cedência do modelo $p-q-\theta$ na direção p
a/d_s	Distância ao eixo da coluna
A	Área da célula unitária
	Área do polígono da superfície potencial de deslizamento (Eq. 5.48)
A_c	Área da coluna de brita
A_s	Área de solo mole subsidiário da célula unitária
b	Raio da célula unitária (segundo Balaam e Booker, 1985)
b_c	Metade da largura do muro de brita
B	Extensão da carga aplicada sobre a fundação
	Metade da largura da banda drenante (Eq. 4.1)
	Largura da célula unitária em estado plano de deformação (Eq. 6.7)
c'	coesão efetiva
c_u	Resistência não drenada
C_c	Índice de compressibilidade
c_h	Coeficiente de consolidação horizontal
C_r	Índice de recompressibilidade
c_v	Coeficiente de consolidação vertical
CS	Coeficiente de substituição
	Coeficiente de segurança global
d	Profundidade (segundo Priebe, 1995)
d_c, d_{coluna}	Diâmetro da coluna de brita
$d_{célula\ unitária}$	Diâmetro da célula unitária
D_c, D_s	Módulo de deformabilidade confinado da coluna de brita e do solo mole
d_{G15}	Diâmetro do agregado da coluna correspondente a 15% dos passados acumulados

d_{s15}	Diâmetro do solo mole correspondente a 15% dos passados acumulados
d_{s85}	Diâmetro do solo mole correspondente a 85% dos passados acumulados
e	Índice de vazios
E	Módulo de deformabilidade
E_c	Módulo de deformabilidade da coluna
$E_{composto}$	Módulo de deformabilidade do solo homogêneo equivalente (segundo Ng e Tan, 2015)
E_s, E_{solo}	Módulo de deformabilidade do solo
$E_{edo,s}$	Módulo de deformabilidade confinado ou edométrico do solo mole
E_q	Módulo de deformabilidade equivalente em estado plano de deformação
	Rigidez do solo homogêneo equivalente em estado plano de deformação (segundo Ng e Tan, 2015)
f	Função de cedência
f_d	Fator de profundidade (segundo Priebe, 1995)
F_s	Fator de segurança
f_s	Fração correspondente às colunas na mistura (Eq.4.11)
F'_c, F'_q	Fatores de expansão da cavidade (segundo Dayte, 1982)
FC	Fator de concentração de tensões
g	Aceleração da gravidade
	Potencial plástico
G	Módulo de deformabilidade distorcional
h	Cota geométrica
I_r	Índice de rigidez
J	Rigidez à tração da geogrelha
k	coeficiente de permeabilidade
	declive das linhas expansão-recompressão no referencial ($\ln p, v$)
k_c, k_s	Coeficiente de permeabilidade do material da coluna de brita e solo natural
k_{eq}	Coeficiente de permeabilidade equivalente do solo equivalente

k_{pl}	Coeficiente de permeabilidade horizontal em estado plano de deformação
k_{ax}	Coeficiente de permeabilidade horizontal em estado axissimétrico
k_s	Coeficiente de permeabilidade horizontal da zona alterada na envolvente do dreno (equação 4.1)
k_x, k_y	Coeficientes de permeabilidade segundo as direções x e y
K	Coeficiente de impulso
K'	Coeficiente de deformação volumétrica definido em termos de tensões efetivas
K^*	Coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas
K_0	Coeficiente de impulso em repouso
K_a	Coeficiente de impulso ativo
K_{ac}	Coeficiente de impulso ativo da coluna de brita
K_p	Coeficiente de impulso passivo
K_{pc}	Coeficiente de impulso passivo da coluna de brita
l	Comprimento da coluna de brita
m	Rácio modular Expoente da lei usada para reproduzir a rigidez dependente da tensão
m_v	Módulo de deformabilidade volumétrico do solo não reforçado
M	Declive da linha de estados críticos no referencial (p, q)
n	Fator de melhoramento Relação entre os eixos da elipse de cedência do modelo $p-q-\theta$ nas direções q e p
n_0	Fator de melhoramento básico (segundo Priebe, 1995)
n_1	Fator de melhoramento reduzido (segundo Priebe, 1995)
n_2	Fator de melhoramento final (segundo Priebe, 1995)
n_{max}	Fator de melhoramento máximo (segundo Priebe, 1995)
N	Parâmetro do modelo $p-q-\theta$ correspondente ao volume específico do solo sujeito a uma tensão p igual à unidade

n	fator de escala do modelo (centrifugadora geotécnica)
N_{corr}	Fator de correção do $E_{composto}$ (segundo Ng e Tan, 2015)
N_k	Fator de expansão da cavidade
OCR	Grau de sobreconsolidação
P'	Tensão média efetiva
p_c	Carregamento externo a atuar na coluna (segundo Priebe, 1995)
p_s	Carregamento externo a atuar no solo mole (segundo Priebe, 1995)
q	Tensão de desvio
	Acréscimo de tensão efetiva a determinada profundidade
q_{ult}	Carga última de uma coluna de brita isolada
r_c	Raio da coluna de brita
r_e	Raio da célula unitária/da área de influência da coluna de brita
r_s	Raio da zona alterada na envolvente do dreno
r_r	Distância radial do anel de brita ao ponto central
r_w	Raio do dreno
R	Raio de influência do dreno
	Raio da célula unitária axissimétrica
s	Espaçamento entre colunas de brita
$s_{ax,c}$	Assentamento médio da coluna de brita na célula unitária axissimétrica
$s_{ax,s}$	Assentamento médio do solo mole na célula unitária axissimétrica
$s_{pl,c}$	Assentamento médio da coluna de brita na célula unitária em estado plano de deformação
$s_{pl,s}$	Assentamento médio do solo mole na célula unitária em estado plano de deformação
s_R	Assentamento do solo reforçado
$s_{s,NR}$	Assentamento do solo não reforçado
SL	Nível de tensão
t	Espessura da geogrelha

t_r	Espessura do anel de brita
ULD	Carga uniformemente distribuída à superfície
u	Pressão intersticial
x, y, z	Coordenadas cartesianas
Y	Lei de endurecimento
zm	Profundidade no modelo (centrifugadora geotécnica)
zp	Profundidade no protótipo (centrifugadora geotécnica)

Alfabeto grego

α	Ângulo entre a direção horizontal e a direção de atuação da força
α_p	Coordenada p do centro da elipse de cedência do modelo $p-q-\theta$
Δ	Variação de grandeza
$\Delta\sigma'_{vc}$	Variação de tensão efetiva vertical na coluna de brita
$\Delta\sigma'_{vs}$	Variação de tensão efetiva vertical no solo envolvente
$\Delta\sigma'_v$	Incremento de tensão efetiva vertical
δ	Deslocamento vertical
ε	Deformação, extensão
ε_q	Deformação distorcional
ε_v	Deformação volumétrica
ε_v^p	Deformação volumétrica plástica
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ'	Ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efetivas
γ_c, γ_s	Peso volúmico da coluna de brita e do solo mole
γ	Peso específico total
γ_d	Peso específico seco
γ_{sat}	Peso específico saturado

γ_w	Peso específico da água
λ	Declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ($\ln p$, v)
$\lambda_{ax,c}$	Declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ($\ln p$, v) do solo mole na célula unitária axissimétrica
$\lambda_{ax,s}$	Declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ($\ln p$, v) da coluna de brita na célula unitária axissimétrica
$\lambda_{pl,c}$	Declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ($\ln p$, v) do solo mole na célula unitária em estado plano de deformação
$\lambda_{pl,s}$	Declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial ($\ln p$, v) da coluna de brita na célula unitária em estado plano de deformação
$\lambda_{solo}/\lambda_{coluna}$	Rácio modular
I^*	Parâmetro do modelo p - q - θ correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade
ν	Coeficiente de Poisson
	Volume específico do solo
ν^*	Coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efetivas
θ	Invariante do tensor das tensões
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Tensões principais efetivas (máxima, intermédia e mínima)
σ_c	Tensão total vertical
σ_{hc}	Tensão horizontal total na coluna de brita
σ_{hs}	Tensão horizontal total no solo mole
σ_{vc}	Tensão vertical total na coluna de brita
$\sigma_{rf,s}$	Tensão radial de rotura no solo mole (segundo Hughes e Withers, 1974)
$\sigma_{r0,s}$	Tensão radial inicial no solo mole (segundo Hughes e Withers, 1974)
σ'_v	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_{vf,c}$	Tensão vertical de rotura na coluna de brita (segundo Hughes e Withers, 1974)
Σ	Somatório

τ	Tensão tangencial ou de corte
$\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$	Componentes tangenciais num sistema de coordenadas cartesianas
μ	Fator majorativo para ter em conta a concentração de tensões nas colunas (segundo Aboshi <i>et al.</i> , 1979)
$[D_e]$	Matriz de rigidez elástica
$[D_{ep}]$	Matriz de rigidez elastoplástica
$\{d\varepsilon\}$	Componentes do tensor dos incrementos de deformação total
$\{d\varepsilon_e\}$	Componentes do tensor dos incrementos de deformação elástica
$\{d\varepsilon_p\}$	Componentes do tensor dos incrementos de deformação plástica
$d\lambda$	Parâmetro que correlaciona os incrementos de deformação plástica com as derivadas do potencial plástico
$\{d\sigma'\}$	Componentes do tensor dos incrementos de tensão efetiva

Subíndices

ax	Axissimétrico
pl	Estado plano de deformação
c,s	Coluna, solo
col	Coluna
f	Rotura
min	mínimo
$máx$	máximo
pl	Estado plano de deformação
r	Radial
0	Inicial

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - ENQUADRAMENTO

Por todo o mundo é possível encontrar extensos depósitos moles ao longo das zonas costeiras e nas margens dos rios. As áreas litorais e ribeirinhas são polos históricos de localização de aglomerados urbanos e na atualidade continuam a ser as áreas mais densamente povoadas. Em Portugal também se confirma esta tendência, evidenciada pela coincidência das áreas com maior densidade populacional e a localização dos depósitos de solos moles (Figura 1-1). Nos dias de hoje, é de grande importância estudar os aterros sobre solos moles pois as zonas de solos competentes, com boa capacidade de carga, estão cada vez menos disponíveis, principalmente nas zonas mais urbanizadas.

A construção de aterros sobre solos moles coloca, por norma, várias dificuldades à engenharia geotécnica, que se prendem essencialmente com a muito baixa permeabilidade, compressibilidade muito acentuada e baixa resistência ao corte dos solos argilosos moles. É muitas vezes necessário eleger cuidadosamente um método construtivo que viabilize a construção do aterro.

A técnica de introdução de colunas de brita é uma das mais utilizadas no reforço de aterros sobre solos moles. Resumidamente, a construção de colunas de brita consiste na introdução de material britado no solo, compactado com o auxílio de um vibrador. Esta técnica é muito adequada para reforçar solos moles porque a presença das colunas, mais rígidas e permeáveis do que o solo natural, permite reduzir e acelerar os assentamentos e deslocamentos

horizontais da fundação e aumentar a estabilidade global dos aterros. Em Portugal esta técnica já foi utilizada em várias obras, como são exemplo a Doca do Poço do Bispo, em Lisboa, o IC2 Concessão do Litoral Oeste e o IC32 Concessão do Baixo Tejo.

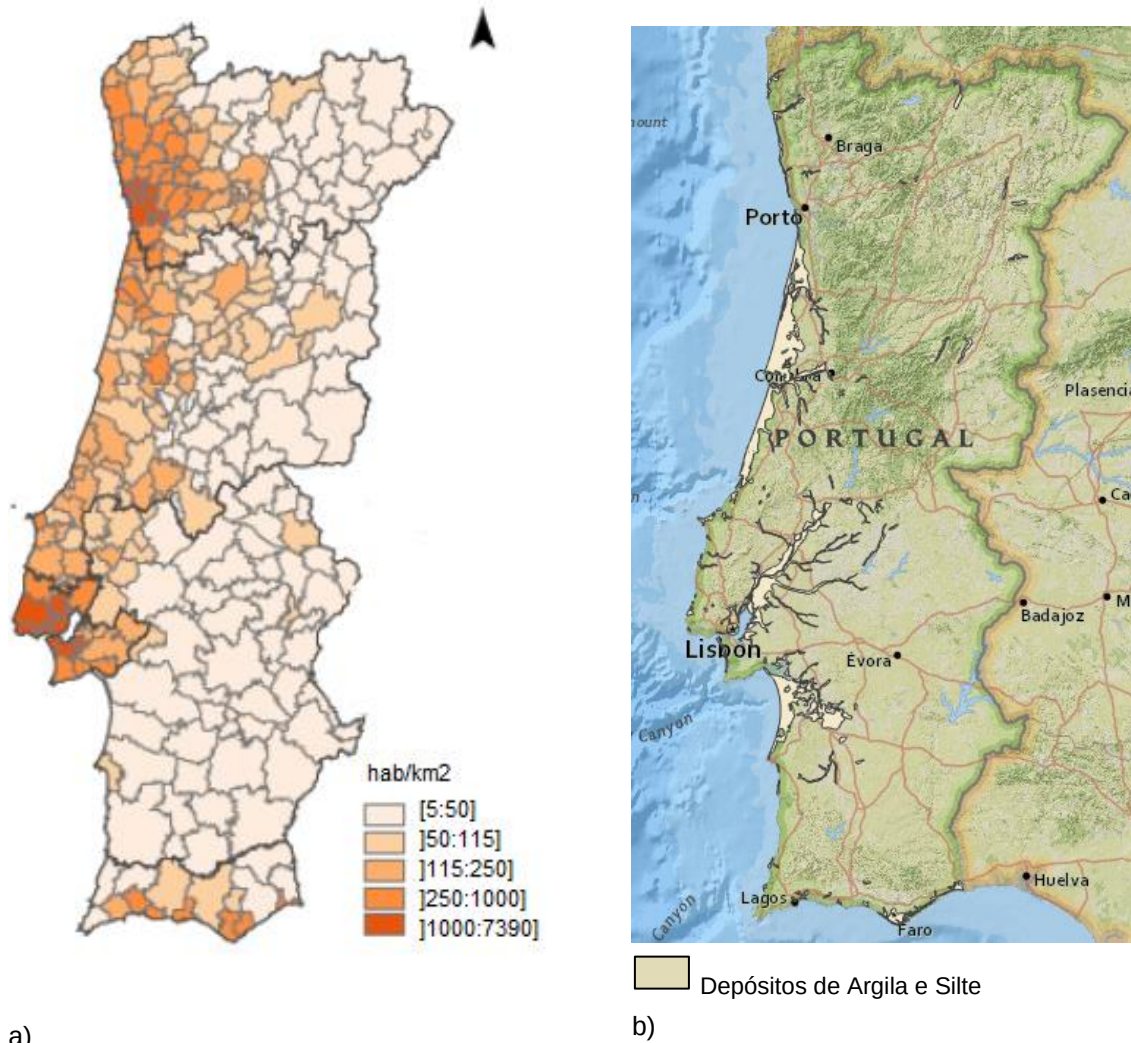


Figura 1-1 – Comparação entre a densidade populacional e a localização dos depósitos de solos moles em Portugal continental: a) densidade populacional em 2011 (Instituto Nacional de Estatística (INE), 2019); b) Carta geológica de argilas e siltes (geoPortal do LNEC, 2019)

1.2 - OBJECTIVOS E METODOLOGIA

Apesar da introdução de colunas de brita ser uma técnica muito usada nas últimas décadas e de existir vasta investigação sobre o tema, a transposição dos frutos da investigação para a aplicação prática não tem sido tão expressiva como seria conveniente e há alguns aspetos do comportamento deste tipo de obras que ainda não foram estudados com a profundidade desejada. O seu dimensionamento baseia-se frequentemente em considerações semi-

empíricas e no conceito da célula unitária, que considera uma coluna de brita como parte de uma malha infinita de colunas. Em condições não totalmente confinadas, nas zonas sob os limites dos aterros ou (e) nas fundações com menores dimensões, o comportamento é mais complexo comparativamente com a zona central da estrutura, confinada, devido a essa falta de confinamento, ficando as colunas sujeitas a deformações em níveis mais baixos de tensão vertical do que aquelas em matrizes infinitas. Além disso, não se encontram na bibliografia muitos trabalhos que estudem as transferências de tensões entre o solo e as colunas de brita (McCabe *et al.*, 2009; Law, 2015).

São necessários mais estudos para compreender e prever melhor o comportamento dos aterros em condições não confinadas, que permitam identificar os parâmetros e fatores que condicionam de modo determinante esse comportamento e conceber abordagens de dimensionamento otimizadas que facilitem a sua aplicação prática.

A simulação do comportamento de um solo mole reforçado por colunas de brita é um problema complexo, e a modelação numérica através de um programa de cálculo baseado no método dos elementos finitos é uma ferramenta poderosa para proceder à análise detalhada do comportamento deste tipo de estruturas. Não obstante o número significativo de trabalhos científicos publicados sobre o tema, escasseiam os estudos que tenham envolvido modelação numérica complexa, designadamente modelação tridimensional incorporando análises acopladas mecânico-hidráulicas e modelos constitutivos fiáveis, como os modelos de estados críticos.

Dado o carácter tridimensional (quer hidráulico quer estrutural) deste tipo de obras, um dos principais objetivos do presente trabalho de investigação consiste na modelação numérica tridimensional incorporando a formulação mecânico-hidráulica acoplada, que se considera de especial importância para o desenvolvimento técnico-científico do tema. Para isso foi modelado um problema base e foram analisados detalhadamente, ao longo do tempo, os fatores que controlam o comportamento da obra – tensões efetivas, pressões intersticiais, tensões tangenciais, níveis de tensão, deslocamentos verticais e horizontais, fator de concentração de tensões e trajetórias de tensão em vários pontos da obra. Considera-se importante a realização de estudos paramétricos para esclarecer qual a influência de alguns parâmetros no comportamento global dos aterros em solos moles. Neste sentido, foram realizados estudos paramétricos que avaliam a influência dos seguintes fatores: deformabilidade das colunas, faseamento construtivo, anisotropia de permeabilidade do maciço argiloso, coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, coeficiente de substituição, espessura da camada argilosa e características da crosta ligeiramente sobreconsolidada no topo do estrato argiloso. Sublinha-se que o estudo é

também aplicável aos aluviões silto-argilosos moles de Portugal, que muitas vezes apresentam uma percentagem de argila não predominante. A caracterização destes depósitos não será alvo de revisão pelo que o leitor é remetido para os trabalhos sobre esse tópico de Coelho (2000) e Esteves (2014).

Por outro lado, tendo presente que o desenvolvimento técnico-científico se faz preferencialmente realizando simultaneamente análises numéricas e estudos experimentais – para complementar e validar as modelações numéricas, foram realizados estudos experimentais de modelação física em centrífugadora geotécnica na Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF) e foi também modelada uma obra real monitorizada.

O programa experimental incluiu a realização de ensaios em quatro modelos físicos de aterros construídos sobre solos moles. Os ensaios em centrífugadora foram modelados numericamente e os resultados da instrumentação dos modelos foram analisados comparativamente com os resultados da modelação numérica, com o objetivo de interpretar o comportamento diferido no tempo daquelas estruturas.

A obra real modelada numericamente trata-se de aterro experimental construído sobre um maciço argiloso mole com duas secções: uma secção reforçada com colunas de brita e outra sem colunas de brita. Alguns dos resultados da instrumentação do aterro foram comparados com os resultados das modelações numéricas.

Apresenta-se, na Figura 1-2, um esquema do trabalho desenvolvido no âmbito da tese doutoral.

1.3 - CONTEÚDO DA TESE

A estrutura da presente dissertação surge como consequência dos objetivos enunciados e do percurso realizado para os atingir. O texto foi organizado em dez capítulos, e nos parágrafos que se seguem é efetuada uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No Capítulo 1 efetua-se o enquadramento da tese e apresentam-se os objetivos do trabalho de investigação, bem como uma descrição sumária dos capítulos que a compõem.

No Capítulo 2, pretende-se fornecer ao leitor uma visão global, ainda que não aprofundada, da obra de reforço de solos moles com colunas de brita. Alguns métodos de construção são revistos e é apresentado o campo de aplicação das colunas de brita. De seguida são enumerados aspetos diversos associados ao cariz prático da sua construção. São também referidos os efeitos que a instalação das colunas tem no solo mole.

O Capítulo 3 debruça-se sobre os principais métodos de dimensionamento das obras de reforço de solos moles com colunas de brita e sobre o comportamento típico destas obras. Primeiramente são introduzidos alguns conceitos gerais que serão úteis para a avaliação da eficiência do sistema de reforço e para a interpretação dos métodos analíticos de dimensionamento. Em seguida é caracterizado o comportamento em termos de deformações que as colunas de brita costumam exibir quando carregadas isoladamente e em grupo. São apresentados alguns métodos analíticos de dimensionamento quanto à capacidade de carga e quanto à avaliação de assentamentos.

No Capítulo 4 são apresentados os principais modelos simplificados utilizados na modelação numérica destas obras e são revistos alguns dos principais trabalhos publicados que se debruçaram sobre o estudo das colunas de brita através de modelação numérica.

No Capítulo 5 são apresentadas as características gerais do programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, e do programa de cálculo automático de análise da estabilidade global que utiliza os resultados desse modelo (Borges, 1995, 2004), usados nas modelações numéricas realizadas no âmbito desta tese e apresentadas nos Capítulos 6 e 7, e descrevem-se as propriedades gerais do modelo constitutivo de estados críticos p - q - θ .

Nos Capítulos 6 e 7, como referido, é utilizado o programa de cálculo automático (RECRIB) baseado no método dos elementos finitos desenvolvido por Borges (2004) que permite proceder a análises tridimensionais de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica, na qual o comportamento dos solos é definido em termos de tensões efetivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot). Para a modelação do comportamento dos solos utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p - q - θ).

No Capítulo 6 é simulado o comportamento tridimensional de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita, que constitui o problema base. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer durante a construção do aterro, quer no período pós-construção até à total dissipação dos excessos de pressão intersticial induzidos pelo carregamento. Os fatores que controlam o comportamento do aterro são analisados.

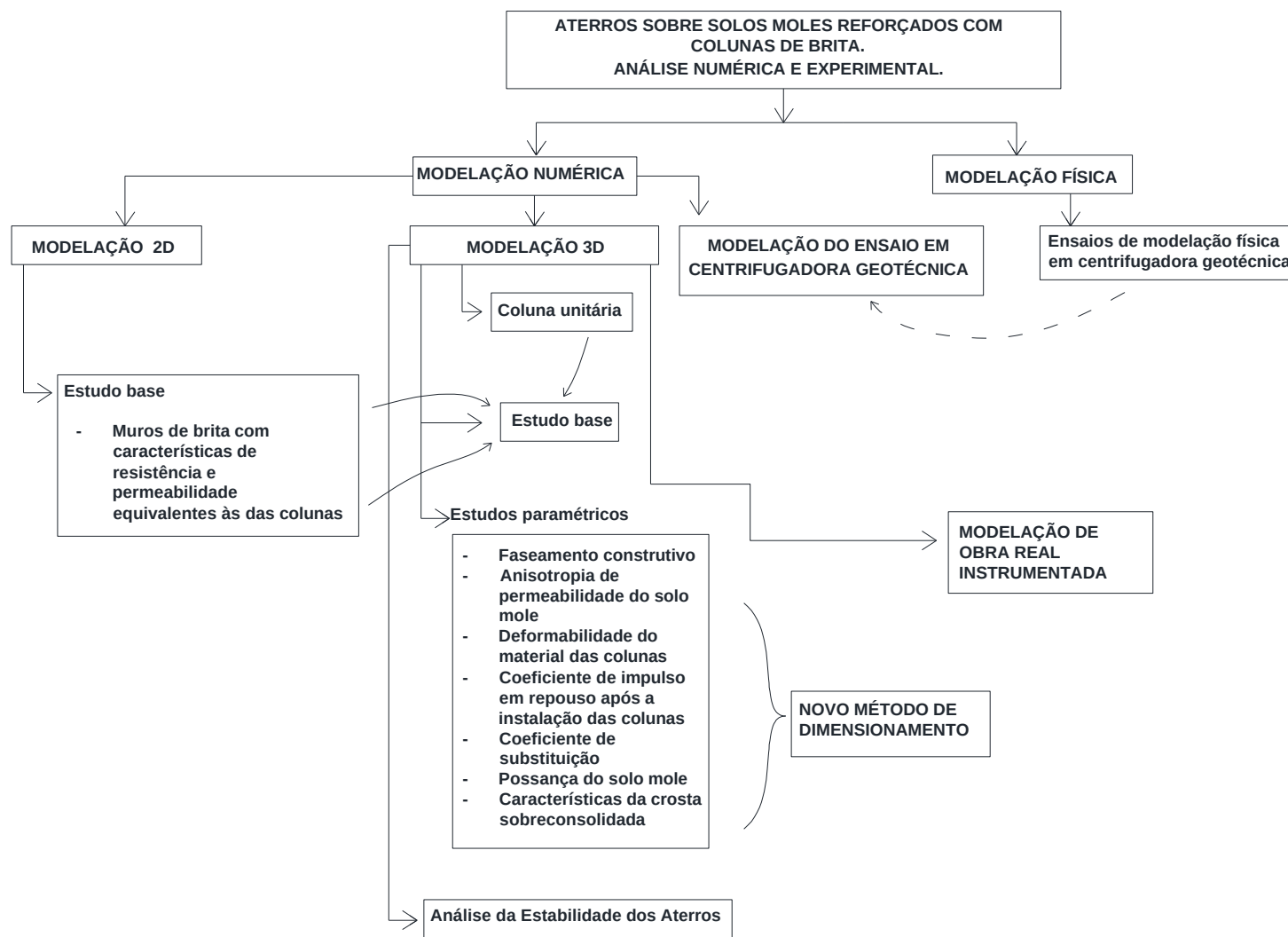


Figura 1-2 – Esquema dos trabalhos desenvolvidos na tese doutoral

O Capítulo 7 é dedicado a estudos paramétricos tendo por base o aterro analisado no Capítulo 6, de forma a esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento da obra. Analisa-se a deformabilidade das colunas de brita, o tempo de construção do aterro, a anisotropia de permeabilidade do solo mole, o coeficiente de impulso em repouso do solo mole após a instalação das colunas de brita, o coeficiente de substituição, a espessura do estrato argiloso mole e as características da crosta sobreconsolidada. Partindo das conclusões do estudo paramétrico, é apresentada uma proposta de um novo método de dimensionamento para obtenção do fator de melhoramento.

No Capítulo 8 são apresentados os estudos experimentais de modelação física realizados na centrífugadora geotécnica da UENF e são analisados os resultados obtidos. Os ensaios de modelação física são modelados numericamente através do programa RECRIB (Borges, 1995, 2004).

No Capítulo 9 é analisado simplificadaamente o comportamento de um aterro experimental construído na Gold Cost Highway, na Austrália. Apresentam-se as análises numéricas efetuadas e os resultados obtidos numericamente são confrontados com os resultados das respetivas medições no campo.

Por último, no Capítulo 10 são enunciadas algumas conclusões dos estudos realizados e apontam-se algumas vias para desenvolvimento futuro da investigação

.

CAPÍTULO 2

CONSTRUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA

2.1 - INTRODUÇÃO

Como já foi referido, a construção de aterros sobre solos moles coloca, por norma, várias dificuldades à engenharia geotécnica, que se prendem essencialmente com a compressibilidade muito acentuada, a baixa resistência ao corte e a muito baixa permeabilidade destes solos.

A baixa permeabilidade das argilas propicia que o carregamento dos maciços argilosos gere excessos de pressão de água nos poros do solo. Esses excessos irão depois dissipar-se por meio de um processo de consolidação, durante o qual as tensões efetivas vão variar, logo o mesmo acontece com a resistência, dado que aquelas tensões são determinantes para a resistência (Matos Fernandes, 2017). O processo de expulsão de águas dos poros é também acompanhado por deformações volumétricas muito elevadas, devido à compressibilidade acentuada da argila, que implicam assentamentos à superfície do terreno e grandes deslocamentos laterais em estratos não confinados. Estas características de certos maciços argilosos – a propensão para exibirem elevadas deformações volumétricas e estas demorarem longo tempo a processar-se, com um aumento paulatino da resistência – conduzem muitas vezes à necessidade de projetar sistemas destinados a melhorar o comportamento do solo de fundação quando sujeito a um carregamento, como é o caso da construção de um aterro.

Existem vários métodos que permitem minimizar o impacto destas características dos terrenos argilosos que os tornam desfavoráveis para a construção (Figura 2-1). Entre os métodos mais comuns encontram-se:

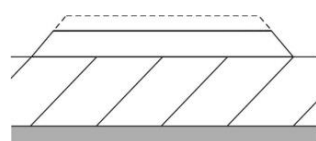
- Pré-carga, para acelerar os assentamentos da obra durante a fase de construção e reduzir os mesmos durante a sua vida útil;
- Drenos verticais, em conjugação, ou não, com pré-carga, de modo a acelerar o processo de consolidação do solo;
- Substituição de uma parte ou da totalidade do solo mole por materiais granulares;
- Utilização de materiais leves no corpo do aterro, para aliviar as cargas no subsolo;
- Reforço horizontal do aterro através de geossintéticos e outros elementos de reforço, de maneira a aumentar a estabilidade;
- Fundações com estacas ou colunas de materiais granulares (areia ou brita) ou rígidos (solo-cimento ou betão), reforçadas, ou não, por uma plataforma de transferência de carga de geossintético, com o objetivo de aumentar a capacidade de carga da fundação e acelerar a consolidação (principalmente no caso de materiais granulares).

A todos os métodos são inerentes vantagens e inconvenientes. Há métodos que permitem a construção rápida deste tipo de obras, mas que têm associados custos muito elevados, e métodos menos dispendiosos, mas que acarretam um longo período de tempo até surtirem os efeitos desejados. Outra das questões que se colocam é a da aplicabilidade; nem todas as soluções permitem obter os mesmos resultados e nem todos os projetos têm as mesmas imposições. Contudo, a solução ótima para cada situação não se resume à componente unicamente técnica, económica ou de prazo de execução, será sempre o resultado da ponderação destes fatores com aspetos construtivos e disponibilidade de maquinaria e mão de obra (Marques, 2008).

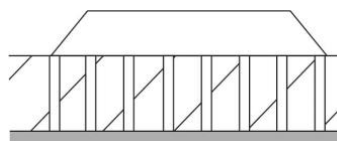
Um dos processos mais comuns de reforço de solos argilosos moles carregados por aterros consiste na construção de colunas de brita (Figura 2-2). A construção de uma coluna de brita consiste, em traços muito genéricos, na execução de um furo circular a partir da superfície, geralmente com um vibrador, e na consequente inclusão de brita e a sua compactação de baixo para cima.

A técnica de reforço com colunas de brita é uma técnica versátil, que pode ser usada para tratar uma gama de solos que vai desde os solos argilo-siltosos moles até aos solos arenosos soltos.

MÉTODOS QUE REDUZEM OS ASSENTAMENTOS



Pré-carga

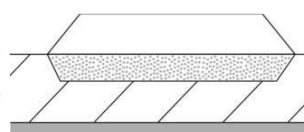


Drenos verticais

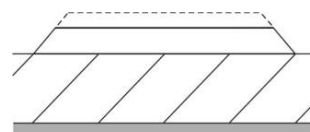
MÉTODOS QUE AUMENTAM A ESTABILIDADE E REDUZEM OS ASSENTAMENTOS



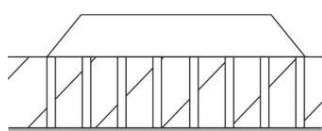
Substituição total



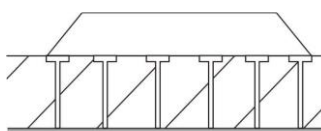
Substituição parcial



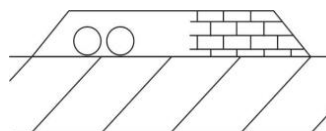
Redução da altura de aterro



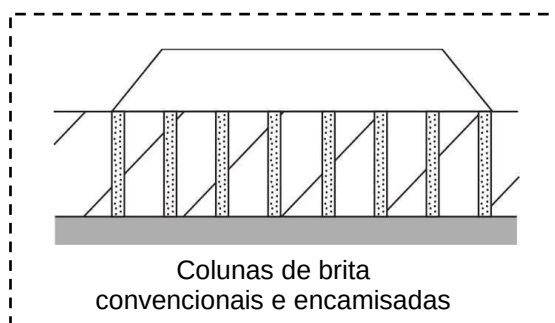
Colunas de solo estabilizado



Aterro sobre estacas

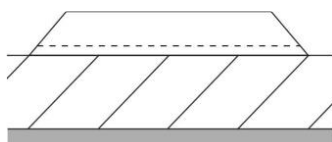


Aterros leves

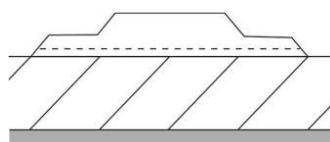


Colunas de brita convencionais e encamisadas

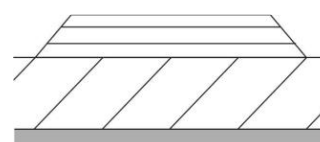
MÉTODOS QUE AUMENTAM A ESTABILIDADE



Aterro reforçado



Bermas laterais e reforço



Construção em etapas

Figura 2-1 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (adaptado de Almeida e Marques, 2010)

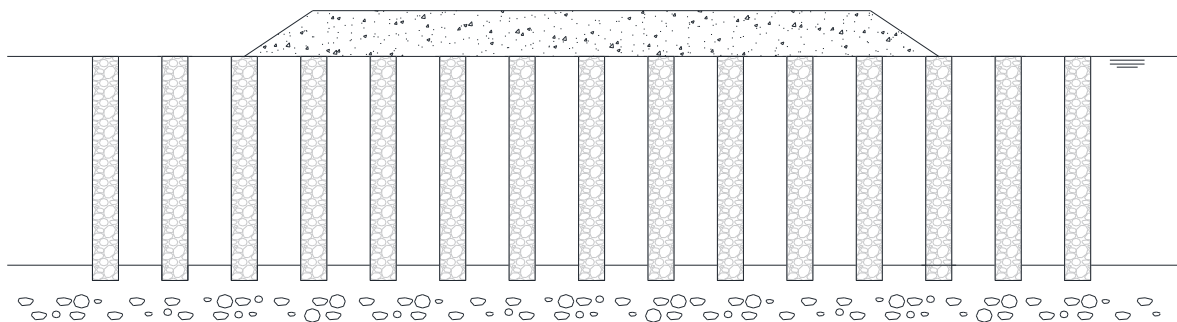


Figura 2-2 – Colunas de brita para reforço da fundação de um aterro construído sobre solo argiloso mole - esquema geral

A técnica de reforço com colunas de brita encamisadas é uma modificação do método convencional, que permite o tratamento de solos muito moles (Figura 2-3). Nesta variante, as colunas de brita são envolvidas por um geossintético com rigidez adequada, e o confinamento fornecido pelo encamisamento torna as colunas mais rígidas, impedindo o seu abaulamento. O geossintético desempenha também a função de filtro para impedir a saída da brita e evitar a colmatção.

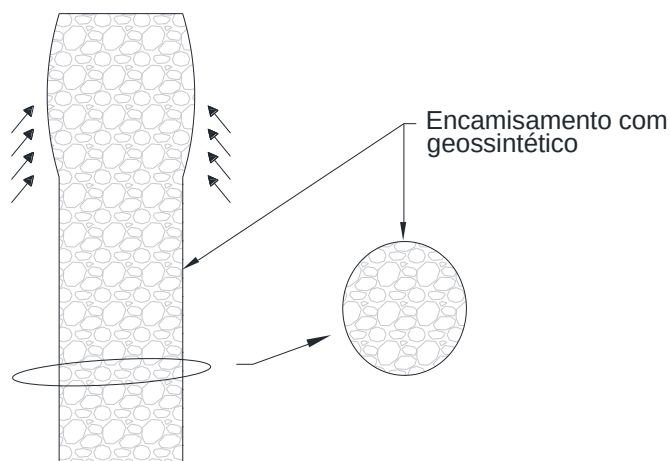


Figura 2-3 – Coluna de brita encamisada

No âmbito deste trabalho será analisada fundamentalmente a técnica de colunas de brita convencionais, embora sejam feitas algumas referências à técnica de colunas encamisadas. Dentro das colunas convencionais, será tratada essencialmente a sua aplicação em solos

moles, ainda que ao longo do trabalho sejam feitas algumas referências à aplicação em solos muito moles e breves referências à sua aplicação em solos arenosos soltos.

As colunas de brita são construídas em malhas regulares que se podem configurar em pequenos grupos, no caso do reforço de fundações com pequena área em planta, ou em grandes extensões, como é o caso dos aterros. As colunas podem ser assentes num estrato competente abaixo do estrato brando ou atravessar apenas parcialmente os estratos moles e deformáveis quando estes têm uma espessura muito elevada (colunas flutuantes).

Existem vários métodos de construção de colunas de brita e a seleção do método mais adequado depende essencialmente do tipo de solo, da extensão da camada de solo a tratar e da posição do nível freático, não obstante a existência de condições particulares, como, por exemplo, a localização da obra, que podem inviabilizar a aplicação do método que à partida seria o mais adequado. Os vários métodos diferem fundamentalmente em relação à forma de execução do furo e à compactação do material de enchimento.

Neste capítulo procura-se expor de uma forma essencialmente descritiva alguns fundamentos que se considera necessário conhecer quando se pretende aplicar a técnica de colunas de brita a uma obra. Após esta introdução, aspetos relacionados com os objetivos da aplicação das colunas de brita são revistos no Subcapítulo 2.2, seguindo-se uma breve referência à evolução histórica do reforço de solos com colunas de brita no Subcapítulo 2.3. Alguns métodos de construção são revistos no Subcapítulo 2.4 e no Subcapítulo 2.5 é tratado o campo de aplicação desta técnica. No Subcapítulo 2.6 são enumerados diversos aspetos associados à construção de colunas de brita. Os efeitos no solo mole que decorrem da instalação das colunas e a compreensão da sua influência no comportamento global da obra são alguns dos temas mais investigados atualmente na área das colunas de brita, pelo que são focados no Subcapítulo 2.7. Por fim são tecidas algumas considerações finais.

2.2 - OBJETIVOS DO REFORÇO COM COLUNAS DE BRITA

A introdução das colunas de brita, um material mais rígido e mais permeável, na matriz de solo mole, traz vários efeitos benéficos para o comportamento da fundação. O contraste de rigidez das colunas e do solo argiloso envolvente vai induzir uma concentração de tensões verticais nas colunas, associada a um alívio das tensões verticais no solo mole, como mostra a Figura 2-4a, o que permite reduzir os assentamentos por consolidação e, simultaneamente, aumentar as tensões efetivas verticais nas colunas de brita, logo a resistência ao corte nos pontos em que estas colunas são intersectadas pela superfície de deslizamento do aterro, aumentando o fator de segurança à estabilidade global do aterro (Matos Fernandes, 2011).

O grau de reforço do solo mole é expresso habitualmente pelo chamado coeficiente de substituição, que define a relação entre a área da coluna e a área total de influência dessa coluna (Mitchell, 1981):

$$CS = \frac{A_c}{A} = \frac{A_c}{A_c + A_s} \quad (2.1)$$

em que A_c representa a área de uma secção horizontal de coluna de brita, A_s corresponde à área da secção horizontal de solo subsidiário da coluna e A é a área total da célula unitária, como representado na malha quadrada da Figura 2-4b.

A capacidade das colunas de brita em concentrarem tensões verticais pode ser avaliada pelo concentração de tensões, FC , definido como a relação entre o acréscimo da tensão efetiva na coluna, $\Delta\sigma'_{vc}$, e o acréscimo de tensão efetiva no solo envolvente, $\Delta\sigma'_{vs}$, para um dado carregamento vertical que conduza a um acréscimo médio da tensão efetiva, $\Delta\sigma'_v$ (Figura 2-4a).

No subcapítulo 3.2 o coeficiente de substituição e o fator de concentração de tensões são tratados com mais detalhe.

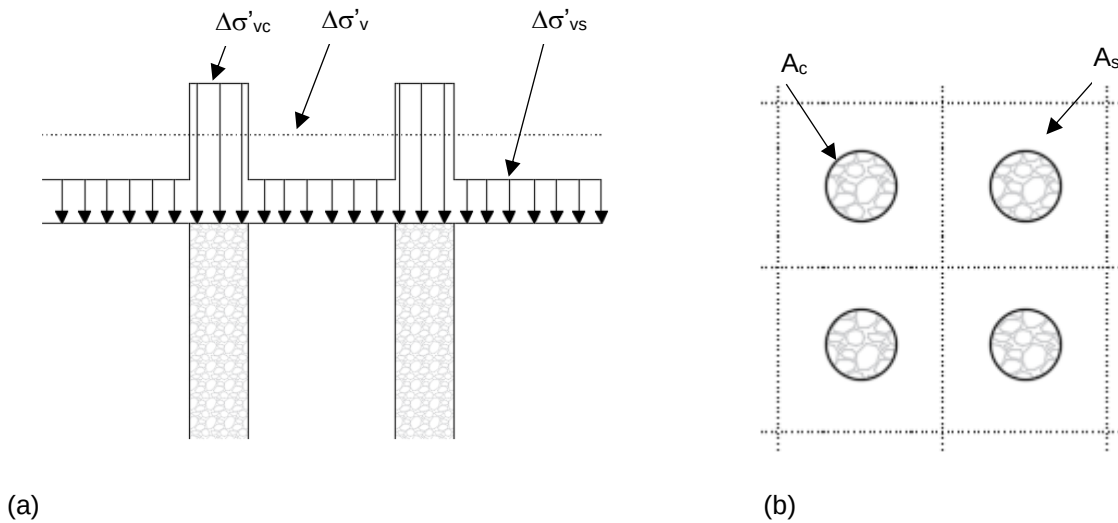


Figura 2-4 – Colunas de brita para reforço da fundação de um aterro construído sobre solo argiloso mole: a) concentração de tensões nas colunas; b) disposição em planta em malha quadrangular (adaptado de Matos Fernandes, 2011)

Para a análise da estabilidade de um aterro reforçado com colunas de brita não é estritamente necessário que a divisão da massa potencialmente instável contemple explicitamente as colunas, mas deverá ser contabilizado o efeito favorável da resistência ao corte das colunas

intersectadas pela superfície de deslizamento, como mostra a Figura 2-5b. A resistência ao corte na base da fatia genérica i pode ser obtida a partir da equação (Aboshi *et al.*, 1979):

$$\tau_{fi} = (1 - a_s) c_{ui} + a_s (\gamma_{col} z_i + \mu_{col} \Delta\sigma_i - u_i) \cos^2 \alpha_i \tan \phi'_{col} \quad (2.2)$$

em que c_{ui} representa a resistência não drenada do solo argiloso (sem reforço); z_i é a profundidade do ponto médio da base da fatia; γ_{col} e ϕ'_{col} são, respetivamente, o peso volúmico e o ângulo de resistência ao corte do material das colunas; μ_{col} é um fator majorativo para ter em conta a concentração de tensões nas colunas de brita; $\Delta\sigma_i$ é a tensão vertical média incremental na superfície do terreno abrangida pela fatia; para fatias sob o aterro, $\Delta\sigma_i = \gamma_{at} h_{at,i}$, em que γ_{at} e $h_{at,i}$ representam o peso volúmico do aterro e a altura média do mesmo na fatia, respetivamente; u_i é a pressão intersticial na base da fatia.

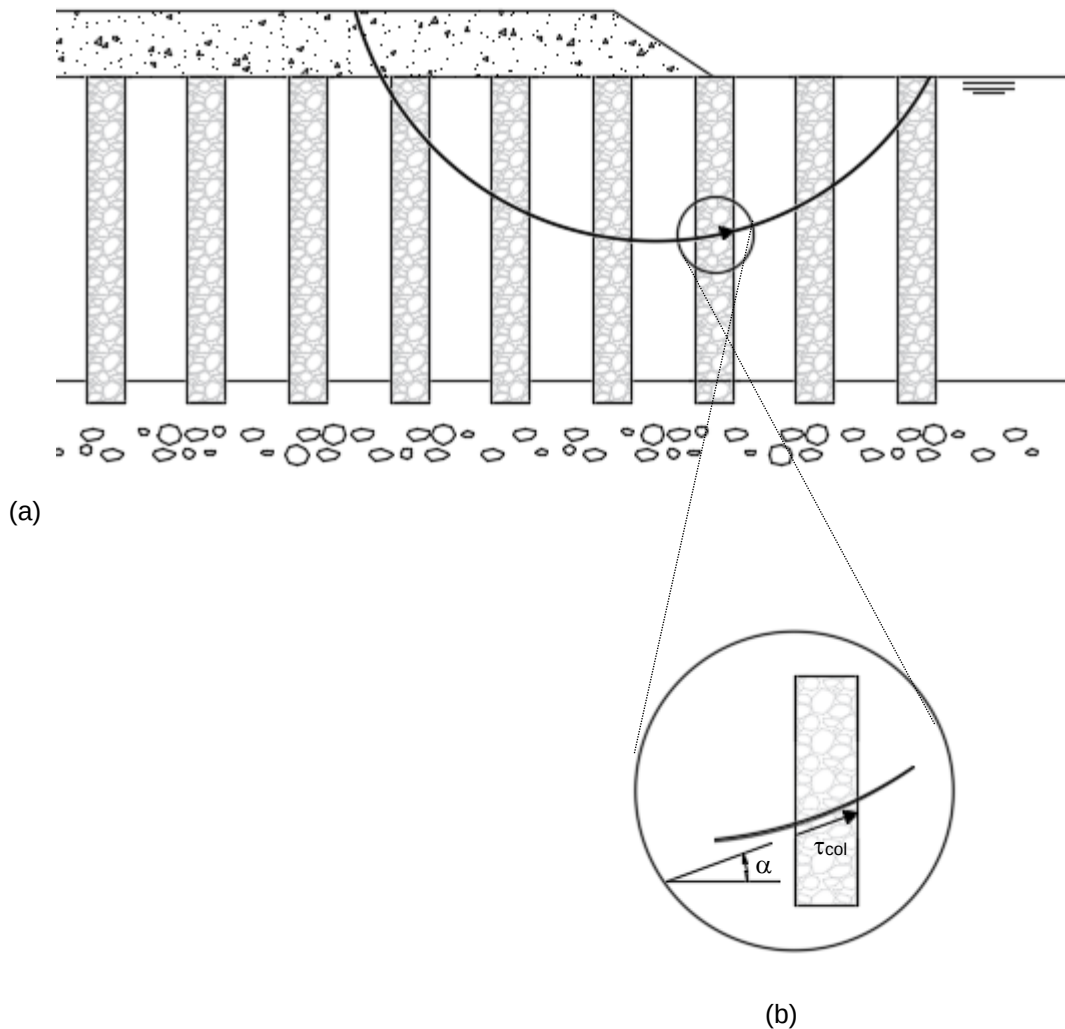


Figura 2-5 – Aterro construído sobre solo argiloso mole reforçado com colunas de brita:
a) esquema geral; b) detalhe da interseção da superfície de deslizamento por uma coluna (adaptado de Matos Fernandes, 2011)

É também importante realçar que a permeabilidade elevada das colunas de brita faz com que elas funcionem como drenos verticais, que recolhem radialmente a água que irá ser expulsa, diminuindo a distância das camadas menos superficiais do solo mole às fronteiras drenantes, acelerando assim a consolidação e, conseqüentemente, diminuindo o tempo necessário para se processarem os assentamentos à superfície (assentamentos totais e diferenciais), que muitas vezes são condicionantes para o planeamento de obras a executar sobre os aterros.

Outro efeito benéfico das colunas de brita, em comparação com outros tipos de fundações indiretas mais “rígidas” (por exemplo estacas de betão), é o mecanismo de colapso ser mais progressivo, visto uma coluna sobrecarregada automaticamente reduzir a sua tensão (transferindo-a para o solo mole envolvente) à medida que se deforma (Dayte, 1982; Domingues, 2006).

2.3 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO REFORÇO DE SOLOS COM COLUNAS DE BRITA

Hughes e Withers (1974) referem que a primeira aplicação documentada de colunas de material granular teve lugar em França, na década de 1830, quando os engenheiros do arsenal de artilharia de Bayonne usaram colunas granulares para reforçar as fundações de solos estuarinos das áreas de trabalhos com aço, onde se materializavam cargas elevadas. As colunas, que mediam 0,2 m de diâmetro e 2 m de comprimento, foram construídas através da cravação e remoção de estacas no solo e preenchimento do furo resultante com pedras esmagadas. Cada coluna suportava uma carga de aproximadamente 10 kN.

A utilização de colunas de brita ficou aparentemente esquecida até à década de 1930. Foi nesta década que a empresa Keller desenvolveu e patenteou um vibrador de profundidade - para compactar areias soltas - e um método de instalação, que é atualmente denominado de vibrocompactação.

Antes da década de 50 a aplicação da técnica de vibração profunda era restrita ao tratamento de solos granulares, geralmente não saturados.

Seguiram-se aproximadamente 20 anos de desenvolvimento e de modificação dos equipamentos, e em 1956 foi apresentado um novo vibrador que tornou possível a penetração até maiores profundidades sem o auxílio de água. O novo vibrador alargou o espectro de solos que podiam ser tratados por compactação profunda, tornando possível a aplicação da vibração profunda a solos argilosos (nos quais o furo para instalação da coluna fosse autossustentável), através da técnica de vibrossubstituição. O processo construtivo deste novo método consistia na inserção do vibrador no solo até à profundidade desejada e, após

a retirada do vibrador, o furo, temporariamente estável, era preenchido, em camadas por material granular, compactado com o vibrador, resultando numa coluna de material granular circundada por solo argiloso. Este método ficou conhecido como “vibrossubstituição pelo método seco”. Em solos argilosos com nível freático elevado, a criação do furo para instalação da coluna era assistida pela injeção de um jato de água a alta pressão a partir da ponta do vibrador – sendo esta técnica denominada de “vibrossubstituição com o método húmido”. A lama formada pela mistura do solo mole (que se solta no processo) com a água preenche o espaço criado pelo vibrador, garantido a estabilidade do furo.

O passo seguinte na evolução dos vibradores de profundidade foi o desenvolvimento de vibradores com alimentação inferior de brita, com o auxílio de ar comprimido. Passou, assim, a ser possível aplicar a vibração profunda em solos argilosos com nível freático elevado sem o auxílio de água, pois deixou de ser necessário garantir a estabilidade do furo após a retirada do vibrador, como acontecia com o método de vibrossubstituição tradicional.

Desde a década de 50 que o reforço de solos moles com colunas de brita, através dos vários métodos mencionados, vem sendo aplicado em todo o mundo com eficácia comprovada.

A aplicabilidade das colunas de brita convencionais em solos muito moles, com resistência não drenada inferior a 5 – 10 kPa (Wehr, 2006) é limitada, porque este tipo de solos não garante sempre confinamento conveniente à estabilidade da coluna. Para ultrapassar esta limitação, em 1992 foi desenvolvido o método de instalação de colunas de brita com um encamisamento de geossintético.

No que toca a recomendações para o dimensionamento e construção de colunas de brita, Sondermann e Wehr (2004) referem que o documento publicado pela German transport research society, em 1979, foi provavelmente a primeira norma sobre este assunto (FGFS, 1979). Em 1983, a Federal Highway Administration (FHWA) publicou o manual intitulado “Design and construction of stone columns” (Barksdale & Bachus, 1983). No Reino Unido, em 1987 o British ICE publicou a especificação “Specification for ground treatment: notes for guidance” (ICE, 1987), e no ano 2000 o BRE publicou um conjunto de recomendações de especificações técnica e de dimensionamento de colunas de brita no “Specifying vibro stone columns” (BRE, 2000). A publicação técnica mais recente é a norma europeia EN 14731 “Execution of special geotechnical works - Ground treatment by deep vibration”, aprovada em 2005 (EN 14731, 2005). Esta norma concerne ao planeamento, execução, teste e monitorização do tratamento do solo por vibração profunda.

2.4 - MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO

2.4.1 - Introdução

As colunas de brita podem ser construídas por sistemas de vibração profunda através dos métodos de vibrocompactação e vibrossubstituição. O método de vibrocompactação aplica-se a solos granulares sem coesão (com conteúdo de finos inferior a 15%). Por sua vez, o processo de vibrossubstituição aplica-se à gama de solos que podem ser tratados pela vibrocompactação e também a solos pouco resistentes, constituídos por mais de 10% a 15% de siltes e argilas e em aterros não evolutivos tais como resíduos de construção, resíduos urbanos ou escórias (Forsberg *et al.*, 2012). A Figura 2-6 mostra as gamas de solos nas quais se podem aplicar cada uma das técnicas. No presente trabalho são estudadas fundamentalmente as aplicações das colunas de brita construídas por vibrossubstituição e, por este motivo, este método encontra-se descrito com mais detalhe do que a técnica de vibrocompactação.

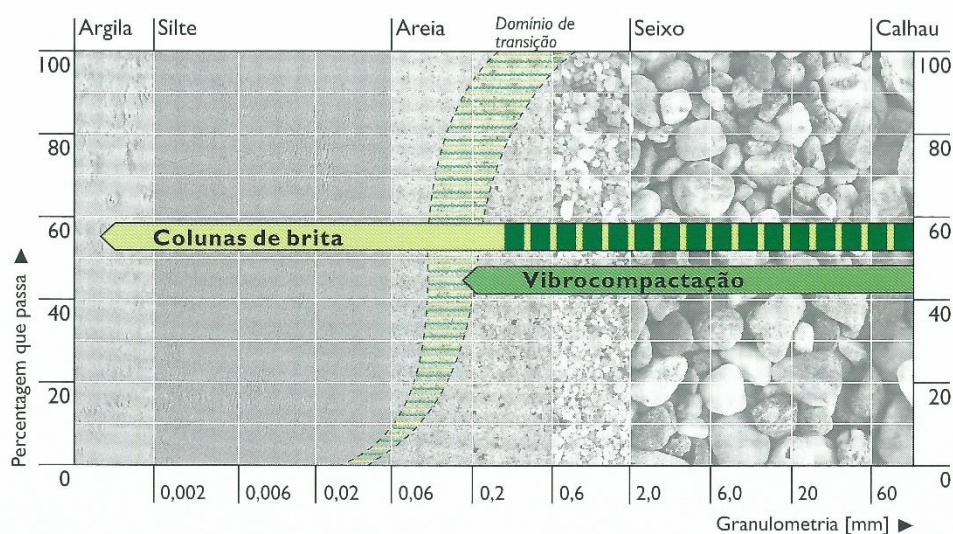


Figura 2-6 – Faixa granulométrica de aplicação das colunas de brita (Keller, 2018)

A técnica de vibrocompactação foi desenvolvida em 1936, pela empresa Keller (McCabe *et al.*, 2009). A peça fundamental do equipamento é um vibrador (com dimensões típicas compreendidas entre 3 m e 5 m de altura e 0,30 m e 0,50 m de diâmetro) suspenso por uma grua móvel, com furos por onde podem ser injetados fluídos sob pressão (ar ou água). Na Figura 2-7a é apresentada esquematicamente a constituição do vibrador usado na vibrocompactação. As frequências usadas variam normalmente entre 1800 rpm e 3600 rpm

(30 Hz a 60 Hz), as amplitudes de oscilação do vibrador variam entre 6 mm e 32 mm e são dependentes do tipo de solo (Domingues, 2006).

O processo construtivo inicia-se com a cravação inicial do vibrador no solo de fundação até à profundidade pretendida à custa do seu peso, com ou sem o auxílio da injeção de água ou ar. O vibrador transmite forças horizontais ao solo circundante, o que faz com que o solo se liquefaça numa fase inicial para em seguida se reordenar num estado mais denso. Em seguida inicia-se a subida do vibrador em funcionamento (com uma taxa de subida da ordem de 0,3 m/min), formando-se assim um cilindro de solo compactado, cujo diâmetro depende da energia envolvida, do tempo de atuação do vibrador em cada patamar e das características do solo. Este método conduz a um melhoramento generalizado do solo original, sem introdução de novo material, ou com a introdução de uma quantidade muito reduzida, para preenchimento da depressão superior que se forma com o rearranjo do solo nas camadas inferiores.

Verificou-se que a vibrocompactação deixa de ser rentável e tecnicamente viável em areias saturadas com grande percentagem de finos, em virtude de as partículas finas atenuarem as forças horizontais transmitidas pelo vibrador (Sondermamm & Wehr, 2004). A limitação de aplicação da vibrocompactação em solos argilo-siltosos foi ultrapassada em 1956, com o desenvolvimento da técnica de vibrossubstituição.

A construção de uma coluna de brita por vibrossubstituição envolve a criação de um furo cilíndrico no solo de fundação, por intermédio de um vibrador como os apresentados na Figura 2-7. Uma determinada quantidade de brita é colocada no furo, e a brita é compactada mediante a inserção e reinserção do vibrador, formando um pequeno comprimento de brita compactada. Este processo repete-se até se formar uma coluna de brita ao longo da possança do solo mole. O solo circundante é deslocado por ação do vibrador.

A construção de colunas de brita trata-se fundamentalmente de um método de reforço e melhoramento por densificação quando é aplicado em solos granulares e de um método de reforço quando é aplicado a solos argilosos e siltosos. Enquanto que no solo tratado por vibrocompactação há um melhoramento global e mais ou menos uniforme do solo, no caso do solo tratado por vibrossubstituição passam a existir inclusões de elementos lineares mais rígidos inseridos num meio natural mais compactado, mas ainda assim mais deformável que as colunas de brita.

É habitual distinguirem-se os métodos de execução em função do tipo de fluído de injeção e da forma como é feito o abastecimento da brita. Relativamente ao fluído de injeção usado, quando o fluído é ar, designa-se o método por via seca – “dry process”; quando a furação é assistida por água injetada a alta pressão, designa-se por via húmida – “wet process”. No que

se refere à forma como a brita é colocada no furo, a brita pode ser colocada através do topo do furo, sendo despejada no espaço entre as paredes do furo e tubo de extensão – “top feed method”, sendo usado, habitualmente, neste processo, o vibrador com alimentação superior, como o representado na Figura 2-7a; ou através da extremidade inferior do vibrador (Figura 2-7b – “bottom feed”, sendo a brita introduzida numa tremonha ligada a um tubo acoplado ao vibrador e aos tubos de extensão, que encaminham a brita até à parte inferior.

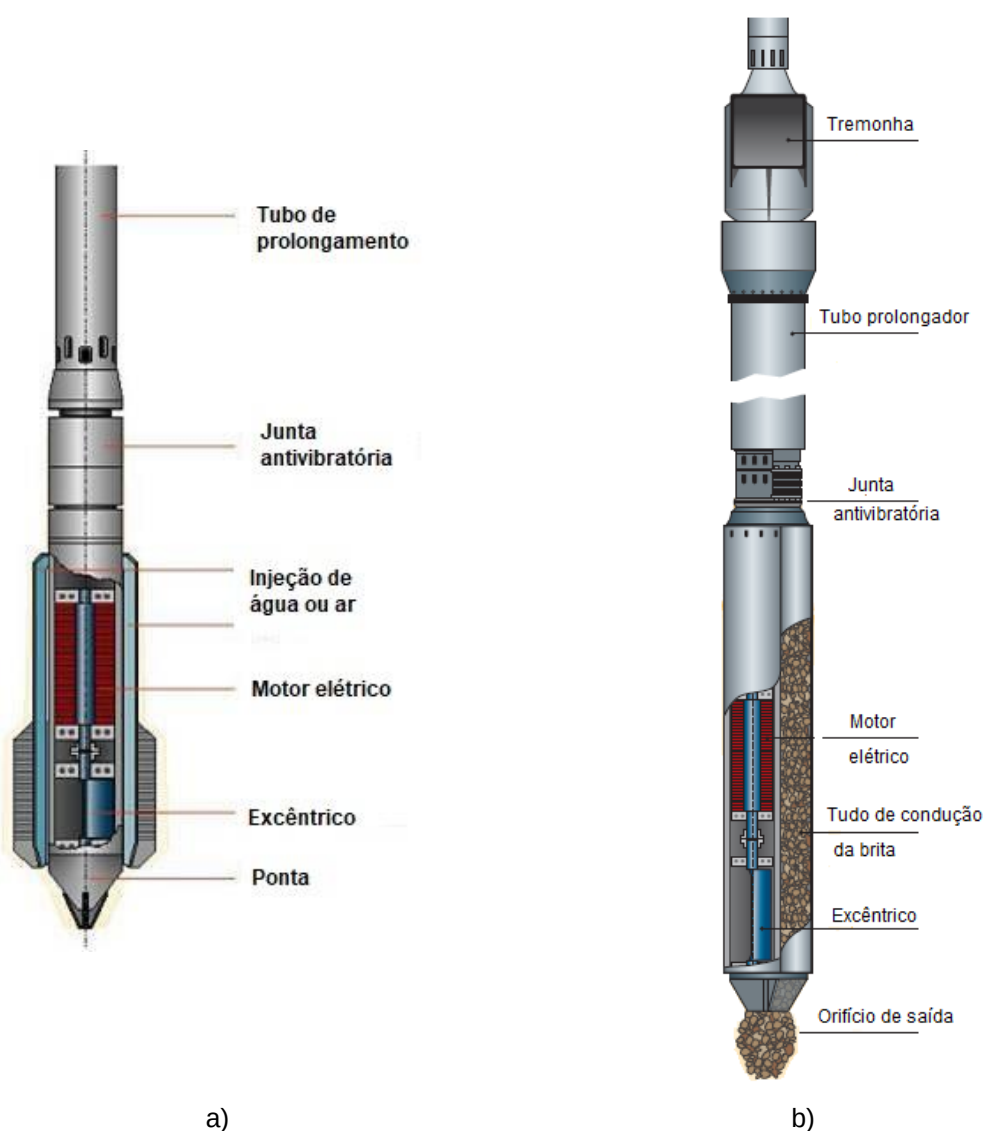


Figura 2-7 – Vibrador: a) com alimentação superior; b) com alimentação inferior (adaptado de Keller, 2018)

Estes detalhes de construção podem ser combinados entre si, resultando em diferentes métodos de execução. Os métodos são descritos resumidamente em seguida.

2.4.2 - Via húmida com alimentação superior (“wet top feed method”)

O método por via húmida com alimentação superior (Figura 2-8) é usado para o tratamento de solos moles com valores de resistência não drenada entre 15 – 50 kPa de maciços com média a grande profundidade em locais onde o nível freático é elevado e a estabilidade do furo não é garantida (Greenwood & Kirsch, 1983). Em solos argilosos, o fluxo de água, para além de garantir a estabilidade do furo, ajuda a limpar as partículas em suspensão que se soltam no processo de execução do furo.

Neste método, o vibrador penetra no solo por ação do seu peso próprio com a ajuda de jatos de água a alta pressão, expelidos pela ponta do vibrador, e das vibrações. Quando se alcança a profundidade desejada, obtém-se um furo com aproximadamente o mesmo diâmetro que o vibrador, preenchido por água e solo. A brita é em seguida colocada no espaço anelar em torno do vibrador, em incrementos de 0,3 – 1,2 m e compactada através do vibrador. A ação do vibrador, para além de compactar a brita, comprime-a radialmente, resultando num imbricamento apertado com o solo circundante (Raju & Sondermann, 2005).

A principal desvantagem do método por via húmida é que requer um grande consumo de água (que pode ser da ordem dos 5 – 15 l/s), e que, posteriormente, é necessário depositar cumprindo requisitos ambientais. A água sobrando tem um grande conteúdo de siltes e argilas em suspensão, formando lamas que tendem a impermeabilizar os solos, e que têm que ser retiradas para bacias de decantação a construir *in situ*, e posteriormente remover a vazadouro, o que traz custos elevados (Babu *et al.*, 2013; Domingues, 2006; Lopes, 2011). Além disso, a ação do jato de água proporciona a formação de uma zona perturbada de transição entre a coluna e o solo com permeabilidade inferior à do solo mole, que reduz a capacidade de drenagem da coluna.

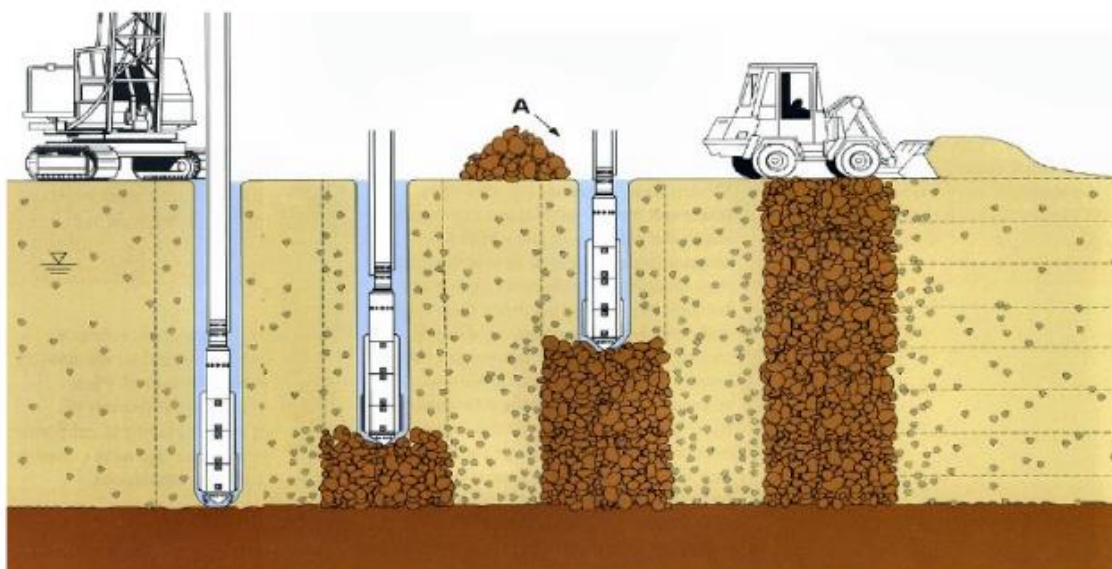


Figura 2-8 – Método via húmida com alimentação superior (Raju *et al.*, 2004)

2.4.3 - Via seca com alimentação pelo topo (“dry top feed method”)

Este método é usado predominantemente para tratamento de depósitos com pouca a média profundidade de solos granulares e de solos argilosos com resistências não drenadas a partir de 50 kPa e que não apresentem níveis freáticos baixos (Domingues, 2006). Raramente é usado para o reforço de solos argilosos moles.

O furo no solo é formado pela primeira penetração do vibrador e é necessário que o furo se mantenha estável após a retirada do vibrador e durante a construção da coluna. O vibrador penetra no solo por ação do seu peso próprio, com a ajuda da vibração e da injeção de ar comprimido (Figura 2-9). Quando se alcança a profundidade desejada, o vibrador é içado a uma pequena altura acima do fundo do furo e a brita é colocada no espaço anelar em torno do vibrador e compactada através do vibrador. Este processo é repetido até à completa formação da coluna.

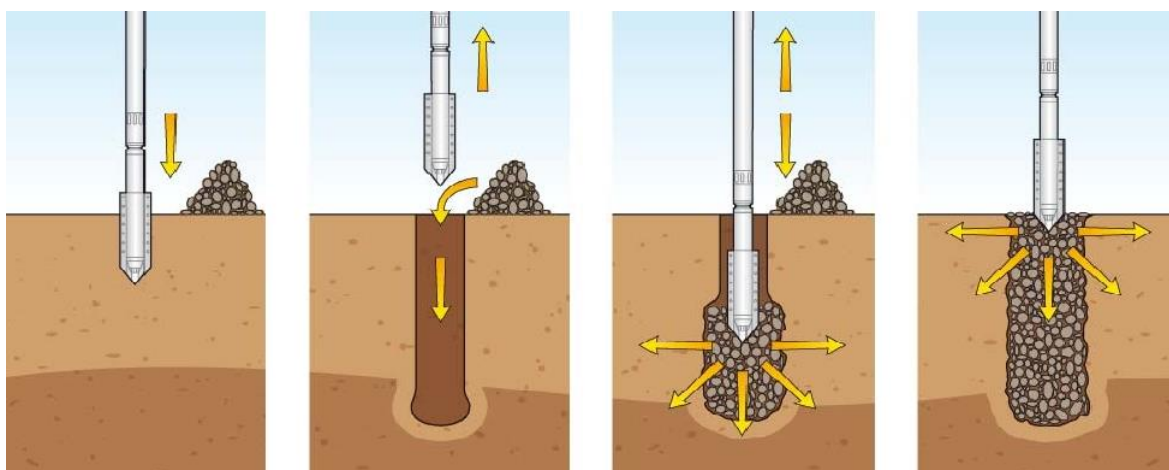


Figura 2-9 – Método via seca com alimentação superior ((Taube (2001), citado por Mokhtari & Kalantari (2012))

2.4.4 - Via seca com alimentação pelo fundo (“dry bottom feed method”)

O método por via seca (Figura 2-10) é atualmente a técnica de construção de colunas de brita mais utilizada, tendo substituído em grande medida a utilização do método por via húmida com alimentação superior (McCabe *et al.*, 2009). É predominantemente usado para o tratamento de maciços de solos moles com o nível freático elevado através da técnica de vibrossubstituição.

Neste método utiliza-se ar comprimido, em vez de água, no auxílio ao vibrador, servindo o vibrador e o ar injetado como “encamisamento” do solo, ajudando a manutenção da estabilidade do furo, impedindo o solo de colapsar para dentro da abertura criada. O vibrador penetra no terreno com o tubo excêntrico carregado de brita, que atua como tampão, com o ar comprimido ativado. Uma vez alcançada a profundidade desejada, o vibrador é retirado um a dois metros e o tubo auxiliar pressurizado força a brita a sair e a preencher o vazio criado. O vibrador volta a penetrar na brita, compactando-a e comprimindo-a contra o terreno (Raju & Sondermann, 2005).

A grande vantagem deste método é que se trata de um método mais limpo que o método húmido, por não necessitar da injeção de água, podendo ser aplicado quando o espaço de trabalho é limitado e não há disponibilidade de água abundante nas proximidades.

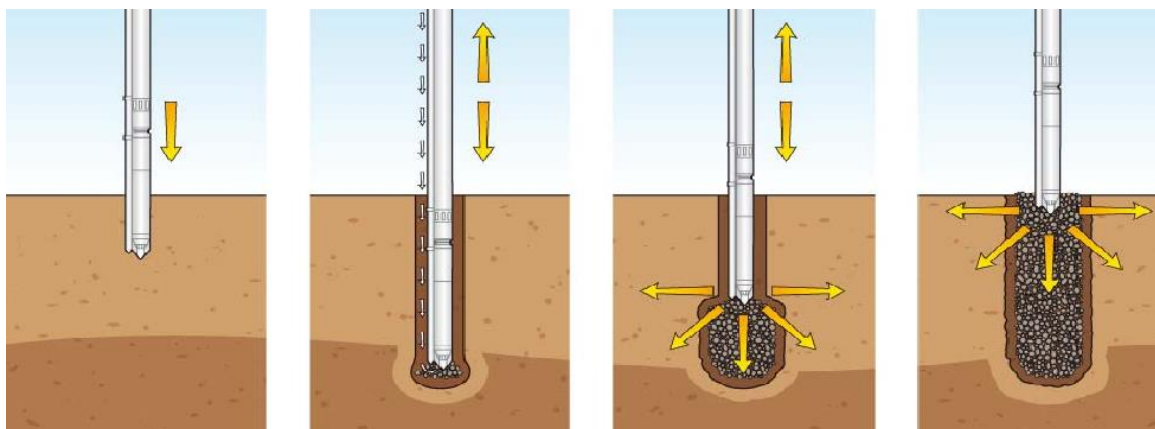


Figura 2-10 – Método via seca com alimentação pelo fundo (Taube (2001), citado por Mokhtari & Kalantari (2012))

2.4.5 - Métodos de construção sem vibrador de profundidade

Um método desenvolvido na Índia para construção de colunas de brita consiste na execução de um furo através de técnicas tradicionais, com recurso a baldes, semelhantes às aberturas de furos para estacas moldadas (Domingues, 2006). De acordo com esta técnica, o furo é executado com a ajuda, ou não, de um encamisamento. Posteriormente o furo é preenchido com material granular, compactado em patamares ascendentes por ação de uma massa a cair, designada por pilão, com habitualmente 15 – 20 kN, deixada cair de uma altura de 1,0 a 1,5 m. O método de execução é exemplificado na Figura 2-11. Na primeira fase o solo é retirado do interior do encamisamento. Em seguida, uma parte do furo é preenchido com material grosso a partir da superfície (Fase 2). Na Fase 3 é subido o encamisamento e o material granular é compactado por ação do pilão. Após a compactação, a coluna ocupa, normalmente, mais espaço do que o diâmetro do encamisamento. Na Fase 4 o processo é repetido a partir da Fase 2, até se formar uma coluna até à superfície do solo. Normalmente, quando se atinge a superfície, a cota da brita é deixada cerca de 30 cm acima da cota do terreno. O último patamar é então compactado com uma massa mais pesada, da ordem das 40 kN, e com maior área.

Este método é uma alternativa para substituir as técnicas de construção de colunas com recurso a vibração dinâmica, envolvendo uma necessidade menor de equipamento e pessoal especializado e com um baixo custo inerente ao equipamento. Não obstante, é um método muito lento e pouco económico quando se pretende tratar solos com possança superior a 12 – 15 m. A perturbação introduzida pelo encamisamento e pela compactação pode limitar a sua aplicação em solos sensíveis (Babu *et al.*, 2013).

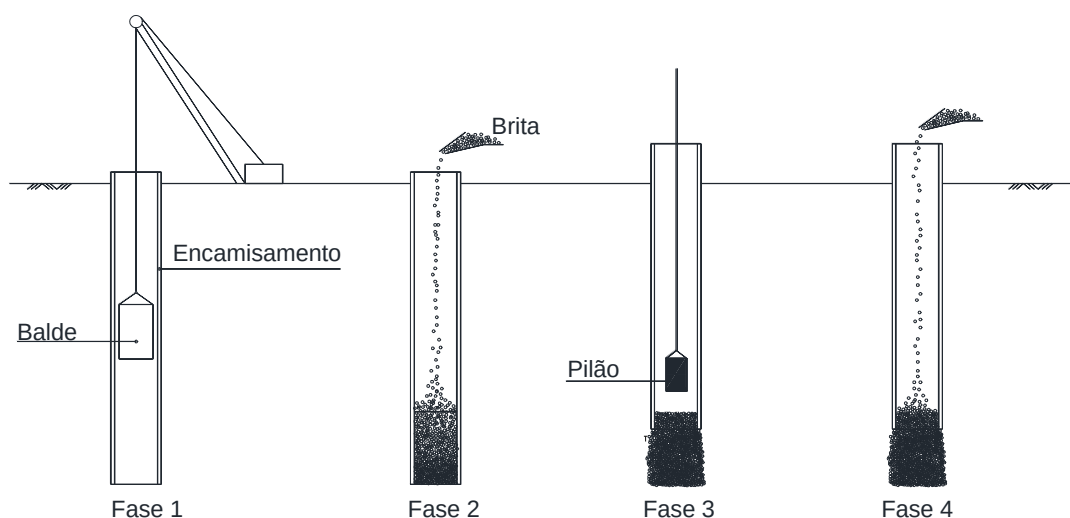


Figura 2-11 – Método de construção de colunas de brita com auxílio de encamisamento para escavação e construção (Domingues, 2006)

O método Vibro Composer foi desenvolvido no Japão, em meados da década de 50 e usa areia, em vez de brita, para estabilizar argilas moles na presença de níveis freáticos altos (Aboshi *et al.*, 1979). O processo de instalação original consiste na cravação de um encamisamento metálico com a ponta fechada, com recurso a um martelo vibrador colocado no topo do encamisamento. Quando o encamisamento atinge a profundidade desejada, é vertido um volume específico de areia para o interior do encamisamento e a areia é compactada pela ação da retirada e reinserção parcial do encamisamento, com a ajuda de um martelo vibrador. A coluna de areia é construída a partir do fundo e o processo fica concluído quando está executada uma coluna de areia compactada em toda a profundidade do solo mole. É possível construir colunas com diâmetro de 600 mm a 800 mm através deste método.

Outro método, mais recente e mais utilizado, consiste na execução do furo com um trado contínuo. O processo de construção das colunas é exemplificado na Figura 2-12. Atingida a profundidade desejada, o material granular é colocado no fundo do furo através de um tubo existente no interior do próprio trado. A compactação do material granular é conseguida pela sistemática introdução de brita e dos movimentos verticais associados à rotação do trado no processo ascendente. Consegue-se, assim, a compactação da brita contra o solo natural, aumentando a densificação deste.

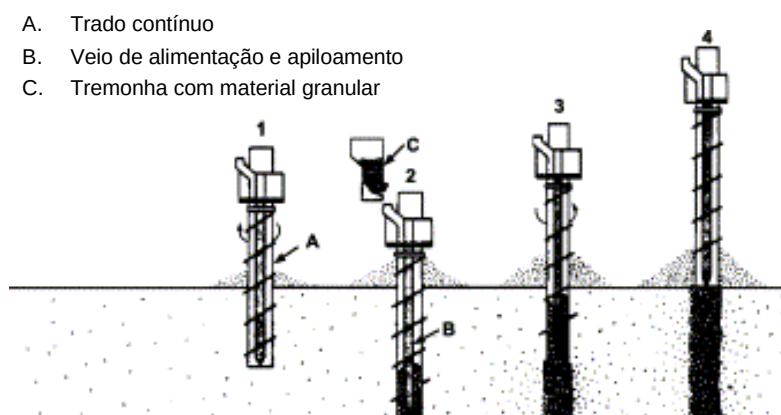


Figura 2-12 – Método de construção de colunas de brita com trado contínuo com sistema de alimentação interna e veio de compactação (Adalier & Elgamal, 2004)

2.4.6 - Colunas de brita encamisadas com geossintético

As colunas encamisadas podem ser executadas com ou sem deslocamento lateral da argila. Ambos os métodos são descritos resumidamente em seguida.

Método com deslocamento de argila

No caso de argilas muito moles, as colunas são normalmente executadas com deslocamento lateral da argila, de acordo com o processo de construção exemplificado na Figura 2-13.

A primeira etapa consiste na realização de um furo no solo mole através da cravação de um encamisamento metálico de ponta fechada com a ponta articulada, com a ajuda de vibração se necessário, fazendo deslocar o solo circundante. Atingida a profundidade pretendida, o encamisamento de geossintético é inserido internamente no tubo e enchido com areia ou brita. Por fim, a ponta do encamisamento é aberta e o encamisamento metálico é retirado com vibração, compactando o material no interior do encamisamento, finalizando-se assim a construção da coluna (Almeida & Marques, 2011).

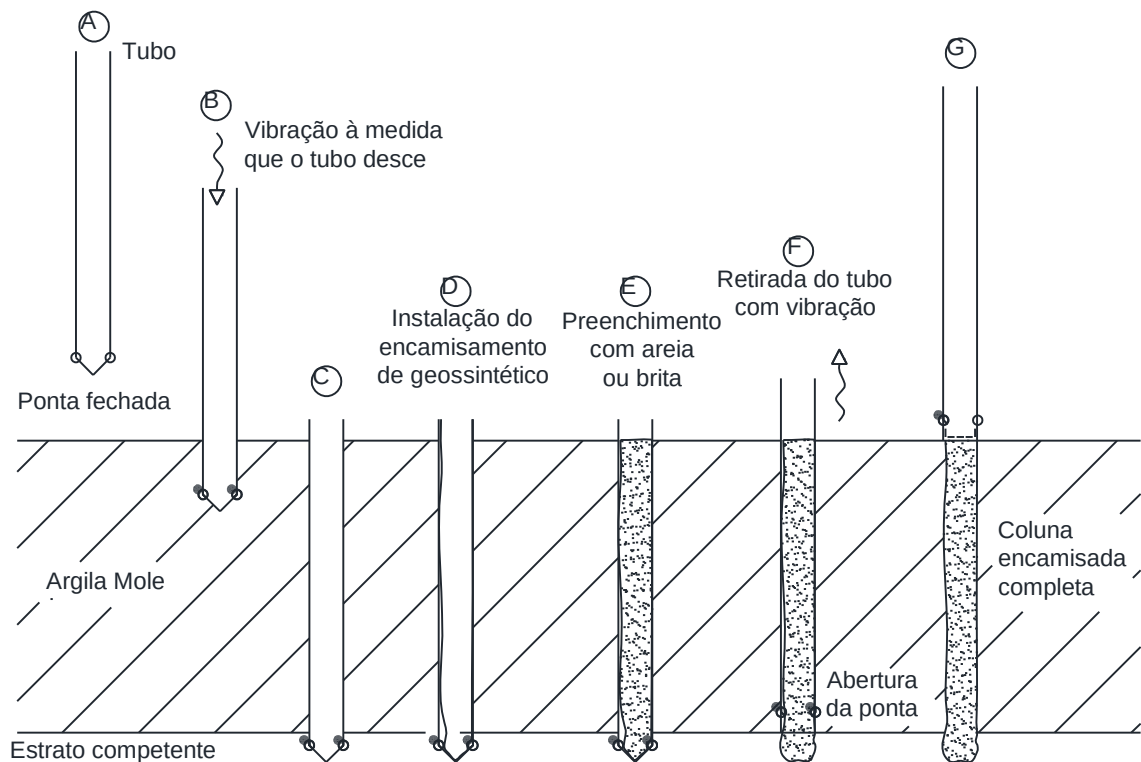


Figura 2-13 – Execução de colunas encamisadas pelo método de deslocamento (adaptado de Raithel & Kempfert, 2000 citado por Almeida & Marques, 2011)

As colunas realizadas de acordo com este método têm normalmente um diâmetro aproximado de 0,80 m e o diâmetro do geossintético, idealmente, é igual ao diâmetro interno do tubo (Alexiew *et al.*, 2005). O espaçamento típico entre colunas varia entre 1,5 m e 2,5 m e o módulo de rigidez do geossintético varia normalmente entre 1500 kN/m e 4000 kN/m (Kempfert *et al.*, 2002).

As principais vantagens deste método são permitir a instalação mais rápida e económica das colunas e o aumento da tensão de confinamento no solo mole proporcionados pelo deslocamento da argila. Além disso, não é necessário escavar e remover o solo sobrando a vazadouro (Raithel *et al.*, 2002).

Método com remoção de argila

O método de escavação difere do método de deslocamento lateral na execução do furo e na retirada do encamisamento. Neste método o furo é executado através da cravação de um encamisamento metálico normalmente com 1,5 m de diâmetro (Babaei, 2015), com ponta

aberta, até à profundidade desejada, e o material no interior do furo é retirado através de um trado. As etapas de construção são exemplificadas na Figura 2-14.

O método de escavação é mais adequado para aplicação em solos com grande resistência à penetração ou quando for desejável que os efeitos das vibrações em estruturas localizadas na envolvente sejam mínimos (Alexiew *et al.*, 2005).

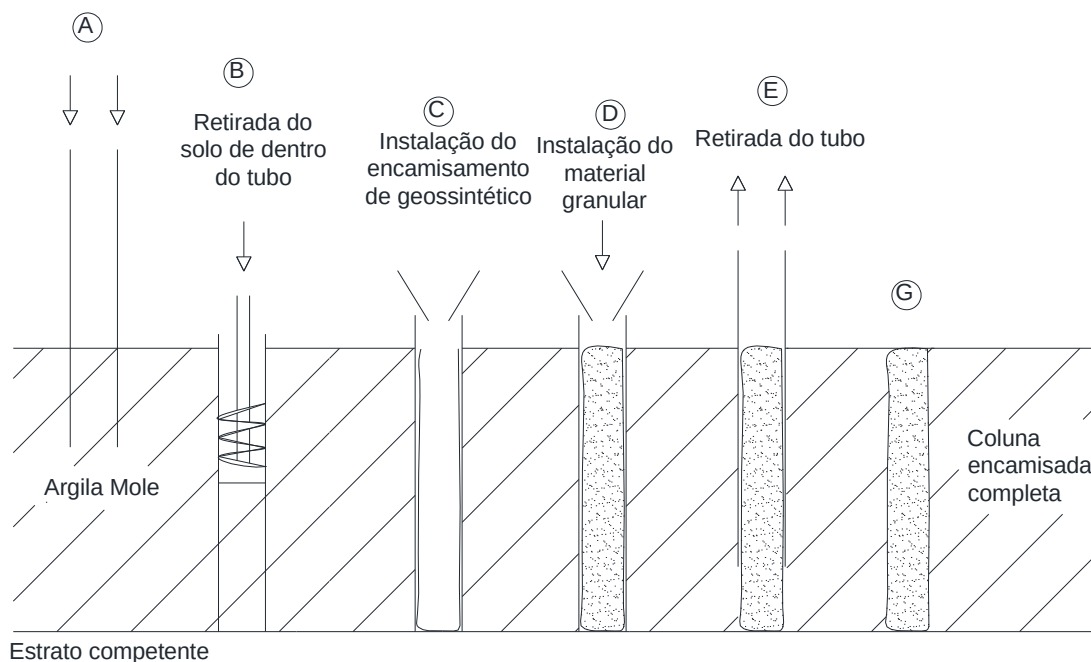


Figura 2-14 - Execução de colunas encamisadas pelo método de remoção (adaptado de Babaei, 2015)

2.5 - CAMPO DE APLICAÇÃO DAS COLUNAS DE BRITA

2.5.1 - Introdução

Tal como já foi referido, a gama de solos naturais que se prestam a tratamento com colunas de brita vai desde argilas a areias finas soltas. Esta técnica é também adequada para tratar aterros não evolutivos, como resíduos de construção, resíduos urbanos, escórias ou aterros heterogêneos (Forsberg *et al.*, 2012).

As colunas de brita são normalmente usadas no reforço de fundações que vão ficar sujeitas a ações superficiais e que são compatíveis com alguns assentamentos, nomeadamente: em aterros de grande extensão; em aterros no encontro com pontes; em zonas de armazenamento; em edifícios industriais e comerciais; em silos e reservatórios; em

ensoleiramentos gerais com carga moderada e outras estruturas de baixa altura; e em meio marítimo (Barksdale & Bachus, 1983, Lopes, 2011, Babu *et al.*, 2013, Pollán, 2014). Em solos granulares soltos, a construção de colunas de brita é também uma eficaz medida anti-liquefação.

2.5.2 - Colunas de brita convencionais

A resistência não drenada do solo natural é o parâmetro normalmente utilizado para definir o limite de aplicabilidade do reforço com colunas de brita.

Não há um valor limite inferior que seja unânime entre todos os documentos normativos e autores, mas, de uma maneira geral, pode-se considerar que a partir de valores de resistência não drenada de 5 kPa, a solução de reforço com colunas de brita pode ser ponderada. As normas alemãs (FGFS, 1979) e o New York State Department of Transportation (NYSDOT, 2012) recomendam como valor mínimo 15 kPa. Alguns autores (Barksdale & Bachus, 1983; Raju & Sondermann, 2005) mencionam como valor mínimo recomendado 7 kPa, ressaltando que a técnica é aplicável em solos com resistência não drenada a partir de 5 kPa. De facto, é possível encontrar na bibliografia casos práticos de obras realizadas pela empresa Keller (Wehr, 2006; Carvajal *et al.*, 2018) de colunas de brita convencionais instaladas em solos com valores de resistência não drenada de 4-5 kPa. Nestes casos, é recomendado que a instalação seja feita por pessoal especializado e com intensa monitorização.

Os solos naturais com resistência não drenada inferior a 5 kPa não são geralmente adequados para o reforço com colunas de brita convencionais pois o confinamento lateral induzido pelo solo à coluna, necessário para que a coluna tenha capacidade de carga, é muito reduzido e a execução da própria coluna pode verificar-se muito difícil.

Caso o solo natural apresente no seu perfil camadas espessas (de espessura superior ao diâmetro da coluna) de solo muito mole com resistência não drenada abaixo de 5 kPa, a aplicabilidade da técnica deverá ser avaliada. Nestas circunstâncias deverá ser analisada a necessidade de aumentar a secção da coluna nesta camada, o que poderá ser conseguido com a ação de dois vibradores a atuarem em paralelo, ou a rigidificação do troço através da adição de cimento (Domingues, 2006).

Não é aconselhada a instalação de colunas de brita em solos muito sensíveis, com valor de sensibilidade superior a 5, devido ao efeito que o remeximento do solo provocado pelo processo de instalação tem na diminuição da resistência do corte do solo *in situ* (Baumann & Bauer, 1974). Chummar (2000) apresenta um caso em que ocorreu rotura da fundação de um solo argiloso mole com sensibilidade de 5, no qual a vibrossubstituição perturbou o solo

e reduziu a sua resistência não drenada de 10 kPa para 2 kPa. Oh *et al.* (2007) apresentam também um caso de falha na instalação de colunas de brita numa argila marinha com sensibilidade entre 5 e 12.

A construção das colunas pode ser dificultada pela presença de camadas rígidas ou solos com pedras de grandes dimensões que constituam uma obstrução ao vibrador e obriguem à pré-furação para instalação das colunas. Nos casos em que seja necessário realizar um grande número de pré-furações para se alcançar a camada de solo mole, a utilização das colunas pode não ser economicamente viável.

Relativamente à possança máxima do solo mole natural, o NYSDOT (2012) menciona que o reforço de solos moles com colunas brita é mais eficaz para maciços com possança até 10 m. Ainda que seja possível instalar colunas a profundidades superiores, é mais provável a ocorrência de problemas e atrasos relacionados com a colocação do agregado e com o colapso do furo. Há, no entanto, diversos casos bem-sucedidos de reforço de solos moles com colunas de brita publicados na bibliografia com possanças que chegam a ultrapassar os 15 m (Bhushan *et al.*, 2004; Raju, 1997; Raju *et al.*, 2004; Egan *et al.*, 2008).

2.5.3 - Colunas de brita encamisadas

Como já foi referido, a aplicabilidade das colunas granulares convencionais em solos muito moles, com valores de resistência não drenada inferiores a 5 – 10 kPa, é limitada e dificultada devido à falta de confinamento lateral que estes solos proporcionam às colunas (Raithel *et al.* 2002; Alexiew *et al.* 2005; Murugesan & Rajagopal, 2006). Uma forma de ultrapassar esta limitação consiste na utilização de colunas de brita encamisadas. O encamisamento de colunas com um geossintético torna-as mais rígidas e resistentes, aumentando a sua capacidade de carga vertical e a parcela da carga superficial que é descarregada sobre as colunas (Murugesan & Rajagopal, 2006, Pollán, 2014).

O encamisamento é normalmente realizado com geotêxtil ou geogrelha. Quando são utilizados geotêxteis, os materiais de enchimento das colunas são normalmente areia e brita fina, em virtude de materiais mais grossos poderem danificar o encamisamento e, pelo mesmo motivo, as colunas recebem pouca compactação durante a instalação. Além disso, como o geotêxtil requer a mobilização de extensões de 1% a 4% na direção radial para mobilizar as tensões do encamisamento (Gniel, 2009), ocorre uma expansão radial significativa da coluna durante o carregamento, repercutindo-se, naturalmente, esta combinação de fatores, em assentamentos durante a construção do aterro. A utilização de encamisamento com geogrelha permite a aplicação de agregado mais grosso e maiores

energias de compactação às colunas durante a construção. Geralmente as geogrelhas requerem menores extensões radiais para mobilização da tensão no encamisamento, originando colunas mais rígidas desde a fase inicial do carregamento.

As colunas de brita encamisadas devem ser fundadas num estrato mais rijo do que o estrato a tratar e requerem normalmente a instalação de uma geogrelha à superfície funcionando como uma plataforma de transferência de carga para proporcionar a distribuição das cargas superficiais.

O NYSDOT (2012) refere que, quando o encamisamento é realizado através de um geotêxtil, a possança do solo mole não deve ser superior a 10 m. Os diâmetros das colunas variam tipicamente entre 0,6 e 0,9 m.

2.5.4 - Colunas de brita para mitigar a liquefação

As colunas de brita têm também o potencial de minimizar a liquefação em areia soltas. As ações dinâmicas desencadeadas por um sismo promovem a densificação da estrutura de solos pouco densos, através de um rearranjo das partículas. Se o solo, devido a vários fatores, como baixa permeabilidade ou, principalmente, devido à existência de caminhos de drenagem longos, não consegue dissipar o excesso de pressão nos poros, geram-se excessos de pressão intersticial que, em alguns casos, podem levar a pressão intersticial a igualar a tensão total. Nestas situações há quase um completo desvanecimento da tensão efetiva e o solo pode perder as suas características mecânicas e comportar-se como um fluido, perdendo a sua capacidade de carga. Nestes casos, o objetivo a cumprir com a introdução das colunas de brita não é tanto um aumento de resistência, como no caso dos solos compressíveis, mas facilitar os caminhos de drenagem e aumentar da sua compacidade, de modo a que, durante uma solicitação sísmica, ele já esteja suficientemente compacto para que um futuro novo rearranjo das partículas não seja precedido de um grande aumento da pressão neutra (Domingues, 2006).

Dado que o presente trabalho se debruça sobre o comportamento de aterros reforçados com colunas de brita em solos moles, o comportamento das colunas de brita na mitigação da liquefação não será aprofundado. Para mais informações sobre este tópico sugere-se a consulta de Seed & Booker (1977), Priebe (1998) e Kirsch & Kirsch (2010).

2.6 - ASPETOS DIVERSOS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA

2.6.1 - Controlo da execução das colunas

A construção de colunas de brita pode ser eficazmente controlada através de equipamentos de instrumentação automatizados que forneçam um registo dos principais parâmetros de execução, coluna a coluna, ao longo do decorrer da obra. Durante a execução dos trabalhos deve ser feito o registo e a monitorização da quantidade e da qualidade da brita utilizada, da intensidade da corrente elétrica absorvida pelo vibrador, da força vertical exercida pelo vibrador e da profundidade da coluna.

A intensidade da corrente elétrica consumida para produzir a vibração do equipamento é um parâmetro usado para avaliar qualitativamente a compactação da brita. Dado que não há uma forma direta de controlar a compacidade das colunas, o registo da intensidade da corrente elétrica de cada coluna é comparado com o registo de outras colunas usadas como referência. À medida que a densificação ocorre, o solo envolvente restringe os movimentos horizontais do vibrador, causando um aumento do consumo de energia para manter a frequência das rotações da massa excêntrica. Quando, durante a compactação, é atingido o aumento da intensidade prevista para essa etapa, eleva-se o vibrador e inicia-se um novo estágio de compactação. Egan *et al.* (2008) apresentam um gráfico que mostra a relação entre a intensidade de corrente de um vibrador para instalação de colunas pela via seca com alimentação pelo fundo e a resistência não drenada num maciço argiloso mole (Figura 2-15).

A norma EN 14731 recomenda que no decurso da obra sejam registados os seguintes parâmetros:

- Data, número de referência e localização da estaca de brita;
- Método de tratamento, tipo de equipamento e pessoal envolvido;
- Comprimento das estacas de brita, o diâmetro médio e o da superfície;
- Origem, tipo e quantidade total de brita utilizada em cada coluna;
- Tempo requerido para atingir a profundidade máxima e tempo de retirada, tempo total de construção, de utilização do jato de água e de introdução e densificação da estaca de brita;
- Consumo de energia do vibrador durante a sua penetração e durante a compactação da estaca;
- Detalhes de obstruções, atrasos, condições climatéricas e anómalas de terreno;

- No caso da utilização do método offshore é particularmente importante o registo contínuo do nível de maré, de modo a retificar comprimentos totais das colunas e as respetivas cotas.

O consumo de brita desempenha também um papel importante no controlo da execução, pois é muitas vezes a única forma de estimar o diâmetro da coluna, assumindo-se, para esse efeito, uma compacidade elevada para a brita.

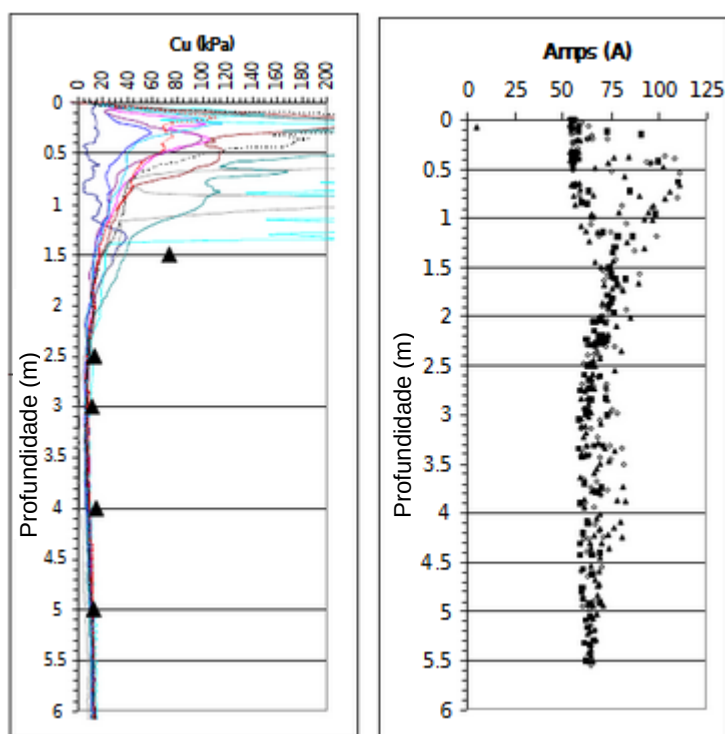


Figura 2-15 – Relação entre a resistência não drenada e a intensidade de corrente elétrica absorvida pelo vibrador durante a instalação (Egan *et al.*, 2008)

O efeito de melhoramento produzido pela introdução das colunas de brita no solo mole pode ser verificado através da comparação dos resultados de ensaios *in situ*, realizados antes e após a instalação das colunas, tais como (EN 14731):

- Ensaio de penetração dinâmica SPT;
- Ensaio com cone penetrómetro CPT/CPTU;
- Ensaio com o dilatómetro de Marchetti (DMT);
- Ensaio pressiométrico autoperfurante;
- Perfis de velocidade de propagação de ondas de corte.

O ensaio com o cone penetrômetro permite avaliar a resistência de ponta, o atrito lateral, e a resistência não drenada do solo tratado e a pressão intersticial, caso se utilize o piezocone. Os ensaios SPT são frequentemente usados para a determinação da resistência à penetração dinâmica, sendo posteriormente comparados com os resultados obtidos antes da construção das colunas. Os ensaios são normalmente realizados a meio do espaço entre colunas e nas proximidades das colunas, na zona onde o solo é mais compactado. A realização de ensaios de carga com placa permite avaliar a capacidade de carga e a redução de assentamentos que se conseguiu com a introdução das colunas no solo. A FHWA (Barksdale & Bachus, 1983) recomenda a realização de ensaios de carga em cerca de 5% das colunas. Os ensaios com o dilatômetro de Marchetti podem ser realizados para obter o módulo de deformabilidade e a variação do coeficiente de impulso em repouso.

2.6.2 - Aspetos construtivos

A construção de uma plataforma de trabalho à superfície do terreno, constituída por material granular, com espessura entre 30 - 100 cm, tem grandes vantagens práticas numa obra de aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita. Com efeito, a plataforma granular facilita os trabalhos de construção ao fornecer uma plataforma de trabalho estável e melhora o desempenho das colunas de brita ao encaminhar o abaulamento da coluna (ou *bulging*, como é correntemente designado na literatura anglo-saxónica), que tipicamente acontece à superfície, para maiores profundidades, onde o confinamento proporcionado pelo solo mole é maior. Além disso, esta plataforma proporciona uma melhor redistribuição das cargas para as colunas por efeito de arco e funciona como uma fronteira drenante (Barksdale & Bachus, 1983, Domingues, 2006). Alguns estudos (Shahu *et al.*, 2000; Deb *et al.*, 2008) referem que a construção de uma plataforma granular com espessura adequada diminui o fator de concentração de tensões, FC, no topo das colunas e, quando o coeficiente de substituição é inferior a 0,25, a presença da plataforma granular tem um impacto significativo no desempenho satisfatório da fundação. A diminuição no valor do fator de concentração de tensões pode ser explicada por uma parcela das tensões verticais introduzidas pela construção do aterro serem suportadas pela camada granular que, sendo mais rígida do que o solo mole, para a mesma situação, irá suportar mais tensões que o solo mole, e consequentemente transferir menos tensões para as colunas. Os efeitos benéficos da presença da plataforma granular refletem-se ainda na redução do assentamento máximo e do assentamento diferencial máximo e no aumento da capacidade de carga do solo reforçado (Deb *et al.*, 2008; Deb *et al.*, 2011). O desempenho da plataforma granular pode ser

melhorado com a introdução de geogrelhas, que permitem aumentar a capacidade de carga e reduzir os assentamentos (Babu *et al.*, 2013).

Kirsch & Kirsch (2010) referem que, em solos com o nível freático elevado e baixa plasticidade, o método construtivo mais adequado será, na maioria dos casos, o método húmido ou método seco com alimentação pelo fundo, e usam-se vibradores com maior diâmetro, formando colunas com diâmetro superior a 0,8 m. Por sua vez, em solos argilosos mais resistentes, utilizam-se vibradores com menor diâmetro, que vão gerar colunas com diâmetro inferior a 0,8 m. Domingues (2006) refere que em grande parte das aplicações práticas, para solos com valores de resistência não drenada entre 15 kPa e 35 kPa, os diâmetros realizados compreendem-se entre 0,70 m e 1,20m. Contudo, os vibradores mais modernos permitem a execução de colunas com, sensivelmente, o diâmetro pretendido.

No Quadro 2-1 apresentam-se dados da experiência da Keller sobre os diâmetros das colunas obtidos em função da classificação ASTM dos solos reforçados, para colunas de brita executadas com vibrador de alimentação pelo fundo.

Quadro 2-1 – Diâmetros de colunas de brita construídas com o vibrador de alimentação na ponta em função do tipo de solo (Silva Pereira, 1983 citado por Domingues, 2006)

Tipo de solo	Turfa	Argilas	Siltes brandos	Siltes rijos	Areia siltosa
Grupo (ASTM)	Pt	CH, OM	-	ML, CL	GM, GC, SM, SC
Diâmetro médio (cm)	75-115	75-90	65-85	50-65	60-75

As colunas devem ser o mais verticais possível, não devendo apresentar desvios com a vertical superiores a 1/20.

2.6.3 - Características do material das colunas

O material utilizado para a construção das colunas de brita deve ser quimicamente inerte e suficientemente resistente para suportar as forças abrasivas emanadas pelo vibrador durante a instalação da coluna. É importante que a distribuição granulométrica do material seja a apropriada para garantir uma boa compactação e a formação de uma coluna densa e com permeabilidade suficiente e permanente para garantir uma drenagem eficiente através da coluna. A escolha do material das colunas de brita deverá ainda ter em conta o material de enchimento disponível, o método de instalação, o tipo de vibrador e as condições do solo de fundação.

A norma EN 14731 (2005) faz referência a valores indicativos de granulometrias a utilizar em função do método de instalação. Para sistemas de alimentação pelo fundo “bottom feed”, o fuso granulométrico recomendado é o 8 - 50 mm. A dimensão máxima do grão da brita é recomendada tendo como objetivo evitar a obstrução do tubo de alimentação do vibrador. Lopes (2011) refere que em Portugal é usual usar brita 2 ou 3 com fusos 15 – 25 mm a 15 – 32 mm. Para outros sistemas de alimentação, a EN 14731 refere o fuso granulométrico 25 – 75 mm.

McCabe *et al.* (2009) indica que o agregado empregue no método com alimentação pelo fundo varia na gama de 15 – 45 mm, e com alimentação pelo topo varia entre 40 – 75 mm.

A Federal Highway Administration (Barksdale & Bachus, 1983) propõe 4 composições granulométricas diferentes para a execução de colunas de brita por vibrossubstituição. Na Figura 2-16 e no Quadro 2-2 são apresentados os 4 fusos granulométricos. De uma maneira geral, são recomendadas as alternativas 1 e 2. Caso as colunas sejam instaladas em solos orgânicos muito moles, é recomendada a alternativa 2, associada a uma construção rápida, e se esta alternativa não for bem-sucedida, deve ser utilizada a alternativa 3. Se não houver disponibilidade de agregado de grande dimensão podem ser empregues as alternativas 2 ou 4.

O NYSDOT (2012) sugere que em solos com resistência não drenada inferior a 17,5 kPa seja ponderada a utilização de areia limpa em vez de agregado para evitar a intrusão de solo mole na coluna, recomendando a seguinte relação para evitar a migração de solo mole na coluna de brita:

$$20D_{S15} < D_{G15} < 9D_{S85} \quad (2.3)$$

em que:

- D_{S15} é o diâmetro do solo circundante correspondente a 15% dos passados acumulados;
- D_{G15} é o diâmetro do agregado da coluna correspondente a 15% dos passados acumulados;
- D_{S85} é o diâmetro do solo circundante correspondente a 85% dos passados acumulados.

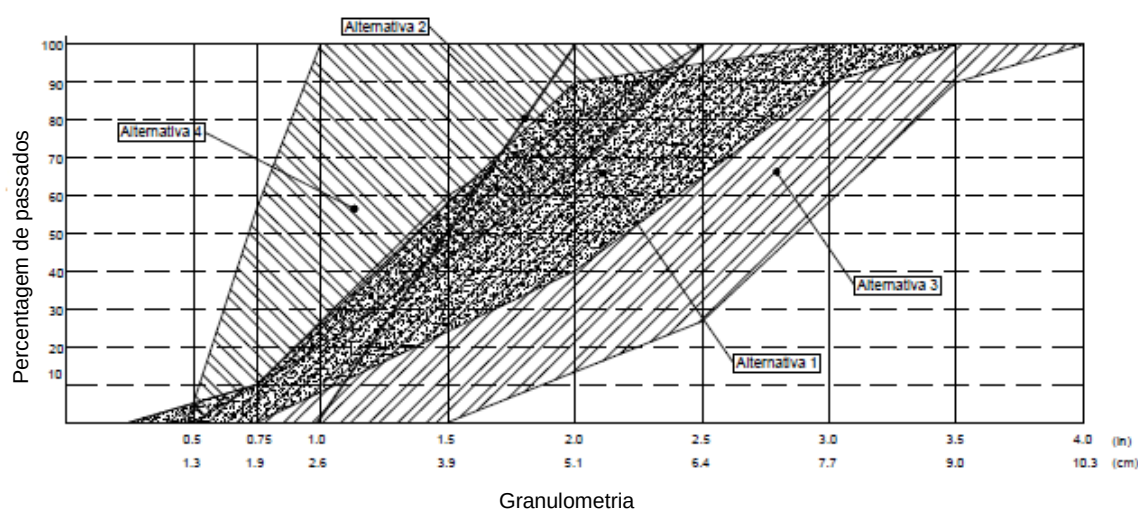


Figura 2-16 – Fusos granulométricos de quatro composições de material de enchimento, segundo a Federal Highway Administration (Domingues, 2006)

Quadro 2-2 – Granulometria de material das colunas, segundo a FHWA (Barksdale & Bachus, 1983)

Dimensão do peneiro (cm)	Dimensão do peneiro (in)	Alternativa 1 % de passados	Alternativa 2 % de passados	Alternativa 3 % de passados	Alternativa 4 % de passados
10,3	4	-	-	100	-
9,0	3,5	-	-	90 - 100	-
7,7	3	90 - 100	-	-	-
6,4	2,5	-	-	25 - 100	100
5,1	2	40 - 90	100	-	65 - 100
3,9	1,5	-	-	0 - 60	-
2,6	1	-	2	-	20 - 100
1,9	0,75	0 - 10	-	0 - 10	10 - 55
1,3	0,50	0 - 5	-	0 - 5	0 - 5

A norma EN 14731 permite o uso de material reciclado, devendo neste caso a adequabilidade do material no que toca à sua constituição química, durabilidade e resistência à abrasão ser comprovada através de ensaios.

A brita utilizada é normalmente proveniente de depósitos aluvionares grossos e de rocha britada. Os métodos de instalação modernos garantem geralmente que a brita fica muito bem compactada através dos movimentos do vibrador. Uma coluna bem construída deve atingir uma densidade relativa de pelo menos 75% (Castro, 2017).

Os parâmetros que caracterizam o comportamento da brita para utilização na construção de colunas não estão facilmente acessíveis na bibliografia e não são, habitualmente, realizados

ensaios laboratoriais em todos os projetos para caracterizar a brita (Castro, 2017). O comportamento mecânico do material de enchimento depende em grande medida da pressão a que o material fica sujeito e do seu índice de compacidade. O valor do ângulo de atrito diminui com o aumento da pressão de confinamento (Castro, 2017). Herle *et al.* (2007) realizaram ensaios com amostras do lado denso, e mediram valores de ângulo de atrito que variaram entre 50° (com pressões de confinamento de 200 kPa) e 60° (com pressões de confinamento de aproximadamente 50 kPa), tendo constatado, particularmente nos casos em que os grãos são muito angulosos, os valores dos ângulos de atrito diminuem rapidamente com o aumento da tensão de confinamento, devido à quebra dos grãos com o aumento das pressões. Os fatores granulométricos, como a uniformidade (ou, mais especificamente, a não uniformidade), o tamanho e a forma dos grãos são também importantes. Testes realizados em caixas de corte direto de grande escala em amostras preparadas densas mostram que os valores dos ângulos de atrito são normalmente acima dos 50° (Kirsch & Kirsch, 2010). Como as colunas se encontram em condições de confinamento triaxial e, para solos granulares, o ângulo de atrito medido no ensaio de corte direto é ligeiramente mais elevado do que o valor medido nos ensaios triaxiais, não é prudente assumir que o ângulo de atrito *in situ* seja similar ao ângulo de atrito obtido em laboratório através do ensaio de corte direto (Ng, 2013, Viana da Fonseca, 1996).

No Quadro 2-3 são apresentados valores de ângulos de atrito de pico de brita densa, de vários materiais (Kirsch & Kirsch, 2010). Esta tabela fornece orientações para a seleção do ângulo de atrito apropriado em função do material que for utilizado na coluna e da gama de pressões a que a coluna ficará submetida.

Quadro 2-3 – Ângulos de atrito de pico de brita densa a ser usada em colunas de brita (adaptado de Kirsch & Kirsch (2010))

Tipo de brita	$\phi'_{c, \max}$ (°)	$\sigma'_{c, \min}$ (kN/m ²)	$\phi'_{c, \min}$ (°)	$\sigma'_{c, \max}$ (kN/m ²)	Observações
Calcário britado	63,1	50	53,8	200	CD
Cascalho de rio	58,8	50	51,9	200	CD
Cascalho de rio, rolado	57,1	50	50,9	200	CD, $d_{60}/d_{10} = 2,6$
Cascalho de rio, rolado	59,2	50	53,2	200	CD, $d_{60}/d_{10} = 2,1$
Cascalho de rio, britado	60,4	50	55,2	200	CD
Basalto	71,8	8	45,6	240	TX, $D_{50} = 30$ mm
Basalto	70,0	8	51,1	120	TX, $D_{50} = 39$ mm
Basalto	64,2	27	45,6	695	TX
Arenito	60,1	27	37,4	695	TX
Dolomite	64	15	43	500	TX, $\gamma = 1,7$ g/cm ³
Dolomite	54	15	40	500	TX, $\gamma = 1,5$ g/cm ³

Notas: TX, ensaio triaxial; CD, corte direto; d_{60}/d_{10} coeficiente de uniformidade

Kirsch & Kirsch (2010) lembram que a coluna carregada tende, normalmente, a abaular na parte superior, e que neste estado de equilíbrio plástico parece ser mais adequado usar para efeitos de dimensionamento o valor de ângulo de atrito crítico, recomendando, para esse feito, reduzir os valores dos ângulos de atrito de pico em 5%-7% para se obter valores mais aproximados dos valores de ângulo de atrito crítico.

Atendendo aos valores apresentados de ângulos de atrito do material das colunas de brita, vários autores (Herle *et al.*, 2007; Kirsch & Kirsch, 2010, Ng, 2013; Castro, 2017) consideram que os valores normalmente utilizados para efeitos de dimensionamento, da ordem dos 40°, são, na maioria dos casos, muito conservadores.

Barksdale & Bachus (1983) recomendam que, para efeitos de dimensionamento, o ângulo de atrito assuma valores entre 40° e 45°, e que o rácio modular E_c/E_s tome valores entre 10 e 20 (em que E_c é o módulo de deformabilidade da coluna e E_s é o módulo de deformabilidade do solo). Baseado em estudos de campo, Han (2015) sugere que o rácio modular seja limitado a 20, pois valores maiores não se mobilizam *in situ*.

Quando não forem conhecidas as características do material de enchimento, é recomendado realizar ensaios de laboratório adequados para determinar o ângulo de atrito para efeitos de dimensionamento.

No Quadro 2-4 constam os parâmetros usados para modelar as colunas de brita em várias análises numéricas encontradas na bibliografia.

Quadro 2-4 – Parâmetros usados para modelar colunas de brita em análises numéricas (adaptado de Castro, 2017)

Referência	ϕ_c (°)	E_c (MPa)	ν (-)	m (-)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Elshazly <i>et al.</i> (2008b)	41	29,2	0,2	0,59	18,6	21,6
Schweiger (1989)	35	67,5	0,3	-	-	-
Wehr (2004)	35-40	50	0,3	-	-	-
Domingues (2006)	40	100	0,3	-	22	22
Ali (2012)	45	100	0,3	-	19	19
Malarvizhi & Ilamparuthi (2007)	48	2,5	0,3	-	16	-
Tan <i>et al.</i> (2008)	40	30	0,3	-	15	15
Ng & Tan (2015)	40	30	0,3	-	-	15
Adam <i>et al.</i> (2008)	35	25	0,2	0,3	20	23,5
Castro <i>et al.</i> (2014)	42	35	0,2	-	16	19
Castro <i>et al.</i> (2013)	46	22	0,15	0,25	-	-
Killeen & McCabe (2014)	45	70	0,2	0,3	19	19

m : expoente da lei usada para reproduzir a rigidez dependente da tensão

2.6.4 - Atuação excessiva do vibrador

Deverá ser tido em conta que a atuação excessiva do vibrador durante a compactação da coluna poderá causar uma transmissão excessiva de energia ao solo mole e isto repercutir-se numa excessiva perturbação do solo na envolvente da coluna, com um efeito negativo que se sobrepõe ao benefício de ter uma coluna bem compactada.

Watts *et al.* (2001) e Serridge & Sarsby (2008) realizaram estudos *in situ* na argila de Bothkennar, na Escócia, nos quais a atuação excessiva do vibrador se repercutiu num mau funcionamento da fundação reforçada. O ensaio de Watts *et al.* (2001) estudou o

comportamento de um grupo de colunas de brita com a base alargada (60% da brita foi consumida no terço inferior), tendo-se registado o desenvolvimento de valores muito elevados de excessos de pressão nos poros e um período de consolidação muito longo. Este comportamento foi atribuído à atuação excessiva do vibrador, tanto no que toca à pressão empregue no jato de ar comprimido como no tempo de atuação do vibrador na construção da parte inferior das colunas.

No estudo de Serridge & Sarsby (2008) foi verificado que os assentamentos de uma sapata eram maiores quando eram suportados por colunas que no seu processo de construção tinham perturbado excessivamente o solo da camada sobreconsolidada existente à superfície do solo mole.

Recomenda-se, portanto, que as colunas de brita em solos moles tenham um diâmetro aproximadamente uniforme ao longo de todo o seu comprimento. O controlo do consumo de brita é um parâmetro que pode ajudar a verificar se o diâmetro da coluna executada é o expectável, como foi visto no subcapítulo 2.6.1. A crosta sobreconsolidada, que normalmente existe à superfície dos solos moles, tem um efeito benéfico significativo no desempenho da fundação reforçada e a sua integridade deverá ser mantida tanto quanto possível no processo de construção das colunas.

2.6.5 - Instrumentação da obra

A instrumentação de um aterro sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de brita reveste-se de grande importância, permitindo (Borges, 1995):

- comparar o comportamento real da obra com as premissas de projetos;
- auxiliar o planeamento da obra, em especial no que concerne à sua segurança nas fases de construção de aterro e detetar oportunamente a iminência de uma rotura global;
- afinar previsões do comportamento a longo prazo, como a grandeza dos assentamentos e o tempo total gasto para que eles se processem, e propor eventuais ajustes para serem cumpridos os requisitos da obra.

A instrumentação deste tipo de obras inclui quase sempre a medição de deslocamentos e pressões intersticiais. No que respeita à estabilidade, o aspeto mais importante diz respeito aos deslocamentos horizontais na interface do solo de fundação com o aterro, em particular nas proximidades dos limites dos taludes, dado que a rotura do tipo rotacional de uma obra de aterro é geralmente precedida de grandes deslocamentos horizontais. O tipo, número e localização dos equipamentos depende das características da obra (ritmo de construção,

geometria) e das características do solo de fundação (heterogeneidade e espessura das camadas), e do orçamento disponível para instrumentar a obra (Borges, 1995).

Dunnicliff (1998) apresenta detalhadamente os diversos tipos de instrumentação geotécnica e recomendações para a sua utilização. Os instrumentos tipicamente utilizados num aterro sobre solos moles reforçados com colunas de brita são apresentados na Figura 2-17. A localização da instrumentação apresentada nesta é esquemática.

Para que a monitorização da obra seja eficiente, devem estar claramente definidos os níveis de alerta e as análises devem ser realizadas logo após as leituras (Almeida & Marques, 2011), a fim de que haja tempo adequado para tomar decisões relativamente à obra.

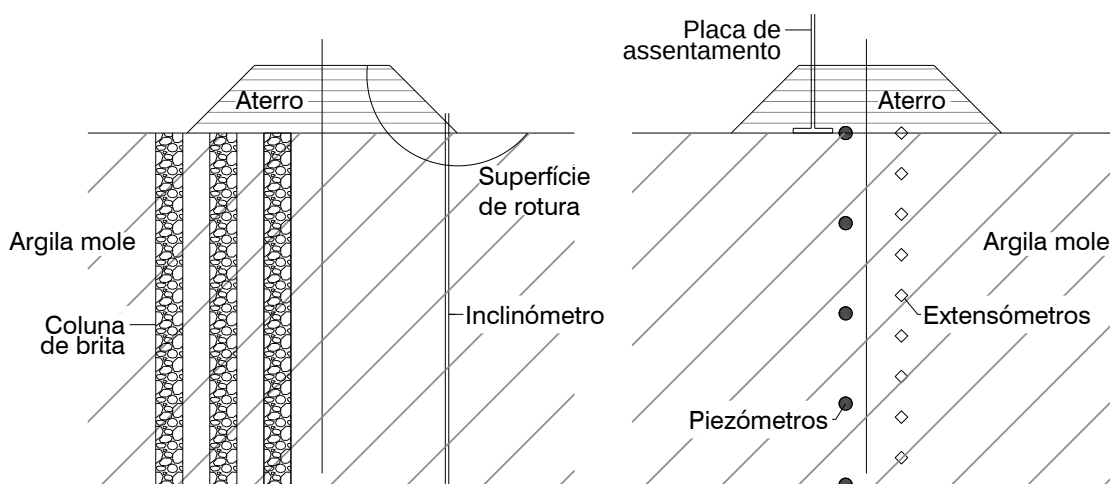


Figura 2-17 – Secção esquemática de um projeto de instrumentação de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita (adaptado de Almeida & Marques, 2011)

Assentamentos

As medições dos assentamentos podem ser feitas com:

- Placas de assentamentos, instaladas em pontos na base do aterro. As placas medem a totalidade dos assentamentos que ocorrem sob o aterro nos pontos onde estão localizadas. É fundamental que exista um ponto de referência fixo nas proximidades do aterro;
- Extensómetros, instalados em furos verticais ancorados no firme. Fornecem medidas de assentamentos em profundidade ao longo do aterro e da fundação. Permitem registar os assentamentos associados a subcamadas com características geotécnicas distintas, possibilitando calcular a deformação vertical específica de cada camada;

- Perfilómetros (calha inclinométrica horizontal), instalados na base do aterro. Estes equipamentos permitem obter um perfil de assentamentos contínuo ao longo de um perfil horizontal;
- Marcas superficiais, colocados à superfície do terreno.

Deslocamentos horizontais

A medição de deslocamentos horizontais ao longo de uma determinada linha vertical pode ser feita através de inclinómetros. O inclinómetro é um instrumento instalado num tubo vertical, ancorado no firme. A medição dos deslocamentos horizontais é feita por meio da medida do desvio do tubo em relação à vertical (Almeida & Marques, 2011). Os inclinómetros são habitualmente colocados nas proximidades dos limites do talude, e nas zonas foras destes limites, mas próximas dos mesmos.

Pressões nos poros

As medições de pressões nos poros são realizadas por piezómetros. O piezómetro elétrico ou de corda vibrante, tem um tempo de resposta menor, é mais preciso e mais sensível do que o piezómetro de Casagrande e pode ser lido à distância e interligado a sistemas automáticos de aquisição de dados. Além disso, não interfere com o processo de compactação do aterro, pois não necessita de uma proteção física especial à superfície do terreno.

Tensões totais

As células de carga ou de tensão total medem, como o nome indica, a tensão total no ponto onde são colocadas, normalmente no topo das colunas e no solo entre colunas. A comparação da tensão vertical nas colunas e no solo mole permite avaliar a distribuição da carga do aterro para as colunas de brita e para o solo mole.

2.7 - EFEITOS DA INSTALAÇÃO DAS COLUNAS DE BRITA NO SOLO MOLE

2.7.1 - Introdução

A instalação das colunas introduz alterações consideráveis no solo mole circundante. Os dois principais efeitos que se podem identificar são o deslocamento do solo mole à superfície e em torno do furo (formado, primeiro, pela inclusão do vibrador no solo e depois pela construção do corpo da coluna de brita) e a vibração do solo mole por ação do vibrador. Estes efeitos têm naturalmente repercussões no estado de tensão e na estrutura do solo argiloso mole localizado na envolvente da coluna de brita, que não são iguais em todas as obras, pois dependem de vários fatores como a natureza do maciço argiloso e o seu estado de tensão inicial, o nível de compactação das colunas de brita e o método de construção utilizado – por via seca ou por via húmida.

2.7.2 - Efeitos na resistência do solo de fundação e nos níveis de tensão

Durante a instalação da coluna de brita registam-se consistentemente *in situ* excessos de pressão de água nos poros, que, na maioria dos casos, se dissipam muito rapidamente (Kirsch, 2006; McCabe, *et al.*, 2009; Castro & Sagaseta, 2012; Carvajal *et al.*, 2018). Os excessos de pressão nos poros e o remeximento da argila causados pela instalação da coluna conduzem a uma redução instantânea da resistência não drenada logo após a instalação. À medida que os excessos de pressão nos poros se dissipam e as tensões efetivas médias aumentam, a resistência não drenada é recuperada e habitualmente ultrapassa o valor registado inicialmente (Aboshi *et al.*, 1979; Guetif *et al.*, 2007; Kirsch, 2008; Castro, *et al.*, 2014).

Relativamente aos efeitos sobre as tensões efetivas horizontais, muitos autores quantificam o aumento das tensões através de um coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, K^* , superior ao coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Não há, no entanto, um consenso sobre o valor que deve ser adotado e há poucos dados publicados que permitam esclarecer o que efetivamente acontece com as tensões efetivas horizontais.

Nos trabalhos publicados, o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas tem tomado valores compreendidos entre 0,4 e 2,5 (Elshazly, 2008b). A solução teórica de Priebe (1995), uma das mais utilizadas na Europa, considera K^* igual a 1.

Kirsch (2006, 2008) apresenta resultados daquele que é provavelmente o estudo mais completo sobre os efeitos da instalação de colunas de brita em solo mole. Este estudo engloba um grande número de análises de modelos de laboratório, análises numéricas e a compilação de resultados de obras reais e de aterros experimentais. Apesar do estudo se centrar no comportamento de grupos de colunas sob sapatas, são especialmente interessantes os resultados da análise da influência da instalação de colunas por vibrossubstituição em dois campos experimentais. No campo experimental 1 o solo natural era argila siltosa e, no campo experimental 2, silte arenoso. Em cada área de teste foram construídas 25 colunas em malha quadrangular. O diâmetro médio das colunas era de 0,8 m e o espaçamento de 1,4 m. Durante a instalação das colunas foram medidas as tensões totais horizontais e as pressões intersticiais. Os instrumentos de medição foram colocados a 4,7 m de profundidade num determinado ponto do campo experimental. A construção das colunas de brita iniciou-se a uma distância em planta, a , igual a cerca de 12 vezes o diâmetro das colunas, e a construção foi-se sucessivamente aproximando do local de instalação das células de medição, tal como é indicado na Figura 2-18. Os resultados sugerem que imediatamente após a instalação das colunas, no momento em que as pressões nos poros se dissipam, há alterações nas tensões totais horizontais, e, portanto, também nas tensões efetivas horizontais. Kirsch (2006, 2008) concluiu que o valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , aumenta entre 1,2 a 1,6 vezes o valor inicial devido à instalação das colunas (Figura 2-18). Este aumento é maior e a uma distância de 4 a 5 vezes o diâmetro da coluna, d_s . Para distâncias menores, o efeito de remoldagem da argila devido à perturbação causada pelo vibrador reduz o efeito de aumento de resistência.

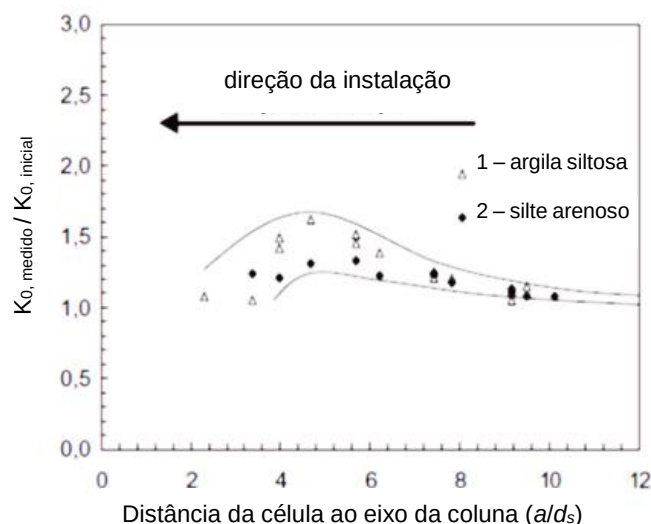


Figura 2-18 – K_0 medido durante a instalação das colunas de brita ($d_s = 0,8$ m) (adaptado de Kirsch, 2008)

Apesar de existirem alguns estudos publicados com resultados de ensaios realizados em obra antes e após a instalação de colunas de brita, seria desejável que houvesse mais dados disponíveis para ser possível tirar conclusões sobre a variação das tensões horizontais, permitindo assim definir com mais rigor o estado de tensão na fundação antes da construção do aterro, o que seria muito interessante para a modelação numérica deste tipo de obras.

2.7.3 - Efeitos na estrutura da argila e na permeabilidade

A ação do vibrador causa também alterações na estrutura da argila, provocando a formação de uma fina zona de perturbação em torno da coluna que tem uma permeabilidade normalmente menor que a do solo mole, e que é correntemente designada na bibliografia anglo-saxónica por “*smear zone*”. Dado que não existe uma denominação corrente na bibliografia em português, optou-se, em detrimento de usar uma nova designação menos intuitiva, por usar o termo técnico “*smear zone*” para designar esta zona de transição. As propriedades da *smear zone*, especialmente no que se refere à sua extensão e permeabilidade, têm sido amplamente estudadas para o reforço de solos moles com drenos verticais (Bergado *et al.*, 1991; Indraratna & Redana, 1998; Rujikiatkmjorn & Indraratna, 2009). Relativamente à *smear zone* nos solos reforçados com colunas de brita, os estudos mais recentes têm sido realizados em laboratório, havendo vários estudos realizados em centrifugadoras geotécnicas (Weber *et al.*, 2010; Gautray, 2014).

Weber *et al.* (2010) utilizaram equipamentos micro-mecânicos e empregaram porosimetria de mercúrio em amostras extraídas de modelos ensaiados em centrifugadora geotécnica para determinar a extensão da zona compactada na envolvente das colunas de brita. As medições mostram uma diminuição da porosidade do solo argiloso até uma distância de cerca de três vezes o raio da coluna (medida a partir do eixo da coluna) (Figura 2-19). A distribuição da porosidade a que chegaram é semelhante à sugerida por Onoue *et al.* (1991).

Juneja *et al.* (2013) fazem uma distinção entre a *smear zone* e a zona de compressão (Figura 2-20). Enquanto que a *smear zone* é a zona onde a argila foi perturbada relativamente ao seu estado original e se encontra remexida, a zona de compressão é a faixa onde a argila é comprimida lateralmente devido à instalação das inclusões. O estudo experimental de Juneja *et al.* (2013) consistiu na realização de ensaios triaxiais não drenados de consolidação isotrópica (CIU) em amostras de argilas nas quais foram instaladas colunas de areia compactada. As colunas de areia compactada foram instaladas com encamisamentos cilíndricos retirados no final da construção, cujas superfícies variaram em termos de rugosidade, de lisa (para limitar ao mínimo o aparecimento da *smear zone*) a muito rugosa (para proporcionar o aparecimento da *smear zone* na retirada do encamisamento). Na *smear*

zone as partículas de argila foram remexidas, apresentando-se com uma organização com menor índice de vazios e menor permeabilidade.

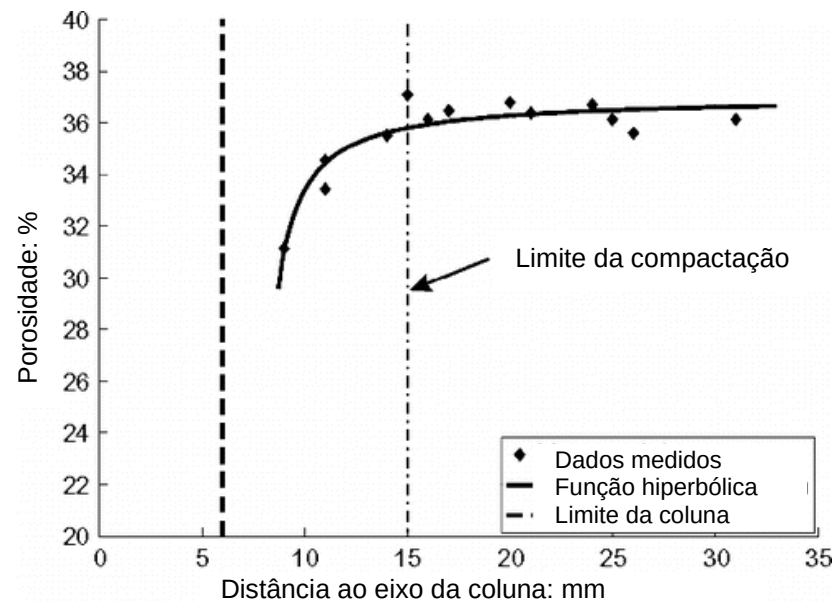


Figura 2-19 – Porosidade do solo mole em função da distância ao eixo da coluna (adaptado de Weber *et al.*, 2010)

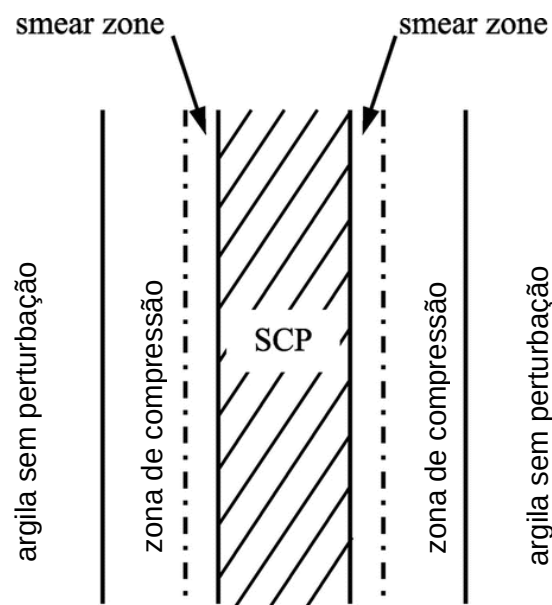


Figura 2-20 – Zona de compressão e zona de transição “smear zone” na envolvente de colunas de compactação de areia (SCP) (adaptado de Juneja *et al.*, 2013)

Outro problema relacionado com o processo de instalação é a colmatção do solo na envolvente das colunas. A coluna de brita, sendo muito mais permeável que o solo mole, funciona como dreno que acelera o processo de consolidação do solo reforçado. Manhães *et al.* (2017) analisaram, através de tomografia computadorizada, as colunas de brita no final de um ensaio realizado na centrífugadora geotécnica da UENF, tendo detetado uma zona de colmatção no limite exterior da coluna (Figura 2-21), numa extensão de 2,6 mm, (o diâmetro da coluna é de 38 mm). A compactação da brita e os elevados gradientes hidráulicos que se geram na interface solo-coluna produzem a migração das partículas de argila para os espaços entre a brita, reduzindo a permeabilidade da coluna no seu anel exterior e diminuindo a velocidade com se processa a consolidação, sem alterar a grandeza do assentamento máximo a longo prazo (Indraratna *et al.*, 2013). Este fenómeno é normalmente menos importante no caso das colunas encamisadas pois o geossintético atua como filtro.

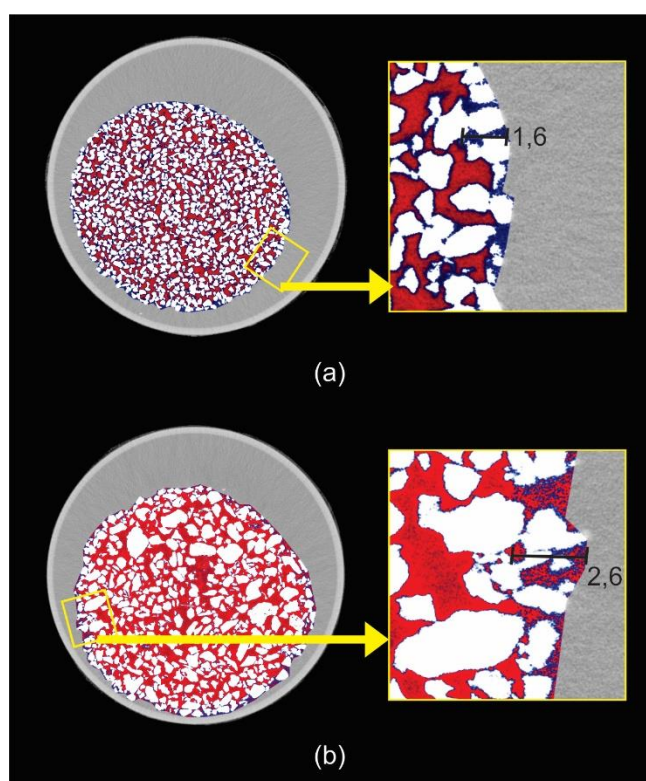


Figura 2-21 – Região de penetração de finos no material da coluna (Manhães *et al.*, 2017)

Castro & Sagaseta (2012), no âmbito da realização de um estudo *in situ* para avaliar os efeitos da instalação das colunas, através da monitorização das pressões intersticiais que se geram com a construção das colunas, constataram que os excessos de pressão gerados se dissipavam muito rapidamente, no espaço de apenas algumas horas. Os autores sugerem que

a muito rápida dissipação dos excessos de pressão intersticial se deva à presença de finas camadas de areia entre a matriz argilosa do solo natural e à formação de fissuras no solo argiloso que funcionariam como caminhos preferenciais de drenagem que aceleraram a consolidação, à semelhança do que foi observado pelos autores à superfície do solo mole durante a instalação da coluna.

2.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método atualmente mais utilizado para a construção de colunas de brita em solos argilosos moles é a vibrossubstituição por via seca e com alimentação pelo fundo. O limite inferior de resistência não drenada dos solos moles para instalação de colunas de brita tradicionais é de 5 kPa (Wehr, 2006; Carvajal, 2018). As colunas de brita encamisadas são uma solução alternativa quando o solo muito mole não oferece as condições de confinamento desejáveis para o bom funcionamento das colunas ou quando o solo é sensível, pois, neste caso, a ação do vibrador vai ter um efeito negativo na estrutura do solo mole. A investigação sobre os efeitos que a instalação das colunas de brita têm no estado de tensão do solo mole e na permeabilidade da fundação reforçada tem sido motivada pela procura de métodos de dimensionamento mais precisos. Há vários estudos que mostram um aumento da resistência do solo após a instalação das colunas (Aboshi *et al.*, 1979; Bergado & Lam, 1987; Guetif *et al.*, 2007; Kirsch, 2008; Castro, *et al.*, 2014). Apesar dos estudos publicados, são necessários mais dados para se concluir acerca do efeito da instalação no estado de tensão horizontal. Estudos mostram que a instalação das colunas de brita no solo mole provoca a formação de uma *smear zone* na envolvente das colunas com permeabilidade inferior à do solo mole. É difícil simular através da modelação numérica o processo de instalação das colunas de brita e, dado que as colunas interagem entre si, os resultados da modelação da instalação de uma coluna de brita não podem ser extrapolados para caracterizar alterações introduzidas no solo mole após a construção de uma malha de colunas. De um ponto de vista prático, o aumento da resistência devido à instalação das colunas pode ser considerado através da alteração do coeficiente de impulso em repouso do solo natural após a instalação das colunas de brita. A *smear zone* pode ser modelada através da alteração do coeficiente de permeabilidade do solo na envolvente da coluna. Através da realização de estudos de modelação numérica vai-se procurar, no presente trabalho, perceber melhor qual a influência que os efeitos da instalação das colunas de brita têm no comportamento global da estrutura.

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

3.1 - INTRODUÇÃO

No presente capítulo introduzem-se alguns conceitos básicos associados às colunas de brita, necessários para uma melhor compreensão dos subcapítulos subsequentes, e procede-se à revisão de alguns critérios e métodos de cálculo dos projetos de reforço de solos moles com colunas de brita.

O estudo deste tipo de problemas, motivado pela sua geometria complexa, é muitas vezes realizado recorrendo a uma simplificação da geometria real. A simplificação geométrica mais frequente, e na qual se baseia a maioria dos métodos de dimensionamento, é a redução do problema ao estudo da célula unitária. No Subcapítulo 3.2 é apresentada a metodologia de transformação de uma malha ilimitada de colunas de brita na célula unitária e são referidos alguns conceitos e parâmetros relacionados com a avaliação da eficiência do sistema de reforço.

A deformação que uma coluna de brita sofre é diferente se essa coluna estiver isolada e for carregada individualmente ou se a coluna de brita se encontrar inserida dentro de uma malha de colunas carregada uniformemente, onde a deformação de uma coluna interage com a deformação das colunas vizinhas. O Subcapítulo 3.3 debruça-se sobre as deformações que as colunas de brita tipicamente apresentam quando carregadas isoladamente ou inseridas numa malha de colunas. No Subcapítulo 3.4 são apresentados alguns métodos para avaliação da capacidade de carga e no Subcapítulo 3.5 são revistos alguns métodos de previsão de assentamentos do solo reforçado. Por fim, são apresentadas algumas considerações finais (Subcapítulo 3.6).

3.2 - CONCEITOS GERAIS

O estudo de um aterro construído sobre colunas de brita requer normalmente a adoção de hipóteses simplificativas da geometria do problema, pois a modelação e análise da geometria real é, de uma maneira geral, bastante complexa e demorada, o que muitas vezes inviabiliza a sua aplicação em termos práticos.

Quando o solo mole é solicitado por uma carga uniformemente distribuída ao longo de uma grande extensão, tanto na direção transversal como longitudinal, é habitual empregarem-se malhas uniformemente distribuídas de colunas, quadradas, triangulares ou hexagonais (Figura 3-1). Pode supor-se que o comportamento de todas as colunas que se encontrem suficientemente afastadas dos limites do aterro se comportam da mesma forma e a análise do seu comportamento pode ser feita através do conceito de célula unitária, isto é, estudando somente uma única coluna rodeada pelo solo mole na zona de influência daquela coluna. Para cada uma das três distribuições (quadrada, triangular, hexagonal), cada coluna pode assimilar-se a uma célula cilíndrica com um determinado diâmetro de influência. A transformação do elemento prismático passa por manter o diâmetro da coluna e igualar as áreas do solo circundante. O diâmetro assim obtido, para cada tipo de malha, é apresentado no Quadro 3-1.

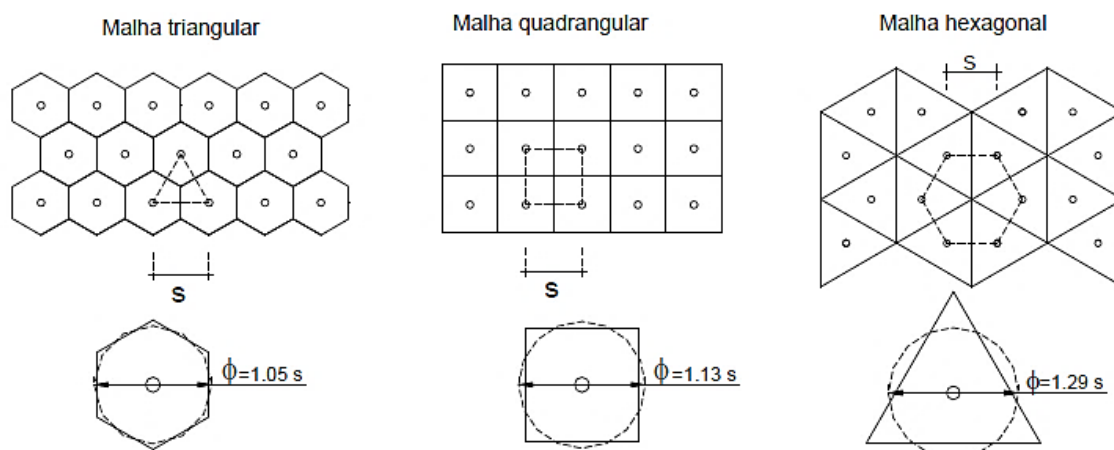


Figura 3-1 –Diferentes distribuições em planta e passagem para a célula unitária (adaptado de Balaam & Booker, 1981)

Quadro 3-1 – Áreas de influência e diâmetros da célula unitária em função do tipo de distribuição

Distribuição	Área de influência	Diâmetro da célula unitária
Malha triangular	$A = \frac{\sqrt{3}}{2} s^2$	1.05 s
Malha quadrada	$A = s^2$	1.13 s
Malha hexagonal	$A = \frac{3\sqrt{3}}{4} s^2$	1.29 s

Coeficiente de substituição

O coeficiente de substituição, CS , (introduzido no subcapítulo 2.2), é possivelmente o parâmetro mais importante na performance do solo reforçado com colunas de brita. Este parâmetro é definido pelo quociente entre a área da coluna de brita e a área total da célula unitária. O comportamento de um solo reforçado com colunas de brita melhora globalmente com o aumento do coeficiente de substituição.

Segundo Sagaseta (2006) são habituais valores de coeficiente de substituição compreendidos entre 5 e 30%.

Fator de concentração de tensões

Como a coluna é mais rígida que o solo, as tensões verticais concentram-se mais na coluna, o que leva a que o solo na envolvente da coluna, menos rígido, seja menos solicitado. Esta distribuição de tensões na célula unitária entre a coluna de brita e o solo mole é designada por concentração de tensões e, FC , o fator que a representa, é obtido pelo rácio do acréscimo da tensão efetiva na coluna, $\Delta\sigma'_{vc}$, e o acréscimo de tensão efetiva no solo envolvente, $\Delta\sigma'_{vs}$, para um dado carregamento vertical que conduza a um acréscimo médio da tensão efetiva, $\Delta\sigma'_v$:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_{vc}}{\Delta\sigma'_{vs}} \quad (3.1)$$

Formulando a equação de equilíbrio de forças verticais na célula unitária, obtém-se:

$$\Delta\sigma'_v \cdot (A_c + A_s) = A_c \cdot \Delta\sigma'_{vc} + A_s \cdot \Delta\sigma'_{vs} \quad (3.2)$$

O FC é um parâmetro que, quando em presença de solos moles, devido ao processo de consolidação, é dependente do tempo, variando quer o acréscimo médio de tensão efetiva $\Delta\sigma'_v$ (durante a construção do aterro), quer os acréscimos de tensões na coluna e no solo, $\Delta\sigma'_{vc}$ e $\Delta\sigma'_{vs}$, respetivamente (Domingues, 2006).

A variação destas duas últimas grandezas relaciona-se basicamente com dois aspetos: i) o processo de consolidação do solo mole, isto é, com a transferência de carga da água presente nos poros (excessos de pressão nos poros) para o esqueleto sólido (tensões efetivas); ii) com a transferência de tensões efetivas no solo mole para a coluna, por efeito de arco.

A realização de ensaios e a observação de casos reais mostram que o FC é muito influenciado pelo coeficiente de substituição, pelo comprimento das colunas e pela relação entre as deformabilidades da coluna e do solo. Nos estudos laboratoriais realizados por Hu (1995) foi verificado que o FC aumentava com o aumento do CS de 10% para 24%, e que acima de 25% o FC não registava alteração. Domingues (2006) e Black (2007) referem que o FC aumenta com o aumento do comprimento das colunas. Domingues (2006) constatou que o FC não é constante em profundidade, que aumenta com o aumento do rácio modular ($m = \lambda_{solo}/\lambda_{coluna}$) e que diminui com o decorrer do processo de consolidação. No final da consolidação, à superfície, o valor de FC varia normalmente entre 3 e 6 (Folque, 1986 citado por Domingues, 2006; Castro, 2008), podendo, no entanto, atingir valores bastante superiores na base da coluna, principalmente quando em presença de solos muito compressíveis (Alamgir *et al.*, 1996).

Fator de redução de assentamentos

A principal medida do efeito de reforço do solo é a redução do assentamento que pode ser quantificada pelo fator de redução de assentamentos, FRA . Este fator define a relação entre o assentamento do solo reforçado (com colunas de brita) - s_R , e o assentamento do solo não reforçado - $s_{s,NR}$, para condições idênticas.

$$FRA = \frac{s_R}{s_{s,NR}} \quad (3.3)$$

Muitas vezes é também usado o inverso do FRA , o chamado fator de melhoramento, designado por n .

Comprimento crítico

O comprimento crítico das colunas de brita é o comprimento a partir do qual a redução dos assentamentos ou da capacidade de carga da fundação não melhora significativamente. O comprimento crítico depende fundamentalmente dos seguintes fatores (Wood *et al.*, 2000; Wehr, 2004; Castro, 2014): i) largura da carga aplicada, B ; ii) coeficiente de substituição; iii) propriedades do solo e das colunas de brita. Alguns estudos sugerem que para se obter

uma melhoria significativa em termos de assentamentos, o comprimento das colunas deverá ser superior a $1,5-2 B$, sendo B , a largura da carga aplicada sobre a fundação (Wehr, 2004; Castro, 2014). Nos casos em que a área de carregamento é muito extensa, o comprimento crítico é maior do que a espessura do estrato mole e, consequentemente, este conceito não se aplica. Alguns autores (Hughes & Withers, 1974; Babu *et al.*, 2013) definem o comprimento crítico em função do diâmetro da coluna, baseados no estudo do comportamento da coluna carregada individualmente, ou seja, sem carregamento do solo mole circundante, situação que não corresponde à maioria das situações em que são utilizadas colunas de brita. Castro (2017) defende que o comprimento crítico ótimo para a redução de assentamentos depende do bolbo de pressões que se forma sob a fundação, enquanto que, para a capacidade de carga, o comprimento crítico depende do mecanismo de rotura (ver Figura 3-2). Os mecanismos da Figura 3-2 explicam também a influência de ter colunas de brita localizada fora da área carregada. Estas colunas exteriores são intersectadas pela superfície de deslizamento ou pelo mecanismo de rotura, contribuindo assim para aumentar a capacidade de carga da estrutura. Por outro lado, quando as colunas são colocadas exteriormente ao bolbo de pressões, a sua influência na redução dos assentamentos é diminuta.

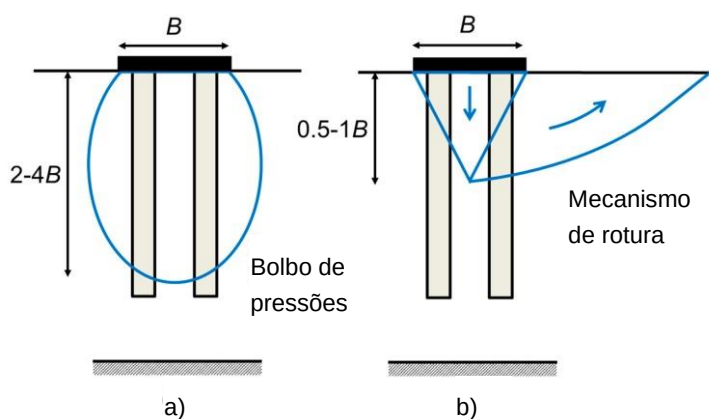


Figura 3-2 – Comprimento crítico da coluna de brita – esquema conceptual: a) para a redução de assentamentos; b) para a capacidade de carga (Castro, 2017)

3.3 - COMPORTAMENTO DAS COLUNAS DE BRITA EM TERMOS DE DEFORMAÇÕES

3.3.1 - Comportamento de uma coluna isolada

Segundo vários autores (Hughes & Withers, 1974; Dayte, 1982; Barksdale & Bachus, 1983), os mecanismos de rotura que podem ocorrer numa coluna isolada instalada num solo homogéneo carregada verticalmente são (Figura 3-3):

- Rotura por expansão lateral excessiva - abaulamento ou “*bulging*” - Figura 3-3 a;
- Rotura por corte no topo da coluna (no caso de uma coluna curta apoiada num estrato firme) - Figura 3-3 b;
- Rotura por insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral (no caso de uma coluna curta flutuante) - Figura 3-3 c.

Em colunas de brita isoladas com comprimentos superiores a cerca de 4 diâmetros, Kirsch & Kirsch (2010) indicaram que o mecanismo de rotura mais provável de ocorrer é por expansão lateral excessiva (*bulging*), quer a coluna seja flutuante ou esteja assente num estrato firme, pois a degradação das tensões verticais é garantida pela resistência lateral, deixando de haver perigo de rotura externa. Esta zona de expansão lateral do solo costuma localizar-se na parte superior da coluna onde as tensões horizontais no solo são menores. Não obstante, se o solo não for homogéneo, esta zona de rotura pode acontecer às profundidades a que se encontrem os estratos particularmente moles. Para condições normais de dimensionamento, a rotura por *bulging* é habitualmente o mecanismo que controla a instabilidade.

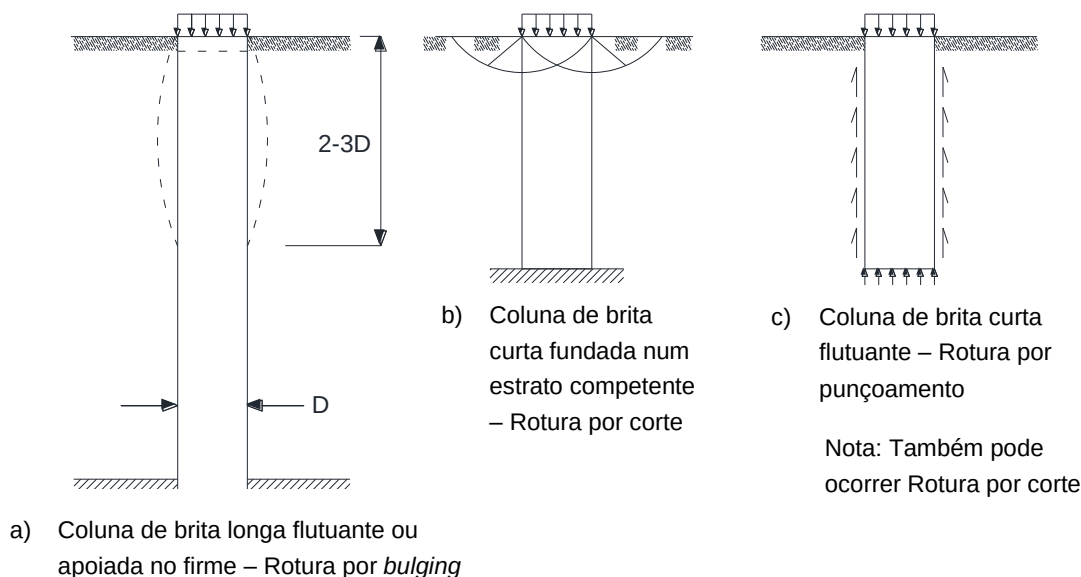


Figura 3-3 – Mecanismos de ruptura de uma coluna isolada instalada num solo mole homogêneo (adaptado de Barksdale & Bachus, 1983)

Uma coluna muito curta, com comprimento inferior a 2 a 4 diâmetros (Hughes & Withers, 1974; Castro, 2008), assente num estrato firme, pode romper por corte no topo, através de um tipo de ruptura semelhante ao de uma fundação superficial. Este tipo de ruptura pode ser evitado se a camada superficial de solo fraco for substituída por uma camada de material granular bem compactado, aumentando assim, por um lado, a parcela de peso estabilizador e, por outro, o ângulo de atrito de uma parte da superfície potencial de ruptura (Domingues, 2006). Como já foi referido no capítulo anterior, neste tipo de obras é frequente a construção de uma plataforma de trabalho que consiste na construção de uma camada de material granular na superfície do solo mole.

Numa coluna flutuante com uma relação comprimento/diâmetro inferior a 4, uma parte das solicitações verticais é transmitida à interface da coluna com o solo, por atrito, e a outra parte é transmitida à ponta da coluna (uma vez que o comprimento é insuficiente para absorver lateralmente todas as tensões verticais). A ruptura por insuficiente atrito lateral traduz-se por um deslocamento excessivo, e ao mesmo tempo generalizado da coluna. Se a coluna for tão curta que a tensão na base exceda a resistência de ponta do solo, dá-se a ruptura por insuficiente capacidade de ponta. Nestas condições, a coluna funciona como um elemento único, que por falta de apoio (quer lateral, quer de ponta) apresenta um comportamento deficiente.

3.3.2 - Comportamento de grupos de colunas

A deformação das colunas inseridas numa malha é diferente da deformação que sofre uma coluna isolada, dado que numa malha as colunas podem interagir com o solo e contribuir para restringir as deformações das colunas vizinhas.

Wood *et al.* (2000) realizaram ensaios em laboratório para estudar o comportamento à deformação de grupos de colunas granulares, fazendo variar o espaçamento entre colunas, o diâmetro e o comprimento das colunas. Foram identificados quatro modos de deformação: abaulamento (*bulging*), deformação lateral (*bending*), corte e punçoamento (Figura 3-4). A zona de influência da fundação foi definida como o cone de solo não deformado localizado diretamente sob a fundação superficial e delimitada pelos planos de corte que se desenvolvem no solo. Foi constatado que a profundidade da cunha de deformação aumenta normalmente com o aumento do coeficiente de substituição. As deformações ocorreram essencialmente numa zona delimitada por uma região cônica, e a deformação das colunas foi controlada pelo confinamento lateral que as colunas vizinhas forneciam. As colunas localizadas nas extremidades da área carregada abaularam a uma profundidade menor do que as colunas mais centrais. Com a realização de vários estudos paramétricos foi identificado que a rotura por *bulging* era mais frequente nas colunas mais longas. A rotura por deformação lateral foi observada em colunas longas e finas, principalmente quando tinham pouco confinamento lateral e ficavam sujeitas a cargas laterais impostas pelas colunas vizinhas. A rotura por punçoamento foi observada nas colunas mais curtas, com comprimento insuficiente para transferir a carga em profundidade, sendo este efeito mais pronunciado para valores do coeficiente de substituição mais elevados. Os autores identificaram também que quando a coluna era mais curta que a largura da carga superficial rígida aplicada à superfície, se observava a rotura pela ponta acompanhada de *bulging*. A rotura por corte foi observada quando o solo não oferecia suficiente confinamento lateral às colunas e foi observada nos limites da área carregada nas proximidades da superfície. O comprimento das colunas mostrou ter uma grande importância no comportamento em termos de deformações e, conseqüentemente, no desempenho global da fundação.

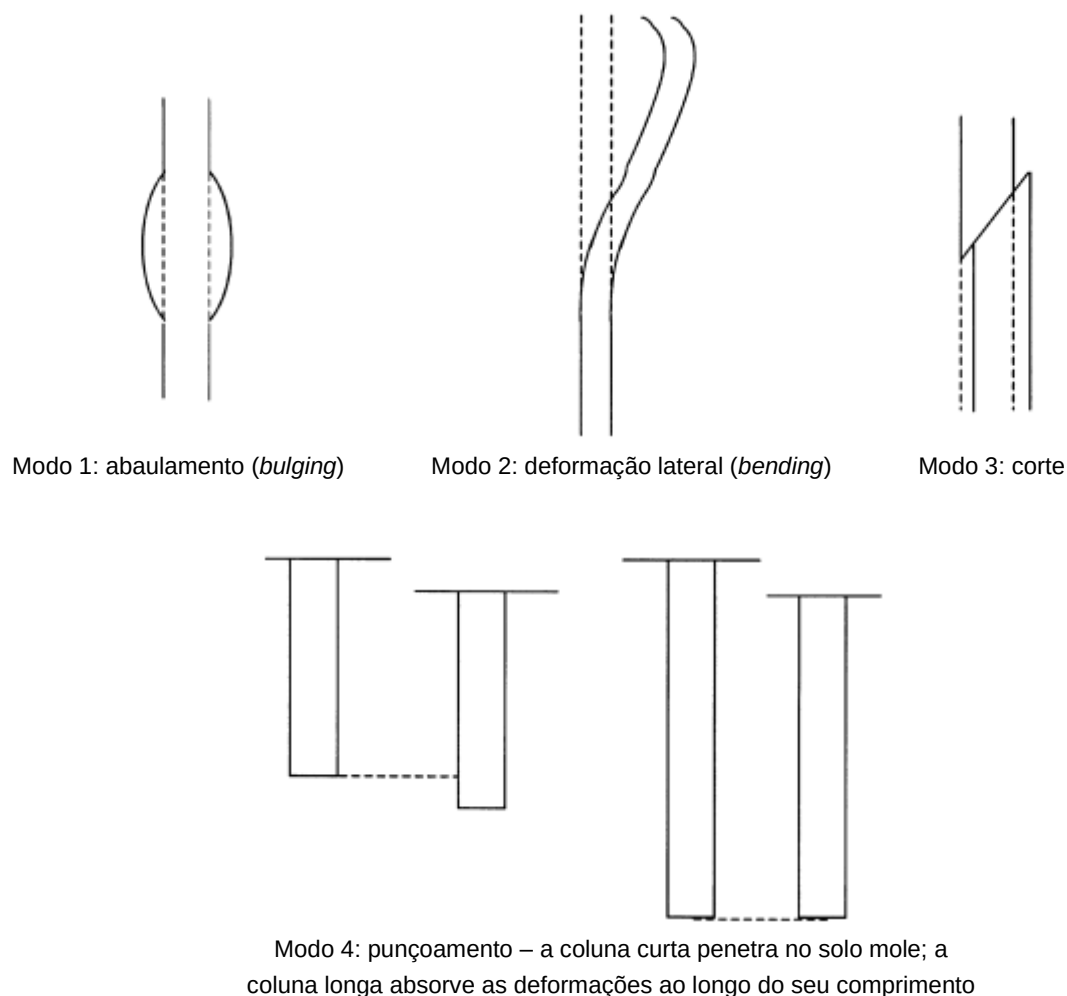


Figura 3-4 –Modos de deformação das colunas inseridas numa malha instalada num solo mole homogêneo (adaptado de Wood *et al.*, 2000)

Sivakumar *et al.* (2007, 2011) chegaram a resultados concordantes com os de Wood *et al.* (2000). Os autores identificaram que a rotura por punçoamento foi mais habitual nas colunas curtas enquanto que a rotura por deformação lateral foi mais notória nas colunas perimetrais, mais afastadas do centro da carga superficial rígida. Nas colunas mais longas foram predominantes as deformações por *bulging*. Sivakumar *et al.* (2011) estudaram posteriormente a distribuição de tensões entre as colunas e o solo mole. Os resultados indicaram que o comprimento crítico é de cerca de cinco vezes o diâmetro da coluna, o que é concordante com as conclusões de McKelvey *et al.* (2004), e as tensões verticais foram mais elevadas nas colunas com um comprimento superior ao crítico. Foi também analisada a evolução da tensão vertical ao longo do comprimento da coluna e foi registada uma

diminuição da tensão vertical em profundidade na coluna, que os autores atribuíram ao mecanismo de transferência de carga entre a coluna e o solo mole. Parte da carga da coluna é transferida para o solo circundante devido ao *bulging* que gera um aumento das tensões horizontais e das tensões de corte nas regiões superiores, o que, por sua vez, leva ao assentamento do solo mole na envolvente. Abaixo do comprimento crítico, as tensões verticais na coluna voltaram a aumentar.

Black *et al.* (2011) estudaram o comportamento de pequenos grupos de colunas com diferentes comprimentos de coluna e coeficientes de substituição e concluíram que a colocação de um anel de colunas exterior à área de carregamento melhorou o comportamento das colunas ao *bulging* e, em alguns casos, evitou a rotura por este mecanismo.

3.4 - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

3.4.1 - Considerações acerca do dimensionamento

A designação de análise de estabilidade aplicada às colunas de brita refere-se geralmente, na bibliografia sobre este tema, à avaliação da capacidade de carga de uma coluna de brita isolada sob a ação de um carregamento vertical. A abordagem ao dimensionamento é frequentemente feita tomando o comportamento da coluna isolada e admitindo este como sendo a pior cenário possível. No entanto, o cálculo da estabilidade da coluna sem considerar a carga aplicada no solo circundante é excessivamente conservador e pode conduzir a que a opção por esta solução de reforço seja excluída mesmo quando for uma solução válida, já que as cargas suportadas pelo solo têm um efeito benéfico no confinamento da coluna.

É também importante sublinhar que a coluna pode estar em estado ativo e ser estável, porque o que realmente produz a rotura da coluna é a rotura do solo circundante que a confina lateralmente, quando este não tem capacidade para suportar a pressão lateral transmitida pela coluna. Pode também dar-se a rotura da coluna pela ponta, caso as colunas que não estejam fundadas num estrato competente.

A estabilidade das colunas costuma ser um fator crítico no dimensionamento das colunas de brita quando estas são instaladas de forma pontual, por exemplo, sob sapatas. Contudo, quando se trata de melhorar a fundação de uma carga distribuída ao longo de uma grande área, a estabilidade das colunas não costuma ser um fator crítico, sendo o principal problema a ter em conta a redução dos assentamentos e a velocidade a que eles se processam. Somente na zona limite do aterro a capacidade de carga costuma ser um problema, conjuntamente com a estabilidade global do aterro – este problema costuma solucionar-se prolongando o

reforço com colunas numa área ligeiramente maior do que a área carregada (Castro, 2008; Black *et al.*, 2011).

Em diversos estudos laboratoriais (Hughes & Withers, 1974; Narasimha Roa *et al.*, 1992; Muir-Wood *et al.*, 2000; McKelvey *et al.*, 2004; Wehr, 2004; Wehr, 2006; Sivakumar *et al.*, 2004; Ambily & Gandhi, 2007; Kelly, 2014) e estudos de campo (Munfakh, 1984; Hughes *et al.*, 1975; Watts & Serridge, 2000) ficou comprovado que a introdução das colunas de brita melhorou a capacidade de carga comparativamente com o solo não reforçado. Ao longo do tempo diversos autores têm proposto vários métodos para avaliar a capacidade de carga das colunas de brita (Greenwood, 1970; Vesic, 1972; Hughes & Withers, 1974; Hughes *et al.*, 1975; Greenwood & Kirsch, 1983; Van Impe & De Beer, 1983; Barksdale & Bachus, 1983; Bergado & Lam, 1987, Ambily & Gandhi., 2007).

Para se obter a carga máxima que uma coluna de brita isolada pode suportar por abaulamento ou *bulging*, q_{ult} , coloca-se o esquema apresentado na Figura 3-5. O problema requer a determinação da tensão lateral de confinamento máxima que o solo pode produzir (resistência passiva do solo) com a construção da coluna, que se expande em direção ao solo mole.

O equilíbrio limite impõe que a resistência passiva do solo que se mobiliza seja igual ao impulso lateral imposto pela coluna ao ser carregada verticalmente, e que, por sua vez esteja em estado ativo (Castro, 2008):

$$\sigma_{vc} = \frac{\sigma_{hc}}{K_{ac}} = \frac{\sigma_{hs}}{K_{ac}} = \frac{N_k \cdot c_u + q}{K_{ac}} \quad (3.4)$$

sendo

σ_{vc} - tensão vertical atuante sobre a coluna;

σ_{hc} - tensão horizontal máxima atuante sobre a coluna;

σ_{hs} - tensão horizontal máxima/resistência passiva do solo;

ϕ'_c - ângulo de atrito do material da coluna;

K_{ac} - coeficiente de impulso ativo da coluna;

c_u - resistência não drenada do solo mole;

q - acréscimo de tensão no solo à profundidade em questão;

N_k - fator de expansão da cavidade, cuja expressão teórica é:

$$N_k = 1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) \quad (3.5)$$

em que G é o módulo de deformabilidade transversal. O coeficiente de impulso ativo da coluna K_{ac} costuma tomar valores da ordem de 1/3 (Castro, 2008).

Greenwood & Kirsch (1983) indicam, para parâmetros típicos, um valor empírico de $N_k = 6,16$, baseado em resultados de ensaios laboratoriais. Sagasetta (2006) aponta valores em torno de 6 a 8.

Se se considerar que apenas a coluna de brita é carregada, como representado na Figura 3-5, então $q = 0$, e a carga máxima que a coluna pode suportar é determinada por:

$$q_{ult} = \frac{N_k \cdot c_u}{k_{ac}} \quad (3.6)$$

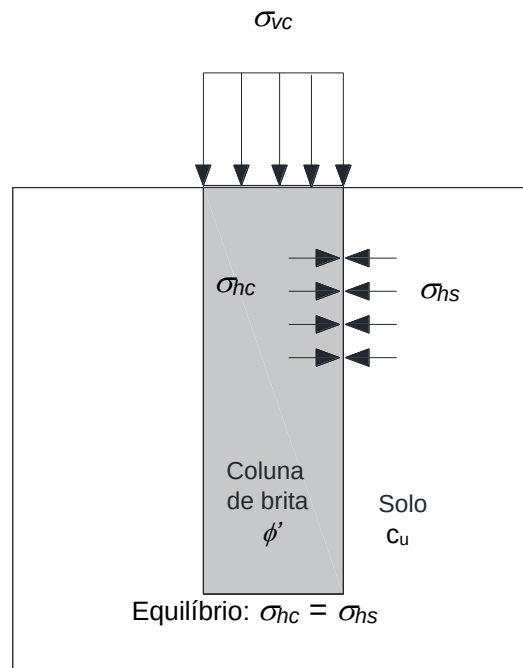


Figura 3-5 –Esquema de estabilidade de uma coluna de brita

A Figura 3-6 apresenta uma comparação de alguns métodos de cálculo existentes, assim como resultados de alguns ensaios de campo.

O coeficiente de segurança define-se como:

$$F_s = \frac{q_{ult}}{\sigma_{vc}} \quad (3.7)$$

em que

q_{ult} - é a capacidade de carga limite da coluna;

σ_{vc} - é a tensão vertical atuante sobre a coluna.

Neste caso, optou-se por descrever, sucintamente o método semi-empírico de Hughes & Withers (1974), o método empírico de Thorburn (1975) e o método de Datye (1982).

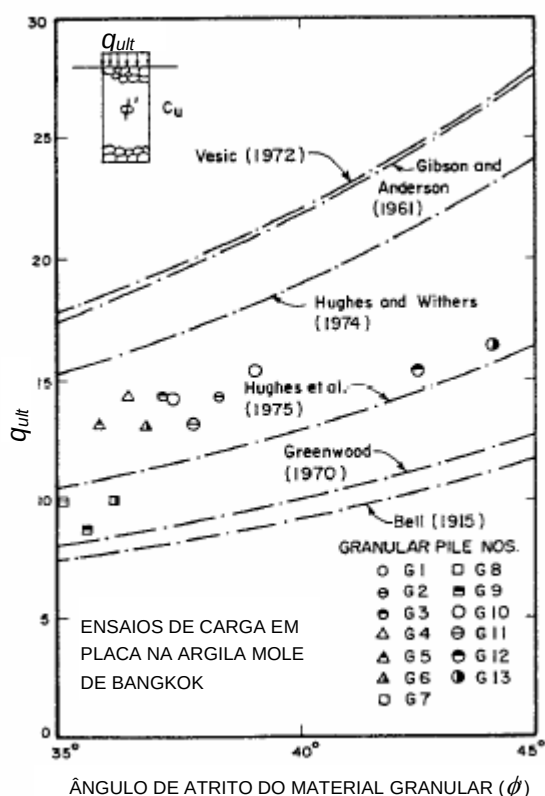


Figura 3-6 – Capacidade de carga de uma coluna de brita isolada de acordo com vários métodos de dimensionamento (Bergado & Lam, 1987)

3.4.2 - Método semi-empírico

Hughes & Withers (1974), baseados na teoria da expansão da cavidade cilíndrica de Vesic (1972) e em dados experimentais de numerosos ensaios, desenvolveram um método semi-empírico que permite estimar a tensão efetiva máxima que uma coluna isolada pode suportar.

A deformação radial da coluna é idealizada como sendo uniforme ao longo de todo o comprimento. A coluna é considerada cilíndrica e qualquer movimento lateral subsequente assemelha-se ao movimento de um ensaio pressiométrico em que um cilindro é expandido

contra o solo. À medida que a coluna expande, a resistência radial do solo aproxima-se do valor limite, valor esse a partir do qual acontecem expansões ilimitadas. Se se tomar o solo como tendo comportamento elástico perfeitamente plástico, a tensão radial que conduz à situação de equilíbrio limite, $\sigma_{rf,s}$, é dada por (Gibson & Anderson, 1961):

$$\sigma_{rf,s} = \sigma_{r0,s} + c_u \left(1 + \ln \left(\frac{E}{2 \cdot c_u \cdot (1 + \nu)} \right) \right) \quad (3.8)$$

em que $\sigma_{r0,s}$ é a tensão radial inicial no solo, c_u é a resistência não drenada, E é o modulo de deformabilidade e ν é o coeficiente de Poisson.

Os mesmos autores, com base em registos de ensaios pressiométricos rápidos, propuseram a simplificação da expressão (3.8):

$$\sigma_{rf,s} = \sigma_{r0,s} + \lambda \cdot c_u \quad (3.9)$$

na qual o parâmetro λ toma o valor de 4. Outros autores sugerem valores diferentes de λ , até cerca de 6 (Domingues, 2006).

Admitindo que a coluna de brita se encontra em estado limite, a tensão vertical máxima aplicada no topo da coluna $\sigma'_{vf,c}$ pode relacionar-se com a tensão radial limite $\sigma_{rf,c}$ através da expressão:

$$\sigma'_{vf,c} = \left(\frac{1 + \sin \phi'_c}{1 - \sin \phi'_c} \right) \sigma_{rf,c} \quad (3.10)$$

em que ϕ'_c é o ângulo de atrito do material da coluna.

Como, por uma questão de equilíbrio

$$\sigma'_{rf,c} = \sigma'_{rf,s} = \sigma_{rf,s} - u_f \quad (3.11)$$

sendo u_f a pressão nos poros do solo na rotura, a expressão (3.10) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\sigma'_{vf,c} = \left(\frac{1 + \sin \phi'_c}{1 - \sin \phi'_c} \right) \cdot (\sigma_{r0,s} + \lambda \cdot c_u - u_f) \quad (3.12)$$

Os mesmos autores, admitindo que $\phi'_c = 35^\circ$, $\lambda = 4$ e $u_f = 0$, chegaram à seguinte relação:

$$\sigma'_{vf,c} = 3.69 \cdot (\sigma_{r0,s} + 4c_u) \quad (3.13)$$

A consideração de diversos resultados de testes levou os mesmos autores a proporem ainda a seguinte expressão geral para dimensionamento:

$$\sigma'_{vf,c} = 25c_u \quad (3.14)$$

Este método avalia a capacidade de carga em relação ao modo de rotura por excessiva expansão lateral, *bulging*, que ocorre habitualmente nas zonas mais superficiais onde as tensões horizontais no solo são menores. Não obstante, como já foi referido, se o solo não for homogêneo, o *bulging* pode ocorrer a maiores profundidades. Desse modo, os valores de c_u a adotar devem reportar-se a essas zonas.

Uma vez que o método pressupõe que toda a carga é suportada pela coluna de brita, o dimensionamento passa por escolher espaçamentos entre colunas e/ou diâmetros tais que limitem a tensão efetiva a valores compatíveis – afetados pelo coeficiente de segurança – com a capacidade de carga dada pelas expressões (3.12), (3.13) e (3.14). Foi sugerida pelos autores a adoção de um fator de segurança de 3.

3.4.3 - Método empírico de Thorburn

Thorburn (1975) propôs uma regra de avaliação da carga que uma coluna de brita pode suportar, válida para colunas executadas com vibradores do tipo “Keller”. Essa regra foi estabelecida de maneira empírica e é válida para colunas isoladas carregadas no topo, bem como para colunas inseridas em grupos. Neste último caso admite-se que toda a solicitação é integralmente resistida pela coluna.

Na Figura 3-7 encontra-se representada a relação carga admissível de uma coluna proposta por Thorburn em função da resistência não drenada do solo a tratar. Na figura está também representada a variação do diâmetro eficaz em função da resistência não drenada. Analiticamente, a proposta de Thorburn para o diâmetro da coluna obtém-se da seguinte expressão (Domingues, 2006):

$$d_c (m) \cong 1,13 - 0,0116 \cdot c_u (kPa) \quad (3.15)$$

Segundo Thorburn, a relação apresentada na Figura 3-7 associa um coeficiente de segurança conveniente à rotura a curto e a longo prazo, após a consolidação do solo em torno da coluna.

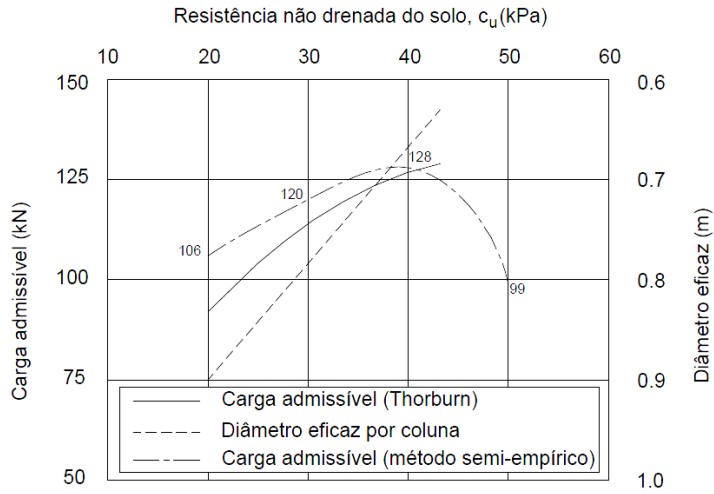


Figura 3-7 – Relação entre a carga vertical admissível no topo, o diâmetro eficaz de uma coluna de brita e a resistência não drenada do solo (segundo Thorburn, 1975)

3.4.4 - Método de Dayte

Dayte (1982) propôs um método baseado na teoria da expansão da cavidade de Vesic (1972) para estimar a capacidade de carga de uma coluna isolada. A tensão radial máxima desenvolvida pelo solo mole, $\sigma_{rf,s}$, é definida pela expressão:

$$\sigma_{rf,s} = c_u F'_c + q F'_q \quad (3.16)$$

onde c_u é a resistência não drenada do solo mole; q é a tensão isotrópica média à profundidade a que se produz a rotura; F'_c e F'_q são fatores de expansão da cavidade, que dependem do ângulo de atrito do solo mole, ϕ' , e do índice de rigidez, I_r :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)c_u} \quad (3.17)$$

Admitindo que o comportamento é não drenado, de modo a que as extensões volumétricas em regime plástico sejam nulas, os dois parâmetros de expansão da cavidade podem ser determinados através de:

$$F'_c = \ln I_r + 1 \quad (3.18)$$

$$F'_q = (1 + \sin \phi') (I_r \sec \phi')^{\frac{\sin \phi'}{1 + \sin \phi'}} \quad (3.19)$$

A carga máxima que pode ser aplicada na coluna de brita é determinada através da expressão:

$$q_{ult} = \sigma_{rf,s} \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) \quad (3.20)$$

3.5 - AVALIAÇÃO DE ASSENTAMENTOS

3.5.1 - Considerações acerca do dimensionamento

Como já foi referido, um dos principais fatores, senão o principal, a ter em conta no dimensionamento de um solo reforçado com colunas de brita é a redução dos assentamentos do solo reforçado.

A equação de equilíbrio (3.2) deve sempre verificar-se, mas não é suficiente para determinar a distribuição de tensões entre a coluna e o solo, já que é necessário considerar a compatibilidade de deformações entre colunas e solo. É neste contexto que surge uma grande variedade de métodos de cálculos. A maioria dos métodos são baseados no conceito de célula unitária.

As abordagens analíticas para estimativa dos assentamentos tendem a ser elásticas (e.g. Aboshi *et al.*, 1979; Balaam & Booker, 1981; Baumann & Bauer, 1974; Han & Ye, 2001) ou elastoplásticas (e.g. Balaam & Booker, 1985; Borges *et al.*, 2009; Castro & Sagaseta, 2009; Priebe, 1976; Priebe, 1995; Pulko & Majes, 2005; Pulko *et al.*, 2011). Balaam & Booker (1985) e Pulko & Majes (2005) sublinharam que os métodos elásticos tendem a sobrestimar o fator de melhoramento, n , obtido com a introdução das colunas de brita, especialmente para valores de rácio modular elevados (E_c/E_s , onde E_c é o módulo de deformabilidade da coluna e E_s o módulo de deformabilidade do solo mole), devido a sobrestimarem o fator de concentração de tensões (FC). Alguns métodos têm em conta somente a deformação vertical, enquanto outros consideram a deformação vertical e a deformação radial da coluna. Os métodos elásticos que consideram somente a deformação vertical fornecem valores do FC iguais à razão dos módulos edométricos da coluna e do solo mole, enquanto que os métodos elásticos que têm em conta com as deformações verticais e radiais fornecem valores do FC ligeiramente inferiores (e.g. Balaam & Booker, 1981). Contudo, estes métodos ainda sobrestimam o valor do FC porque não têm em conta a cedência do material da coluna e as deformações plásticas, que reduzem o valor do FC . Barksdale & Bachus (1983) sugerem que os valores do FC variam na prática entre 3 e 10, dependendo do espaçamento entre colunas adotado. Os métodos elastoplásticos utilizam maioritariamente o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

O efeito de densificação alcançado pela introdução das colunas no solo mole sem retirada de material é considerado de diferentes maneiras por vários autores. Priebe (1976) considerou que o coeficiente de impulso do solo após a instalação das colunas, K^* , aumenta e toma o valor de 1, enquanto Borges *et al.* (2009) assumem um valor de K^* igual a 0.7.

Outros métodos deixam a definição do valor de K^* ao critério do projetista, nomeadamente, Baumann & Bauer (1974) consideraram admissíveis valores de K^* compreendidos entre K_0 e $1/K_0$, Goughnour & Bayuk (1979 a, 1979 b) consideraram que K^* toma valores compreendidos entre K_0 e K_p enquanto que Van Impe & Madhav (1992) sugeriram o uso de um módulo edométrico aumentado, dependendo do método de instalação e do espaçamento entre colunas.

Algumas soluções foram desenvolvidas para condições drenadas, enquanto outras consideram condições não drenadas, havendo ainda abordagens que consideram condições iniciais não drenadas seguidas de condições drenadas. São exemplos deste último caso as abordagens de Han & Ye (2001) e de Castro & Sagaseta (2009), que partindo da solução de Barron (1948) para a consolidação radial com drenos verticais definiram coeficientes de consolidação modificados para ter em conta o facto de a coluna suportar uma parte considerável da carga aplicada (ao contrário do que acontece com os drenos). A proposta de Castro & Sagaseta (2009) considera que a coluna de brita tem um comportamento elastoplástico, com deformação radial, enquanto que o método de Han & Ye (2001) considera a coluna elástica com confinamento lateral total.

Sexton *et al.* (2014) fizeram um resumo das principais características de vários métodos de dimensionamento, cujas principais características de resumem no Quadro 3-2.

Descrevem-se de seguida os seguintes métodos para estimativa dos assentamentos: método de Greenwood (1970); método de Aboshi *et al.* (1979); método de Balaam & Booker (1981, 1985); método de Priebe (1976, 1995); método de Borges *et al.* (2009) e método de Castro & Sagaseta (2009).

3.5.2 - Método de Greenwood

Greenwood (1970) apresentou o primeiro método de dimensionamento exclusivamente para colunas de brita. Foram apresentadas curvas de dimensionamento para estimar o fator de redução de assentamentos num solo mole reforçado com colunas de brita sob a ação de um carregamento com uma grande extensão em planta. O método aplica-se a colunas fundadas num estrato competente. As curvas foram desenvolvidas empiricamente para os métodos de construção seco e húmido, e entram em conta com o espaçamento entre colunas e com a resistência não drenada do solo, c_u (Figura 3-8). Neste método não são considerados os assentamentos imediatos nem os deslocamentos induzidos pelas tensões de corte mobilizadas.

Quadro 3-2 – Métodos de previsão de assentamentos – resumo das considerações (adaptado de Sexton *et al.*, 2014)

Método	E / EP	CU / EPD / H	D / ND + C	Considera deformação radial?	K^*	Coluna incompressível?	Fornece assentamento imediato?	Critério de rotura Mohr-Coulomb?	Iterativo?
Baumann & Bauer (1974)	E	CU	ND + C	Sim	$K_0 < K^* < K_p$	Não	Sim	Não	Não
Priebe (1976)	EP	CU	D	Sim	$K^*=1$	Sim	Não	Sim	Não
Goughnour & Bayuk (1979a, 1979b)	EP	CU	ND + C	Sim	$K_0 < K^* < 1/K_0$	Sim	Não	Sim	Não
Balaam & Booker (1981)	E	CU	D	Sim	-	Não	Sim	Não	Não
Van Impe & De Beer (1983)	EP	EPD	D/ ND + C	Sim	-	Não	Não	Sim	Sim
Balaam & Booker (1985)	EP	CU	D	Sim	Introduzido pelo utilizador	Não	Sim	Sim	Sim
Schweiger & Pande (1986)	EP	H	D/ ND + C	Sim	-	Não	Não	Sim	Sim
Van Impe & Madhav (1992)	EP	CU	D/ ND + C	Sim	Considera aumento de E_{solo}	Não	Não	Sim	Sim
Priebe (1995)	EP	CU	D	Sim	Introduzido pelo utilizador	Não	Não	Sim	Não
Han & Ye (2001)	E	CU	ND + C	Não	-	Não	Não	Não	Não
Pulko & Majes (2005)	EP	CU	D	Sim	Introduzido pelo utilizador	Não	Não	Sim	Não
Borges <i>et al.</i> (2009)	EP	CU	C	Sim	$K^*=0.7$	Não	Não	Sim	Não
Castro & Sagaseta (2009)	EP	CU	ND + C	Sim	Introduzido pelo utilizador	Não	Sim	Sim	Não
Pulko <i>et al.</i> (2011)	EP	CU	D	Sim	Introduzido pelo utilizador	Não	Não	Sim	Não

E – Elástico / EP- Elastoplástico;

CU – Célula unitária / EPD – Estado plano de deformação / H – Homogeneização

D – Drenado / ND – Não drenado / C - Consolidação

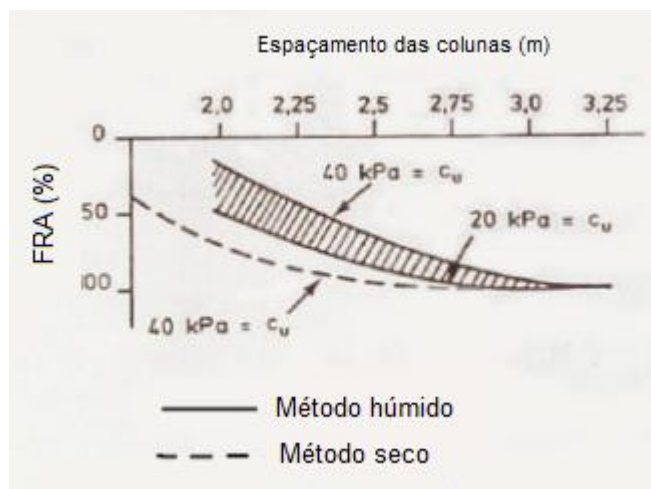


Figura 3-8 – Diagrama de redução de assentamentos de solos argilosos moles uniformes reforçados com colunas de brita (adaptado de Greenwood, 1970)

3.5.3 - Método de Aboshi *et al.* (1979)

Aboshi *et al.* (1979) propuseram um método de dimensionamento simplificado para determinar o assentamento de colunas de areia de grande diâmetro, inseridas numa malha com grande desenvolvimento em planta, sob a ação de um carregamento vertical com a mesma extensão. O método assume que o assentamento da coluna e do solo são uniformes e que o módulo de deformabilidade volumétrico do solo não reforçado, m_v , pode ser considerado contante (o que só é válido para pequenos acréscimos de tensão vertical).

Como já foi visto anteriormente (Subcapítulo 3.2), a distribuição de tensões verticais entre a coluna (σ'_{vc}) e o solo circundante (σ'_{vs}) é determinada pelo fator de concentração de tensões, $FC = \Delta\sigma'_{vc}/\Delta\sigma'_{vs}$, e pelo coeficiente de substituição, $CS = A_c/(A_c + A_s)$, sendo A_c a área da coluna e A_s a área do solo. Combinando as equações do FC e de CS com a equação de equilíbrio de tensões verticais (3.2), obtém-se:

$$\Delta\sigma'_{vs} = \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \cdot \Delta\sigma'_v \quad (3.21)$$

O assentamento por consolidação do solo não reforçado é dado por:

$$s_{s,NR} = m_v \cdot h \cdot \Delta\sigma'_v \quad (3.22)$$

em que h é a espessura do estrato de solo mole e $\Delta\sigma'_v$ é o acréscimo de tensão efetiva vertical média.

Aboshi *et al.* (1979) estimaram o FC com base na sua experiência de campo, apresentando valores que variam entre 1,6 e 11,5.

Considerando a uniformidade dos assentamentos, o assentamento à superfície do solo reforçado pode ser obtido através da expressão:

$$s_{s,R} = m_v \cdot h \cdot \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \cdot \Delta\sigma'_v \quad (3.23)$$

Portanto, o fator de redução de assentamento é dado por:

$$FRA = \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \quad (3.24)$$

3.5.4 - Método de Balaam & Booker (1981, 1985)

Balaam & Booker (1981), baseando-se no conceito da célula unitária, propuseram soluções analíticas para determinar o assentamento de colunas de brita assentes num estrato competente. O método considera que as colunas de brita e o solo envolvente têm um comportamento elástico linear, definido pelo módulo de deformabilidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν). A seleção dos valores apropriados para os parâmetros deve ter em conta o estado de tensão abaixo da fundação.

Os autores propuseram expressões analíticas que consideram simultaneamente as componentes radial e vertical da deformação e que ignoram as tensões tangenciais que se desenvolvem entre o solo e a coluna, para determinar o comportamento do solo comportando-se como incompressível (assentamento imediato – solução A) e compressível (assentamento final, após a consolidação – solução B). A solução final encontra-se sobrepondo as soluções A e B. No entanto, os autores chegaram à conclusão que a primeira é negligenciável em relação à segunda.

Segundo a metodologia proposta, a relação entre a tensão média vertical aplicada, σ'_v , e a deformação vertical correspondente, ε , é a seguinte:

$$\sigma'_v b^2 = [(\lambda_c + 2G_c)a^2 + (\lambda_s + 2G_s)(b^2 - a^2) - 2a^2(\lambda_c - \lambda_s)F]\varepsilon \quad (3.25)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma'_v}{[(\lambda_c + 2G_c)(A_c/A) + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_c/A) - 2(A_c/A)(\lambda_c - \lambda_s)F]} \quad (3.26)$$

sendo

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (3.27)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.28)$$

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(b^2 - a^2)}{2[a^2(\lambda_s + G_s - \lambda_c - G_c) + b^2(\lambda_c + G_s + G_c)]} \quad (3.29)$$

e onde a é o raio da coluna de brita, b é o raio da célula unitária, o índice c se refere ao material da coluna de brita e o índice s se refere ao solo na envolvente da coluna.

O fator de redução de assentamentos (FRA) é definido por:

$$FRA = \varepsilon / \sigma'_v m_{vs} \quad (3.30)$$

sendo

$$m_{vs} = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E_s(1 - \nu)} = \frac{1}{E_{edo,s}} \quad (3.31)$$

$$FRA = \frac{E_{edo,s}}{(\lambda_c + 2G_c)(A_c/A) + (\lambda_s + 2G_s)(1 - A_c/A) - 2(A_c/A)(\lambda_c - \lambda_s)F} \quad (3.32)$$

em que $E_{edo,s}$ é o módulo de deformabilidade confinado ou edométrico do solo mole; E_s é o módulo de deformabilidade do solo.

Posteriormente, em 1985, o método de Balaam & Booker sofreu uma extensão para ter em conta a cedência do material granular, assumindo-se que a coluna tem um comportamento elástico perfeitamente plástico, minimizando assim o efeito que a consideração de comportamento elástico da coluna tem na sobrestimação do fator de concentração de tensões e do fator de melhoramento. Trata-se de um método iterativo que requer a sua implementação numérica para se obter uma solução. Balaam & Booker fizeram as seguintes considerações no novo método:

- i. As colunas estão em estado de tensão triaxial;
- ii. Pode ocorrer a cedência do material das colunas, mas não do solo circundante;
- iii. Não há tensões de corte na interface coluna/solo;
- iv. O comportamento das colunas é idealizado como elástico perfeitamente plástico (lei de fluxo não associada), usando como critério de plastificação o de Mohr-Coulomb;
- v. A coluna e o solo são materiais dilatantes. O ângulo de dilatância é constante.

A solução completa é encontrada considerando a continuidade das tensões e das deformações nas direções vertical e radial. Apresentam-se, na Figura 3-9, os resultados obtidos para uma relação entre o diâmetro de influência e o diâmetro da coluna de brita igual a 2. Constatou-se que o método melhorado de Balaam & Booker conduz efetivamente a valores do FC e de n inferiores aos obtidos através da solução elástica.

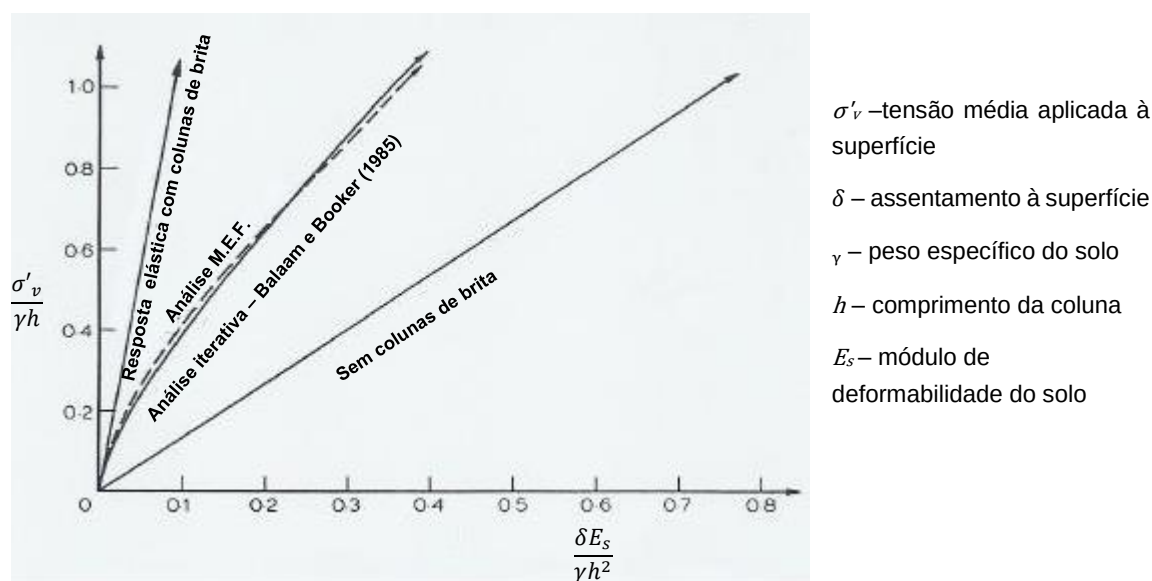


Figura 3-9 – Relação tensão deformação para diferentes tipos de análise e para uma relação do diâmetro de influência/diâmetro da coluna igual a 2 (Balaam & Booker, 1985)

3.5.5 - Método de Priebe modificado (1995)

O método semi-empírico desenvolvido por Priebe tornou-se um dos métodos mais utilizados (Priebe, 2005; Castro, 2008, Sexton, 2014) para avaliar a redução dos assentamentos de um solo quando reforçado com colunas de brita. O método, que resultou de sucessivos melhoramentos ao apresentado pelo mesmo autor em 1976, considera a análise de uma célula unitária inserida numa malha ilimitada de colunas carregada em toda a sua extensão. O ponto de partida do método é o cálculo do fator de melhoramento básico, n_0 , considerando as seguintes simplificações (Priebe, 1976):

- A coluna é fundada num estrato competente;
- O material da coluna é incompressível;
- Os pesos volúmicos da coluna e do solo são desprezados.

Além disso, a coluna não pode romper por insuficiente resistência de ponta e quaisquer assentamentos à superfície são o resultado do *bulging* da coluna, que é constante ao longo de todo o comprimento. É também assumido que o solo mole foi deslocado lateralmente durante a instalação da coluna, resultando num acréscimo de resistência inicial do solo, correspondente a um coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas de $K^*=1$.

Assim, considerando o coeficiente de Poisson do solo, ν_s , igual a 1/3 (o método admite diferentes valores de coeficiente de Poisson, sendo este um valor adequado na maioria dos casos para prever o assentamento final após a consolidação) o fator de melhoramento básico, n_0 , é definido de acordo com a equação simplificada (3.33):

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4 \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot K_{ac}} - 1 \right] \quad (3.33)$$

em que

$$K_{ac} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'_c}{2} \right) \quad (3.34)$$

sendo A_c a área da coluna de brita, A a área da célula unitária e ϕ'_c o ângulo de atrito do material da coluna e K_{ac} é o coeficiente de impulso ativo da coluna.

A relação entre o fator de melhoramento básico, a razão A/A_c e o ângulo de atrito do material da coluna é ilustrada no diagrama da Figura 3-10.

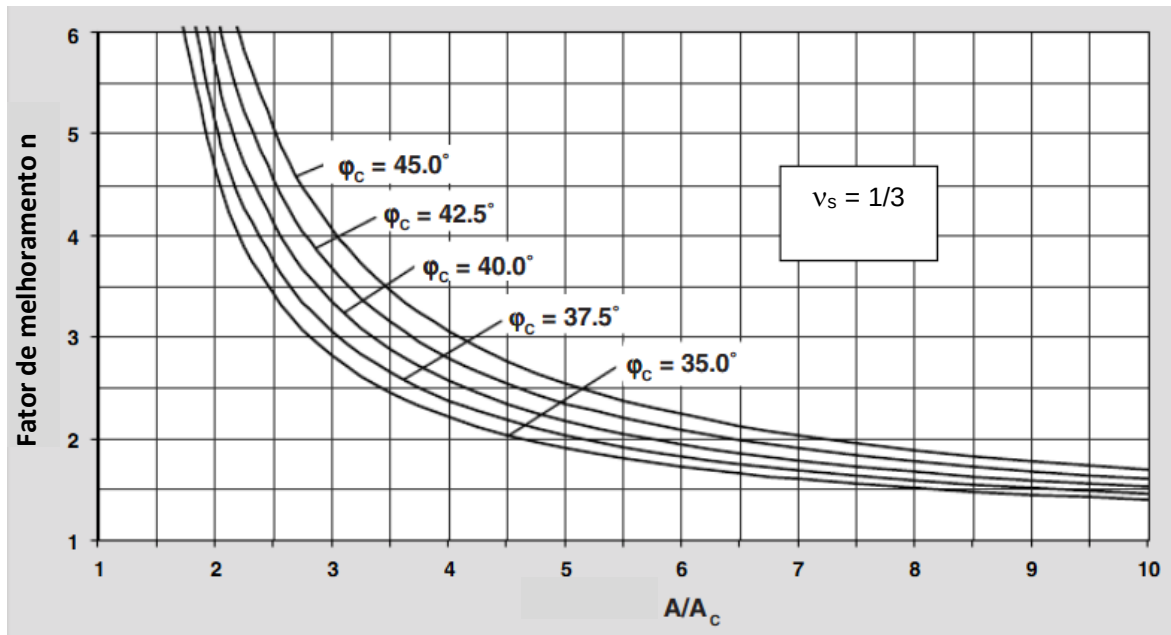


Figura 3-10 – Gráfico de dimensionamento para a técnica de vibrossubstituição (Priebe, 1995)

Posteriormente, Priebe (1995) considerou a compressibilidade da coluna de brita através de um fator de melhoramento reduzido, n_1 , para ter em conta o facto da carga aplicada à superfície poder resultar em assentamentos que não se devam ao *bulging* da coluna. De facto, o fator de melhoramento básico calculado de acordo com a expressão (3.33) tende para infinito no caso de o coeficiente de substituição ser igual a 1, quando, na melhor das

hipóteses, tenderia para a relação dos módulos de deformabilidade confinado do material da coluna e do solo D_c/D_s . Neste contexto, Priebe determinou qual o coeficiente de área da coluna $(A_c/A)_1$ para o qual o fator de melhoramento básico, n_0 , corresponde ao quociente D_c/D_s , onde:

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$$

Fazendo uma aproximação, a compressibilidade do material da coluna pode ser considerada através do fator de melhoramento reduzido, n_1 , obtido através da aplicação da expressão desenvolvida para determinar o fator de melhoramento básico, n_0 , considerando agora a relação (A/A_c) acrescida de um valor adicional $\Delta(A/A_c)$. O fator de melhoramento reduzido, n_1 , é definido de acordo com a expressão:

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} \left[\frac{\frac{1}{2} + f\left(v_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} \cdot f\left(v_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)} - 1 \right] \quad (3.35)$$

sendo

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} \quad (3.36)$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{A_c/A} - 1 \quad (3.37)$$

O valor adicional $\Delta(A/A_c)$, dependente do rácio modular D_c/D_s e do ângulo de atrito do material da coluna, pode ser obtido através do gráfico da Figura 3-11.

Usando o diagrama da Figura 3-10 com o valor A/A_c corrigido obtém-se graficamente o valor do fator de melhoramento reduzido, n_1 . Este procedimento corresponde a uma translação da origem do eixo das abcissas daquela figura, de modo a que n_1 , para $A/A_c = 1$, no caso da substituição integral do solo pelo material das colunas, seja igual à relação dos módulos de deformabilidade confinados D_c/D_s e não igual a infinito.

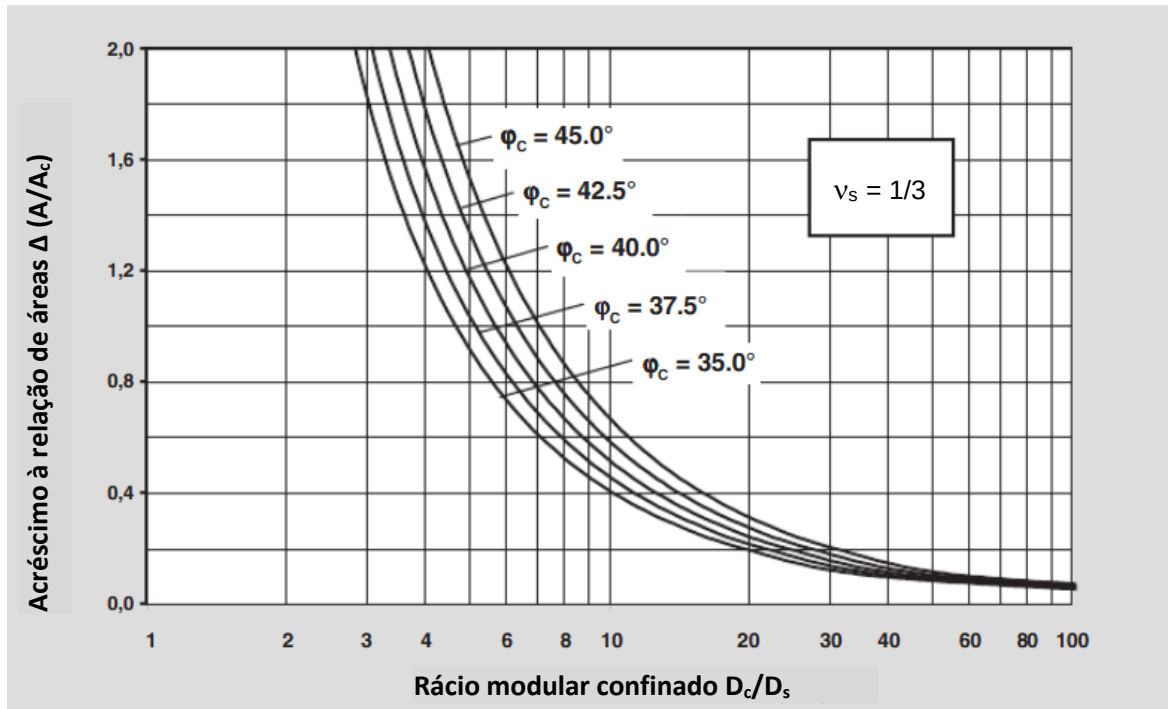


Figura 3-11 – Consideração do efeito da compressibilidade da coluna de brita (Priebe, 1995)

No entanto, o fator de melhoramento n_1 assim calculado não tem em conta o aumento do confinamento lateral da coluna com a profundidade, já que as densidades do solo e da coluna estavam a ser desprezadas. Isto implica que a diferença inicial de pressão entre a coluna e o solo que conduz ao *bulging* dependa somente da carga distribuída aplicada à superfície do solo e que o *bulging* da coluna seja constante ao longo de todo o comprimento. Na realidade, os pesos do solo e da coluna, que muitas vezes em profundidade ultrapassam o valor da carga distribuída à superfície, devem ser considerados em simultâneo com esta carga externa. Considerando estas cargas, a diferença de pressão inicial entre a coluna e o solo decresce assintoticamente em profundidade e, conseqüentemente, diminuem os deslocamentos radiais da coluna.

Uma vez que a diferença de pressão é um parâmetro linear na derivação do fator de melhoramento, o quociente da diferença da pressão inicial (à superfície) e da pressão dependente da profundidade – expresso como um fator de profundidade, f_d – fornece um valor que, multiplicado pelo fator de melhoramento, n_1 , permite obter um novo fator que considera o acréscimo do peso do solo acima do ponto considerado. O fator de melhoramento final, n_2 , pode ser obtido através da expressão:

$$n_2 = f_d \times n_1 \quad (3.38)$$

O fator de profundidade é calculado considerando uma diminuição linear da diferença de pressões entre o solo e a coluna resultante das equações da pressão lateral para a coluna $(p_c + \gamma_c \cdot d) \cdot K_{ac}$ e para o solo mole $(p_s + \gamma_s \cdot d)$, com $K_s = 1$, em que p_s é o carregamento externo a atuar no solo envolvente e p_c é o carregamento externo a atuar na coluna.

À medida que as deformações laterais se vão reduzindo, o coeficiente de impulso das colunas varia do valor ativo $K_{a,c}$ para o coeficiente de impulso em repouso $K_{0,c} = 1 - \sin \phi'_c$. Até à profundidade em que a linha reta assumida para a diferença de pressão encontra a linha assintótica real, o factor de profundidade encontra-se no lado da segurança e, em casos práticos a profundidade do tratamento é normalmente inferior. Contudo, por razões de segurança, Priebe recomenda que não se considere o carregamento externo (p_s) a atuar no solo envolvente, pois esse carregamento iria aumentar o confinamento lateral.

O fator de profundidade, f_d , é obtido através da seguinte expressão:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,c} - W_s/W_c}{K_{0,c}} \cdot \frac{W_c}{p_c}} \quad (3.39)$$

sendo

$$p_{,c} = \frac{p}{\frac{\bar{A}_c}{\bar{A}} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_c}{\bar{A}}}{p_c / p_s}} \quad (3.40)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{\frac{1}{2} + f(v_s, \frac{\bar{A}_c}{\bar{A}})}{K_{ac} \cdot f(v_s, \frac{\bar{A}_c}{\bar{A}})} \quad (3.41)$$

$$W_c = \sum (\gamma_c \times d) \quad (3.42)$$

$$W_s = \sum (\gamma_s \times d) \quad (3.43)$$

em que p é o carregamento externo, W_c e W_s são os pesos da coluna e do solo envolvente, respetivamente, e d é o comprimento da coluna.

Priebe fornece uma expressão simplificada para o fator de profundidade, considerando v_s igual a 1/3, e o mesmo peso volúmico para o solo e para coluna:

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \frac{\sum (\gamma_s \times d)}{p}} \quad (3.44)$$

onde o fator y é determinado a partir do diagrama simplificado da Figura 3-12. Sublinha-se que a consideração do mesmo peso volúmico para a coluna e para o solo não está pelo lado

da segurança, pelo que deve ser sempre considerado o peso volúmico menor, que é o peso volúmico do solo, tal como é indicado na expressão (3.44) e no diagrama simplificado da Figura 3-12.

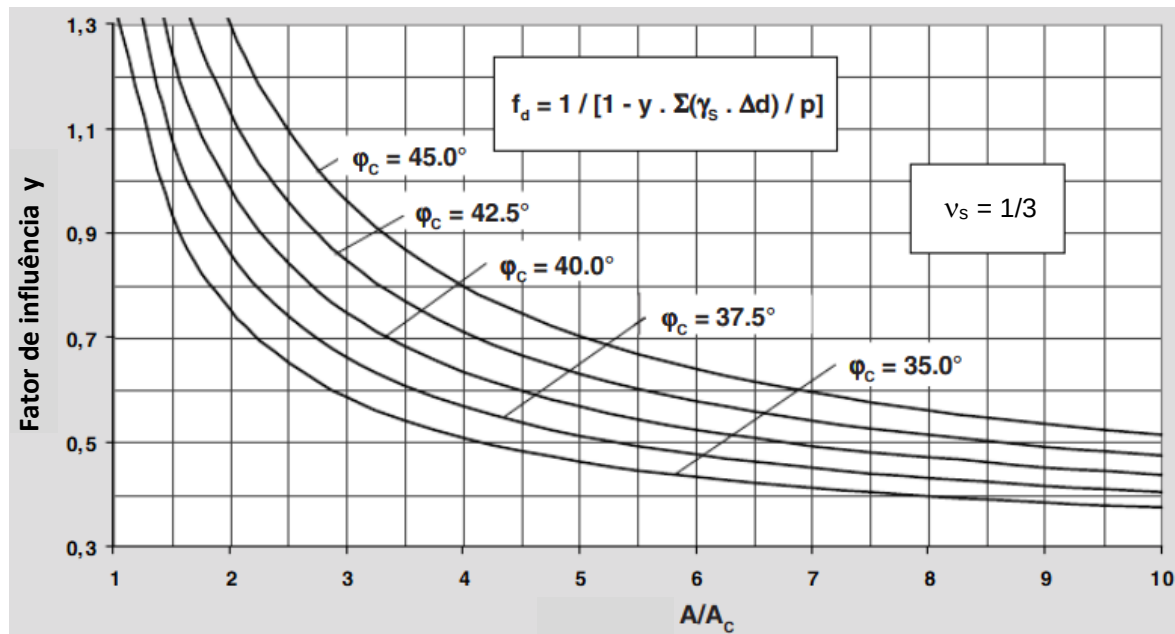


Figura 3-12 – Diagrama simplificado para determinação do fator de profundidade (Priebe, 1995)

As etapas de cálculo anteriormente descritas não estão relacionadas matematicamente e contém simplificações e aproximações, devendo ser executados controlos de compatibilidade. O primeiro controlo de compatibilidade limita o fator de profundidade de maneira a que o assentamento da coluna resultante da sua compressibilidade não excede o assentamento do sistema composto (o que se poderia verificar uma vez que na determinação do fator de profundidade se assume um decréscimo linear da diferença de tensões). Este parâmetro aplica-se quando o solo existente é bastante denso (Priebe, 1995). As expressões do primeiro parâmetro de controlo são:

$$f_d \leq \frac{D_c/D_s}{\sigma_{v,c}/\sigma_{v,s}} \quad (3.45)$$

$$f_d \geq 1 \quad (3.46)$$

O valor máximo do fator de profundidade, f_d , pode também ser obtido a partir do diagrama da Figura 3-13.

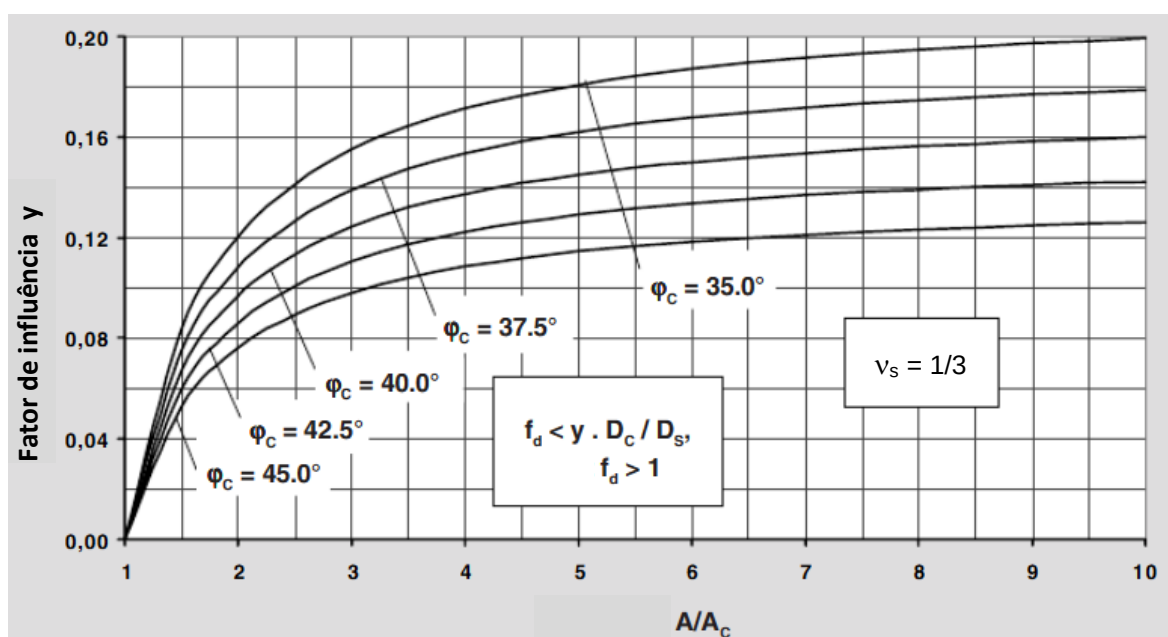


Figura 3-13 – Diagrama para determinação do valor limite do fator de profundidade (Priebe, 1995)

O segundo controlo de compatibilidade é aplicado ao fator de melhoramento, com o objetivo de garantir que o assentamento das colunas resultante da sua compressibilidade não excede o assentamento do solo circundante resultante da sua própria compressibilidade devido às cargas distribuídas pelas colunas e pelo solo. Este parâmetro aplica-se quando o solo existente é muito solto ou mole. O fator de melhoramento é limitado de acordo com a expressão:

$$n \leq 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{D_c}{D_s} - 1 \right) \quad (3.47)$$

3.5.6 - Método de Borges *et al.* (2009)

Com base em modelações numéricas axissimétricas da célula unitária, Borges *et al.* (2009) propuseram um método de pré-dimensionamento que permite determinar o fator de melhoramento a partir do inverso do coeficiente de substituição, CS , e do rácio modular $m = \lambda_s / \lambda_c$, em que λ_s e λ_c são os declives das linhas de consolidação isotrópicas virgens do solo e da coluna, respetivamente, no referencial $(\ln p, v)$ (p – tensão efetiva média; $v = 1 + e$ – volume específico; e – índice de vazios). As modelações numéricas foram realizadas através um programa de elementos finitos que incorpora a teoria de consolidação de Biot e o comportamento constitutivo dos solos é simulado através do modelo de estados críticos p - q - θ , que utiliza o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Após identificarem o coeficiente de substituição e o rácio modular como sendo os parâmetros mais influentes para o comportamento da obra reforçada, os autores realizaram vários estudos paramétricos com diferentes valores destes parâmetros e propuseram curvas de dimensionamento que definiram ajustando curvas de regressão aos resultados numéricos que haviam obtido. Após constatarem que a equação que melhor aproximava os resultados numéricos, em função do rácio modular, m , era do tipo:

$$n = k_1 \cdot \left(\frac{1}{CS}\right)^{k_2} \quad (3.48)$$

os autores procuraram generalizar esta equação, definindo k_1 e k_2 como funções lineares de m , tendo obtido graficamente boas correlações com as curvas definidas por:

$$k_1 = 0.125 \cdot m + 0.7742 \quad (3.49)$$

$$k_2 = -0.0038 \cdot m - 0.3423 \quad (3.50)$$

tendo chegado à expressão geral do fator de melhoramento dos assentamentos:

$$n = \left(0.125 \cdot \frac{\lambda_s}{\lambda_c} + 0.7742\right) \cdot \left(\frac{1}{CS}\right)^{(-0.0038 \left(\frac{\lambda_s}{\lambda_c}\right) - 0.3423)} \quad (3.51)$$

Esta equação pode ser expressa através do ábaco geral da Figura 3-14.

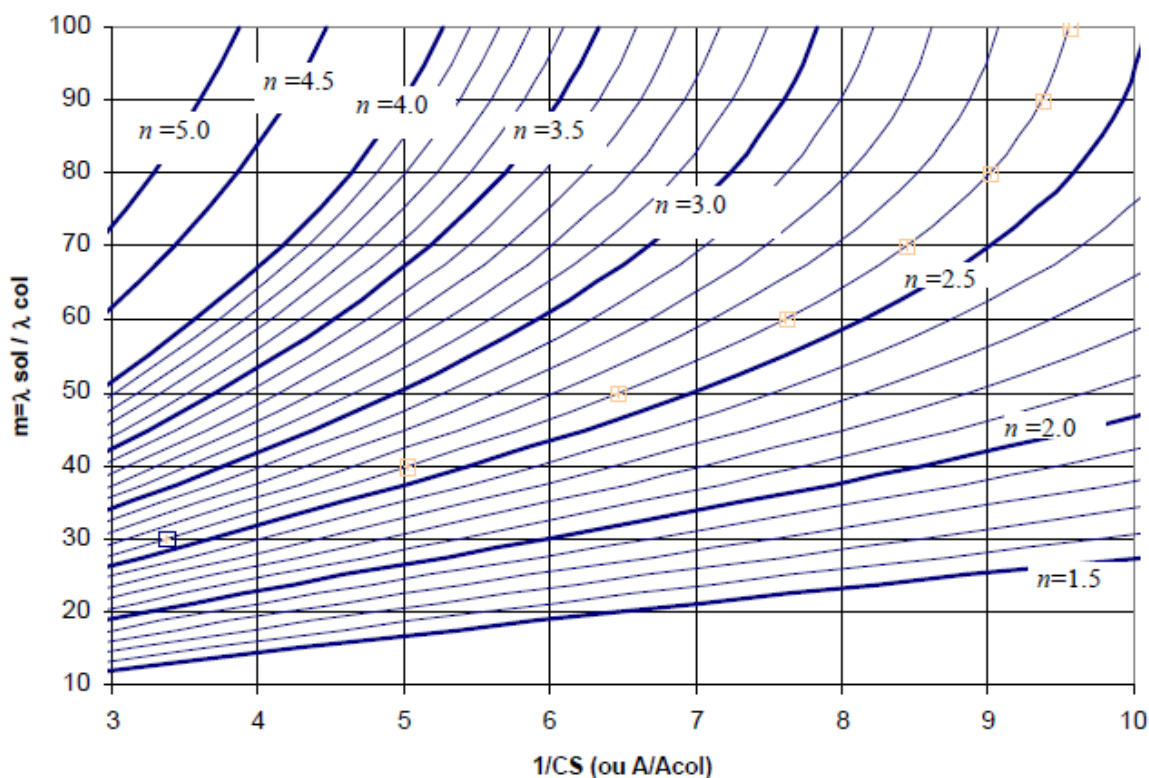


Figura 3-14 – Linhas de igual valor do fator de melhoramento (Domingues, 2006)

3.5.7 - Método de Castro & Sagaseta (2009)

Castro e Sagaseta (Castro & Sagaseta, 2009) desenvolveram uma solução analítica para tratar a consolidação radial de solos reforçados com colunas de brita, baseada no conceito de célula unitária. Neste método a deformação radial da coluna é considerada na análise da consolidação radial, eliminando-se a hipótese de confinamento lateral presente na maioria dos métodos analíticos e impondo o equilíbrio de tensões radiais na interface solo-coluna. O método permite determinar a distribuição de tensões e deformações na fase de aplicação da carga, ao longo e no final do processo de consolidação.

Esta solução analítica baseia-se na solução de Barron (1948) para drenos verticais, mas com coeficientes de consolidação modificados para ter em conta que uma maior parcela da carga é encaminhada para as colunas. É assumido que as colunas têm um comportamento elastoplástico, com dilatação em cedência, e o critério de rotura é o de Mohr-Coulomb, enquanto que, para o solo, assume-se um comportamento elástico. O desenvolvimento do método pode dividir-se em três partes: i) Solução elástica; ii) Deformação plástica da coluna e iii) Integração de deformações verticais para toda a coluna. Na situação inicial de carregamento, não drenado, processam-se deformações elásticas sem variação de volume. Durante a consolidação a tensão vertical aumenta e a coluna pode entrar em cedência. Em cedência a rigidez da coluna diminui, a deformabilidade na direção horizontal aumenta, e a coluna expande (em regime plástico), o que provoca um aumento da pressão nos poros no solo.

A evolução do assentamento à superfície é determinada através da integração da equação de consolidação radial ao longo de toda a possança da coluna.

O desenvolvimento completo do método analítico, com exemplos de aplicação, pode ser consultado em Castro (2008) e em Castro & Sagaseta (2009).

3.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O comportamento das colunas de brita encontra-se relativamente bem documentado no que se refere às deformações que as colunas experimentam quando carregadas e é aceite que o modo de deformação mais frequentemente observado em malhas extensas de colunas é o abaulamento (*bulging*), que ocorre principalmente na zona mais próxima da superfície ou em estratos de solo muito mole a maiores profundidades, ou seja, onde o solo é menos resistente.

Quando as colunas são instaladas numa malha, o dimensionamento das colunas de brita é normalmente condicionado pelo assentamento máximo admissível, ao contrário do que acontece quando se trata de uma coluna de brita instalada e carregada isoladamente, pois neste caso a capacidade de carga é geralmente mais condicionante (Castro, 2008).

Ao longo deste capítulo foram revistos alguns métodos de avaliação de assentamentos de solos moles reforçado com colunas de brita. Os métodos analíticos são uma ferramenta importante no pré-dimensionamento destas obras, apesar da sua aplicação ter inerente algum grau de incerteza, que advém das simplificações aceites na conceção dos métodos. A maioria dos métodos analíticos recorre ao conceito de célula unitária, isto é, têm aplicação na zona central confinada de uma fundação com grande extensão em planta. O método semi-empírico de Priebe é provavelmente o método analítico de dimensionamento de colunas de brita mais usado (Priebe, 2005; Castro, 2008). Os métodos analíticos mais recentes, como são exemplos o método de Castro&Sagaseta (2009) e o método de Pulko *et al.* (2011) mostraram fornecer previsões que estão em concordância com os resultados de modelações numéricas de uma forma mais consistente do que os métodos mais antigos de Aboshi *et al.* (1979), Priebe (1976), Balaam & Booker (1981), Priebe modificado (1995) e Pulko & Majes (2005) (Sexton *et al.*, 2014).

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 - INTRODUÇÃO

O método dos elementos finitos é uma técnica aproximada que usa o princípio dos trabalhos virtuais para calcular a distribuição de tensões e deformações num meio contínuo. Esta ferramenta é muito eficaz na simulação e análise do comportamento complexo dos solos reforçados com colunas de brita, permitindo simular e fazer previsões do comportamento do solo através de modelos constitutivos realistas, como é o caso do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, utilizado nesta tese. A modelação numérica permite realizar uma análise mais detalhada dos problemas em estudo e mais facilmente introduzir variáveis e fazer variar parâmetros do comportamento do solo reforçado, que muitas vezes não são possíveis de estudar através dos métodos analíticos ou de ensaios em laboratório. No entanto, é fundamental ter uma conceção clara do que se pretende estudar e das técnicas de modelação que podem ser empregues para captar corretamente o comportamento do problema em estudo, tendo presente, simultaneamente, a preocupação de otimizar os modelos numéricos. No Subcapítulo 4.2 são apresentados os principais modelos geométricos simplificados usados na modelação de problemas reforçados com colunas de brita e são revistas algumas diretrizes para a obtenção desses modelos. No Subcapítulo 4.3 são revistos alguns dos principais trabalhos publicados que estudaram as colunas de brita através de modelação numérica e, por fim, no Subcapítulo 4.4 são enunciadas algumas considerações finais.

4.2 - MODELOS GEOMÉTRICOS PARA MODELAÇÃO

A geometria de um solo reforçado com colunas de brita é complexa e, na maioria dos casos, é necessário simplificar a sua geometria para facilitar a sua modelação. Os principais modelos geométricos adotados são (Figura 4-1):

- Célula unitária, axissimétrica;
- Muros longitudinais de brita, em estado plano de deformação;
- Anéis cilíndricos de brita, em estado axissimétrico;
- Solo homogêneo equivalente com propriedades melhoradas;
- Modelação tridimensional de um problema completo ou de uma fiada de colunas

Os métodos descritos nos subcapítulos seguintes seguem a estrutura apresentada por Castro (2017).

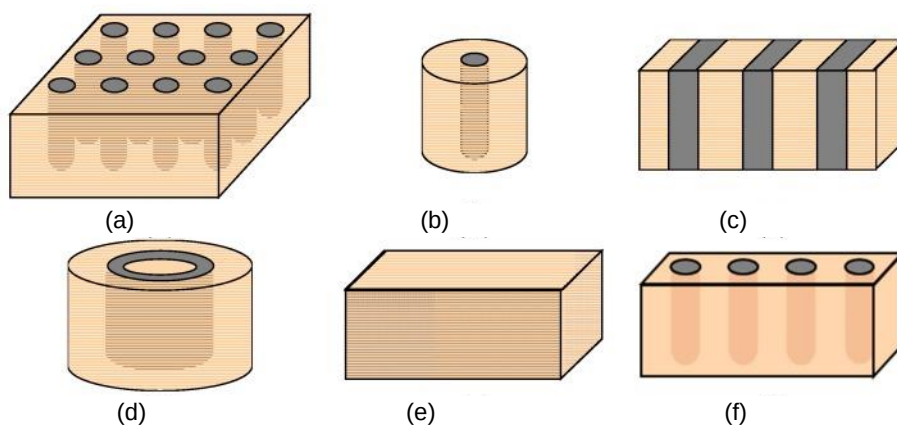


Figura 4-1 – Principais modelos geométricos simplificados de solos reforçados com colunas de brita (segundo Castro, 2017): a) Modelação tridimensional integral; b) Célula unitária; c) Muros longitudinais de brita; d) Anéis cilíndricos de brita; e) Solo homogêneo equivalente; f) Modelação tridimensional de uma fiada de colunas de brita

4.2.1 - Célula Unitária

Como já foi referido, a célula unitária permite estudar a parte central de uma malha de colunas uniformemente distribuídas numa área com grande extensão em planta carregada uniformemente.

As condições de simetria permitem modelar a célula unitária constituída por coluna e solo tributário de forma bidimensional axissimétrica ou tridimensional, com a imposição de deslocamentos horizontais nulos nas fronteiras laterais da célula unitária e excesso de

pressão nos poros igual a zero na interface do solo com a coluna e na interface do solo com o aterro (Figura 4-2). A simplicidade da modelação da célula unitária permite estudar facilmente características mais complexas do problema, como é o caso de solos de fundação estratificados ou sob a ação de cargas cíclicas. No entanto, a simulação do comportamento de um geossintético funcionando como catenária não é bem captada através do modelo da célula unitária. Para contornar este problema, Yu *et al.* (2016) modificou a célula unitária, substituindo os apoios horizontais fixos das fronteiras laterais externas por molas lineares elásticas.

No caso de colunas de brita flutuantes, ou seja, de colunas que não estão fundadas num estrato competente, o modelo da célula unitária é válido quando a relação entre a extensão de carregamento e a possança do solo mole é suficientemente grande para garantir que a célula unitária está em condições confinadas. Neste caso é importante considerar as deformações que ocorrem no estrato subjacente à coluna.

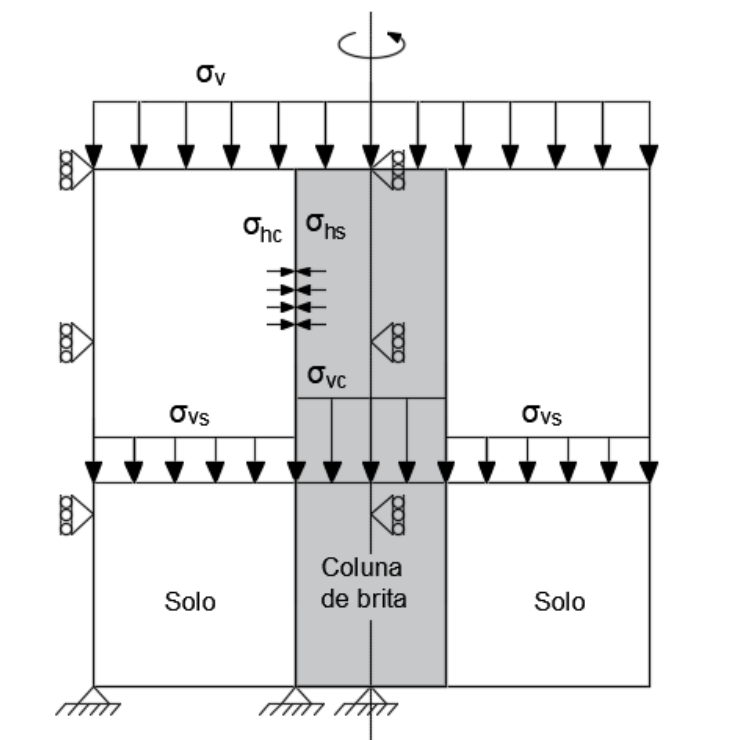


Figura 4-2 – Célula unitária

4.2.2 - Muros longitudinais de brita

Quando se pretende modelar simplificadamente problemas em estado plano de deformação, uma estratégia possível consiste em transformar as colunas de brita em muros longitudinais (Figura 4-3). A largura dos muros de brita e o espaçamento entre muros são incógnitas do

problema que é necessário avaliar convenientemente para haver uma conversão representativa para o estado plano de deformação. Podem também ser ajustadas as propriedades da brita e a permeabilidade do solo mole.

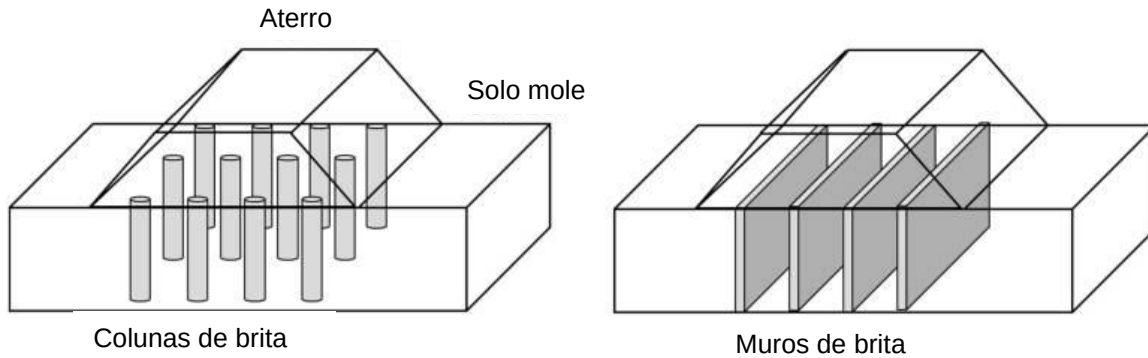


Figura 4-3 – Muros longitudinais de brita para modelar a malha de colunas em estado plano de deformação (Castro, 2017)

O coeficiente de permeabilidade horizontal, k_h , do solo natural deve ser ajustado para reproduzir adequadamente o processo de consolidação do problema real após ser transformado num problema em estado plano de deformação. O método das bandas drenantes foi definido para relacionar a consolidação em solos moles na envolvente de drenos verticais, que decorre em estado aproximadamente axissimétrico, com o estado plano de deformação. Hird *et al.* (1992) e Indraratna & Redana (1997) propuseram expressões analíticas aplicadas a drenos verticais para calcular o coeficiente de permeabilidade modificado, k_{pl} , em estado plano de deformação a partir do coeficiente de permeabilidade axissimétrico. Hird *et al.* (1992) adaptaram a teoria de consolidação na envolvente de um dreno em condições axissimétrica de Hansbo (1981) para estados planos de deformação (Figura 4-4) e mostraram que o grau de consolidação médio, num dado instante e profundidade, é teoricamente idêntico entre o estado axissimétrico e o estado plano de deformação. Assim, desprezando a influência da capacidade drenante dos drenos verticais, estes autores propõem a seguinte relação (Venda Oliveira, 2000):

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[\ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \left(\frac{k}{k_s}\right) \cdot \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \frac{3}{4} \right]} \quad (4.1)$$

representando:

k_{pl} - o coeficiente de permeabilidade em análise plana;

k_{ax} - o coeficiente de permeabilidade da análise axissimétrica;

k - o coeficiente de permeabilidade do solo natural;

k_s - o coeficiente de permeabilidade da zona alterada na envolvente do dreno;

B - metade da largura de influência da banda drenante no estado plano de deformação;

R - o raio de influência do dreno;

r_w - o raio do dreno

r_s - o raio da zona alterada na envolvente do dreno

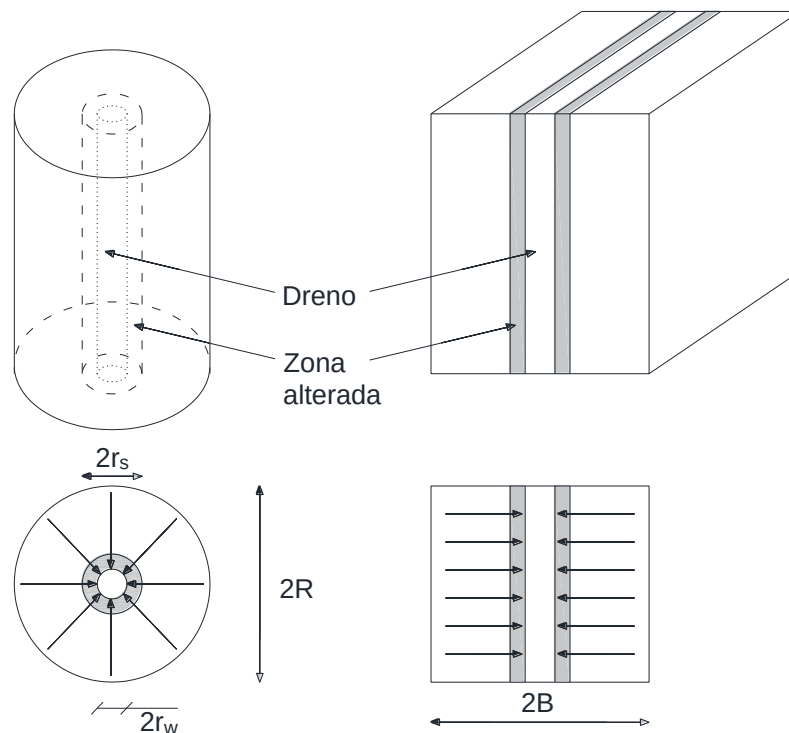


Figura 4-4 – Comparação entre o estado axissimétrico e o estado plano de deformação de acordo com o método das bandas drenantes (adaptado de Indraratna & Redana, 1997)

Van Impe & De Beer (1983) apresentaram um método analítico para cálculo dos assentamentos no qual são mantidas as características de permeabilidade do solo e da coluna de brita e cada fiada de colunas é transformada num muro de brita longitudinal com a mesma área. O coeficiente de substituição, CS , é conservado. Contudo, os muros de brita resultantes têm uma espessura inferior ao diâmetro real das colunas, o que faz aumentar o caminho de drenagem até aos muros drenantes e, além disso, as condições de confinamento das colunas de brita e dos muros não são as mesmas, o que resulta em diferenças nos assentamentos do modelo de muros longitudinais relativamente à situação real.

Tan *et al.* (2008) apresentaram duas propostas simplificadas para converter a célula unitária axissimétrica num modelo equivalente em estado plano de deformação. Os autores começaram por definir uma célula unitária de um muro de brita em estado plano de deformação, a partir da célula unitária axissimétrica (Figura 4-5a). No primeiro modelo de conversão (Método 1), a largura do muro de brita é igual ao diâmetro da coluna, enquanto que o parâmetro de deformabilidade do muro de brita e a permeabilidade do solo são modificados para o estado plano de deformação, definidos de acordo com equações analíticas (Figura 4-5b). No segundo método de conversão (Método 2) a largura do muro de brita é definida com base na equivalência de áreas (entre a coluna e o muro de brita, por metro linear), o que resulta num muro de brita com espessura menor do que a coluna e maiores caminhos de drenagem até às colunas (Figura 4-5c). A deformabilidade do muro de brita e a permeabilidade do solo em estado plano assumem os mesmos valores que em condições axissimétricas. A validade dos métodos foi testada em duas etapas: i) comparação com os resultados da modelação da célula unitária e de um modelo tridimensional; ii) comparação com os resultados do aterro de teste da obra de New Pantai Expressway, na Malásia. Na primeira etapa o solo e a brita foram simulados tanto com comportamento elástico como com comportamento elastoplástico. Quando os materiais foram modelados com um comportamento elástico, ambos os métodos produziram resultados aproximados com a modelação axissimétrica e com o modelo 3D para os assentamentos a longo prazo, apesar do método 1 sobrestimar a taxa de consolidação. Quando os materiais foram modelados com um comportamento elastoplástico, o Método 1 produziu resultados muito afastado enquanto que com o Método 2 se conseguiram resultados com uma boa aproximação, tendo sido atribuída a discrepância dos resultados do Método 1 ao facto de as deformações plásticas em cedência das colunas de brita não serem bem captadas por este modelo. Na segunda etapa, considerando um comportamento elastoplástico, foram obtidos resultados semelhantes ao da etapa 1. O Método 2 apresentou uma concordância razoável com assentamento final a longo prazo, apesar de se verificar um ligeiro desvio da curva do assentamento nos primeiros 60 dias de consolidação. Assim, os autores concluíram que o Método 2 é mais adequado para converter a célula unitária num modelo em estado plano de deformação do que o Método 1.

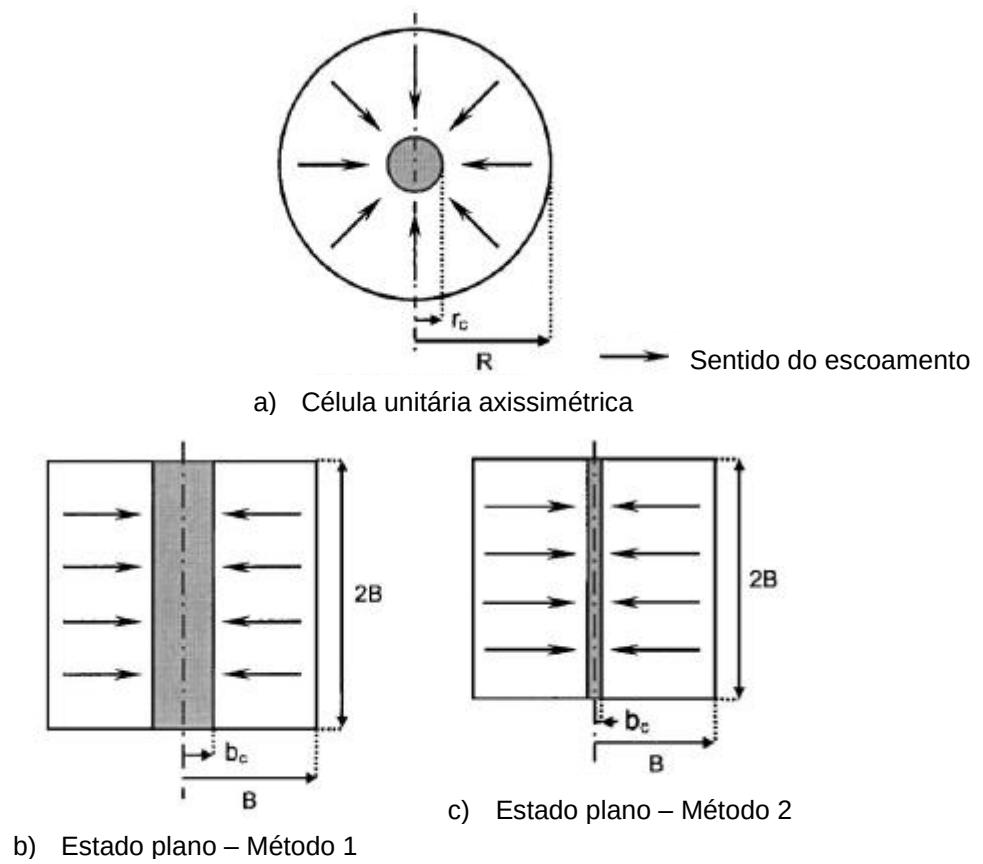


Figura 4-5 – Secção transversal de uma coluna de brita: a) célula unitária; b) estado plano de deformação - Método 1; c) estado plano de deformação - Método 2 (Tan *et al.*, 2008)

De uma maneira geral, e à semelhança do que foi feito por Tan *et al.* (2008), a comparação da célula unitária axissimétrica com a célula unitária do muro de brita é uma ferramenta muito útil para calibrar os parâmetros do modelo em estado plano de deformação. Uma vez definida a geometria do problema, as propriedades da brita e o coeficiente de permeabilidade do solo mole podem ser ajustados para que a curva de assentamentos da célula unitária em estado plano se aproxime do comportamento da célula unitária axissimétrica. Castro & Sagaseta (2010) sugerem ajustar o ângulo de atrito da brita, por ser um parâmetro determinante na modelação do comportamento plástico da coluna. Relativamente ao grau de consolidação, considera-se uma concordância adequada na ordem dos 80-95% (Castro, 2017). Quando os parâmetros do modelo estiverem calibrados através da modelação auxiliar da célula unitária, podem ser usados para a modelação bidimensional da geometria total do aterro.

4.2.3 - Anéis cilíndricos de brita

O princípio subjacente à transformação da malha de colunas de brita em anéis cilíndricos é o mesmo do método de transformação em muros longitudinais de brita, mas enquanto os muros longitudinais de brita têm aplicação no estudo de problemas em estado plano de deformação, os anéis cilíndricos são úteis no estudo de problemas com simetria axial, como é o caso de tanques de armazenamento circulares. O modelo implica a transformação de um grupo de colunas num anel de brita equivalente, com a mesma área para que o coeficiente de substituição permaneça constante. Concretizando para a geometria do grupo de colunas da Figura 4-6, as colunas de brita na vizinhança da coluna central são transformadas num anel cilíndrico com área equivalente. Simplificadamente, assumindo que t_r é suficientemente fino (para não ser relevante somar metade da espessura t_r ao raio r_r) o seu valor é determinado por (Castro, 2017):

$$t_r = \frac{d_c^2}{r_r} \quad (4.2)$$

A distância, r_r , dos anéis de brita ao ponto central é a distância ponderada das oito colunas ao centro:

$$r_r = \frac{(1 + \sqrt{2}) \cdot s}{2} \quad (4.3)$$

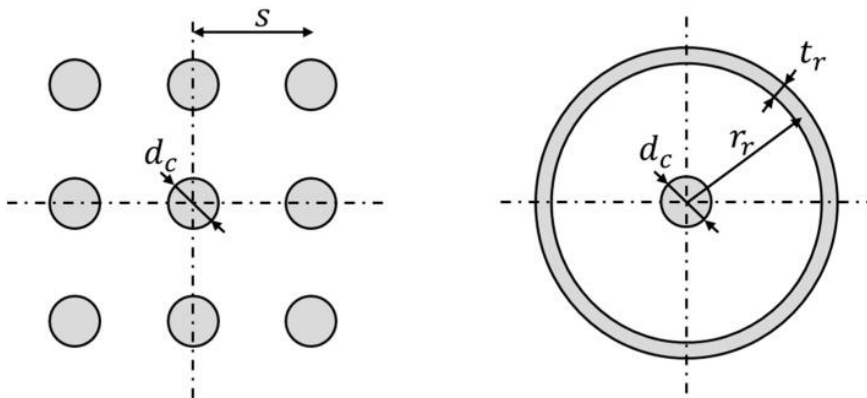


Figura 4-6 – Transformação de colunas de brita em anéis de brita equivalentes (Castro, 2017)

Mitchell & Huber (1985) foram possivelmente os primeiros a aplicar este método na modelação numérica da zona central de um grupo de colunas de brita na fundação de uma estação de tratamento de água. Foi considerado que as propriedades do anel de brita seriam as mesmas das colunas de brita e o raio do anel seria igual ao espaçamento entre colunas de brita. A espessura do anel foi calculada de forma a que o coeficiente de substituição

permanecesse igual. Os assentamentos calculados pelo método de elementos finitos foram comparados com os resultados de ensaios de carga realizados em obra. Os assentamentos numéricos apresentaram valores superiores aos observados nos testes de carga, mas de uma maneira geral a concordância dos resultados obtidos foi razoavelmente boa.

O método aplicado por Mitchell & Huber (1985) foi modificado por Elshazly *et al.* (2008a), no âmbito de um estudo que procurava estabelecer a relação entre o espaçamento das colunas e o coeficiente de impulso após a instalação das colunas, K^* , através da retro-análise dos resultados de um ensaio de carga realizado em obra. A motivação para a proposta de alteração do método foi a de que se o raio do anel de brita fosse igual ao espaçamento entre colunas isso iria conduzir a uma sobrestimação da contribuição da rigidez das colunas diagonais. As expressões propostas para os parâmetros de conversão geométricos foram:

$$r_r = \sqrt{\frac{2s \times 2s}{\pi}} \quad (4.4)$$

$$t_r = \frac{8\pi r_c^2}{2\pi r_r} \quad (4.5)$$

Ng (2013) modelou bidimensionalmente e tridimensionalmente o comportamento de grupos de colunas carregados por uma fundação rígida através do método dos anéis de brita cilíndricos, com o objetivo de testar a fiabilidade da aplicação bidimensional deste método para grandes e pequenos grupos de colunas. A validade do modelo de anéis concêntricos foi comprovada tanto para grandes grupos como para pequenos grupos de colunas e o método foi capaz de fornecer uma correta reprodução da distribuição de tensões entre as colunas e o solo.

Contrariamente ao que acontece com os muros longitudinais de brita, os anéis de brita não requerem modificações dos parâmetros de permeabilidade do solo e das colunas e apresentam condições de confinamento similares às colunas de brita (Ng, 2013; Castro, 2014).

4.2.4 - Solo homogéneo equivalente

Neste método considera-se que o solo e a coluna de brita têm propriedades equivalentes e que a influência das colunas é uniforme e homogeneamente distribuída na área reforçada (Figura 4-7). Esta técnica simplifica muito a geometria do problema a modelar e é muito útil quando se estuda um problema em que apenas uma parte do solo é reforçado com colunas de brita. Em fase de pré-dimensionamento, podem ser testados vários coeficientes de

substituição sem necessidade de alterar a geometria do problema, alterando somente os parâmetros do modelo.

O solo equivalente deve ser modelado como um material anisotrópico (Hassen *et al.*, 2010), para ter em conta a orientação das colunas e com um comportamento elastoplástico.

Alguns autores apresentaram formulações simplificadas para determinar a rigidez equivalente do solo homogêneo. Poorooshab e Meyerhof (1997) desenvolveram um método para analisar a eficiência de colunas de britas fundadas num estrato competente baseado na teoria das pequenas deformações. O método considera que as colunas têm um comportamento elástico linear governado pela equação:

$$\frac{\Delta\sigma'_v}{\delta/l} = A \cdot (1 + B\nu_c) \cdot \frac{r_e^2 - r_c^2}{r_e^2} + E_c + 2 \cdot \nu_c \cdot (AC \cdot (1 + B\nu_c) + D\nu_c) \cdot \frac{r_c^2}{r_e^2} \quad (4.6)$$

em que $\Delta\sigma'_v$ é a carga uniformemente distribuída; δ é o assentamento da fundação; l é o comprimento da coluna; E_c é o módulo de deformabilidade do material das colunas; ν_c é o coeficiente de Poisson do material das colunas; E_s é o módulo de deformabilidade do solo natural; ν_s é o coeficiente de Poisson do solo natural; r_c é o raio da coluna; r_e é o raio da zona da área de influência da coluna; e as constantes A , B , C e D são dadas por:

$$A = \frac{1 - \nu_s}{1 - 2\nu_s^2 - \nu_s} \cdot E_s \quad (4.7)$$

$$B = \frac{2\nu_s}{1 - \nu_s} \cdot \frac{r_c^2}{r_e^2 - r_c^2} \quad (4.8)$$

$$C = \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \quad (4.9)$$

$$D = \frac{(1 + \nu_s) \cdot r_c^2 + (1 - \nu_s) \cdot r_e^2}{(1 - \nu_s^2)(r_e^2 - r_c^2)} \cdot E_s \quad (4.10)$$

Omine *et al.* (1998) propuseram um método de homogeneização para avaliar a relação tensão-deformação entre o solo mole e uma coluna de brita. O método assume que as colunas estão distribuídas aleatoriamente na mistura de solo e colunas e a energia de deformação por unidade de volume da mistura é constante. Para inclusões verticais com tensões aplicadas somente na direção vertical, o módulo de deformabilidade equivalente da mistura é estimado de acordo com a expressão seguinte:

$$E_{eq} = \frac{(b_t - 1) \cdot f_s + 1}{b_t \cdot \frac{f_s}{E_s} + \left(\frac{1 - f_s}{E_c}\right)} \quad (4.11)$$

em que

$$b_t = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.12)$$

onde E_{eq} é o módulo de deformabilidade equivalente, E_s é o módulo de deformabilidade do solo da matriz de fundação, E_c é o módulo de deformabilidade do material das colunas e f_s é a fração correspondente às colunas na mistura.

À semelhança do que já foi referido para o método dos muros longitudinais de brita, uma estratégia simples de ser utilizada quando se pretende modelar um solo composto homogéneo através de análises numéricas é calibrar os parâmetros do solo homogéneo recorrendo à modelação auxiliar de uma célula unitária. Ng & Tan (2015) propuseram o Método da coluna equivalente (*Equivalent column method, ECM*), para prever os assentamentos e fornecer a rigidez e a permeabilidade do material composto equivalente. O módulo de deformabilidade equivalente do solo reforçado com colunas de brita, $E_{composto}$, pode ser obtida pela expressão:

$$E_{composto} = CS \cdot E_c + (1 - CS) \cdot E_s \quad (4.13)$$

em que CS é o coeficiente de substituição; E_c é o módulo de deformabilidade do material das colunas e E_s é o módulo de deformabilidade do solo envolvente. Como a coluna apresenta uma componente significativa de deformações plásticas, o módulo de deformabilidade, $E_{composto}$, conduz a uma subestimação dos assentamentos totais (o que não está do lado da segurança) e, além disso, esta abordagem preliminar à rigidez do solo composto não tem em conta as interações horizontais entre o solo e as colunas. Para ter em contas estas duas limitações do método, os autores propuseram a introdução de um fator de correção, N_{corr} . O cálculo do módulo de deformabilidade equivalente do solo homogéneo, E_{eq} , é assim calculado através da expressão:

$$E_{eq} = \frac{E_{composto}}{N_{corr}} \quad (4.14)$$

O valor de N_{corr} é determinado a partir da aplicação de ábacos que entram em conta com a carga distribuída aplicada sobre a fundação, o coeficiente de substituição e o ângulo de atrito das colunas de brita. Estes ábacos podem ser consultados em Ng & Tan (2015).

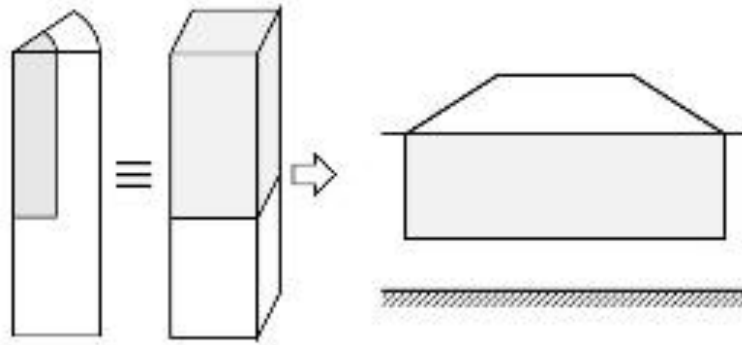


Figura 4-7 – Calibração dos parâmetros do solo homogêneo usando a célula unitária como problema auxiliar (Castro, 2017)

A segunda parte do Método da coluna equivalente, *ECM*, consiste na determinação do coeficiente de permeabilidade equivalente, k_{eq} para o solo composto:

$$k_{eq} = \frac{k_{composto} \cdot k_s}{1 \times 10^{-4}} \text{ (m/dia)} \quad (4.15)$$

em que $k_{composto}$ é determinado graficamente a partir do coeficiente de substituição, CS , e do rácio de permeabilidade k_c/k_s , sendo k_c o coeficiente de permeabilidade do material das colunas e k_s o coeficiente de permeabilidade do solo.

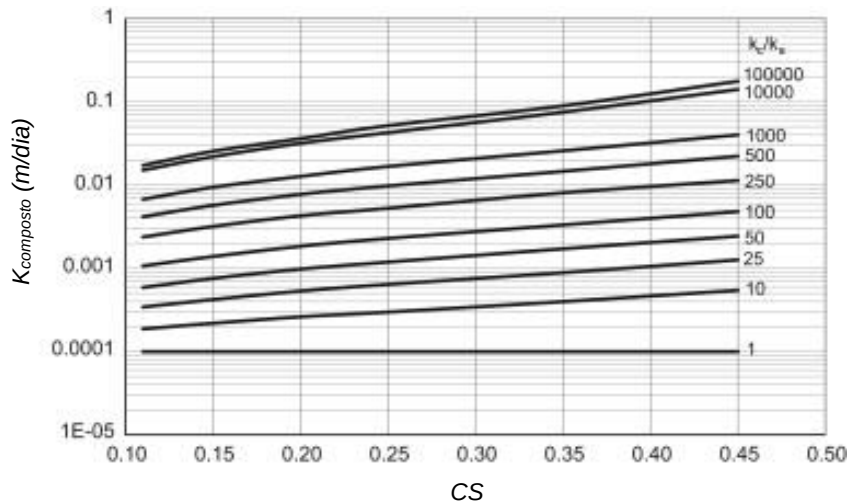


Figura 4-8 – Permeabilidade composta, $k_{composto}$, em função do coeficiente de substituição e do rácio de permeabilidade (Ng & Tan, 2015)

O método da coluna equivalente foi validado por Ng & Tan (2015) através da comparação com os resultados de outros estudos de modelação numérica de colunas de brita e com medições da obra do Aterro de Kebun, na autoestrada Shah Alam, na Malásia, tendo-se

obtido uma boa concordância dos resultados do modelo tanto com os resultados numéricos como com as medições de obra.

Ng & Tan (2015) e Castro (2017) referem que é difícil obter uma concordância total entre as curvas de consolidação do modelo axissimétrico e do modelo em estado plano de deformação. Para a maioria dos casos considera-se que foi conseguida uma boa calibração quando a correspondência entre os graus de consolidação obtidos em ambas as curvas se situam entre 80% e 95%. A Figura 4-9 mostra um exemplo de calibração da curva de consolidação de um modelo homogéneo onde é visível o desfasamento relativamente ao modelo axissimétrico apesar da concordância dos assentamentos na parte final da consolidação.

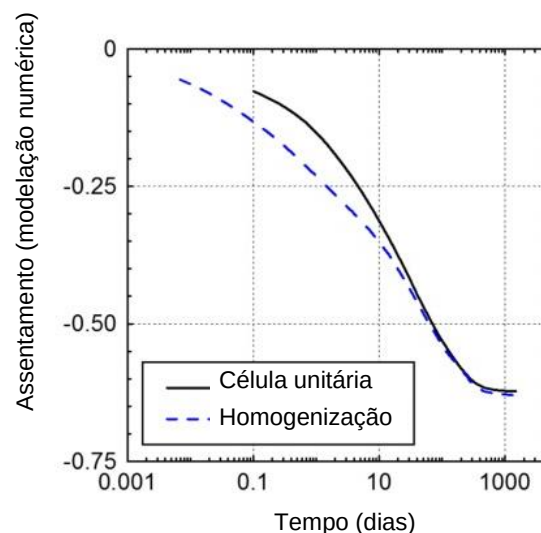


Figura 4-9 – Exemplo de curva de consolidação obtida na calibração de um modelo de solo homogéneo (Castro, 2017)

4.2.5 - Modelação tridimensional

A modelação tridimensional é uma ferramenta muito avançada para captar o comportamento complexo de um solo reforçado com colunas de brita. A análise tridimensional permite a modelação da malha de colunas de acordo com sua geometria real e com as propriedades reais dos solos, sem ser necessário realizar transformações de parâmetros ou determinar parâmetros equivalentes simplificados. A interação entre o solo e a coluna de brita é captada de forma mais realista e os resultados de tensões e deformações são mais fidedignos do que

os obtidos através dos métodos simplificados. A modelação tridimensional permite a modelação tanto de problemas de consolidação, como de deformação e estabilidade.

Na Figura 4-10 apresenta-se um exemplo de uma malha de elementos finitos usada na modelação de um aterro com uma grande extensão na direcção longitudinal e menor dimensão na direcção transversal, construído em solos moles reforçado com colunas de brita. Esta geometria é típica de aterros para a construção de infraestruturas lineares. Este tipo de problemas, com grande extensão na direcção longitudinal, pode ser estudado tridimensionalmente incluindo apenas uma fiada de colunas de brita na direcção transversal. Quando a malha de colunas tem uma distribuição quadrada, devido às condições de simetria, é suficiente modelar apenas uma faixa compreendida entre o meio de uma fiada de colunas e o solo mole equidistante entre duas fiadas de colunas (Figura 4-11a). No caso de uma malha com distribuição triangular, é necessário modelar uma faixa que compreenda o meio de duas fiadas de colunas adjacentes (Figura 4-11b).

Quando se tratam de malhas relativamente pequenas, com extensão nas direcções transversal e longitudinal da mesma ordem de grandeza, pode ser estudado o grupo total de colunas, tendo em consideração as distâncias que devem ser mantidas até às fronteiras do modelo.

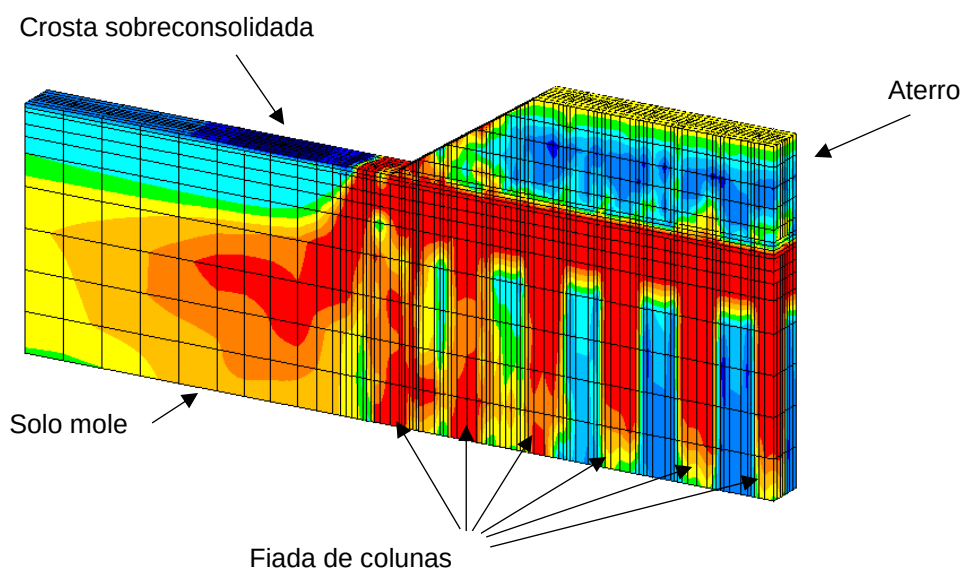


Figura 4-10 – Modelo de elementos finitos tridimensional (níveis de tensão) de uma fiada de colunas em malha quadrada

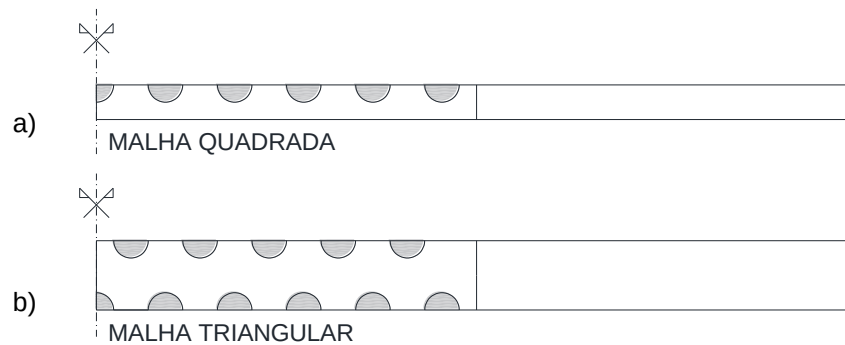


Figura 4-11 – Modelação tridimensional de uma faixa da malha de colunas de brita: a) malha quadrada; b) malha triangular

4.3 - ESTUDOS NUMÉRICOS DE COLUNAS DE BRITA

Após a descrição dos principais modelos geométricos usados na modelação numérica de aterros construídos em solos moles reforçados com colunas de brita, passa-se a descrever alguns trabalhos de modelação numérica que foram sendo apresentados ao longo do tempo.

Balaam & Booker (1981) analisaram o comportamento de uma malha infinita de colunas de brita carregada por uma laje rígida através do estudo da célula unitária, considerando os solos com comportamento elástico e a consolidação acoplada (teoria de Biot). Na fase inicial, durante o carregamento, foi considerado que a tensão na argila seria maior do que na coluna, devido à argila estar em condições não drenadas. Com o decorrer do tempo e do processo de consolidação, os excessos de pressão nos poros dissipam-se na direção da coluna. A longo prazo, a tensão vertical é mais elevada na coluna do que no solo mole. Foram registadas tensões tangenciais máximas na interface entre os dois materiais, tendo-se verificado que a magnitude das tensões de corte dependia do coeficiente de substituição e do rácio modular (E_{coluna}/E_{solo}), e que, para um determinado diâmetro, aumentar o espaçamento entre colunas resultava em aumentos no valor máximo da tensão tangencial. O aumento do rácio modular produziu também um aumento da tensão tangencial. Os resultados mostraram ainda que para um determinado espaçamento entre colunas, o aumento do rácio modular resultou: i) no aumento da carga transmitida para as colunas; ii) no aumento da velocidade de consolidação; iii) na diminuição dos assentamentos.

Posteriormente Balaam & Booker (1985) estudaram a célula unitária considerando o solo mole como um material elástico e a coluna como um material elastoplástico, e introduziram ainda a possibilidade de analisar o comportamento não drenado. Foi usado o critério de cedência de Mohr-Coulomb. O solo mole foi inicialmente modelado como sendo um

material incompressível (em condições não drenadas) e a coluna como um material muito permeável e que se deforma em condições drenadas. Os resultados mostraram que os assentamentos não drenados eram insignificantes. As análises drenadas mostraram que o coeficiente de substituição e o ângulo de atrito das colunas governavam o comportamento do solo reforçado. A perda de rigidez foi menor para colunas com ângulos de atrito mais altos e a perda de rigidez do solo foi menor para coeficientes de substituição maiores. As análises realizadas revelaram também que quando a relação entre o diâmetro da célula unitária e o diâmetro da coluna ultrapassava o valor de 5 ($d_{\text{célula unitária}} / d_{\text{coluna}} = 5$) a redução dos assentamentos com o aumento do rácio modular era desprezável.

Wehr (2004) estudou o comportamento de uma coluna isolada e de um grupo de colunas através de um modelo de elementos finitos em estado plano de deformação, considerando o comportamento elastoplástico. Os resultados para a coluna única e para o grupo de colunas foram comparados com os estudos experimentais de Witt (1978), citado por Killeen (2012), e Hu (1995). Nos ensaios experimentais a coluna única evidenciou a formação de uma cunha na região superior e algum abaulamento que induziram deslocamentos radiais e verticais. Na análise numérica foi identificada a zona de corte com a mesma inclinação da cunha visualizada nos ensaios laboratoriais (Figura 4-12). Nos estudos experimentais com grupos de colunas foi também identificada uma cunha de deformação. As zonas de corte intersectam-se na zona central e provocam o abaulamento excessivo das colunas nesta zona. Além dos planos de corte inclinados, nos estudos numéricos foram também identificadas zonas de corte ao longo das interfaces coluna/solo (Figura 4-13). Outra observação retirada da análise numérica foi a de que as espessuras dos planos de corte inclinados aumentam com o comprimento das colunas e que o abaulamento identificado por Hu (1995) nas colunas externas era, na verdade, uma grande zona de corte. Hu (1995) investigou a influência de colocar uma fileira adicional de colunas exteriores e, segundo a análise numérica, essa fileira extra reflete-se num aumento da capacidade de carga de 7%, o que foi considerado um aumento pouco significativo.

Andreou & Papadopoulos (2006) examinaram a influência no comportamento da célula unitária dos seguintes fatores: i) magnitude da carga rígida aplicada; ii) rácio de áreas ($A_{\text{célula unitária}} / A_{\text{coluna}}$); iii) ângulo de atrito das colunas; iv) resistência não drenada do solo mole. O comportamento dos materiais foi simulado com o modelo de Mohr-Coulomb. As colunas, fundadas no estrato competente, tinham comprimento de 20 m e diâmetro de 0,8 m. A análise dos resultados mostrou que o aumento da carga de 10 kPa para 120 kPa aumentou a profundidade da zona plastificada e o fator de melhoramento dos assentamentos diminuiu de 3,1 para 1,9. A diminuição do rácio de áreas de 14,2 para 5,1 e o aumento do ângulo de

atrito de 38° para 44° repercutiu-se numa redução da extensão da zona plastificada, mas isso não se refletiu de forma significativa nos assentamentos.

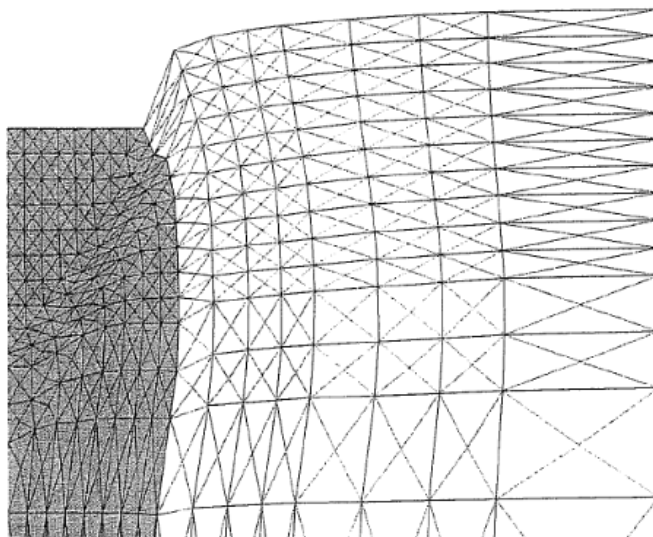


Figura 4-12 – Coluna isolada deformada na parte superior (Wehr, 2004)

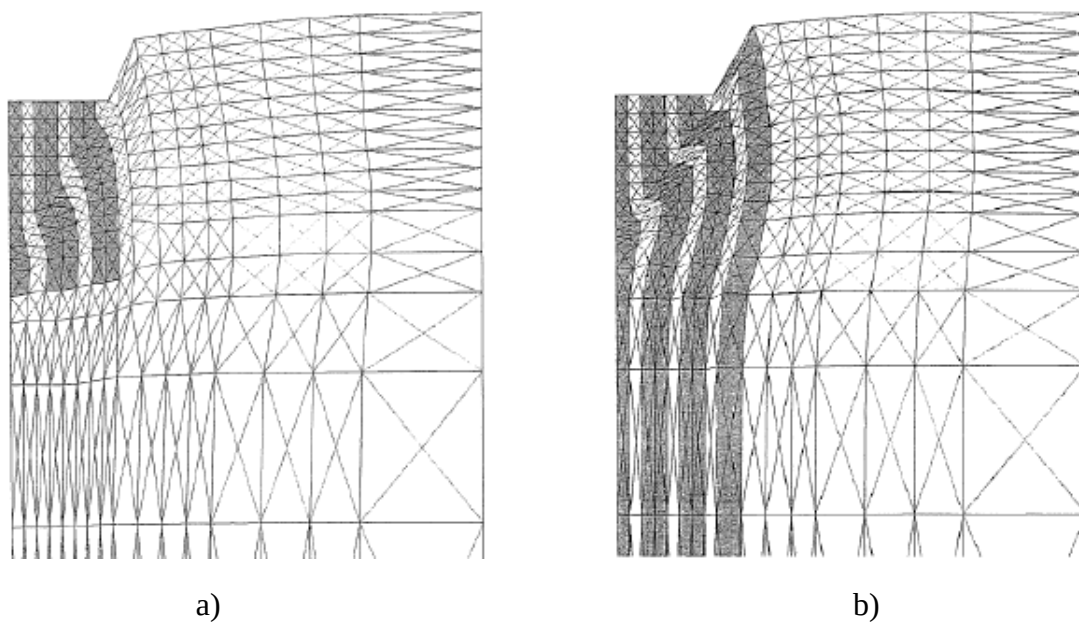


Figura 4-13 – Grupo deformado de colunas: a) colunas curtas; b) colunas longas e esbeltas, com uma coluna adicional exterior à área de carregamento (Wehr, 2004)

Domingues *et al.* (2007 a) e Domingues *et al.* (2007 b) realizaram modelações numéricas da célula unitária fundada num estrato competente, carregada por um aterro de 2 m. As modelações numéricas foram realizadas através um programa de elementos finitos que

incorpora a teoria de consolidação de Biot e o comportamento constitutivo dos solos foi simulado através do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, que utiliza o critério de rotura de Mohr-Coulomb. O solo mole, com 5,5 m de possança, é normalmente consolidado e as colunas de brita têm diâmetro de 1,0 m. O coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, K^* , foi considerado igual a 0,7. Foram realizadas análises de sensibilidade aos seguintes parâmetros: coeficiente de substituição, espessura do estrato mole, ângulo de atrito do material da coluna, deformabilidade do material do aterro e deformabilidade da brita. Os resultados mostraram uma redução muito significativa dos assentamentos do solo reforçado. A redução dos assentamentos foi principalmente influenciada pelo coeficiente de substituição e pela deformabilidade do material da coluna. Verificou-se que os assentamentos começaram logo após o início da construção e que a magnitude dos assentamentos por consolidação que se processam durante a construção do aterro não são negligenciáveis. Os autores sublinham que os assentamentos diferenciais na base do aterro não são significativos. O mecanismo de efeito de arco, responsável pela transferência de carga para as colunas de brita, foi identificado tanto no corpo do aterro como no solo mole. O fator de concentração de tensões não é constante em profundidade e, segundo os autores, diminuiu com o tempo devido aos efeitos da consolidação.

Castro *et al.* (2014), investigaram a influência que as alterações no estado de tensão do solo mole, causadas pela instalação das colunas, têm na redução dos assentamentos. As colunas foram modeladas usando o conceito da célula unitária, ou seja, não foram modelados os efeitos das interações entre colunas. As modelações numéricas usaram os modelos S-CLAY1, S-CLAY 2 e o modelo de Cam clay modificado, com análise de consolidação acoplada, de acordo com a teoria de Biot. O solo mole é uma argila de Bothkennar, ligeiramente sobreconsolidada ($OCR = 1,5$). Foram modelados vários espaçamentos entre colunas (o rácio de diâmetros, $d_{\text{célula unitária}} / d_{\text{coluna}}$, variou entre 2 e 5) e várias alturas de aterro (entre 0 e 5 m). O estrato mole foi modelado com 10 m de espessura, o raio da coluna com 0,8 m e o rácio modular tomou o valor de 60. Os resultados mostraram que a contabilização dos efeitos de instalação na modelação do solo reforçado nem sempre conduz a uma redução nos assentamentos. Em aterros com cargas elevadas reforçados com colunas pouco espaçadas, os assentamentos registados foram sempre reduzidos com a contabilização dos efeitos da instalação das colunas, o que vai de encontro ao determinado por Schweiger (1989). No caso de aterros com baixas cargas de carregamento e espaçamento entre colunas elevado, a perturbação introduzida pela construção da coluna destruiu a estrutura do solo mole da camada sobreconsolidada (localizada à superfície do solo mole) nas zonas mais afastadas das colunas, onde o efeito de pré-consolidação do solo por ação da instalação da coluna (geração de pressões neutras devido à ação do vibrador e posterior

consolidação quase imediata) é menor, o que tem um efeito negativo na redução dos assentamentos. Este efeito já havia sido detetado por Serridge & Sarsby (2008), que alertaram, naquele caso, para o efeito negativo de destruição da crosta sobreconsolidada. As alterações ao estado do solo devidas à instalação das colunas que têm um efeito positivo na redução dos assentamentos são: i) o aumento da tensão radial que confina lateralmente a coluna; ii) o aumento da tensão de pré-consolidação do solo na envolvente da coluna, que aumenta a rigidez do solo e está relacionada com a diminuição do índice de vazios; iii) alterações na anisotropia do solo, de horizontal para vertical e novamente para vertical após a construção do aterro. Fellenius & Samson, 1976, citado por Castro *et al.*, 2014, já tinham medido no terreno este tipo de rotações no solo causadas pela instalação de estacas. Por outro lado, foram identificadas como tendo efeito negativo na redução dos assentamentos as seguintes alterações ao estado do solo: i) a diminuição do OCR, com aumento das deformações plásticas; ii) a desestruturação do solo, que conduz a menores incrementos de tensão, especialmente radiais; iii) os excessos de pressão nos poros gerados com a construção das colunas (que no estudo foram considerados como totalmente dissipados) que, se não estiverem totalmente dissipados aquando da construção do aterro, acarretam uma redução das tensões efetivas relativamente à situação de dissipação total dos excessos de pressão intersticial.

Killeen (2012) realizou estudos de modelação tridimensional para analisar o comportamento de pequenos grupos de colunas de brita. O solo mole estudado foi a argila de Bothkennar. O comportamento do solo natural e das colunas de brita foi modelado com o modelo elastoplástico Hardening soil. Foi analisada a influência dos seguintes parâmetros nos assentamentos: coeficiente de substituição, comprimento das colunas, rigidez das colunas, ângulo de atrito das colunas, crosta superficial, efeito de instalação das colunas e disposição das colunas. Foram também analisados os modos de deformações das colunas e do solo mole. A carga de aterro foi de 50 kPa. Os resultados mostraram que o aumento do coeficiente de substituição, do comprimento das colunas e do número de colunas têm um efeito positivo na redução dos assentamentos de pequenas fundações superficiais, e que o comprimento das colunas e o coeficiente de substituição estão de alguma forma relacionados, dado que o efeito do aumento do comprimento é mais significativo para coeficientes de substituição elevados. Para um dado número de colunas, a proximidade das colunas em relação à extremidade da fundação tem uma influência diminuta nos assentamentos. A influência da rigidez e do ângulo de atrito das colunas na redução dos assentamentos está relacionada com o modo de deformação. Aumentar a rigidez da coluna é mais efetivo para coeficientes de substituição elevados, dado que as colunas se comportam mais em regime elástico e estão mais suscetíveis a variações no módulo de deformabilidade, enquanto que aumentar o ângulo de

atrito das colunas é mais significativo para coeficientes de substituição baixos, onde ocorrem mais deformações plásticas. O aumento do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas melhora os assentamentos, sendo este efeito mais significativo para coeficientes de substituição menores, quando as colunas experimentam um maior abaulamento (*bulging*). A presença da crosta sobreconsolidada diminui significativamente os assentamentos do solo mole.

Sexton *et al.* (2014) compararam alguns métodos de dimensionamento de assentamentos de colunas de brita em solos moles, baseados no conceito da célula unitária, com os assentamentos da célula unitária modelada numericamente de acordo com o modelo Hardening soil. Os objetivos do estudo foram: i) determinar qual o método de dimensionamento analítico mais concordante com os resultados da modelação numérica axissimétrica; ii) estabelecer, através de um estudo de sensibilidade com base nos métodos de dimensionamento elastoplásticos, a influência de um conjunto de parâmetros no comportamento aos assentamentos da célula unitária. Os métodos de dimensionamento comparados foram: Priebe (1976), Aboshi *et al.* (1979), Balaam & Booker (1981), Priebe (1995), Pulko & Majes (2005), Pulko *et al.* (2011), Borges *et al.* (2009) e Castro & Sagaseta (2009). As características do problema base são: o estrato mole tem espessura de 5 m; a coluna de brita, assente num estrato competente, tem diâmetro de 0,6 m e ângulo de atrito de 45°; a carga rígida uniformemente distribuída, aplicada à superfície é de 100 kPa; o nível freático encontra-se à superfície; o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas foi considerado igual a antes da instalação das colunas, ou seja, 0,44. Os resultados do estudo mostraram que os métodos de dimensionamento que consideram o comportamento puramente elástico sobrestimam o melhoramento dos assentamentos e só devem ser usados quando o solo natural for competente, ou seja, quando o rácio modular E_c/E_s for baixo. Os métodos de Castro & Sagaseta (2009) e Pulko *et al.* (2011) foram os que apresentaram menores diferenças relativamente aos valores numéricos. Os autores sublinharam ainda que o método de Priebe (1995) forneceu valores sobrestimados de melhoramento dos assentamentos nos estudos de sensibilidade da carga aplicada, do ângulo de atrito da coluna, do ângulo de dilatação da coluna e do coeficiente de impulso após a instalação das colunas.

4.4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modelação numérica é uma das abordagens mais utilizadas atualmente para auxiliar o dimensionamento das obras com colunas de brita, em virtude da sua versatilidade e fiabilidade em reproduzir o comportamento complexo deste tipo de obras.

Os principais modelos geométricos utilizados no estudo do comportamento de solos moles reforçados com colunas de brita são: a célula unitária (axissimétrica); os modelos bidimensionais simplificados em estado plano de deformação e a modelação tridimensional de um problema completo ou de uma fiada de colunas. Atendendo a que a modelação tridimensional é uma ferramenta muito poderosa para captar o comportamento complexo destas obras – que permite a modelação da malha de colunas de acordo com sua geometria real e com as propriedades reais dos solos, captando de forma mais realista a interação entre o solo, as colunas de brita e o aterro – e atendendo à capacidade computacional disponível, esta é a principal ferramenta usada na investigação do comportamento dos solos moles reforçados com colunas de brita realizada no âmbito desta tese.

Apesar de haver estudos de modelação numérica bem documentados, verificou-se que há relativamente poucos estudos tridimensionais, principalmente estudos que investiguem o comportamento do solo reforçado na extremidade dos aterros e em fundações com menores dimensões – onde as colunas geralmente não são confinadas em todas as direções. Constatou-se também que há poucos estudos que comparem os resultados das análises bidimensionais simplificadas com os modelos tridimensionais. Estes estudos são importantes para avaliar a fiabilidade dos modelos simplificados e compreender melhor o seu campo de aplicação, as suas potencialidades e as suas limitações.

CAPÍTULO 5

MODELO NUMÉRICO E PROGRAMAS DE CÁLCULO

5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita uma breve apresentação do modelo numérico utilizado no presente trabalho. Este modelo, designado por RECRIB é baseado no Método dos Elementos Finitos e foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Tratando-se de um modelo numérico originalmente bidimensional, foi posteriormente atualizado pelo autor, passando a incorporar também uma versão de modelação tridimensional (Borges, 2004).

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo, são as seguintes:

- Simulação de estados tridimensionais, axissimétricos e planos de deformação e escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), considerando as relações constitutivas dos solos (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efetivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada em todas as fases do problema, ou seja, quer durante a construção do aterro, quer no período pós-construção;
- Utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ na simulação do comportamento constitutivo do solo de fundação, das colunas de brita e do aterro.

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações de equilíbrio e escoamento, o modelo utiliza somente técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que

define o problema), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada ação exterior (incremento de carga). Logo, na fase de execução do aterro, ocorrem em simultâneo, em cada cálculo, um incremento de tempo e um incremento de carga. É importante referir que a utilização de métodos incrementais em problemas não lineares introduz afastamentos relativamente às curvas reais, mas salienta-se que esses afastamentos são tão menos importantes quanto menores forem os incrementos de carga e/ou tempo considerados (Borges, 1995). Assim, neste trabalho foram fixados números elevados de incrementos. A título de exemplo refere-se que durante a fase de construção do aterro do Prolema Base descrito no Capítulo 6, utilizaram-se incrementos de carga correspondentes à construção de espessuras de aterro de 2 cm.

Nos subcapítulos seguintes descrevem-se diversos aspetos teóricos e numéricos que serviram de base ao desenvolvimento do modelo. No sub-capítulo 5.2 é feita uma abordagem muito breve à problemática da consolidação em meios porosos deformáveis. O sub-capítulo 5.3 debruça-se, sinteticamente, sobre os fundamentos da Teoria da Elastoplasticidade. No sub-capítulo 5.4 descreve-se o modelo $p-q-\theta$, aplicado na simulação do comportamento constitutivo dos solos.

Por sua vez, tendo em vista a análise da estabilidade global das obras em estudo, no sub-capítulo 5.5 é feita uma descrição sintética das considerações teóricas que serviram de base ao programa de cálculo automático desenvolvido por Borges (1995) para a avaliação da segurança global. Este programa, formulado inicialmente para aplicações bidimensionais, foi também atualizado, em 2019, para uma versão tridimensional.

Embora mais sinteticamente, o esquema da apresentação, bem como as notações utilizadas, seguem de perto o apresentado por Borges (1995).

5.2 - CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Quando é aplicada uma ação a uma massa de solo saturado, a carga reparte-se, por regra, em duas parcelas. Uma parte da carga fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efetivas) e a outra no fluído intersticial (excesso de pressão neutra). A distribuição dos excessos de pressão intersticial, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições iniciais de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida carga do fluído intersticial para o esqueleto sólido (Lewis & Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts & Zdravkovic, 1999).

O estudo dos processos de consolidação é dos mais complexos em Geotecnia, pois para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de carga, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Este problema pode ser tratado através da integração no espaço e no tempo de um conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno.

A primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação foi levada a cabo por Terzaghi em 1923, em termos unidimensionais. Posteriormente vários autores aperfeiçoaram e adaptaram esta teoria.

A formulação da primeira teoria geral e coerente de consolidação multidimensional deve-se a Biot (1935, 1941). A teoria de Biot permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluído intersticial, ou seja, a análise do problema tendo em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

Esta teoria, que foi inicialmente desenvolvida considerando o solo com um comportamento isotrópico e elástico linear, foi posteriormente melhorada para comportamentos mais complexos nomeadamente anisotrópico e viscoso.

Após a apresentação da teoria de consolidação de Biot, diversos autores aplicaram o método de elementos finitos em problemas de consolidação usando formulações matemáticas, que reformularam algumas das hipóteses iniciais de Biot (extensões à teoria de Biot).

O programa de cálculo utilizado foi desenvolvido tendo presente o carácter incremental no tempo das equações governativas (hidráulicas e mecânicas), pelo que o seu autor adotou apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Deste modo, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se aplica, ou não, uma ação mecânica (incremento de carga).

Como já foi referido, o programa de cálculo baseia-se no método dos elementos finitos, tendo como variáveis básicas os incrementos dos deslocamentos e dos excessos pressão intersticial.

Para a aplicação do método dos elementos finitos é necessária a discretização do meio em elementos. No caso de formulações acopladas mecânico-hidráulicas, a discretização passa por uma divisão do espaço físico em pequenas porções do espaço (elementos finitos tridimensionais, no caso mais geral) e por discretização do tempo em incrementos temporais (elementos unidimensionais). Em cada cálculo, as variáveis básicas no interior do elemento são definidas por funções de forma, a partir dos valores dessas variáveis nos nós dos elementos. O grau das funções de forma é determinante no rigor da solução numérica obtida,

impondo o número mínimo de nós (pontos onde são determinadas as incógnitas do problema) que cada elemento terá de ter.

O método consiste, em cada cálculo (para cada incremento de carga e tempo), na resolução do sistema de equações cujas incógnitas são, como se referiu, os incrementos dos deslocamentos e das pressões intersticiais nos nós dos elementos que discretizam o meio, a partir dos quais se determinam as deformações e, a partir destas, as tensões, tendo em conta o comportamento constitutivo dos materiais. A continuidade do meio tem de ser garantida, ou seja, é imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes.

Em análises bidimensionais o programa usa dois tipos de elementos triangulares para modelar as massas de solo (Figura 5-1), e em análises tridimensionais o programa usa dois tipos de elementos com seis faces (Figura 5-2).

Os elementos representados na Figura 5-1a e na Figura 5-2a são usado em massas de solo onde se processa consolidação (análise acoplada). O elemento da Figura 5-1a é constituído por 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados), e 3 pontos nodais para os excessos de pressões neutras (nos vértices). O elemento da Figura 5-2a é constituído por 60 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados), e 8 pontos nodais para os excessos de pressões neutras (nos vértices). Nas obras em estudo, estes elementos são utilizados nos elementos do solo mole de fundação.

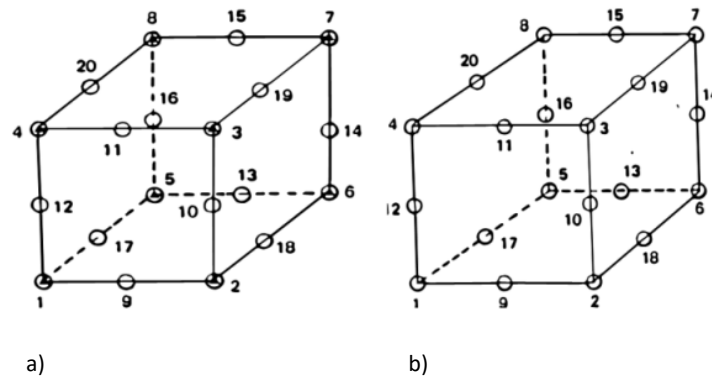
O elemento representado na Figura 5-1b apresenta 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e o elemento representado na Figura 5-2b apresenta 60 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados). No presente estudo estes elementos são utilizados para modelar o comportamento das colunas de brita e do aterro. Estes solos, geralmente granulares, apresentam valores de permeabilidade bastante elevados, sendo aceitável a hipótese correspondente a situação drenada (excessos de pressão neutra nulos).



○ u_x, u_y - incógnitas deslocamento

▲ p^e - incógnitas excesso de pressão intersticial

Figura 5-1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra



○ u_x, u_y, u_z - incógnitas deslocamento

▲ p^e - incógnitas excesso de pressão intersticial

Figura 5-2 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico: a) 60 incógnitas de deslocamentos e 8 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 60 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra

5.3 - MODELOS ELASTOPLÁSTICOS – FUNDAMENTOS TEÓRICOS

O modelo constitutivo utilizado nas simulações numéricas foi o modelo $(p-q-\theta)$. Tendo em consideração que este é um modelo elastoplástico, considera-se oportuno apresentar sinteticamente nesta secção os fundamentos da Teoria da Elastoplasticidade, na qual o modelo se baseia.

As deformações incrementais totais $\{d\varepsilon\}$, associadas a uma dada variação de tensão efetiva no solo, decompõem-se, em geral, numa parcela elástica $\{d\varepsilon_e\}$, reversível, e numa plástica $\{d\varepsilon_p\}$, irreversível, isto é,

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_p\} \quad (5.1)$$

As deformações elásticas podem expressar-se em função do incremento das tensões efetivas $\{d\sigma'\}$ na forma:

$$\{d\varepsilon_e\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma'\} \quad (5.2)$$

sendo $[D_e]$ a matriz elástica.

Relativamente às deformações plásticas, admite-se a existência de uma lei de fluxo que as relaciona com as tensões efetivas e que se baseia no princípio da normalidade relativo a uma superfície designada por potencial plástico, isto é,

$$\{d\varepsilon_p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad (5.3)$$

Esta é a expressão que determina a lei de fluxo, sendo g o potencial plástico, função escalar das componentes do tensor das tensões no ponto de cedência, e $d\lambda$ um fator de proporcionalidade de cujo valor dependem as grandezas de deformação plástica. Ou seja, os incrementos de deformação plástica num determinado ponto são perpendiculares à superfície do potencial plástico.

Por outro lado, o controlo dos tipos de deformação (elástica e plástica) correspondente a um determinado incremento de tensões é feito por intermédio de um critério ou função de cedência, f , que é função escalar das deformações plásticas e das tensões efetivas, isto é,

$$f = f(\{\sigma'\}, \{\varepsilon_p\}) \quad (5.4)$$

sendo

$$f = 0 \quad (5.5)$$

a condição que implica a existência de deformações plásticas do material.

A equação (5.5) define a chamada superfície de cedência. Se $f < 0$, verifica-se a existência somente de deformações elásticas. Se $f = 0$, existem deformações elásticas e plásticas. Quando a trajetória das tensões tende a intersectar a superfície de cedência ($f = 0$) esta pode mudar de tamanho e/ou de posição (endurecimento ou amolecimento) a cada incremento das tensões, e o ponto representativo do estado de tensão permanece sempre situado sobre ela. Ou seja, não é possível ter $f > 0$.

A variação de posição da superfície de cedência é controlada por uma lei, a lei de endurecimento, que é função das deformações plásticas. Considerando uma lei de endurecimento isotrópico (Hill, 1950) para a qual a superfície de cedência expande ou contrai uniformemente, mantendo a mesma forma e o mesmo eixo, então pode exprimir-se a função de cedência da seguinte maneira:

$$f = f(\{\sigma'\}, \{\varepsilon_p\}) = f(\{\sigma'\}, Y(h)) \quad (5.6)$$

em que $Y(h)$ representa a lei de endurecimento, sendo $h = h(\{\varepsilon_p\})$ o parâmetro de endurecimento, função das deformações plásticas.

Tendo como objetivo a utilização de modelos elastoplásticos em análises pelo método dos elementos finitos, é necessário definir a matriz de rigidez elastoplástica $[D_{ep}]$ através de uma expressão que relaciona os incrementos de tensões efetivas com as deformações totais:

$$\{d\sigma'\} = [D_{ep}]\{d\varepsilon\} \quad (5.7)$$

Tratando-se de modelos com endurecimento isotrópico e com fluxo associado, isto é, pressupondo idênticos o potencial plástico, g , e a superfície de cedência, f , a matriz de rigidez elastoplástica é dada por (Zienkiewicz, 1977):

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e]\{a\}\{a\}^T[D_e]}{\{a\}^T[D_e]\{a\} - c\{H\}^T\{a\}} \quad (5.8)$$

em que $[D_e]$ é a matriz elástica e

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma'\}} \right\} \quad (5.9)$$

$$c = \frac{\partial f}{\partial h} \quad (5.10)$$

$$\{H\} = \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{\varepsilon_p\}} \right\} \quad (5.11)$$

Por outro lado, com o objetivo de facilitar o cálculo do vetor $\{a\}$ é, em geral, conveniente, tratando-se de um modelo isotrópico, expressar a função de cedência em termos dos invariantes das tensões I_1 , J_2 e J_3 (ou p' , q e θ), sendo:

$$I_1 = \sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z \quad (5.12)$$

$$J_2 = \frac{1}{2}(s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \frac{1}{3}(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \quad (5.13)$$

$$J_3 = s_x s_y s_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{zx}^2 - s_z \tau_{xy}^2 \quad (5.14)$$

em que $s_x = \sigma'_x - I_1/3$, $s_y = \sigma'_y - I_1/3$ e $s_z = \sigma'_z - I_1/3$

Por sua vez,

$$p = I_1/3 \quad (5.15)$$

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (5.16)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsen \left[-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right] \text{ com } -\pi/6 \leq \theta \leq \pi/6 \quad (5.17)$$

Em função das tensões efetivas principais, os invariantes p e q escrevem-se da seguinte forma mais simplificada:

$$p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (5.18)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \quad (5.19)$$

Estes invariantes, p e q , designam-se por tensão média efectiva e tensão de desvio, respetivamente. Assinala-se que, de acordo com a simbologia normalmente utilizada em Mecânica dos Solos, a tensão média efectiva é, por regra, representada por p' ; no entanto, o símbolo p é utilizado por diversos autores, por simplicidade, critério que foi igualmente adotado noutras partes desta tese.

Assim, segundo Zienkiewicz (1977), o vector $\{a\}$ pode expressar-se da seguinte forma:

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{\sigma'\}} \right\} = \left(\frac{\partial f}{\partial p} [M_0] + \frac{\partial f}{\partial J_2} [M_1] + \frac{\partial f}{\partial J_3} [M_2] \right) \{\sigma'\} \quad (5.20)$$

em que

$$[M_0] = \frac{1}{9p} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, [M_1] = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 2 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 6 & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & 6 & 0 \\ & & & & & 6 \end{bmatrix} e$$

$$[M_2] = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} \sigma'_x & \sigma'_z & \sigma'_y & -2\tau_{yz} & \tau_{zx} & \tau_{xy} \\ & \sigma'_y & \sigma'_x & \tau_{yz} & -2\tau_{zx} & \tau_{xy} \\ & & \sigma'_z & \tau_{yz} & \tau_{zx} & -2\tau_{xy} \\ & & & -3\sigma'_x & 3\tau_{xy} & 3\tau_{zx} \\ \text{simétrica} & & & & -3\sigma'_y & 3\tau_{yz} \\ & & & & & -3\sigma'_z \end{bmatrix} + \frac{p}{3} \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 3 & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & 3 & 0 \\ & & & & & 3 \end{bmatrix}$$

5.4 - MODELO P-Q- θ

A simulação do comportamento de obras geotécnicas requer a escolha de um modelo realista para o solo, que reproduza as características de influência mais relevante no comportamento global das obras em questão.

Segundo Cardoso (1987), são de realçar os seguintes aspetos do comportamento dos solos sujeitos a deformações de corte:

- as relações entre as tensões e as deformações são claramente não lineares e uma parcela das deformações é irreversível na descarga;
- o comportamento em ciclos de descarga-recarga pode ser considerado linear e independente do nível de tensão no início do ciclo;
- tanto a resistência como a deformabilidade variam com a tensão principal intermédia; em geral, os solos sujeitos a estados de deformação plana são mais resistentes e inicialmente menos deformáveis do que quando são submetidos a estados de tensão axissimétricos;
- o comportamento mecânico dos solos é influenciado pelas trajetórias de tensão e não apenas pelo estado de tensão inicial e final.

Na modelação de obras geotécnicas, é, pois, relevante escolher um modelo que, para além de simular adequadamente o comportamento do solo, seja relativamente simples, de forma a traduzir esse comportamento por um número reduzido de parâmetros de caracterização laboratorial simples.

Tendo presente a necessidade de um compromisso entre a simplicidade do modelo (traduzida, em termos práticos, por um número reduzido de parâmetros de fácil obtenção em laboratório) e uma relativa complexidade matemática que, na simulação de aterros sobre solos moles, permita ter em conta os aspetos de influência mais relevantes no comportamento mecânico global dessas obras, considerou-se adequado utilizar nas simulações numéricas deste trabalho o modelo p-q- θ .

O modelo p-q- θ trata-se um modelo elastoplástico que estabelece a distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última ou estado crítico. Um solo está em estado crítico quando se deforma sem alteração do estado de tensão nem de volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita. Este modelo adota superfícies de cedência fechadas, com endurecimento ou amolecimento dependendo do tipo de trajetória de tensão, e adota a superfície de rotura de Mohr-Coulomb.

5.4.1 - Relação volume-tensão média efetiva

Na teoria dos estados críticos as curvas de compressão virgem, descompressão e recompressão isotrópicas (isto é, quando $q = 0$), assumem-se como lineares (ver Figura 5-3) no referencial $(\ln p, v)$, sendo p a tensão média efetiva e v o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume de material sólido ($v = 1 + e$, em que e representa o índice de vazios).

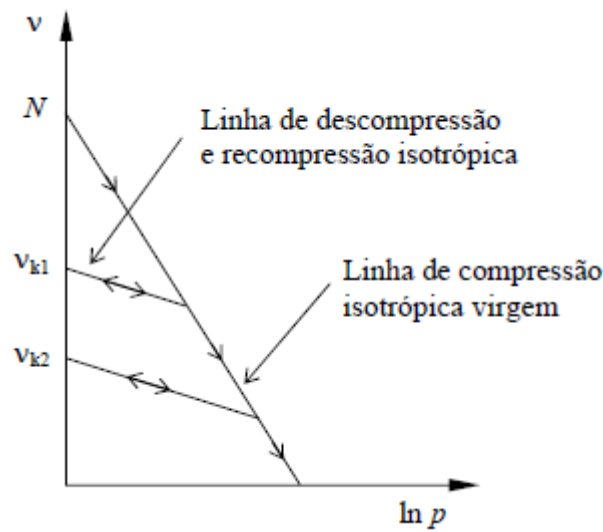


Figura 5-3 – Curvas teóricas de compressão virgem, descompressão e recompressão no referencial $(\ln p, v)$

A equação da linha de compressão isotrópica virgem, ou linha de consolidação isotrópica, é dada por:

$$v = N - \lambda \ln p \quad (5.21)$$

em que λ e N são parâmetros característicos do solo: λ é o declive da linha no referencial $(\ln p, v)$ e N corresponde ao valor de v quando $\ln p = 0$, isto é, $p = 1$. Por outro lado, as equações das linhas de descompressão ou recompressão são do tipo:

$$v = v_k - k \ln p \quad (5.22)$$

em que k é o declive das linhas de descompressão ou recompressão no referencial $(\ln p, v)$, e v_k depende do ponto da linha de compressão virgem correspondente ao início de um processo de descompressão-recompressão.

5.4.2 - Linha de estados críticos

Segundo a teoria dos estados críticos, quando uma amostra é submetida a tensões de corte ela tende a aproximar-se da linha de estados críticos. Esta linha é definida pelas seguintes equações:

$$q = M p \quad (5.23)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p \quad (5.24)$$

em que Γ é uma constante característica do solo (correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade) e M , no modelo p - q - θ , é função do invariante θ e do ângulo de atrito ϕ' :

$$M = \frac{3 \operatorname{sen} \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen} \theta} \quad (5.25)$$

As equações (5.23), (5.24) e (5.25) definem, no referencial tridimensional (p, v, q) , a linha de estados críticos. Na Figura 5-4a representa-se esquematicamente essa linha para estados de tensão em que θ (ou M) permanece constante; na Figura 5-4b e na Figura 5-4c são apresentadas representações esquemáticas nos referenciais (p, q) e $(\ln p, v)$.

Na Figura 5-4b a linha de estados críticos é uma reta cuja inclinação, definida pelo ângulo Ψ , é variável pois em função não só do ângulo de atrito ϕ' (que é constante), mas também de θ (que depende do estado de tensão e que pode variar entre -30° e 30°).

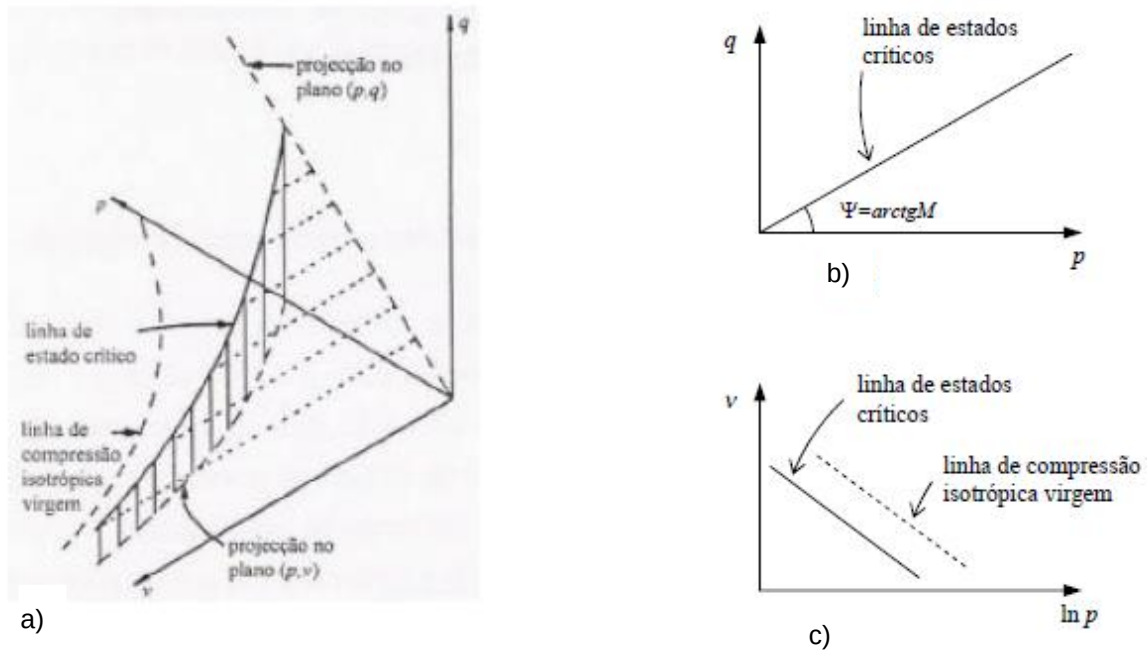


Figura 5-4 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) (p, v, q) ; b) (p, q) ; c) $(\ln p, v)$

Através do conceito de nível de tensão, SL , é possível quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão relativamente ao estado crítico:

$$SL = \frac{q}{pM} \quad (5.26)$$

Graficamente, para solos normalmente consolidados este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo que 1 corresponde ao estado crítico. Para solos sobreconsolidados SL pode assumir valores superiores a 1, correspondentes a pontos situados acima da linha de estados críticos, mas no interior da superfície de cedência.

Considerando um certo estado de tensão representado na Figura 5-5 pelo ponto A no referencial (p, q) , o valor de SL corresponde ao quociente entre o declive da reta tracejada e o declive da linha de estados críticos, isto é:

$$SL = \frac{\tan \gamma}{\tan \psi} = \frac{q}{pM} \quad (5.27)$$

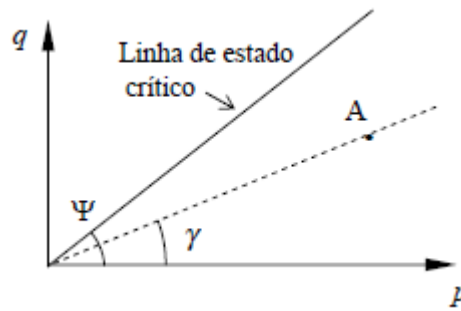


Figura 5-5 – Significado gráfico do nível de tensão, SL

5.4.3 - Superfície de cedência

No modelo p - q - θ a superfície de cedência, no referencial (p, q) é uma elipse (ver Figura 5-6), definida pela equação:

$$f = (p - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad (5.28)$$

em que

$\alpha_p(\varepsilon_v^p)$ é a coordenada p do centro da elipse,

$n(\theta)$ é a relação entre os eixos da elipse nas direções q e p ,

$a(\varepsilon_v^p)$ é o comprimento do semi-eixo da elipse na direcção p ,

(ε_v^p) é a deformação volumétrica plástica (parâmetro de endurecimento).

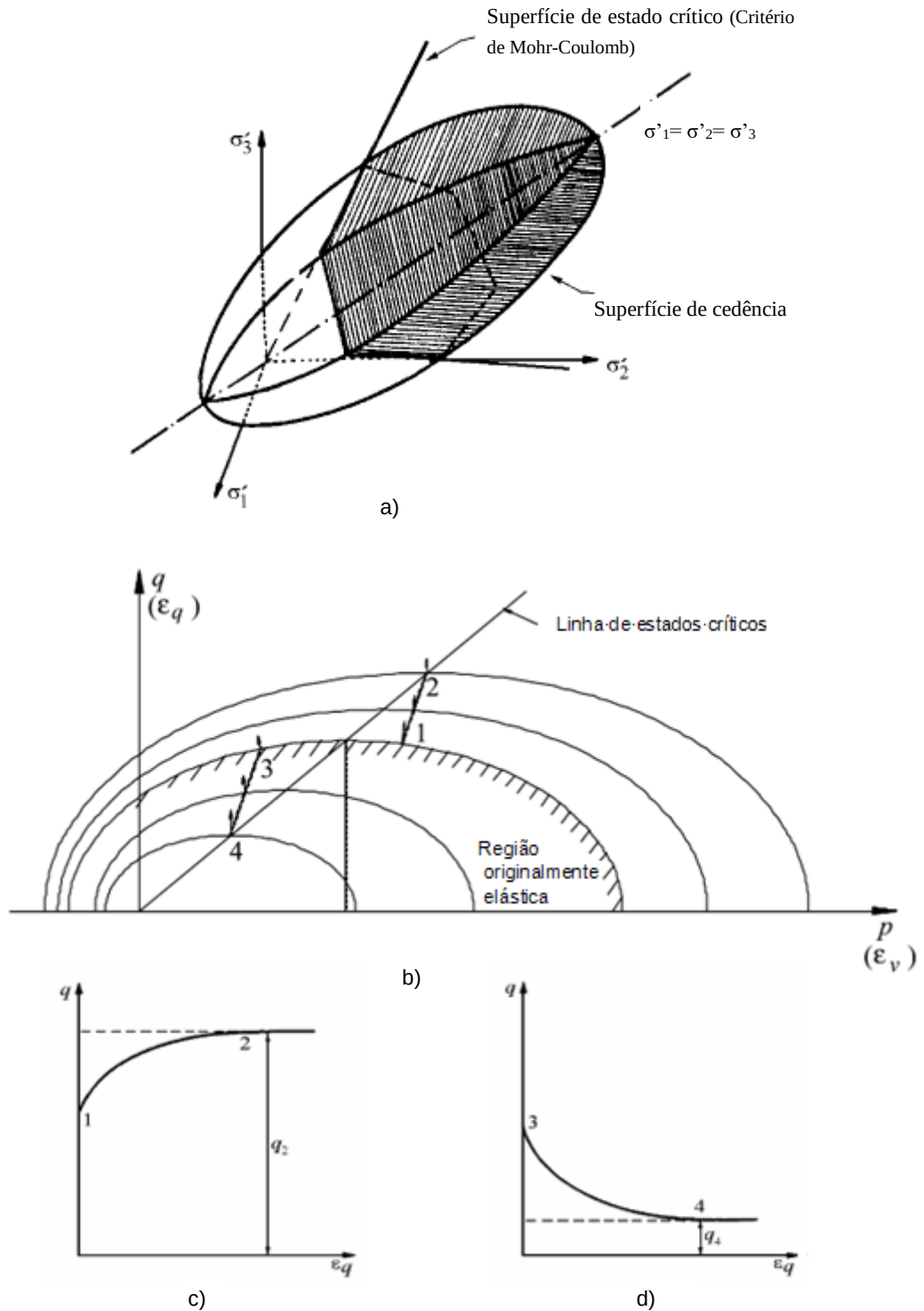


Figura 5-6 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p - q - θ no espaço das tensões principais efetivas; b) superfícies de cedência do modelo p - q - θ no referencial (p, q) ; c) endurecimento (trajetória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajetória de tensões 3-4) (adaptado de Borges, 1995)

Durante a cedência, à medida que o solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se e, como se trata de um modelo com fluxo associado, ou seja, $f = g$, o princípio da normalidade aplica-se à superfície definida pela equação (5.28). A direção das deformações plásticas fica definida univocamente para cada ponto da superfície (à exceção das situações correspondentes a $\theta = 30^\circ$ ou $\theta = -30^\circ$), sendo vertical a direção normal à elipse no ponto de interseção com a linha de estados críticos (Figura 5-6).

A superfície de cedência depende das deformações plásticas e expande, ou contrai, consoante o solo endurece ou amolece. Para uma trajetória do tipo 1-2 (Figura 5-6 b e Figura 5-6 c), o vetor das deformações plásticas, normal à elipse, produz uma diminuição de volume que determina o endurecimento do solo; a elipse expande até atingir, eventualmente, o ponto 2 (Figura 5-6 b), no qual deixam de ocorrer deformações volumétricas; nesse ponto, o solo deforma-se pois como um fluido friccional com volume constante.

No caso de uma trajetória de tensão do tipo 3-4, o modelo simula um comportamento com amolecimento devido à dilatação do material (Figura 5-6 b e Figura 5-6 d). Consequentemente, a elipse diminui de tamanho e, no ponto 4, atinge-se o limite correspondente a variação de volume nula.

5.4.4 - Lei de endurecimento

Para fixar a lei de endurecimento tem que se ter em consideração que, na expressão que define a superfície de cedência (expressão (5.28)), duas grandezas, α_p e a , dependem da deformação volumétrica plástica, ε_v^p , tomada aqui como parâmetro de endurecimento. Como demonstrado por Borges (1995), α_p e a relacionam-se entre si pela expressão:

$$a = b \cdot \alpha_p \quad (5.29)$$

em que

$$b = e^{\left(\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}\right)} - 1 \quad (5.30)$$

Como as grandezas α_p e a estão relacionadas, pode adotar-se uma delas como lei de endurecimento. Borges (1995), adotando α_p , deduz a seguinte expressão para lei de endurecimento do modelo p - q - θ :

$$\alpha_p = \alpha_{p0} e^{\left(\varepsilon_v^p \cdot \frac{\nu_0}{\lambda-k}\right)} \quad (5.31)$$

Esta expressão permite obter o parâmetro α_p da nova superfície de cedência, função das deformações volumétricas plásticas acumuladas, ε_v^p , partindo da superfície de cedência inicial (com valores α_{p0} e ν_0 conhecidos).

5.4.5 - Matriz de rigidez elastoplástica [D_{ep}]

A matriz de rigidez elastoplástica [D_{ep}] foi introduzida anteriormente na expressão (5.8). O seu cálculo passa previamente pela definição das grandezas $\{a\}$, c e $\{H\}$, uma vez definida a superfície de cedência e a lei de endurecimento. Tendo presente ainda a vantagem formal da utilização dos invariantes I_1 , J_2 e θ , indica-se a seguir a equação da superfície de cedência (expressão (5.28)) expressa em termos destes invariantes:

$$f = \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(\theta)} - b^2 Y^2(h) = 0 \quad (5.32)$$

em que $h = \varepsilon_v^p$ é o parâmetro de endurecimento e $Y(h) = \alpha_p(\varepsilon_v^p)$ a lei de endurecimento.

Considerando as expressões (5.9), (5.10), (5.11) e (5.20), demonstra-se (Borges, 1995) que, neste caso, para o modelo p - q - θ ,

$$\frac{\partial f}{\partial p} = 2(p - \alpha_p) \quad (5.33)$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_2} = \frac{3}{n^2} \quad (5.34)$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} = \frac{\partial f}{\partial n} \frac{\partial n}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial J_3} = \frac{3\sqrt{3}}{n^2 \cos(3\theta)(J_2)^{\frac{1}{2}}} \frac{\sin\theta \cos\theta - \sqrt{3}\sin\theta}{\sqrt{3}\cos\theta + \sin\theta \sin\theta} \quad (5.35)$$

c é dado por

$$c = 2[(1 - b^2)\alpha_p - p] \frac{\alpha_p \cdot \nu_0}{\lambda - k} \quad (5.36)$$

e

$$\{H\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T \quad (5.37)$$

em que n , relação entre eixos da elipse de cedência é, por sua vez, dado por:

$$n = \frac{1}{b} \cdot \frac{3\sin\theta}{\sqrt{3}\cos\theta + \sin\theta \sin\theta} \quad (5.38)$$

Para se definir a matriz elastoplástica $[D_{ep}]$ é necessário também definir previamente a matriz elástica $[D_e]$.

As características elásticas adotadas nos modelos de estados críticos são normalmente definidas a partir de dois parâmetros elásticos (Britto & Gunn, 1987), designadamente o coeficiente de deformação volumétrico K' e o coeficiente de Poisson ν' (definidos ambos em termos de tensões efetivas). Tendo presente que

$$K' = -\nu \frac{dp}{dv} \quad (5.39)$$

e que dp/dv se pode obter a partir da equação da “linha k ” (expressão (5.22)), já que, em regime elástico, as variações de volume são controladas por esta equação, K' é dado por:

$$K' = \frac{pv}{k} = \frac{p(1+e)}{k} \quad (5.40)$$

Note-se que K' não é constante e que, portanto, a deformabilidade é não linear. Por sua vez, ν é considerado constante.

Assim, de acordo com a teoria da elasticidade para materiais isotrópicos, a matriz $[D_e]$, que correlaciona os incrementos das tensões $\{d\sigma'\} = [d\sigma'_x \ d\sigma'_y \ d\sigma'_z \ d\tau_{xy} \ d\tau_{yz} \ d\tau_{xz}]^T$ com os incrementos das deformações elásticas $\{d\varepsilon_e\} = [d\varepsilon_x^e \ d\varepsilon_y^e \ d\varepsilon_z^e \ d\gamma_{xy}^e \ d\gamma_{yz}^e \ d\gamma_{zx}^e]^T$, tem a seguinte forma:

$$[D_e] = \begin{bmatrix} AL & DL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & AL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & & AL & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix} \quad (5.41)$$

em que

$$AL = \frac{3K' + 4G}{3} \quad (5.42)$$

$$DL = \frac{3K' - 2G}{3} \quad (5.43)$$

sendo G (módulo de deformabilidade distorcional) obtido a partir de K' e ν' pela expressão:

$$G = K' \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \quad (5.44)$$

5.4.6 - Pontos singulares da superfície de cedência

Visto que o critério de cedência é definido em correlação com a linha de estados críticos – que, no modelo $p-q-\theta$, corresponde ao critério de Mohr-Coulomb - as interseções das superfícies de cedência, definidas no espaço tridimensional das tensões principais efetivas, com planos perpendiculares ao eixo hidrostático são, neste modelo, hexágonos irregulares (o critério de cedência depende, pois, do invariante θ).

Assim, as superfícies de cedências apresentam cantos para valores de $\theta = 30^\circ$ e $\theta = -30^\circ$, o que significa que, nestes casos, as direções dos vetores de deformação plástica são indeterminadas. Estas indeterminações constata-se analiticamente porque a equação (5.35) corresponde, neste caso, a um quociente com denominador zero. Este problema pode ser resolvido “arredondando” os cantos, ou seja, considerando a superfície de cedência independente de θ para valores de θ compreendidos entre -29° e $+29^\circ$. Nestes termos, a superfície de cedência f é definida da seguinte maneira (Borges, 1995):

$$f = \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(-29^\circ)} - b^2 Y^2(h) = 0 \quad \text{para } \theta < -29^\circ \quad (5.45)$$

$$f = \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(\theta)} - b^2 Y^2(h) = 0 \quad \text{para } -29^\circ \leq \theta \leq 29^\circ \quad (5.46)$$

$$f = \left[\frac{I_1}{3} - Y(h) \right]^2 + \frac{3J_2}{n^2(+29^\circ)} - b^2 Y^2(h) = 0 \quad \text{para } \theta > 29^\circ \quad (5.47)$$

Para $|\theta| > 29^\circ$, porque f é independente de θ , a derivada $\partial f / \partial J_3$ correspondente à expressão (5.35) igual a zero e, portanto, deixam de existir os problemas de ordem numérica atrás referidos.

5.5 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE ATRAVÉS DOS RESULTADOS DOS CÁLCULOS POR ELEMENTOS FINITOS

Especialmente devido à sua simplicidade, os métodos de equilíbrio de limite têm sido comumente usados na prática para avaliar a estabilidade global de aterros sobre solos moles. Teoricamente, no entanto, como o comportamento rígido-plástico é tacitamente assumido para os materiais, o uso de tais métodos pode suscitar algumas limitações, uma vez que as deformações anteriores à rotura, bem como a redistribuição de tensões devido ao comportamento elastoplástico dos materiais, não são tidas em conta na análise.

Uma abordagem alternativa dos estudos de estabilidade que permite superar essas limitações baseia-se na utilização dos resultados de análises numéricas por elementos finitos. No

contexto dos aterros sobre solos moles, esses estudos têm-se baseado essencialmente, devido à sua maior simplicidade, em análises numéricas bidimensionais (Borges & Cardoso, 2002; Borges, 1995; Hinchberger & Rowe, 2003; Chen et al., 2015; Da Silva et al., 2017; Rowe & Soderman, 1987).

No entanto, em muitos casos, o comportamento do aterro é claramente tridimensional, como acontece nos aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita se se considerar uma fatia do domínio entre dois planos paralelos, perpendiculares à direção longitudinal, um contendo os centros de uma fiada de colunas na direção transversal e o outro equidistante dessa fiada e da fiada de colunas imediatamente contígua.

Borges (1995) desenvolveu um programa de cálculo automático para análise da estabilidade global de aterros sobre solos moles, usando os resultados das análises numéricas bidimensionais do programa RECRIB (Borges, 1995). O mesmo autor desenvolveu, em 2019, uma nova versão do programa usando modelações numéricas tridimensionais, no caso em que a malha de elementos finitos é uma fatia do domínio entre dois planos paralelos perpendiculares à direção longitudinal, como no caso atrás referido dos solos moles reforçados com colunas de brita. Descrevem-se sucintamente a seguir as formulações teóricas principais da versão tridimensional desse programa.

A versão tridimensional do programa de análise da estabilidade global desenvolvido por Borges (1995) permite obter, em qualquer etapa da obra, a superfície potencial de deslizamento mais desfavorável e o coeficiente de segurança global, analisando a estabilidade ao longo de um grande número de superfícies potenciais de deslizamento, cujos eixos são paralelos ao eixo z (direção longitudinal) e as secções transversais são circulares (Figura 5-7). As secções transversais das superfícies potenciais de deslizamento são definidas considerando uma malha de centros de círculos e, para cada centro, vários círculos concêntricos com o raio variando de um valor mínimo a um valor máximo. O menor valor do fator de segurança obtido define a superfície crítica de deslizamento e quantifica a segurança da obra.

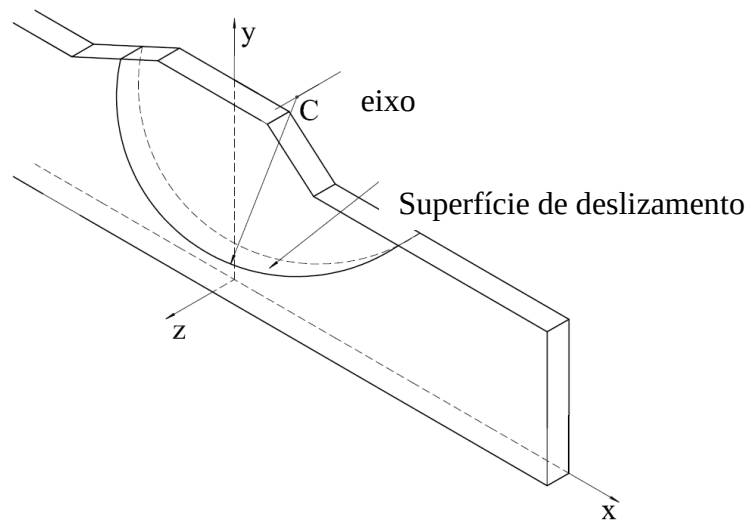


Figura 5-7 – Esquema tridimensional de uma superfície potencial de deslizamento cilíndrica

Para cada superfície potencial de deslizamento são determinados os pontos de interseção dessa superfície cilíndrica com os lados dos elementos finitos da malha tridimensional. A superfície de deslizamento fica assim dividida em pequenos polígonos (tipicamente quadriláteros), cada um dos quais localizado dentro de apenas um elemento da malha de elementos finitos (Figura 5-8).

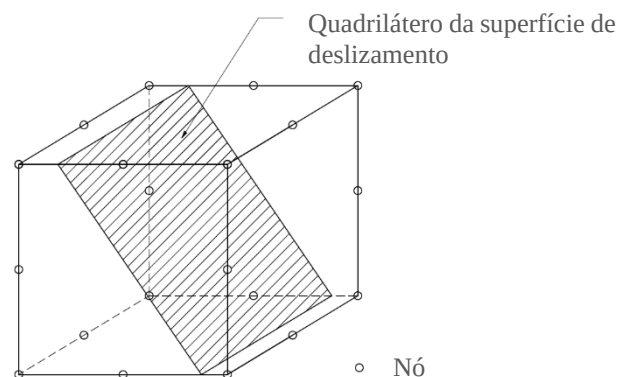


Figura 5-8 – Quadrilátero de uma superfície de deslizamento dentro de um elemento tridimensional

Em seguida, os valores médios das tensões efetivas normais e das tensões tangenciais (σ'_x , σ'_y , σ'_z e τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx}) que atuam em cada um destes polígonos são calculados através da extrapolação das tensões nos pontos de Gauss do elemento finito correspondente.

Considerando a superfície potencial de deslizamento dividida em polígonos, o coeficiente de segurança é calculado do seguinte modo:

$$CS = \frac{\sum_{i=1}^N \tau_{fi} A_i}{\sum_{i=1}^N \tau_i A_i} \quad (5.48)$$

em que τ_i é a projeção da tensão de corte atuante no polígono i na direção de deslizamento (ou seja, normal ao eixo z), determinada a partir das tensões efetivas σ'_x , σ'_y e τ_{xy} , conhecido o ângulo que o plano do polígono i faz com o eixo x (sublinha-se que τ_i normal ao eixo z , não é função de σ'_z , τ_{yz} e τ_{zx}), τ_{fi} é a resistência ao corte no polígono i ; A_i representa a área do polígono e N é o número de elementos da malha intersectada pela superfície de deslizamento.

Dado que a resistência ao corte do solo varia com a consolidação e que é utilizado um modelo de estados críticos na análise de elementos finitos, a resistência ao corte do solo, τ_{fi} , em cada etapa, é calculada no âmbito da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, através da expressão (Britto & Gunn, 1987):

$$\tau_{fi} = \frac{1}{2} M \cdot e^{\left(\frac{\Gamma - v_i}{\lambda}\right)} \quad (5.49)$$

em que M é dado pela expressão (5.25), e v_i é o volume específico do solo no polígono i , determinado de acordo com a expressão:

$$v_i = \Gamma - k \ln p_i - (\lambda - k) \ln \alpha_{pi} \quad (5.50)$$

No polígono i , $p_i = (\sigma'_{xi} + \sigma'_{yi} + \sigma'_{zi})/3$ é a tensão média efetiva e α_{pi} é o valor de p do centro da superfície de cedência no plano p - q (Figura 5-6b), extrapolado a partir dos valores de α_p nos pontos de Gauss. Como referido atrás, λ é o declive da linha de compressão virgem no referencial $(\ln p, v)$, k é o declive das linhas de descompressão ou recompressão no referencial $(\ln p, v)$ e Γ é uma constante característica do solo correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual a 1 kPa.

Se a malha de elementos finitos utilizada não abranger todo o meio interessado, como acontece quando se tira partido das condições de simetria da obra na modelação do problema, pode acontecer que a superfície de deslizamento saia fora dos limites da malha. Nestes casos, o programa considera uma superfície complementar, simétrica da original, na qual se podem obter os elementos relativos ao troço da superfície inicial que sai fora dos limites da malha de elementos.

CAPÍTULO 6

ESTUDO TRIDIMENSIONAL DO PROBLEMA BASE

6.1 - INTRODUÇÃO

Com o objetivo de estudar o comportamento tridimensional de um aterro construído sobre solos moles reforçado com colunas de brita, durante a construção do aterro e após a construção, no período que decorre até ao final da consolidação, é analisado neste capítulo um estudo base, sendo utilizado o programa de cálculo automático RECRIB_3D (desenvolvido por Borges, 2004) baseado no método de elementos finitos, que permite proceder a análises tridimensionais de consolidação (teoria de Biot), através de formulação acoplada mecânico-hidráulica.

Este programa de elementos finitos já foi validado através da modelação de vários problemas reais e foi usado na análise de uma ampla gama de estruturas geotécnicas envolvendo consolidação (Borges 1995, 2004, 2008; Borges e Cardoso 2001, 2002; Costa 2005; Domingues 2006; Costa et al. 2007; Marques 2008; Guerra 2009; Azevedo 2010; Borges & Marques 2011; Caramelo 2011; Monteiro 2011; Pinto 2011; Alves 2012; Gonçalves 2012; Borges e Guerra 2014; Santos 2014; Barros 2015). Borges (1995) comparou os resultados numéricos e os registos da instrumentação de duas obras de aterro sobre solos moles reforçado com geossintético, sendo que um dos aterros foi levado à rotura (Quaresma 1992) e o outro foi observado até ao final da consolidação (Yeo, 1986; Basset, 1986a, 1986b). Em ambos os casos os resultados numéricos e as medições de obra apresentaram uma concordância adequada. Aplicando o mesmo programa de elementos finitos, obtiveram-se muito boas concordâncias com os resultados da instrumentação de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita (Domingues 2006), e também com as medições de uma escavação para instalação de infraestruturas de saneamento realizada nos solos moles de São Francisco (Costa 2005; Costa et al. 2007), apresentada por Clough e Reed (1984).

6.2 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

O estudo base consiste na construção de um aterro de 2,5 metros de altura sobre um maciço argiloso saturado, reforçado com colunas de brita. O aterro, simétrico na direção transversal, tem uma plataforma de 12,5 m no topo e 20,0 m de largura na base e grande desenvolvimento na direção longitudinal (Figura 6-1). Os taludes do aterro têm uma inclinação de $2/3$ (h/L). O aterro é construído de forma contínua ao longo de 35 dias.

O maciço de fundação é um solo argiloso mole saturado, com 6 m de espessura, assente num estrato competente e impermeável, que estabelece a condição fronteira inferior do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso.

As colunas de brita, com 1,13 m de diâmetro, encontram-se dispostas numa malha quadrada, e o espaçamento entre colunas é de 2 m. A “área de influência” da coluna de brita, ou seja, a zona de solo circundante cujo escoamento derivado de um carregamento superficial se processa no sentido da própria estaca, tem um diâmetro de 2,26 m, o que corresponde a um coeficiente de substituição (CS) de cerca de 0,25, ou $1/(CS) = 4$, valor corrente em termos práticos (Domingues, 2006; Najjar, 2013; Sexton, *et al.* 2014).

Pelas características geométricas da obra, existe simetria relativamente ao plano vertical que passa pelo centro do aterro, pelo que é possível o estudo de apenas metade da secção na direção transversal (Figura 6-1). Por outro lado, em planta existem planos de simetria ortogonais à direção longitudinal, que passam, respetivamente, pelo centro das colunas de brita e pelo solo mole equidistante de duas fiadas de colunas, o que torna possível a análise de apenas uma faixa de 1,0 m na direção longitudinal, atendendo a que as colunas se encontram espaçadas de 2,0 m no problema em estudo (Figura 6-2).

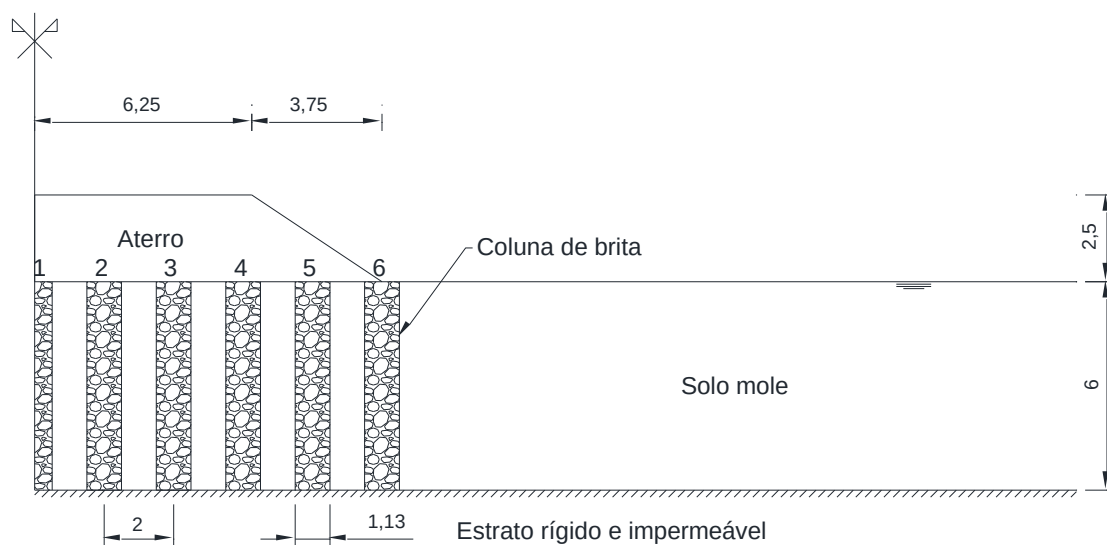


Figura 6-1 – Geometria do problema: Secção transversal [m]

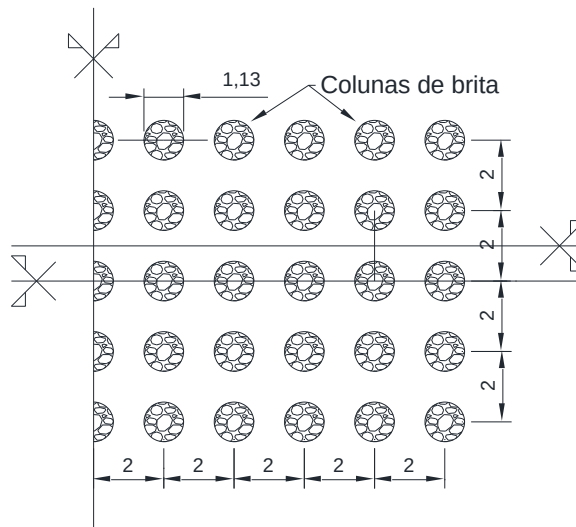


Figura 6-2 – Geometria do problema: planta [m]

Para simplificar a malha de elementos finitos, as colunas de brita foram modeladas como elementos quadrados em planta, com uma área equivalente a colunas com 1,13 m de diâmetro espaçadas de 2 m. Para avaliar o impacto desta simplificação, a parte central do aterro foi modelada através de células unitárias tridimensionais. Foi realizado um estudo com uma coluna com secção quadrada e outro estudo com uma coluna com secção circular, e em ambos os estudos foi mantido o valor do coeficiente de substituição. Os resultados obtidos concernentes aos assentamentos na base do aterro são apresentados na Figura 6-3. Verifica-se que a evolução dos assentamentos é similar em ambos os casos e a diferença máxima do valor dos assentamentos é de 0,5 cm.

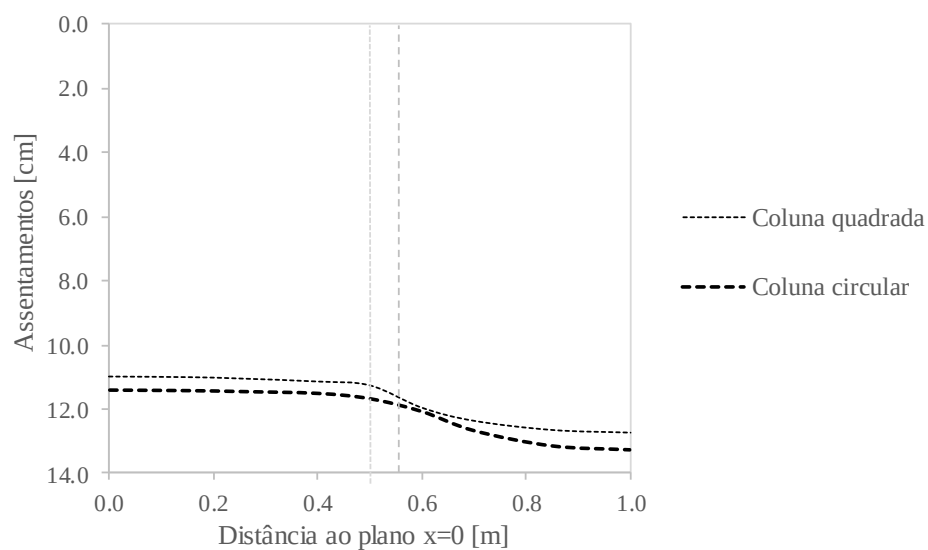


Figura 6-3 – Assentamentos no final da consolidação, na coluna quadrada e na coluna circular

Com base nestes resultados, considerou-se que a modelação das colunas de brita com secção quadrada permite obter resultados suficientemente próximos da modelação com a geometria circular, tendo sido adotada a secção quadrada nas modelações tridimensionais subsequentes.

A Figura 6-4 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do problema. A malha é constituída por no total por 12784 elementos, distribuídos da seguinte forma:

- 6160 elementos “cúbicos” com 20 nós (60 incógnitas de deslocamento – nos vértices e nos pontos médios das arestas, e 8 incógnitas de excesso de pressão neutra - nos vértices) que constituem o solo mole de fundação (Figura 6-5a);
- 1360 elementos “cúbicos” com 20 nós (60 incógnitas de deslocamento – nos vértices e nos pontos médios das arestas) que constituem as colunas de brita (Figura 6-5 b);
- 5264 elementos “cúbicos” com 20 nós (60 incógnitas de deslocamento – nos vértices e nos pontos médios das arestas) que constituem o aterro (Figura 6-5 b);

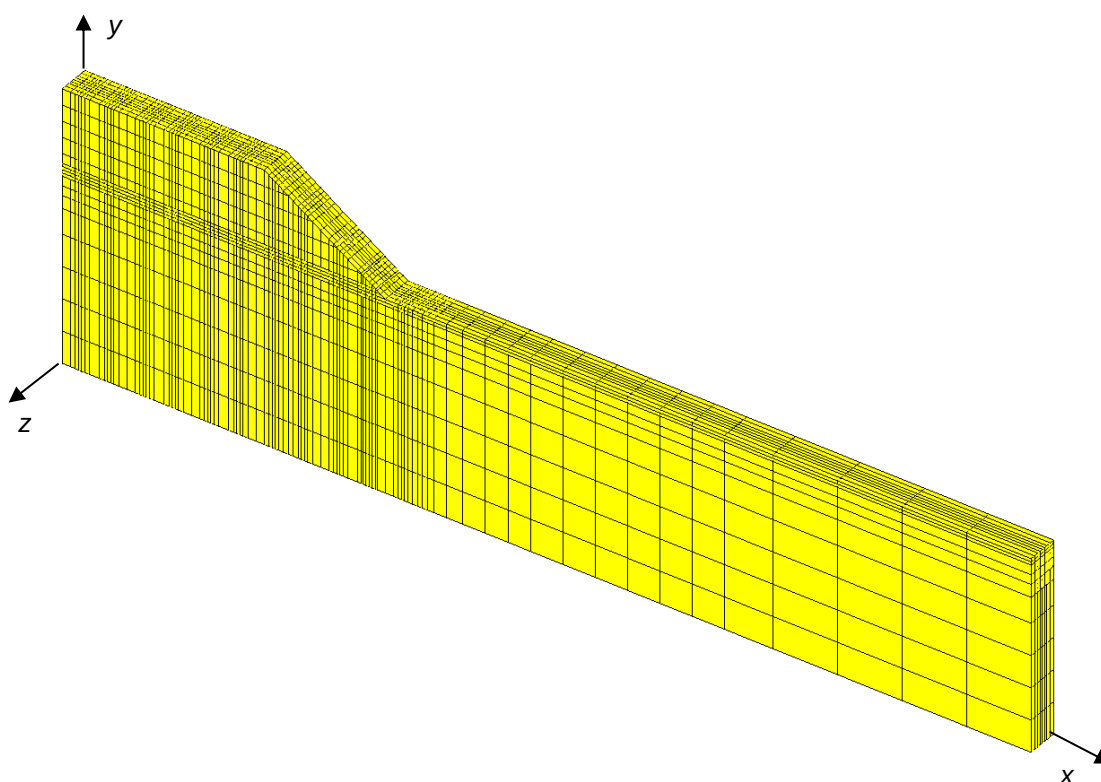
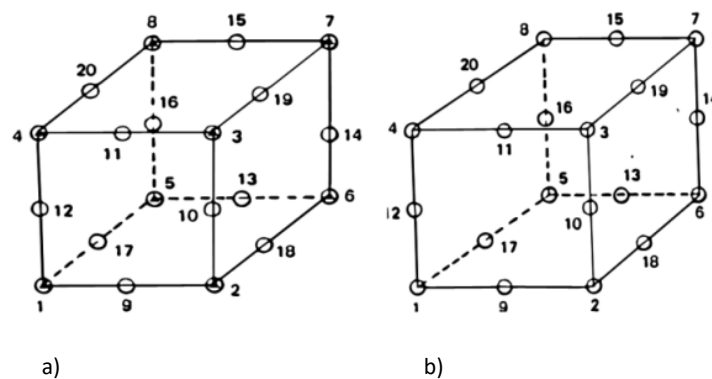


Figura 6-4 – Malha de elementos finitos tridimensional

Para modelar as interfaces solo/coluna de brita garantiu-se uma boa discretização da malha nessa zona, com elementos tridimensionais com 10 cm de espessura, assumindo-se uma ligação perfeita entre o solo mole e as colunas de brita. Vários autores suportam esta opção em detrimento da utilização de elementos de junta (Borges *et al.*, 2009; Weber *et al.*, 2009; Roza, 2012; NG, 2013; Killeen, 2012; Law, 2015), em virtude do grande imbricamento que existe entre a brita e o solo mole.



○ u_x, u_y, u_z - incógnitas deslocamento

▲ p^e - incógnitas excesso de pressão intersticial

Figura 6-5 – Elementos “cúbicos” de 20 nós: a) com 60 incógnitas de deslocamento e 8 incógnitas de excesso de pressão intersticial; b) com 60 incógnitas de deslocamento

A simulação do comportamento da obra é garantida através da imposição das seguintes condições fronteira:

- Como o problema é limitado inferiormente por um estrato competente admitido como indeformável, os deslocamentos em x, y e z na extremidade inferior do problema ($y = 0$) foram impedidos;
- Os deslocamentos na direção x foram impedidos no plano $x = 30$ m. À distância de 20 m do talude do aterro (cerca de duas vezes o desenvolvimento do problema na direção do eixo x) considera-se que os deslocamentos horizontais por influência da construção do aterro são desprezáveis. Os estudos de aterros sobre solos moles realizados por Borges (1995) confirmam esta consideração;
- O plano $x = 0$ é o plano de simetria do aterro, pelo que se impõem nulos os deslocamentos horizontais em x neste plano;

- Pela simetria do problema em planta, nos planos $z = 1$ m (plano vertical que passa pelo centro de uma fiada de colunas de brita na direção x) e $z = 0$ (plano vertical equidistante entre duas linhas de colunas de brita na direção x), os deslocamentos na direção z foram impedidos;

No que se refere às condições de fronteira de drenagem, os excessos de pressão intersticial foram impostos iguais a zero:

- na superfície de drenagem superior, à superfície do solo mole, ou seja, no plano $y = 6$ m;
- nas superfícies de drenagem definidas pelas superfícies laterais das colunas de brita, ou seja, com a coordenada y a variar entre 0 e 6 m e a coordenada z a variar de 0,5 a 1 m (o que significa que os centros das colunas se encontram no plano $z = 1$) nos seguintes planos: $x = 0,5$ m; $x = 1,5$ m; $x = 2,5$ m; $x = 3,5$ m; $x = 4,5$ m; $x = 5,5$ m; $x = 6,5$ m; $x = 7,5$ m; $x = 8,5$ m; $x = 9,5$ m e $x = 10,5$ m; e, no plano $z = 0,5$ m, com y variando de 0 a 6 m e x pertencente aos seguintes intervalos: $[0; 0,5]$, $[1,5; 2,5]$, $[3,5; 4,5]$, $[5,5; 6,5]$, $[7,5; 8,5]$ e $[9,5; 10,5]$.

A construção do aterro foi simulada ativando os elementos que formam as diferentes camadas de aterro. Foram consideradas cinco camadas de 0,5 m de altura, cada camada construída em 1 semana.

6.2.1 - Parâmetros mecânicos e estado de tensão inicial

O comportamento do maciço argiloso de fundação, do aterro e das colunas de brita foram simulados pela aplicação do modelo de estados críticos p - q - θ . No Quadro 6-1 indicam-se as características adotadas para os três materiais. Os valores adotados para os parâmetros que definem o comportamento da argila são iguais aos adotados pelos autores Costa (2005), Monteiro (2011), Matos Fernandes *et al.* (2012), Borges *et al.* (2013), Santos (2014) e Barros (2015) e correspondem aos utilizados por Finno *et al.* (1991) na modelação da argila mole de Chicago. Os parâmetros do aterro são os utilizados por Borges (1995) no estudo de modelação de um aterro construído sobre solos moles. As características das colunas de brita baseiam-se nas colunas de brita construídas pela empresa Keller na obra da linha ferroviária do Norte, em 1995, na zona envolvente à ribeira de Canelas, ao Km 283. Esta obra foi modelada por Domingues (2006).

Quadro 6-1 - Características da argila, do material de aterro e das colunas de brita

	λ	k	Γ	$\phi' (^{\circ})$	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_h (m/s)	k_v (m/s)
Argila	0,18	0,025	3,05	26	0,25	3,158	16	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,817	20	-	-
Colunas de brita	0,0038	0,00095	1,914	40	0,30	1,916	22	-	-

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga; k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efetiva de 1 kPa; ϕ' – ângulo de atrito definido em tensões efetivas; ν' – coeficiente de Poisson definido em tensões efetivas; γ – peso específico; k_h, k_v – permeabilidades nas direções horizontal e vertical, respetivamente.

No Quadro 6-2 são apresentados os valores do coeficiente de impulso em repouso (K_0). A evolução em profundidade da resistência não drenada da argila é apresentada na Figura 6-6. Trata-se de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 2 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Quadro 6-2 – Coeficiente de impulso em repouso (K_0) da argila

PROFUNDIDADE	K_0
0-2	0,86 – 0,56
2-6	0,56

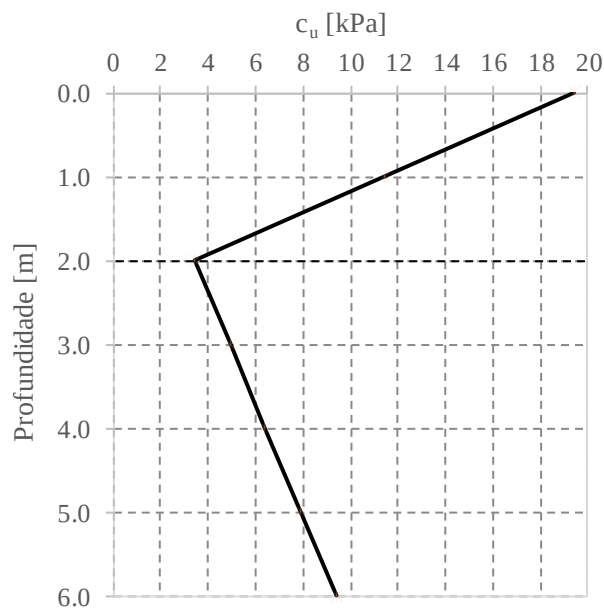


Figura 6-6 – Evolução em profundidade da resistência não drenada do maciço argiloso

Relativamente ao material de aterro, foram adotados os parâmetros utilizados por Borges (1995) e tomou-se para o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , o valor de 0,43.

Apresentam-se seguidamente os resultados obtidos.

6.3 - ANÁLISE DE RESULTADOS

6.3.1 - Considerações gerais

A construção do aterro introduz incrementos de tensão na fase líquida do solo argiloso, incrementos esses que no decurso do processo de consolidação são transferidos para o esqueleto sólido. Este processo de dissipação dos excessos de pressão intersticial vai assim condicionar os estados de tensão e as deformações ao longo do tempo até ao final da consolidação primária, ou seja, até ocorrer a total dissipação dos excessos de pressão intersticial e as pressões de água dos poros retomarem os valores de equilíbrio.

A construção de aterros sobre solos moles caracteriza-se, tradicionalmente, por assentamentos elevados e que se processam lentamente no tempo. No entanto, o processo de consolidação do solo mole é profundamente afetado pela presença das colunas de brita. Devido à sua maior rigidez, as colunas de brita vão induzir uma concentração de tensões verticais nas colunas e condicionar a grandeza do excesso de pressão intersticial que se gera no solo mole. Por outro lado, como são elementos mais permeáveis, também promovem a drenagem radial do solo argiloso, encurtando as distâncias para as fronteiras de drenagem, acelerando assim o processo de consolidação. O carregamento materializado pela construção do aterro é assim efetuado em condições parcialmente drenadas, e no final da construção do aterro já ocorreu uma parte não desprezável da consolidação do solo mole.

Para ilustrar o comportamento da obra desde o início da construção do aterro até ao final da consolidação, ao longo deste capítulo são apresentadas figuras relativas aos estados de tensão e aos deslocamentos.

A análise dos estados de tensão é realizada na secção 6.3.2. São ilustrados mapas de coloração de excessos de pressão intersticial, de tensões efetivas verticais, de tensões tangenciais e de níveis de tensão. Estas figuras são relativas a diferentes fases, quer da execução da obra (incluem-se 5 situações distintas da construção do aterro correspondentes à execução de camadas de 0,5 m de espessura), quer do período pós-construção (incluem-se 3 instantes após a conclusão do aterro: 5 dias, 2 semanas e 2 anos).

Com o intuito de apresentar figuras que fossem o mais possível elucidativas, seguiram-se os seguintes critérios na definição das cores:

- a) para os excessos de pressão intersticial usou-se uma escala de 10 cores para representar o intervalo compreendido entre o valor mínimo e máximo da situação representada (durante a construção ou após a construção);
- b) para as tensões verticais efetivas usou-se uma escala de 11 cores e para as tensões tangenciais uma escala de 10 cores. Nestes casos optou-se por usar escalas de cores com valores absolutos máximos e mínimos menores do que os valores extremos, pois, caso contrário, os mapas de colorações resultariam em malhas aproximadamente uniformes, pouco expressivas, onde apenas se destacariam os valores extremos. Estes valores extremos são, ainda assim, indicados na legenda da escala de cores.

Sublinha-se que os valores extremos são atingidos pontualmente na malha de elementos finitos, essencialmente nos pontos de interface solo mole/coluna de brita/aterro, devido às tensões elevadas aplicadas a elementos com uma área muito pequena.

- c) para os níveis de tensão usou-se uma escala fixa, com 10 cores para representar uma variação de zero a 1, sendo que a cor correspondente ao valor 1 representa também os níveis de tensão superiores a 1 (correspondentes a “resistências de pico” em solos sobreconsolidados).

Na secção 6.3.3 - analisam-se os deslocamentos (malhas deformadas, deslocamentos verticais e deslocamentos horizontais), em diversas fases do período construtivo e pós-construtivo).

Analisam-se, a seguir, separadamente, os estados de tensão do período de construção do aterro e do período pós-construção.

6.3.2 - Estados de tensão

Período de construção do aterro

Os resultados de tensões são apresentados nas figuras 6-7 a 6-12. A Figura 6-10 mostra os mapas de colorações dos excessos de pressão intersticial durante a construção do aterro em vários instantes após a construção do aterro. São apresentados os resultados no plano vertical que passa pelo centro das colunas, $z = 1$ m (no lado direito) e no plano vertical equidistante de duas fiadas de colunas, $z = 0$ (no lado esquerdo). Na Figura 6-11 mostram-se os mapas de colorações dos incrementos de tensão efetiva vertical no plano vertical que passa pelo centro

das colunas, em vários instantes durante a construção do aterro. Na Figura 6-12 são apresentadas imagens relativas às tensões tangenciais, τ_{xy} , no plano $z = 1$ m, que passa no centro das colunas de brita.

Os resultados da Figura 6-10 evidenciam que as colunas desempenham um papel fundamental no processo de consolidação do solo de fundação desde o início da construção. A forma das curvas de isovalores de excesso de pressão intersticial expressa bem o carácter tridimensional do escoamento, com a drenagem a ocorrer tanto verticalmente como radialmente em direção às superfícies de drenagem (colunas de brita e superfície do solo mole). A consolidação começa durante a construção do aterro e no final da construção o valor máximo do excesso de pressão intersticial é de 17,2 kPa, que é significativamente inferior à tensão vertical correspondente ao peso do aterro (50 kPa). Como é típico deste tipo de problemas, o valor máximo do excesso de pressão intersticial ocorre no solo mole na zona central do aterro, e decresce em direção à periferia.

À medida que o processo de consolidação decorre e os excessos de pressão intersticial se dissipam, os incrementos de tensão efetiva vertical aumentam. Verifica-se que logo após a colocação da 1ª camada existe uma concentração de tensões efetivas verticais nas colunas (Figura 6-7 e Figura 6-11) e, com o decurso do processo construtivo, há um aumento sucessivo e acentuado das tensões efetivas verticais nas colunas de brita. A tensão efetiva vertical também aumenta no solo circundante, a um ritmo menor. O digrama do acréscimo da tensão efetiva vertical na base do aterro durante a construção, no plano $z = 1$ m (Figura 6-7), permite visualizar que os acréscimos são maiores na periferia das colunas, com exceção da coluna 6, que apresenta um pico a meio da coluna (onde termina o talude do aterro) e que após a construção de 1,5 m de aterro, os acréscimos são mais significativos nas colunas centrais 1, 2 e 3.

Na Figura 6-12 estão representadas as tensões de corte τ_{xy} no plano $z = 1$ m. As variações mais significativas verificam-se na base do aterro e na parte inferior das colunas 4, 5 e 6.

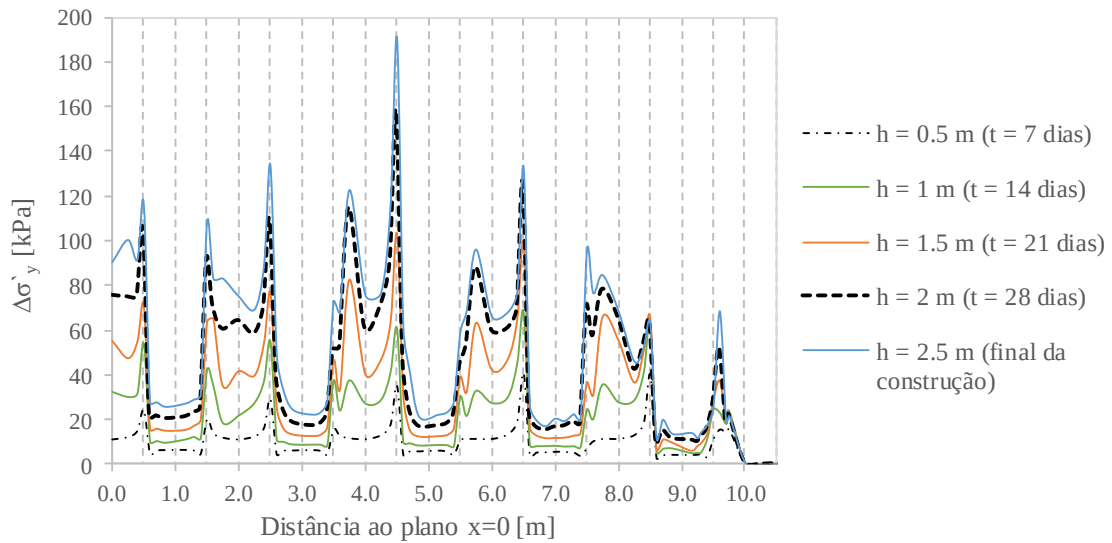


Figura 6-7 – Incrementos de tensão efetiva vertical na base do aterro, durante a construção do aterro, no plano $z = 1$ m

Atendendo aos resultados obtidos (Figura 6-7, Figura 6-10 a Figura 6-12), é possível considerar o maciço de fundação dividido em três zonas, como se esquematiza na Figura 6-8.



Figura 6-8 – Divisão da fundação em três zonas típicas

Relativamente à zona A ($x \leq 6,25$ m) salienta-se que:

- é nesta zona que os excessos de pressão intersticial são mais elevados. Os valores máximos situam-se no solo mole entre as colunas de brita centrais (mais próximas ao eixo de simetria) (Figura 6-10);
- verificam-se acréscimos de tensões verticais efetivas elevados nas colunas ao longo de toda a profundidade (Figura 6-11);

- iii. as tensões tangenciais são mais elevadas nas camadas inferiores de aterro e no topo das colunas de brita, até aproximadamente 0,20 m de profundidade. Após a colocação da camada de 1,5 – 2,0 m de aterro começam a evidenciar-se tensões tangenciais elevadas no topo das colunas de brita, que são explicadas pela transmissão de tensões do aterro, por efeito de arco, para as colunas. Além disso, à superfície do maciço argiloso, o solo mole entre colunas tende a assentar ligeiramente mais do que as colunas (como à frente se verá), introduzindo, desse modo, tensões de corte que incrementam a carga suportada pela coluna. Este efeito verifica-se até sensivelmente 0,50 m de profundidade.

Relativamente à zona B ($6,25 \text{ m} \leq x < 11 \text{ m}$) verifica-se que:

- i. os excessos de pressão intersticial decrescem progressivamente da zona A para a zona B;
- ii. os acréscimos de tensões verticais efetivas são menores do que na zona central. Os acréscimos de tensão são maiores na parte inferior das colunas;
- iii. as tensões de desvio atingem valores muito expressivos na parte inferior das colunas. O mecanismo de efeito de arco não se manifesta da mesma forma que na zona central, devido, sobretudo, à menor carga aplicada pelo aterro nesta zona (sob o talude do mesmo).

Na zona C os efeitos da construção do aterro são pouco significativos e manifestam-se principalmente na região próxima da zona B.

A diferença de rigidez entre o solo mole e o material das colunas de brita promove o desenvolvimento de um mecanismo de transferência de carga por efeito de arco no corpo do aterro e no solo argiloso. McNulty (1965) (citado por Han & Gabr, (2002)) define o efeito de arco como a capacidade de um material para transferir carga de um ponto para outro em resposta a um deslocamento relativo entre duas posições. Neste caso, as cargas do aterro e do solo mole são transmitidas para o material mais rígido (brita). Há assim uma concentração de tensões verticais nas colunas (mais concentrada na coroa exterior da coluna) e o aliviar das tensões verticais no solo. Apresenta-se na Figura 6-9 um esquema ilustrativo da transmissão de tensões que se processa através do mecanismo de efeito de arco.

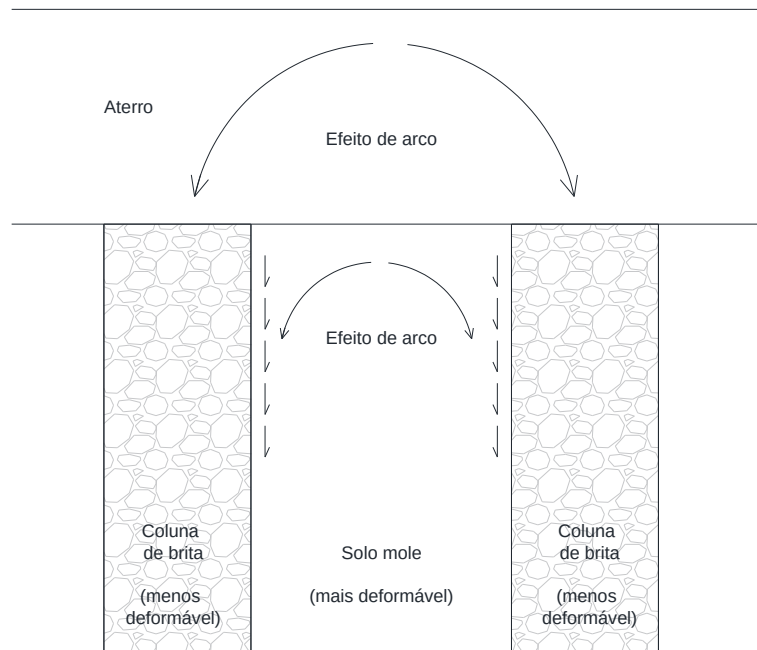


Figura 6-9 – Efeito de arco no sistema coluna/solo circundante e no aterro (adaptado de Domingues, 2006)

A análise das tensões tangenciais ajuda a compreender o fenómeno de transferência de carga do aterro para as colunas de brita. No problema em estudo, na direção transversal a transferência de cargas é muito influenciada pela geometria do aterro e pelo menor confinamento das colunas exteriores. A altura do aterro é um dos fatores principais que governa a estrutura de efeito de arco. Sob a plataforma do aterro, verificam-se condições para que se estabeleça uma estrutura de efeito de arco, o que se reflete no facto das colunas de brita localizadas nessa zona concentrarem mais tensões verticais. No que se refere às colunas localizadas sob o talude do aterro, estas concentram menores tensões verticais em resultado de vários fatores: estas colunas são solicitadas por uma carga menor; o talude do aterro possivelmente não tem a altura de aterro necessária para o estabelecimento ideal de uma estrutura de efeito de arco; e a sua localização periférica oferece menor confinamento lateral comparativamente com as colunas centrais, o que faz com que estas colunas sofram maiores deformações na direção exterior, o que promove redistribuições de tensões.

Na Figura 6-13 ilustram-se, através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados durante a construção do aterro.

A noção de nível de tensão, *SL* (*stress level*), permite quantificar no solo a proximidade do estado de tensão em relação à situação de estado crítico, sendo definido da seguinte maneira:

$$SL = q / (M \times p') \quad (6.1)$$

em que p' é a tensão média efetiva, q é a tensão de desvio e M é o declive da linha de estados críticos no referencial p - q . Em solos normalmente consolidados, este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo 1 o valor correspondente ao estado crítico. Em solos sobreconsolidados, devido ao efeito de resistência de pico, o nível de tensão pode ser superior a 1.

Encontra-se representado do lado esquerdo da Figura 6-13 o plano vertical equidistante de duas fiadas de colunas de brita e do lado direito o plano vertical que passa pelo meio das colunas de brita. Destes resultados destacam-se os seguintes comentários:

- i. Os níveis de tensão aumentam durante o processo de carga. Com a construção da primeira camada, há um aumento do nível de tensão em todas as colunas, particularmente até 2 m de profundidade, e que, com o decorrer do processo de construção, se “alastra” ao solo mole ligeiramente sobreconsolidado;
- ii. Verifica-se que na parte inferior das colunas 4, 5 e 6, junto ao estrato rígido, se atinge o estado crítico desde as fases iniciais da construção, o que se deve ao aumento das tensões de desvio, que desencadeiam deslocamentos horizontais na direção transversal, mais pronunciados nestas colunas;

Com o avançar da construção, as colunas 1 a 4 encontram-se em estado crítico ao longo de quase todo o comprimento. Ressalva-se que, como as colunas se encontram confinadas pelo solo envolvente, não existe rotura global do problema.

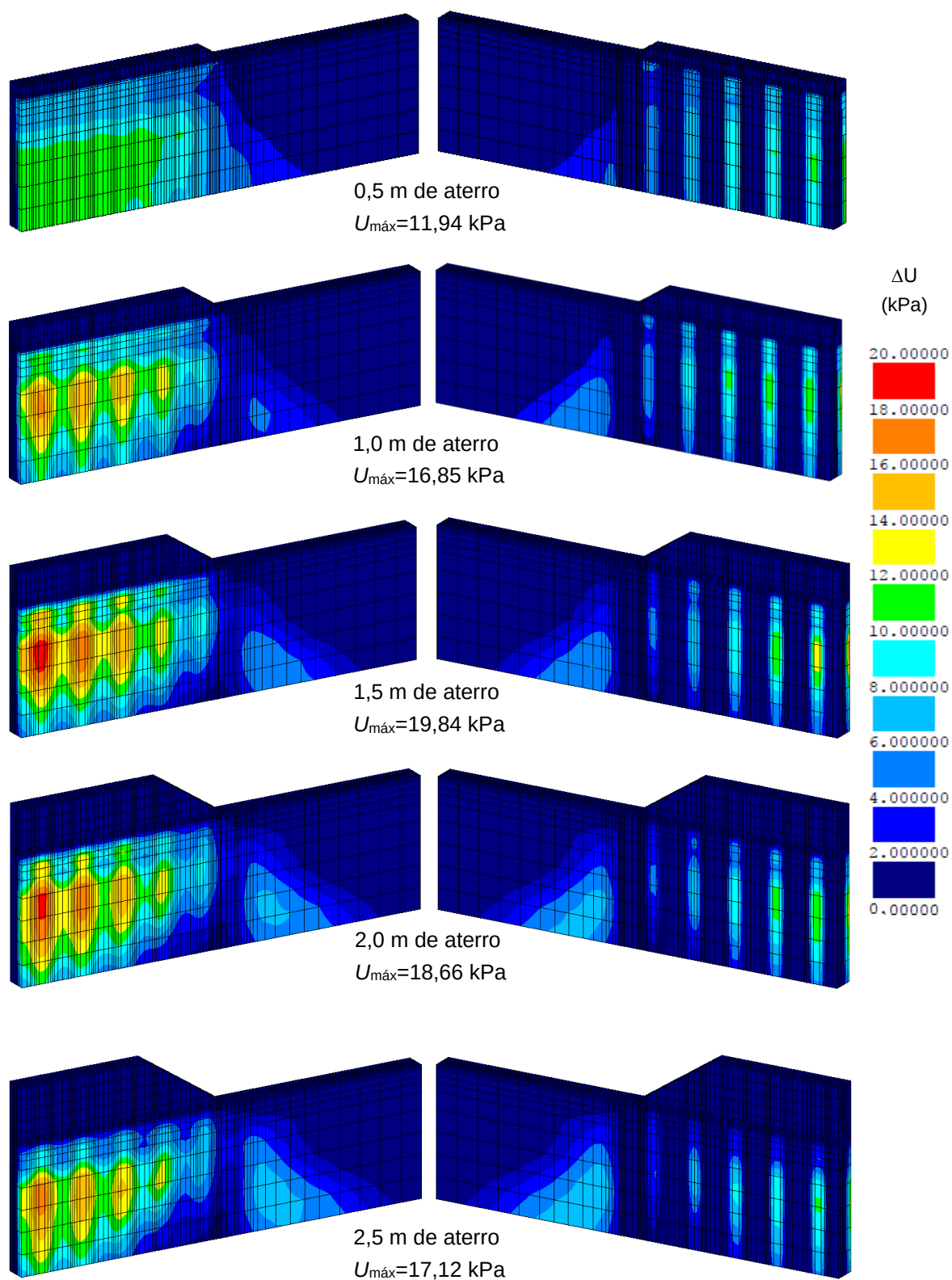


Figura 6-10 – Excessos de pressão intersticial para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m

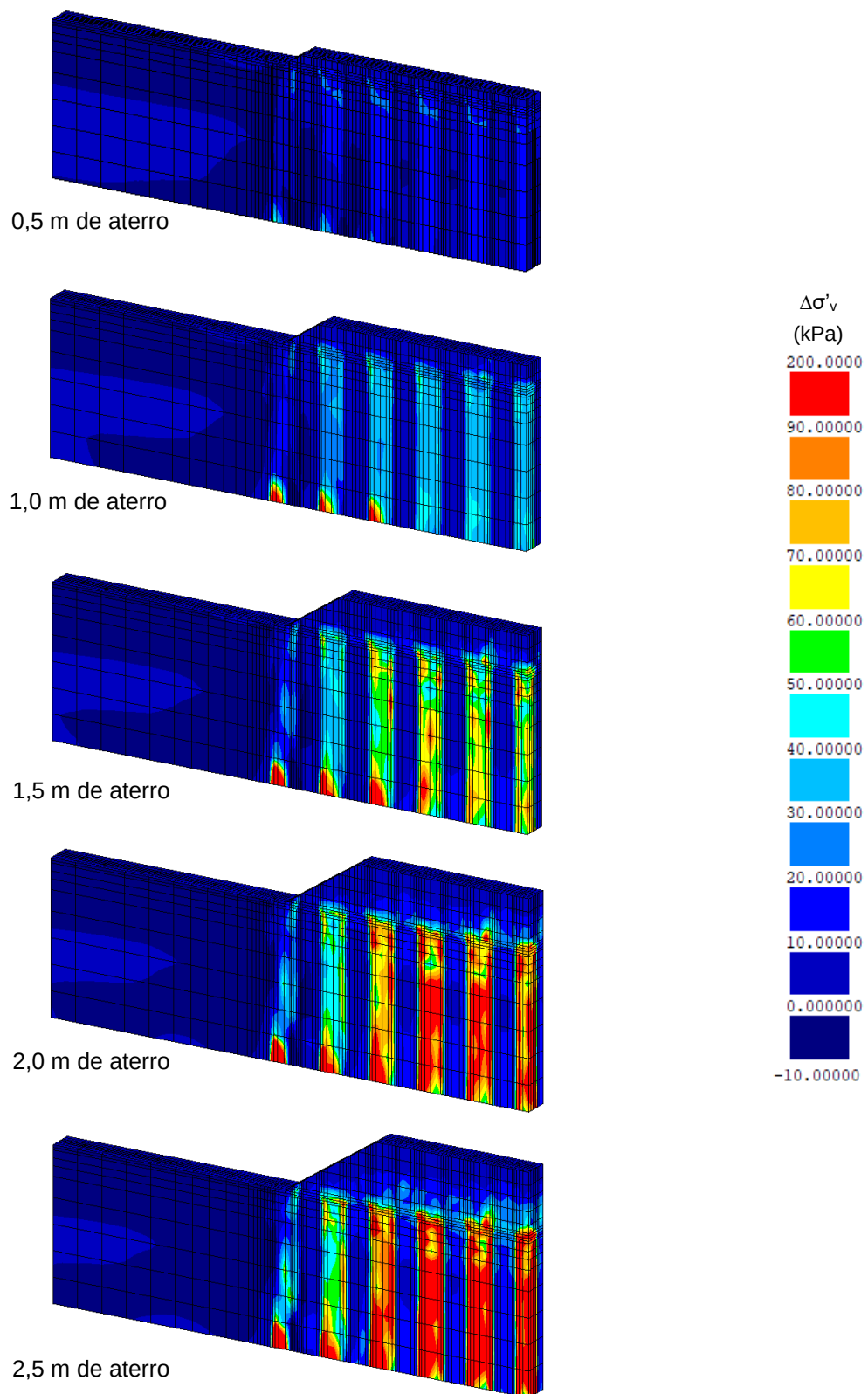


Figura 6-11 – Incrementos de tensão vertical efetiva, para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m

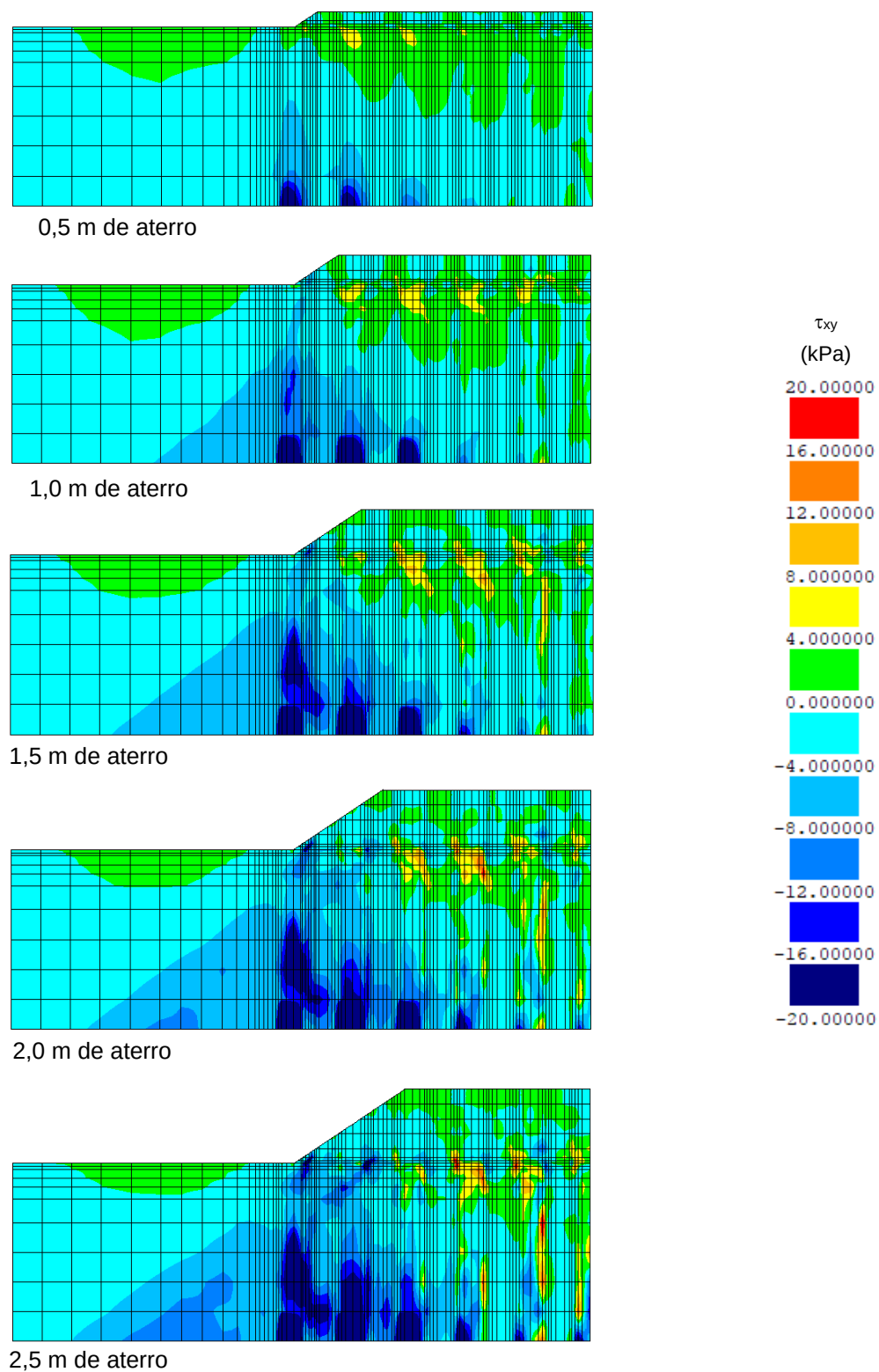


Figura 6-12 – Tensões tangenciais τ_{xy} , no plano $z = 1\text{ m}$, para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m, que passa no meio de uma fiada de colunas de brita

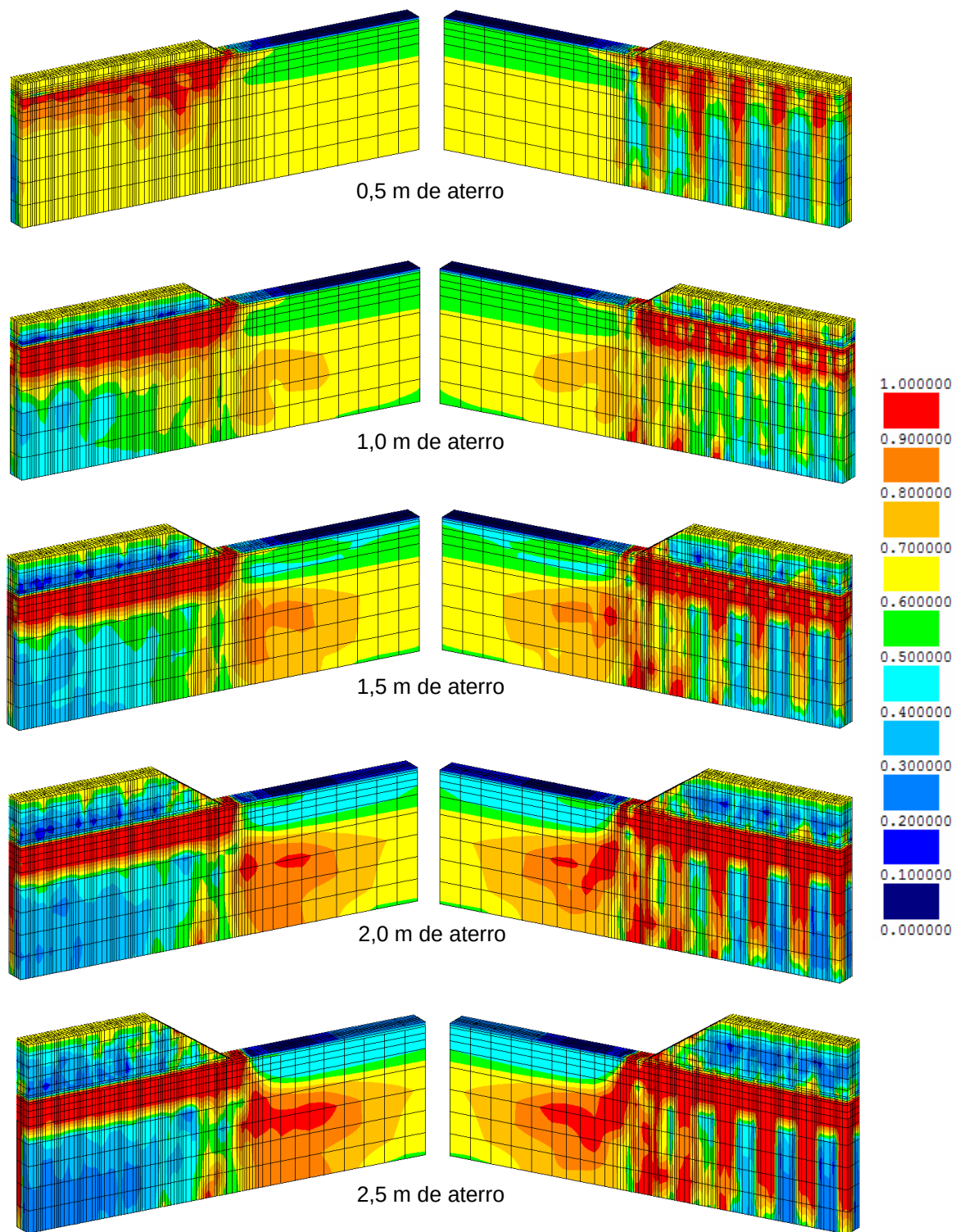


Figura 6-13 – Níveis de tensão para alturas de aterro de 0,5 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m e 2,5 m (no lado esquerdo, no plano que passa no solo mole entre duas fiadas de colunas de brita e, no lado direito, no plano que passa no meio de uma fiada de colunas de brita)

Período posterior à construção do aterro

Concluída a construção do aterro, continuam a ocorrer alterações nos campos de tensões e de deformações, caracterizando-se o problema pelo processo transitório de escoamento ao qual se associam transferências de pressão no fluído intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995). Assim, até se atingir um regime permanente, o comportamento da fundação é caracterizado pela variação dos campos de tensões e deformações.

A Figura 6-15 mostra os mapas de colorações dos excessos de pressão intersticial em vários instantes após a construção do aterro. São apresentados os resultados no plano vertical que passa pelo centro das colunas, $z = 1$ m (no lado direito) e no plano vertical equidistante de duas fiadas de colunas, $z = 0$ (no lado esquerdo). Na Figura 6-16 mostram-se os mapas de colorações dos acréscimos de tensão efetiva vertical e na Figura 6-14 é apresentado o diagrama do acréscimo de tensão efetiva na base do aterro após a construção. Na Figura 6-17 são apresentadas imagens relativas às tensões tangenciais, τ_{xy} , no plano vertical que passa pelo centro das colunas de brita. Na Figura 6-18 mostram-se os níveis de tensão no plano $z = 1$ m (no lado direito) e no plano $z = 0$ (no lado esquerdo).

A análise das tensões (intersticiais, verticais efetivas e tangenciais) e níveis de tensão após a construção do aterro sugere os seguintes comentários:

- i. Após a construção do aterro, os excessos de pressão neutra continuam a dissipar. Na 7ª semana após o início da construção do aterro, o valor máximo do excesso de pressão intersticial é de 7,12 kPa. Na semana 105 (aproximadamente 2 anos) após o início da construção já não é observável variação dos excessos pressão intersticial nos mapas de colorações;
- ii. Desde o instante do final da construção e até ao final da consolidação (Figura 6-16), as diferenças nos mapas de colorações de tensões verticais são pequenas (são muito pouco perceptíveis nos mapas de colorações), ou seja, grande parte das tensões introduzidas pelo aterro já foi transferida para a fundação durante o período construtivo. O digrama do acréscimo da tensão efetiva vertical na base do aterro após o final da construção, no plano $z = 1$ m (Figura 6-14), permite confirmar que na base do aterro, nesse plano, praticamente não há diferenças entre as tensões verticais no final da construção e no final da consolidação;
- iii. No final da consolidação verifica-se que as zonas periféricas do topo da coluna apresentam tensões efetivas mais elevadas do que a zona central da coluna. Abaixo do topo da coluna regista-se um ligeiro alívio das tensões nas colunas até cerca de 2 m de profundidade (na camada de solo ligeiramente sobreconsolidado) e um aumento das tensões efetivas verticais no solo mole nesta faixa. Para profundidades

entre os 5 m e os 6 m, identifica-se também um alívio das tensões verticais da zona central das colunas 1, 2 e 3.

- iv. A Figura 6-16 sugere que as colunas que se encontram dentro da zona A têm um comportamento semelhante entre si no que se refere aos acréscimos de tensões verticais, com maiores concentrações de tensões no limite exterior da coluna e com um alívio de tensões em redor dos 2 m de profundidade, enquanto que, nas colunas exteriores à plataforma do aterro (colunas 5 e 6), os incrementos de tensão vertical são influenciados pelos deslocamentos na direção do exterior que as colunas sofrem, e que origina redistribuições de tensões, e não tanto pela transmissão de carga proveniente do aterro.
- v. Os mapas de tensões tangenciais τ_{xy} não sofrem alterações importantes, no plano $z = 1$ m, desde o final da construção do aterro até ao final da consolidação;
- vi. Após a construção, o nível de tensão aumenta nas colunas e diminui no solo mole, principalmente na zona exterior ao talude do aterro, pois com o decorrer do processo de consolidação a tensão média efetiva aumenta no solo mole havendo pouca variação da tensão de desvio.

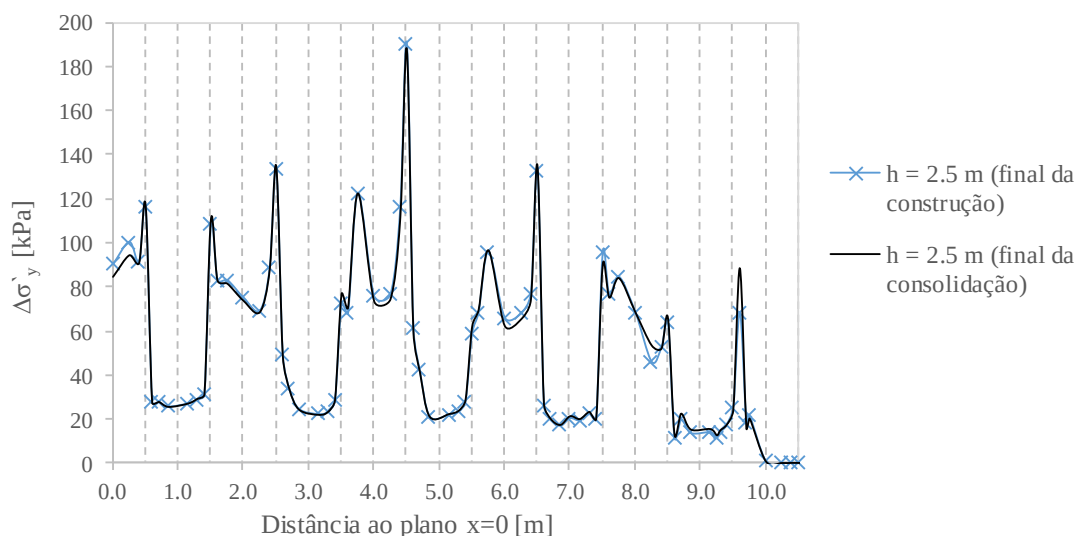


Figura 6-14 – Incrementos de tensão efetiva vertical na base do aterro, após a construção do aterro, no plano $z = 1,0$ m

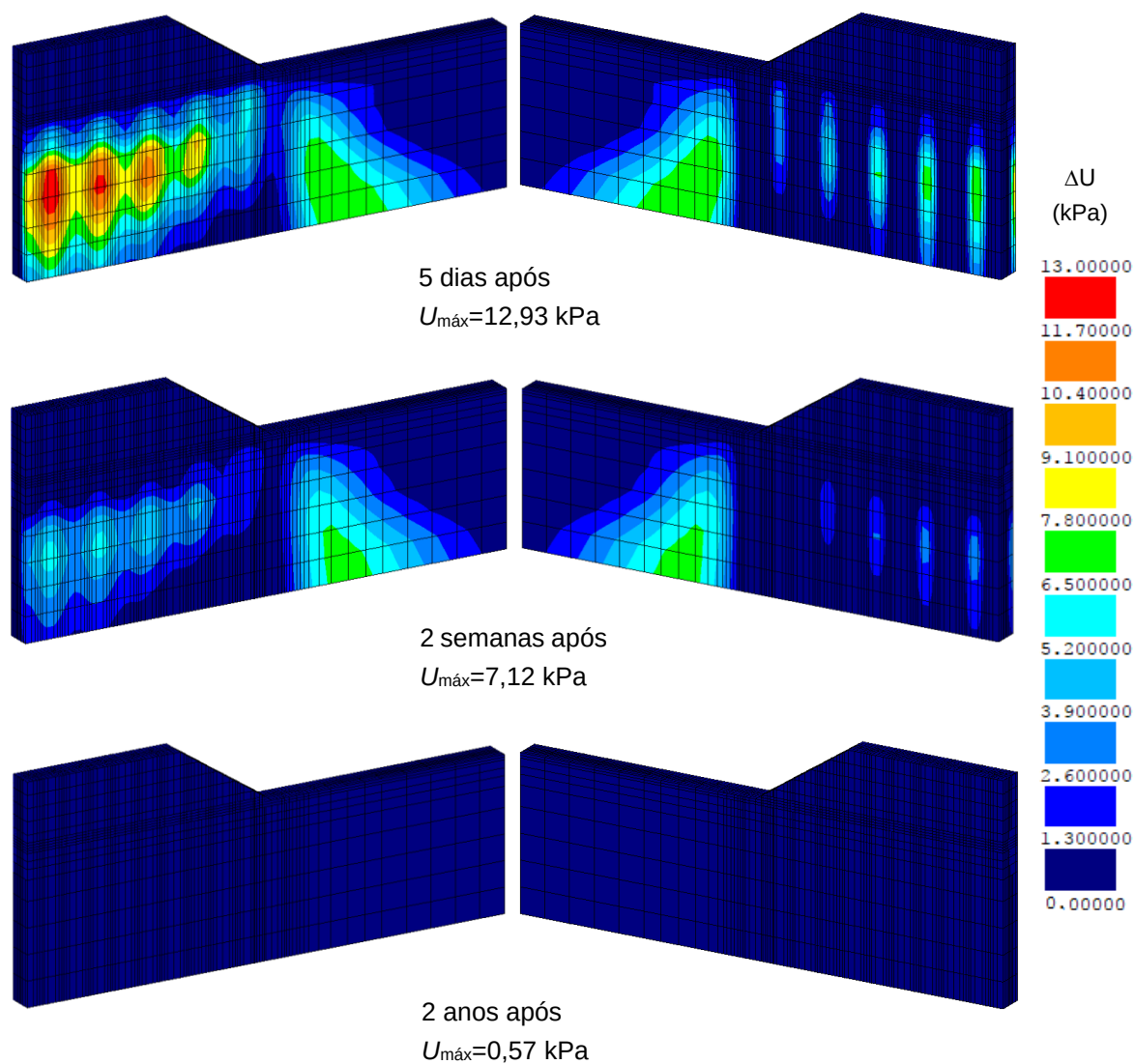


Figura 6-15 – Excessos de pressão intersticial: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro

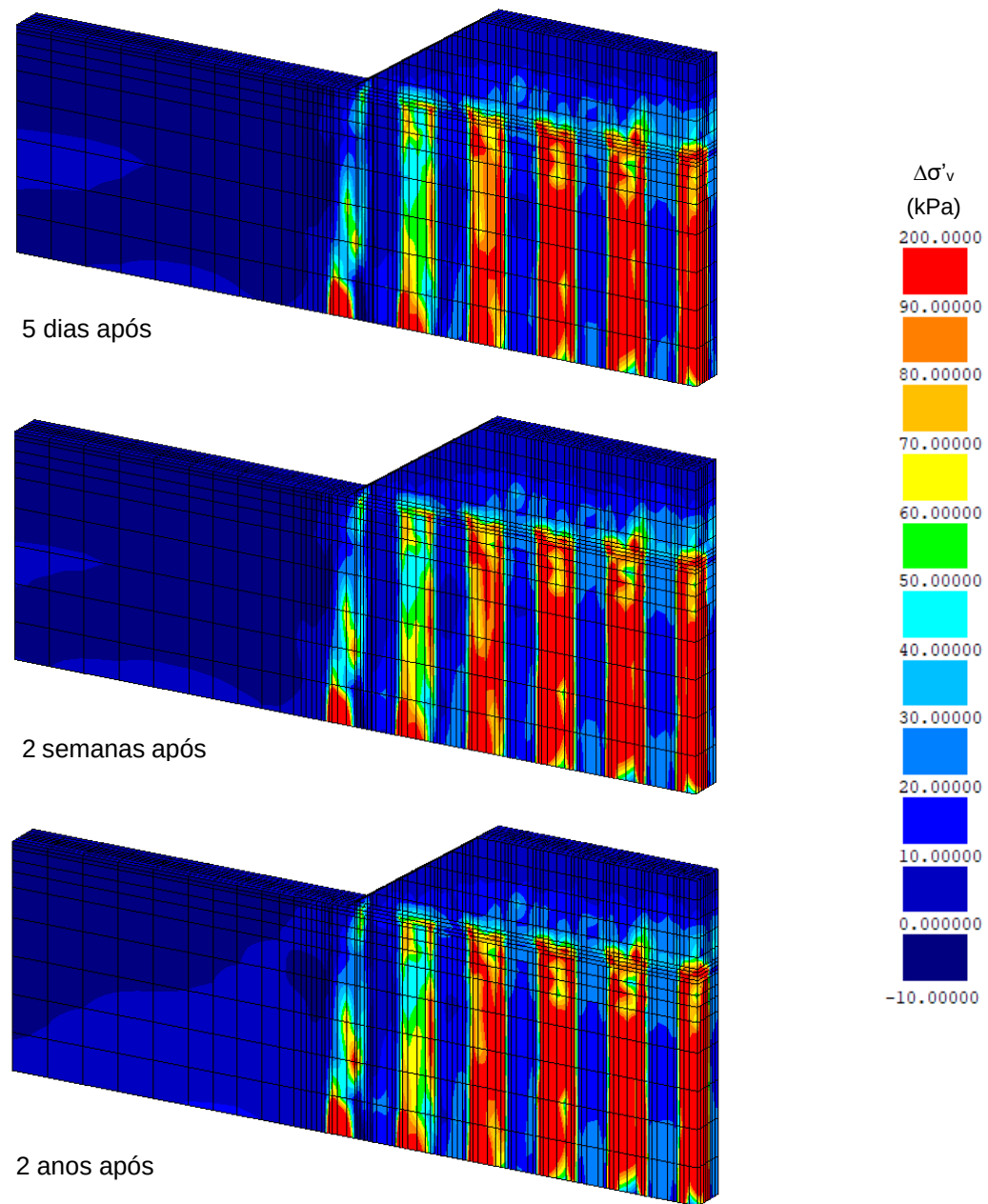


Figura 6-16 – Incrementos de tensão vertical efetiva: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro

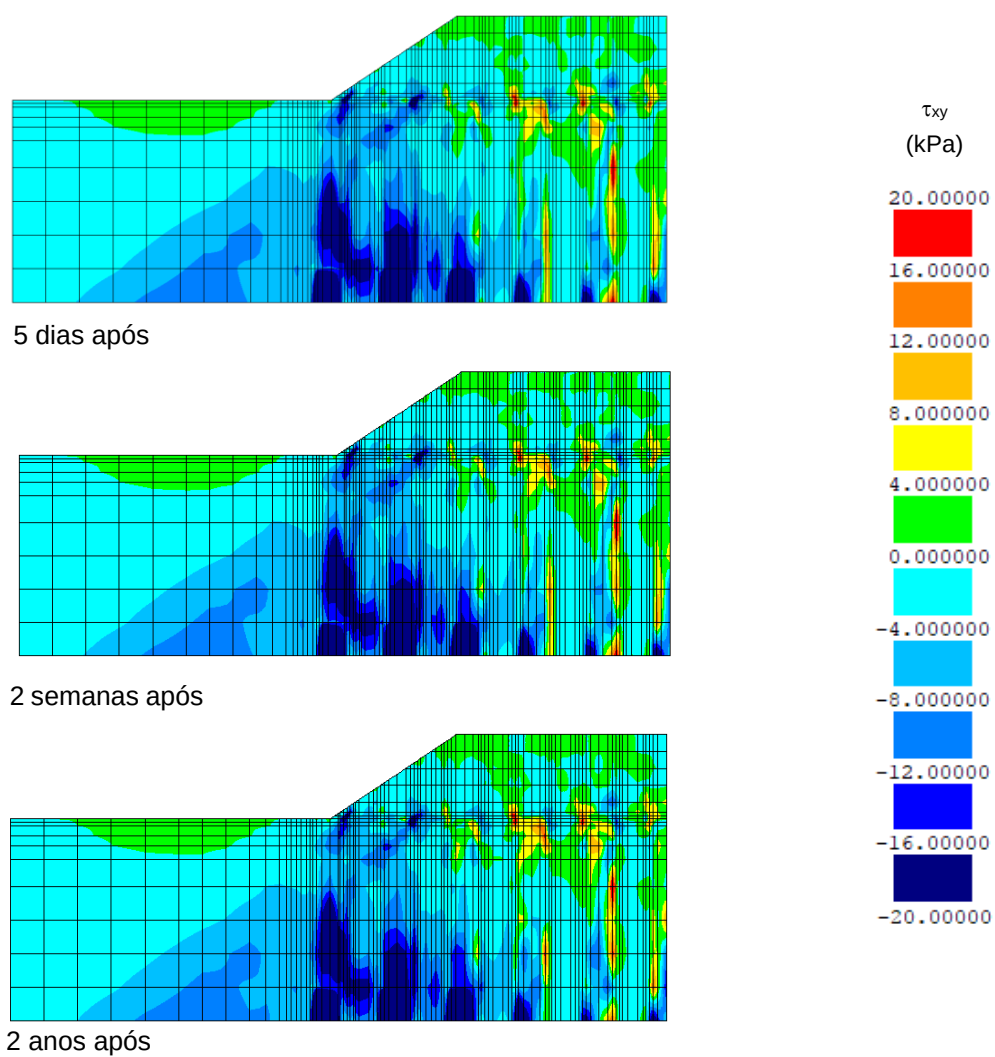


Figura 6-17 – Tensões tangenciais τ_{xy} no plano que passa no meio de uma fiada de colunas de brita:
5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro

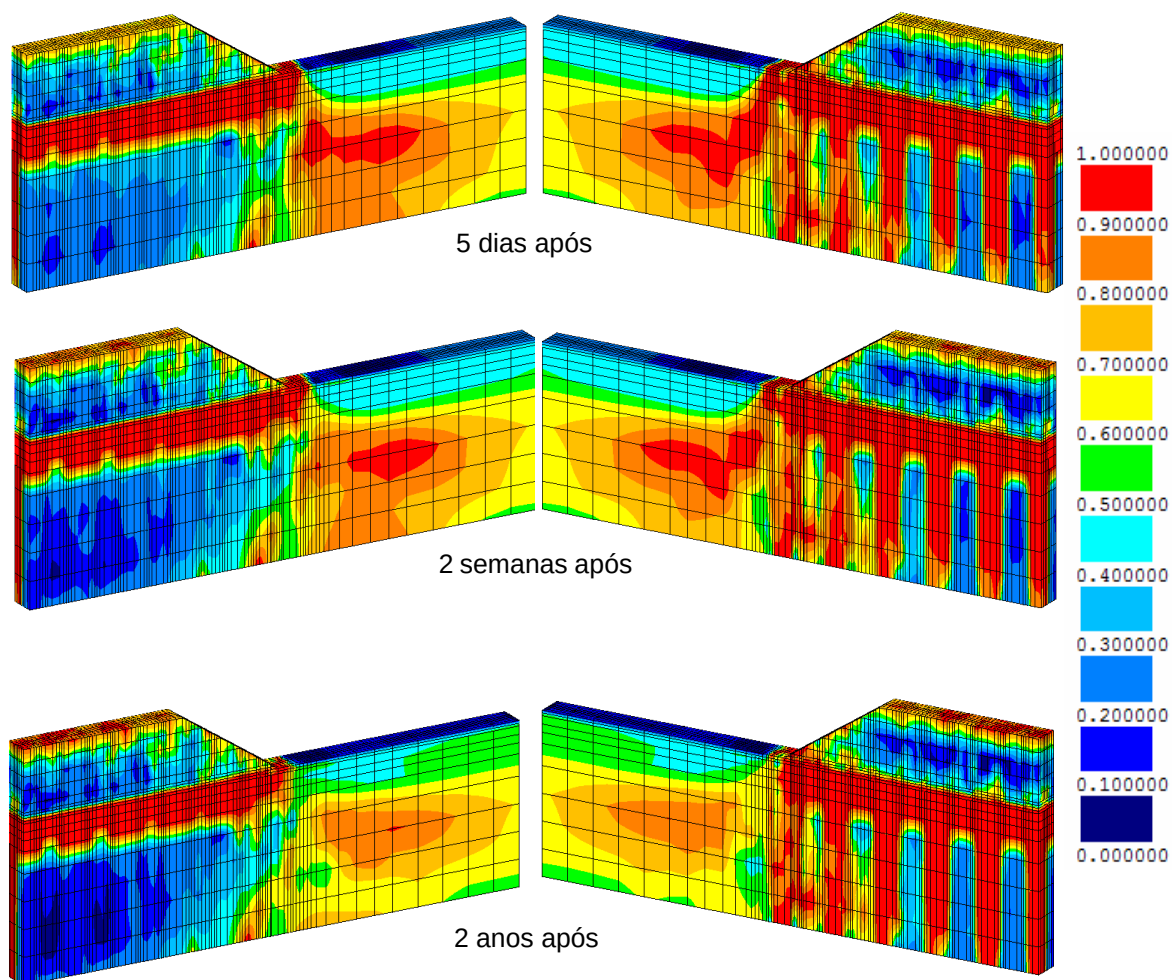


Figura 6-18 – Níveis de tensão: 5 dias, 2 semanas e 2 anos após a conclusão do aterro (no lado esquerdo, no plano que passa no solo mole entre duas fiadas de colunas de brita e, no lado direito, no plano que passa no meio de uma fiada de colunas de brita)

Numa tentativa de caracterizar um pouco melhor o comportamento da fundação em termos das tensões tangenciais τ_{xy} e τ_{yz} , apresentam-se nas figuras 6.19 a 6.22 a evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo de vários alinhamentos verticais. As tensões tangenciais τ_{xy} no lado direito das colunas são positivas quando o solo exerce sobre a coluna uma ação descendente e no lado esquerdo das colunas verifica-se a situação inversa, ou seja, as tensões tangenciais τ_{xy} são positivas quando a coluna exerce uma ação descendente sobre o solo. No caso de τ_{yz} (Figura 6-22), nas faces das colunas correspondentes a $z = 0,5$ m, os seus valores são negativos quando o solo exerce sobre a coluna uma ação descendente. Confirma-se que as tensões tangenciais que se desenvolvem na envolvente das colunas são pouco significativas e verifica-se que as tensões tangenciais alternam entre positivas e negativas no solo e nas colunas. Relativamente às colunas compreendidas na zona A, estas

apresentam uma tendência de comportamento semelhante nas duas direções (xy e yz): no topo, as colunas carregam o solo mole, mas esta situação inverte-se logo abaixo do topo e a partir de 2,5 m de profundidade as tensões tangenciais são próximas de zero. No plano xy , as tensões tangenciais na coluna 3 têm uma evolução semelhante em profundidade em ambas as interfaces, o que denota que a influência da geometria do aterro na direção transversal não influencia drasticamente a distribuição das tensões na direção transversal nesta coluna, o que é significativo atendendo a que o aterro tem uma dimensão muito menor na direção transversal do que na direção longitudinal. O mesmo já não acontece na coluna 4 (Figura 6-21).

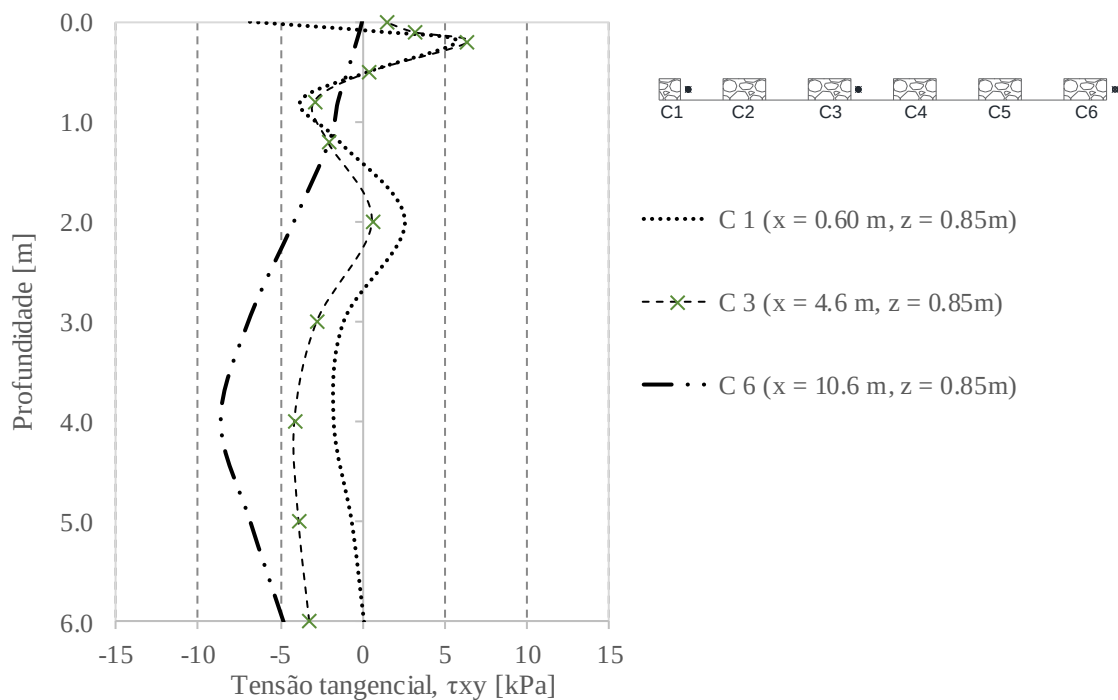


Figura 6-19 – Evolução da tensão tangencial τ_{xy} , no final da consolidação, ao longo de vários alinhamentos verticais na envolvente das interfaces entre as colunas e o solo mole, no plano $z = 0,85 \text{ m}$

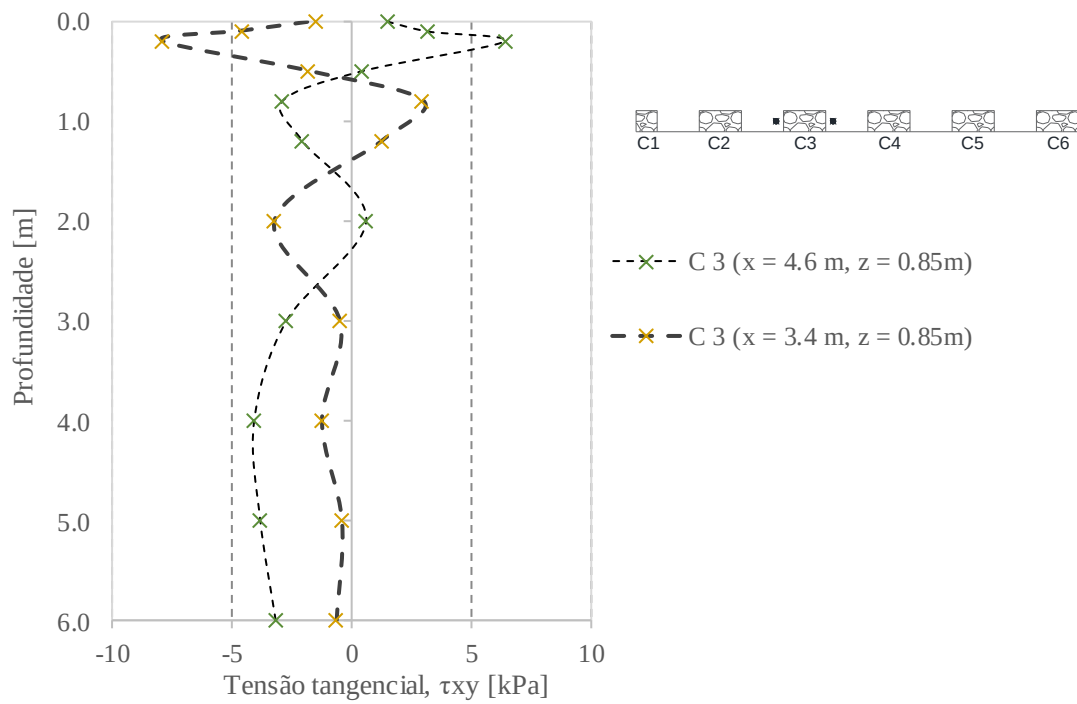


Figura 6-20 – Evolução da tensão tangencial τ_{xy} em profundidade, no final da consolidação, na envolvente das interfaces da coluna 3, no plano $z = 0,85$ m

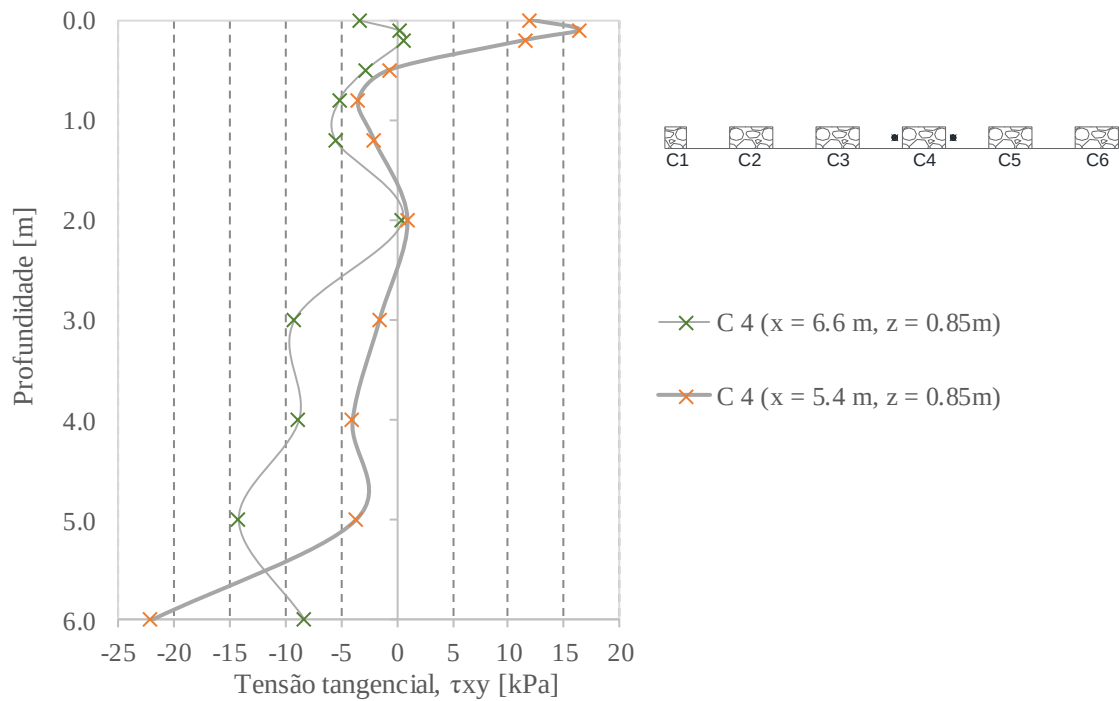


Figura 6-21 – Evolução da tensão tangencial τ_{xy} em profundidade, no final da consolidação, na envolvente das interfaces da coluna 4, no plano $z = 0,85$ m

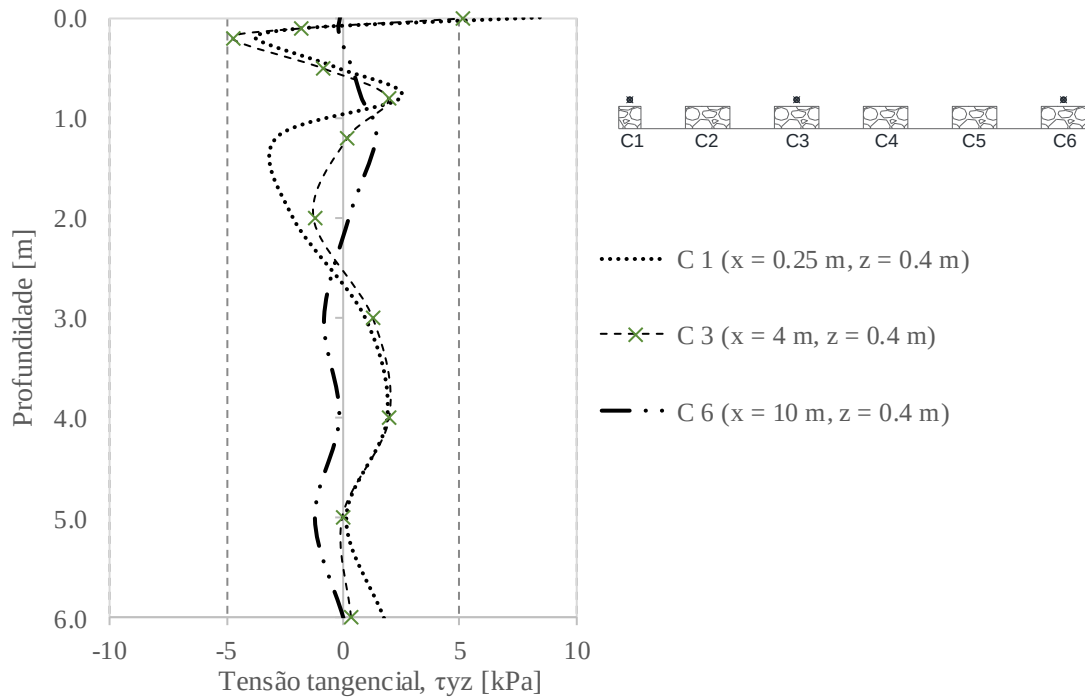


Figura 6-22 – Evolução da tensão tangencial τ_{yz} , no final da consolidação, ao longo de vários alinhamentos verticais na envolvente das interfaces entre as colunas e o solo mole, no plano $z = 0,40$ m

Fator de concentração de tensões

O fenómeno de transferência de carga para as colunas pode ser avaliado pelo fator de concentração de tensões. Este fator é definido pela relação:

$$FC = \Delta\sigma'_{v(col)} / \Delta\sigma'_{v(solo)} \quad (6.2)$$

em que $\Delta\sigma'_{v(col)}$ e $\Delta\sigma'_{v(solo)}$ representam, respetivamente, os acréscimos médios da tensão vertical efetiva na coluna e no solo da sua área de influência. Quanto maior for o fator de concentração de tensões (FC), maior é o efeito de transferência de carga para as colunas (por efeito de arco).

Nas figuras 6.23 a 6.25 apresenta-se a evolução do FC em profundidade no final da construção, duas semanas após o final da construção e no final da consolidação. O FC da 6ª coluna (a partir da parte central do aterro) foi calculada considerando somente a metade interior da área de influência da coluna, dado que a metade exterior se encontra fora da área carregada.

Estes resultados mostram que os valores de FC no final da construção são já próximos dos valores verificados no final da consolidação (com exceção da coluna 6), o que seria expectável atendendo à evolução dos excessos de pressão intersticial e dos incrementos de tensão efetiva vertical. De uma maneira geral, os valores de FC variam entre 5 e 10, o que se encontra dentro dos valores típicos para este tipo de obras (Sexton *et al.*, 2014). Os valores de FC são mais elevados na base do aterro devido à distribuição de cargas por efeito de arco no corpo do aterro para as colunas. As três colunas mais próximas do centro do aterro apresentam valores de FC muito próximos. Para estas colunas, o valor de FC reduz desde a superfície até 1 m de profundidade e aumenta de 5 para 10 entre as profundidades de 1 m e 2 m, mantendo-se aproximadamente constante a maior profundidade. Na coluna 6 o perfil de evolução do FC é muito diferente das outras colunas, apresentando um valor muito elevado na base. Isto deve-se ao facto do solo mole perto da base do aterro receber incrementos de tensão efetiva verticais muito pequenos, o que faz com que o fator de concentração de tensões, com um valor muito baixo em denominador, seja muito alto. Este efeito é também visível, com menor expressão, na coluna 5.

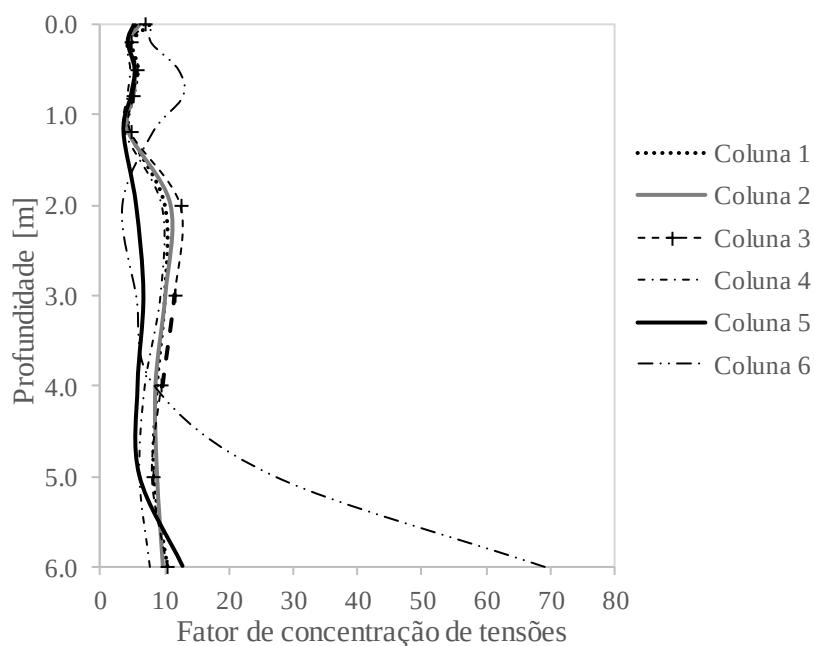


Figura 6-23 – Evolução do fator de concentração de tensões, em profundidade, no final da construção do aterro (semana 5)

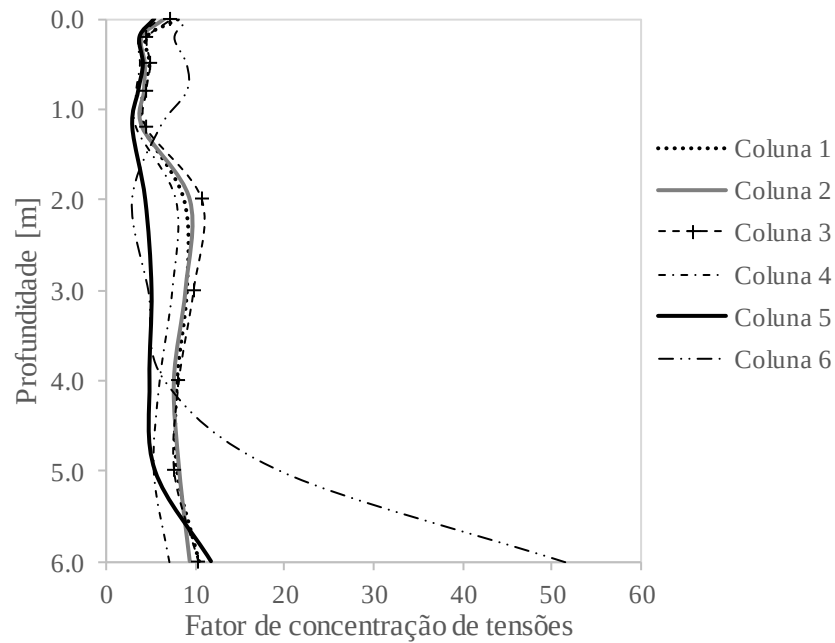


Figura 6-24 – Evolução do fator de concentração de tensões, em profundidade, após a construção do aterro (semana 7)

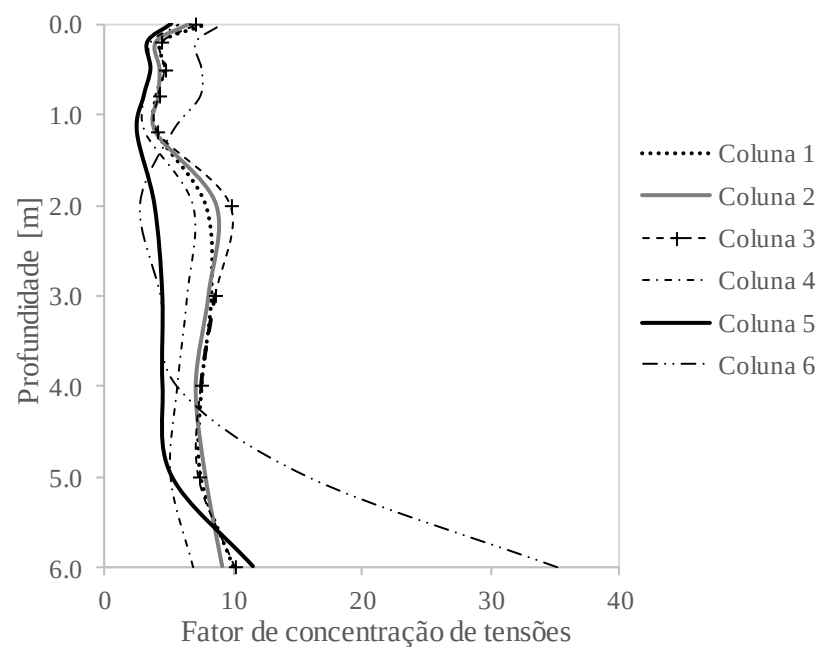


Figura 6-25 – Evolução do fator de concentração de tensões, em profundidade, no final da consolidação (semana 105)

6.3.3 - Deslocamentos

A avaliação dos movimentos da obra ao longo do tempo, desde a construção do aterro até à fase em que tendem para a estabilização, é de grande importância atendendo a que os deslocamentos máximos e os assentamentos diferenciais podem afetar de uma forma significativa a funcionalidade de uma obra de aterro e agravar os custos de manutenção (por exemplo, reparação de pavimentos construídos sobre o aterro) (Borges, 1995).

A modelação da obra através de um programa baseado no método dos elementos finitos, com formulação acoplada mecânico-hidráulica, é muito útil para avaliar os movimentos da fundação e do aterro, atendendo a que permite analisar a evolução global dos deslocamentos desde o início da construção do aterro até ao final da consolidação.

Seguidamente examinar-se-ão, usando os resultados do problema base reforçado, os movimentos genéricos da fundação e do aterro.

Na Figura 6-26 são apresentadas as configurações das deformadas da obra, no final da construção do aterro e no final da consolidação do solo mole, tanto no plano que passa no solo mole equidistante de duas fiadas de colunas de brita ($z = 0$) como no plano que passa pelo centro de uma fiada de colunas de brita ($z = 1$ m). Os deslocamentos são afetados de um fator de ampliação de 7.

Complementarmente, a Figura 6-27 mostra o perfil de deslocamentos verticais no topo do solo mole, no plano $z = 0$ e no plano $z = 1$ m, no final da construção e no final da consolidação.

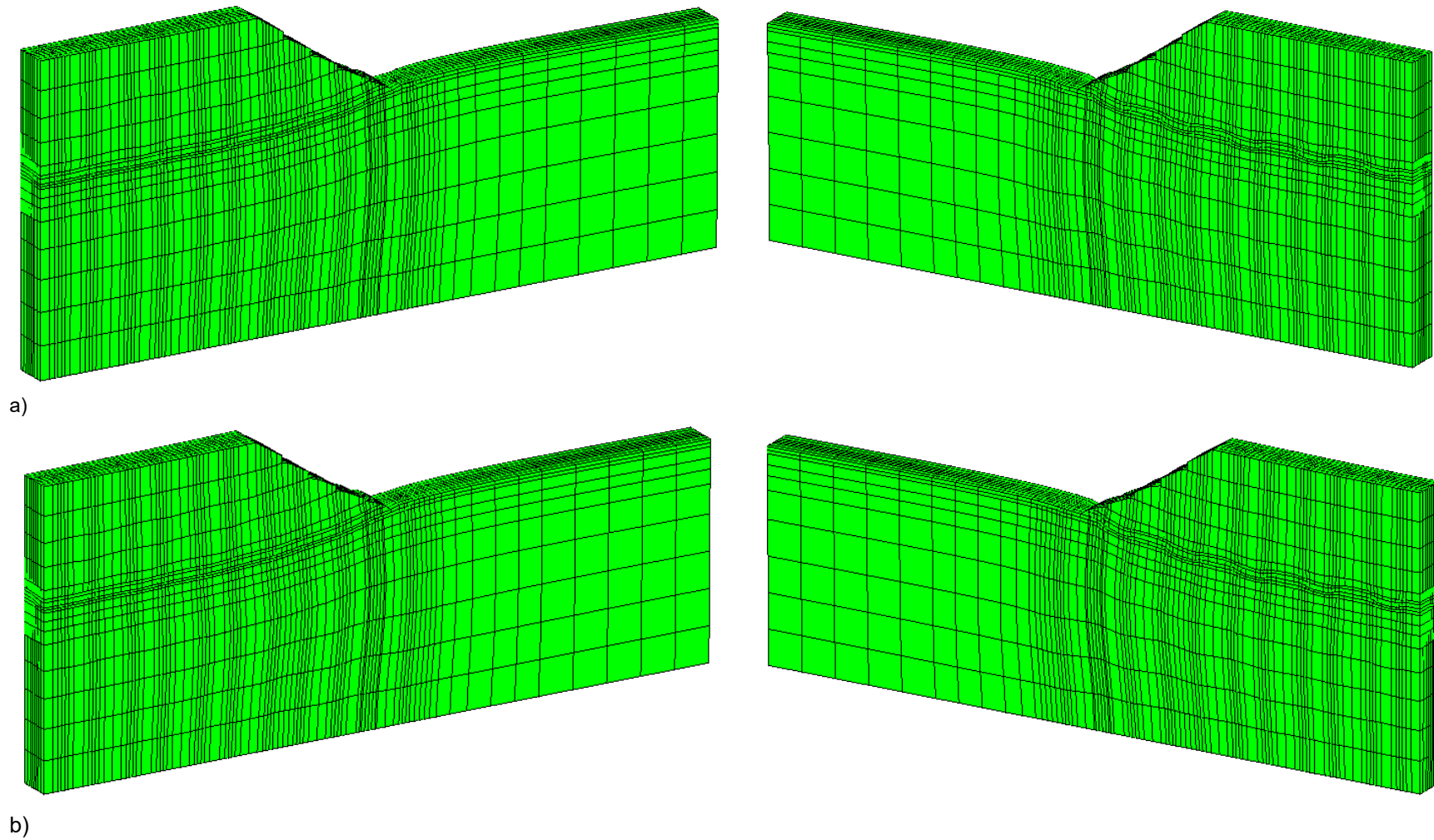


Figura 6-26 – Malhas deformadas (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 7): a) no final da construção; b) no final da consolidação

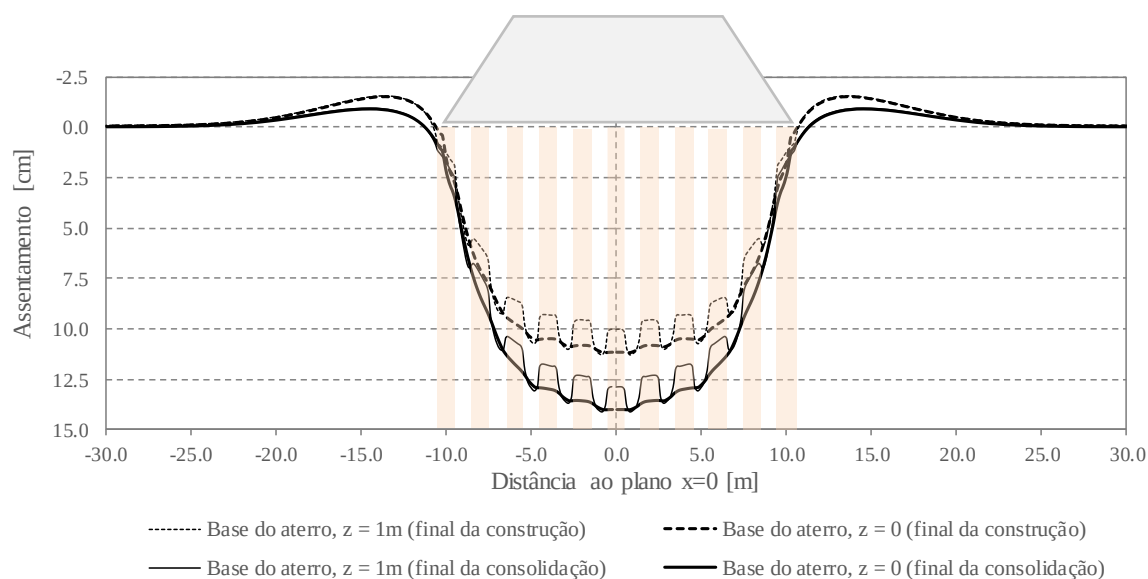


Figura 6-27 – Assentamentos na base do aterro nos planos $z = 0$ e $z = 1$ m, no final da construção do aterro e no final da consolidação

Na análise do comportamento da obra em termos de tensões (secção 6.3.2) considerou-se o maciço de fundação dividido em 3 zonas (Figura 6-8). Verifica-se que essa divisão é também aplicável ao comportamento dos assentamentos. Na zona central (zona A), localizada sob a plataforma de aterro, os assentamentos são mais elevados, registando-se valores que variam entre 11,5 cm e 14,1 cm no final da consolidação. A zona subjacente ao talude do aterro – zona B, caracteriza-se por apresentar assentamentos sucessivamente menores na direção do pé do talude. Por sua vez, a zona exterior ao aterro, não carregada – zona C – é caracterizada pelo levantamento, ainda que pouco significativo do solo mole. No final da consolidação o deslocamento vertical ascendente é inferior a 1,5 cm.

Pela análise da Figura 6-27 é também notório que os assentamentos são menores nas colunas do que no solo mole, o que seria expectável dada a maior rigidez das colunas. No entanto, esta diferença não é particularmente significativa. Com efeito, no final da consolidação o assentamento na coluna 1 é de 12,9 cm e no solo mole envolvente é de 14,1 cm, o que se traduz por um assentamento diferencial máximo a meio vão de 1,2 cm, cerca de 9% do assentamento total máximo. Verifica-se igualmente que existem assentamentos apreciáveis já na fase final da construção do aterro.

Com o intuito de avaliar como evoluem os assentamentos durante as várias fases da obra, mostram-se na Figura 6-28 e na Figura 6-29 os assentamentos à superfície do solo mole, no

plano $z = 0$, em várias fases do período de construção e após a construção do aterro. Estes resultados são complementados com os apresentados na Figura 6-30 e na Figura 6-31, que mostram a evolução dos assentamentos ao longo ao tempo, tanto a meio vão como na extremidade da plataforma do aterro.

Observa-se que os deslocamentos verticais começam a processar-se logo após a colocação da primeira camada de aterro. No final da construção o assentamento máximo no solo mole é de 11,19 cm e no final da consolidação é de 14,1 cm, o que significa que aproximadamente 80% do assentamento máximo a longo prazo é atingido no final da construção. 2 semanas após o final da construção, o assentamento máximo registado é de 13,12 cm, o que representa 93.5% do assentamento máximo a longo prazo; 2 meses após o final da construção o assentamento máximo é de 13,94 cm, ou seja, 99% do assentamento máximo e o assentamento máximo atinge o valor registado a longo prazo após 4 meses.

Analisando mais detalhadamente a evolução no tempo dos assentamentos no solo mole a meio vão (Figura 6-30), observa-se que, desde o início da construção do aterro, tanto o solo mole como a coluna exibem uma alta taxa de assentamentos (cerca de 0,32 cm/dia) que se mantém até ao final da construção. No período pós-construção verifica-se uma diminuição da taxa de assentamento, e a estabilização do valor do assentamento acontece por volta do dia 150. O assentamento diferencial apresenta um valor praticamente constante a partir da 4ª semana, ou seja, a coluna 1 e o solo envolvente deformam-se como um bloco único (Figura 6-30) até ao final da consolidação. O assentamento diferencial na zona central do topo do aterro é inexpressivo.

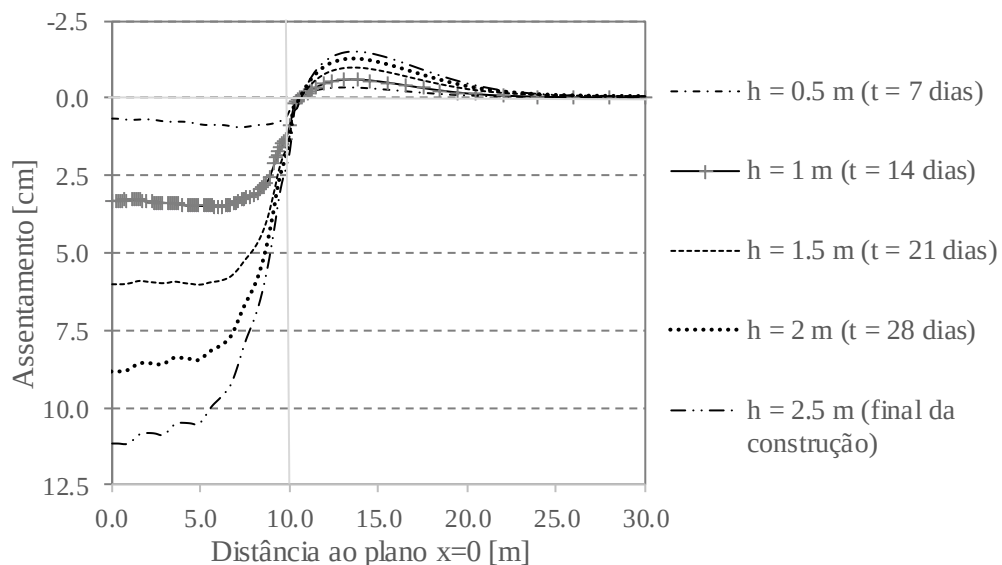


Figura 6-28 – Assentamentos na base do aterro, no solo mole entre colunas de brita ($z = 0$), durante a construção do aterro

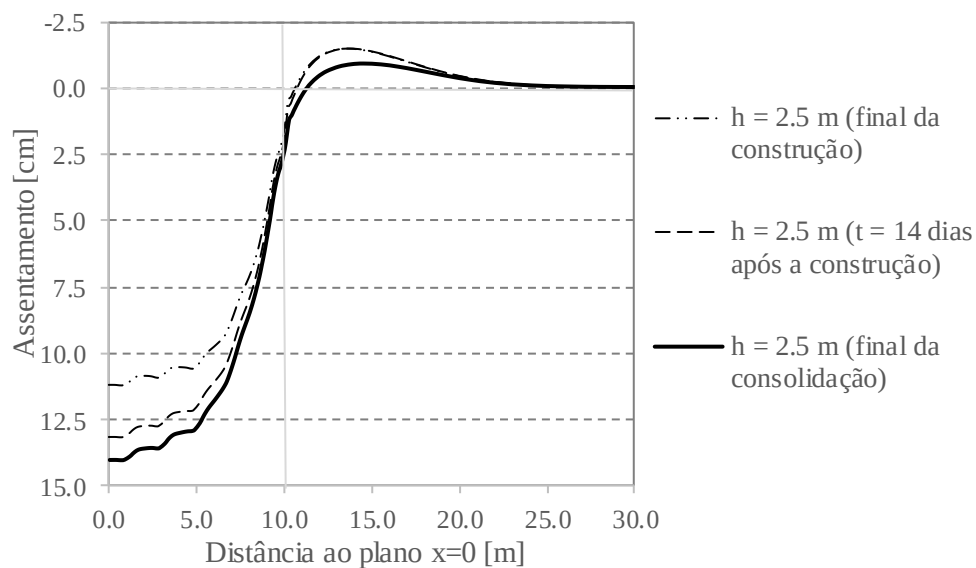


Figura 6-29 – Assentamentos na base do aterro, no solo mole entre colunas de brita ($z = 0$), após a construção do aterro

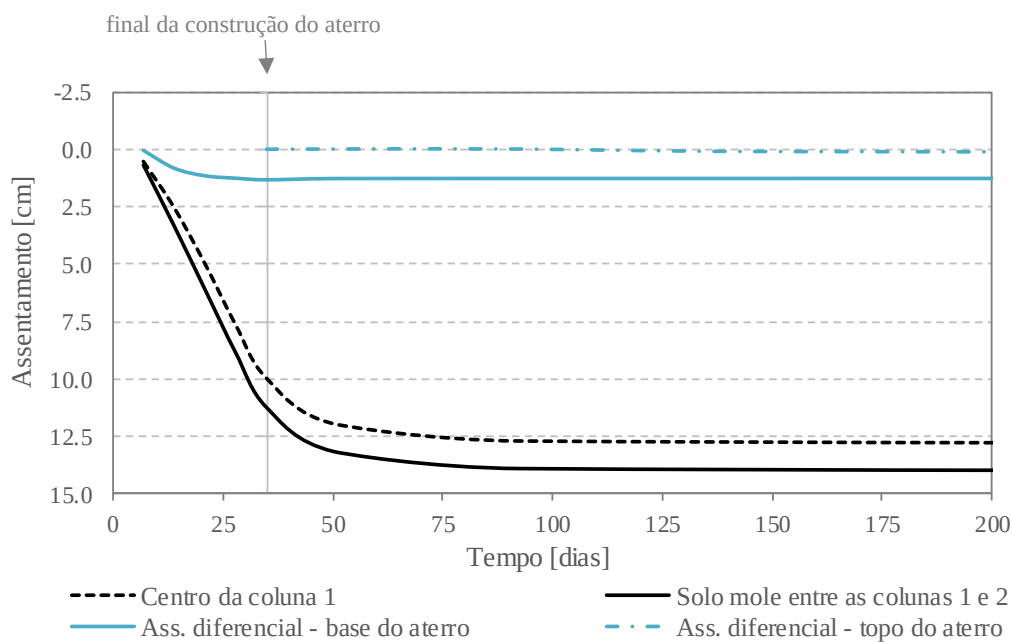


Figura 6-30 – Evolução no tempo dos assentamentos na zona central da base do aterro e no topo do aterro ($z = 1$ m)

Passando à análise dos assentamentos na zona A, a Figura 6-31 mostra a evolução no tempo dos assentamentos no centro e na extremidade da plataforma do aterro, tanto na sua base, à superfície do solo mole, como no topo. Na base do aterro o assentamento diferencial a longo

prazo é de cerca de 3,7 cm. Por sua vez, o assentamento diferencial no topo do aterro no final da consolidação é de apenas de 0,8 cm. Estes assentamentos diferenciais, francamente baixos, são explicados fundamentalmente pelo mecanismo de efeito de arco que se materializa no corpo do aterro. Como já foi visto, o efeito de arco é uma consequência da diferença de rigidez das colunas de brita comparativamente com a rigidez do solo argiloso. Assim, a maior rigidez das colunas de brita vai induzir uma concentração de tensões verticais nas colunas e aliviar a carga transmitida ao solo mole, o que resulta numa maior homogeneidade dos assentamentos globais. Se não houvesse lugar à mobilização do mecanismo de efeito de arco, em resultado, por exemplo, de um afastamento excessivo das colunas ou por altura insuficiente da camada de aterro, haveria certamente uma maior percentagem da carga de aterro transferida para o solo mole, o que se repercutiria em maiores assentamentos do solo mole e menores assentamentos nas colunas, logo, em maiores assentamentos diferenciais. Relativamente ao valor muito baixo do assentamento diferencial registado na superfície do aterro, este resulta do efeito de arco conjugado com o facto das camadas de aterro serem colocadas niveladas, ou seja, aquando da colocação de uma nova camada de aterro, parte da carga do aterro subjacente já está a ser conduzida por efeito de arco para as colunas e os assentamentos verificados no topo da camada de aterro imediatamente subjacente são colmatados com a colocação da camada superior. Sublinha-se ainda que o valor muito pequeno do assentamento diferencial à superfície do aterro é de grande importância para a análise dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro.

Na zona não carregada adjacente ao pé do talude verificam-se levantamentos, pouco significativos, que no final da construção atingem o valor máximo de 1,5 cm e no final da consolidação de 0,9 cm.

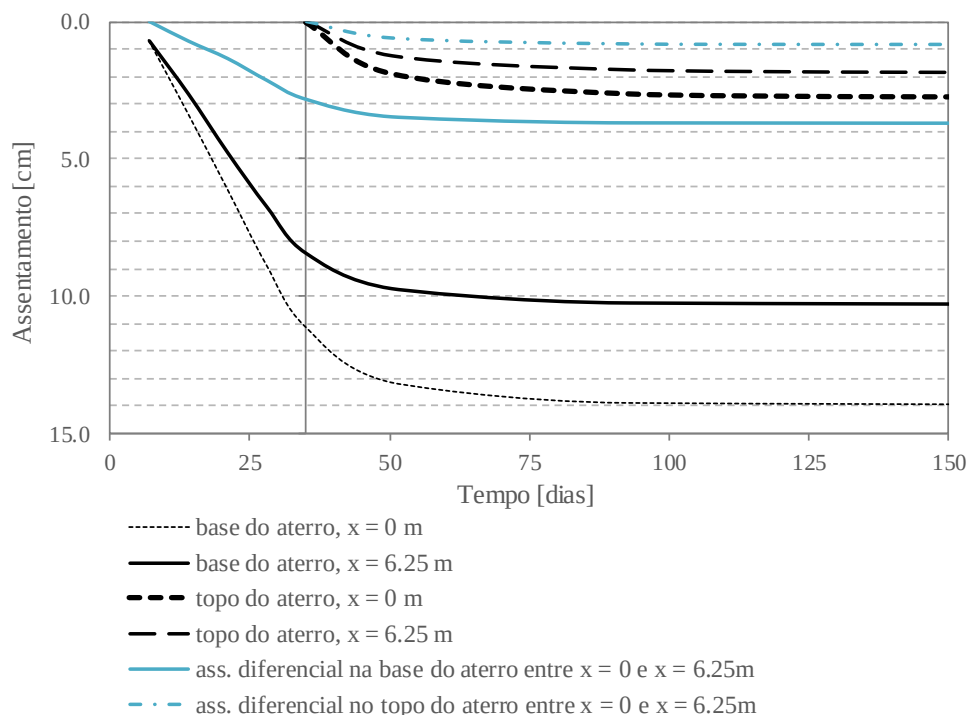


Figura 6-31 – Evolução no tempo dos assentamentos na base do aterro e no topo do aterro (em $z = 1$ m), nos pontos $x = 0$ m (zona central do aterro) e $x = 6,25$ m (extremidade da plataforma de aterro)

Aprofundando um pouco mais o que se passa ao nível das deformações em profundidade, na Figura 6-32 e na Figura 6-33 são representados os deslocamentos verticais do solo mole em vários alinhamentos verticais nas interfaces com as colunas de brita, tanto no final da construção como no final da consolidação.

Como primeiro comentário global a estas figuras, verifica-se que nas colunas mais centrais (colunas 1 a 4) a taxa de variação do deslocamento vertical (deformação vertical) é, em termos médios, menor na camada sobreconsolidada (entre zero e 2 m de profundidade), como seria expectável. Verifica-se também que os deslocamentos verticais continuam a aumentar no período desde o final da construção até ao final da consolidação, mas em nenhum dos alinhamentos este aumento é muito significativo, o que reforça a ideia de que grande parte dos assentamentos e da mobilização dos mecanismos de transferência de carga já se encontram estabelecidos no final da construção.

Os deslocamentos verticais na interface com a coluna 5 são consideravelmente inferiores aos que se verificam nas colunas centrais. A partir de 0,2 m de profundidade, a taxa de variação do assentamento mantém-se aproximadamente constante e igual a 1%. A interface da coluna

6 com o solo mole apresenta deslocamentos verticais muito inferiores aos verificados nas restantes colunas. A taxa de variação do assentamento é muito próxima de zero até 4 m de profundidade, aumentando ligeiramente nas camadas mais próximas do estrato rígido.

Na Figura 6-34 mostram-se os deslocamentos verticais em vários alinhamentos do solo mole entre as colunas de brita ($x = 0,85$ m, $x = 4,85$ m, $x = 6,85$ m e $x = 8,85$ m). Verifica-se que em todos estes alinhamentos os deslocamentos verticais são ligeiramente superiores aos que ocorrem na periferia das colunas mais próximas, principalmente na camada superior de solo mole até 0,5 m de profundidade. Verifica-se, igualmente (como na Figura 6-32 e na Figura 6-33), uma menor taxa de variação dos assentamentos verticais, em termos médios, na camada sobreconsolidada (entre zero e 2 m de profundidade) que na camada normalmente consolidada (de 2 a 6 m de profundidade), não obstante a taxa relativamente elevada à superfície (até 0,5 m de profundidade).

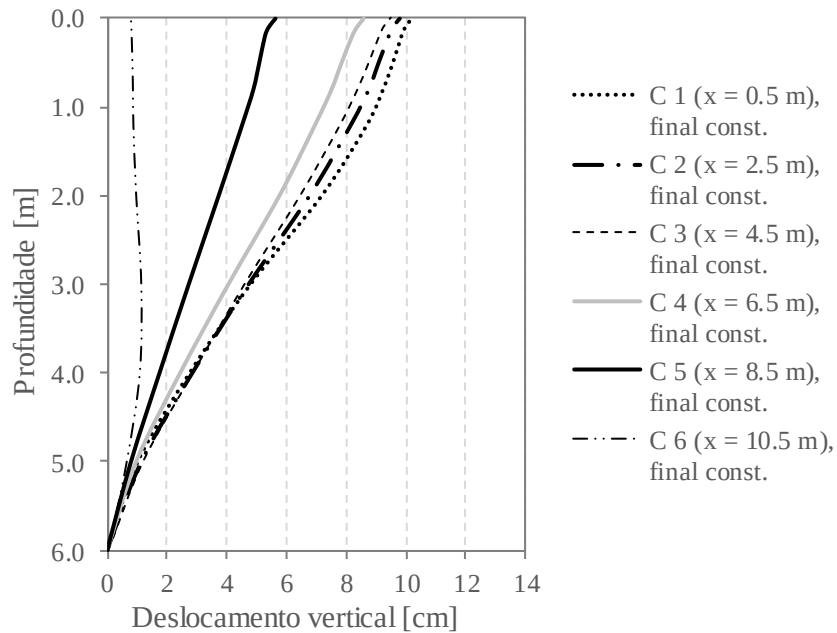


Figura 6-32 – Deslocamento vertical no final da construção, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole

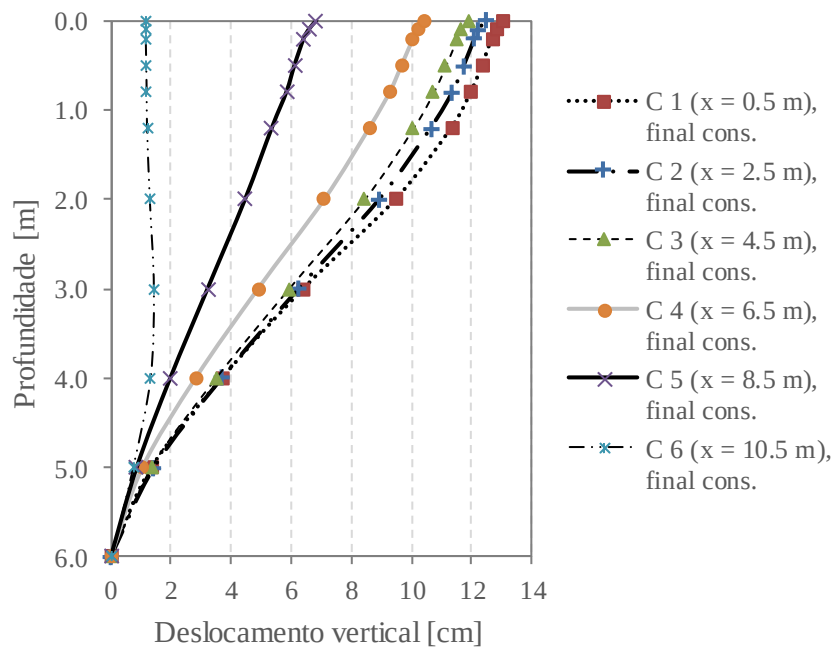


Figura 6-33 – Deslocamento vertical no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole

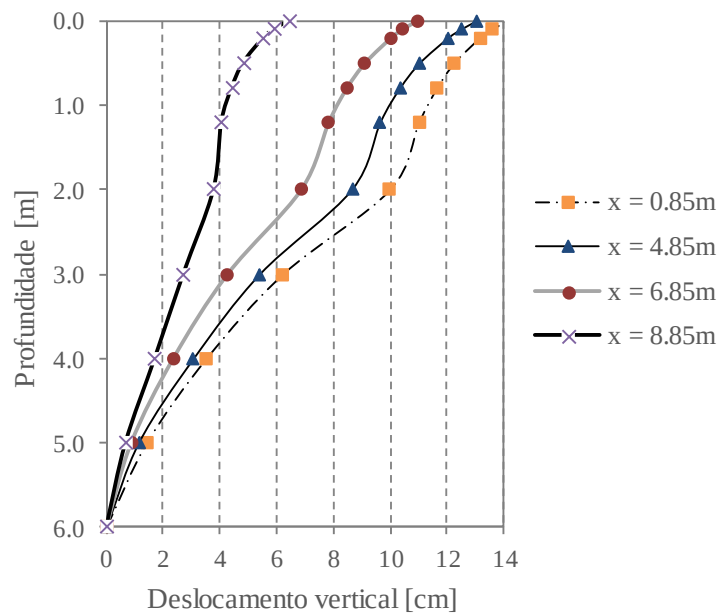


Figura 6-34 – Deslocamento vertical no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais do solo mole

Na tentativa de perceber o que se passa ao nível dos assentamentos em profundidade, são mostrados em diferentes profundidades (até 2 m de profundidade) os deslocamentos verticais no plano que passa pelo centro de uma fiada de colunas ($z = 1$ m), no final da construção (Figura 6-35) e no final da consolidação (Figura 6-36). Na Figura 6-37 são apresentados os deslocamentos verticais em profundidade na interface da coluna 1 ($x = 0,5$ m) e no solo mole envolvente ($x = 0,85$ m), e na Figura 6-38 os mesmos resultados relativos à coluna 3 ($x = 4,5$ m e $x = 4,85$ m).

De uma maneira geral, como não poderia deixar de ser, a magnitude dos assentamentos diminui em profundidade. Na base do aterro, na zona central, o solo mole tem assentamentos um pouco mais elevados do que as colunas. No final da consolidação, o assentamento máximo a meio vão é de 12,9 cm no topo da coluna 1 e 14,1 cm no solo mole envolvente, enquanto que o deslocamento vertical ascendente máximo é de 0,9 cm. À profundidade de 0,5 m as colunas de brita e o solo mole assentam praticamente uniformemente com o solo mole. Para profundidades compreendidas entre 0,5 m e 1,5 m as colunas de brita têm um assentamento maior do que o solo mole. Isto deve-se a que a coluna se deforma mais do que o solo mole, pela ação da carga que é transmitida pelo aterro para a coluna, e esta deformação tender a ser equilibrada pela tensão de corte que se desenvolve no solo ligeiramente sobreconsolidado. Abaixo de 1,5 m o solo mole volta a assentar mais do que a coluna. Verifica-se que para profundidades abaixo dos 3 m os assentamentos são praticamente uniformes nas colunas e no solo mole envolvente.

Em síntese, há zonas em profundidade onde o solo mole assenta mais do que as colunas de brita, e zonas em que as colunas sofrem um maior assentamento, o que reflete a alternância do sinal das tensões tangenciais nas camadas mais superficiais do solo mole. Com efeito, a carga do aterro é encaminhada por efeito de arco para a coluna. No topo, a coluna, mais carregada, deforma-se por *bulging*, por ter mais carga. A coluna deformada, abaixo do topo, passa a apoiar-se no solo mole. Com o aumento da profundidade este efeito inverte-se e as colunas passam a ter assentamentos ligeiramente maiores do que o solo. A tendência global é a de uma uniformização dos assentamentos entre o solo mole e as colunas de brita, que se reflete nos baixos assentamentos diferenciais à superfície e em profundidade.

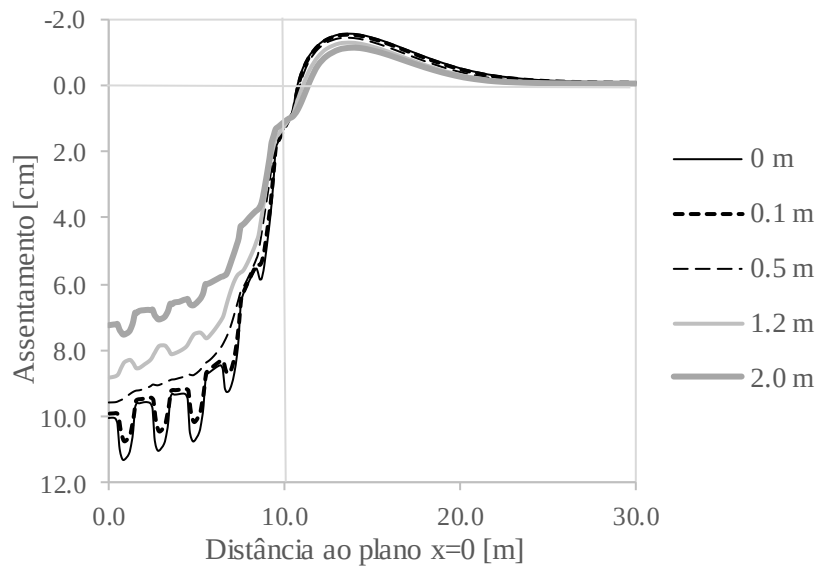


Figura 6-35 – Deslocamentos verticais no final da construção, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, para as profundidades de 0, 0,1 m, 0,5 m, 1,2 m e 2,0 m

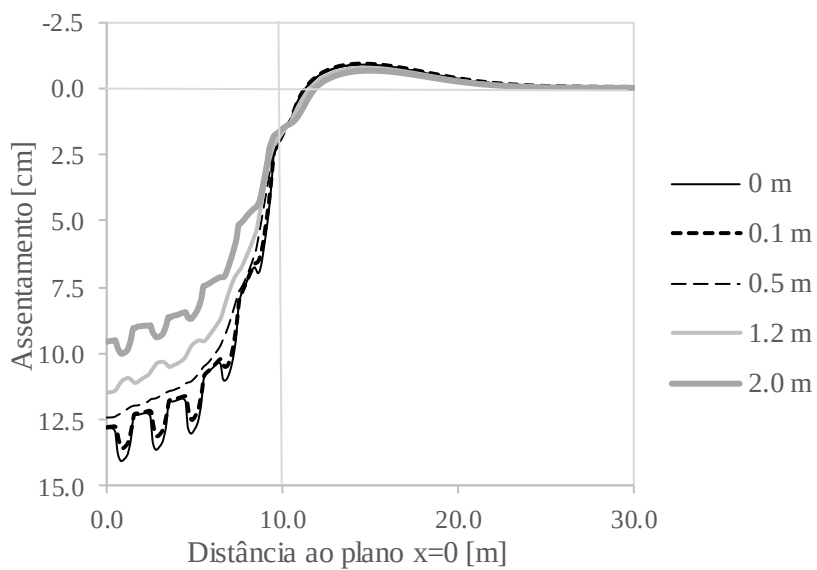


Figura 6-36 – Deslocamentos verticais no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, para as profundidades de 0, 0,1 m, 0,5 m, 1,2 m e 2,0 m

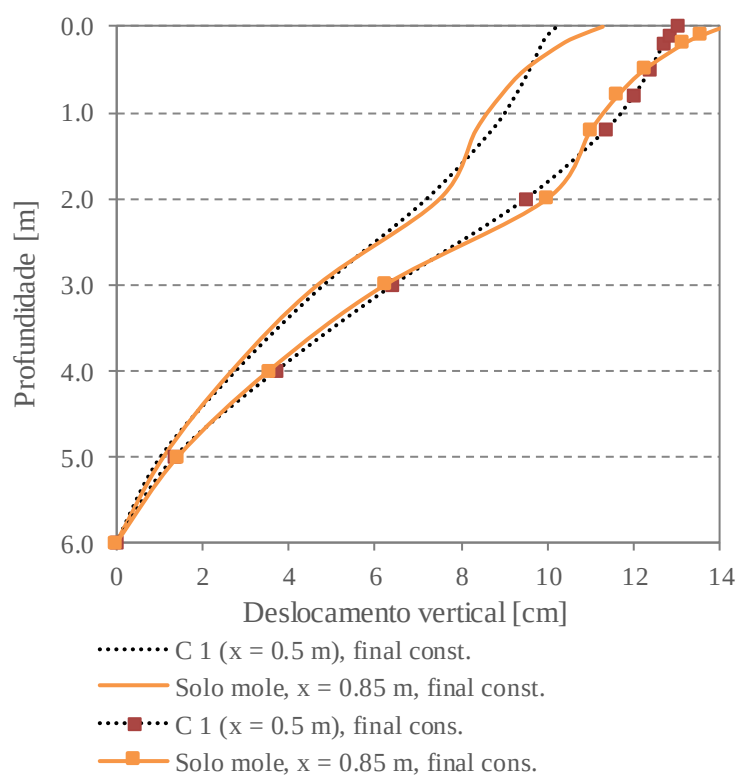


Figura 6-37 – Deslocamentos verticais no final da construção e no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, nos alinhamentos verticais: $x = 0,5$ m (interface coluna 1/solo mole) e $x = 0,85$ m (solo mole)

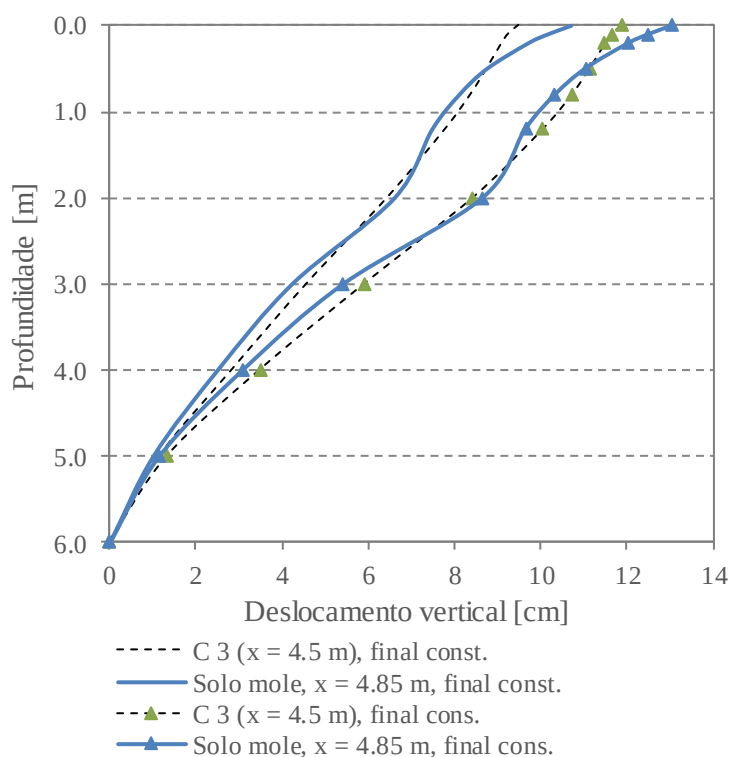


Figura 6-38 – Deslocamentos verticais no final da construção e no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, nos alinhamentos verticais: a) $x = 4,5$ m (interface coluna 3/solo mole); b) e $x = 4,85$ m (solo mole)

Nas figuras 6.39 e 6.40 representa-se o perfil de deslocamentos horizontais nas interfaces das colunas com o solo mole, na direção transversal, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita (em $z = 1$ m), nos seguintes alinhamentos verticais: $x = 0,5$ m, $x = 2,5$ m, $x = 4,5$ m, $x = 6,5$ m, $x = 8,5$ m e $x = 10,5$ m, no final da construção e no final da consolidação, respetivamente. A análise das figuras permite identificar alguns aspetos típicos deste tipo de obras que se abordam em seguida.

Verifica-se que os deslocamentos horizontais são globalmente dirigidos para fora da zona carregada, e que aumentam com o afastamento das colunas ao ponto médio do aterro. Os deslocamentos horizontais são registados ao longo de todo o comprimento da coluna, mas é entre as profundidades de 1,5 - 2,5 m que se registam os valores mais elevados. Os deslocamentos horizontais dirigidos para o exterior estão em consonância com os resultados experimentais observados em obras reais e estão associados às deformações distorcionais que ocorrem no solo de fundação no processo de carga e no processo de consolidação (Borges, 1995; Borges, 2009). Verifica-se que grande parte dos deslocamentos horizontais ocorrem até ao final da construção, registando-se posteriormente um ligeiro aumento até ao

final da consolidação. A diferença máxima entre os deslocamentos horizontais no final da construção e no final da consolidação é inferior a 0,5 cm.

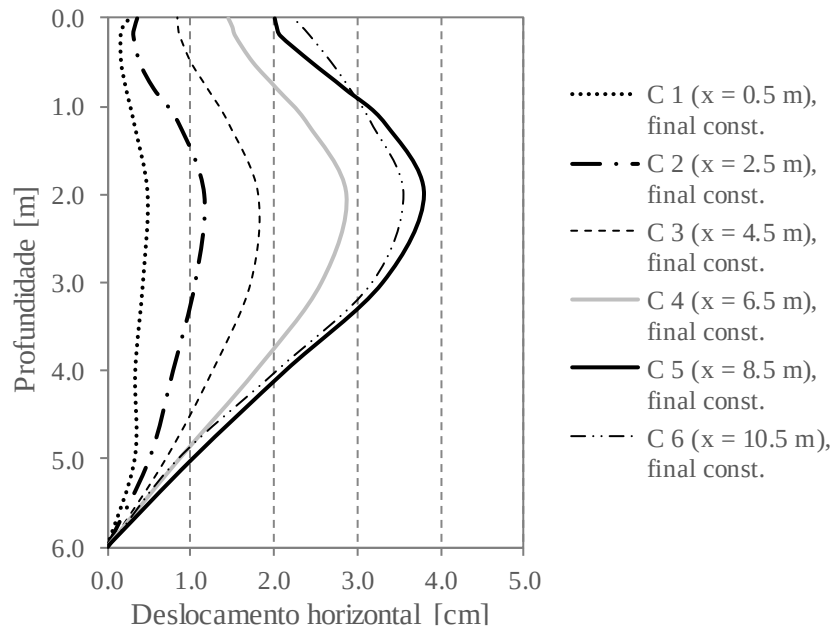


Figura 6-39 – Deslocamentos horizontais no final da construção, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole

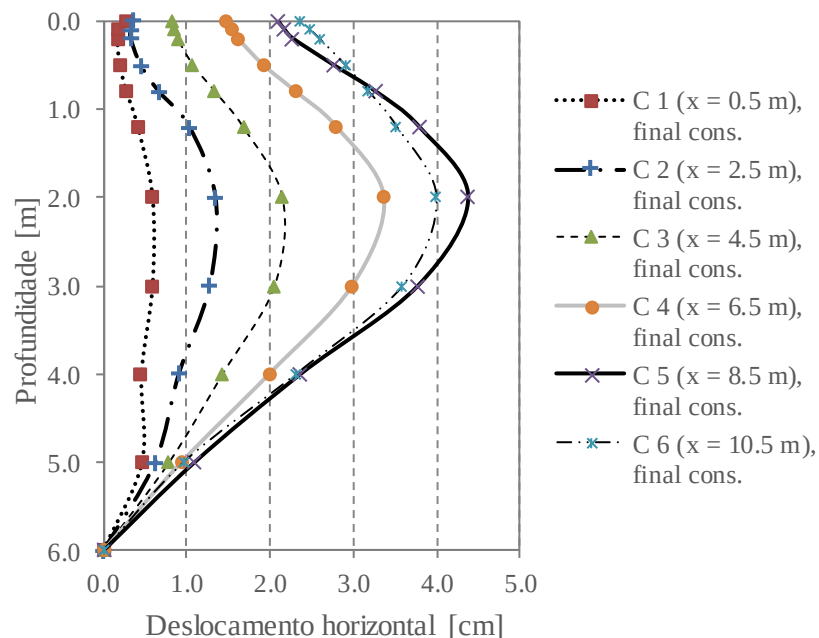


Figura 6-40 – Deslocamentos horizontais no final da consolidação, no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita, ao longo de vários alinhamentos verticais nas interfaces entre as colunas e o solo mole

Nas figuras 6.41 e 6.42 mostram-se os deslocamentos horizontais nas interfaces das colunas com o solo mole na direção longitudinal (no plano $z = 0,5$ m), em $x = 0$, $x = 2$ m, $x = 4$ m, $x = 6$ m, $x = 8$ m e $x = 10$ m, no final da construção e no final da consolidação, respetivamente. Os deslocamentos horizontais registados na direção longitudinal são globalmente menores do que os deslocamentos horizontais na direção transversal (Figura 6-39 e Figura 6-40), o que reflete o carácter tridimensional do problema em estudo e a maior deformação da fundação na direção não confinada. No entanto, observa-se que a coluna 1 tem deslocamentos horizontais com magnitude semelhante nos dois alinhamentos estudados. Em todas as colunas, o deslocamento horizontal é máximo aos 2 m de profundidade, com exceção da coluna 6, que tem um comportamento diferente das outras colunas e deslocamentos horizontais na direção do eixo z praticamente nulos.

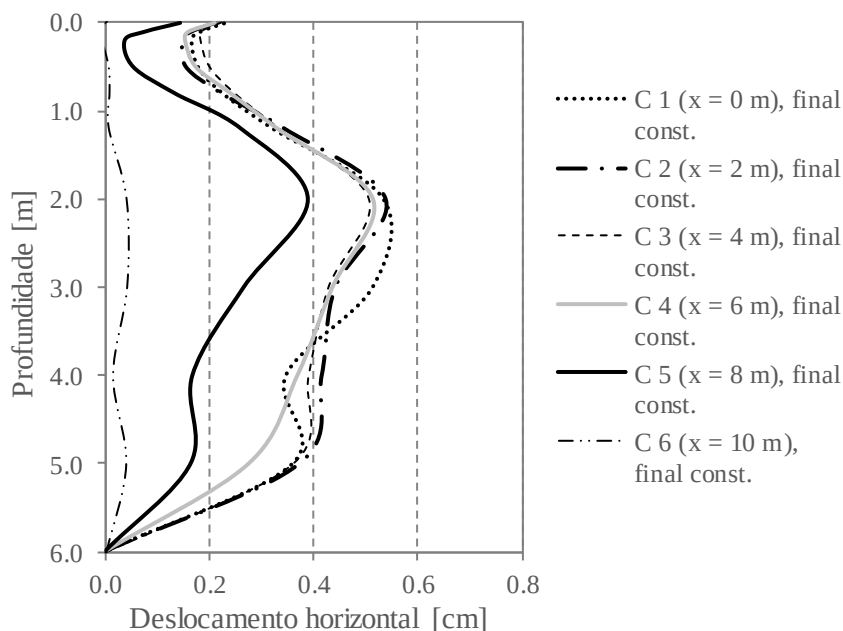


Figura 6-41 – Deslocamentos horizontais no final da construção, no plano que passa pela interface entre as colunas de brita e o solo mole na direção longitudinal, ao longo de vários alinhamentos verticais

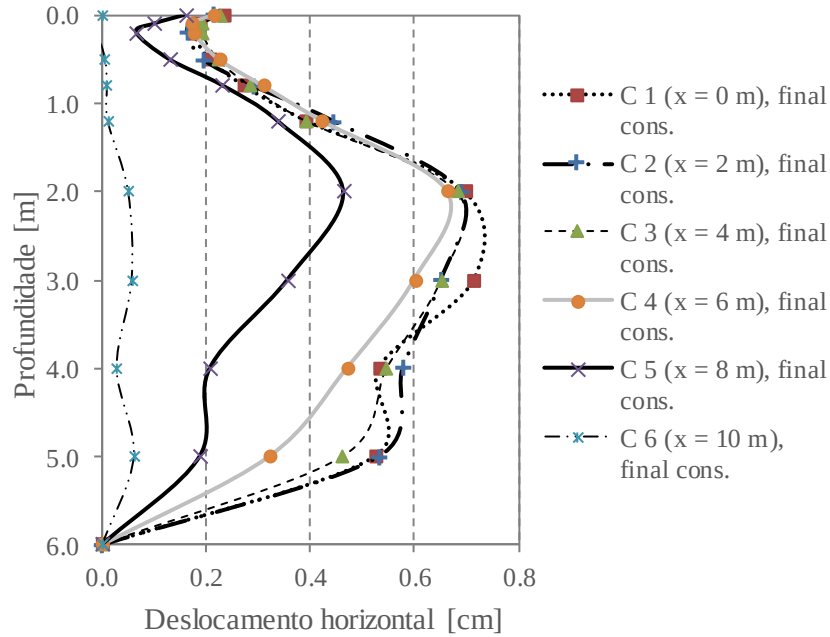


Figura 6-42 – Deslocamentos horizontais no final da consolidação, no plano que passa pela interface entre as colunas de brita e o solo mole na direção longitudinal, ao longo de vários alinhamentos verticais

6.3.4 - Trajetórias de tensão

A análise da distribuição de tensões entre as colunas de brita e o solo mole é complexa devido fundamentalmente aos fenómenos de redistribuição de tensões. Na tentativa de tornar a exposição mais clara, consideram-se os pontos representados na Figura 6-43 (coincidentes com os pontos de Gauss de elementos finitos para os quais se pretende analisar as trajetórias de tensões totais e efetivas).

As trajetórias de tensões foram representadas em diagramas p , p' , q e p' , ν , em que:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{2} \quad (6.3)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{2} \quad (6.4)$$

$$q = \frac{\sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2}}{\sqrt{2}} \quad (6.5)$$

$$\nu = 1 + e \quad (6.6)$$

em que: σ_1 , σ_2 e σ_3 – tensões principais totais; σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 – tensões principais efetivas; p – tensão média total; p' – tensão média efetiva; q – tensão de desvio; v – volume específico; e – índice de vazios.

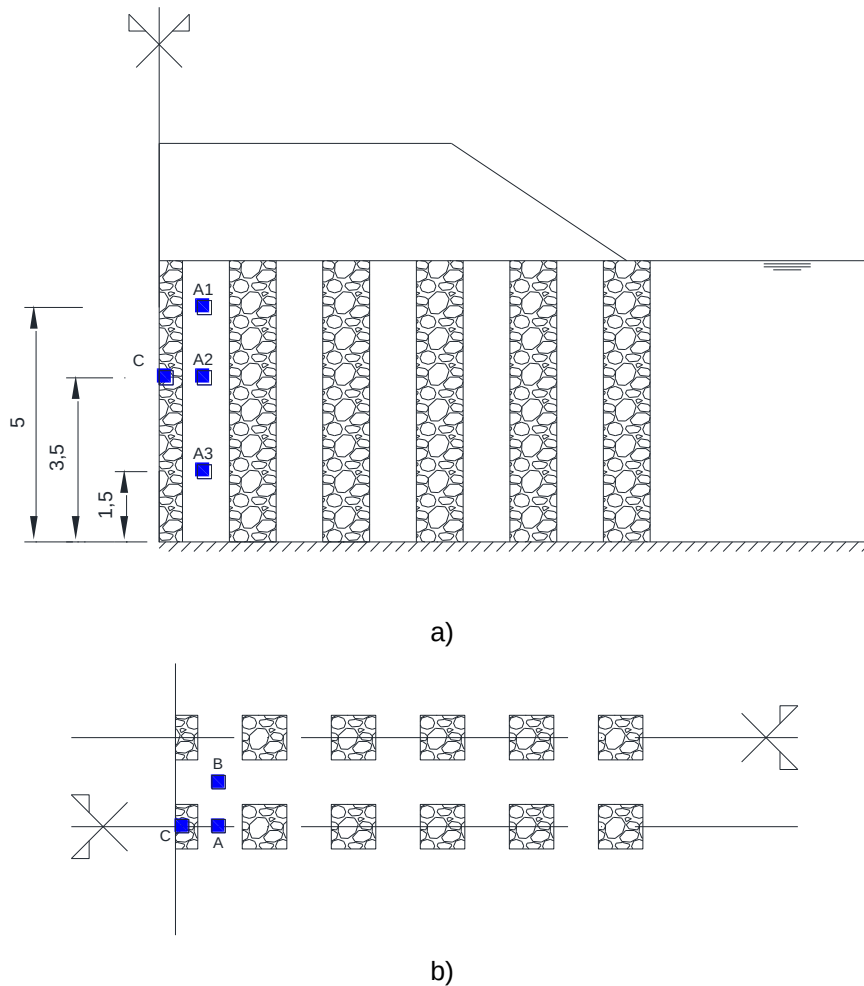


Figura 6-43 – Pontos de gauss considerados no estudo da evolução das trajetórias de tensão

A Figura 6-44 e a Figura 6-45 mostram, respectivamente, a evolução do estado de tensão efetiva e total dos pontos A1 e B1, localizados no solo mole entre colunas de brita junto ao eixo de simetria, a 1 m de profundidade. As figuras 6-46, 6-47 e 6-50 mostram a evolução do estado de tensão efetiva e total dos pontos A2, B2 e C, localizados a 2,5 m de profundidade, e as figuras 6-48 e 6-49 mostram a evolução do estado de tensão efetiva e total dos pontos A3 e B3, localizados a 4,5 m de profundidade.

Os pontos A1 e B1 localizam-se na camada de solo mole ligeiramente sobreconsolidado. As trajetórias de tensão nestes pontos caracterizam-se por um aumento das tensões médias (total e efetiva) e de desvio, principalmente durante a fase de construção do aterro, e pela

diminuição do índice de vazios após as etapas iniciais de construção do aterro (Figura 6-44 e Figura 6-45). Estes resultados estão de acordo com os resultados de tensões (6.3.2) e deslocamentos (6.3.3) já analisados, pois nas camadas superiores da fundação as tensões efetivas verticais e as tensões tangenciais apresentam valores elevados devido à transmissão de cargas, por efeito de arco, do aterro para as colunas de brita. Nas fases iniciais de carregamento o ponto A1 e B1 experimentam um aumento da tensão de desvio sem aumento do valor da tensão média efetiva, que se traduz na deformação do solo sem variação de volume durante a construção da primeira camada de aterro no ponto A1 e durante a construção de duas camadas de aterro no ponto B1. Este efeito verifica-se no ponto B1 durante mais tempo do que no ponto A1 por este último se encontrar mais próximo das colunas de brita, logo, com caminhos de drenagem mais curtos. Verifica-se ainda que no ponto A1 a tensão média efetiva e a tensão desvio continuam a aumentar após a construção do aterro. No instante correspondente ao final da consolidação o nível de tensão, SL , apresenta o valor de 1,15, o que é expresso graficamente no referencial (p, q) pela posição do ponto acima da linha de estados críticos final (LEC final), exibindo, portanto, resistência de pico. No ponto B1, após a construção do aterro verifica-se o aumento da tensão média efetiva e a estabilização da tensão de desvio.

Durante a fase de construção os pontos A2, B2, A3 e B3 seguem trajetórias de tensão caracterizadas tanto pelo aumento das tensões média total e efetiva como por uma diminuição ligeira da tensão de desvio, que apresenta um valor baixo desde o início da construção até ao final da consolidação. A tensão vertical é sempre maior que a tensão horizontal, mas o acréscimo da tensão horizontal, devido à expansão da coluna em direção ao solo mole, é superior ao aumento da tensão vertical, o que se reflete na diminuição da tensão de desvio nestes pontos do solo mole. Tal como foi visto anteriormente, os excessos de pressão intersticial começam a dissipar-se concomitantemente com o início da construção do aterro. No período pós-construção a tensão média efetiva aumenta ligeiramente até estabilizar, o que acontece ao fim de aproximadamente 7 meses. Há um aumento de resistência do solo nestes pontos com o decurso da consolidação e ambas as trajetórias de tensão se afastam da linha de estados críticos final. A diminuição de volume do solo nestes pontos é assinalada pela redução do índice de vazios ao longo da consolidação devido ao aumento de p' . Por outro lado, uma vez que a lei de fluxo é associada, o vetor incremento de deformações plásticas é ortogonal à superfície de cedência, ou seja, neste caso as deformações volumétricas plásticas têm sinal positivo e o solo diminui também de volume devido a este efeito (Figura 6-46, Figura 6-47, Figura 6-48 e Figura 6-49). Os pontos A2 e A3, com caminhos de drenagem menores do que os pontos B2 e B3, apresentam, respetivamente, no final da construção índice de vazios inferiores aos dos pontos B2 e B3.

No ponto C (Figura 6-50), as trajetórias de tensão durante a construção são caracterizadas por um aumento das tensões médias (total e efetiva) e de desvio, verificando-se após a construção do aterro uma pequena diminuição dessas tensões (note-se, no entanto, que o nível de tensão aumenta, associado à diminuição de p').

O índice de vazios no ponto C experimenta uma pequena diminuição até ao final da construção, mantendo-se praticamente constante ao longo de toda a consolidação.

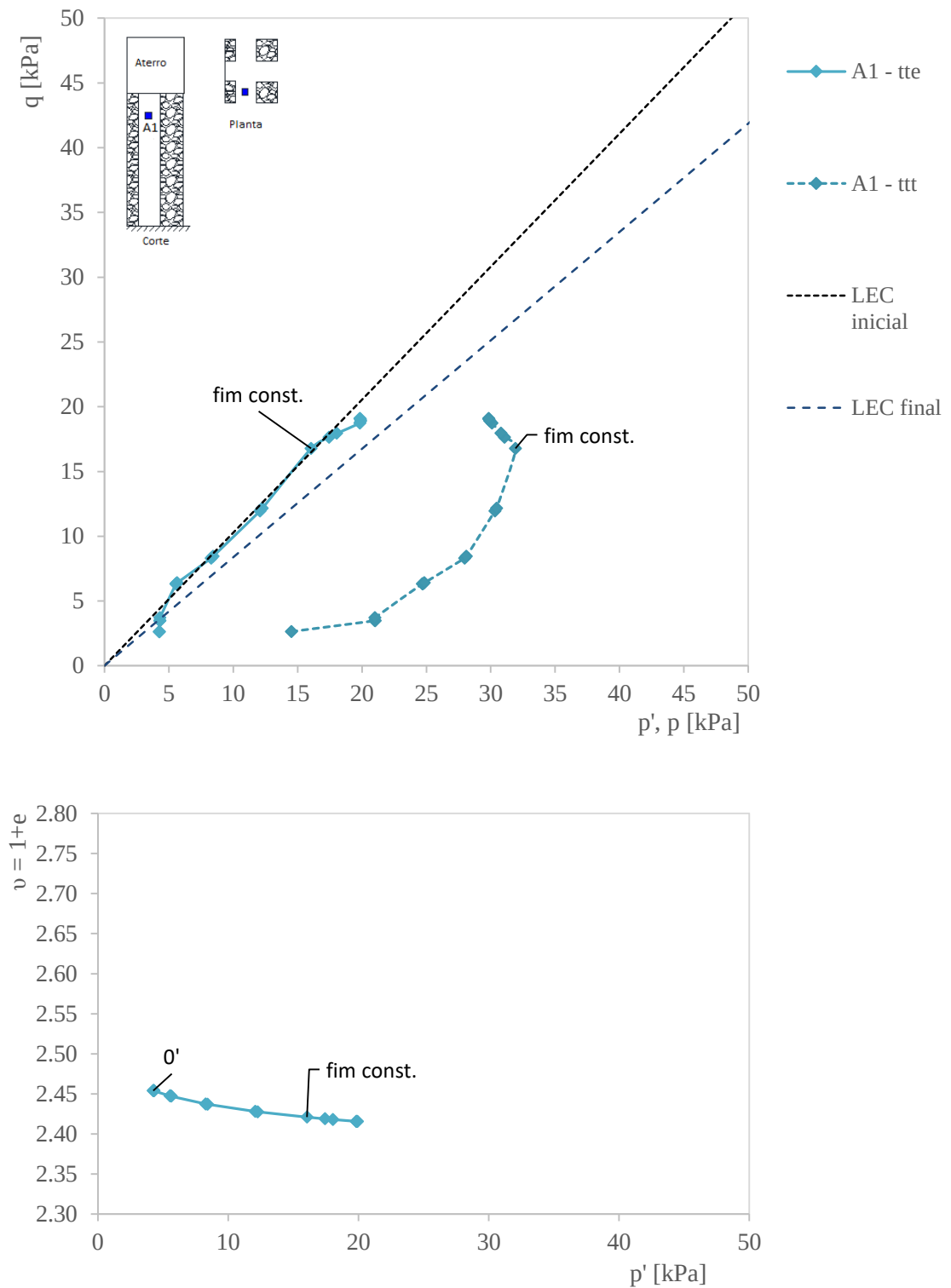


Figura 6-44 – Trajetória de tensões totais (tt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto A1

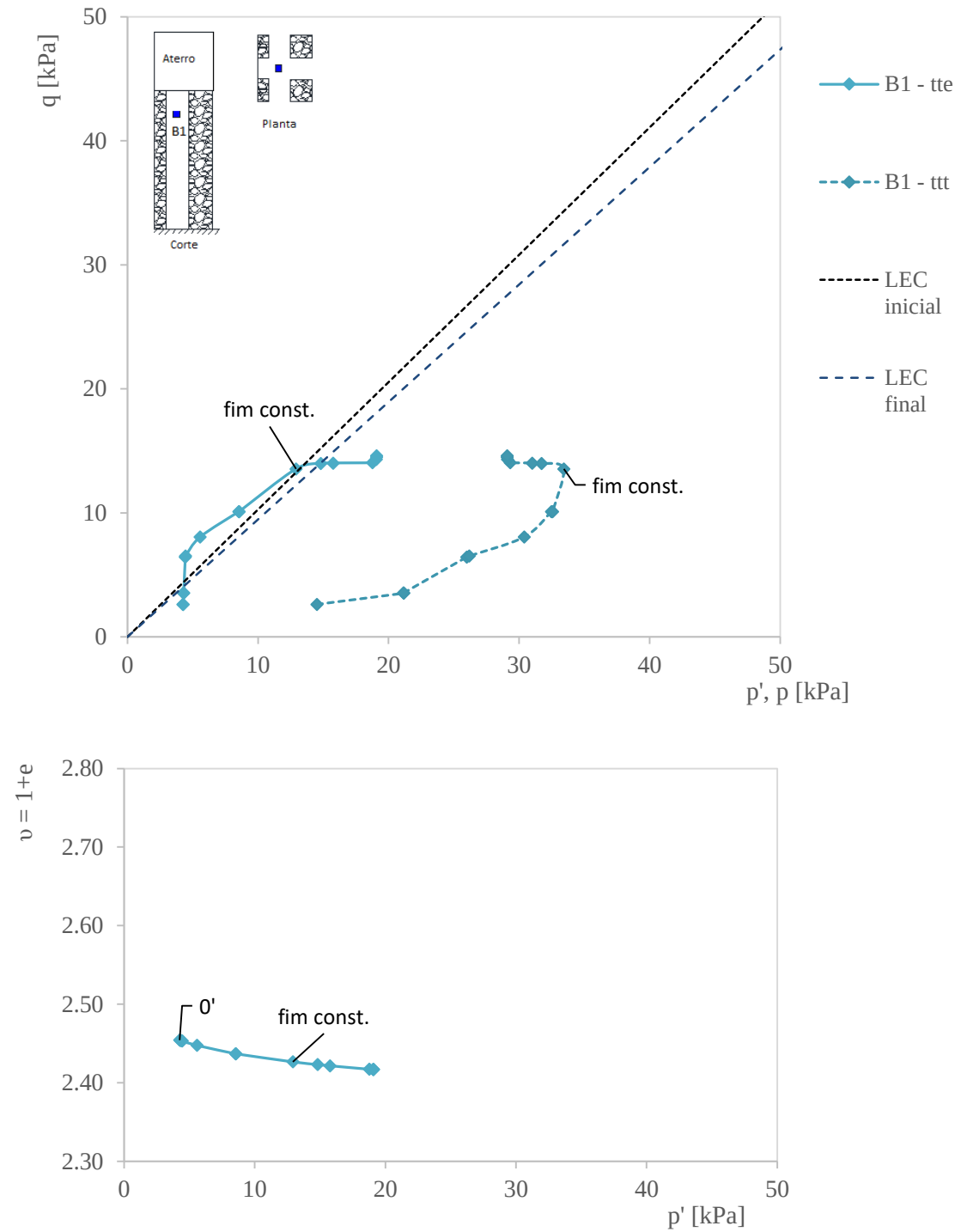


Figura 6-45 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto B1

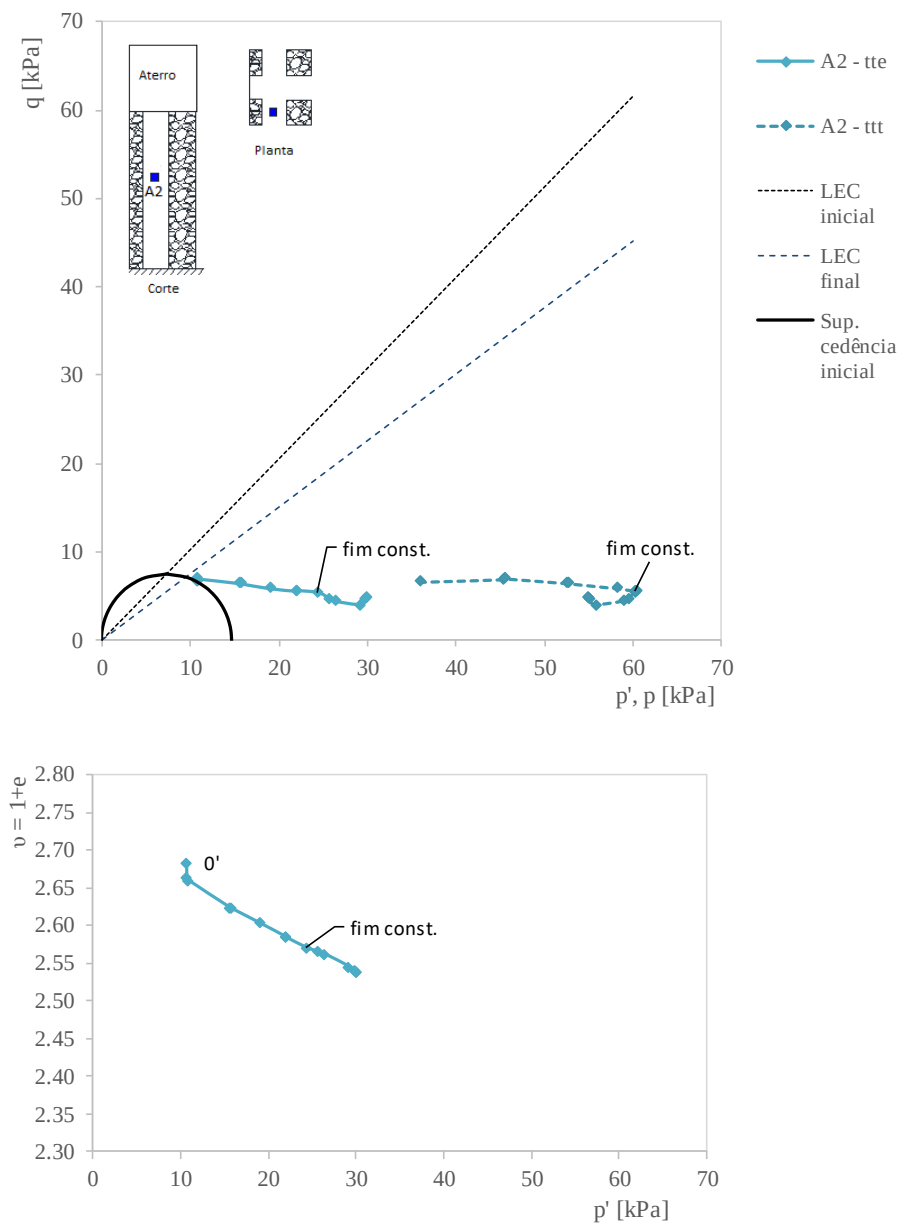


Figura 6-46 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto A2

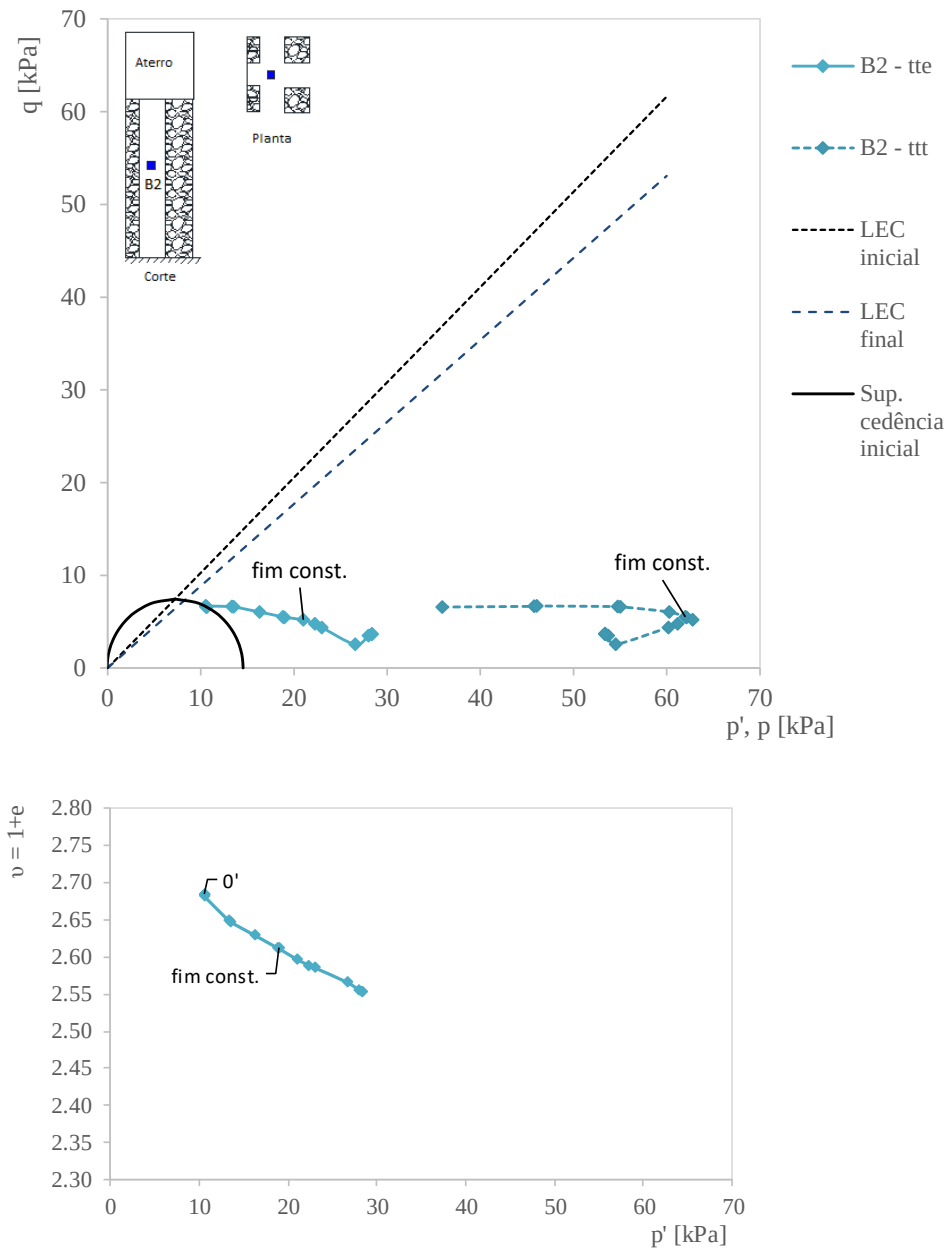


Figura 6-47 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) no ponto B2

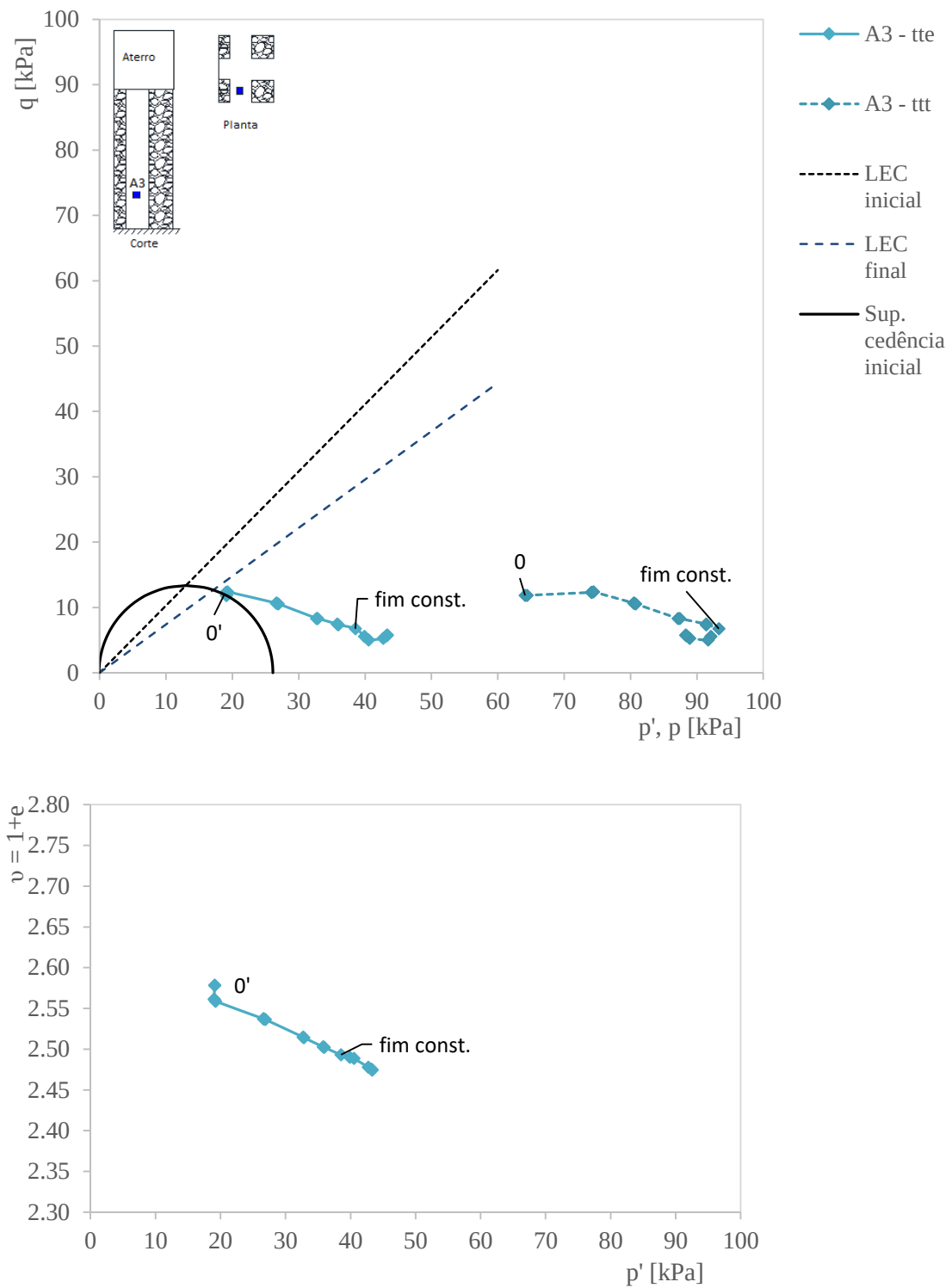


Figura 6-48 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) seguidas no ponto A3

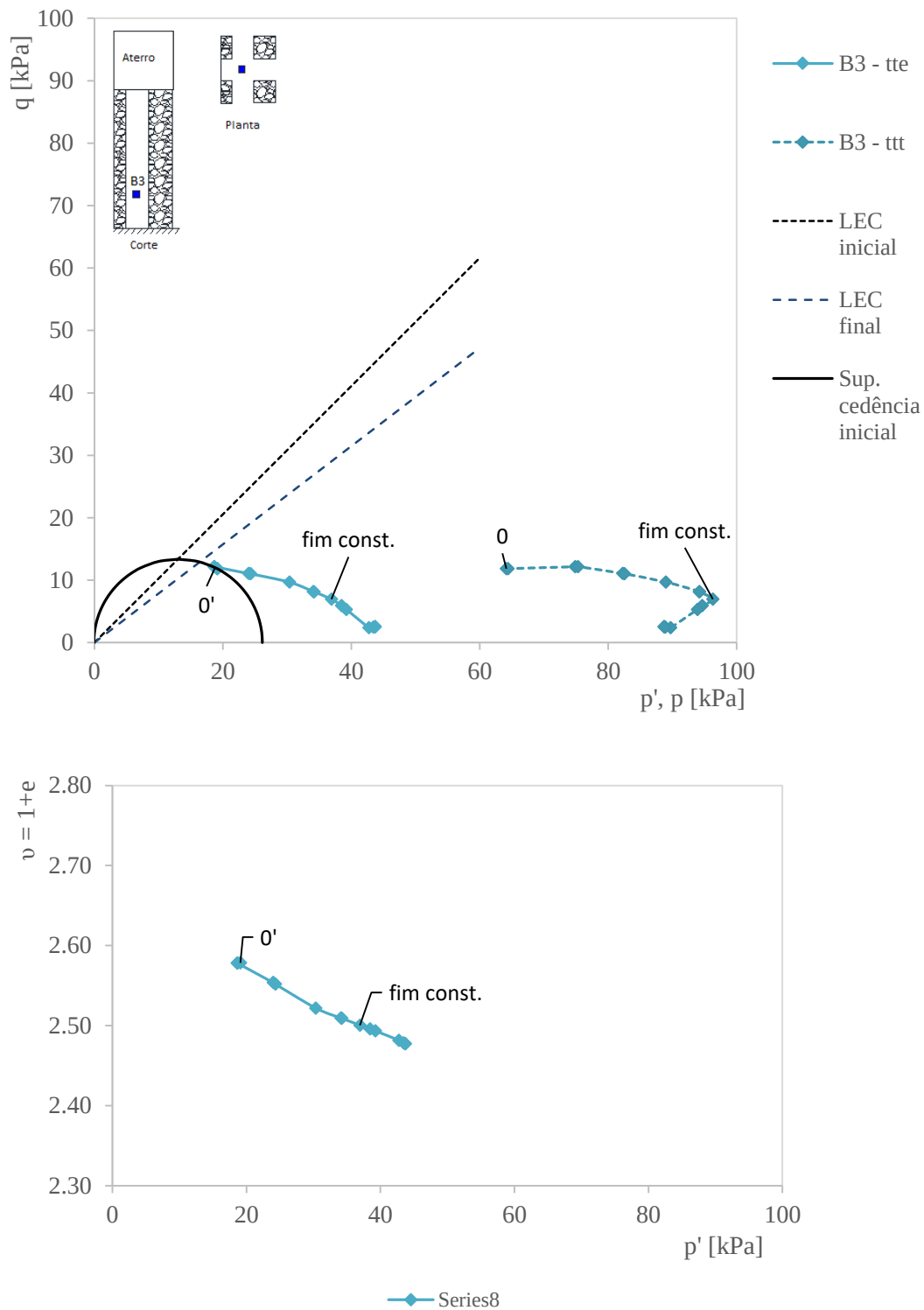


Figura 6-49 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) seguidas no ponto B3

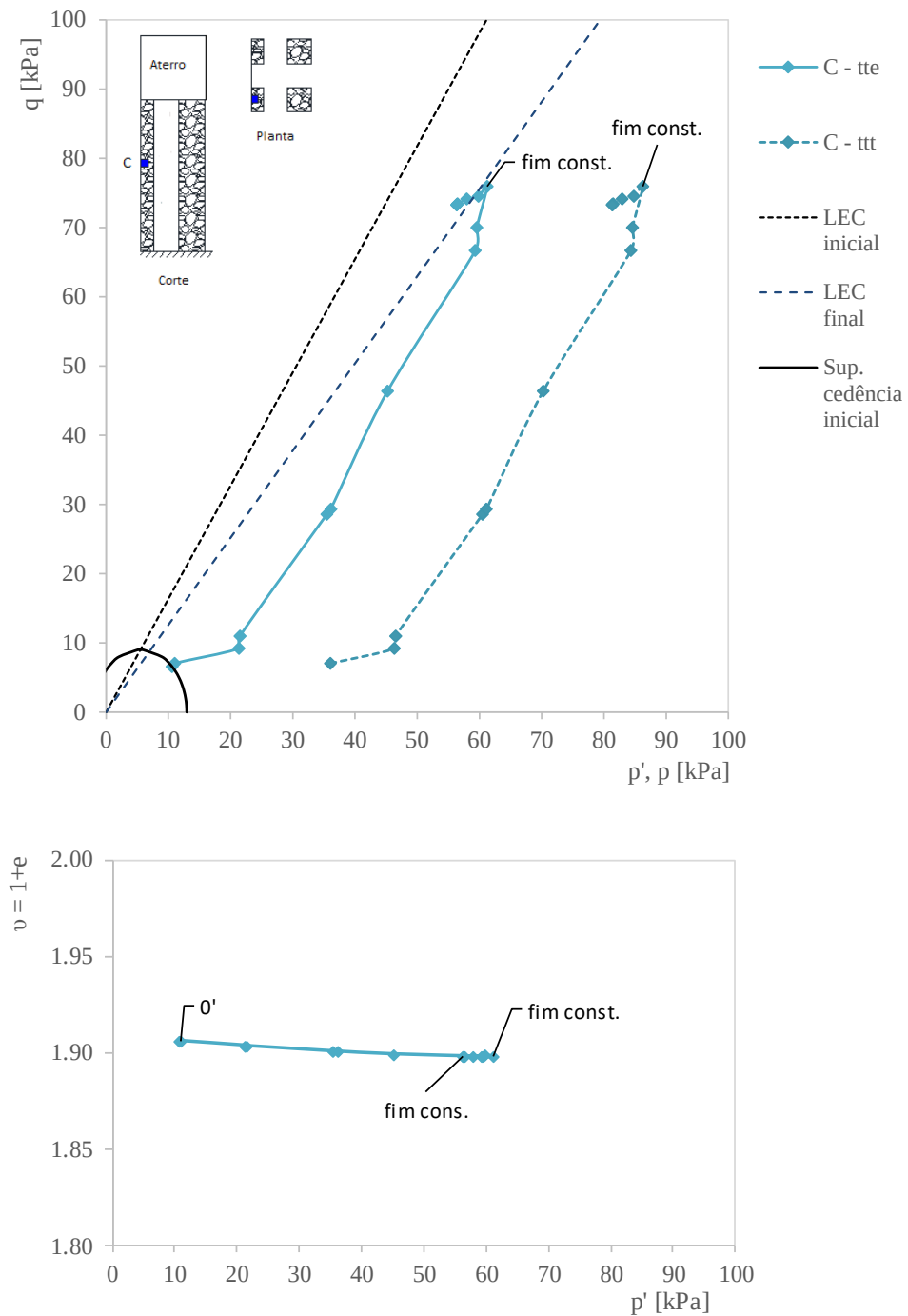


Figura 6-50 – Trajetória de tensões totais (ttt) e trajetória de tensões efetivas (tte) seguidas no ponto C

6.4 - ANÁLISE DA SEGURANÇA À ROTURA GLOBAL

Na Figura 6-51 apresentam-se os dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento consideradas na análise da estabilidade global do problema base.

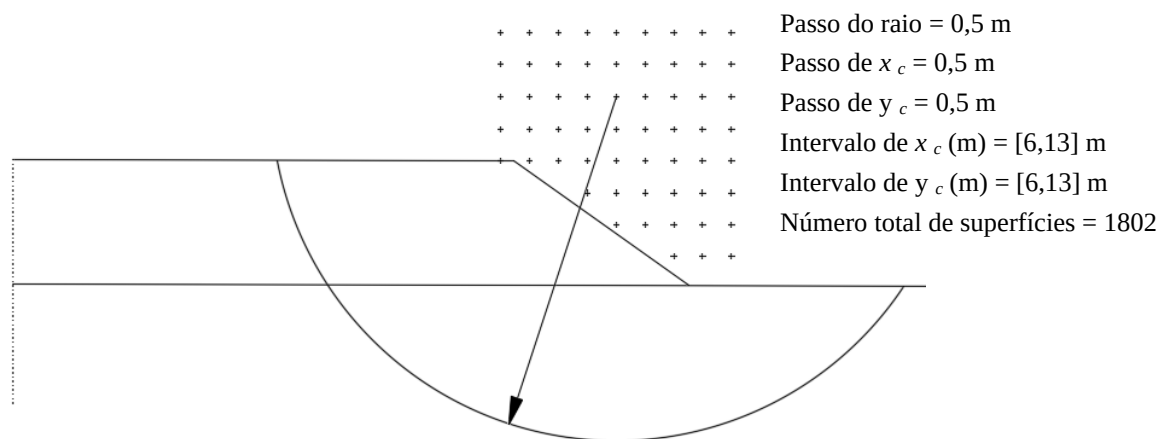


Figura 6-51 – Dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento consideradas na análise da estabilidade global

Usando o programa de cálculo automático desenvolvido por Borges (1995) atualizado para a versão tridimensional em 2019 (descrito em 5.5) foram analisadas 1802 superfícies potenciais de deslizamento. No Quadro 6-3 indicam-se os coeficientes de segurança ao deslizamento geral e os somatórios das forças tangenciais e resistentes ao longo dos arcos de deslizamento nas partes correspondentes à fundação (solo mole e colunas de brita) e ao aterro, no final da construção e no final da consolidação, na superfície que conduz aos valores mínimos do coeficiente de segurança global.

Da análise destes resultados realça-se que o coeficiente de segurança ao deslizamento geral aumenta de 1,66 no final da construção para 1,82 a longo prazo, o que se deve, naturalmente, ao aumento da resistência da fundação associada à dissipação dos excessos de pressão neutra, e ao correspondente ao aumento das tensões efetivas. Não obstante, este aumento é pouco significativo, o que sublinha o papel das colunas de brita na aceleração da consolidação, tal como foi sublinhado em 6.3.2.

Quadro 6-3 – Coeficientes de segurança e forças tangenciais atuantes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis

	x_c	y_c	Raio	Fundação		Aterro		Coeficiente de segurança
				Somatório das forças atuantes	Somatório das forças resistentes	Somatório das forças atuantes	Somatório das forças resistentes	
	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
Final da construção	9,5	10,5	7,528	102,7	163,6	10,0	23,3	1,66
Final da consolidação	9,5	10,5	7,528	104,2	176,7	6,2	23,7	1,82

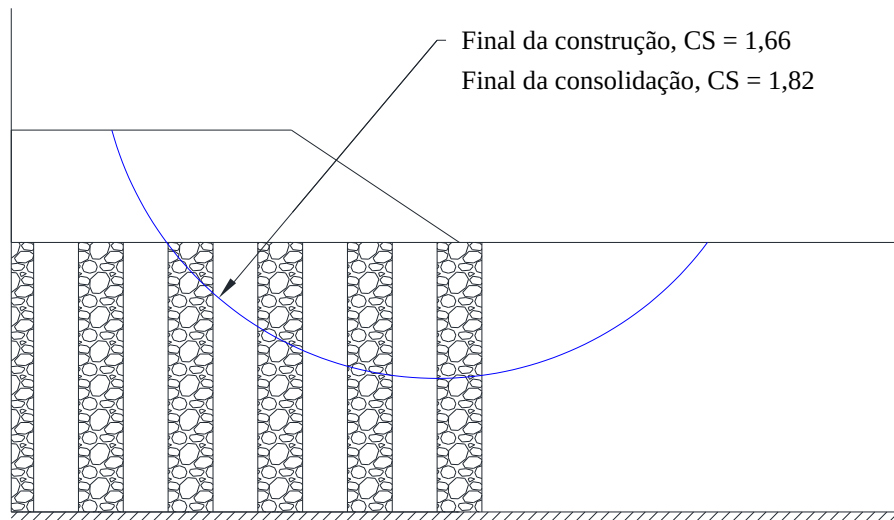


Figura 6-52 – Superfície de deslizamento que conduz aos valores mínimos do coeficiente de segurança global, no final da construção e no final da consolidação

6.5 - ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DOS PROBLEMA REFORÇADO E NÃO REFORÇADO

A aplicação das colunas de brita em aterros sobre solos moles traduz-se normalmente num aumento da estabilidade do aterro e no melhoramento do desempenho em termos de assentamentos, tanto no que toca à grandeza dos assentamentos como ao tempo que demora para estabilizarem.

Com o objetivo de entender melhor o alcance do melhoramento modelou-se o problema base não reforçado, tendo-se verificado que o problema base sem colunas de brita não é estável.

Durante a 5ª semana de construção do aterro, com a colocação da camada de aterro de 2,0-2,5 m, dá-se rotura global do maciço, com o fator de segurança à estabilidade global a assumir o valor de 1,0.

Neste contexto, optou-se por modelar o problema reforçado com um aterro com 2 m de altura (em vez de 2,5 m), para o caso com colunas de brita e sem colunas de brita. A construção do aterro de 2 m teve a duração de 28 dias (4 semanas). O problema reforçado foi modelado com as mesmas características apresentadas na secção 6.2, com exceção da altura do aterro e da duração da construção. O aterro sem colunas de brita (Figura 6-53) foi modelado bidimensionalmente, como um problema em estado plano de deformação, em virtude do grande desenvolvimento longitudinal do aterro. O eixo y é a linha de simetria. Com exceção das condições fronteira de excessos de pressão intersticial (tomada igual a zero somente na superfície superior de drenagem, ou seja, nos nós com coordenada $y = 6$ m), todas as restantes características do problema bidimensional se mantêm iguais às do problema tridimensional com aterro de 2 m de altura. Foi comprovado que o problema não reforçado com 2 m de altura cumpre a segurança à estabilidade global.

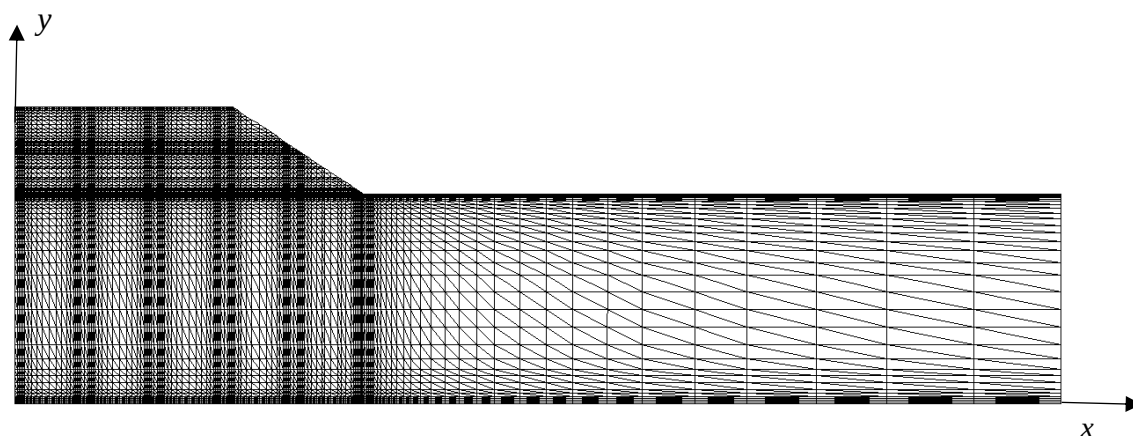


Figura 6-53 – Malha de elementos finitos bidimensional para o problema sem colunas de brita

A análise comparativa dos assentamentos por consolidação primária permite concluir que a presença das colunas de brita diminui grandemente os assentamentos na base do aterro.

Apresenta-se na Figura 6-54 a evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro para ambas as situações. Constata-se que pela introdução do reforço com colunas de brita há uma diminuição do assentamento máximo final de 43,2 cm para 11,8 cm, que corresponde a uma redução de 73%. O coeficiente de redução de assentamentos (CRA), que é definido como a relação entre os assentamentos na base do aterro do problema reforçado e do

problema não-reforçado (sem colunas), assume o valor de 0,27. O fator de melhoramento, n , definido como o inverso de CRA , é de 3,66. Analisando ainda a Figura 6-54, nota-se que a evolução no tempo dos assentamentos é bastante mais rápida no problema reforçado que no problema sem colunas. Enquanto que, no primeiro, o assentamento final é atingido por volta do dia 140 (semana 20), no último só o é por volta do dia 6100 (semana 871).

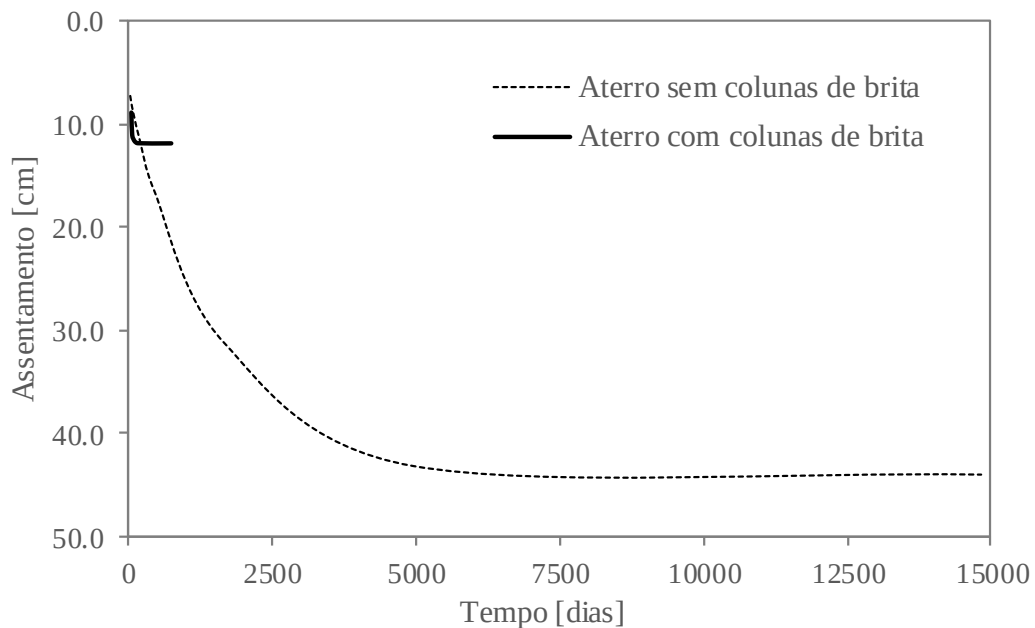


Figura 6-54 – Assentamentos máximos na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço do aterro com 2 m de altura

No que se refere aos deslocamentos verticais ascendentes na parte lateral do aterro a longo prazo (Figura 6-55), no caso sem colunas de brita é atingido o valor de 7,7 cm, enquanto no aterro reforçado é de 0,8 cm. No que toca aos deslocamentos horizontais (Figura 6-56), no aterro não reforçado o deslocamento horizontal máximo a longo prazo é de 18,8 cm no limite do aterro, enquanto que no aterro reforçado o deslocamento horizontal máximo naquele alinhamento é de 2,5 cm.

Estes resultados espelham o papel das colunas de brita como elementos drenantes e de reforço da fundação. Sem as colunas de brita o aterro experimenta maiores deformações distorcionais, pois o carregamento do solo mole acontece em condições praticamente não drenadas. No aterro não reforçado verificam-se maiores assentamentos, maiores deslocamentos verticais ascendentes e maiores deslocamentos horizontais direcionados para a zona exterior do aterro.

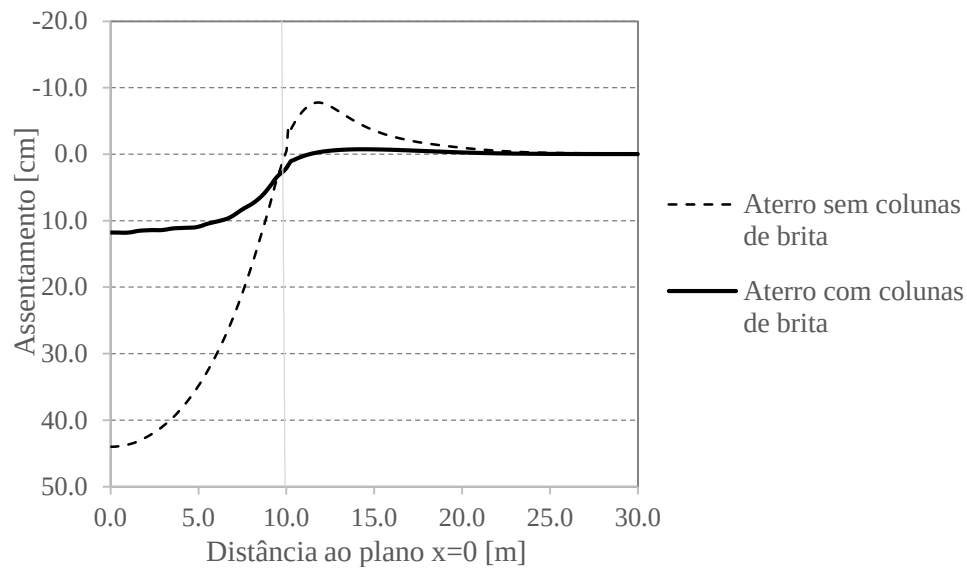


Figura 6-55 – Deslocamentos verticais na base do aterro, no final da consolidação, para as situações com e sem reforço do aterro com 2 m de altura

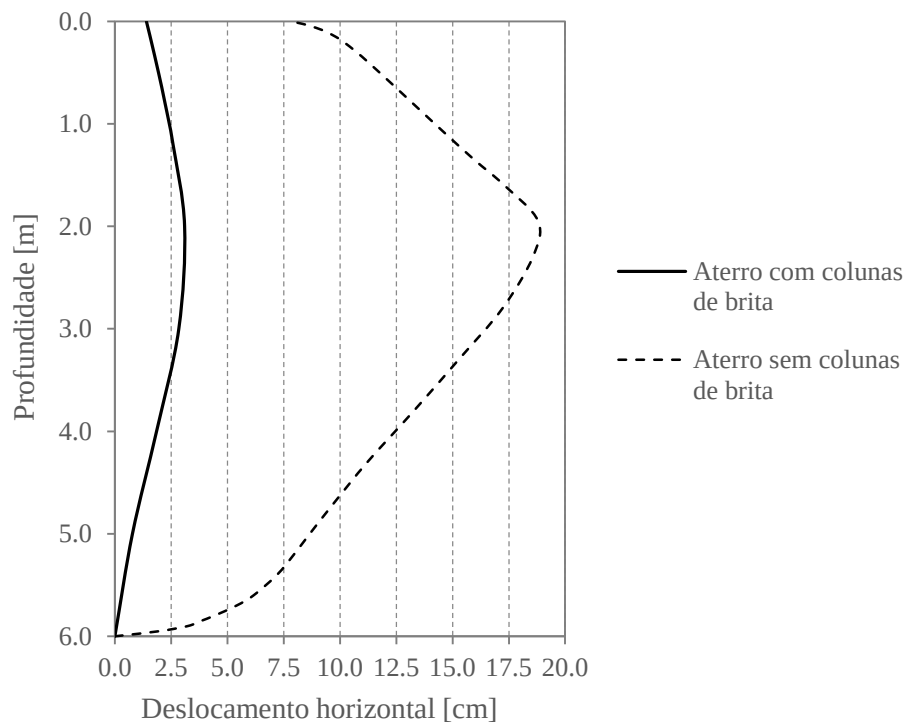


Figura 6-56 – Deslocamentos horizontais no limite do aterro, em $z = 10$ m, no final da consolidação, para as situações com e sem reforço do aterro com 2 m de altura

Para averiguar o efeito da presença das colunas de brita na estabilidade global, o programa de cálculo para a análise da estabilidade (descrito no subcapítulo 5.5) foi aplicado para os problemas reforçado e não reforçado. No Quadro 6-4 indicam-se os coeficientes de segurança globais e os somatórios das forças tangenciais atuantes e resistentes na fundação e no aterro, nas superfícies que em ambos os problemas conduzem aos valores mínimos dos coeficientes de segurança.

A análise destes resultados mostra que a presença das colunas de brita, constituídas por um material mais resistente que o solo mole, traduz-se naturalmente num aumento do coeficiente de segurança global da obra. Este efeito é particularmente significativo no final da construção, onde se verifica que o aterro reforçado apresenta um coeficiente de segurança global de 1,78, enquanto que o aterro não reforçado apresenta um valor de 1,16.

Realça-se que no caso não reforçado há um aumento importante do coeficiente de segurança global desde o instante do final da construção até ao final da consolidação, verificando-se um aumento de 1,16 para 1,72, que se deve, naturalmente, ao aumento da resistência da fundação associado à dissipação dos gradientes de pressões.

No caso do aterro reforçado com colunas de brita, o aumento do coeficiente de segurança global do final da construção para a situação a longo prazo é menos significativo, o que se deve ao papel das colunas de brita na aceleração da consolidação, estando esta já processada, numa parte significativa, no final da construção.

Quadro 6-4 – Coeficientes de segurança e forças tangenciais atuantes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis

		Fundação					Aterro		Coeficiente de segurança
		x_c	y_c	Raio	Somatório das forças atuantes	Somatório das forças resistentes	Somatório das forças atuantes	Somatório das forças resistentes	
		(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
Final da construção	Aterro reforçado	10,5	9,5	7,539	98,5	171,0	4,0	11,4	1,78
	Aterro não reforçado	8,0	10,0	8,472	116,4	131,7	7,6	12,2	1,16
Final da consolidação	Aterro reforçado	9,5	9,5	6,536	79,6	154,6	3,0	12,6	2,02
	Aterro não reforçado	10,0	11,5	11,5	175,6	275,6	-5	17,7	1,72

6.6 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA CÉLULA UNITÁRIA COM AS COLUNAS DA ZONA CENTRAL DO ATERRO

A modelação tridimensional da célula unitária (coluna mais solo mole e aterro da sua área de influência) é uma simplificação que permite simular a parte central de um aterro, considerando que se trata de um aterro distribuído numa área cujas dimensões em planta são muito superiores à espessura do estrato compressível, ou seja, que se trata de uma célula unitária confinada. Neste subcapítulo pretende-se avaliar, para as condições do problema em estudo, se a célula unitária permite simular de uma forma adequada o comportamento na zona central de um aterro com grande desenvolvimento em planta na direção longitudinal e com um desenvolvimento na direção transversal muito inferior ao longitudinal. Nos subcapítulos anteriores foi constatado que as colunas centrais do aterro em estudo (colunas 1, 2 e 3) apresentam um comportamento similar entre si. Nesta secção o comportamento dessas colunas é analisado comparativamente com o comportamento da célula unitária tridimensional. Pretende-se, neste contexto, avaliar qual o erro inerente à aplicação deste modelo, mais simples do que o usado no estudo do Problema base, na estimativa das principais grandezas normalmente utilizadas para aferir em termos de projeto o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita, designadamente o assentamento máximo e o fator de concentração de tensões.

A Figura 6-57 mostra os assentamentos no final da construção e no final da consolidação na coluna 1 do Problema Base e na Coluna Unitária tridimensional. A diferença máxima entre os assentamentos da coluna unitária e da coluna central do problema tridimensional são, no final da construção 1,5 cm, e no final da consolidação de 2 cm.

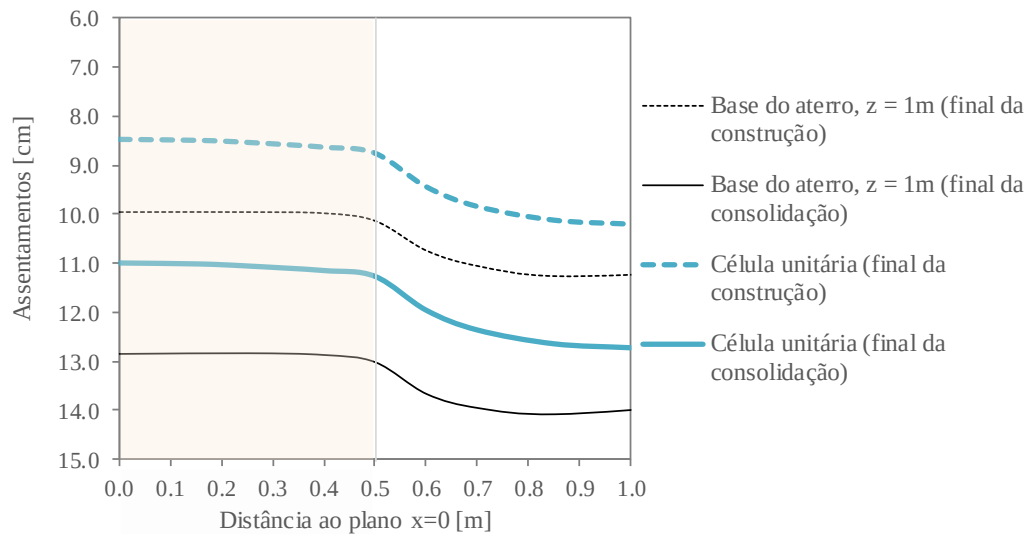


Figura 6-57 – Assentamentos no final da construção e no final da consolidação, na base do aterro, na coluna 1 no plano $z = 1$ m, e na Coluna unitária

Analisando os assentamentos nas três colunas centrais do aterro tridimensional comparativamente com o assentamento da coluna unitária (Figura 6-58), verifica-se que a coluna unitária fornece uma boa aproximação dos assentamentos tanto no topo das colunas como no solo mole envolvente das colunas centrais. É de notar, no entanto, que os valores dos assentamentos da célula unitária não são conservativos, isto é, são menores do que os obtidos através da modelação completa do problema, correspondendo, pois, a fatores de melhoramento dos assentamentos maiores.

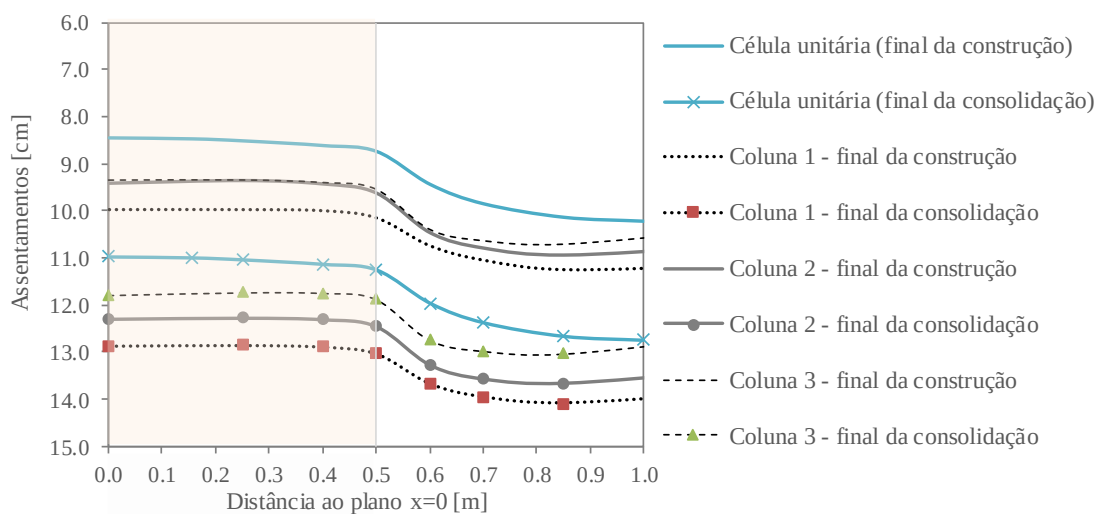


Figura 6-58 – Assentamentos no final da construção e no final da consolidação, na base do aterro, nas colunas tridimensionais 1, 2 e 3, no plano $z = 1$ m, e na Coluna unitária

Relativamente ao fator de concentração de tensões, obtém-se também uma boa concordância entre os valores referentes às colunas centrais do aterro tridimensional e à Coluna unitária, como se pode visualizar no gráfico da Figura 6-59.

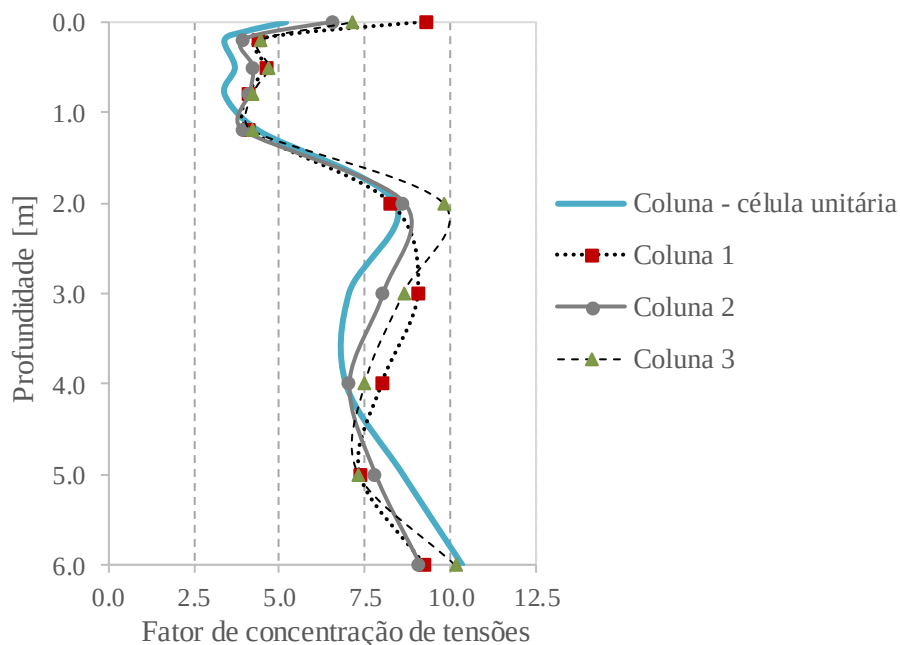


Figura 6-59 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade no final da consolidação, no plano $z = 1$ m, nas colunas tridimensionais 1, 2 e 3 e na coluna unitária

6.7 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL COM A MODELAÇÃO EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

A técnica de modelação bidimensional do aterro em estado plano de deformação apresenta a vantagem, relativamente ao estudo da célula unitária, de permitir estudar o aterro tendo em conta a sua geometria transversal e estudar a estabilidade global.

Nesta secção o comportamento do aterro modelado bidimensionalmente em estado plano de deformação é analisado comparativamente com o comportamento do aterro modelado tridimensionalmente, analisado no estudo base. Pretende-se, neste contexto, avaliar diferenças inerentes à aplicação da modelação bidimensional, mais simples do que a usada no estudo do Problema base, no que se refere a algumas das grandezas analisadas nos projetos deste tipo de obras, particularmente os assentamentos e sua evolução temporal tendo em conta a consolidação, assim como o fator de segurança global e excessos de pressão intersticial.

Alguns dos parâmetros utilizados na modelação bidimensional em estado plano de deformação foram aferidos comparando previamente os resultados obtidos através da modelação da célula unitária axissimétrica do problema em estudo com os resultados da célula unitária modelada em estado plano de deformação, nos termos indicados a seguir.

O processo utilizado para converter geometricamente a célula unitária axissimétrica num modelo semelhante em estado plano de deformação baseou-se no Método 2 apresentado por Tan *et al.* (2008) e descrito no subcapítulo 4.2.2. Tan *et al.* (2008) referem que para aplicações práticas que envolvam coeficientes de substituição elevados, o Método 2 é preferível ao Método 1 (também descrito no subcapítulo 4.2.2) pois a aplicação do último pode resultar num coeficiente de substituição e numa capacidade de drenagem excessivos.

De acordo com o Método 2, a transformação geométrica da célula unitária axissimétrica para a célula unitária em estado plano de deformação é feita mantendo-se o coeficiente de substituição. Deste modo, obtêm-se colunas (ou, mais propriamente, muros de brita) com largura mais estreita e caminhos de drenagem mais longos. As características de rigidez das colunas em estado plano de deformação mantêm-se iguais às relativas ao estado axissimétrico.

A largura do muro de brita da célula unitária em estado plano de deformação, b_c , é obtida através da expressão:

$$b_c = \frac{B \cdot r_c^2}{R^2} \quad (6.7)$$

em que B é largura da célula unitária em estado plano de deformação, r_c é o raio da coluna de brita da célula unitária axissimétrica e R é o raio da célula unitária axissimétrica.

Uma vez definida a geometria da célula em estado plano de deformação, o coeficiente de permeabilidade horizontal, k_{pl} , é calibrado comparando a evolução no tempo dos assentamentos da célula em estado plano de deformação com os assentamentos da célula unitária axissimétrica.

Apresenta-se, no Quadro 6-5, os assentamentos médios na base do aterro das células unitárias axissimétrica e em estado plano de deformação.

Quadro 6-5 – Assentamentos médios na base do aterro das células unitárias axissimétrica e em estado plano de deformação

	Assentamento médio (cm)
Célula unitária axissimétrica	15,8
Célula unitária em estado plano	20,6

Verifica-se que o valor do assentamento médio na célula unitária em estado plano de deformação é significativamente superior ao da célula unitária axissimétrica.

Na tentativa de se obter uma melhor concordância dos assentamentos, os declives da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial $(\ln p, v)$ tanto do muro de brita, como do solo mole da célula unitária em estado plano de deformação (λ_{pl}), foram ajustados de acordo com as a) seguintes:

$$\lambda_{pl,c} = \frac{s_{ax,c} \cdot \lambda_{ax,c}}{s_{pl,c}} \quad (6.8)$$

$$\lambda_{pl,s} = \frac{s_{ax,c} \cdot \lambda_{ax,s}}{s_{pl,s}} \quad (6.9)$$

em que:

$s_{ax,c}$ - assentamento médio da coluna de brita na célula unitária axissimétrica;

$s_{pl,c}$ - assentamento médio da coluna de brita na célula unitária em estado plano de deformação;

$\lambda_{ax,c}$ - declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial $(\ln p, v)$ da coluna de brita na célula unitária axissimétrica;

$s_{ax,s}$ - assentamento médio do solo mole na célula unitária axissimétrica;

$s_{pl,s}$ - assentamento médio do solo mole na célula unitária em estado plano de deformação;

$\lambda_{ax,s}$ - declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial $(\ln p, v)$ do solo mole na célula unitária axissimétrica.

Os restantes parâmetros foram mantidos iguais.

Na Figura 6-60 apresenta-se a curva de evolução dos assentamentos médios obtidos na segunda tentativa de calibração e é notória a boa aproximação entre as curvas das duas células unitárias, tendo-se considerado a aproximação suficientemente boa para passar à modelação do problema completo em estado plano de deformação.

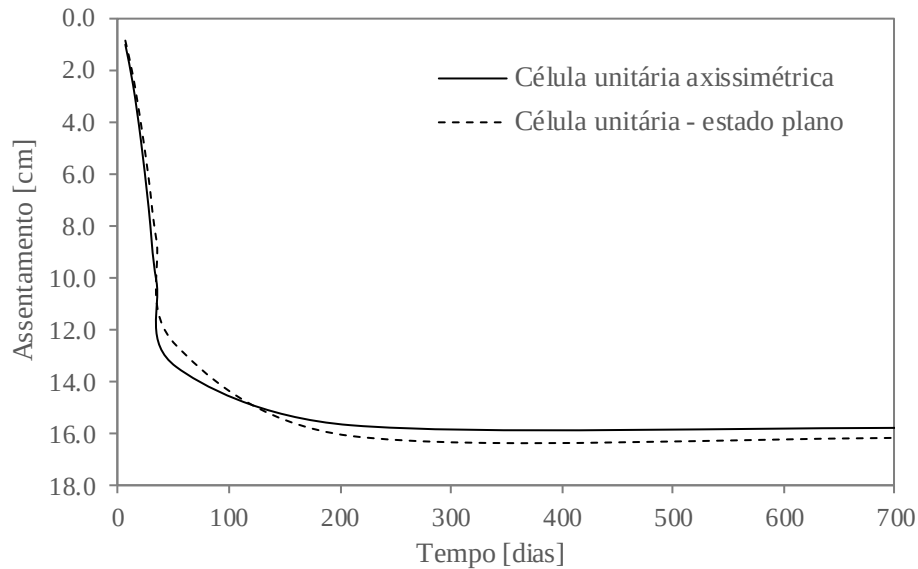


Figura 6-60 – Evolução dos assentamentos médios ao longo do tempo, na base do aterro, na célula unitária axissimétrica e na célula unitária em estado plano de deformação

Na Figura 6-61 apresenta-se o perfil transversal de deslocamentos verticais na base do aterro, no final da consolidação, no modelo bidimensional com muros longitudinais de brita e no plano que passa pelo meio de uma fiada de colunas de brita do modelo tridimensional; na Figura 6-62 apresenta-se a evolução da percentagem do assentamento máximo ao longo do tempo para ambos os modelos. A análise destes resultados mostra que o modelo bidimensional calibrado fornece uma boa aproximação tanto do assentamento máximo como do deslocamento vertical ascendente máximo a longo prazo, e também da evolução do assentamento máximo na base do aterro, de onde se conclui que o modelo bidimensional com muros longitudinais de brita, após calibração, captou, em termos gerais, o comportamento da estrutura em termos de deslocamentos verticais e da evolução com a consolidação do assentamento máximo.

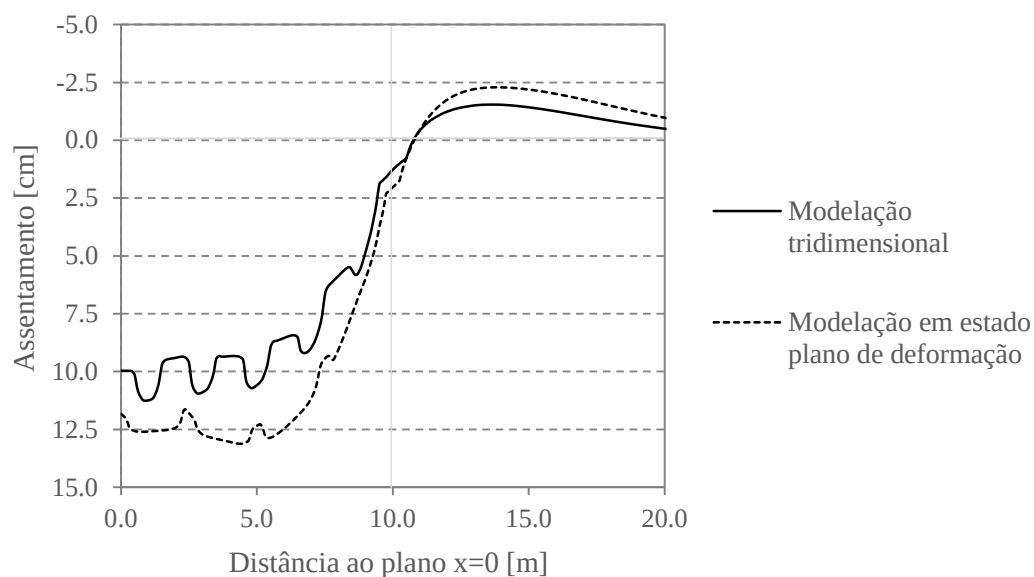


Figura 6-61 – Assentamentos no final da consolidação, na base do aterro, no modelo em estado plano de deformação e no modelo tridimensional

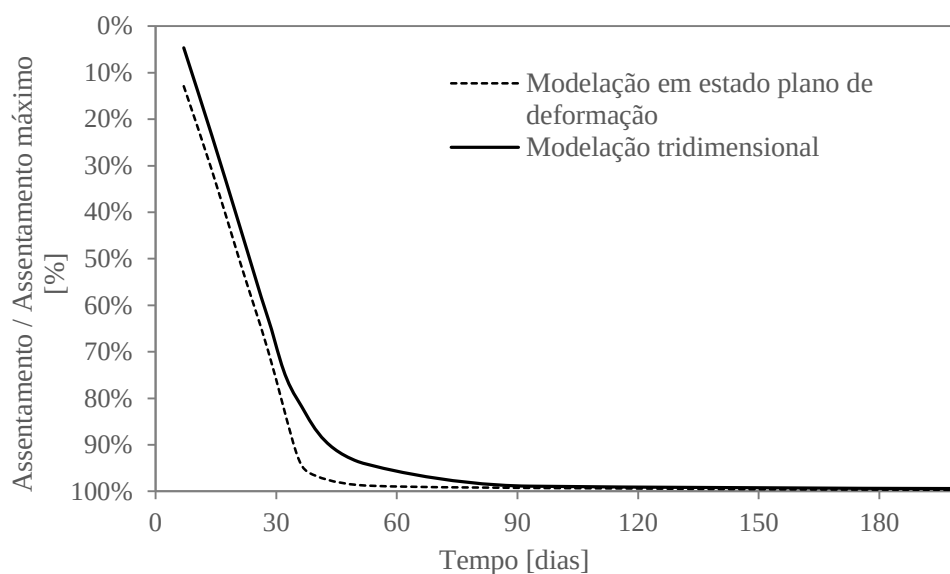


Figura 6-62 – Evolução da percentagem do assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, no modelo em estado plano de deformação e no modelo tridimensional

Os mapas de colorações dos excessos de pressão intersticial no final da construção do aterro, são mostrados na Figura 6-63 e na Figura 6-64, respetivamente, para o problema base modelado em estado plano de deformação e para o problema base modelado

tridimensionalmente. O valor máximo de pressão intersticial instalada no solo mole no final da construção é, no caso em estado plano de deformação, de 9,48 kPa, e no modelo tridimensional de 17,2 kPa, ou seja, o valor máximo da pressão intersticial é um pouco superior no modelo tridimensional, mas, analisando globalmente os mapas de colorações, os excessos de pressão intersticial instalados no solo mole não são muito diferentes nos dois casos.

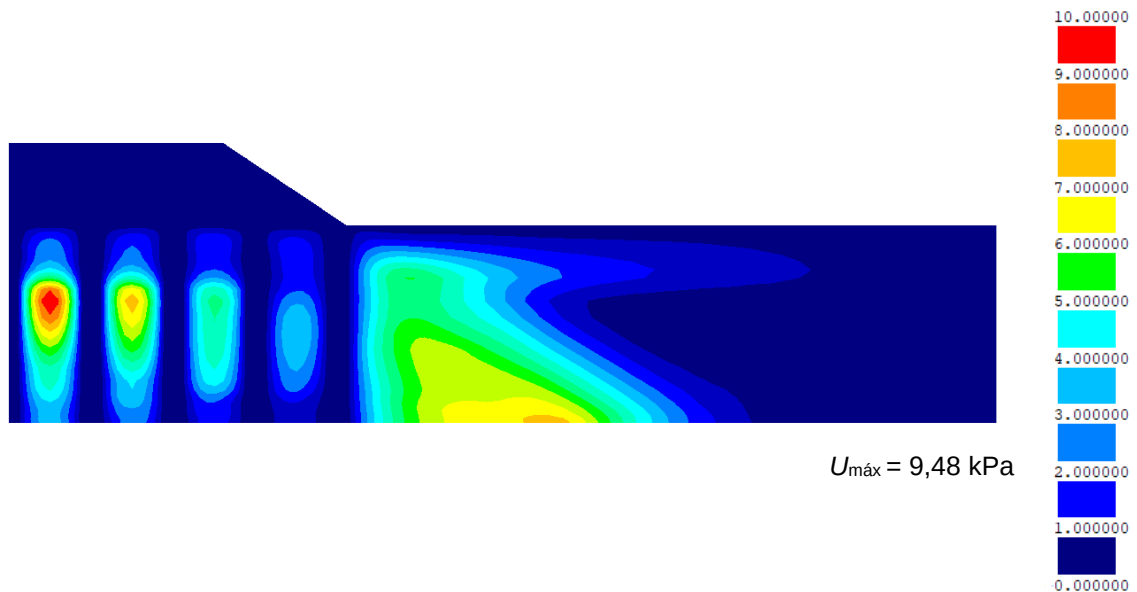


Figura 6-63 – Excessos de pressão intersticial, no final da construção, no problema base em estado plano de deformação

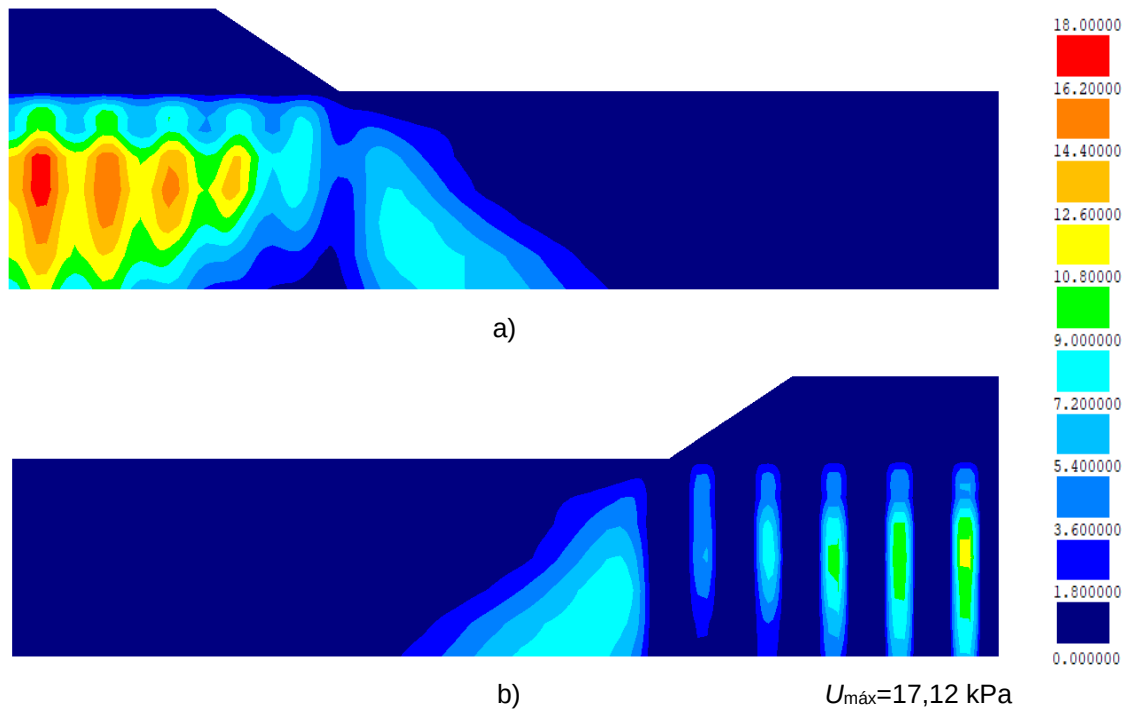


Figura 6-64 – Excessos de pressão intersticial, no final da construção, no problema base modelado tridimensionalmente: a) no plano vertical equidistante de duas filas de colunas de brita contíguas; b) no plano vertical passando pelos centros das colunas de brita

No Quadro 6-6 são apresentados os coeficientes de segurança ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis no modelo tridimensional e no modelo em estado plano de deformação. Os resultados dos dois métodos apresentam uma boa concordância a curto prazo, mas a longo prazo a modelação com os muros de brita subestima o coeficiente de segurança global.

Quadro 6-6 – Coeficientes de segurança ao longo das superfícies de deslizamento mais desfavoráveis

		x_c (m)	y_c (m)	Raio (m)	Coeficiente de segurança global
Final da construção	Aterro reforçado – modelação 3D	9,5	10,5	7,53	1,66
	Aterro reforçado - modelação 2D	10,0	13,0	10,50	1,59
Final da consolidação	Aterro reforçado – modelação 3D	9,5	10,5	7,528	1,82
	Aterro reforçado - modelação 2D	10,0	13,0	10,50	1,67

6.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado e analisado um problema base tridimensional referente a um aterro construído num maciço argiloso mole reforçado com colunas de brita. A análise contemplou as fases de construção do aterro e do período pós-construção, até à completa dissipação dos excessos de pressão intersticial.

Os resultados obtidos mostram que uma percentagem elevada dos assentamentos da fundação se processa durante a fase de construção do aterro. Como é típico das obras de aterros sobre colunas, verifica-se que há uma concentração de tensões nas colunas de brita. Regista-se uma alternância do sinal das tensões tangenciais nas interfaces das colunas de brita em profundidade, pois há zonas em que o solo mole assenta mais do que as colunas e zonas em que as colunas de brita apresentam assentamentos maiores do que o solo, o que globalmente tende a resultar em assentamentos diferenciais pouco significativos. A influência do talude do aterro faz-se notar, para as condições do caso em estudo, essencialmente nas colunas localizadas sob o talude. As três colunas mais próximas do centro do aterro (1, 2 e 3) mostraram ter um comportamento semelhante entre si em termos de tensões e assentamentos.

O reforço com as colunas de brita possibilita, para as condições do problema base, a construção do aterro com 2,5 m de altura. Como foi visto, sem colunas o aterro não é estável. Para um aterro com 2,0 m de altura o coeficiente de redução de assentamentos é de 0,27, o que representa uma redução muito expressiva do assentamento máximo. Além disso, a presença das colunas de brita reduz os deslocamentos verticais ascendentes e os

deslocamentos horizontais e aumenta o coeficiente de segurança global do aterro no final da construção de 1,16 para 1,78.

Atendendo à importância da aplicação de técnicas simplificadas no pré-dimensionamento de obras complexas como a estudada neste problema base, foi modelada a célula unitária tridimensional e o seu comportamento foi comparado com o das três colunas centrais. Os resultados obtidos mostram uma boa concordância em termos de tensões e de assentamentos, o que parece indicar que a coluna unitária pode fornecer uma boa aproximação do comportamento da zona central do aterro, enquanto que as colunas mais próximas dos taludes do aterro são influenciadas de uma forma mais acentuada pelas deformações na direção não confinada da fundação.

O comportamento do aterro modelado bidimensionalmente em estado plano de deformação foi analisado comparativamente com o comportamento do aterro tridimensional. O modelo bidimensional foi calibrado a partir da célula unitária axissimétrica, tendo-se obtido uma boa concordância tanto na evolução da curva de consolidação como no assentamento máximo. A comparação dos resultados mostra também aproximação razoável dos resultados da análise de estabilidade global.

CAPÍTULO 7

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

7.1 - INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, usando o programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995 e 2004), analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita. Os resultados apresentados permitiram, por um lado, fundamentar os aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de estruturas e, por outro lado, avaliar o alcance dos efeitos estruturais da utilização de colunas de brita na construção de aterros sobre solos moles. Pretende-se agora alargar e aprofundar essa discussão mediante a análise comparada dos efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que influenciam o comportamento da estrutura em questão.

Assim, tendo por base o estudo realizado no Capítulo 6, analisa-se e compara-se neste capítulo o comportamento do sistema perante as alterações desses parâmetros, não só no que se refere à sua influência nos resultados finais, como também na evolução do comportamento ao longo do tempo.

Os parâmetros objeto de análise são:

- i. Deformabilidade das colunas de brita;
- ii. Duração da construção do aterro;
- iii. Anisotropia de permeabilidade do solo mole;
- iv. Coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas;
- v. Coeficiente de substituição;
- vi. Espessura do estrato mole;
- vii. Espessura da camada sobreconsolidada de solo mole.

No Quadro 7-1 é apresentada uma síntese dos cálculos efetuados em todos os estudos paramétricos.

Quadro 7-1 – Síntese dos cálculos efetuados no estudo paramétrico

Caso de estudo	Nome do cálculo	λ coluna	Tempo de construção (dias)	k_h / k_v	K^*	CS	H solo mole (m)	H crosta (m)
Deformabilidade das colunas	M0	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	M1	0,0114	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	M2	0,0076	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	M3	0,0029	35	1	0,56	0,25	6	2,0
Duração da construção do aterro	T0	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	T1	0,0038	7	1	0,56	0,25	6	2,0
	T2	0,0038	14	1	0,56	0,25	6	2,0
	T3	0,0038	70	1	0,56	0,25	6	2,0
Anisotropia de permeabilidade do solo mole	K0	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	K1	0,0038	35	2	0,56	0,25	6	2,0
	K2	0,0038	35	3	0,56	0,25	6	2,0
	K3	0,0038	35	4	0,56	0,25	6	2,0
Coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas	Ki1	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	Ki0	0,0038	35	1	0,70	0,25	6	2,0
	Ki2	0,0038	35	1	0,85	0,25	6	2,0
	Ki3	0,0038	35	1	1,00	0,25	6	2,0
Coeficiente de substituição	Cs1	0,0038	35	1	0,56	0,16	6	2,0
	Cs2	0,0038	35	1	0,56	0,20	6	2,0
	Cs0	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	Cs3	0,0038	35	1	0,56	0,30	6	2,0
Espessura do estrato mole	Hsm1	0,0038	35	1	0,56	0,25	5	2,0
	Hsm0	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0
	Hsm2	0,0038	35	1	0,56	0,25	9	2,0
Espessura da camada sobreconsolidada (m)	Cu1	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	1,0
	Cu2	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	1,5
	Cu0	0,0038	35	1	0,56	0,25	6	2,0

7.2 - DEFORMABILIDADE DO MATERIAL DAS COLUNAS DE BRITA

7.2.1 - Considerações iniciais

A diferença de rigidez entre o solo e a coluna é um dos principais fatores responsáveis pela mobilização do efeito de arco e é, sem dúvida, um dos parâmetros que mais influencia a resposta do sistema solo/coluna.

Neste estudo a influência no comportamento da obra da deformabilidade das colunas de brita é estudada através da variação do parâmetro que define o declive da linha de consolidação isotrópica do material das colunas no referencial $(\ln p', \nu)$, λ_{col} , ajustando-se os restantes parâmetros da brita de acordo com o procedimento seguido por Domingues (2006): adotou-se uma relação constante entre λ e k ($\lambda/k = 4$), admitiu-se o mesmo valor do parâmetro N e o parâmetro Γ foi obtido impondo que a elipse de cedência passasse, como no problema base, no início do sistema de eixos, isto é, no ponto $p' = q = 0$, sendo p' a tensão média efetiva e q a tensão de desvio. Considerou-se o ângulo de atrito da coluna também constante ($\phi'_c = 40^\circ$).

Efetuaram-se três cálculos para além do estudo base M0 (descrito no Capítulo 6), como indicado no Quadro 7-2. Os restantes parâmetros mantiveram-se constantes em todos os cálculos.

Quadro 7-2- Valores do parâmetro λ da coluna

Caso	M0	M1	M2	M3
λ_{col}	0,0038	0,0114	0,0076	0,0029
$\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0}$	1	3	2	0,75

7.2.2 - Análise dos resultados

Na Figura 7-1 mostram-se os resultados dos assentamentos na base do aterro no final da consolidação, ao longo do plano vertical que passa no meio do solo mole entre duas fiadas de colunas de brita ($z = 0$), para todos os casos (M0 a M3). A análise desta figura permite verificar que os assentamentos na base do aterro diminuem significativamente com a diminuição da deformabilidade do material das colunas, e diminuem também os deslocamentos ascendentes verificados junto do pé do talude.

Atendendo a que o efeito de arco se mobiliza em resposta aos assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo mole, apresentam-se na Figura 7-2 os assentamentos diferenciais tomados na base do aterro entre o plano que passa no solo mole entre duas fiadas de colunas de brita ($z = 0$) e o plano que passa no centro das colunas de brita ($z = 1$ m). Os assentamentos diferenciais na base do aterro são, naturalmente, maiores nos alinhamentos onde existem colunas de brita, porque as colunas têm assentamentos substancialmente menores do que o solo mole. De uma maneira geral, a grandeza dos assentamentos diferenciais não difere muito entre os vários cálculos, mas na zona central do aterro, até $x = 5$ m, verifica-se que os assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo circundante são maiores nos cálculos com colunas mais rígidas, o que proporciona maiores tensões de corte no aterro e maior transferência de carga do aterro para as colunas de brita.

Na Figura 7-3 mostra-se a distribuição dos excessos de pressão intersticial no final da construção para todos os casos. É possível constatar que com o aumento da rigidez das colunas o valor máximo do excesso de pressão intersticial no do final da construção é sucessivamente menor, ou seja, a percentagem da carga de aterro que é transmitida para o solo é menor, logo há menores excessos de pressão intersticial gerados no solo argiloso.

Na tentativa de perceber melhor a influência da rigidez das colunas nas pressões intersticiais que se desenvolvem no solo mole durante a construção do aterro, são apresentados no Quadro 7-3 os valores máximos dos excessos de pressão intersticial no final de cada etapa de construção para os casos M1 (menor diferença de rigidezes) e M3 (maior diferença de rigidezes). Verifica-se que em todas as fases da obra, para as mesmas condições de drenagem, o valor máximo do excesso de pressão intersticial é sempre superior no caso M1 comparativamente com o caso M3. No caso M1 o excesso de pressão intersticial máximo aumenta até ao final da construção, enquanto que no caso M3 o excesso de pressão intersticial máximo aumenta até ao final da 3ª semana, diminuindo depois até ao final da construção. À medida que aumenta a altura do aterro durante a construção e, simultaneamente, se processam os assentamentos diferenciais na base do aterro, há condições para a mobilização do efeito de arco no corpo do aterro, e este efeito é tanto mais efetivo (para as condições do problema em estudo) quanto maior a diferença de rigidez entre o material das colunas e o solo mole. Por seu lado, o acréscimo das tensões efetivas verticais nas colunas será tanto maior quanto maior for a rigidez das colunas, sendo expectável que o fator de concentração de tensões aumente em conformidade.

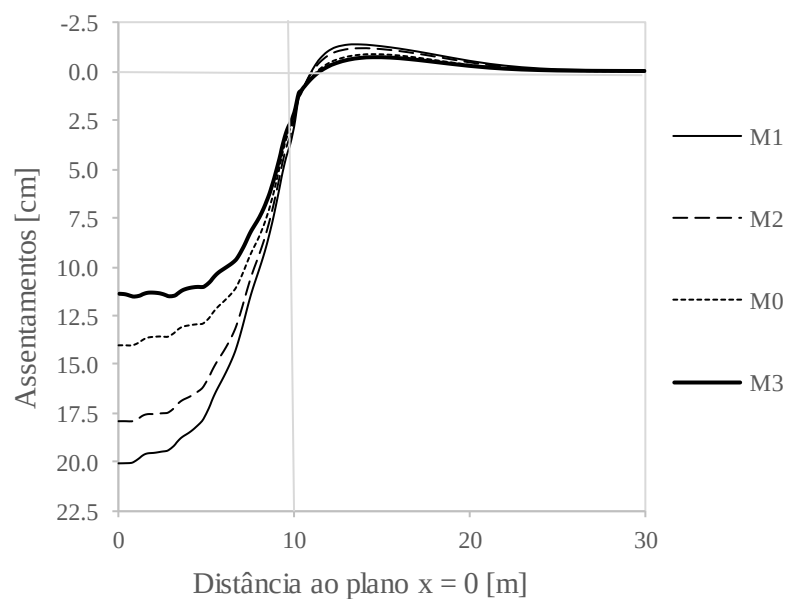


Figura 7-1 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$

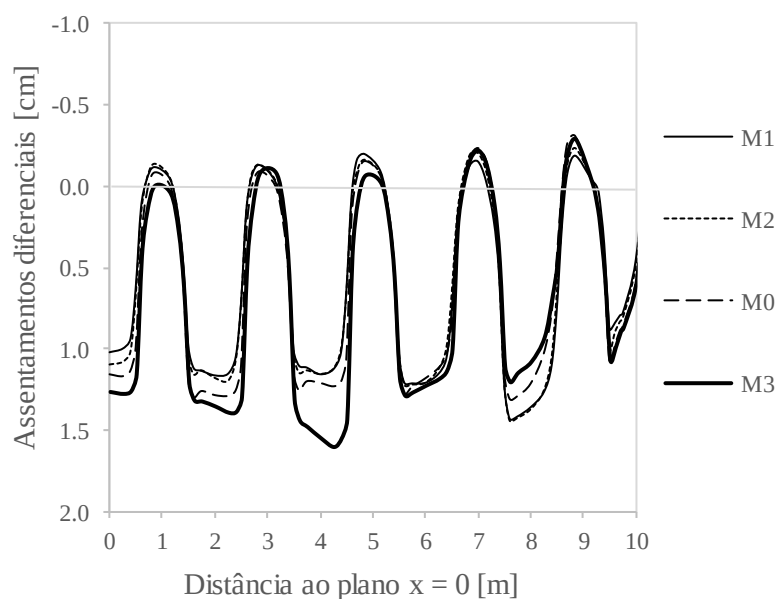


Figura 7-2 – Assentamentos diferenciais na base do aterro no final da consolidação, entre $z = 1$ m e $z = 0$, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$

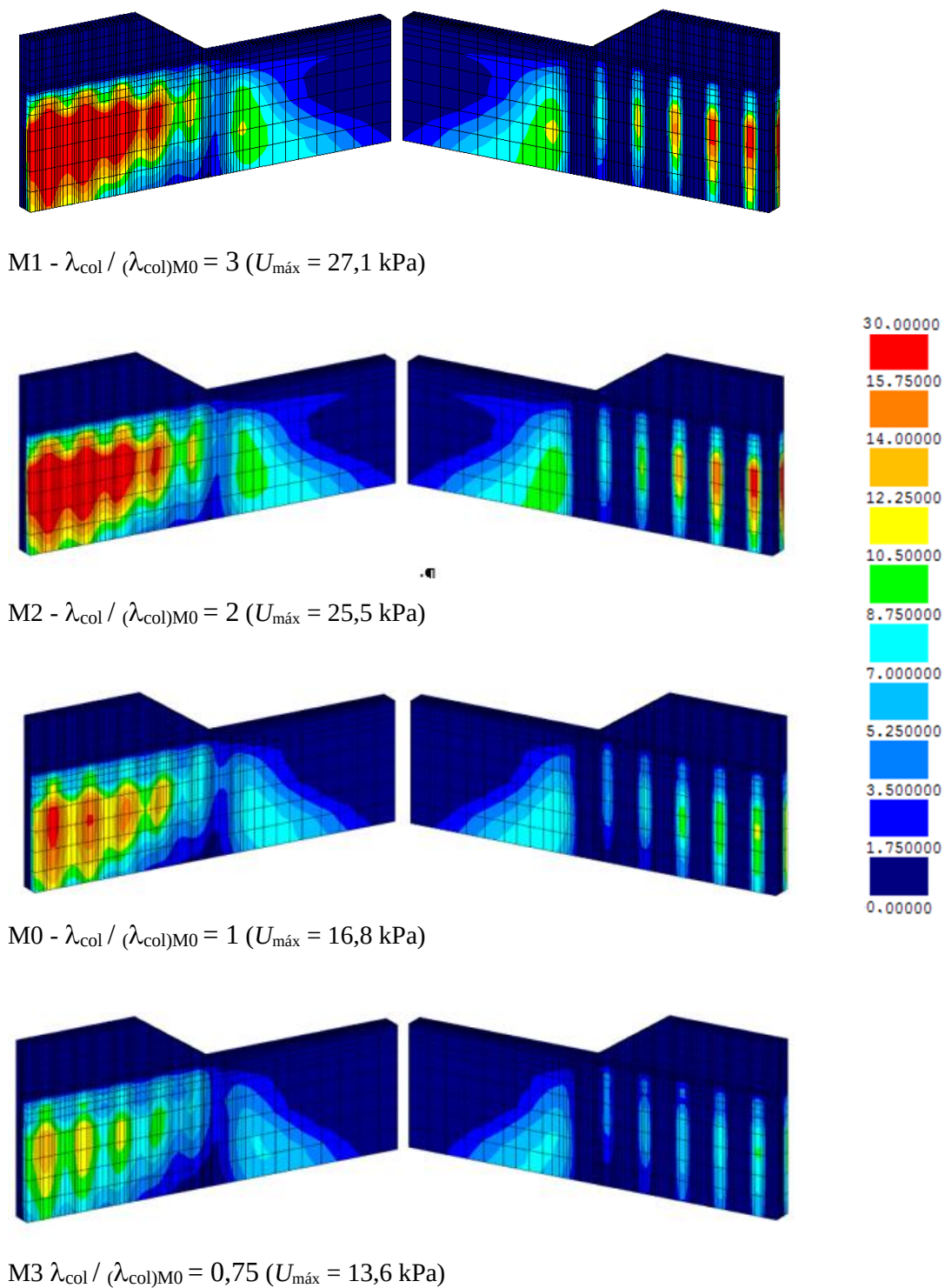


Figura 7-3 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes valores de rigidez das colunas.

Quadro 7-3- Valores máximos do excesso de pressão intersticial no final da construção do aterro para os casos M1 e M3

Tempo (semanas)	Excessos pressão intersticial (kPa)	
	M1	M3
1ª semana	12,9	11,0
2ª semana	19,6	15,3
3ª semana	23,1	16,8
4ª semana	25,7	14,8
5ª semana	27,1	13,6

Na Figura 7-4 mostra-se a evolução em profundidade do fator de concentração de tensões da coluna 1, para todos os cálculos realizados. Sublinha-se, tal como discutido no Capítulo 6, que as colunas localizadas sob a plataforma do aterro (colunas 1, 2 e 3) têm um comportamento semelhante entre si, e por este motivo optou-se por apresentar o fator de concentração de tensões da coluna 1 para caracterizar o comportamento em termos de transferências de tensões na zona central do aterro.

A análise da Figura 7-4 permite identificar os seguintes aspetos:

- O fator de concentração de tensões aumenta com a diminuição da deformabilidade do material das colunas;
- O fator de concentração de tensões é mais elevado à superfície do solo mole;
- O fator de concentração de tensões é menor na camada de solo mole ligeiramente sobreconsolidado abaixo da superfície do solo mole.

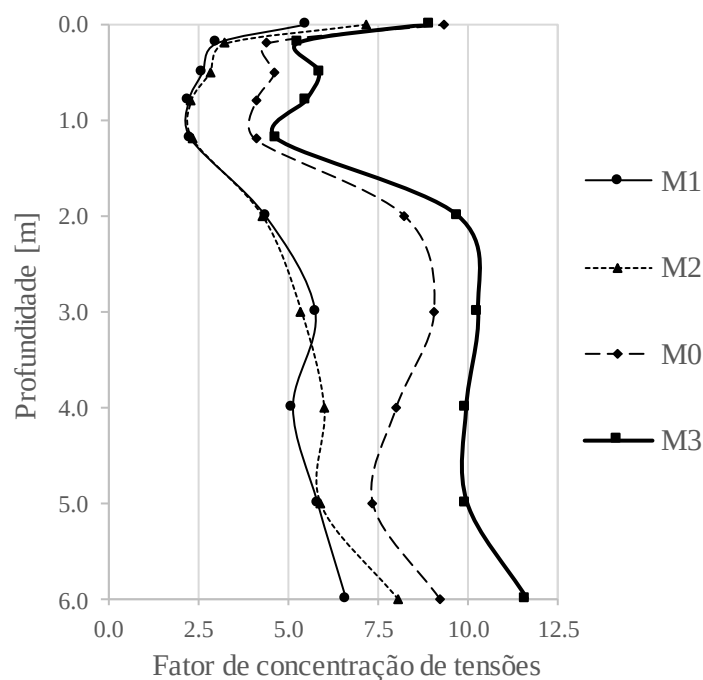


Figura 7-4 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$

No que se refere às deformações horizontais, analisa-se a influência da deformabilidade das colunas ao longo das interfaces coluna/solo em $x = 0,5$ m (coluna 1) e em $x = 10,5$ m (coluna 6). Estes resultados estão representados na Figura 7-5 e na Figura 7-6, respetivamente.

Da observação da Figura 7-5 salienta-se que na coluna 1, mais próxima do centro do aterro, a deformabilidade do material da coluna não tem grande influência nos deslocamentos horizontais, verificando-se, em todos os casos, que os deslocamentos horizontais são inferiores a 1 cm.

Por sua vez, na coluna 6 (Figura 7-6) os deslocamentos horizontais diminuem com o aumento da rigidez da coluna. O deslocamento horizontal máximo diminui desde 6,0 cm para o caso M1, até 3,1 cm, no caso M3. Os resultados indicam que quanto mais rígidas forem as colunas, menor é a deformação transversal da fundação e do aterro, o que se reflete ao nível dos deslocamentos horizontais nas proximidades do limite do aterro (Figura 7-6) e nos deslocamentos ascendentes na zona do pé do talude (Figura 7-1).

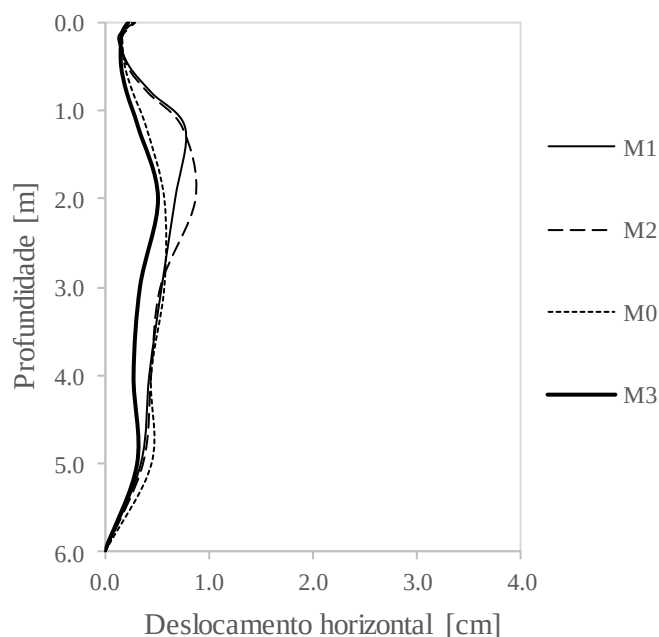


Figura 7-5 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$

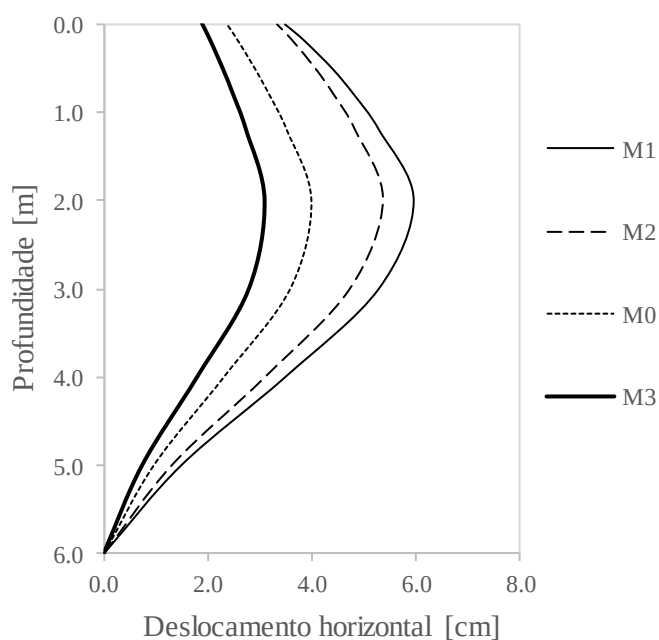


Figura 7-6 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$

De facto, estes resultados estão de acordo com o que seria expectável e corroboram os resultados apresentados das pressões intersticiais, que mostram que a menores deformabilidades das colunas correspondem menores tensões suportadas pelo solo mole, o que acontece devido a haver uma maior concentração de tensões efetivas nas colunas.

Para se avaliar a velocidade de consolidação nos diferentes cálculos, mostra-se na Figura 7-7 a evolução do assentamento máximo na base do aterro ao longo do tempo relativamente ao assentamento máximo no final da consolidação. Estes resultados indicam que a deformabilidade da brita não tem uma grande influência na velocidade de processamento dos assentamentos, dado que as curvas de todos os cálculos praticamente se sobrepõem.

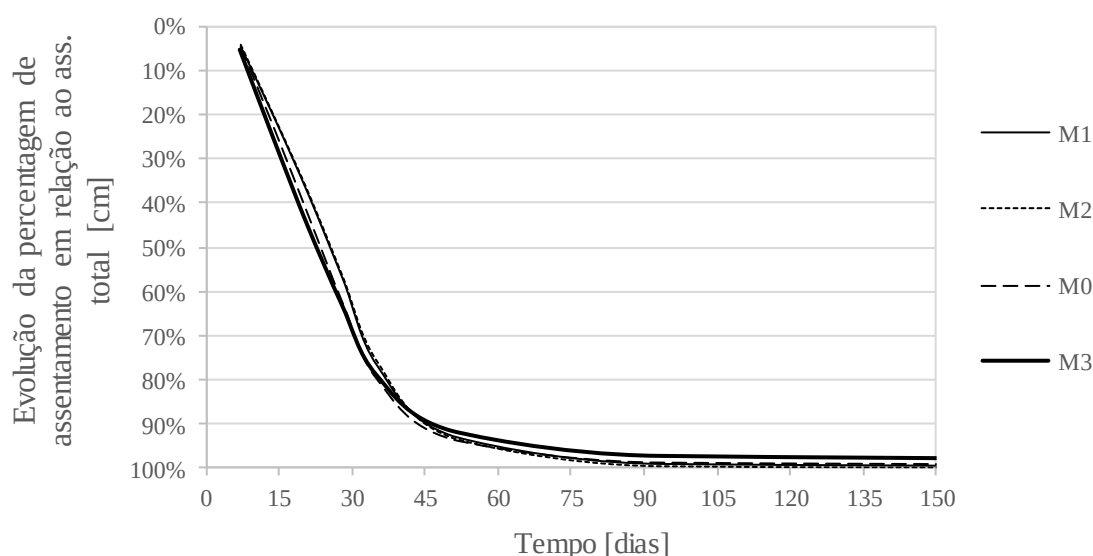


Figura 7-7 – Evolução da percentagem de assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, para os diferentes valores de rigidez das colunas: M1) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$; M2) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$; M0) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$; M3) $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$

A Figura 7-8 e a Figura 7-9 mostram os mapas de coloração dos níveis de tensão mobilizados, respetivamente, no final da construção e no final da consolidação para todos os casos.

Relativamente ao instante do final da construção (Figura 7-8) verifica-se que os cálculos com colunas de brita mais rígidas apresentam níveis de tensão mais elevados nas colunas e níveis de tensão mais baixos no solo mole entre colunas do que os casos com colunas menos rígidas. Este efeito também se verifica, e é particularmente visível, no solo mole fora da área de implantação do aterro. Nos cálculos com colunas mais rígidas há uma diminuição clara da extensão do solo mole em estado crítico ou próximo do estado crítico fora da área de implantação do aterro.

No final da consolidação (Figura 7-9) nos cálculos com colunas mais deformáveis (M1 e M2) os níveis de tensão nas colunas aumentam significativamente em relação ao final da construção do aterro, principalmente nas três colunas centrais. Nos cálculos com colunas mais rígidas (M0 e M3), com a exceção da coluna mais periférica, praticamente todas as colunas se encontram em estado crítico em toda a profundidade. O efeito do aumento do módulo de deformabilidade das colunas reflete-se também num alívio dos níveis de tensão no solo mole.

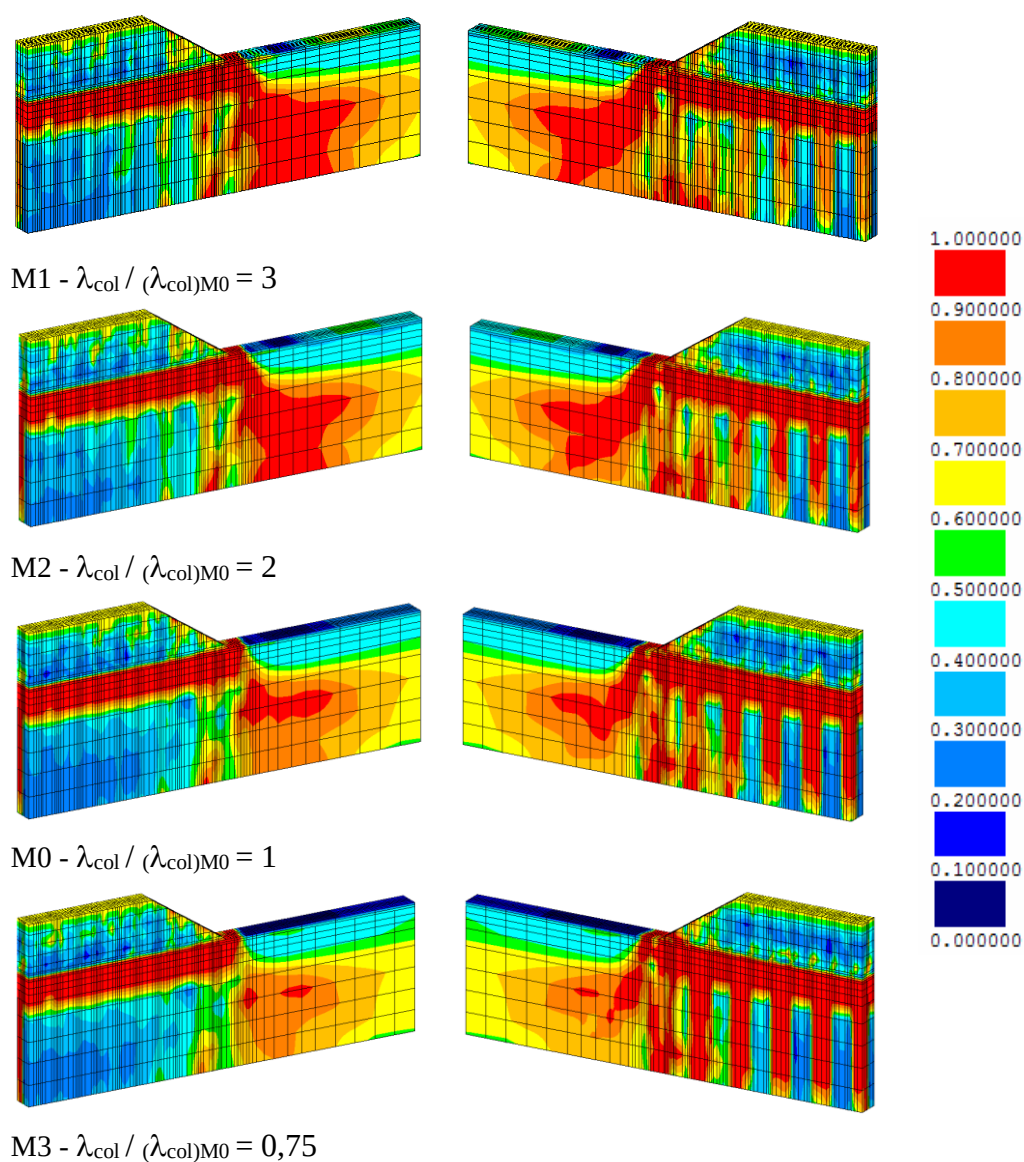


Figura 7-8 – Influência da rigidez das colunas de brita sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção

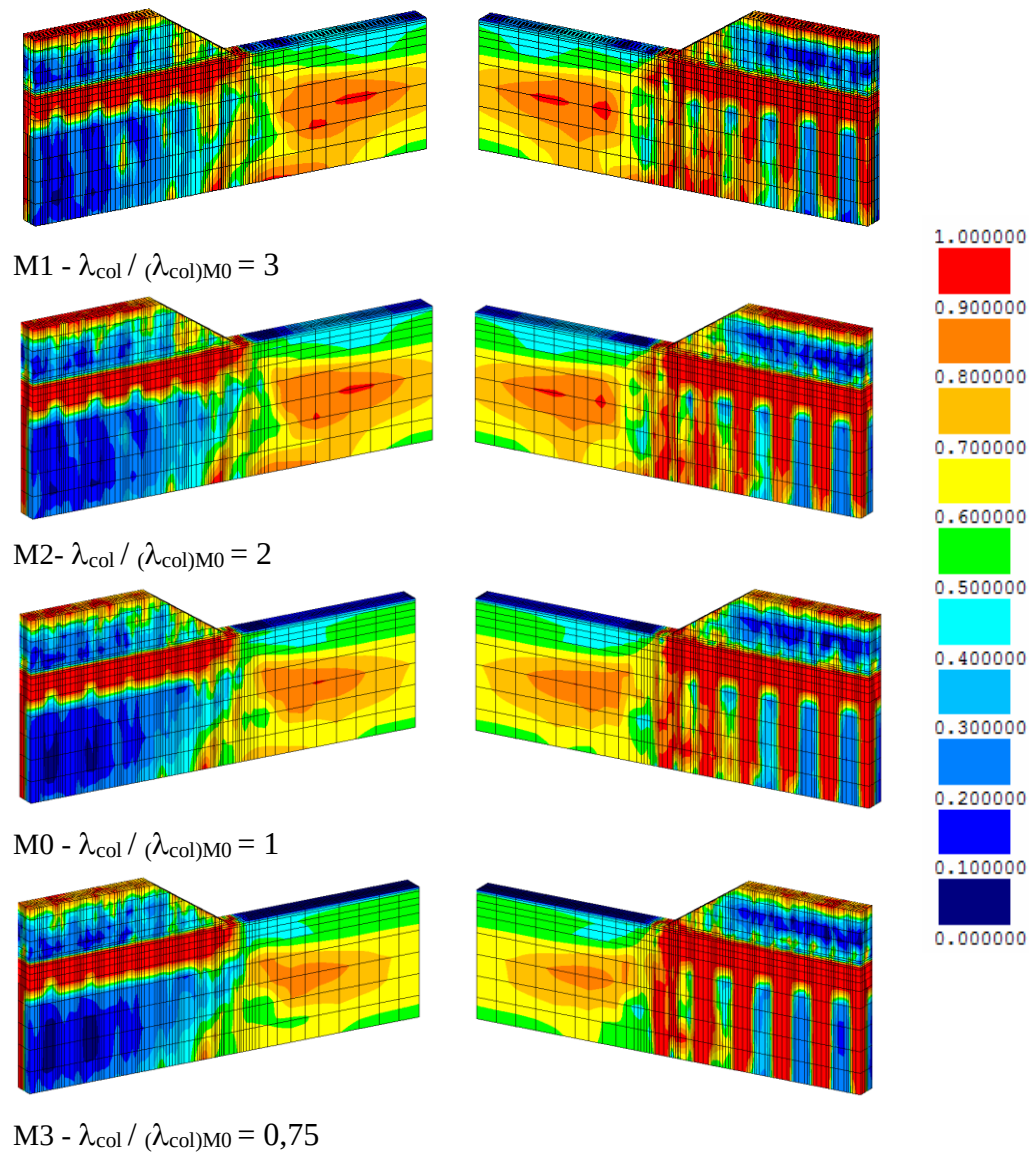


Figura 7-9 – Influência da rigidez das colunas de brita sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação

Por fim, o Quadro 7-4 mostra os resultados da análise da segurança ao deslizamento geral para os quatro casos, obtidos pela aplicação da versão 3D do programa de análise de estabilidade global, descrito no capítulo 5.

Os resultados mostram que a estabilidade global da estrutura aumenta com a diminuição da deformabilidade das colunas de brita, tal como seria expectável, pois as colunas mais rígidas concentram mais tensões verticais, o que incrementa a resistência ao corte nos pontos em que as superfícies de deslizamento intersectam as colunas. Não obstante, como se pode

verificar no Quadro 7-4, o fator de segurança ao deslizamento geral não varia de modo expressivo com a variação da deformabilidade das colunas, o que se deve ao facto de as tensões de corte atuantes nas colunas também aumentarem com o aumento da sua rigidez.

Quadro 7-4 – Efeito da variação da deformabilidade das colunas de brita na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
M1 - $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 3$	9,5	11,5	9,523	1,44
M2 - $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 2$	9,5	11,5	9,523	1,48
M0 - $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 1$	9,5	10,5	7,528	1,66
M3 - $\lambda_{col} / (\lambda_{col})_{M0} = 0,75$	9,5	10,5	7,528	1,76

7.3 - FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO ATERRO

7.3.1 - Considerações iniciais

O faseamento construtivo é um fator importante a ter em conta no planeamento de uma obra de aterro e, normalmente, quanto mais curta for a duração da construção do aterro, mais favorável isso será para a programação da obra. No entanto, é necessário assegurar que o faseamento construtivo é compatível com a capacidade da fundação para receber a carga imposta. Com vista a avaliar o impacto do faseamento construtivo no comportamento da obra em estudo, neste subcapítulo efetua-se um estudo paramétrico que compreende a variação do tempo de construção do aterro em mais três cálculos além do problema-base descrito no capítulo anterior (ver Quadro 7-5).

Quadro 7-5 – Diferentes tempos de construção do aterro

Caso	T0	T1	T2	T3
Tempo de construção (semanas)	5	1	2	10

As restantes características geométricas e mecânicas foram consideradas iguais às adotadas no problema base descrito no Capítulo 6.

7.3.2 - Análise dos resultados

Analizou-se, para todos os cálculos efetuados, a influência do faseamento construtivo nos assentamentos na base do aterro, no plano $z = 0$ (plano localizado no solo mole entre duas fiadas de colunas de brita), no final da construção do aterro (Figura 7-10) e no final da consolidação (Figura 7-12), e também a evolução no tempo do assentamento máximo no período pós construção (Figura 7-13).

Os resultados apresentados na Figura 7-10 mostram que os assentamentos na base do aterro aumentam com o tempo de construção, o que é normal atendendo a que é também maior o tempo de consolidação que decorre durante o período da construção. Este efeito de maior avanço do processo de consolidação é bem ilustrado nas colorações dos excessos de pressão intersticial no final da construção, que se apresentam na

Figura 7-11, na qual é claramente visível a diminuição dos valores dos excessos de pressão intersticial no solo mole com o aumento do tempo de construção do aterro. Quando o tempo de construção aumenta de 1 semana (caso T1) para 10 semanas (caso T3), o excesso de pressão intersticial logo após a construção do aterro diminui de 41,7 kPa para 9,3 kPa.

Por sua vez, no final da consolidação os assentamentos são semelhantes em todos os cálculos, como se pode ver na Figura 7-12 e na Figura 7-13, de tal forma que a maior diferença registada na zona central do aterro é entre os cálculos T1 e T2 e é inferior a 2 cm. Além disso, o assentamento máximo a longo prazo é atingido primeiramente nos casos em que o período construtivo é mais curto (Figura 7-13), devido, naturalmente, ao menor tempo de construção do aterro, por um lado, e aos maiores gradientes de excesso de pressão intersticial no final da construção.

Através da Figura 7-10 e da Figura 7-12, é possível identificar que os deslocamentos ascendentes junto ao pé do talude diminuem com o aumento do tempo de construção, mas essa diminuição não é significativa e, mais uma vez, os resultados são muito próximos em todos os cálculos.

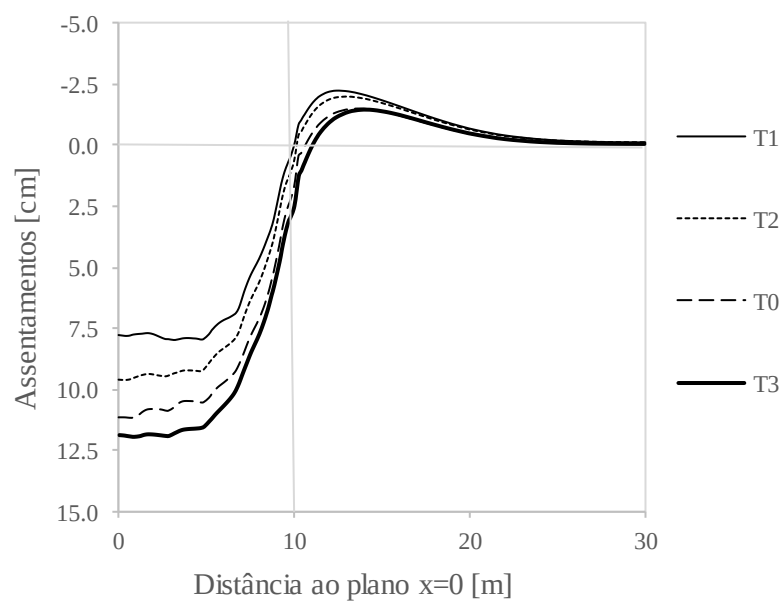


Figura 7-10 – Assentamentos na base do aterro no final da construção, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas

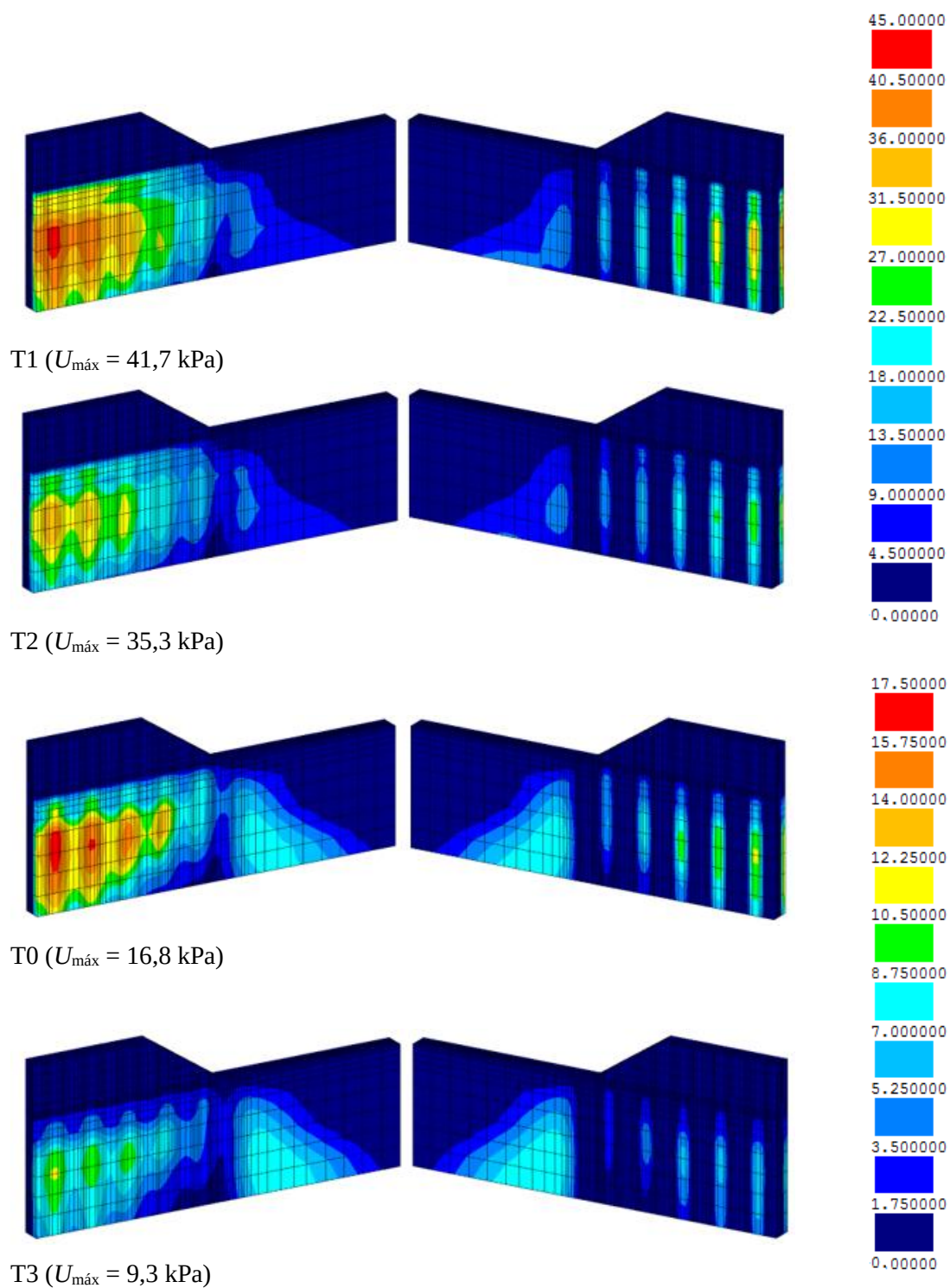


Figura 7-11 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes tempos de construção do aterro

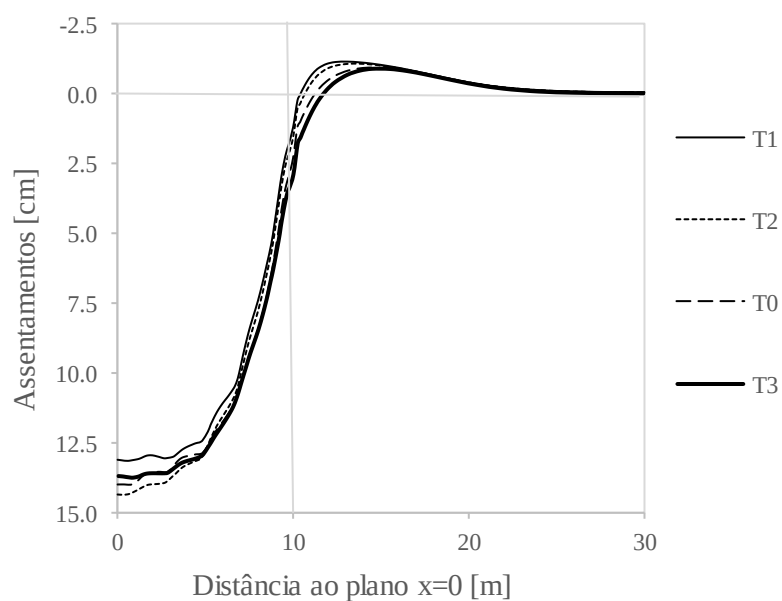


Figura 7-12 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas

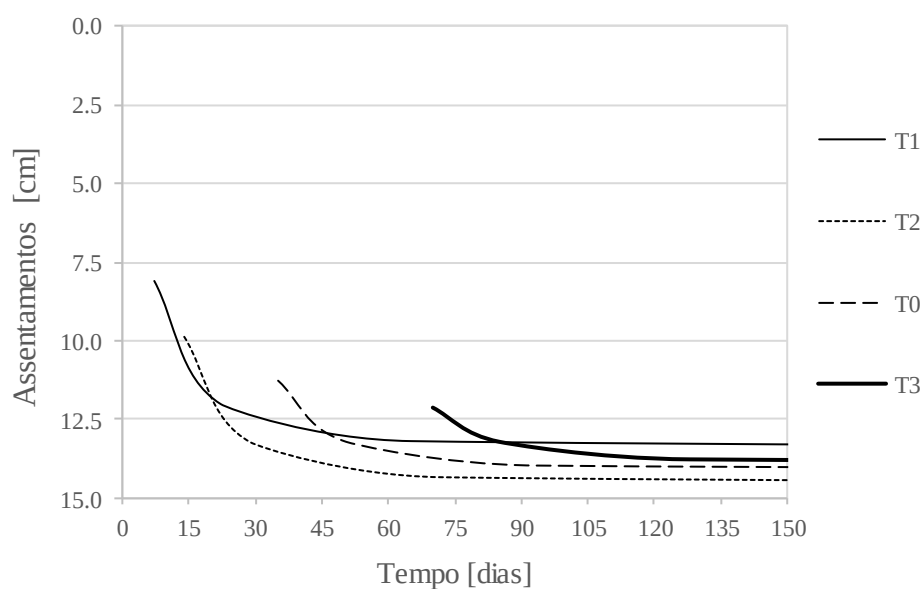


Figura 7-13 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro após o final da construção, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas

No que se refere aos deslocamentos horizontais, nos cálculos em que a construção do aterro é mais rápida, o solo mole não se deforma em condições não drenadas – porque, já foi visto ao longo deste trabalho, é grande a influência que as colunas de brita têm no processo de drenagem - mas ainda assim em condições menos drenadas do que nos carregamentos mais lentos. Isto leva a que, quanto mais rápida for a construção do aterro, maiores são as deformações sem variação de volume e, consequentemente, maiores os deslocamentos horizontais dirigidos para o exterior da secção carregada, bem como os deslocamentos verticais ascendentes nas proximidades do pé do talude, como, aliás, foi visto anteriormente.

Para averiguar a influência do faseamento construtivo nos deslocamentos horizontais, apresentam-se os resultados obtidos ao longo das interfaces coluna/solo em $x = 0,5$ m, na coluna 1 (Figura 7-14) e em $x = 10,5$ m, na coluna 6 (Figura 7-15), no final da construção e no final da consolidação.

Pela observação das figuras constata-se que:

- ao longo da interface da coluna 1 ($x = 0,5$ m) os deslocamentos horizontais são pouco expressivos, apresentando em todos os casos valores inferiores a 1 cm, e quase não sofrem variação no período que decorre entre o final da construção e o final da consolidação;
- na interface da coluna 6, em $x = 10,5$ m, os deslocamentos horizontais são superiores aos registados na coluna 1, registando-se, no caso T1, valores superiores a 4,5 cm;
- à medida que o tempo de construção do aterro aumenta, diminuem os deslocamentos horizontais no alinhamento $x = 10,5$ m. Não obstante, as diferenças entre todos os cálculos são pequenas no final da consolidação.

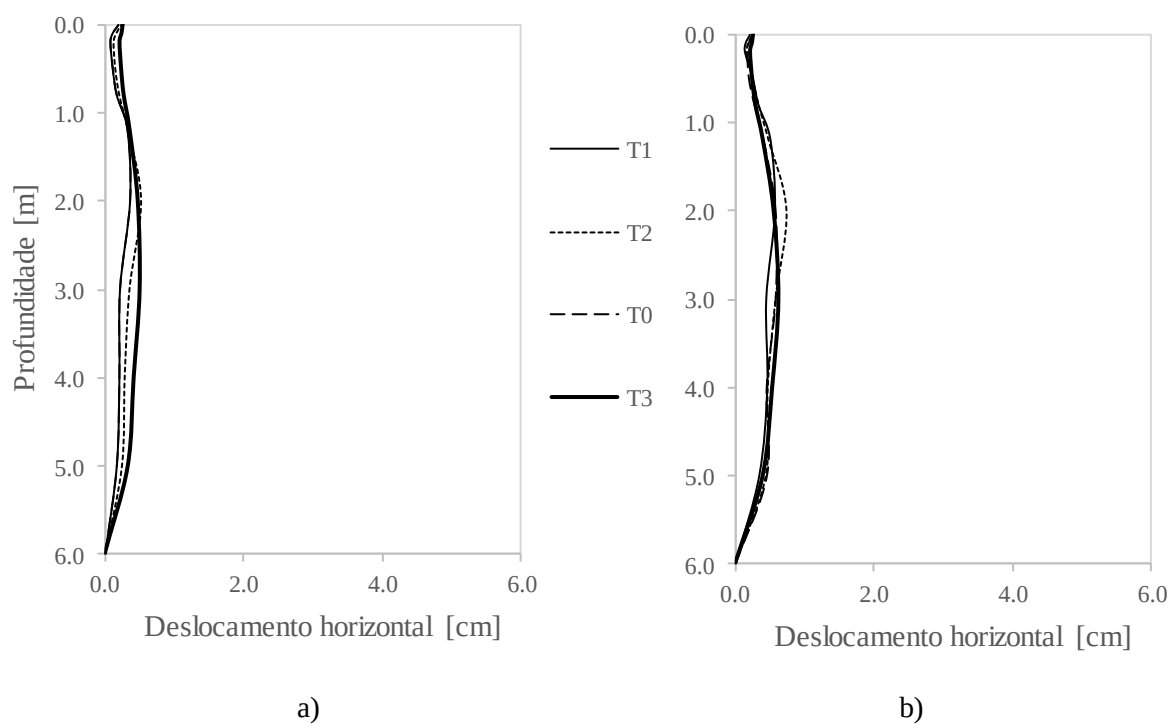


Figura 7-14 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, para diferentes tempos de construção do aterro: a) no final da construção; b) no final da consolidação

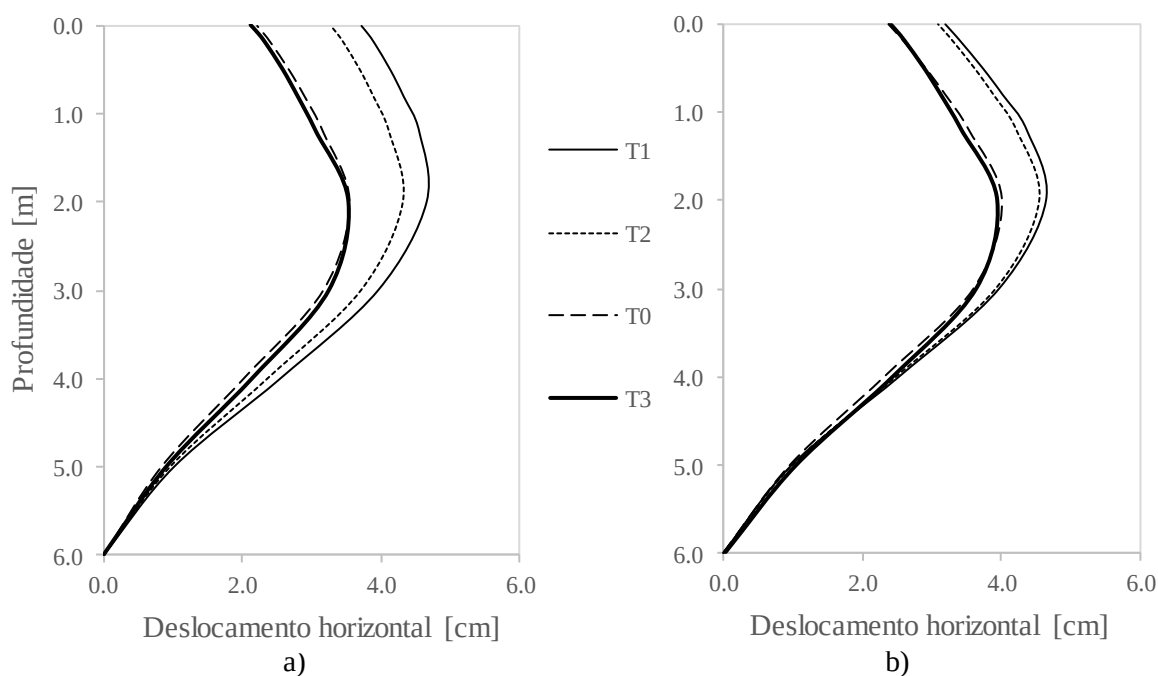


Figura 7-15 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, para diferentes tempos de construção do aterro: a) no final da construção; b) no final da consolidação

Na zona mais central do aterro, não só as tensões de desvio são menores, mas também o maior confinamento lateral induzido pelo solo e pelas colunas circundantes restringem a expansão lateral da coluna nessa zona, o que justifica os deslocamentos horizontais baixos na interface da coluna 1.

Na interface da coluna 6 em $x = 10,5$ m constata-se, tal como referido anteriormente, que com taxas de carregamento mais lentas, as distorções provocadas pelo carregamento na fundação durante a construção, são menores. No entanto, o reforço com colunas de brita atenua o efeito das distorções na fundação mesmo nos casos dos carregamentos mais rápidos. De facto, quando o aterro é construído em 1 semana, no final da consolidação o deslocamento horizontal máximo neste alinhamento é de 4,7 cm, enquanto que para um período de construção de 10 semanas é de 4 cm, o que não constitui uma diferença muito significativa.

Conclui-se, portanto, que para as condições em estudo, as deformações da fundação reforçada a longo prazo não são significativamente influenciadas com o faseamento construtivo.

O fator de concentração de tensões, cuja evolução em profundidade na coluna 1 se apresenta na Figura 7-16, não varia, no final da consolidação, de uma forma direta nem muito significativa com a variação do tempo de construção do aterro. À superfície do solo mole verifica-se que o fator de concentração de tensões diminui com o aumento do tempo de construção do aterro, o que seria expectável atendendo a que, sendo o carregamento mais lento, e dada a proximidade das fronteiras drenantes horizontal e vertical, há mais tempo para o solo mole dissipar os excessos de pressão intersticial induzidos pela carga do aterro, aumentando assim a tensão efetiva no solo mole.

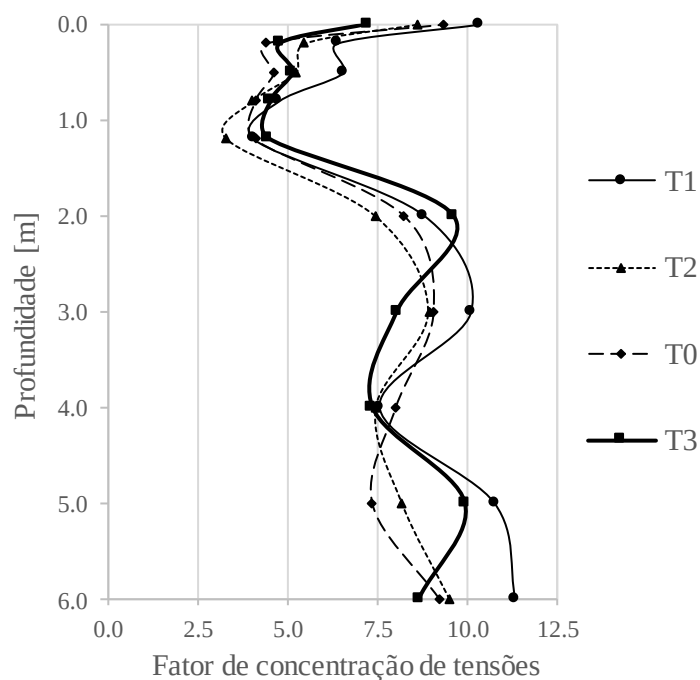


Figura 7-16 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes tempos de construção do aterro: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas

Os níveis de tensão no final da construção são apresentados na Figura 7-17. Analisando a figura verifica-se que o efeito do aumento do tempo de construção em termos dos níveis de tensão mobilizados reflete-se sobretudo:

- no aumento dos níveis de tensão nas colunas para profundidades abaixo da camada de solo ligeiramente consolidado;
- na diminuição dos níveis de tensão no solo mole, tanto na zona carregada como na zona não carregada.

Estes efeitos são explicados pelo facto de, para períodos construtivos mais longos, no final da construção, as colunas suportarem cargas maiores nessa fase (maiores níveis de tensão) e as tensões médias efetivas do solo mole serem maiores (menores níveis de tensão), devido à maior dissipação dos excessos de pressão intersticial.

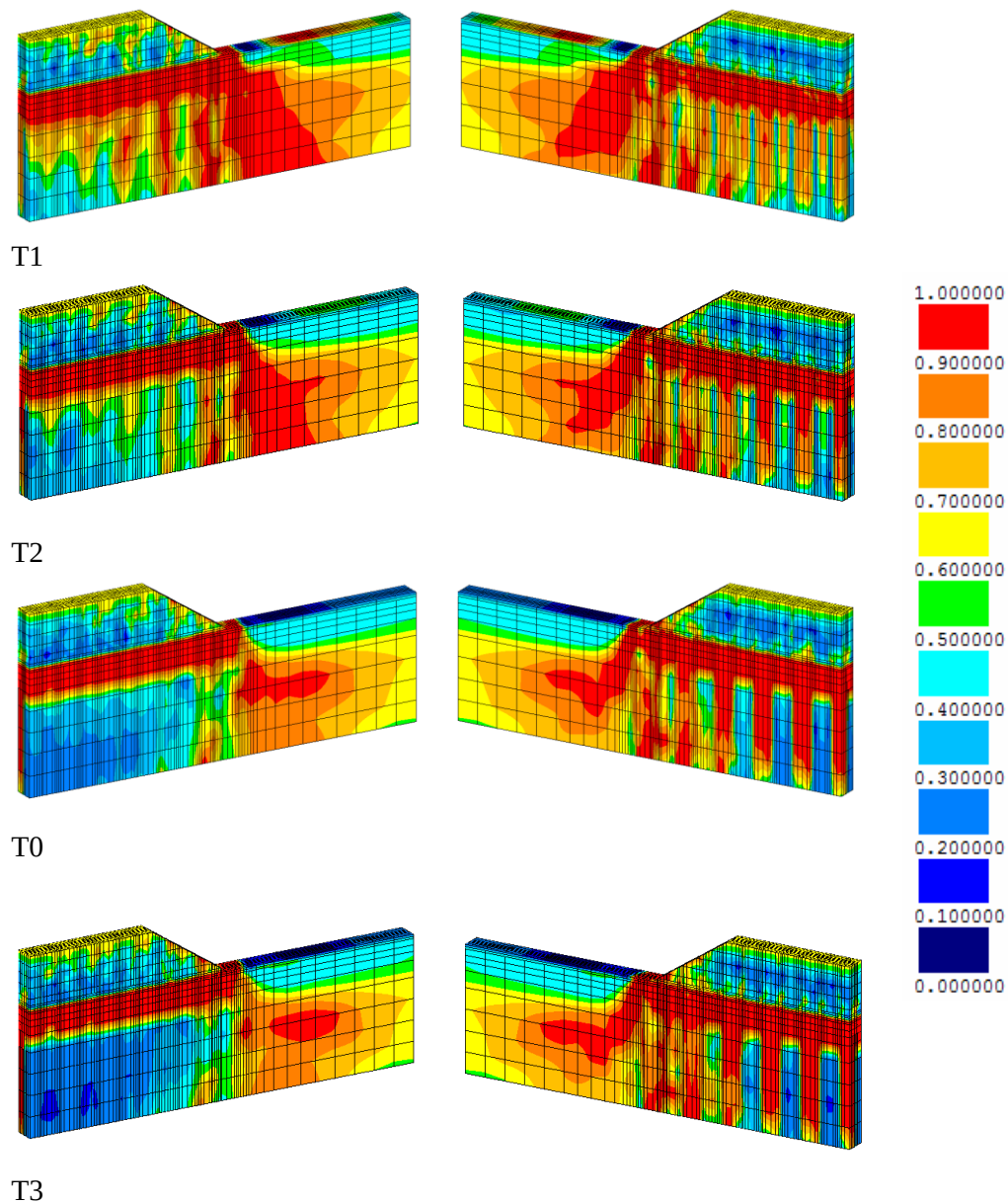


Figura 7-17 – Influência do tempo de construção do aterro sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção: T1) 1 semana; T2) 2 semanas; T0) 5 semanas; T3) 10 semanas

No Quadro 7-6 apresentam-se os coeficientes de segurança globais no final da construção do aterro, para os vários casos em estudo, no final do período de construção do aterro, obtidos pela aplicação do programa de análise de estabilidade global (Borges, 1995), tendo por base os resultados numéricos tridimensionais. Comparando os valores dos coeficientes de segurança, verifica-se um aumento da segurança ao deslizamento geral quando o tempo de

construção do aterro aumenta de 1 semana para 2 semanas. A partir de duas semanas, não se verifica uma variação do coeficiente de segurança.

Quadro 7-6 – Influência do tempo de construção do aterro na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
T1 – 1 semana	9,0	10,0	8,123	1,47
T2- 2 semanas	9,5	10,5	7,528	1,66
T0 – 5 semanas	9,5	10,5	7,528	1,66
T3 – 10 semanas	9,5	10,0	7,031	1,66

7.4 - ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE DO SOLO MOLE

7.4.1 - Considerações iniciais

Nos solos aluvionares homogêneos verifica-se muitas vezes uma sucessão de finíssimas subcamadas granulometricamente distintas, correspondentes à orientação dos grãos durante a sedimentação e a consolidação, que conferem uma anisotropia de permeabilidade ao estrato argiloso macroscopicamente homogêneo.

A influência da anisotropia de permeabilidade do estrato argiloso no comportamento do problema em análise é estudada através da variação do rácio entre o coeficiente de permeabilidade horizontal, k_h , e o coeficiente de permeabilidade vertical, k_v . Resumem-se no Quadro 7-7 os cálculos efetuados, com indicação dos valores de anisotropia de permeabilidade adotados.

Quadro 7-7 – Diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole considerados no estudo paramétrico

Caso	K0	K1	K2	K3
k_h/k_v	1	2	4	10

7.4.2 - Análise dos resultados

A Figura 7-18 mostra a distribuição dos excessos de pressão intersticial no instante final da construção do aterro. Para todos os cálculos são apresentados os resultados no plano vertical que passa pelo centro das colunas, $z = 1$ m (no lado direito) e no plano vertical equidistante de duas fiadas de colunas, $z = 0$ (no lado esquerdo). Na Figura 7-19 é apresentada, também para o instante do final da construção, a evolução do assentamento na base do aterro (em $z = 0$).

A aceleração da consolidação com a anisotropia de permeabilidade é claramente visível na Figura 7-18, com a maior dissipação dos excessos de pressão intersticial a corresponder ao valor mais alto de k_h/k_v , ou seja, ao caso K3. Como esperado, o assentamento no final da construção (Figura 7-19) aumenta com o aumento da anisotropia de permeabilidade da argila. De facto, a anisotropia de permeabilidade acelera o processo de consolidação e, quanto mais permeável for o solo na direção horizontal, mais rápido será o fluxo de água para as superfícies de drenagem (nas interfaces do solo mole com as colunas) e, consequentemente, mais rápido será o processo de consolidação.

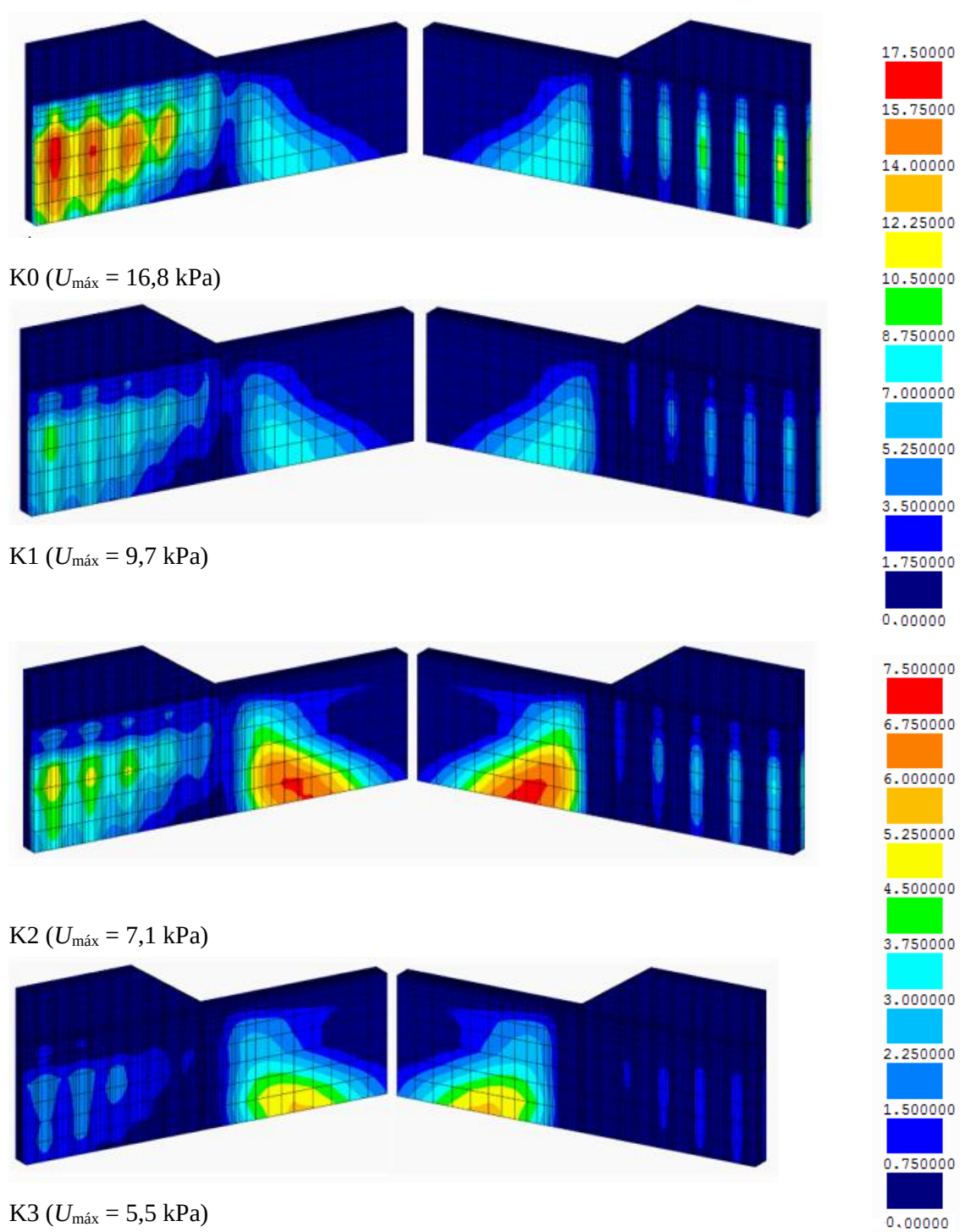


Figura 7-18 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$

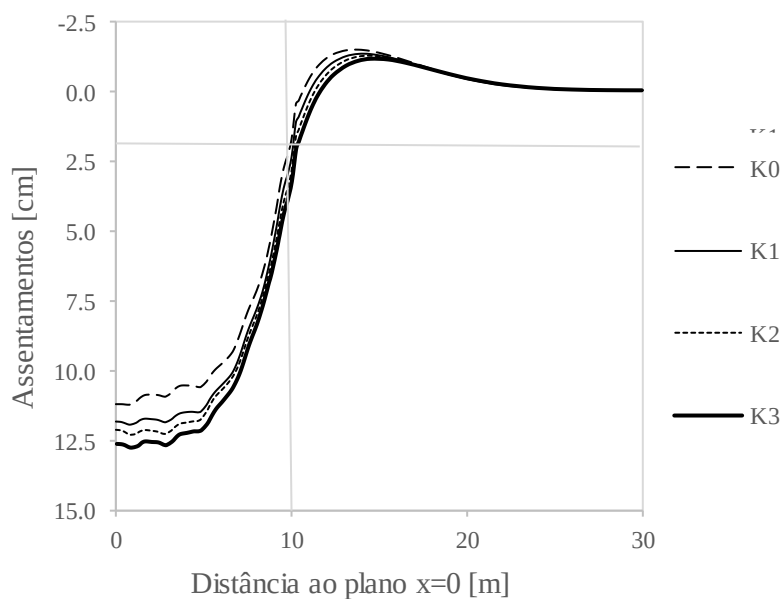


Figura 7-19 – Assentamentos na base do aterro no final da construção, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$

A evolução dos assentamentos máximos na base do aterro ao longo do tempo é mostrada na Figura 7-20. Também como seria expectável, o assentamento máximo na base do aterro no final da consolidação (em $z = 0$) apresenta aproximadamente a mesma magnitude em todos os cálculos.

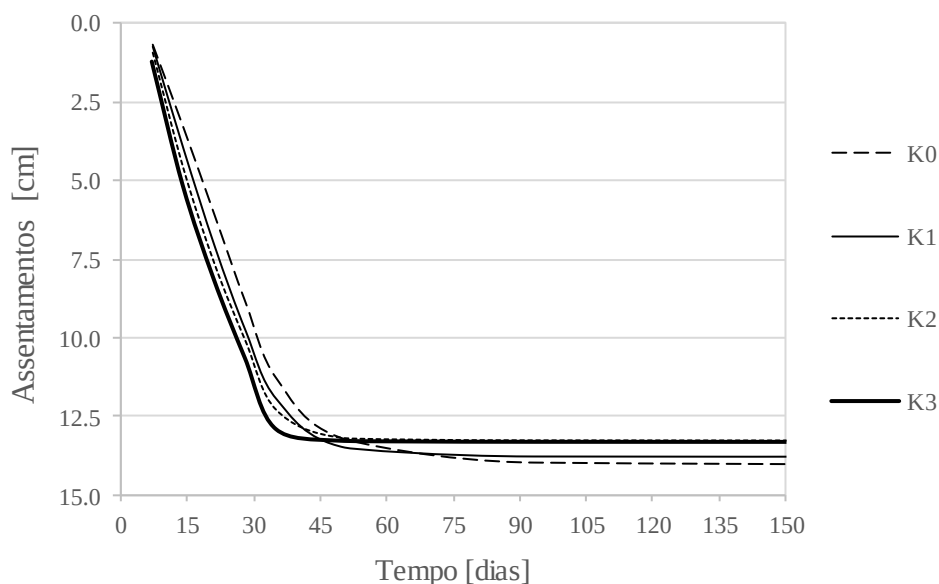


Figura 7-20 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro após o final da construção, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$

No que se refere aos deslocamentos horizontais, a Figura 7-21 mostra os deslocamentos ao longo da interface coluna/solo em $x = 10,5$ m (coluna 6) no final da construção do aterro e no final da consolidação. Consta-se que os deslocamentos horizontais são ligeiramente mais elevados para o cálculo K0, no qual a anisotropia de permeabilidade tem o valor de 1. Não obstante, de uma maneira geral, a influência da anisotropia de permeabilidade é pouco significativa nos deslocamentos horizontais da fundação.

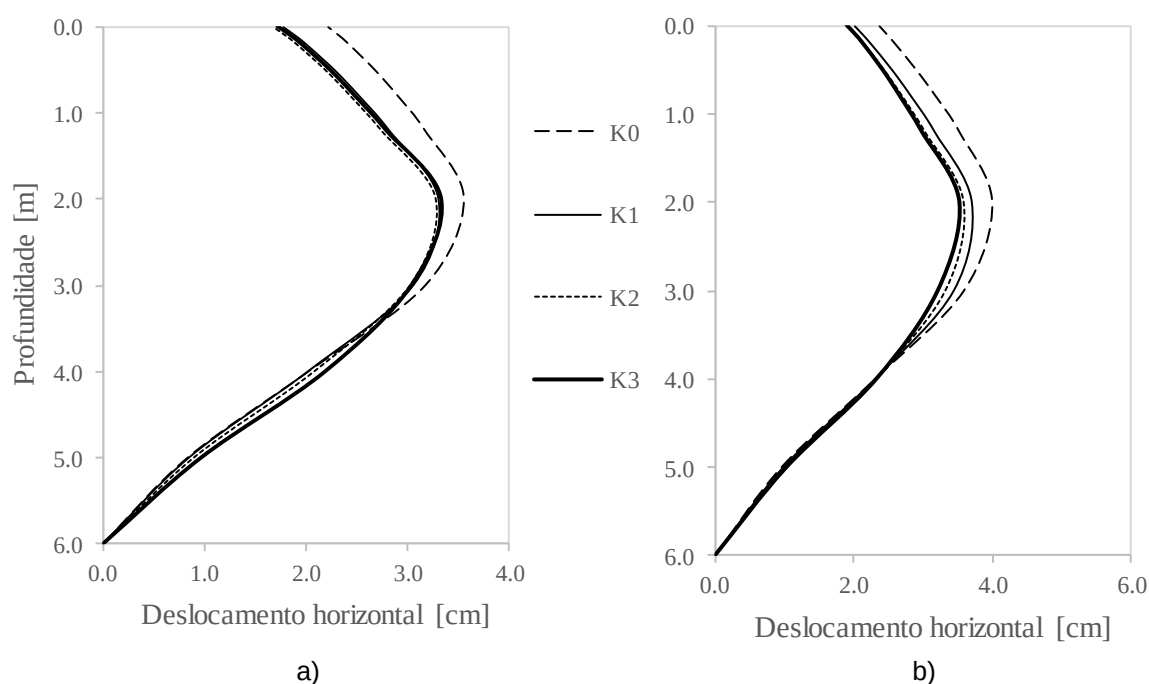


Figura 7-21 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, para diferentes valores de anisotropia de permeabilidade do solo mole: a) no final da construção; b) no final da consolidação

A Figura 7-22 mostra a evolução em profundidade do fator de concentração de tensões na coluna 1 (em $x = 0,5$ m) para os quatro cálculos efetuados. A análise da figura não permite detetar nenhum padrão de variação com a variação da anisotropia de permeabilidade do solo mole. Com efeito, a anisotropia de permeabilidade influencia mais a consolidação e o assentamento no tempo do que propriamente a distribuição de tensões no solo reforçado, pelo que estes resultados estão de acordo com o que seria expectável.

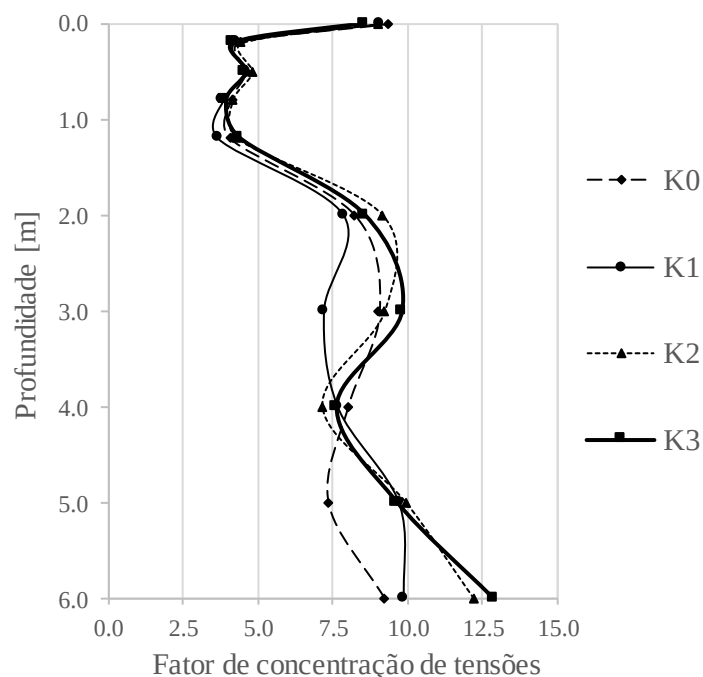


Figura 7-22 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes de anisotropia de permeabilidade do solo mole: K0) $k_h/k_v = 1$; K1) $k_h/k_v = 2$; K2) $k_h/k_v = 4$; K3) $k_h/k_v = 10$

Relativamente à estabilidade da obra ao deslizamento geral, apresentam-se Quadro 7-8 os coeficientes de segurança globais no final da construção, para os vários casos em estudo, obtidos pela aplicação do programa de análise de estabilidade global descrito no capítulo 5. É de notar que, não obstante a aceleração da consolidação com o aumento da permeabilidade horizontal durante o processo de carga, este aspeto não se repercute no aumento da segurança ao deslizamento geral, verificando-se, inclusive, uma ligeira diminuição do coeficiente de segurança (em termos práticos, sem significado).

Quadro 7-8 – Efeito da anisotropia de permeabilidade do solo mole na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
K0 – $k_h/k_v = 1$	9,5	10,5	7,528	1,66
K1 – $k_h/k_v = 2$	10,0	10,0	7,272	1,67
K2 – $k_h/k_v = 4$	10,5	10,5	7,924	1,66
K3 – $k_h/k_v = 10$	10,0	12,0	9,0	1,68

7.5 - COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO APÓS A INSTALAÇÃO DAS COLUNAS

7.5.1 - Considerações iniciais

Como já foi visto no Capítulo 2, o aumento das tensões horizontais no solo mole devido à instalação das colunas é habitualmente tido em conta através da consideração de um coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, K^* , superior ao coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Não há, no entanto, um consenso sobre o valor que deve ser adotado. Nos trabalhos publicados, o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas tem tomado valores compreendidos entre 0,4 e 2,5, e a solução teórica de Priebe (1995), uma das mais utilizadas na Europa, considera K^* igual a 1.

Com vista a avaliar a influência do aumento do coeficiente de impulso em repouso do solo mole devido à instalação das colunas de brita, neste subcapítulo efetua-se um estudo paramétrico que compreende a variação deste coeficiente em mais três cálculos além do problema-base descrito no capítulo anterior (ver Quadro 7-9).

Quadro 7-9 – Diferentes valores de K^* do solo mole considerados no estudo paramétrico

Caso	Ki0	Ki1	Ki2	Ki3
Coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas	0,56	0,70	0,85	1

No Quadro 7-10 são apresentados os valores do coeficiente de impulso em repouso (K^*) para cada um dos cálculos efetuados.

Quadro 7-10 – Coeficientes de impulso em repouso após a instalação das colunas (K^*)

Caso	K^*
Ki0	0,86 – 0,56
Ki1	0,86 – 0,70
Ki2	0,86 – 0,85
Ki3	1,00

As restantes características geométricas e mecânicas foram consideradas iguais às adotadas no problema base descrito no Capítulo 6.

Antes de se passar à análise dos resultados dos cálculos efetuados, considera-se pertinente fazer um comentário relativamente aos estados de tensão instalados antes do início da

construção do aterro nas modelações realizadas. O coeficiente de impulso em repouso é imposto no modelo de elementos finitos em todo o solo mole, e não apenas no solo mole entre as colunas de brita. Entende-se que, em termos qualitativos, o estudo capta a influência do coeficiente de impulso em repouso. No entanto, o confinamento que o solo mole no modelo fornece, particularmente, à coluna 6 – a coluna mais periférica, é superior ao confinamento que teria na situação real, pelo que a análise dos deslocamentos horizontais se irá focar na zona mais central do aterro.

7.5.2 - Análise dos resultados

Para analisar a influência do valor do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, K^* , nos deslocamentos da fundação, apresentam-se, no final da consolidação, os assentamentos à superfície do terreno natural na Figura 7-23, os deslocamentos horizontais na coluna 1 (em $x = 0,5$ m) na Figura 7-24 e os deslocamentos horizontais na coluna 3 (em $x = 4,5$ m) na Figura 7-25.

Da análise comparativa das quatro soluções estudadas constata-se que o aumento do coeficiente de impulso em repouso reduz significativamente os assentamentos à superfície do solo natural, principalmente para valores até 0,85. Estes resultados já seriam expectáveis atendendo a que com o aumento de K^* aumenta a rigidez tanto das colunas de brita como a rigidez do solo mole. Por um lado, o solo mole, mais rígido, deforma-se menos e, por outro, fornece mais confinamento às colunas apresentando também estas um comportamento mais rígido, o que se reflete em menores assentamentos. Com o aumento do grau de sobreconsolidação do solo mole, as primeiras etapas das trajetórias de tensões dos cálculos K_{i1} , K_{i2} e K_{i3} vão ser de recompressão, logo, as primeiras deformações do solo vão ser controladas pelo parâmetro k (declive da linha de recompressão), em vez do parâmetro λ (declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga), o que justifica os menores assentamentos da fundação.

Da análise dos resultados referentes aos deslocamentos horizontais ressalta que o coeficiente de impulso não tem praticamente influência nos deslocamentos horizontais na interface da coluna 1 (em $x = 0,5$ m), pois o andamento das curvas para os quatro cálculos efetuados é muito semelhante (Figura 7-24). No entanto, na interface solo/coluna 3 (Figura 7-25) é visível uma tendência geral de diminuição dos deslocamentos horizontais com o aumento do confinamento lateral. Estes resultados sugerem que sob o cinto do aterro os deslocamentos horizontais são menos suscetíveis ao aumento do confinamento horizontal. Isto deve-se ao facto de na área de influência da coluna 3 as tensões de desvio, responsáveis pelas deformações distorcionais, serem mais elevadas do que na área de influência da coluna 1. E,

como as tensões distorcionais provocam deslocamentos horizontais direcionados para o exterior do aterro, os deslocamentos são mais elevados na coluna 3 do que na coluna 1. Quando as tensões efetivas aumentam, com o aumento do confinamento (para valores mais elevados do coeficiente de impulso), a componente distorcional das deformações na coluna 3 diminui, o que se reflete em menores deslocamentos horizontais.

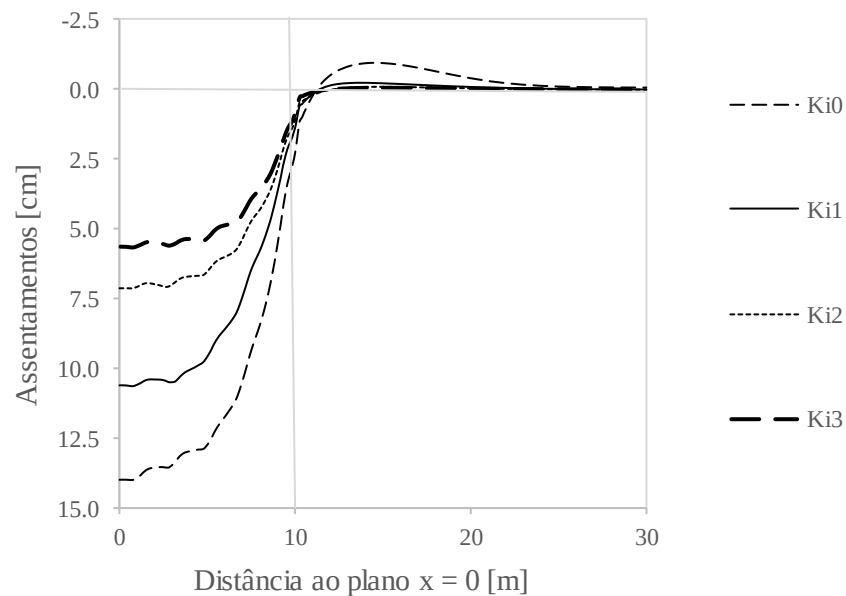


Figura 7-23 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00

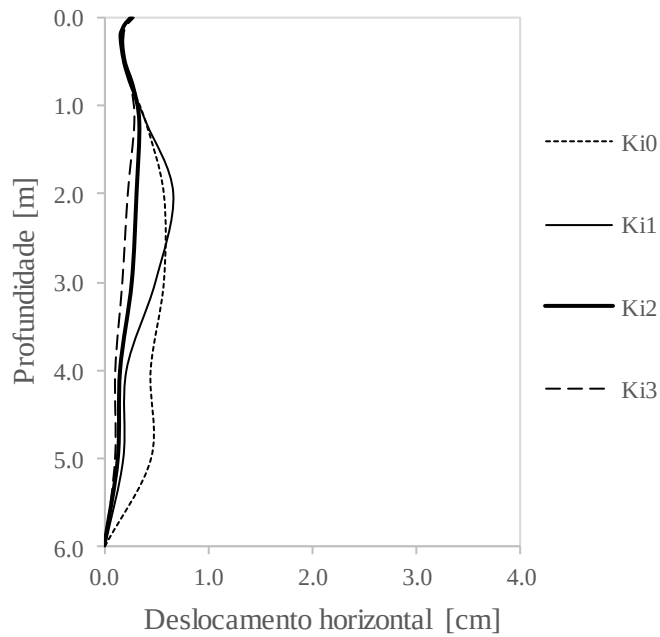


Figura 7-24 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00

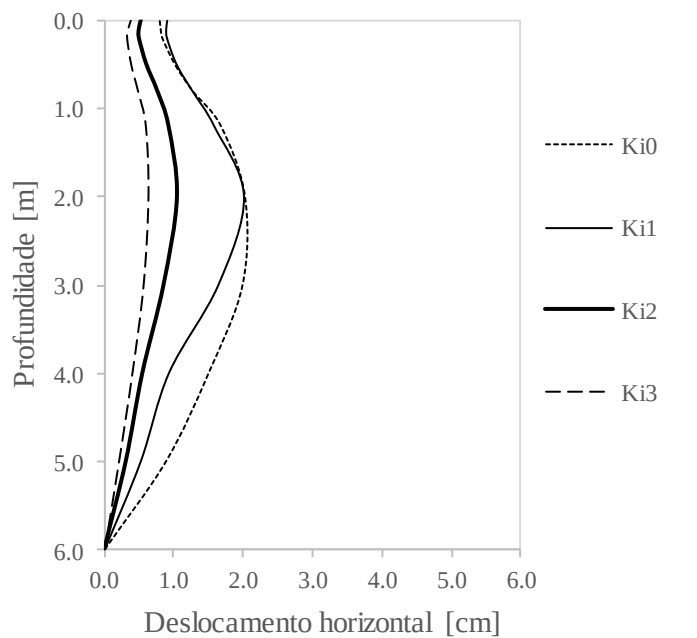


Figura 7-25 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 3 em $x = 4,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00

Apresenta-se, complementarmente, na Figura 7-26 a evolução no tempo do assentamento máximo na base do aterro para as quatro situações analisadas. A referida figura mostra uma tendência global de diminuição do tempo necessário para o assentamento máximo estabilizar com o aumento do coeficiente de impulso em repouso. Para o cálculo K_{i3} (K^* igual a 1), o assentamento máximo na base do aterro estabiliza a partir, sensivelmente, do dia 50 após o início da construção do aterro, enquanto que para o cálculo K_{i0} esta estabilização do assentamento máximo ocorre apenas ao fim do dia 95.

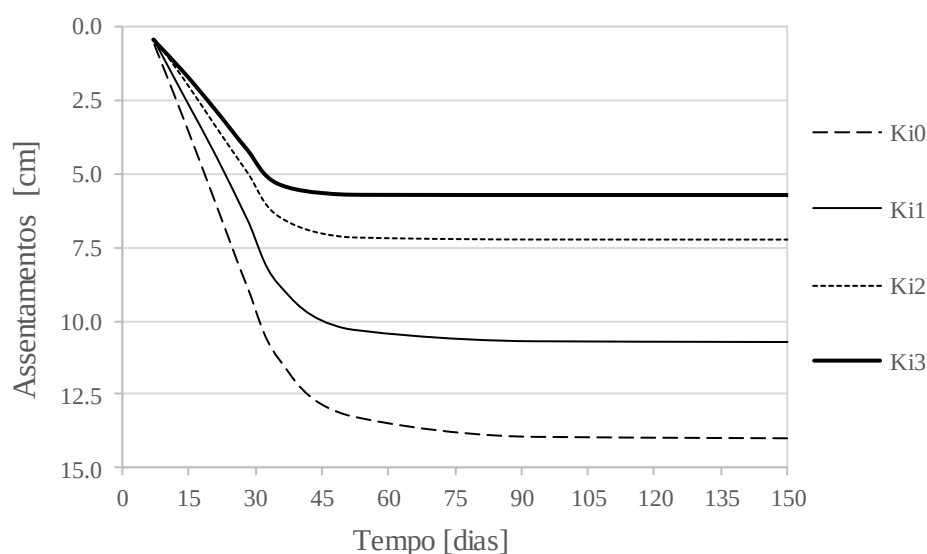


Figura 7-26 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: K_{i0} 0,56; K_{i1} 0,70; K_{i2} 0,85; K_{i3} 1,00

A distribuição dos incrementos de tensão efetiva vertical no final da consolidação é apresentada, para todos os casos, na Figura 7-27. Observa-se que os acréscimos de tensão vertical no solo mole, na zona sob o aterro, aumentam com o coeficiente de impulso em repouso para valores até 0,85. Quando o coeficiente de impulso em repouso aumenta de 0,85 para 1,00 (K_{i3}) as tensões no solo mole variam pouco relativamente ao caso K_{i2} . Por sua vez, nas colunas de brita verifica-se que os acréscimos de tensão vertical diminuem com o aumento do confinamento lateral para valores até 0,85 e que comparando os casos K_{i2} e K_{i3} , as tensões verticais nas colunas divergem pouco em ambos os casos. De facto, aumentando o coeficiente de impulso em repouso, aumenta a rigidez do solo, que passa a captar mais tensões verticais, aliviando as tensões nas colunas de brita.

Na Figura 7-28 mostram-se separadamente os incrementos de tensão nas colunas de brita (à esquerda na figura) e no solo mole (à direita) no instante do final da consolidação, para os casos Ki2 e Ki3. Há maiores concentrações de tensões verticais nas colunas de brita que se localizam sob a plataforma do aterro, e em profundidade as maiores concentrações registam-se perto da superfície do solo natural e novamente a partir dos 5 m de profundidade, perto do estrato competente. Pela análise da figura verifica-se que há uma maior concentração de tensões verticais na parte superior das colunas do caso Ki2 comparativamente com o caso Ki3. No cálculo Ki2, é visível uma faixa de alívio das tensões verticais do solo mole a cerca de 2 m da base do aterro, voltando a aumentar em profundidade. Já no caso Ki3, as tensões no solo mole concentram-se essencialmente até aos 4 m de profundidade.

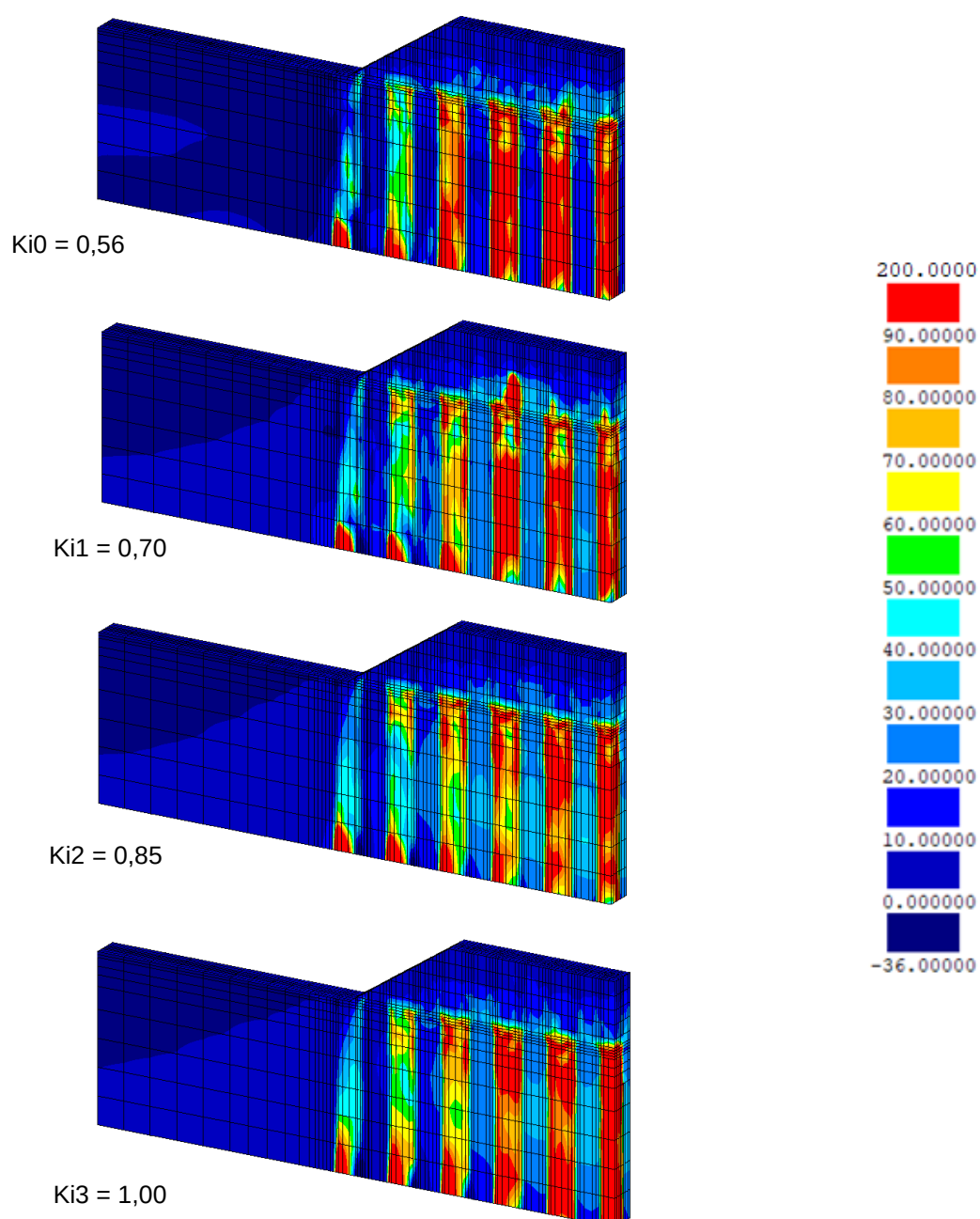


Figura 7-27 – Incrementos de tensão vertical efetiva, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: K_{i0} 0,56; K_{i1} 0,70; K_{i2} 0,85; K_{i3} 1,00

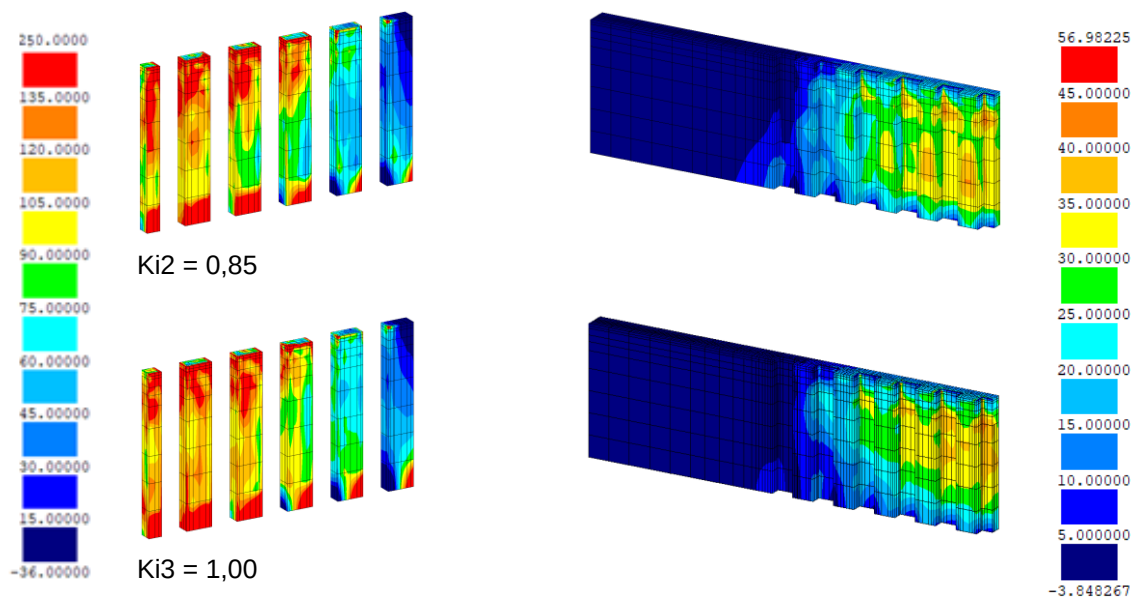


Figura 7-28 – Incrementos de tensão vertical efetiva, no final da consolidação, nas colunas de brita e no solo mole, para os casos: Ki2 e Ki3

Na Figura 7-29 e na Figura 7-30 apresenta-se, respetivamente, a evolução em profundidade do fator de concentração de tensões na coluna 1 e na coluna 3, para todos os casos analisados. De uma maneira geral, os resultados do fator de concentração corroboram os resultados dos incrementos de tensões efetivas verticais.

A análise das referidas figuras permite identificar os seguintes aspetos:

- Há uma tendência geral de diminuição do fator de concentração de tensões com o aumento do coeficiente de impulso em repouso para valores até 0,85;
- No caso Ki3 (K^* igual a 1,00), a partir dos 3 m de profundidade há um aumento do fator de concentração de tensões, que se deve a menores tensões efetivas verticais no solo a partir desta profundidade;
- Independentemente do valor do coeficiente de impulso em repouso do solo mole, o fator de concentração de tensões apresenta sempre valores da mesma ordem de grandeza na coluna 1 e na coluna 3.

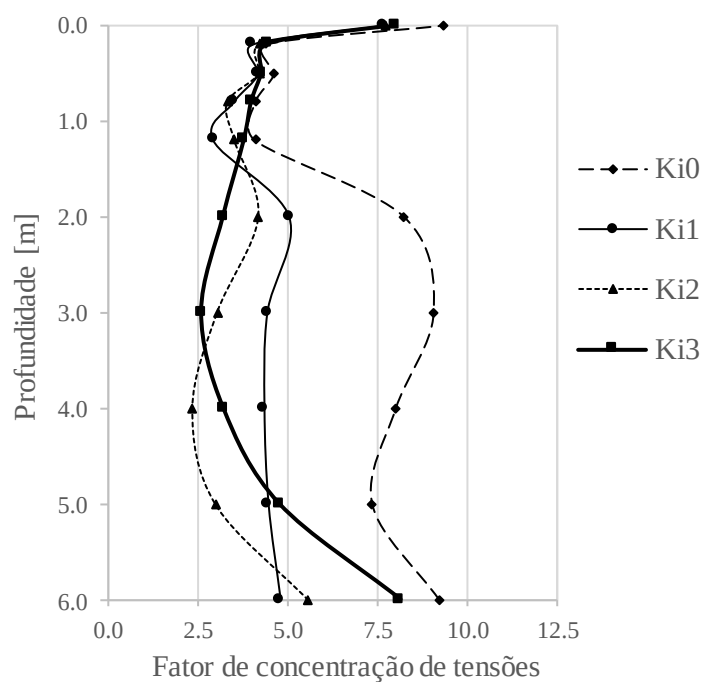


Figura 7-29 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00

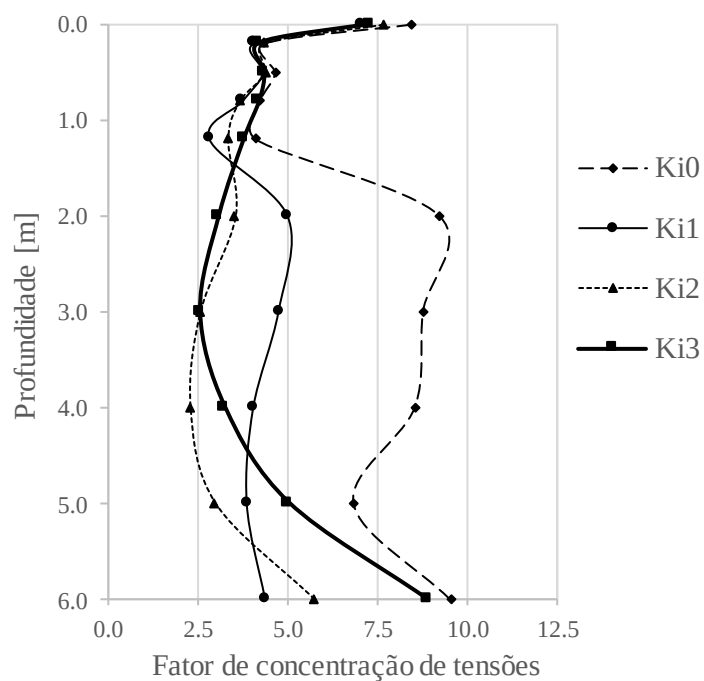


Figura 7-30 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 3, no final da consolidação, para diferentes valores do coef. impulso em repouso após a instalação das colunas: Ki0) 0,56; Ki1) 0,70; Ki2) 0,85; Ki3) 1,00

Na Figura 7-31 são ilustradas as distribuições dos níveis de tensão no maciço de fundação e no aterro, no final da consolidação, para as quatro situações estudadas.

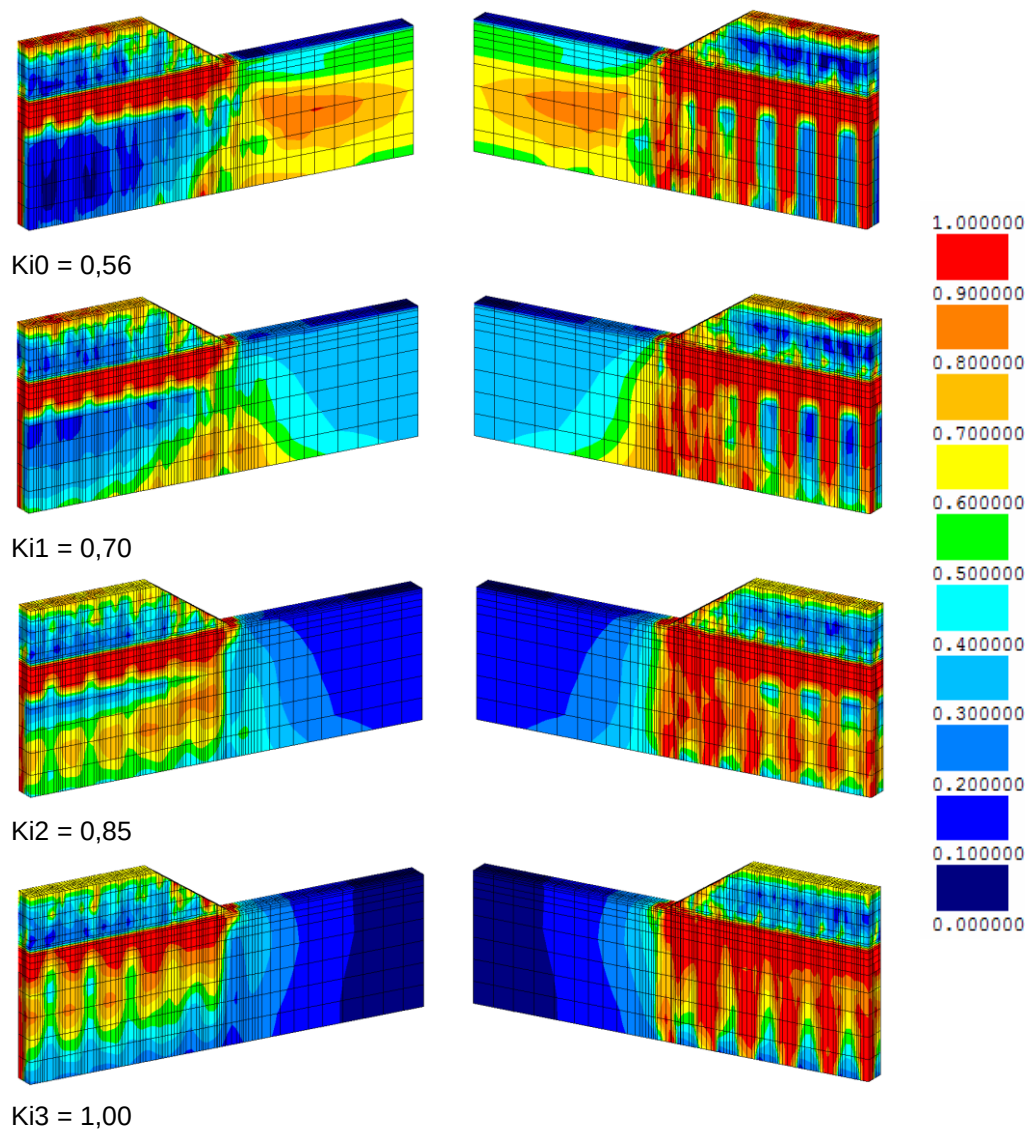


Figura 7-31 – Influência do coef. de impulso em repouso após a instalação das colunas sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação

Constata-se que a grandeza do parâmetro em análise:

- Influencia a distribuição dos níveis de tensão no solo mole na zona carregada, pois quanto maior é o confinamento horizontal, maiores são os níveis de tensões no maciço argiloso, facto que se deve à maior carga a que o solo mole fica submetido devido ao aumento da rigidez;

- Influencia a distribuição dos níveis de tensão nas colunas de brita. Verifica-se uma diminuição dos níveis de tensão nas colunas de brita com o aumento do coeficiente de impulso em repouso para valores até 0,85. Este facto deve-se ao efeito contrário ao do solo mole, isto é, como se viu atrás, os incrementos de tensão vertical nas colunas diminuem, em geral, com o aumento do confinamento do solo mole;

No caso Ki3, registam-se níveis de tensão elevados nas colunas de brita em quase toda a profundidade.

Como já foi visto, com o aumento do coeficiente de impulso em repouso aumentam as tensões no solo mole e diminuem as tensões nas colunas. Como se mostra a seguir, estes efeitos contrários tendem a compensar-se em termos de estabilidade ao deslizamento geral. Para quantificar a influência do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas na estabilidade da obra, apresentam-se no Quadro 7-11 os valores do coeficiente de segurança global ao deslizamento geral, para os diferentes casos em estudo, obtidos pela aplicação do programa de estabilidade global descrito no capítulo 5. Analisando estes valores conclui-se que, para as condições em estudo, o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas não afeta significativamente a estabilidade ao deslizamento geral. À semelhança do que se registou com o coeficiente de concentração de tensões, não se constata um sentido na variação do coeficiente de segurança global com o aumento do coeficiente de impulso em repouso, o que, de certo modo, está relacionado com os efeitos contrários nas variações das tensões nas colunas e no solo mole referidos atrás.

Quadro 7-11 – Influência do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
Ki0 = 0,56	9,5	10,5	7,528	1,66
Ki1 = 0,70	9,5	10,5	7,528	1,58
Ki2 = 0,85	9,0	9,5	6,640	1,71
Ki3 = 1,00	9,5	10,5	7,528	1,56

7.6 - COEFICIENTE DE SUBSTITUIÇÃO

7.6.1 - Considerações iniciais

Como já foi referido, o coeficiente de substituição, CS , é um dos parâmetros que mais influencia o desempenho do solo reforçado com colunas de brita, sendo, por regra, fundamental na previsão quer do fator de redução de assentamentos, quer da capacidade de carga através da estimativa do fator de concentração de tensões (Domingues, 2006).

No presente estudo paramétrico foram considerados, além do problema base $CS0$ (descrito no Capítulo 6), mais três valores para CS , dois inferiores ao considerado no problema base, 0,16 e 0,20, e um superior, 0,30. Em todos os casos foi mantida a área da coluna e fez-se variar o espaçamento entre colunas. Apresenta-se no Quadro 7-12 os valores que o coeficiente de substituição tomou em cada um dos cálculos e o respetivo espaçamento entre colunas considerando a distribuição quadrada em planta. Os restantes parâmetros mantiveram-se constantes em todos os cálculos.

Quadro 7-12- Variação do coeficiente de substituição e espaçamentos entre colunas

Caso	CS	$1/CS$	Espaçamento em malha quadrada, s (m)
CS1	0,16	6,25	2,50
CS2	0,20	5	2,24
CS0	0,25	4	2,00
CS3	0,30	3,3	1,83

7.6.2 - Análise dos resultados

Na Figura 7-32 mostram-se os resultados dos assentamentos na base do aterro no final da consolidação, ao longo do plano vertical que passa no meio do solo mole entre duas fiadas de colunas de brita ($z = 0$), para todos os casos ($CS0$ a $CS3$). A análise desta figura permite verificar que os assentamentos na base do aterro diminuem significativamente com o aumento do coeficiente de substituição, e diminuem também os deslocamentos ascendentes verificados junto do pé do talude.

Na Figura 7-33 é apresentado o campo de excessos de pressão intersticial instalado no final da construção, para todos os cálculos efetuados. É possível verificar que quanto maior é a área de influência das colunas, mais elevados são os excessos de pressão intersticial no solo mole. Como a transmissão dos esforços para as colunas é mais difícil com o aumento do

espaçamento entre colunas, e como há uma maior carga a solicitar a (maior) área de influência da coluna, a percentagem da carga imposta pelo aterro transferida para o solo mole é maior. Concomitantemente, a dissipação dos excessos de pressão intersticial processa-se mais lentamente para maiores espaçamentos entre colunas, o que resulta num processo de consolidação menos avançado no final da construção nos casos em que o coeficiente de substituição é mais baixo. Na Figura 7-34, onde se pode observar a evolução do assentamento máximo na base do aterro ao longo do tempo relativamente ao assentamento máximo a longo prazo, é também evidenciado que a consolidação se processa tanto mais rapidamente quanto maior o coeficiente de substituição. O cálculo CS1, para um coeficiente de substituição de 0,16, no final da construção apresenta um assentamento máximo de aproximadamente 60% do assentamento máximo final. Esta percentagem aumenta sucessivamente para valores de coeficiente de substituição crescentes.

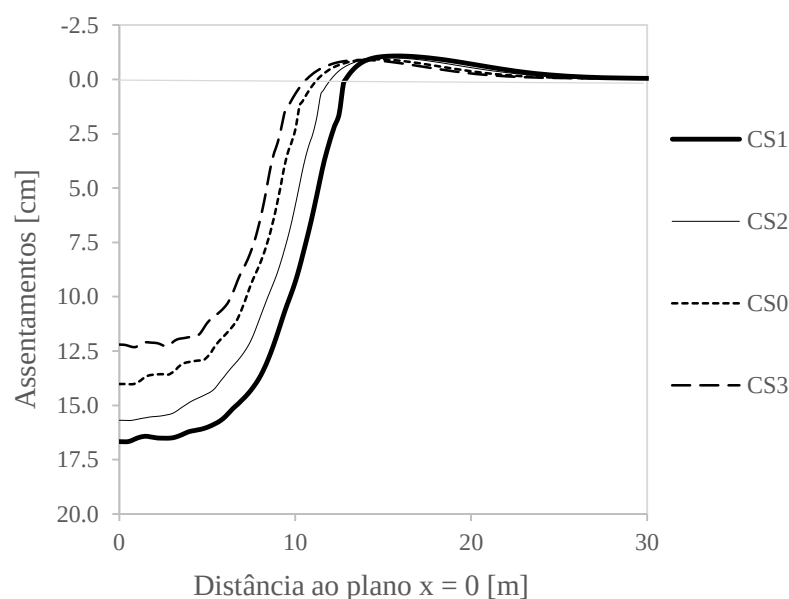


Figura 7-32 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes valores do coef. de substituição: CS1 = 0,16; CS2 = 0,20; CS0 = 0,25; CS3 = 0,30

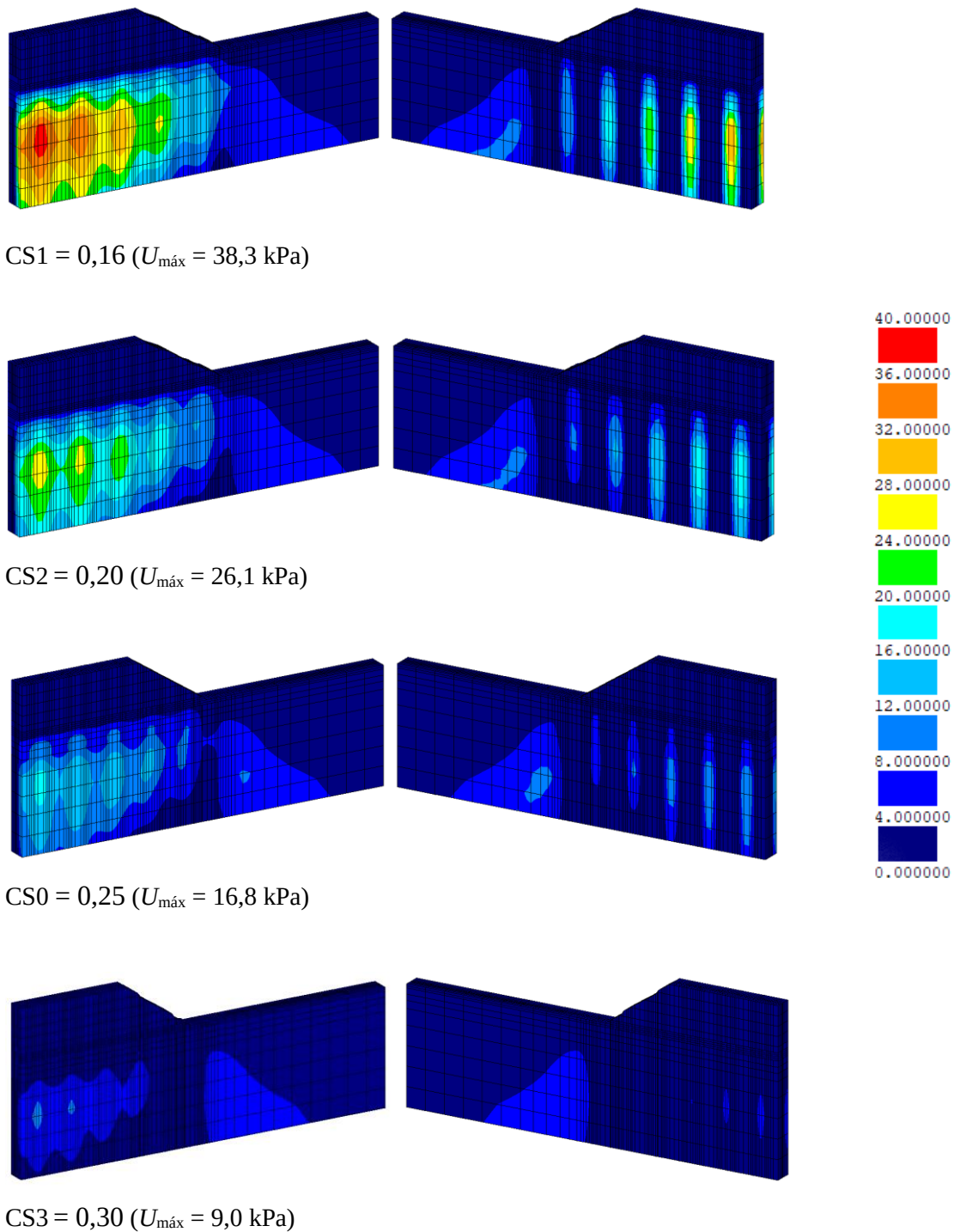


Figura 7-33 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes valores de coeficiente de substituição

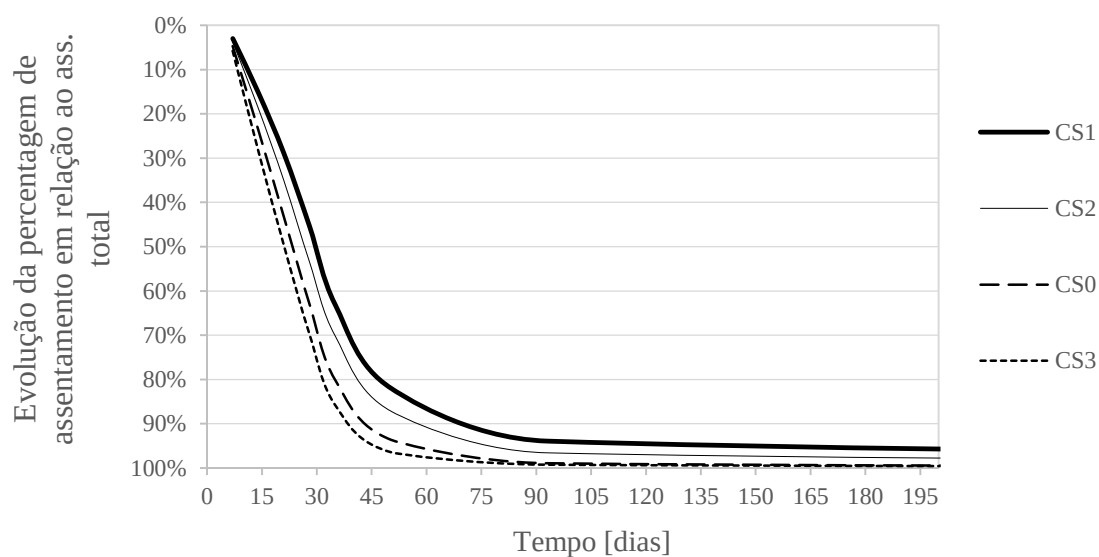


Figura 7-34 – Evolução da percentagem de assentamento máximo na base do aterro em relação ao assentamento máximo final, para os diferentes valores do coeficiente de substituição: CS1 = 0,16; CS2 = 0,20; CS0 = 0,25; CS3 = 0,30

Na Figura 7-35 apresenta-se a variação em profundidade do fator de concentração de tensões da coluna 1, para todos os cálculos efetuados, e é visível que de uma maneira geral o fator de concentração de tensões aumenta com o aumento do coeficiente de substituição, o que expressa a maior transferência das tensões introduzidas pela construção do aterro para as colunas de brita.

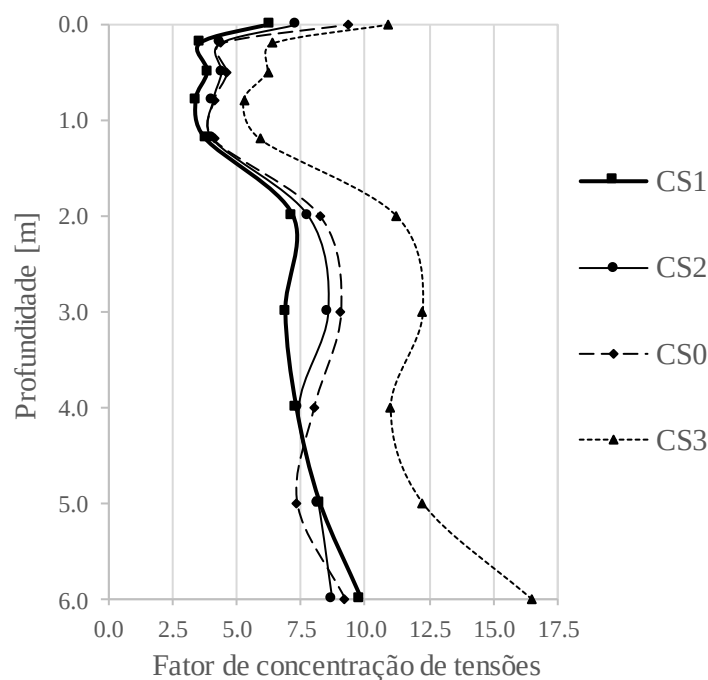


Figura 7-35 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes valores do coeficiente de substituição: CS1 = 0,16; CS2 = 0,20; CS0 = 0,25; CS3 = 0,30

Os deslocamentos horizontais ao longo das interfaces coluna/solo em $x = 0,5$ m (coluna 1) e em $x = 10,5$ m (coluna 6) estão representados na Figura 7-36 e na Figura 7-37, respetivamente.

Na interface da coluna 1, mais próxima do centro do aterro, o coeficiente de substituição não apresenta uma influência muito significativa nos deslocamentos horizontais, verificando-se, em todos os casos, que os mesmos são inferiores a 1 cm. No entanto, a tendência observada é a diminuição dos deslocamentos horizontais com o aumento do coeficiente de substituição.

Relativamente à interface da coluna 6, os deslocamentos horizontais diminuem de modo um pouco mais expressivo com o aumento do coeficiente de substituição, embora essa diminuição também não seja muito significativa em termos práticos. O deslocamento horizontal máximo é mais elevado para o cálculo CS1, registando o valor de 4,5 cm. Já no caso CS3, o deslocamento horizontal máximo é de até 3,7 cm. Este comportamento explica-se pelo facto de, com o aumento do coeficiente de substituição, a fundação reforçada experimentar deformações distorcionais menores uma vez que, como já foi visto, há mais tensões transmitidas para as colunas e menos tensões impostas no solo mole. No entanto, como se constata pelos resultados apresentados, para os casos em estudo nesta secção, os

deslocamentos horizontais, em termos quantitativos, não são muito afetados pela variação do coeficiente de substituição.

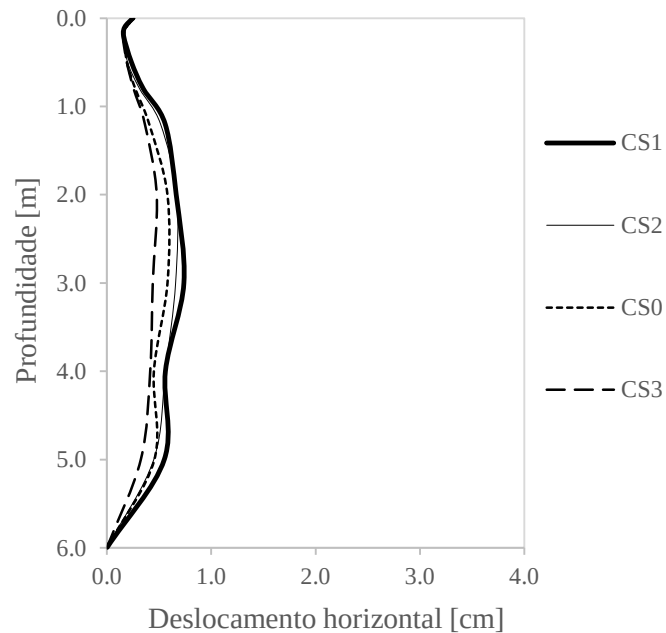


Figura 7-36 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coeficiente de substituição: CS1 = 0,16; CS2 = 0,20; CS0 = 0,25; CS3 = 0,30

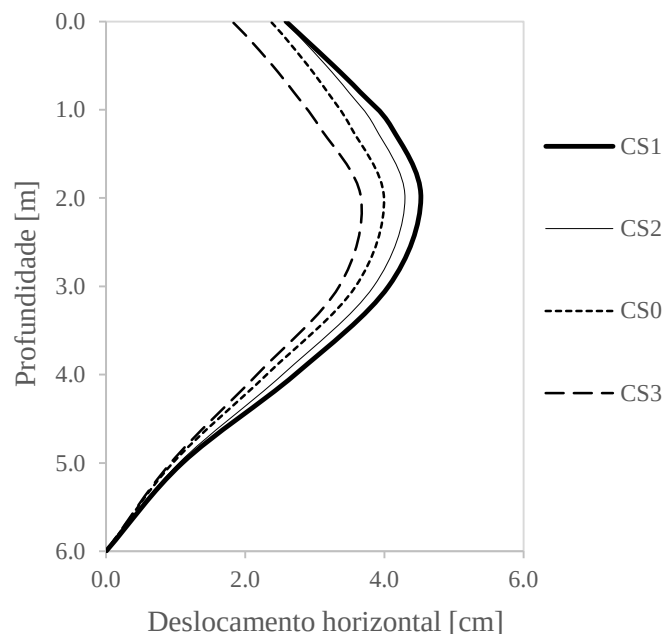


Figura 7-37 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes valores do coeficiente de substituição: CS1 = 0,16; CS2 = 0,20; CS0 = 0,25; CS3 = 0,30

Na Figura 7-38 e na Figura 7-39 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação para todos os coeficientes de substituição considerados.

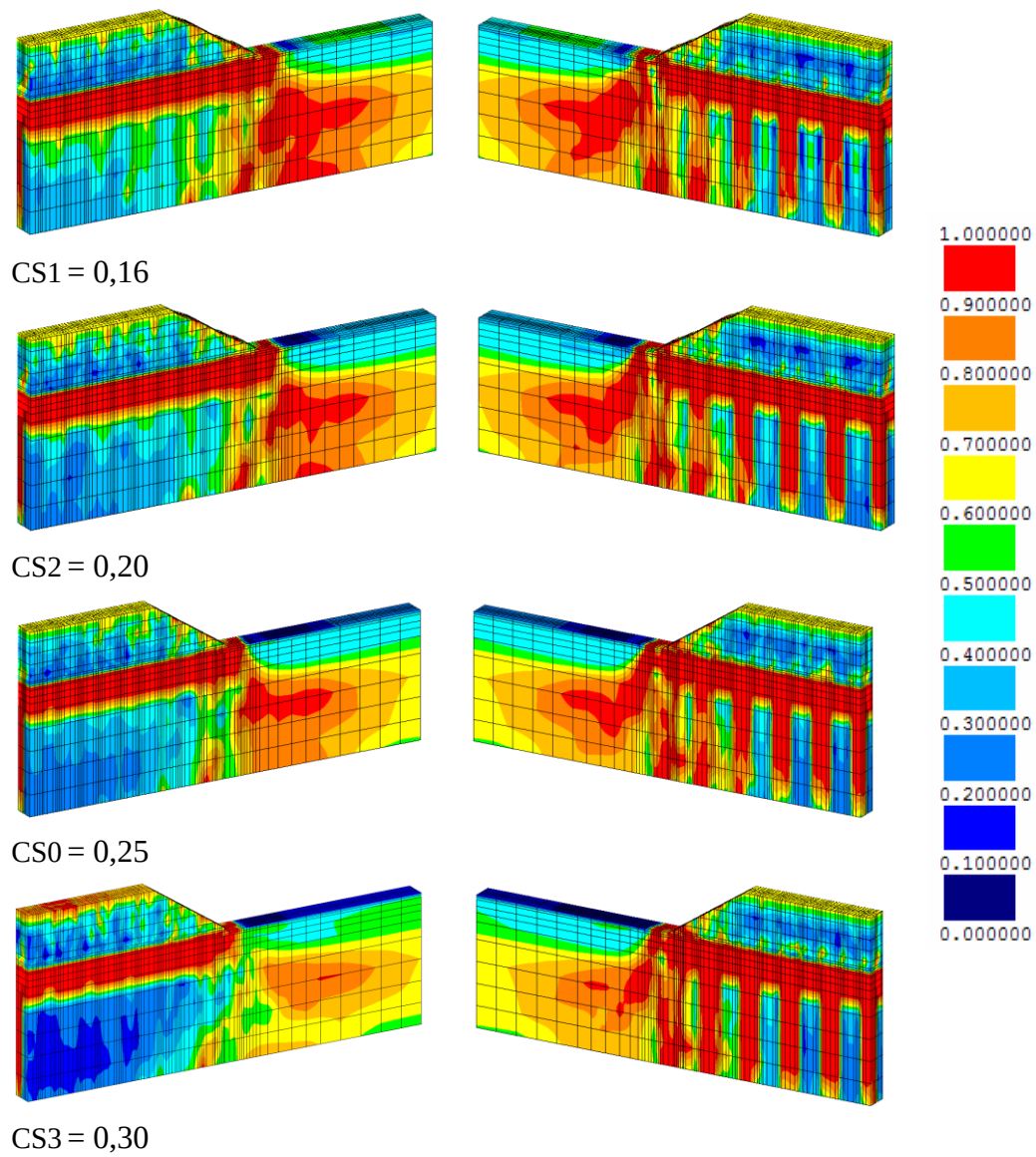


Figura 7-38 – Influência do coeficiente de substituição sobre os níveis de tensão mobilizados no final da construção

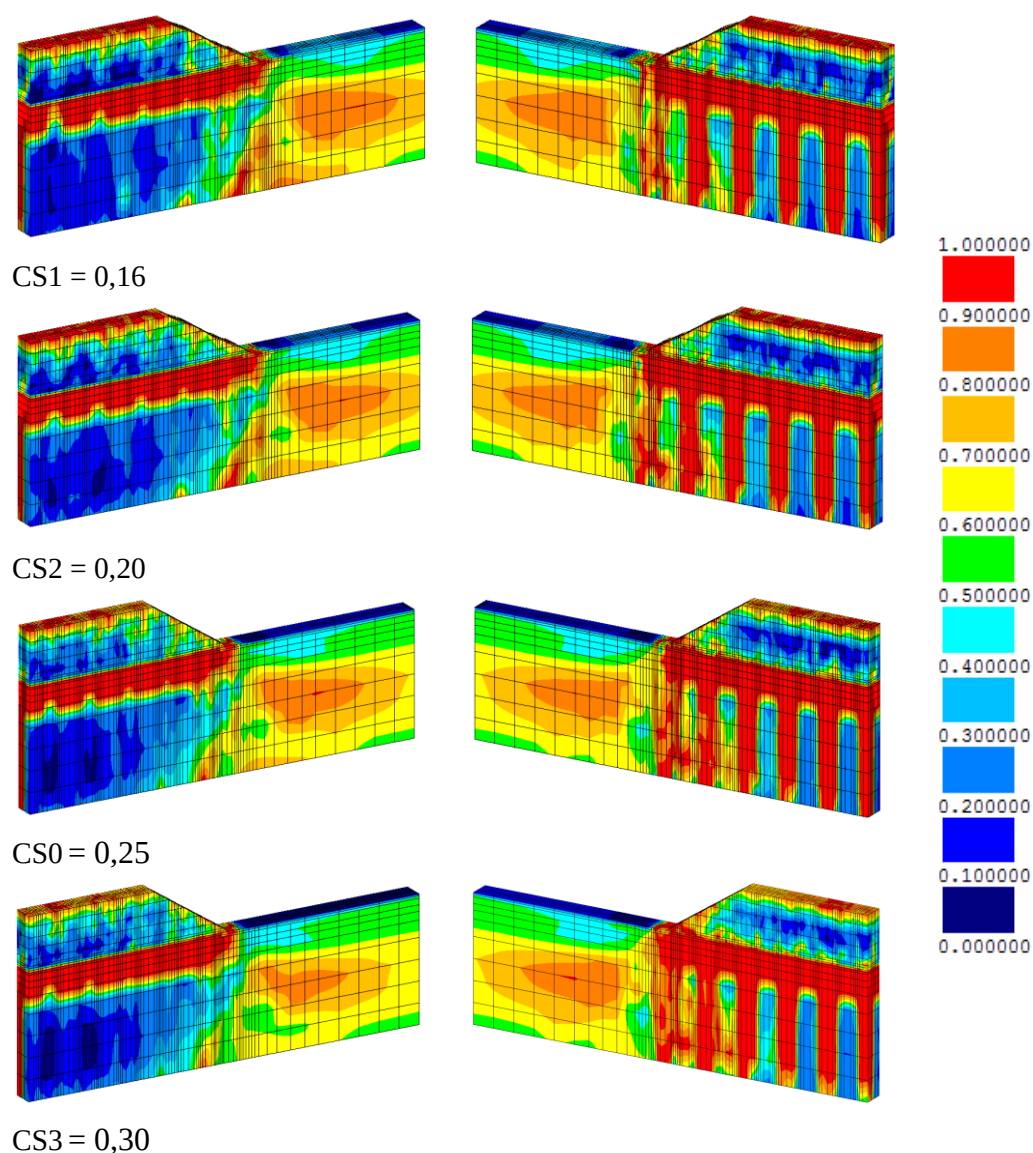


Figura 7-39 – Influência do coeficiente de substituição sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação

No período correspondente ao final da construção do aterro verifica-se que o aumento do coeficiente de substituição acarreta uma diminuição da zona de solo mole em estado crítico, principalmente na zona sob o talude e fora da área de implantação do aterro. Este comportamento está relacionado com as menores deformações distorcionais que a fundação sofre para menores espaçamentos entre colunas (Figura 7-38). No final da consolidação (Figura 7-39) os mapas de colorações dos níveis de tensão são semelhantes em todos os casos analisados.

Tendo em conta o papel que as colunas de brita têm no incremento da estabilidade do aterro, por serem mais resistentes que o solo mole e concentrarem mais tensões, incrementando desse modo a resistência mobilizável ao longo das superfícies potenciais de deslizamento, é expectável que o fator de segurança global ao deslizamento geral aumente com o aumento do coeficiente de substituição, devido a aumentar a área de colunas intersectada pelas superfícies de deslizamento.

Com o objetivo de quantificar a influência deste parâmetro na estabilidade da obra, calcularam-se, com o programa de análise da segurança global descrito no capítulo 5, os coeficientes de segurança ao deslizamento geral no final da construção do aterro para os vários coeficientes de substituição em estudo. Analisando estes coeficientes (Quadro 7-13) conclui-se que, para as condições em estudo, a estabilidade global aumenta como o coeficiente de substituição, mas não muito significativamente.

Quadro 7-13 – Influência do coeficiente de substituição na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
CS1 = 0,16	12,5	13,0	9,701	1,56
CS2 = 0,20	10,0	11,5	9,629	1,63
CS0 = 0,25	9,5	10,5	7,528	1,66
CS3 = 0,30	12,0	12,5	8,441	1,68

7.7 - ESPESSURA DO ESTRATO MOLE

7.7.1 - Considerações iniciais

De modo a perceber a influência que a espessura do estrato argiloso mole tem no comportamento do problema em estudo foram realizados dois cálculos além do problema base, nos quais foi variada somente a espessura do solo mole e foram mantidos todos os restantes parâmetros. Foi assumido que em todos os casos as colunas de brita são fundadas no estrato competente. Resumem-se no Quadro 7-14 os cálculos efetuados, com indicação das profundidades adotadas.

Quadro 7-14 – Variação da espessura do estrato argiloso mole considerada no estudo paramétrico

Caso	Hsm1	Hsm0	Hsm2
Espessura do estrato mole (m)	5	6	9

Conforme foi verificado no Capítulo 6, na análise do Estudo Base, para as condições do problema em estudo o efeito do escoamento radial é bastante mais preponderante do que o escoamento vertical ascendente no processo de consolidação do solo mole. Logo, quando se altera apenas a espessura do estrato argiloso mole mantendo constante o valor do coeficiente de substituição, CS , como é o caso no presente estudo paramétrico, o comportamento diferido no tempo, nomeadamente a dissipação dos excessos de pressão intersticial, não se altera significativamente, uma vez que a distância máxima radial até à fronteira drenante mantém-se. Na sequência deste raciocínio, na análise de sensibilidade à espessura do solo mole, que será apresentada seguidamente, deu-se mais destaque ao contraste do comportamento da obra no final da consolidação, nos vários casos analisados, em detrimento da evolução do seu comportamento ao longo do tempo.

7.7.2 - Análise dos resultados

O aumento da espessura do estrato mole, mantendo-se as características do aterro, acarreta necessariamente o aumento dos assentamentos no topo do solo mole, como é confirmado pelo gráfico da Figura 7-40. Quando a possança do solo mole aumenta de 5 m (Hsm1) para 6 m (Hsm0), o assentamento na zona central aumenta de 12,5 cm para 14,0 cm. Por sua vez, quando a espessura de solo mole aumenta para 9 m (Hsm3) regista-se um aumento mais significativo dos assentamentos, para 17,9 cm.

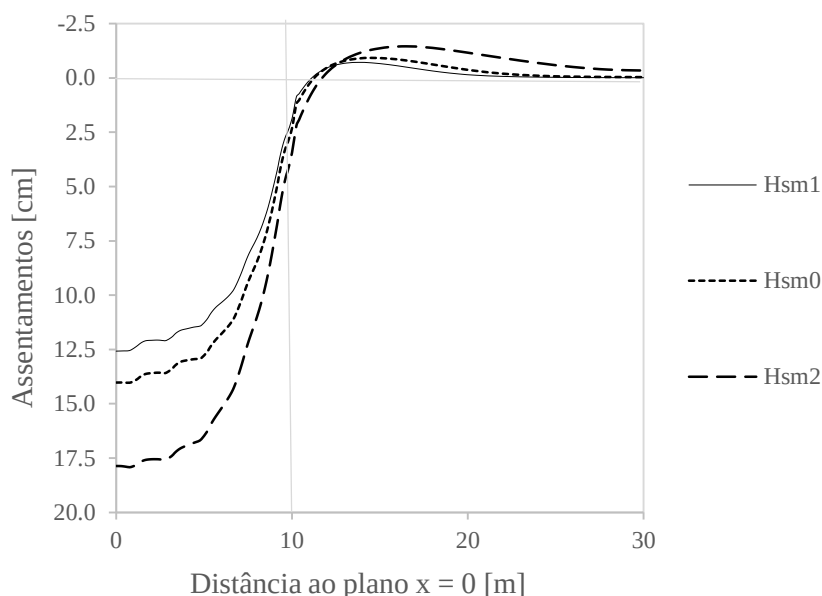


Figura 7-40 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m

Dado que neste estudo de sensibilidade o assentamento máximo na base do solo não permite, isoladamente, inferir acerca do impacto deste parâmetro no fator de melhoramento do solo mole, procurou-se estudar o fator de melhoramento através da comparação do assentamento do aterro reforçado com o assentamento do aterro não reforçado.

Importa relembrar que, conforme referido no subcapítulo 6.5, no problema em estudo o aterro não reforçado com 2,5 m de altura, com a largura considerada, não é estável. Por esse motivo foi calculado, para todos os casos, através da respetiva célula unitária, o assentamento no topo do solo mole do problema não reforçado, mas admitindo que o aterro tem largura e comprimento muito grandes (teoricamente infinitos), situação estável, dada a existência pois, neste caso, de confinamento lateral. Esta simplificação considera-se aceitável no âmbito desta análise, pois pretende-se avaliar qualitativamente se a espessura da camada argilosa é um parâmetro com influência significativa no fator de melhoramento e não analisar a grandeza do valor do mesmo. Apresenta-se na Figura 7-41 a variação do fator de melhoramento, n , com a variação da espessura do estrato argiloso para todos os cálculos efetuados.

A espessura da camada de solo mole parece não ter um papel muito importante no fator de melhoramento, dado que o aumento da possança camada argilosa não é acompanhado por uma variação expressiva do fator de melhoramento (Figura 7-41). Estes resultados estão de

acordo com as conclusões alcançadas por Domingues (2006) na análise da influência deste parâmetro no fator de melhoramento.

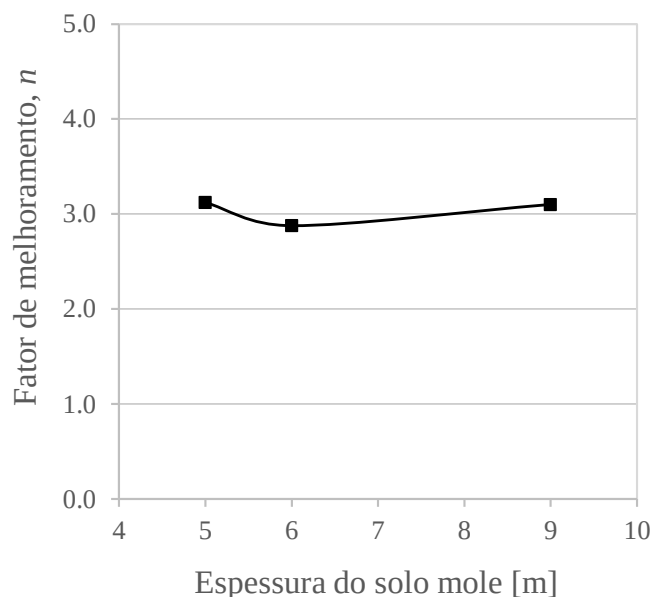


Figura 7-41 – Variação do fator de melhoramento, n , com a espessura do estrato argiloso, no final da consolidação

A Figura 7-42 e a Figura 7-43 mostram os deslocamentos horizontais nos alinhamentos verticais ao longo das interfaces coluna/solo em $x = 0,5$ m (coluna 1) e em $x = 10,5$ m (coluna 6). Verifica-se que na zona central do aterro os deslocamentos horizontais não são afetados significativamente pelo aumento da espessura do estrato mole (Figura 7-42). Por sua vez, a análise da coluna 6 (Figura 7-43) mostra que no alinhamento do limite do aterro o deslocamento horizontal máximo aumenta com o aumento da espessura da camada de solo argiloso. Este comportamento está em consonância com as observações feitas por Sivakumar *et al.* (2011) (reportadas em 3.3.2) no estudo das deformações de grupos de colunas, no qual os autores verificaram que as colunas perimetrais apresentavam maiores deformações laterais do que colunas centrais e que as colunas mais longas apresentavam maiores deformações por *bulging*.

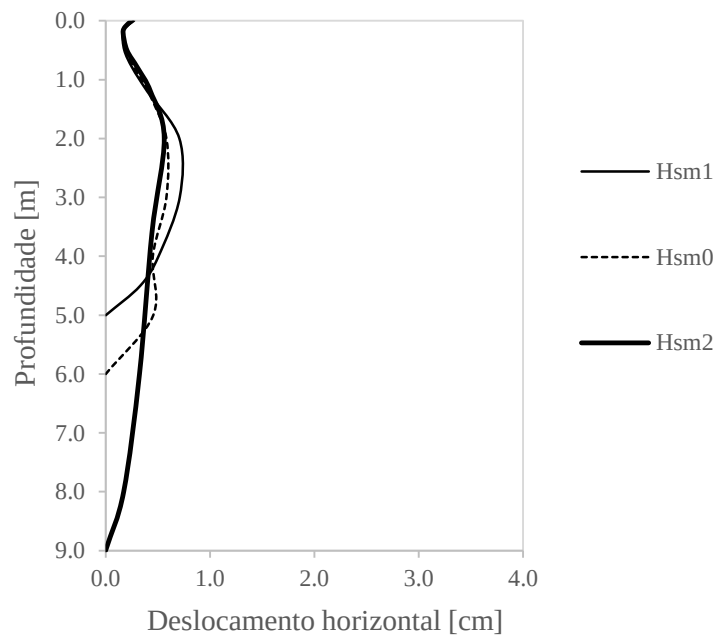


Figura 7-42 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m

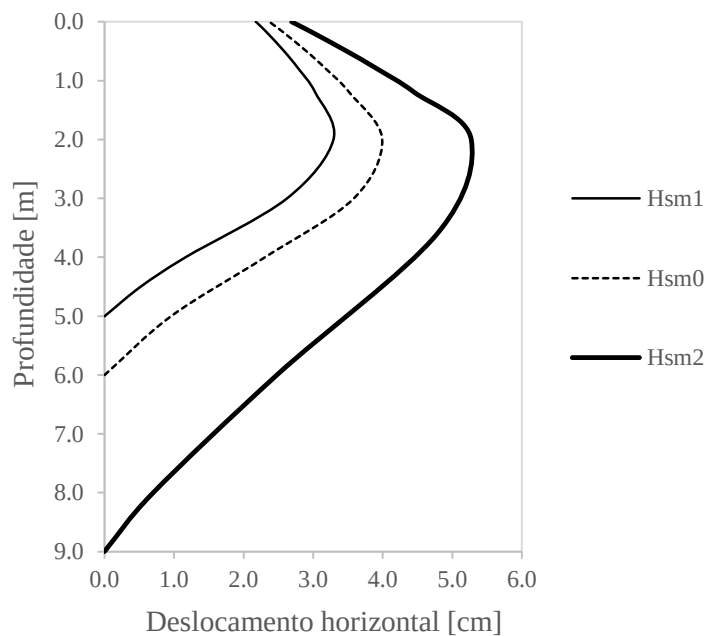


Figura 7-43 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m

Para investigar o papel da espessura do solo mole na distribuição de tensões entre a coluna central e o solo mole no problema em estudo, apresenta-se na Figura 7-44 a variação em profundidade do fator de concentração de tensões na coluna 1 para os três cálculos efetuados. A análise destes resultados sugere que, para as condições em estudo, a mobilização do efeito de arco não é muito afetada pela possança do solo mole. Verifica-se que há uma menor concentração de tensões na coluna central no caso Hsm1 (possança de 5 m) e que nos restantes casos o fator de concentração de tensões aumenta, mas não muito significativamente, com o aumento da espessura do solo mole. A variação do fator de concentração de tensões em profundidade parece indicar que até aos 3 m de profundidade há uma maior concentração de tensões na coluna, que vai diminuindo em profundidade até perto do estrato rígido, e volta a aumentar nessa zona.

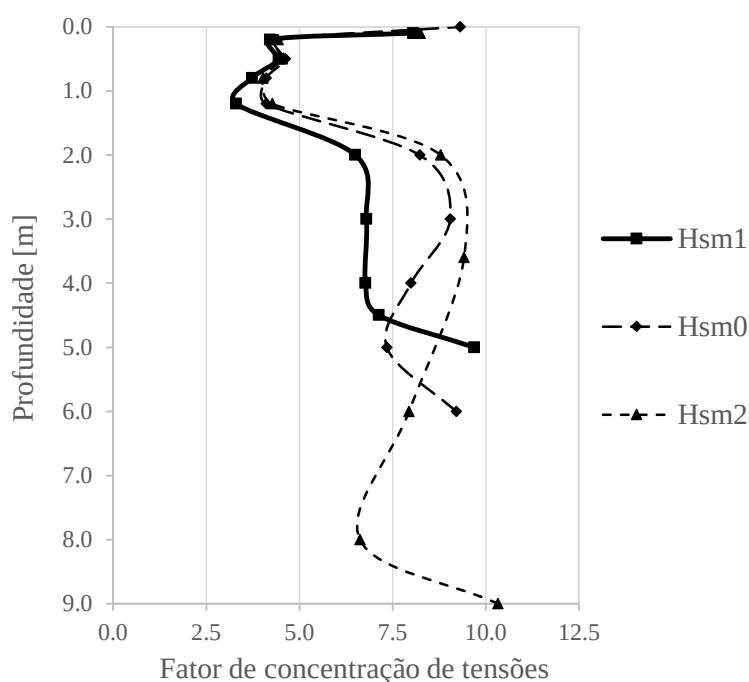


Figura 7-44 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m

Os níveis de tensão no final da consolidação são apresentados na Figura 7-45. Analisando a figura verifica-se que o efeito do aumento da espessura do solo mole reflete-se sobretudo no facto de a zona inferior das colunas se situar mais longe do estado crítico.

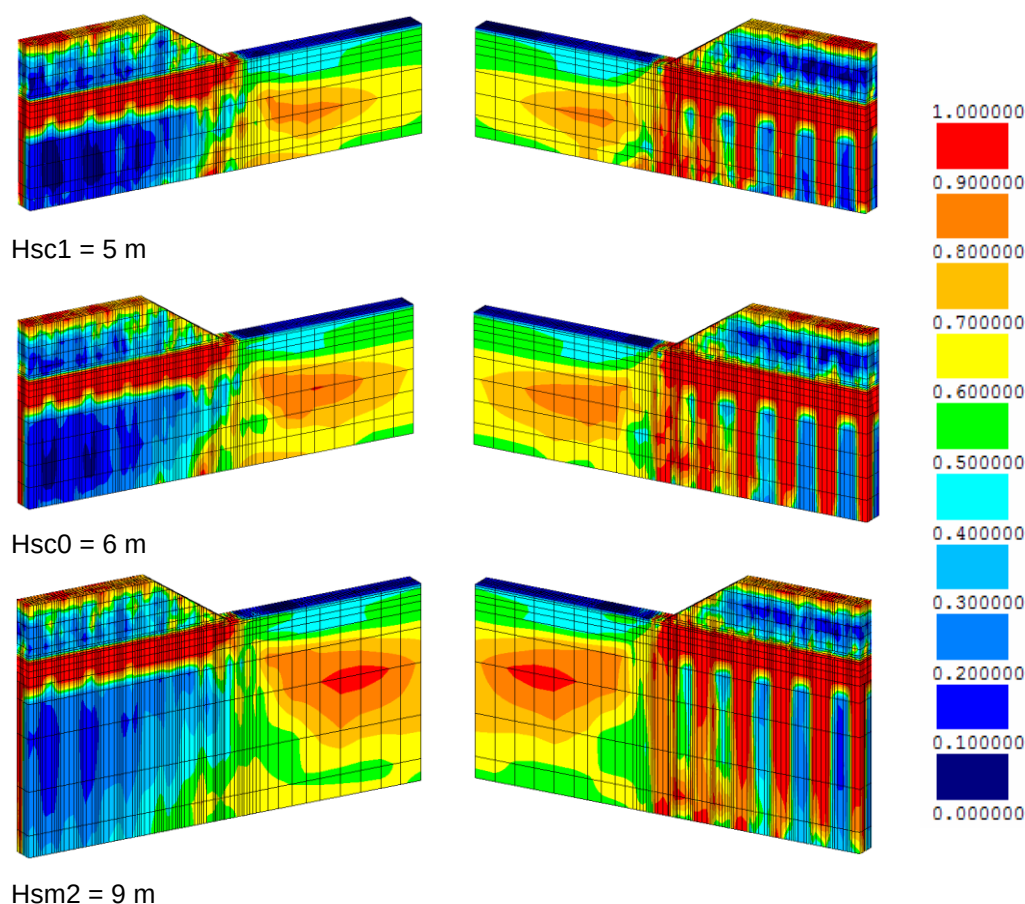


Figura 7-45 – Influência da espessura do estrato argiloso sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação

Domingues (2006) identificou o mesmo efeito nos níveis de tensão da célula unitária no final da consolidação, o que foi justificado pelo facto de, a maiores profundidades, o confinamento da coluna ser mais elevado, diminuindo a expansão radial da mesma. Este efeito de maior confinamento reduz a tensão de desvio, pelo que os pontos aí situados se afastam mais da situação de estado crítico.

Por outro lado, a análise dos níveis de tensão do caso Hsm2 ($h = 9$ m) mostra que a região definida pelos níveis de tensão iguais ou próximos a 1, na fundação, exhibe aproximadamente uma extensão semelhante à do bolbo de pressões que se desenvolve sob o aterro. As tensões são elevadas até maior profundidade na zona central, e a transferência de carga por efeito de arco no corpo do solo mole para as colunas desenvolve-se até uma maior profundidade. Nas regiões próximas da periferia do aterro a carga transmitida para a fundação é menor e a transmissão de cargas por efeito de arco do solo mole para as colunas processa-se até uma profundidade inferior à que se verifica nas colunas centrais.

Castro (2017) defende que o comprimento crítico ótimo para a redução de assentamentos depende do bolbo de pressões que se forma sob a fundação, e esta ideia é corroborada pela análise da Figura 7-45.

Na Figura 7-46 é apresentada a evolução do assentamento máximo na base do aterro ao longo do tempo relativamente ao assentamento máximo a longo prazo. Verifica-se que as curvas, de todos os casos, se encontram quase sobrepostas, o que corrobora com o facto de o escoamento radial ser muito mais preponderante do que o escoamento vertical ascendente para a consolidação do solo mole.

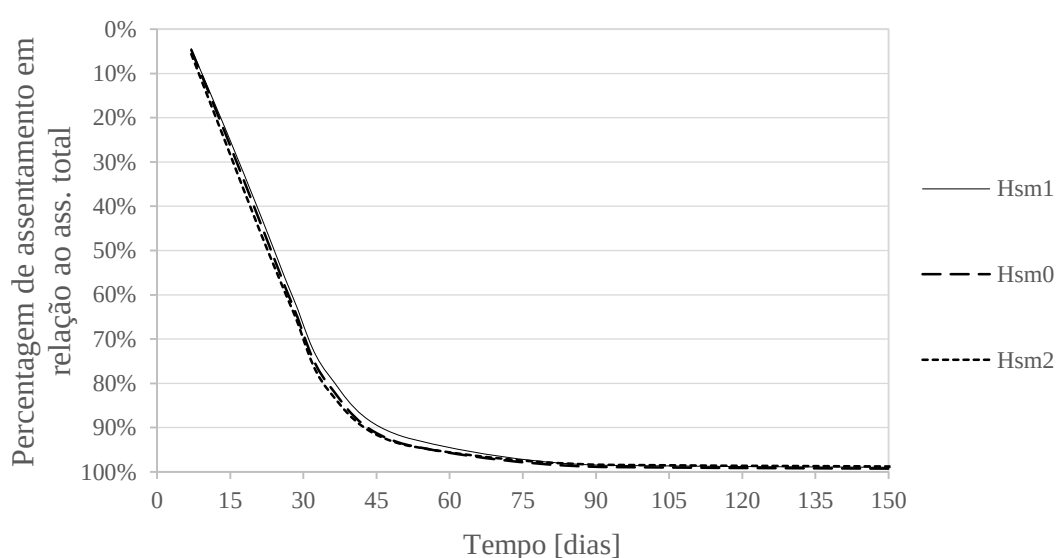


Figura 7-46 – Evolução temporal do assentamento máximo na base do aterro após o final da construção, para diferentes espessuras do estrato argiloso: Hsm1 = 5 m; Hsm0 = 6 m; Hsm2 = 9 m

Relativamente à estabilidade global da obra ao deslizamento geral, apresentam-se no Quadro 7-15 os valores do coeficiente de segurança global, para os diferentes casos em estudo, obtidos pela aplicação do programa de estabilidade global descrito no capítulo 5. É de notar que a rotura por punçoamento pode ser potencialmente mais desfavorável somente nos casos em que a relação entre a largura do aterro e a possança do solo mole não tem um valor elevado. No entanto, para as condições do problema em estudo, a largura da base do aterro (10 m) é sempre superior à possança do solo mole (que varia entre 5 m no caso Hsm1 e 9 m no caso Hsm2), pelo que é de prever que a superfície de deslizamento mais desfavorável continue a ser do tipo de deslizamento geral (com a superfície de deslizamento a cortar o aterro e a fundação), e não de punçoamento, situação em que o aterro se “afunda” na fundação com a superfície de deslizamento a passar pelo pé do talude do lado oposto ao

centro da circunferência de deslizamento. Com base nos resultados do Quadro 7-15 salienta-se que, em termos globais, a espessura do solo mole não afeta significativamente a estabilidade global nos casos em estudo. Além disso, como expectável, em todos os casos, a superfície potencial de deslizamento mais desfavorável intersecta o aterro e a fundação.

Quadro 7-15 – Influência da espessura do estrato argiloso na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
Hsm1 = 5 m	9,5	9,5	7,528	1,66
Hsm0 = 6 m	9,5	10,5	7,528	1,66
Hsm2 = 9 m	10,0	13,0	7,272	1,62

7.8 - CAMADA SOBRECONSOLIDADA À SUPERFÍCIE DO SOLO MOLE

7.8.1 - Considerações iniciais

Neste estudo paramétrico foi considerada a variação da espessura e da resistência não drenada da camada ligeiramente sobreconsolidada existente à superfície do estrato mole. Partindo da situação do Estudo Base, em que a espessura da crosta sobreconsolidada é de 2 m e resistência não drenada à superfície de 19,5 kPa, a resistência não drenada da crosta sobreconsolidada nos restantes cálculos foi obtida fazendo deslocar a linha da resistência não drenada da camada ligeiramente sobreconsolidada (com o mesmo declive do Estudo Base) sobre a linha da resistência não drenada do solo normalmente consolidado (Figura 7-47).

Resumem-se no Quadro 7-16 os cálculos efetuados, com indicação dos valores adotados da espessura da camada sobreconsolidada e da resistência não drenada no topo do solo argiloso.

Quadro 7-16 – Diferentes valores da espessura da camada sobreconsolidada e da resistência não drenada no topo do estrato argiloso considerados no estudo paramétrico

Caso	Hsc1	Hsc2	Hsc0
Resistência não drenada à superfície (kPa)	9,7	14,6	19,5
Espessura da camada sobreconsolidada (m)	1,0	1,5	2,0

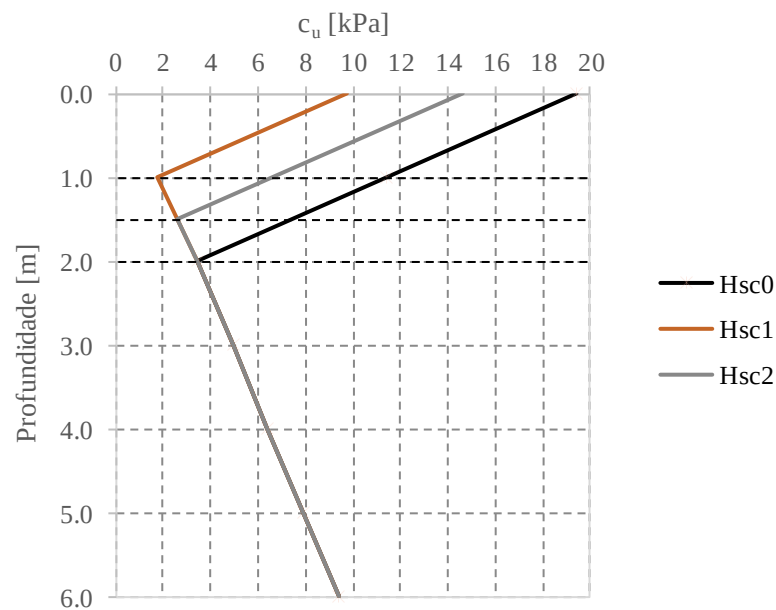


Figura 7-47 – Variação da resistência não drenada em profundidade para todos os cálculos efetuados

7.8.2 - Análise dos resultados

Na Figura 7-48 mostram-se os resultados dos assentamentos na base do aterro, ao longo do plano vertical que passa no solo mole equidistante de duas fiadas de colunas, $z = 0$, para os três cálculos efetuados. A análise destes resultados mostra que quanto maior é a espessura da camada sobreconsolidada, menores são os assentamentos na base do aterro, e menores são também os deslocamentos ascendentes verificados junto ao pé do talude, tal como seria expectável, uma vez que o solo na camada sobreconsolidada é mais rígido e resistente, e que as primeiras etapas das trajetórias de tensões nessa camada são de recompressão, logo com deformações naturalmente menores do que as deformações de compressão virgem do solo argiloso normalmente consolidado. No entanto, para os cálculos efetuados, a grandeza dos assentamentos e dos deslocamentos verticais ascendentes não sofre uma variação muito significativa.

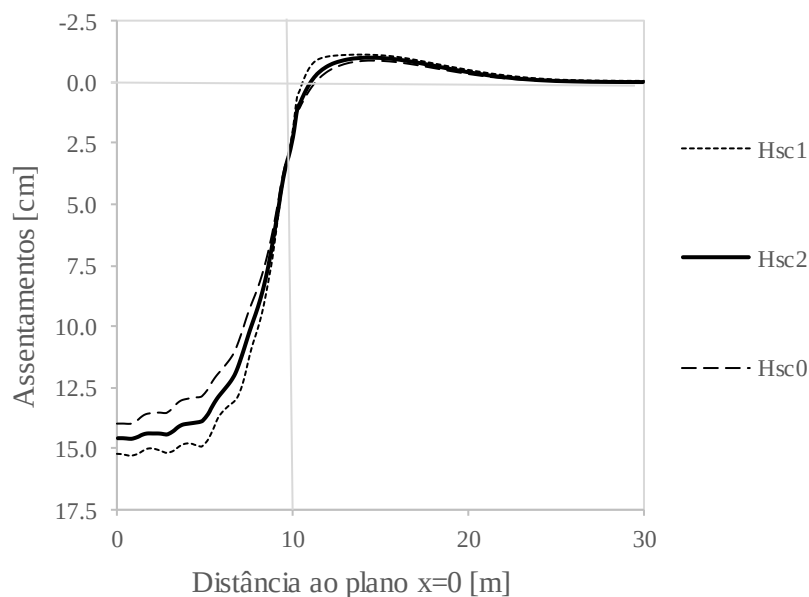


Figura 7-48 – Assentamentos na base do aterro no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada à superfície do estrato argilosos: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc0 = 2,0 m

A Figura 7-49 mostra a distribuição dos excessos de pressão intersticial no instante final da construção do aterro. Para todos os cálculos são apresentados os resultados no plano vertical que passa pelo centro das colunas, $z = 1$ m (no lado direito) e no plano vertical equidistante de duas fiadas de colunas, $z = 0$ (no lado esquerdo).

Da análise da Figura 7-49 salienta-se que o aumento da espessura da camada sobreconsolidada “empurra” a zona de maior excesso de pressão intersticial para maiores profundidades. Este facto deve-se à mais rápida dissipação dos excessos de pressão intersticial na crosta sobreconsolidada, mais rígida que a camada subjacente. Como se sabe, de acordo com a teoria de consolidação de Terzaghi, aumentando a rigidez (ou, por outras palavras, diminuindo o coeficiente de compressibilidade volumétrica), aumenta o coeficiente de consolidação, ou seja, a consolidação (dissipação dos excessos de pressão intersticial) é mais rápida. Portanto, aumentando a espessura da camada superficial sobreconsolidada, a camada normalmente consolidada subjacente, onde a consolidação é mais lenta e os excessos de pressão intersticial mais elevados, encontra-se, pois, a maior profundidade.

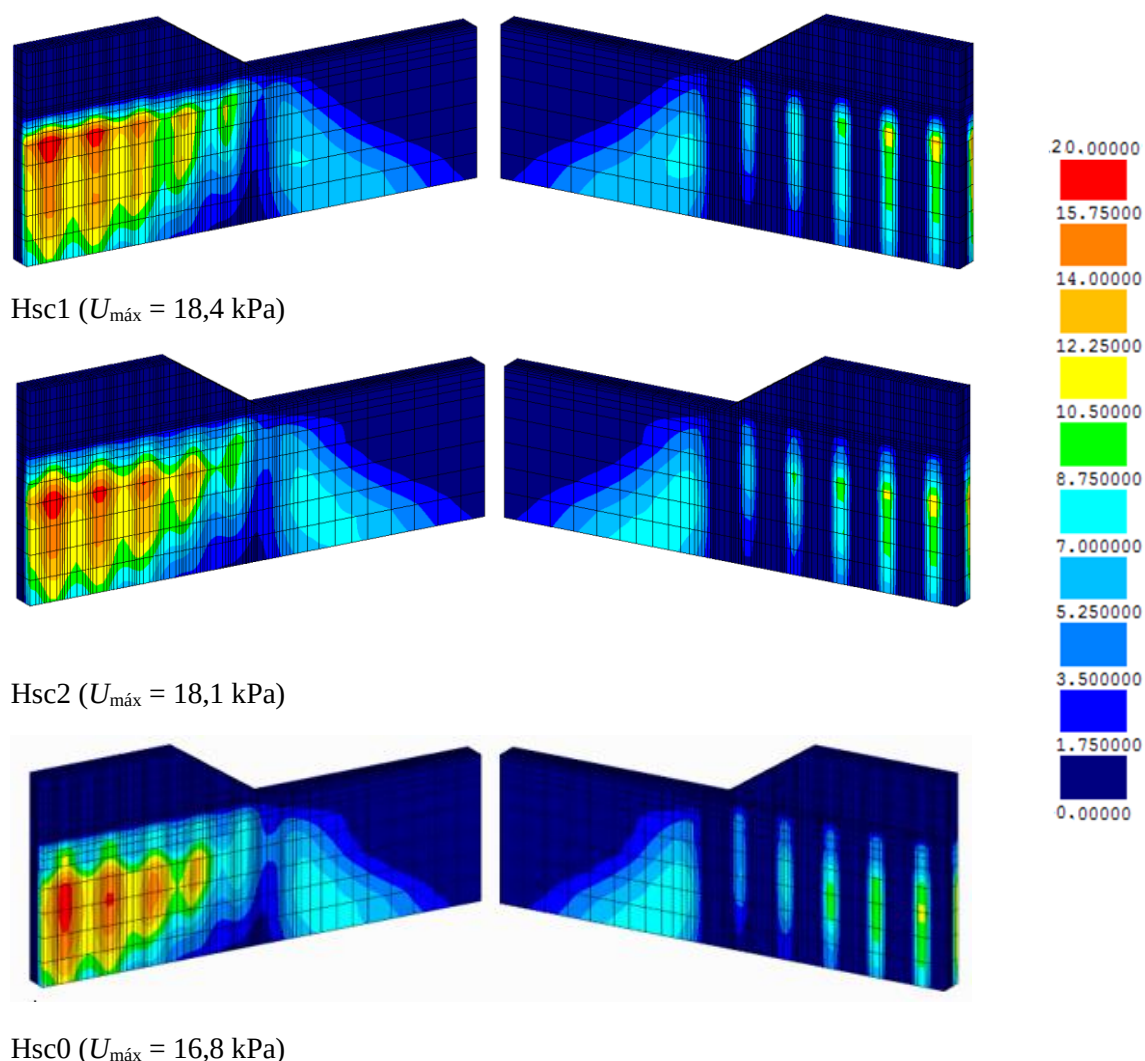


Figura 7-49 – Excessos de pressão intersticial no final da construção, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada à superfície do estrato argilosos: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m

No que se refere aos deslocamentos horizontais, analisa-se a influência da espessura da camada sobreconsolidada no topo do solo mole nos alinhamentos verticais ao longo das interfaces coluna/solo em $x = 0,5 \text{ m}$ (coluna 1) e em $x = 10,5 \text{ m}$ (coluna 6). Estes resultados estão representados na Figura 7-50 e na Figura 7-51, respetivamente.

Na coluna 1 (Figura 7-50), a influência da espessura da camada sobreconsolidada manifesta-se sobretudo até aos 2 m de profundidade, onde se verifica, como seria de esperar, uma tendência de diminuição dos deslocamentos horizontais com o aumento da espessura da camada sobreconsolidada, dada a maior rigidez desta camada em relação à camada normalmente consolidada. Quanto maior a espessura da camada sobreconsolidada, menores

são, pois, os deslocamentos da fundação nessa zona. Para profundidades superiores os deslocamentos horizontais são similares em todos os casos. Em termos quantitativos, pode dizer-se que este parâmetro não tem grande influência na grandeza dos deslocamentos horizontais da coluna central, verificando-se, em todos os casos, que os deslocamentos horizontais são inferiores a 1 cm.

Por sua vez, a análise da coluna 6 (Figura 7-51) mostra que, aproximadamente, até aos 3 m de profundidade os deslocamentos horizontais diminuem com o aumento da espessura da camada sobreconsolidada. Verifica-se ainda que a profundidade à qual se regista o deslocamento máximo em cada um dos casos diminui de modo mais expressivo com o aumento da espessura da camada sobreconsolidada.

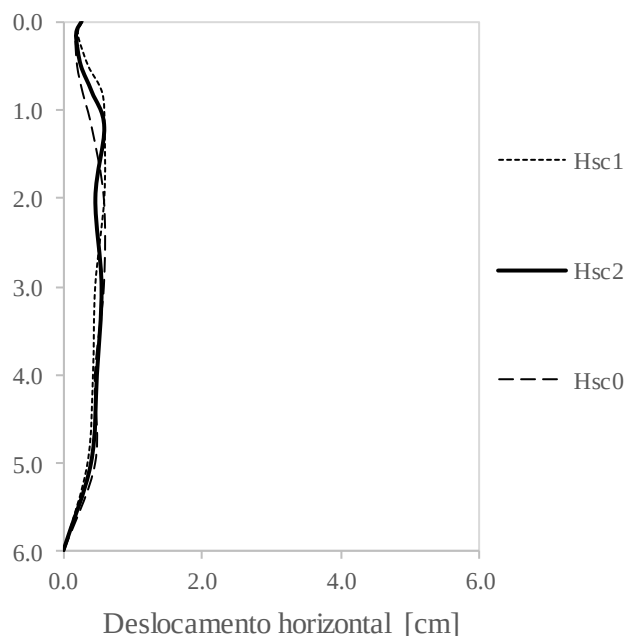


Figura 7-50 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 1 em $x = 0,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m

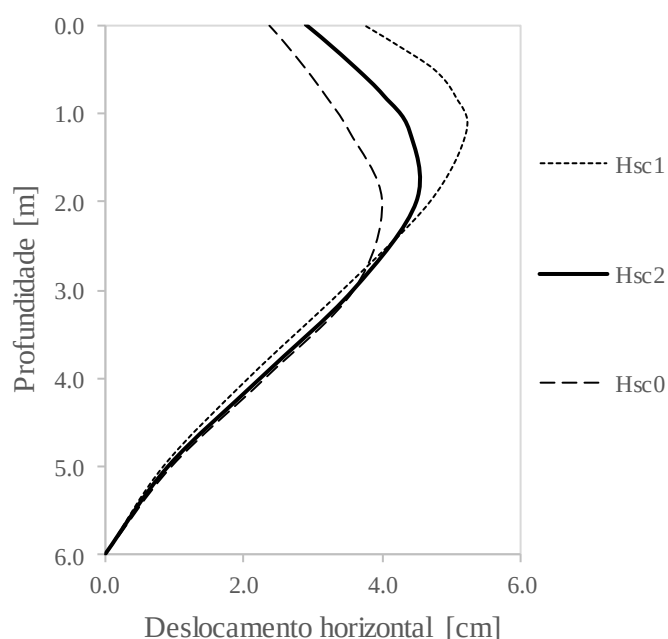


Figura 7-51 – Evolução do deslocamento horizontal em profundidade, na coluna 6 em $x = 10,5$ m, no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m

A Figura 7-22 mostra a evolução em profundidade do fator de concentração de tensões na coluna 1 (em $x = 0,5$ m) para os três cálculos efetuados. A análise desta figura mostra que, sensivelmente até meia altura da possança do solo mole, a concentração de tensões na coluna de brita é tanto maior quanto menor a espessura da crosta sobreconsolidada. Isto deve-se a que o solo sendo menos resistente nesta camada mais superficial deforma-se mais e, por efeito de arco, são encaminhadas mais tensões para a coluna. A partir dos três metros de profundidade a variação do fator de concentração é, como seria expectável, menor.

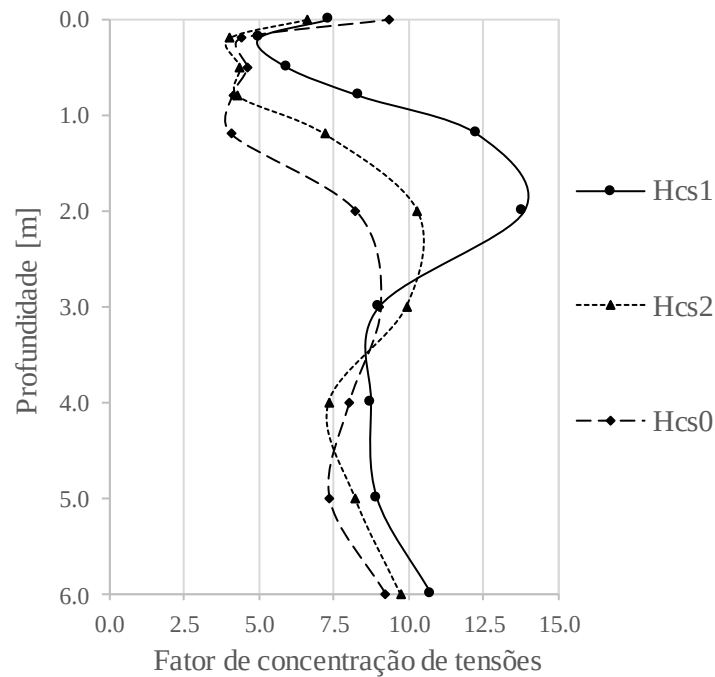


Figura 7-52 – Evolução do fator de concentração de tensões em profundidade, na coluna 1, no final da consolidação, para diferentes espessuras da camada sobreconsolidada: Hsc1 = 1,0 m; Hsc2 = 1,5 m; Hsc3 = 2,0 m

Na Figura 7-53 apresentam-se os mapas de colorações dos níveis de tensão mobilizados no final da consolidação para todos os casos. Observa-se que o efeito do aumento da espessura da crosta sobreconsolidada se manifesta sobretudo no facto do solo mole na zona exterior ao aterro se encontrar mais longe do estado crítico, o que acontece porque o solo é mais resistente até uma maior profundidade e oferece um maior confinamento às colunas de brita, diminuindo as deformações distorcionais no solo mole na zona envolvente exterior ao aterro.

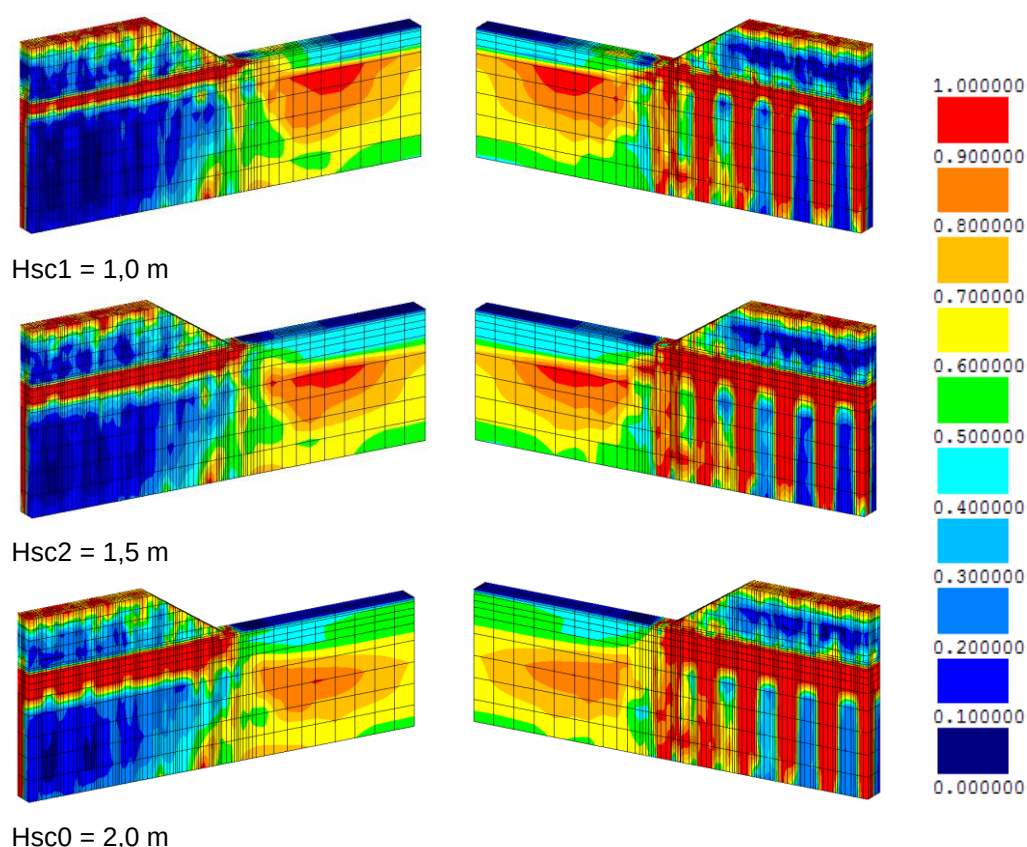


Figura 7-53 – Influência da espessura da camada sobreconsolidada à superfície do estrato argiloso sobre os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação

Relativamente à estabilidade da obra ao deslizamento geral, as melhores condições de rigidez e resistência do solo mole à superfície fazem antever que a estabilidade global da estrutura aumente com o aumento da espessura da crosta sobreconsolidada, facto comprovado pelos resultados da aplicação do programa de análise da segurança global apresentados no Quadro 7-17.

Quadro 7-17 – Influência da espessura da camada sobreconsolidada à superfície do solo argiloso na estabilidade global da obra, no final da construção

Cálculo	Coordenadas do centro da superfície		Raio (m)	Coeficiente de segurança global
	x_c (m)	y_c (m)		
Hsc1 = 1,0 m	10,0	10,0	6,772	1,49
Hsc2 = 1,5 m	10,5	10,5	7,424	1,56
Hsc0 = 2,0 m	9,5	10,5	7,528	1,66

7.9 - NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO. CORRELAÇÃO ENTRE O FATOR DE MELHORAMENTO, n , E OS PARÂMETROS m , CS E K^*

As análises paramétricas apresentadas nos subcapítulos anteriores revelaram que somente três parâmetros influenciam significativamente o fator de melhoramento dos assentamentos (n), designadamente, o coeficiente de substituição (CS), a relação entre a deformabilidade do solo mole e a deformabilidade do material da coluna ($m = \lambda_{\text{solo}} / \lambda_{\text{col}}$) e o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas (K^*).

Os restantes parâmetros analisados, designadamente, o faseamento construtivo, a anisotropia de permeabilidade do solo mole, a espessura do estrato mole e as características da crosta sobreconsolidada à superfície do estrato mole mostraram ter uma pequena influência no melhoramento em termos de assentamentos do solo reforçado. Os estudos realizados por Domingues (2006) mostram que a altura do aterro tem também uma influência reduzida no fator de melhoramento.

Com o objetivo de tirar conclusões mais genéricas sobre o efeito benéfico do reforço com colunas de brita na redução dos assentamentos, realizou-se uma análise conjunta variando somente os valores dos parâmetros K^* , m e CS , nos termos explicados a seguir. De facto, Domingues (2006) e Borges *et al.* (2009) fizeram uma proposta de um método de dimensionamento para o cálculo de n em função do coeficiente de substituição e da relação de deformabilidades do solo mole e da brita. Atendendo a que no estudo paramétrico apresentado neste capítulo se concluiu que o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas também influencia significativamente o fator de melhoramento dos assentamentos, este parâmetro é também considerado na análise realizada, tendo em vista a proposta de um novo método de cálculo do fator de melhoramento dos assentamentos, n , em função dos três parâmetros referidos (K^* , m e CS)

Assim, modelando com o programa RECRIB (Borges, 1995) a célula unitária tridimensional do problema descrito no Capítulo 6, fez-se variar a relação de deformabilidades entre o solo mole e o material da coluna, m , nos valores indicados no Quadro 7-18, para diferentes valores da relação $1/CS$, os mesmos que estão discriminados no Quadro 7-19. Esta análise foi realizada para três valores diferentes do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, K^* : 0,6, 0,8 e 1,0. Portanto, tendo em conta todas as combinações de valores de K^* , m e $1/CS$, foram modelados 108 casos ($3 \times 6 \times 6$) com a célula unitária tridimensional.

Na célula unitária tridimensional usada nas presentes análises foram realizadas as seguintes modificações relativamente às características do problema base do Capítulo 6: o aterro tem

2 m de altura, pois para as condições do problema-base o aterro não reforçado não é estável com 2,5 m de altura; e o solo mole é normalmente consolidado ao longo de toda a possança.

Quadro 7-18- Valores do parâmetro λ da coluna e de $m = \lambda_{\text{solo}} / \lambda_{\text{col}}$

λ_{col}	$\lambda_{\text{solo}} / \lambda_{\text{col}}$
0,018	10
0,009	20
0,006	30
0,0045	40
0,003	60
0,00225	80

Quadro 7-19- Variação do coeficiente de substituição e espaçamentos entre colunas

CS	1/CS	Espaçamento em malha quadrada, s (m)
0,10	10	3,17
0,15	6,7	2,59
0,20	5	2,24
0,25	4	2,00
0,30	3,3	1,83
0,35	2,9	1,69

Na Figura 7-54 são apresentados os resultados obtidos para a variação do fator de melhoramento em função do inverso do coeficiente de substituição $1/CS$, para o valor do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, K^* , igual a 0,6. Sobre o gráfico são apresentadas as curvas de regressão que melhor aproximam os resultados numéricos. As equações destas curvas são do tipo:

$$n = k_1 \cdot \left(\frac{1}{CS} \right) + k_2 \quad (7.1)$$

em que k_1 e k_2 são fatores que dependem da relação de deformabilidades, m . A aproximação das várias linhas aos resultados numéricos é considerada satisfatória em todos os casos. Os valores do coeficiente de determinação, R^2 , é apresentado junto a cada curva, e este coeficiente assume sempre valores superiores a 0,77.

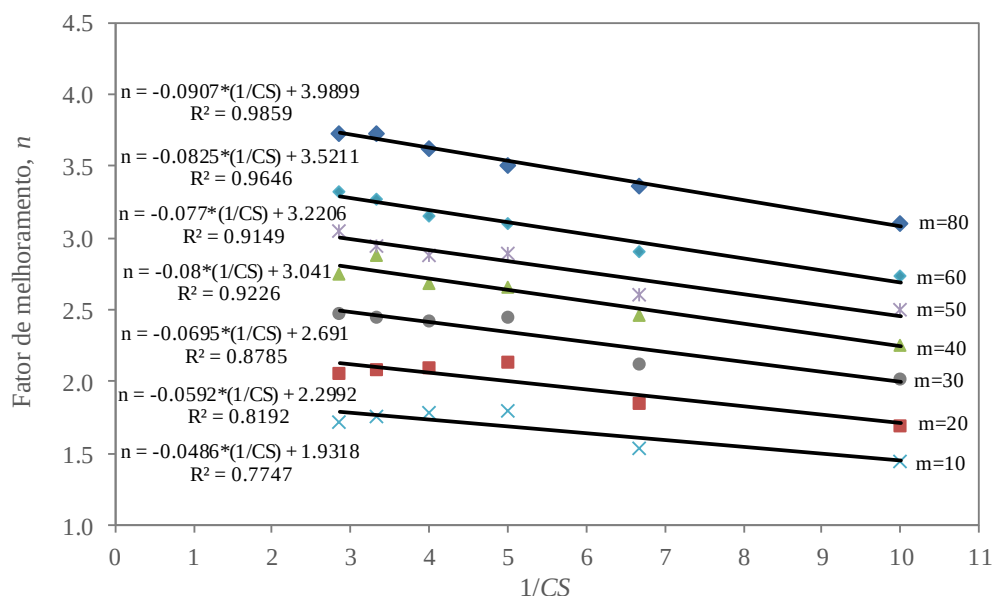


Figura 7-54 – Correlação entre o fator de melhoramento, n , e o inverso do coeficiente de substituição, $1/CS$, para diferentes valores do rácio de deformabilidades, m , com $K^*=0,6$

Os valores de k_1 e k_2 das curvas de regressão (que, neste caso, são retas de regressão, de acordo com a equação (7.1) apresentadas na Figura 7-54 são sintetizados no Quadro 7-20. Partindo destes valores, com o objetivo de generalizar a equação (7.1), definiram-se linhas de correlação entre k_1 e m e entre k_2 e m , plasmadas, respetivamente, na Figura 7-55 e Figura 7-56. As equações das linhas de correlação obtidas são apresentadas na equação (7.2) e na equação (7.3).

Quadro 7-20- Valores de k_1 e k_2 da equação $n = k_1 (1/CS) + k_2$, para vários valores da relação de deformabilidades, m

$m = \lambda_{\text{solo}} / \lambda_{\text{col}}$	k_1	k_2
10	-0,05	1,93
20	-0,06	2,30
30	-0,07	2,69
40	-0,08	3,04
50	-0,08	3,22
60	-0,08	3,52
80	-0,09	3,99

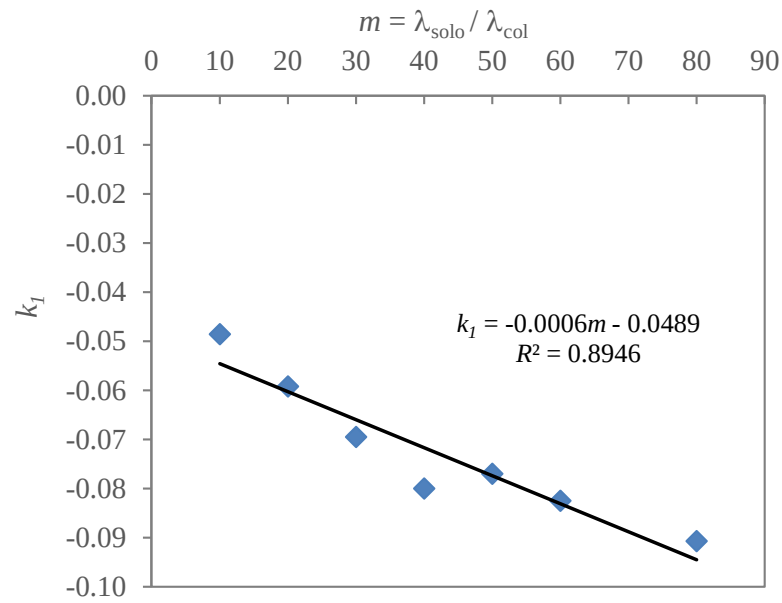


Figura 7-55 – Relação entre o parâmetro k_1 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=0,6$

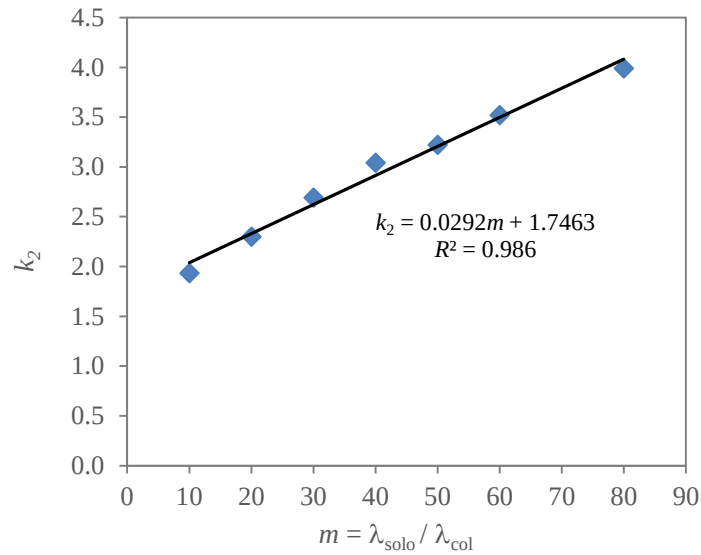


Figura 7-56 – Relação entre o parâmetro k_2 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=0,6$

$$k_1 = -0,0006 \cdot m - 0,0489 \quad (7.2)$$

$$k_2 = 0,0292 \cdot m + 1,7463 \quad (7.3)$$

Finalmente, introduzindo as equações (7.2) e (7.3) na equação (7.1), obtém-se a equação geral que relaciona o fator de melhoramento, n , com $1/CS$ e com a relação de deformabilidades, m , para $K^*=0,6$:

$$n = (-0,0006 \cdot m - 0,0489) \cdot \left(\frac{1}{CS}\right) + 0,0292 \cdot m + 1,7463 \quad (7.4)$$

Fazendo uma comparação dos valores dos assentamentos obtidos numericamente com os resultantes da aplicação da equação (7.4), é possível aferir o erro derivado das aproximações que se tiveram em conta para estabelecer as equações (7.1), (7.2) e (7.3). No Quadro 7-21 sintetizam-se os erros calculados, expressos em percentagem.

Quadro 7-21 – Erros associados à determinação do assentamento máximo no solo reforçado pela aplicação da equação (7.4)

$m = \lambda_{\text{solo}} / \lambda_{\text{col}}$ \ $1/CS$	10	6,7	5	4	3,3	2,9
10	10,2%	12,3%	1,5%	4,3%	7,2%	10,1%
20	13,6%	11,4%	0,7%	3,7%	5,6%	7,7%
30	12,7%	12,2%	0,7%	3,0%	2,8%	2,5%
40	15,2%	10,4%	4,9%	4,6%	-1,8%	3,1%
50	1,3%	15,5%	7,2%	7,8%	6,2%	3,2%
60	18,9%	14,7%	9,5%	8,6%	5,2%	4,0%
80	23,8%	17,5%	14,2%	11,1%	8,6%	8,5%

A observação dos valores do Quadro 7-21 permite verificar que o erro máximo cometido pela aplicação da equação (7.4) em comparação com o resultado numérico é 23,8% e que o erro médio é de 8,2%. Considera-se que estes valores são admissíveis e que se pode considerar que a equação (7.4) fornece uma aproximação adequada para o cálculo do fator de melhoramento.

Assim, para $K^*=0,6$ e $10 \leq m \leq 80$, o valor de n é, pois, obtido pela equação (7.4).

O procedimento descrito que conduziu à determinação de uma equação que correlaciona o rácio de deformabilidades do material do solo argiloso e da coluna, com o coeficiente de substituição e o fator de melhoramento para um maciço com $K^*=0,6$ (equação (7.4)) foi repetido para os casos em que o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas assume valores de 0,8 e 1,0.

O tratamento das curvas de correlação entre o fator de melhoramento, n , o inverso do coeficiente de substituição, $1/CS$, e os valores do rácio de deformabilidades, assim como a

avaliação dos erros derivados das aproximações feitas no estabelecimento das equações são apresentados no Anexo A. As equações gerais que relacionam o fator de melhoramento, n , com $1/CS$ e com a relação de deformabilidades, m , são traduzidas pelas equações (7.5) e (7.6).

Assim, para $K^*=0,8$ e $10 \leq m \leq 80$:

$$n = \left[(-0,0011 \cdot m - 0,0353) \cdot \left(\frac{1}{CS} \right) + 0,0336 \cdot m + 2,8843 \right] \quad (7.5)$$

e para $K^*=1$ e $10 \leq m \leq 80$:

$$n = \left[(-0,001 \cdot m - 0,12) \cdot \left(\frac{1}{CS} \right) + 0,0366 \cdot m + 4,8231 \right] \quad (7.6)$$

As equações (7.4), (7.5) e (7.6) podem ser expressas através de ábacos gerais onde são apresentadas as linhas de igual valor do fator de melhoramento, n , e que tem no eixo das abcissas o rácio de área, ou seja, o inverso do coeficiente de substituição ($1/CS$) e tem no eixo das ordenadas o rácio de deformabilidades, m .

Assim, através da aplicação dos ábacos das Figuras 7.57, 7.58 e 7.59, (traduções gráficas das equações (7.4), (7.5) e (7.6)) é possível determinar o fator de melhoramento a partir do inverso do coeficiente de substituição ($1/CS$) e do rácio de deformabilidades (m), para as situações em que o coeficiente de impulso em repouso no solo mole após a instalação das colunas, K^* , é igual a 0,6, 0,8 e 1,0, respetivamente. Naturalmente, para um valor de K^* diferente, entre dois daqueles valores, poderá estimar-se n interpolando entre os valores obtidos nos ábacos em questão.

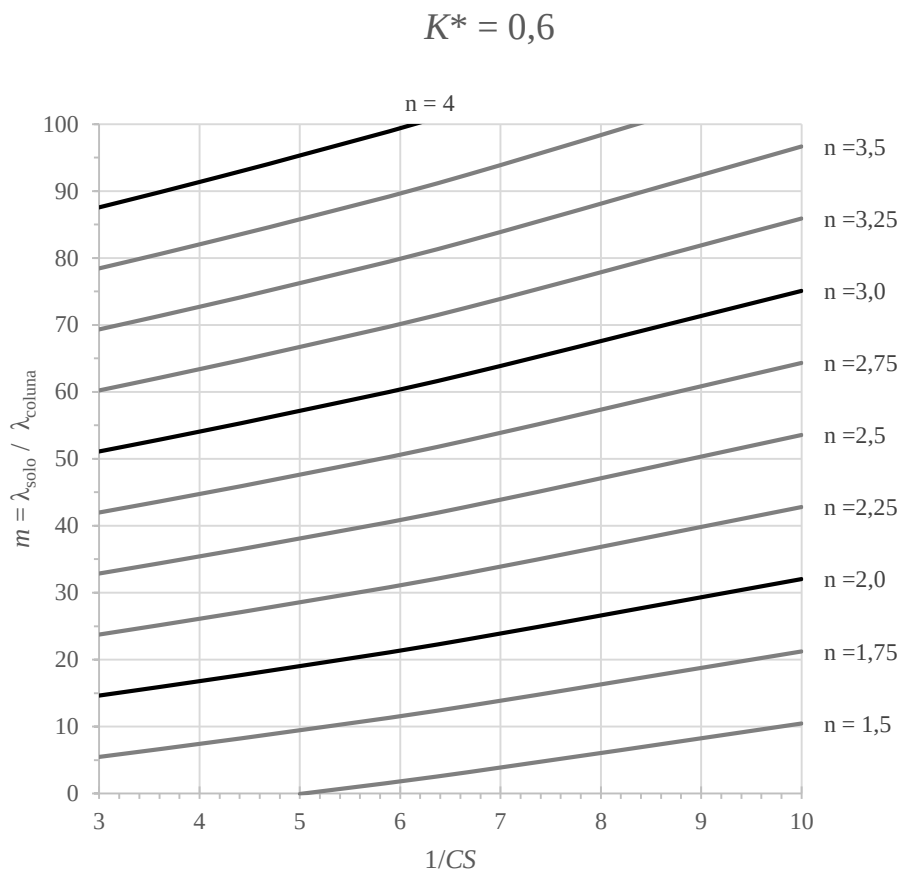


Figura 7-57 – Ábaco de pré-dimensionamento para $K^* = 0,6$, que relaciona o fator de melhoria, n , com o rácio de deformabilidades, m , e como o rácio de área ($1/CS$)

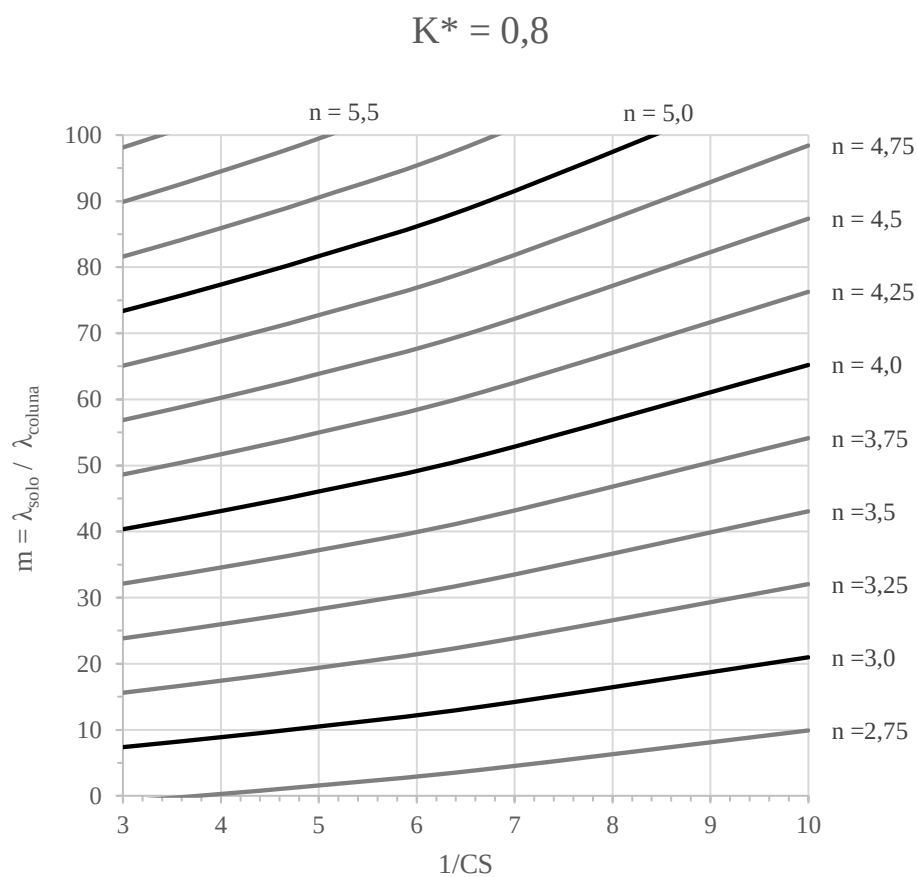


Figura 7-58 – Ábaco de pré-dimensionamento para $K^* = 0,8$, que relaciona o fator de melhoria, n , com o rácio de deformabilidades, m , e como o rácio de área ($1/CS$)

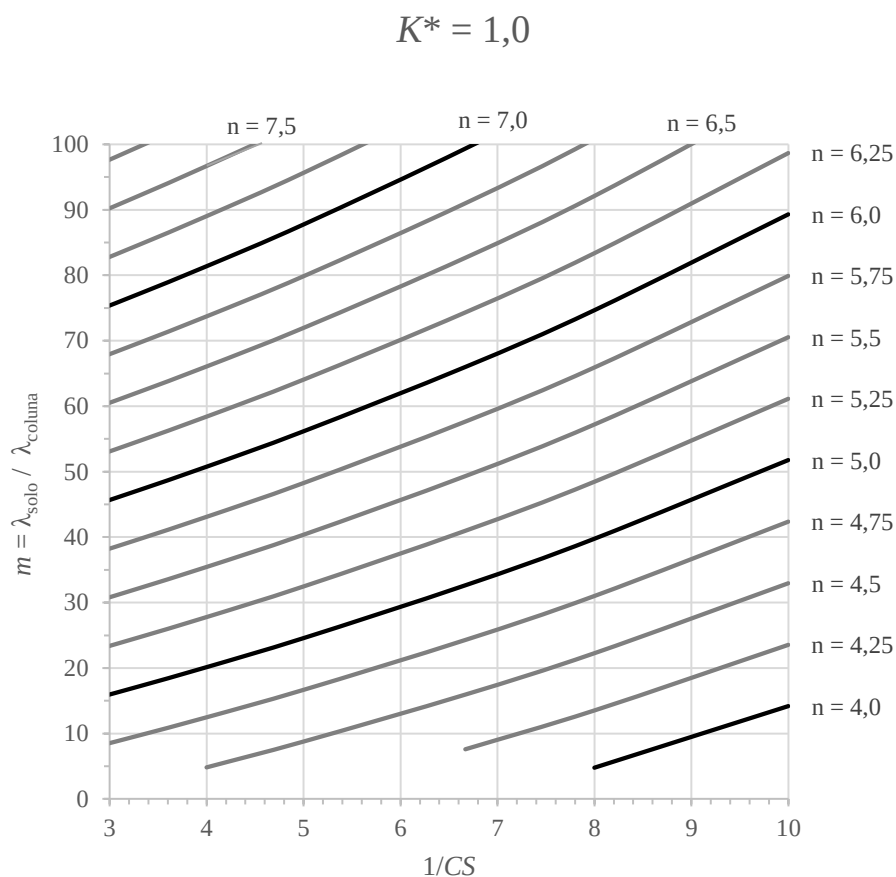


Figura 7-59 – Ábaco de pré-dimensionamento para $K^* = 1,0$, que relaciona o fator de melhoria, n , com o rácio de deformabilidades, m , e como o rácio de área ($1/CS$)

Para balizar os resultados obtidos através da aplicação do método pré-dimensionamento proposto, apresentam-se no Quadro 7-22 os valores do fator de melhoria, n , relativos ao Problema Base com um aterro com 2 m de altura apresentado no subcapítulo 6.5, obtidos através da modelação numérica, através da aplicação da equação (7.4) ($K^* = 0,6$) e através da aplicação dos métodos simplificados de Aboshi *et al.* (1979), Balaam & Booker (1985), Priebe modificado e Borges *et al.* (2009), aludidos no Capítulo 3. Para o caso em estudo, a aplicação do método de dimensionamento ($K^* = 0,6$) conduziu a um fator de melhoria de 3,1, que é um valor próximo dos valores obtidos pelos métodos de Aboshi *et al.* (1979) e de Borges *et al.* (2009) e um pouco superior ao valor obtido pelo método de Priebe modificado (2,5). O método de Balaam & Booker (1985) conduziu a um valor do coeficiente de melhoria muito inferior aos outros métodos visados. Constatou-se ainda que a diferença entre o valor de n obtido através da modelação numérica do aterro tridimensional (3,7) e da aplicação do novo método (3,1) não é muito significativa, sendo de notar que o solo mole de fundação do problema simulado tridimensionalmente não é normalmente

consolidado em toda a sua possança, embora, por simplificação, tenha sido essa a condição considerada na aplicação da equação (7.4).

Interessa referir, no entanto, que, no novo método de dimensionamento, a introdução de uma crosta sobreconsolidada à superfície pode ser considerada como um caso particular de variação do parâmetro m , dividindo a fundação em duas camadas (a superficial, sobreconsolidada, e a subjacente, normalmente consolidada) e para cada uma delas calcular (em função de m e CS , aplicando as equações ou os ábacos do método) o respetivo fator de melhoramento; conhecidos os valores de n dessas camadas e os assentamentos de cada camada no caso não reforçado, pode pois calcular-se os assentamentos dessas camadas reforçadas; a soma desses assentamentos corresponde pois ao assentamento total do problema reforçado na base do aterro. Por outro lado, é de notar ainda que o valor de m na camada sobreconsolidada pode ser estimado tendo em conta que parte da carga aplicada corresponde a um recarregamento (portanto, deformabilidade controlada pelo parâmetro k) e a outra parte processa-se como carregamento virgem (deformabilidade controlada pelo parâmetro λ). Por fim, salienta-se que este procedimento, isto é, divisão do maciço de fundação em camadas e aplicação do método a cada uma delas, pode, naturalmente, ser considerado na aplicação do método a um maciço de fundação estratificado constituído por camadas com diferentes características de deformabilidade (ou seja, diferentes valores de m).

Quadro 7-22 – Fatores de melhoramento e assentamento máximo do Problema Base, com um aterro de 2 m de altura

	Eq. (7.4) $K^*=0,6$	Aboshi et al. (1979)	Balaam & Booker (1985)	Priebe (1995)	Borges et al. (2009)	Modelo numérico
Fator de melhoramento, n	3,1	3,3	1,4	2,5	3,2	3,7
Assentamento (cm)	13,8	13,3	31,0	17,3	13,5	11,8

7.10 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados estudos paramétricos realizados com o programa RECRIB (Borges, 2004) que procuram explicar a influência de alguns parâmetros de dimensionamento no comportamento dos aterros construídos em solos moles reforçados com colunas de brita, com particular incidência nos assentamentos, deslocamentos horizontais,

tempo de consolidação da fundação, níveis de tensão, excessos de pressão intersticial, fator de concentração de tensões e coeficiente de segurança global.

Os resultados das análises numéricas demonstraram que, dos parâmetros analisados, e para as condições em estudo, a deformabilidade das colunas de brita, o coeficiente de impulso em repouso e o coeficiente de substituição são os parâmetros a que a resposta do sistema é mais sensível. Os restantes parâmetros analisados, faseamento construtivo, anisotropia de permeabilidade do solo mole, espessura do estrato mole e características da crosta sobreconsolidada têm uma influência menor no comportamento do solo reforçado para as condições do problema estudado. As considerações tecidas seguidamente são, naturalmente, válidas para as condições em estudo.

Quanto à deformabilidade das colunas de brita, constatou-se que tem uma influência significativa no assentamento máximo na base do aterro e condiciona também a grandeza do deslocamento horizontal máximo. A velocidade do processo de consolidação é pouco condicionada. Este parâmetro tem uma grande influência no fator de concentração de tensões, o que justifica a diminuição do assentamento na base do aterro com a diminuição da deformabilidade das colunas. A estabilidade global da obra aumenta com a diminuição da deformabilidade das colunas.

Relativamente ao faseamento construtivo, a resposta do sistema é sensível durante a construção do aterro, mas é pouco influenciada a longo prazo. Independentemente de a duração da construção do aterro demorar 1 semana ou 10 semanas, os assentamentos e os deslocamentos horizontais a longo prazo são muito próximos. A presença das colunas de brita no solo mole tem um papel fundamental na drenagem da fundação e atenua o efeito das distorções na fundação mesmo nos casos dos carregamentos mais rápidos. A estabilidade global aumenta quando a construção do aterro aumenta de 1 semana para 2 semanas, não sofrendo alterações para períodos construtivos superiores.

Os cálculos relativos à anisotropia de permeabilidade permitiram constatar que a influência deste parâmetro no comportamento do sistema é pouco significativa, o que se deve sobretudo ao facto da anisotropia de permeabilidade influenciar mais o tempo que a consolidação demora a processar-se do que propriamente a distribuição de tensões no solo reforçado. No final da construção do aterro os assentamentos são maiores para os cálculos em que a anisotropia de permeabilidade é maior, mas no final da consolidação os assentamentos e os movimentos da fundação são muito próximos em todos os casos. Para as condições em estudo, a estabilidade global da estrutura não é muito influenciada pela anisotropia de permeabilidade.

As análises efetuadas aos cálculos com diferentes valores do coeficiente de impulso permitiram verificar que este parâmetro tem uma grande influência no assentamento máximo na base do aterro. O comportamento diferido no tempo da percentagem do assentamento máximo também é consideravelmente afetado por este parâmetro. A estabilidade global da obra não varia de modo expressivo com este parâmetro.

O coeficiente de substituição tem uma grande influência no assentamento máximo na base do aterro, o que se deve, sobretudo, ao facto do espaçamento entre colunas ter uma grande influência na transferência de cargas para as colunas por efeito de arco. As deformações distorcionais da obra são também significativamente influenciadas pelo coeficiente de substituição, o que se reflete nos deslocamentos verticais ascendentes e nos deslocamentos horizontais na periferia do aterro. O comportamento diferido no tempo da percentagem de assentamento máximo também é consideravelmente afetado por este parâmetro. Consta-se um aumento ligeiro do coeficiente de segurança global com o aumento do coeficiente de substituição.

A espessura do estrato argiloso mole influencia necessariamente a grandeza dos assentamentos na base do aterro, e condiciona também a grandeza do deslocamento horizontal máximo. O fator de concentração de tensões e o fator de melhoramento não são muito influenciados pela variação deste parâmetro. A velocidade do processo de consolidação é pouco condicionada pela possança do solo mole, o que se deve ao facto do escoamento radial ser muito mais preponderante do que o escoamento vertical ascendente para a consolidação do solo mole. Para as condições analisadas, a estabilidade global da estrutura não é muito influenciada pela possança do estrato argiloso mole.

Os cálculos relativos às características da crosta sobreconsolidada (espessura e a resistência não drenada) existente no topo do solo mole permitiram verificar que a influência deste parâmetro nos deslocamentos na base do aterro é pouco significativa. Verificou-se ainda que, com o aumento da espessura da crosta sobreconsolidada, dada a sua maior rigidez em relação à da camada subjacente normalmente consolidada, os deslocamentos horizontais perto da superfície diminuem, principalmente na zona sob o pé do talude. A estabilidade global da obra aumenta com o aumento da espessura da camada sobreconsolidada.

Em síntese, os resultados do estudo numérico mostram que, para as condições adotadas, as deformações da fundação a longo prazo crescem significativamente com o aumento da deformabilidade das colunas, com a diminuição do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas e com a diminuição do coeficiente de substituição e mantêm-se praticamente iguais para qualquer valor de anisotropia de permeabilidade e duração do período de construção do aterro. Os deslocamentos horizontais máximos aumentam com o

aumento da possança do estrato mole e com a diminuição da espessura da crosta ligeiramente sobreconsolidada no topo do estrato mole, mas o coeficiente de melhoramento dos assentamentos não se altera significativamente com a variação destes parâmetros.

O tempo que demora a ser atingido o assentamento máximo a longo prazo diminui, para as condições do problema em estudo, com a diminuição do tempo de construção do aterro, com o aumento da anisotropia de permeabilidade, com o aumento do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas e com o aumento do coeficiente de substituição, não sofrendo alteração significativa com a variação da deformabilidade do material das colunas e com a variação da espessura do estrato mole.

O coeficiente de concentração de tensões (FC) tendencialmente aumenta com a diminuição da deformabilidade das colunas e com o aumento do coeficiente de substituição e diminui com o aumento do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas. O FC é pouco influenciado pelo faseamento construtivo, pela anisotropia de permeabilidade do solo mole e pela possança do solo mole. A espessura da crosta ligeiramente sobreconsolidada existente no topo do solo mole influencia o fator de concentração de tensões apenas na região superior do solo mole (até aos 3 m de profundidade).

A estabilidade do aterro aumenta com a diminuição da deformabilidade das colunas de brita, com o aumento da espessura da crosta ligeiramente sobreconsolidada e com o aumento do coeficiente de substituição e não varia de modo expressivo com a anisotropia de permeabilidade, com o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas e com a possança do solo mole. Relativamente ao tempo de construção do aterro, a estabilidade global aumenta quando o tempo de construção aumenta de 1 semana para 2 semanas, a partir do qual permanece constante.

É apresentada uma proposta de um método de dimensionamento baseado nos parâmetros que mostraram, no estudo paramétrico, ter um impacto maior no comportamento da obra em termos de assentamentos na base do aterro. Esses parâmetros são o rácio de deformabilidades do solo mole e do material da coluna (m), o coeficiente de substituição (CS), e o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas (K^*).

CAPÍTULO 8

MODELAÇÃO FÍSICA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADO COM COLUNAS DE BRITA

8.1 - INTRODUÇÃO

O presente capítulo debruça-se sobre o tema da modelação física com a utilização da centrifugadora geotécnica de um aterro construído sobre solo argiloso mole reforçado com colunas de brita.

Na parte inicial do capítulo (subcapítulo 8.2) é feita uma apresentação sucinta da modelação física em centrifugadora geotécnica num contexto global, que segue a exposição feita por Atkinson (1993), com a explicação do papel da modelação em Engenharia, de que forma se pode obter a semelhança entre o modelo e o protótipo, quais os principais objetivos da modelação, o controlo e a instrumentação de modelos e as limitações da modelação em centrifugadora geotécnica.

Em seguida, é efetuada uma revisão bibliográfica de alguns estudos de colunas de brita realizados em centrifugadora geotécnica. A apresentação destes estudos está agrupada em função do processo de instalação das colunas, sendo primeiro apresentados os estudos em que as colunas granulares são instaladas a 1 *g* e seguidamente os estudos em que as colunas são instaladas com a centrifugadora em voo.

São também apresentados os ensaios experimentais de modelação física de aterros sobre solos moles, reforçados e não reforçados com colunas de brita, realizados na centrifugadora geotécnica da Universidade Estadual do Norte Fluminense (Figura 8-1) para recolher dados que contribuíssem para uma melhor compressão do comportamento estrutural e hidráulico

deste tipo de obras. Os principais objetivos do estudo realizado foram: identificar e quantificar o melhoramento que o reforço com colunas de brita traz a um problema com a geometria em estudo, em termos de assentamentos e na aceleração do processo de consolidação; e identificar e quantificar as transferências de carga que, por efeito de arco no corpo do aterro, são transmitidas para as colunas de brita. Com os dados recolhidos na pesquisa, modelar numericamente os ensaios físicos através do programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995; Borges, 2004).



Figura 8-1 – Centrifugadora geotécnica da UENF

8.2 - MODELAÇÃO FÍSICA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA

8.2.1 - Modelação em Engenharia

Em engenharia é frequente usar modelos em escala reduzida em conjugação com análises teóricas, principalmente para estudar problemas cujas soluções teóricas contenham simplificações importantes e aproximações ou quando as análises numéricas sejam muito demoradas, o que frequentemente acontece nos problemas de engenharia geotécnica.

Laue (2005) refere que o estudo de modelos reduzidos em centrifugadora geotécnica é necessário nos seguintes casos: i) quando não há experiência sobre os mecanismos dominantes; ii) quando se tem uma ideia do comportamento do sistema, mas o comportamento do sistema como um todo ainda não foi analisado; iii) quando já existem

alguns estudos ou medições de campo realizadas, mas os parâmetros que influenciam o comportamento devem ser investigados em detalhe; iv) quando estão disponíveis estudos mas é necessária informação adicional; v) quando o sistema se encontra com determinadas condições fronteiriças diferentes das estudadas; vi) como uma ferramenta para fornecer ao engenheiro informação física para verificar métodos de cálculo e análises numéricas (por exemplo, na Suíça esta informação pode ser usada diretamente para projeto (SIA 267, 2003); vii) para verificação de métodos de cálculo existentes através da reprodução de informação para um modelo físico de teste equivalente.

8.2.2 - Leis de Escala e Análise Dimensional

Normalmente procura-se que o modelo e o protótipo sejam geometricamente similares, de forma que todas as dimensões lineares no modelo sejam igualmente escaladas, mas, por vários motivos, é impossível construir um modelo que se comporte exatamente como um protótipo à escala real em todos os aspetos. Posto isto, é fundamental o modelo verificar a semelhança em relação ao protótipo no aspeto do comportamento que se pretende estudar.

As regras que governam as leis de semelhança entre modelos e protótipos são bem conhecidas e o método mais simples para estabelecer leis de escala é a análise dimensional. No Quadro 8-1 são apresentadas algumas relações de escala para modelos em centrífugadora geotécnica.

Quadro 8-1 – Algumas relações de escala para ensaios em centrífugadora (Girout *et al.*, 2014)

Grandeza	Unidade	Protótipo	n g modelo
Comprimento	m	1	$1/n$
Força	kN	1	$1/n^2$
Massa	kg	1	$1/n^3$
Tempo (difusão)	s	1	$1/n^2$
Tensão	kPa	1	1
Deformação	%	1	1
Densidade	Kg/m ³	1	1

n – fator de escala do modelo

8.2.3 - Escalar Modelos Geotécnicos

O comportamento do solo do modelo geotécnico é regido, em grande medida, pelas tensões efetivas instaladas. Em consequência, as tensões num ponto no modelo devem ser as mesmas que as tensões no ponto correspondente no protótipo.

A Figura 8-2 mostra a tensão total vertical à profundidade z_p no protótipo e a Figura 8-3 mostra o ponto similar à profundidade z_m num modelo com um fator de escala n , em que todas as dimensões lineares no modelo foram reduzidas n vezes. No protótipo a tensão vertical é dada por:

$$\sigma_p = g\rho z_p \quad (8.1)$$

onde ρ é a densidade do solo e $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ é a aceleração da gravidade. Se o modelo for acelerado numa centrífuga n vezes g , à profundidade no modelo $z_m = z_p / n$, a tensão vem:

$$\sigma_m = n g \rho z_m = \frac{n g \rho z_p}{n} \quad (8.2)$$

e $\sigma_m = \sigma_p$. Desde que as tensões a profundidades equivalentes sejam as mesmas, as propriedades do solo serão as mesmas (desde que o histórico de tensões no modelo e no protótipo sejam o mesmo) e o comportamento do solo no modelo representará o comportamento do solo no protótipo.

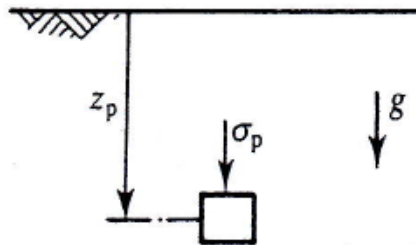


Figura 8-2 – Tensões no solo (Atkinson, 1993)

Outra forma de olhar para os requisitos da modelação geotécnica é através da análise dimensional. No caso da estabilidade de um talude de um aterro em condições não drenadas, a estabilidade do talude de um protótipo com altura H_p e ângulo de inclinação i , depende da resistência não drenada c_u , da altura H_p e do peso volúmico $\gamma = g\rho$. Ordenando num grupo adimensional, vem que:

$$N_s = \frac{g\rho H}{c_u} \quad (8.3)$$

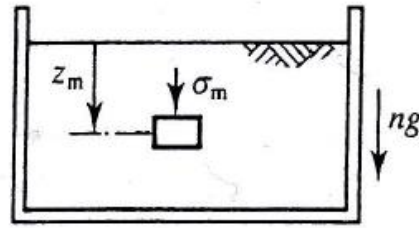


Figura 8-3 – Tensões no modelo (Atkinson, 1993)

onde N_s é um número de estabilidade. O modelo e o protótipo são similares (isto é, irão colapsar da mesma forma) se tiverem ambos o mesmo valor de N_s . Se o fator de escala é n , então a altura do modelo H_m e a altura do protótipo H_p estão relacionados por $H_m = H_p/n$ e os números de estabilidade podem ser tornados iguais pela aceleração do modelo numa centrífugadora a $n g$ de forma que

$$N_s = \frac{g\rho H_p}{c_u} = \frac{ng\rho H_m}{c_u} \quad (8.4)$$

O número de estabilidade do talude do aterro ilustrado na Figura 8-4 será o mesmo número de estabilidade do protótipo e se o talude romper irão os dois romper do mesmo modo.

As tensões e as características do solo, num protótipo e num modelo escalado n vezes serão as mesmas se o modelo for acelerado numa centrífugadora a $n g$, mas os efeitos do tempo podem requerer uma escala diferente, como no caso da consolidação.

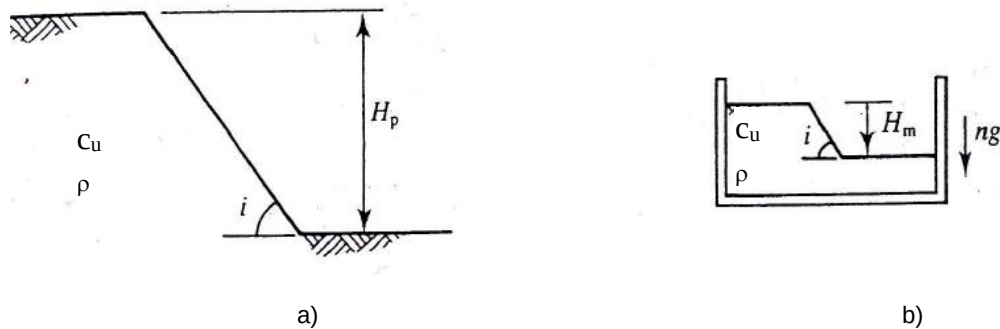


Figura 8-4 – Estabilidade de um talude no modelo e no protótipo (Atkinson, 1993)

Para se verificar a semelhança, o fator T_v no modelo e no protótipo deve ser o mesmo,

$$T_v = \frac{c_v t_p}{H_p^2} = \frac{c_v t_m}{H_m^2} \quad (8.5)$$

Num modelo com o mesmo solo e o mesmo fluido que o protótipo, o coeficiente de consolidação c_v é o mesmo, e se a escala for n vem que $H_m = H_p/n$. Posto isto, os tempos de consolidação no modelo e no protótipo estão relacionados por

$$t_m = \frac{t_p}{n^2} \quad (8.6)$$

e, desta forma, a consolidação vai processar-se muito mais rapidamente no modelo que no protótipo. Para um fator de escala $n = 100$, tem-se que $t_m = 10^{-4}t_p$ tal que 1 hora no modelo representa aproximadamente 1 ano de consolidação no protótipo.

A relação entre a velocidade a que se dissipa o excesso de pressão intersticial à medida que a drenagem ocorre e a taxa de carregamento que gera o excesso de pressão intersticial governa se a construção é drenada, não drenada ou parcialmente drenada. Nos cálculos geotécnicos simplificados, assume-se que o solo é completamente drenado ou completamente não drenado. Já um modelo pode contemplar casos com drenagem parcial nos quais a taxa de carregamento e consolidação são acopladas.

8.2.4 - Objetivos da Modelação

Os principais objetivos e categorias de modelação geotécnica foram discutidos por Taylor (1987), que os agrupou da seguinte forma:

a) Estudos mecânicos

A metodologia básica de se projetar em engenharia passa por ter em conta todos os modos de rotura de uma construção e fazer uma análise a demonstrar que a estrutura se irá comportar satisfatoriamente em qualquer desses modos. Por vezes, as piores roturas ocorrem quando a construção experimenta outro modo de falha que não um dos estudados. Para casos relativamente simples, é habitualmente possível escolher o mecanismo crítico a partir de experiências anteriores, mas em casos novos e complexos pode não ser evidente qual é o mecanismo crítico. Nestes casos, podem ser construídos modelos relativamente simples para observar qualitativamente de que forma a estrutura se deforma ou rompe, indicando a análise mais apropriada.

b) Validação de Análises Numéricas

As análises numéricas que consideram o comportamento não linear e inelástico do solo são bastante complexas e antes de serem aplicadas em estudos de projeto devem ser comprovadas com soluções analíticas exatas ou com observações de obras reais. As observações dos ensaios de modelos relativamente simples podem ser usadas para testar análises numéricas. Como já foi referido, os modelos devem ser similares à construção

proposta, mas, dado que os modelos são usados somente para calibrar as análises, eles não necessitam de reproduzir todos os detalhes do protótipo.

c) Estudos paramétricos

Outro procedimento importante em estudos de projeto envolve analisar detalhes construtivos alternativos e investigar as consequências das diferentes opções de projeto. Normalmente são realizados estudos paramétricos usando métodos analíticos e numéricos, mas o estudo de modelos físicos tem também um papel importante nos estudos paramétricos.

d) Estudos de processos de construção

Neste caso, o modelo pretende representar uma construção particular de tal forma que o comportamento do modelo seja usado diretamente para avaliar o comportamento do protótipo. Uma vez que não é fácil modelar todos os pormenores das condições *in situ*, da construção e da sequência de carga, este tipo de modelos para a centrífugadora são os mais difíceis de construir e testar satisfatoriamente.

Os estudos de modelos físicos podem ser realizados com mais do que um propósito, por exemplo através da validação de análises com estudos paramétricos. Na prática, os estudos de modelos reduzidos são quase sempre conjugados com análises numéricas.

8.2.5 - Centrífugas geotécnicas

Numa centrífuga geotécnica, o modelo, dentro de uma caixa de teste, é posto a rodar num plano horizontal em torno de um eixo vertical, tal como é mostrado na Figura 8-5. No modelo, a aceleração centrífuga a é

$$a = n \cdot g = w^2 r \quad (8.7)$$

onde r é o raio e w é a velocidade angular (em radianos por segundo). Para manter um campo de aceleração razoavelmente constante em todo o modelo, o raio r deve ser grande quando comparado com o tamanho do modelo.

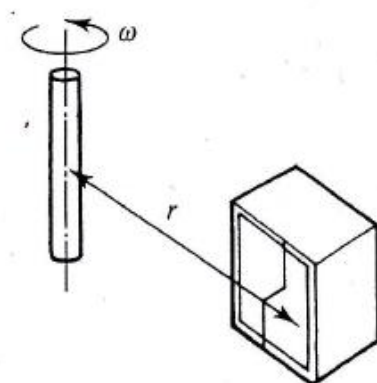


Figura 8-5 – Aceleração da centrífugadora (Atkinson, 1993)

As principais características de uma centrífugadora geotécnica são ilustradas na Figura 8-6. O motor aciona um veio vertical a uma velocidade constante. O braço tem um contrapeso ajustável para equilibrar o peso do modelo e o modelo é assente num cesto na outra extremidade. Com a centrífugadora parada, o cesto pende, mas quando o braço da centrífugadora roda, o cesto atinge uma posição quase horizontal. O propósito do cesto é o de que o peso próprio do modelo atue sempre na direção da base da caixa de teste; se se colocar um recipiente com água contendo água no cesto e se iniciar a centrífugadora a água permanecerá nivelada no recipiente.

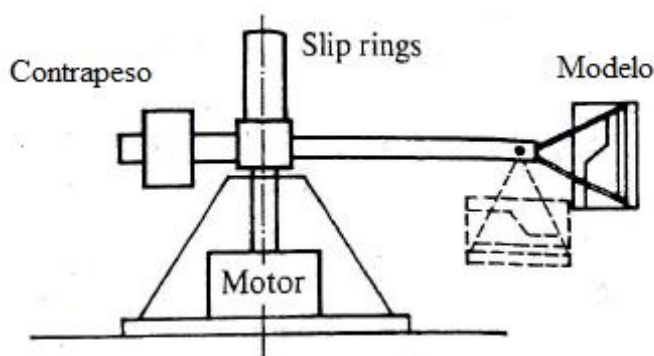


Figura 8-6 – Características típicas de uma centrífugadora (adaptado de Atkinson, 1993)

A seleção da dimensão do modelo e velocidade da centrífugadora geotécnica é uma questão de otimização entre um conjunto de requisitos em conflito. O tamanho de um protótipo pode ser representado por um modelo pequeno com uma elevada aceleração ou por um modelo grande com uma aceleração mais pequena; uma determinada aceleração, ou fator de escala,

pode ser alcançado por uma máquina de alta velocidade com um raio relativamente pequeno ou por uma máquina com um raio grande que rode a uma menor velocidade.

Um modelo pequeno, que requeira grandes acelerações, será relativamente fácil de montar e manusear, mas só será possível instalar um número limitado de instrumentos. Por outro lado, um modelo grande que poderá ser mais facilmente instrumentado será mais pesado e mais difícil de montar e manusear na centrífugadora.

A massa do modelo, incluindo o solo, a caixa de teste e todo o equipamento auxiliar para carregamento e observação do modelo, é chamada de carga útil. A capacidade da centrífugadora é normalmente cotada como sendo o produto da máxima aceleração (isto é, o fator de escala) e da carga útil máxima para aquela aceleração.

Durante o ensaio a comunicação com o modelo em rotação é feita através de anéis coletores (*slip rings*). Estes podem transmitir fluidos (água, gás ou óleo) ou energia para a operação de motores e válvulas, e transmitem também sinais de transdutores de forças, pressões e deslocamentos e de circuitos fechados de câmaras dispostas para observar pontos críticos no modelo.

Antes de se conduzir um teste, deve permitir-se que o modelo atinja o equilíbrio sob as tensões crescentes devido ao peso próprio a uma aceleração constante da centrífugadora. Poderão ser realizados ensaios durante o voo para caracterizar o estado do solo, através de equipamentos como o ensaio de corte rotativo ou o cone-penetrómetro em miniatura.

8.2.6 - Limitações da Modelação em Centrífugadora

A modelação precisa de eventos geotécnicos deve ser realizada com o modelo submetido a níveis de tensão equivalentes aos do protótipo, pois desta forma garante-se um comportamento similar no modelo e no protótipo.

Há, no entanto, limitações na modelação, habitualmente transversais a todas as formas de modelação geotécnica, que devem ser identificadas. Pode não ser possível satisfazer todas as relações de escala no ensaio de modelo, como já foi referido na secção 8.2.2. O critério de modelação crítico deve ser avaliado e a relação de escala deste critério deve ser assegurada nesse ensaio.

Enquanto que os modelos a escala reduzida são construídos reduzindo as dimensões lineares da estrutura do protótipo, as dimensões das partículas do solo geralmente não são afetadas do fator de escala. Assim, uma areia fina no modelo pode constituir uma partícula escalada com uma dimensão similar a brita. A abordagem seguida habitualmente passa por usar no

modelo o mesmo solo que existe no protótipo. À medida que o número de grãos envolvidos na resposta do modelo cresce, o comportamento irá aproximar-se do comportamento de um meio contínuo. Com base em evidências experimentais de fundações superficiais, há a seguinte regra prática aproximada: o efeito da dimensão das partículas será significativo quando o rácio da dimensão da estrutura para a dimensão dos grãos for inferior a um valor aproximadamente entre 15 e 20.

Os ensaios de modelação geotécnica requerem uma caixa de teste que suporte o solo, tendo de ser avaliados os efeitos desta caixa na resposta do modelo. Os limites da caixa de teste são normalmente fronteiras rígidas que impõem deslocamentos nulos na direção normal a esse plano e podem, ou não, permitir que se desenvolvam tensões de corte. Nos ensaios de simulação de sismos são por vezes utilizadas caixas de teste com fronteiras flexíveis para permitir que o solo se deforme lateralmente permitindo que a distribuição dos esforços seja feita de uma forma relativamente uniforme em todo o modelo.

Os processos de construção *in situ* são por vezes muito importantes no desempenho da estrutura construída. Os modelos de teste designados para estudar estes processos devem tentar reproduzir as principais características do protótipo. Contudo, as dificuldades técnicas e os custos associados com a tentativa de modelar os procedimentos de construção no terreno podem ser proibitivos, e por isso pode ser necessário estudar vários aspetos do protótipo isoladamente. Por exemplo, um ensaio de modelação em centrífugadora para examinar os efeitos das colunas de brita na construção de uma estrutura deve, idealmente, incluir a instalação das colunas nas condições corretas de tensão *in situ*, de forma a que as tensões de compactação induzidas sejam modeladas corretamente. A compactação ou instalação de colunas de brita a 1 *g* antes da centrífugadora estar em funcionamento induz menores tensões de compactação. Não obstante, o teste do modelo pode ainda ser válido na avaliação da influência do aumento da rigidez e no efeito de drenagem e aceleração da consolidação das colunas, desde que as limitações sejam reconhecidas.

8.3 - ENSAIOS DE MODELAÇÃO FÍSICA DE COLUNAS DE BRITA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA

O comportamento do solo está intimamente relacionado com o seu estado de tensão e o seu histórico de tensões. Como foi referido anteriormente, os resultados de ensaios em modelos de escala reduzida só podem ser quantitativamente relacionados com o comportamento do protótipo se o modelo for sujeito ao mesmo estado de tensão e histórico de tensões que o protótipo. Isto pode ser conseguido se o modelo físico, a escala reduzida, for testado num

campo gravitacional distinto, de forma a reproduzir no modelo físico o estado de tensão sob o qual o protótipo está submetido.

Em seguida será apresentada uma breve revisão dos estudos de colunas granulares compactadas realizados em centrífugadora geotécnica. A apresentação destes estudos é agrupada em função do processo de instalação das colunas, ou seja, os estudos em que as colunas granulares são instaladas a 1 *g* e os estudos em que as colunas são instaladas com a centrífugadora em voo.

Nos estudos em que as colunas são instaladas a 1 *g*, antes da centrífugadora entrar em funcionamento, a areia é vertida ou compactada em orifícios previamente escavados (e.g. Almeida *et al.*, 1985; Al-Khafaji, 1996; Al-Khafaji & Craig, 2000) ou, alternativamente, colunas de areia congelada são inseridas em orifícios pré-escavados (Terashi *et al.*, 1991; Kitazume *et al.*, 1996; Rahman *et al.*, 2000; Nakamura *et al.*, 2006). Nos estudos em que as colunas são instaladas em voo, o processo de instalação das colunas é mais preciso e próximo do real (Ng *et al.*, 1998; Lee *et al.*, 2001 e 2004; Juneja, 2002; Ng, 2003; Daramalinggam, 2004; Weber *et al.*, 2009).

8.3.1 - Testes em centrífugadora geotécnica com instalação simplificada de colunas de areia compactadas

Terashi *et al.* (1991) desenvolveram testes em centrífugadora para estudar a capacidade de carga de um solo argiloso reforçado com colunas de areia, sujeito a cargas horizontais e verticais. Os modelos físicos com as colunas de areia foram preparados e as colunas instaladas sob condições normais de gravidade (1 *g*), através do “método das colunas congeladas” – nome adaptado a partir de Lee *et al.* (2001), que designou este método de “*frozen pile method*”. O método das colunas congeladas, concebido por Kimura (1983), compreende a preparação e instalação das colunas em vários passos. A areia é previamente vertida em tubos cheios de água, que são densificados por vibração. Os tubos são colocados no congelador e quando as colunas estão congeladas são retiradas dos tubos e inseridas em orifícios pré-escavados no solo argiloso, seguindo um processo de descongelamento gradual das mesmas.

Outros testes em centrífugadora foram realizados por Al-Khafaji & Craig (2000) para estudar os assentamentos da fundação de um tanque de armazenamento, reforçada com colunas de areia. Os ensaios foram realizados a 105 *g* e as colunas de areia foram instaladas a 1 *g*. Para a instalação das colunas, a areia foi vertida e compactada em orifícios previamente escavados. O modelo foi carregado em voo através da injeção de água no tanque de

armazenamento até a base do tanque se encontrar à pressão de 40 kPa. Feita a comparação entre as observações experimentais e os resultados da análise através do método de Priebe (1995), os autores constataram que a aplicação do método de Priebe neste caso tendia a exagerar o melhoramento do solo, tendo sugerido como uma possível explicação o facto da análise de Priebe não considerar o efeito tridimensional. Al-Khafaji & Craig (2000) ressaltam no seu trabalho as limitações que existiram na preparação do modelo e que a instalação das colunas a 1 *g* se pode refletir em que o modelo tenha uma rigidez abaixo da ideal.

Foram realizados testes em centrífugadora para estudar o comportamento mecânico do solo reforçado por colunas flutuantes de areia no *Port and Airport Research Institute*, no Japão (Nakamura *et al.*, 2006; Takahashi *et al.*, 2006), mais propriamente o padrão de rotura e de deformação das colunas sob o carregamento de um aterro e de uma estrutura de caixões.

Foram conduzidos cinco estudos com diferentes profundidades de penetração das colunas (variando de apoio flutuante até apoio em fundação rígida) e diferentes áreas de melhoramento. Verificou-se que o padrão de rotura do solo reforçado estava intimamente relacionado com a profundidade de penetração das colunas. O solo reforçado com as colunas flutuantes teve tendência a falhar com a superfície de deslizamento a passar por baixo da área melhorada, enquanto que no solo reforçado com colunas fixas a rotura foi predominantemente por deformação lateral excessiva das colunas perto da superfície do solo.

8.3.2 - Testes em centrífugadora geotécnica com instalação de colunas de areia compactadas em voo

O método de instalação de colunas de areia em voo em modelos de escala reduzida procura simular o método de instalação *in situ*. O procedimento inicia-se com a inserção de um tubo cilíndrico no solo mole. O interior do tubo é preenchido com areia e repetidamente retirado e reinserido para descarregar e compactar a areia. Recentemente, pelo menos dois grupos de investigação têm construído modelos com recurso a esta técnica, fazendo uso de um instalador de colunas de areia em voo, montado numa mesa que se desloca em duas direções (mesa *x-y*). Eles são os grupos geotécnicos da *National University of Singapore (NUS)* e do *ETH Zurich*. A instalação de colunas em voo tem vantagens relativamente à instalação das colunas a 1 *g*, pois os ensaios com colunas instaladas em voo permitem captar as alterações do estado de tensão e o efeito de confinamento lateral no solo mole que ocorre no terreno com a instalação das colunas. Lee *et al.* (1996) desenvolveram um equipamento para instalar colunas de areia no modelo a 1 *g* que envolve o deslocamento do solo envolvente.

Posteriormente foram feitas melhorias a este equipamento que permitiram a instalação das colunas em voo. Diversos trabalhos experimentais foram realizados com o equipamento de instalação de colunas de areia compactadas em voo (Lee *et al.*, 2001 e 2004; Juneja 2002, Ng 2003; Daramalinggam, 2004).

Lee *et al.* (2001) e Ng (2003) apresentaram uma série de testes em centrífugadora conduzidos para estudar os efeitos do método de instalação das colunas de areia compactadas no comportamento mecânico do solo reforçado. Foram estudados e comparados três métodos diferentes de instalação, designadamente o método das colunas congeladas, o método de instalação e compactação a 1 *g* e o método de instalação e compactação em voo. Os três métodos foram testados sob a construção de um aterro. Verificou-se que os métodos de instalação e compactação a 1 *g* e em voo conferem uma maior resistência e rigidez ao solo reforçado comparativamente com o método de colunas congeladas. Isto foi atribuído ao facto de a instalação das colunas congeladas não acarretar o deslocamento do solo e não aumentar as tensões laterais no solo na envolvente da coluna. Pelo contrário, o que acontece é que a coluna de brita congelada diminui de volume quando descongela, o que deve levar a uma diminuição das tensões laterais e um amolecimento do solo mole. Os métodos de instalação e compactação das colunas, particularmente o realizado em voo, provocaram um deslocamento do solo na envolvente da coluna, que aumentou o efeito de confinamento no solo e levou a um aumento da resistência e da rigidez do solo reforçado.

Daramalinggam (2004) conduziu uma pesquisa na qual estudou o aumento da capacidade de carga induzido pela instalação das colunas de brita compactadas. Amostras de argila marinha de Singapura reforçadas com colunas de areia com vários coeficientes de substituição foram carregadas por um modelo de caixão gravítico. Durante esses testes, as colunas foram instaladas em voo e a carga também foi aplicada em voo através do enchimento do caixão com uma solução de cloreto de zinco. As observações realizadas mostraram que as colunas de areia melhoraram o comportamento do solo, aumentando a sua capacidade de carga e diminuindo os assentamentos.

Para estudar as alterações no estado de tensão do solo durante a instalação das colunas de areia, Juneja (2002) e Lee *et al.* (2004) levaram a cabo estudos em centrífugadora em modelos a 70 *g*. As colunas foram instaladas com a centrífugadora em voo. Foram medidas a pressão intersticial e a tensão horizontal total na vizinhança da coluna. As alterações medidas na tensão e na pressão intersticial foram comparadas com a teoria da expansão de cavidades em estado plano de deformação de Vesic (1972); foi obtida uma boa concordância para grandes profundidades, mas os cálculos baseados na teoria da expansão de cavidades sobrestimaram os valores de pressão intersticial e pressão total que se desenvolvem próximas

da superfície. A discrepância observada foi atribuída ao facto de não se poder assumir o estado plano de deformação para pequenas profundidades. Para atender à influência da superfície livre, Lee *et al.* (2004) propuseram uma teoria da expansão de cavidades modificada, desenvolvida a partir da junção de duas situações limite, a situação de estado plano de tensão e a situação de estado plano de deformação. Foi estabelecida uma correlação semi-empírica a partir de dados experimentais que tem em conta o movimento vertical do solo e a consequente perda de volume a pequenas profundidades. Lee *et al.* (2004) consideraram também que o crescimento cumulativo da tensão radial decorrente da instalação de múltiplas colunas instaladas em grelha podia ser razoavelmente estimado por sobreposição dos incrementos induzidos pela instalação de cada coluna. No entanto, esta regra de sobreposição pode não se aplicar aos excessos de pressão intersticial, devido ao facto da componente do excesso de pressão intersticial induzida pela tensão de corte não aumentar linearmente com a tensão de desvio.

Yi (2009) realizou vários ensaios em centrífugadora para investigar o aumento da resistência ao corte associado com o confinamento conferido ao solo pela instalação de uma ou múltiplas colunas de areia compactada. Para a realização destes ensaios, foi acrescentado um penetrómetro barra-T à plataforma onde se realiza o ensaio (chamada de plataforma X-Y) de maneira a ser possível realizar medições da resistência do solo em voo. O estudo centrou-se na consolidação e no efeito de grupo das colunas. Foram testadas duas sequências de instalação. Na primeira sequência, o tempo entre a instalação de cada coluna foi o mínimo necessário para relocalizar o equipamento de instalação. Na segunda sequência, as colunas foram instaladas com um intervalo de 78 dias no protótipo, para permitir a dissipação total dos excessos de pressão intersticial à distância radial de 1,5 m no protótipo. Verificou-se que, para a mesma distância radial, as colunas instaladas de acordo com a segunda sequência apresentavam uma maior resistência a longo prazo. Estes resultados podem ser justificados pela dissipação do excesso de pressão intersticial nos intervalos entre a instalação de colunas, que introduziram um maior confinamento, contribuindo para o aumento da resistência. Isto sugere que o efeito de confinamento pode ser otimizado *in situ* se se permitir a dissipação do excesso de pressão neutra entre a instalação de colunas sucessivas. Na prática, este efeito pode ser conseguido ajustando-se a velocidade de construção ou os intervalos de tempo entre a instalação de colunas sucessivas. Verificou-se também que, além da consolidação, o efeito de grupo tem influência no efeito de confinamento, como, aliás, seria expectável. Os dados experimentais obtidos por Yi indicaram que a instalação de múltiplas colunas resultou num aumento da resistência do solo entre colunas.

Springman (2014) faz menção a possíveis alterações ao processo atual de modelação nesta área e identifica eventuais futuros focos de investigação nesta matéria. Springman (2014)

“antecipa” que os próximos equipamentos de instalação de colunas irão permitir vibrar as colunas de areia e ser instrumentados para medir a força, acelerações e deslocamentos. Os regimes de inserção e extração poderão ser projetados para responder ao feedback do sinal aplicado, de acordo com as condições *in situ* e com a profundidade a que a coluna está na fase de construção. A análise microestrutural da distribuição das áreas alteradas à volta das colunas e a influência destas áreas no comportamento do solo reforçado devem ser estudadas com mais detalhe para se perceber até onde é que estas áreas se estendem e de que forma influenciam a transferência de carga e a concentração de tensões nas colunas. Podem obter-se benefícios práticos investigando como melhorar a permeabilidade radial na zona de compactação após a instalação das colunas. A utilização de solos transparentes permitirá revelar mais detalhes do interior do solo de fundação. As medições laser dos deslocamentos à superfície poderiam ser combinadas com míni inclino-extensómetros instalados no interior do solo para medir rotações e extensões.

8.4 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS NA CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA DA UENF

8.4.1 - Caracterização do problema em estudo

A campanha experimental dividiu-se em duas fases e compreendeu a realização dos seguintes ensaios:

- Fase 1:
 - Aterro 1, com 2,5 m de altura (escala do protótipo), sobre um solo mole com 5 m de possança reforçado com colunas de areia;
 - Aterro 1, com 2,5 m de altura (escala do protótipo), sobre um solo mole com 5 m de possança não reforçado.
- Fase 2:
 - Aterro 2, com 1,25 m de altura (escala do protótipo), sobre um solo mole com 5,5 m de possança reforçado com colunas de areia;
 - Aterro 2, com 1,25 m de altura (escala do protótipo), sobre um solo mole com 5,5 m de possança não reforçado.

A primeira fase da campanha experimental foi realizada pela autora na Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF) e a segunda fase da campanha experimental foi concluída pela equipa do Laboratório de Modelação Física da UENF, em virtude de não ter

sido possível concluir a segunda fase durante o período de estágio naquela universidade (Boa, 2017).

Os ensaios realizados na centrífugadora geotécnica basearam-se nos protótipos apresentados na Figura 8-7. Foi modelado um aterro construído sobre um grupo elementar de colunas (3 x 3 colunas) e um aterro não reforçado com as mesmas dimensões, para estudar a parte central de aterros com grande desenvolvimento em planta, nas fronteiras dos quais se verificam condições de simetria em termos de deformações e de escoamento. Os ensaios foram montados com uma escala de redução de 1/26,3 relativamente às dimensões do problema à escala real, para serem ensaiados na centrífugadora geotécnica a 26,3 *g*.

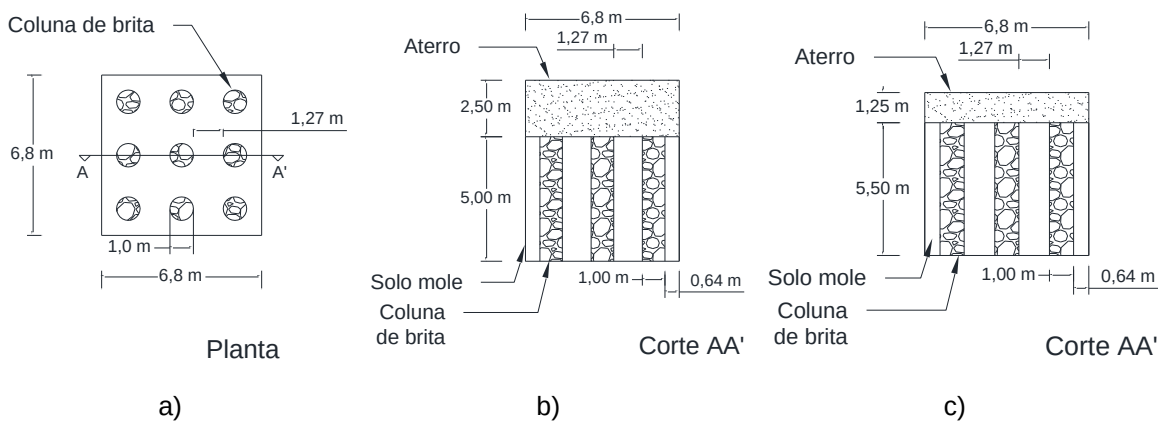


Figura 8-7 – Protótipos dos grupos unitários modelados: a) planta; b) corte do Aterro 1; c) corte do Aterro 2

Os modelos de ensaio, em escala reduzida de 1/26,3, são apresentados na Figura 8-8.

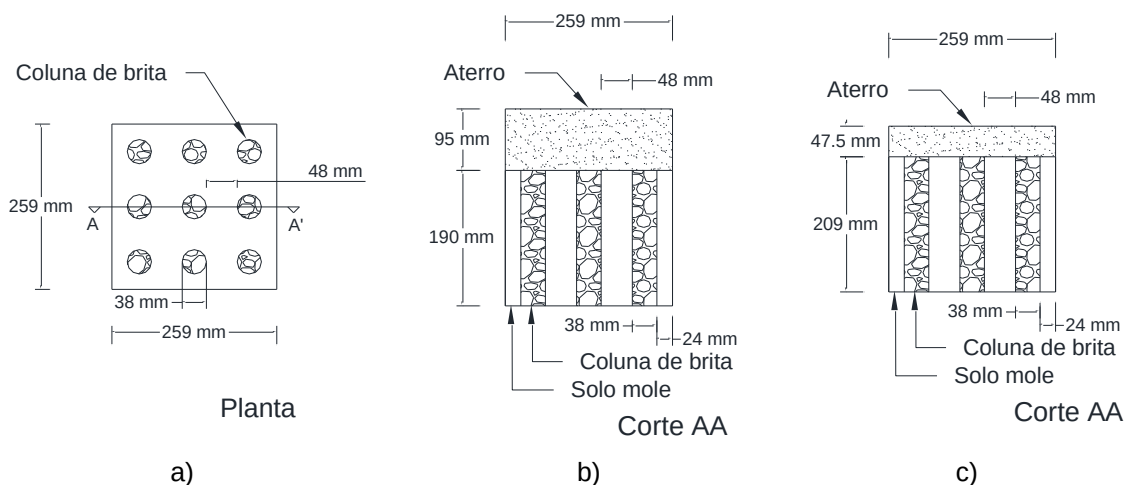


Figura 8-8 – Dimensões dos modelos à escala 1 / 26,3: a) planta; b) corte do Aterro 1; c) corte do Aterro 2

8.4.2 - Equipamento utilizado nos ensaios

Para montar os modelos em estudo foi necessário desenvolver algumas ferramentas, que serão descritas seguidamente: a caixa de teste para abrigar os modelos físicos; a plataforma guia para os tubos metálicos de instalação das colunas; os tubos metálicos e o pilão para instalação das colunas; as ponteiras drenantes para garantir que os tubos metálicos não colmatam ao penetrar no solo mole e que as colunas ficam assentes no estrato rígido subjacente ao solo mole e a plataforma de suporte dos LVDTs (transdutores para medição de deslocamento linear).

Caixa de teste

Definida a geometria do problema à escala real, a escala de redução dos modelos foi definida em função das dimensões da caixa de teste existente na UENF. Para a realização dos ensaios foram feitas adaptações à caixa de teste, de forma a dotá-la de dois compartimentos quadrangulares em planta, para permitir a realização de dois ensaios em simultâneo: num compartimento foi construído um modelo com o solo reforçado com colunas de brita e no outro compartimento foi construído um modelo com o solo sem reforço. As dimensões interiores de cada um dos espaços quadrangulares é de 259 mm (Figura 8-9 e Figura 8-10).

Em cada célula, nas paredes transversais da caixa de teste, foram feitos quatro orifícios para instalação de quatro torneiras e seis orifícios para instalação de transdutores de poro-pressão.

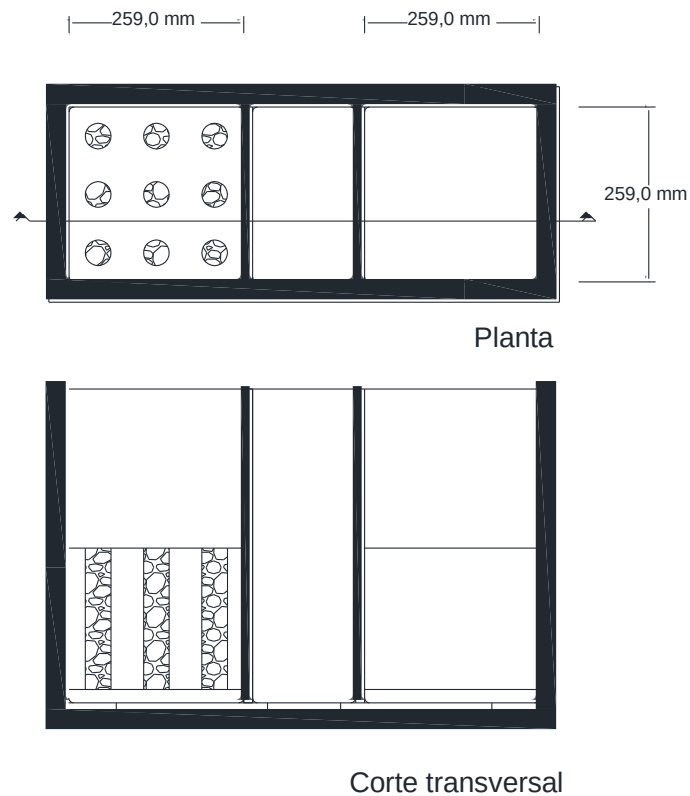


Figura 8-9 – Configuração interior da caixa de teste com o modelo reforçado do lado esquerdo e o modelo sem reforço do lado direito

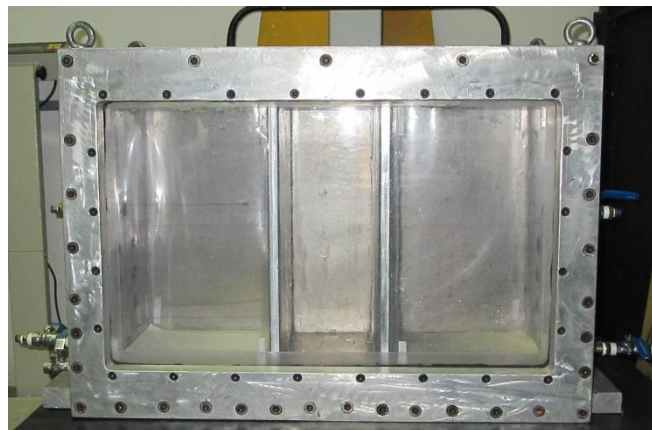


Figura 8-10 – Caixa de teste com as divisões interiores montadas

Plataforma guia, tubos metálicos e pilão para instalação das colunas

Para garantir a verticalidade das colunas de areia, foi necessário fabricar uma plataforma que servisse de guia para os tubos metálicos de instalação das colunas. A plataforma guia

consiste de uma placa de poliuretano, com altura de 50 mm, com nove orifícios de 38 mm de diâmetro.

Na Figura 8-11a é apresentada a guia de poliuretano sem a estrutura de suporte e na Figura 8-11 d) o desenho com as suas dimensões em planta.

Foram criados nove tubos de cravação com 38 mm de diâmetro externo e 30 mm de diâmetro interno para instalação das colunas de brita. Para simular o efeito de compactação decorrente do processo de instalação das colunas que ocorre no terreno, foi construído um pilão metálico, com as dimensões indicadas na Figura 8-11 c).

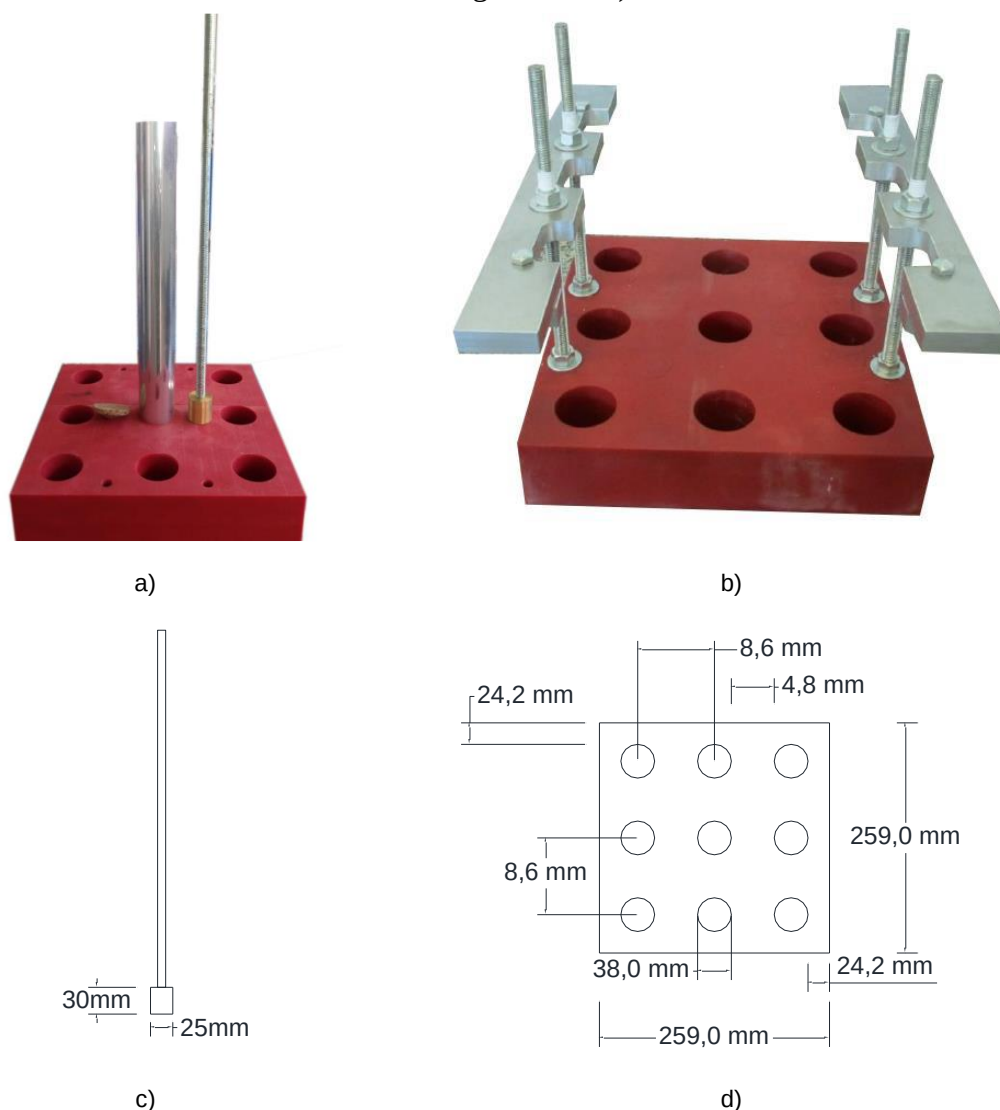


Figura 8-11 – Acessórios para instalação das colunas: a) base em poliuretano, tubo metálico para instalação de uma coluna e pilão para compactação da areia; b) base com o suporte de fixação; c) dimensões do pilão; d) dimensões da plataforma guia em planta

A plataforma guia foi dotada de uma estrutura de suporte que permite regular a profundidade da guia dentro da caixa de teste (Figura 8-11b). A estrutura de suporte é fixada no topo da caixa de teste.

Ponteira drenante

Para fabricar as ponteiros drenantes foi feito um molde para 8 ponteiros, cada uma com 38,0 mm de diâmetro e 10 mm de altura no centro. A areia das pedras porosas é a mesma usada na camada de areia colocada na base do solo mole. Com a colocação da ponteira de pedra porosa pretendeu-se garantir que o tubo metálico não colmata durante a instalação das colunas de areias e que as colunas ficam assentes no estrato rígido subjacente ao solo mole.

A ponteira foi fixada ao tubo metálico com uma fina camada de silicone, para se soltar facilmente durante a extração do tubo (Figura 8-12a). A ponteira é, naturalmente, permeável para simular o comportamento drenante da brita (Figura 8-12b).



Figura 8-12 – Ponteiros drenantes: a) Tubo metálico com a ponteira drenante na extremidade; b) Teste de permeabilidade da ponteira

Plataforma de suporte dos LVDTs

Foi projetada uma estrutura em acrílico de suporte dos LVDTs que medem os assentamentos durante o decorrer do ensaio na centrífugadora. Na Figura 8-13 são apresentados a plataforma de auxílio para a instalação das colunas (a vermelho) e a base de suporte dos LVDTs (em acrílico transparente).

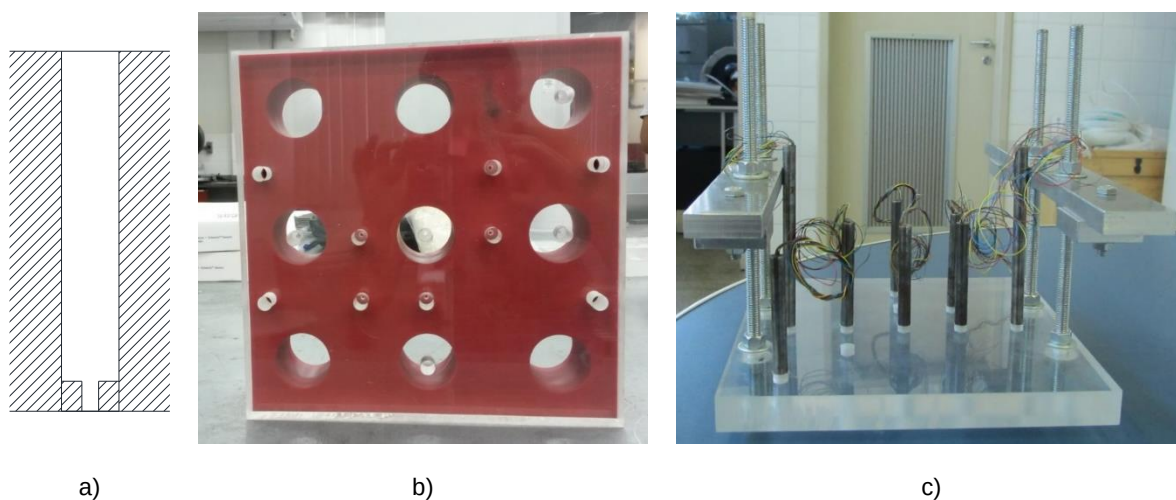


Figura 8-13 – Suporte para os LVDTs: a) detalhe do modo de fixação dos LVDTs; b) localização dos LVDTs relativamente às colunas e ao solo mole; c) suporte com a estrutura de fixação com os LVDTs colocados

8.4.3 - Materiais do modelo

O solo mole foi preparado com uma mistura de caulino (Coating 90 – da Mineração de Caulino Monte Pascoal AS) e metacaulino HP (Metacaulino do Brasil Indústria e Com. Ltda.) na proporção de 60% de caulino e 40% de metacaulino. Melo (2010) realizou um estudo com diferentes proporções desses materiais, para determinar a mistura com um índice de plasticidade semelhante a valores de depósitos de argila mole, tendo sido adotada para este estudo a mesma proporção que Melo (2010) elegeu, e que corresponde a um índice de plasticidade de 26,7%.

A mistura do caulino e metacaulino foi misturada com um teor de água de 1,5 vezes o limite de liquidez, o que corresponde a um teor de água de aproximadamente 90%.

Melo (2010) caracterizou os materiais da mistura em laboratório, com ensaios específicos. Estas caracterizações consistiram em ensaios para determinação das propriedades físicas (distribuição granulométrica, Figura 8-14 e Quadro 8-2), determinação da densidade dos grãos, determinação dos limites de consistência e determinação da composição mineralógica (Difração de raios-X) (Quadro 8-3). Os procedimentos destes ensaios seguiram os procedimentos preconizados nas Normas Técnicas da ABNT (NBR-6457, NBR-6508, NBR-7181, NBR-6459 e NBR-7180) (Melo, 2010).

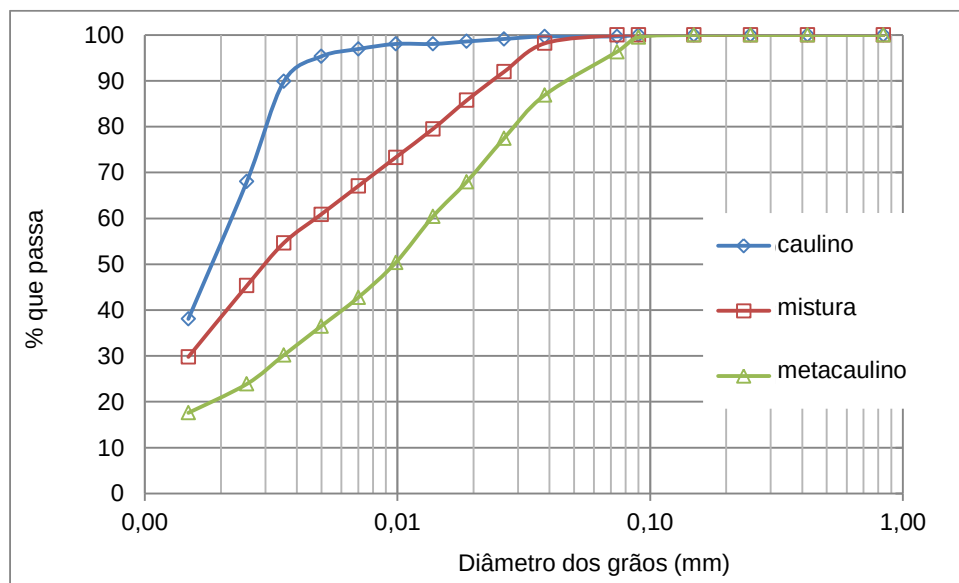


Figura 8-14 – Curva granulométrica do caulino, do metacaulino e da mistura de 60% de caulino e 40% de metacaulino (Melo, 2010)

Quadro 8-2 – Características granulométricas do caulino e do metacaulino (adaptado de Melo, 2010)

Material	Frações Granulométricas		
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
Caulino	0	62,5	37,5
Metacaulino	2,6	76,9	20,5

Quadro 8-3 – Resultado da caracterização do caulino e do metacaulino (adaptado de Melo, 2010)

Material	Limite de liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Índice de plasticidade (%)	Densidade dos Grãos
Caulino	69,9	38,8	31,1	2,34
Metacaulino	NP	NP	NP	2,50

NP – Não plástico

O material granular das colunas de brita foi modelado com areia de pedreira, com grãos de dimensões entre 0,25 mm e 4 mm. As suas propriedades são apresentadas no Quadro 8-4 e a curva granulométrica na Figura 8-15.

Quadro 8-4 – Características físicas do material granular usado nas colunas

Densidade ρ_s (g/cm ³)	Ângulo de atrito ϕ' (°)
1,5	36

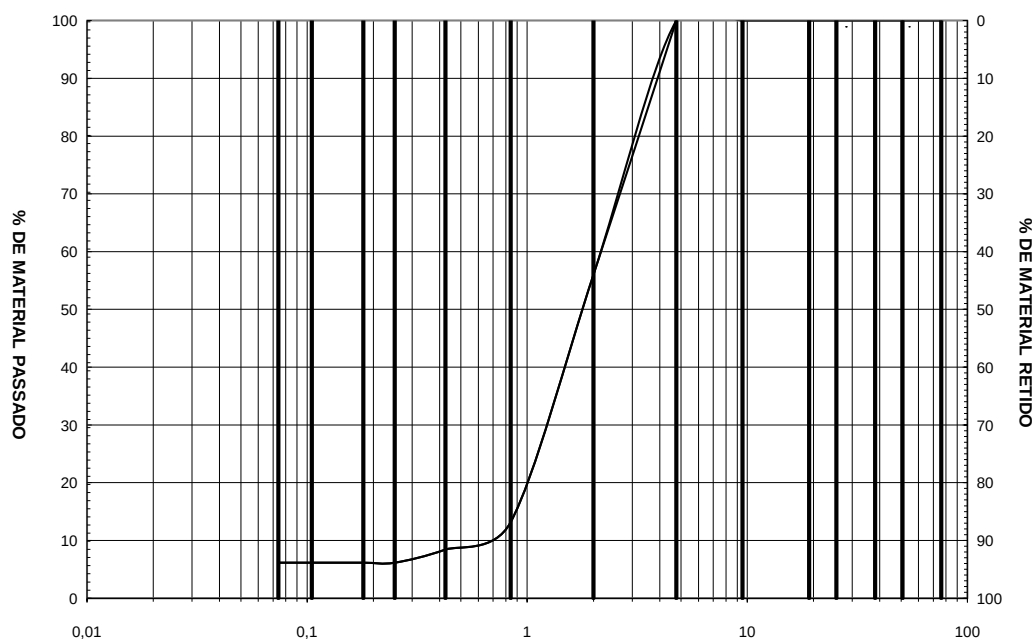


Figura 8-15 – Curva granulométrica do material granular das colunas (areia e cascalho)

O material granular do aterro foi modelado com areia. As propriedades do material são apresentadas no Quadro 8-5 e no

Quadro 8-6 e a curva granulométrica na Figura 8-16.

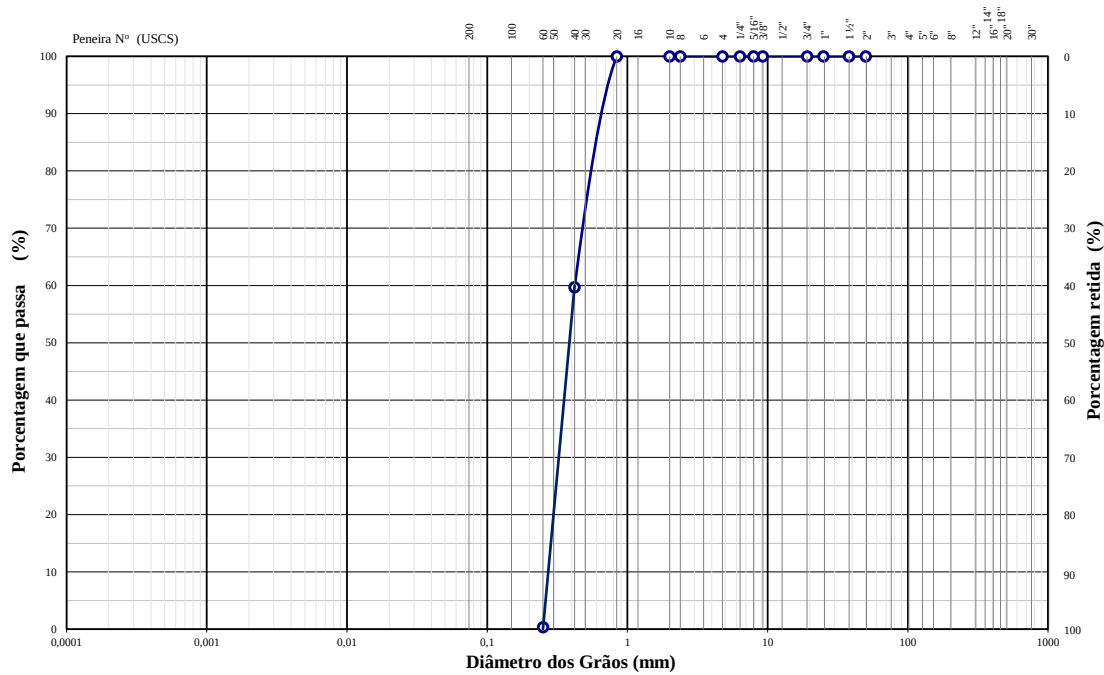
Quadro 8-5 – Características da areia usada no aterro

d_{10} (mm)	d_{50} (mm)	D_{85} (mm)	C_u	C_c	$\gamma_{d,min}$ (g/cm ³)	$\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	e_{min}	e_{max}	γ_s (g/cm ³)
0,278	0,392	0,684	1,0	1,5	1,29	1,55	0,72	1,06	2,67

d_{10} – diâmetro efetivo correspondente a 10% de material passado; d_{50} – diâmetro efetivo correspondente a 50% de material passado; D_{85} – diâmetro efetivo correspondente a 85% de material passado; C_u – coeficiente de uniformidade; C_c – coeficiente de curvatura; $\gamma_{d,min}$ – peso volúmico seco mínimo; $\gamma_{d,max}$ – peso volúmico seco máximo; e_{min} – índice de vazios mínimo; e_{max} – índice de vazios máximo; γ_s – peso volúmico das partículas sólidas.

Quadro 8-6 – Características físicas da areia usada no aterro (adaptado de Cardoso, 2010)

Densidade ρ_s (g/cm ³)	Ângulo de atrito residual ϕ (°)	Ângulo de dilatação no estado denso ψ (°)
1,472	33	25



Com transdutores de pressões intersticiais, colocados:

- Ao longo da possança do solo mole no modelo com colunas – medição com 3 transdutores de pressão intersticial em miniatura localizados na parede da caixa de teste e 1 no solo mole;
- A meia altura do solo mole no modelo sem colunas - medição com 1 transdutor de pressão intersticial em miniatura localizado no solo mole

O modelo com colunas foi também instrumentado com transdutores de tensão total. A medição foi feita com 2 células de tensão total, localizadas na base do aterro, sobre a coluna e no espaço entre colunas.

A localização dos equipamentos de instrumentação em miniatura é apresentada na Figura 8-17 (em corte) e na Figura 8-18 (em planta) para o ensaio do modelo reforçado e na Figura 8-19 (em corte) e na Figura 8-20 (em planta) no modelo não reforçado.

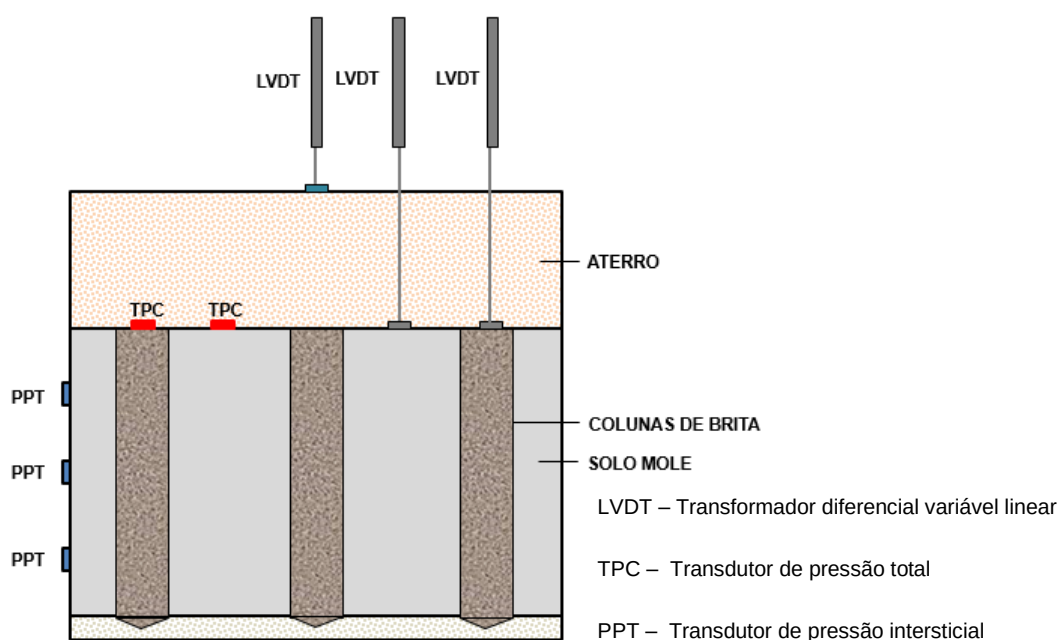


Figura 8-17 – Localização da instrumentação no modelo com colunas (corte esquemático)

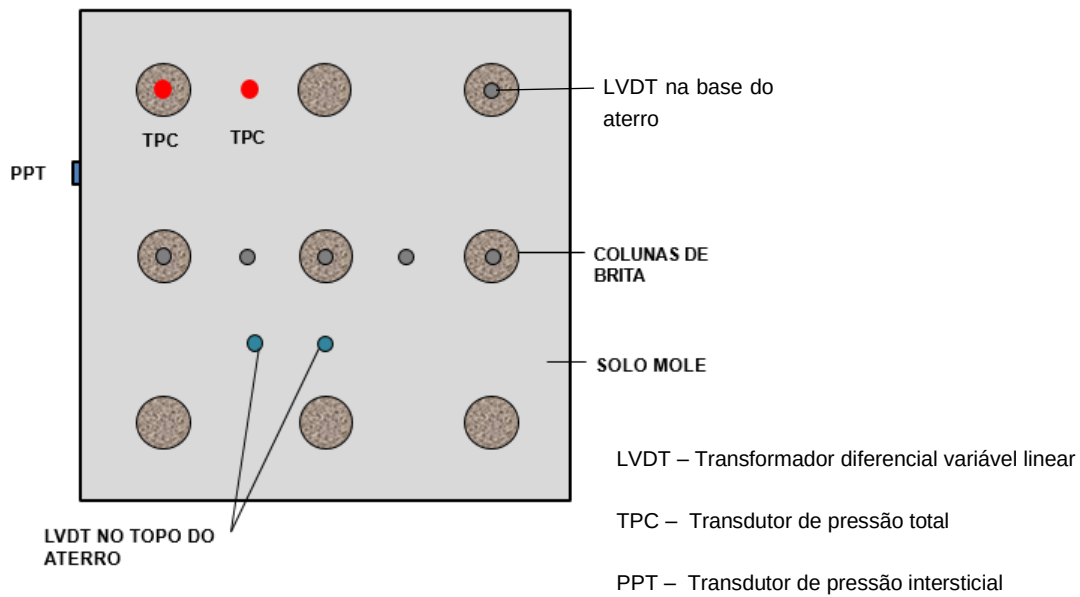


Figura 8-18 – Localização da instrumentação no modelo com colunas (planta)

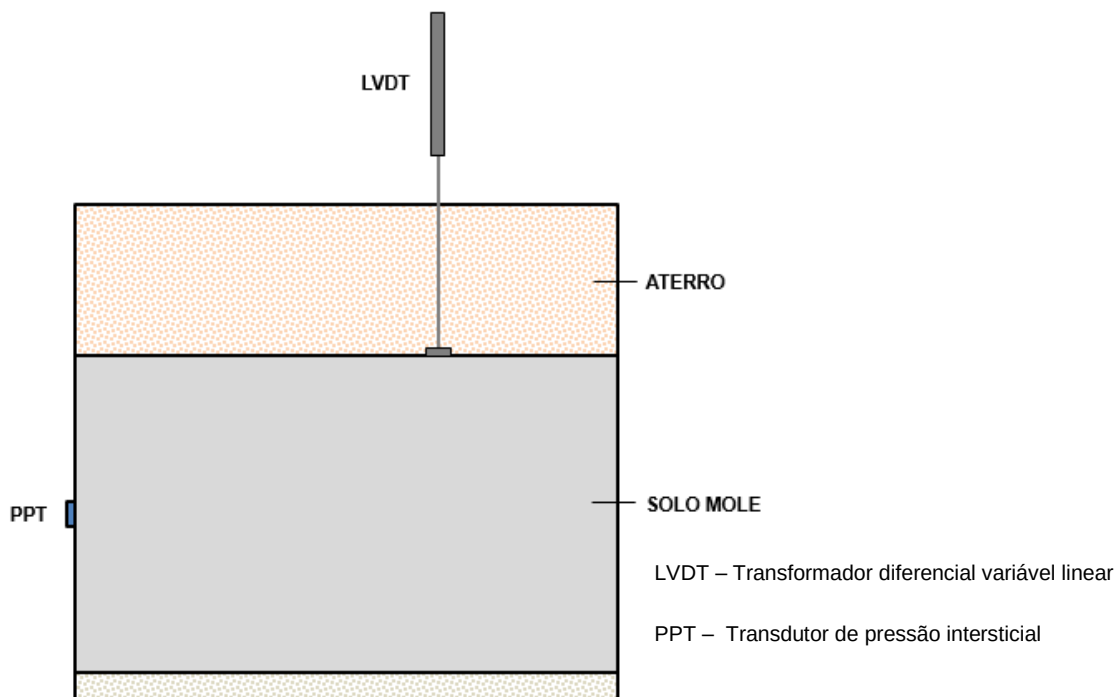


Figura 8-19 – Localização da instrumentação no modelo sem colunas (corte esquemático)

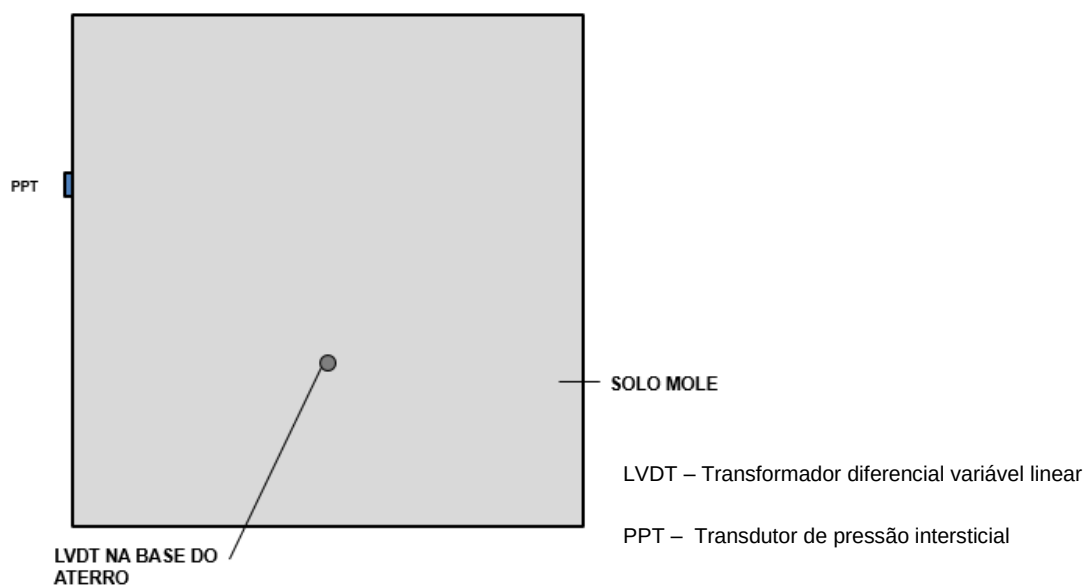


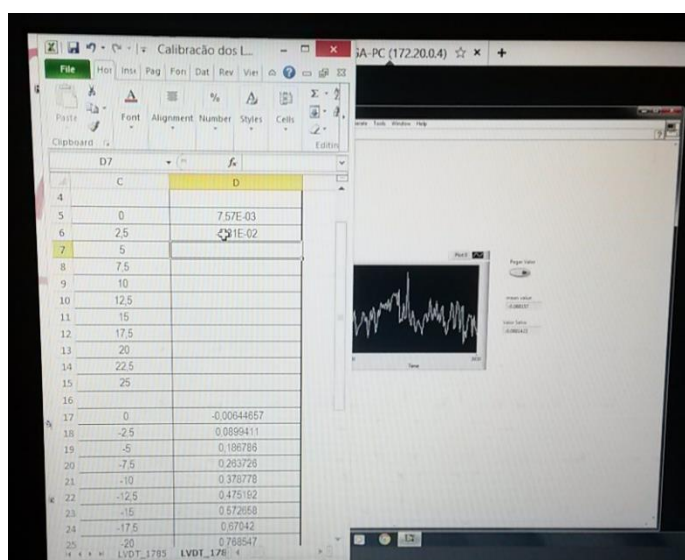
Figura 8-20 – Localização da instrumentação no modelo sem colunas (planta)

Transformadores diferenciais variáveis lineares - LVDTs

Os deslocamentos verticais nos modelos foram medidos por LVDTs com 250 mm de curso útil. A calibração dos LVDTs foi realizada através da criação de uma base de dados das leituras elétricas para as distâncias medidas por um micrómetro, cobrindo todo o alcance de funcionamento do LVDT em passos de 5 mm em ambas as direções (Figura 8-21).



a)



b)

Figura 8-21 – Calibração dos LVDTs: a) micrómetro com o LVDT; b) base de dados das leituras elétricas para as distâncias medidas

A calibração obtida foi sempre notavelmente linear.

Transdutores de pressões intersticiais

As pressões intersticiais, ou poro-pressões, nos modelos foram medidas com transdutores de poro-pressão em miniatura, com capacidade de 700 kPa, da marca Druck – General Electric Company, modelo PDCR 81.

Os transdutores foram colocados no solo mole através dos orifícios existentes nas paredes transversais da caixa de teste (Figura 8-22).

Para testar se os transdutores fariam leituras diferentes quando colocados à face da parede da caixa em vez de embebidos no solo mole, no modelo não reforçado (célula direita da caixa de teste) foi colocado um transdutor à face da parede. Comparando os valores medidos pelos transdutores de poro-pressão colocados à mesma profundidade, um à face da parede e o outro embebido no solo mole, verificou-se que as medições não apresentavam diferenças significativas (Figura 8-23).

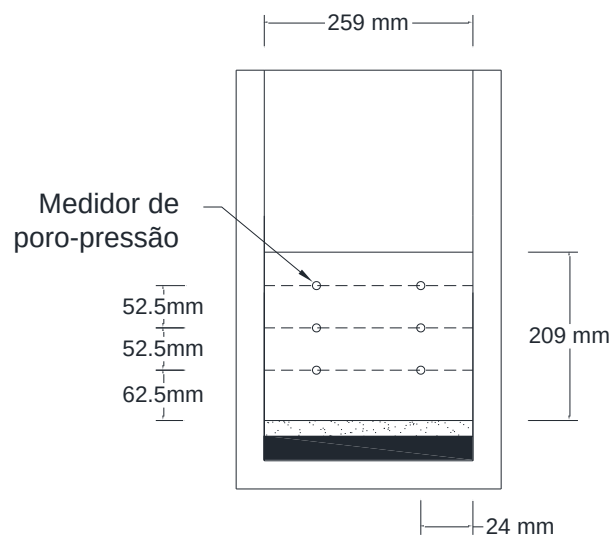


Figura 8-22 – Localização dos orifícios para instalação dos transdutores de poro-pressão na parede da caixa de teste

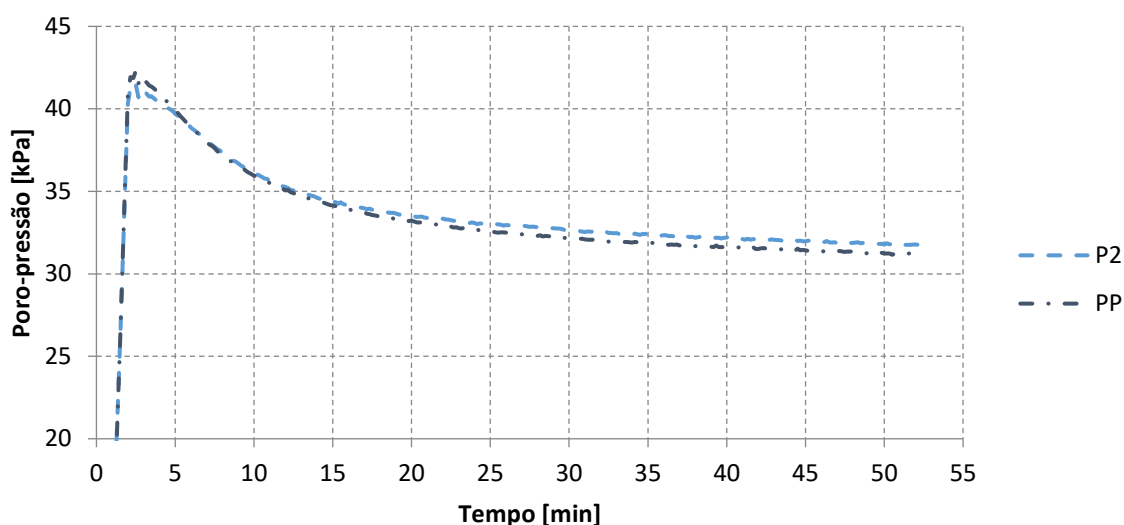


Figura 8-23 – Dissipação da poro-pressão à profundidade de 75 mm (P2 – transdutor embebido no solo mole; PP – transdutor colocado à face da parede da caixa)

Transdutores de tensão total

São instalados dois transdutores de tensão total, um no topo de uma coluna e um sobre o solo mole, no espaço entre colunas (Figura 8-17 e Figura 8-18).

8.4.5 - Preparação dos modelos

Testes preliminares

Foram realizados três testes preliminares para testar os equipamentos desenvolvidos e a exequibilidade do processo de construção do modelo.

O primeiro teste foi realizado a 1 *g*, com o objetivo de verificar se o método planeado para a instalação das colunas de areia era exequível. Caso o solo mole aderisse ao tubo metálico de construção da coluna, isto poderia causar muita perturbação no solo envolvente e inviabilizar o ensaio.

O tubo metálico foi revestido por vaselina líquida para minimizar o atrito com o solo. A coluna foi construída por camadas e a compactação conseguida através da retirada e reinserção do tubo metálico, tendo-se verificado que a retirada do tubo causou pouca perturbação no solo envolvente (Figura 8-24).

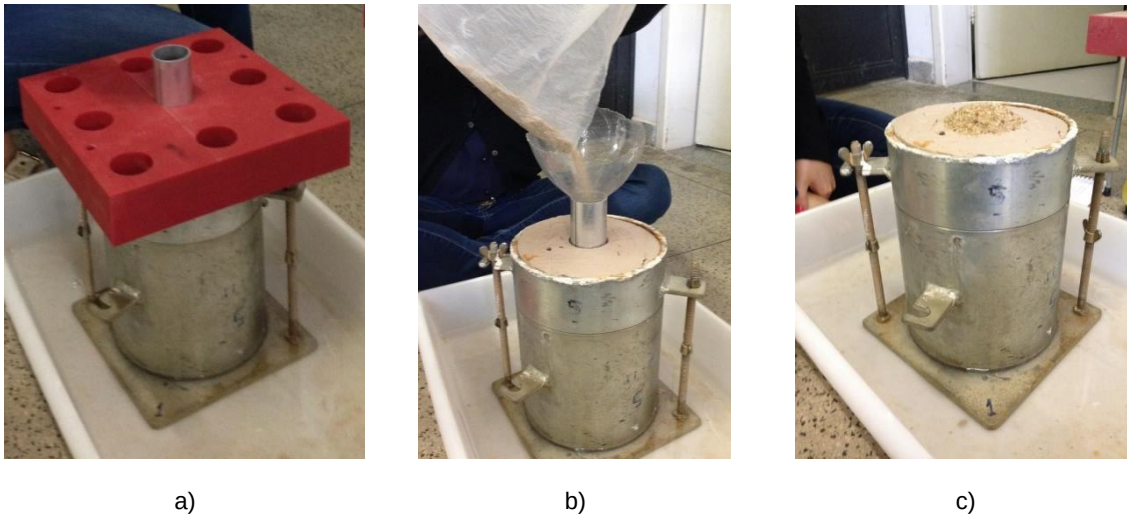


Figura 8-24 – Teste 1 - Instalação da coluna: a) cravação com a guia; b) colocação de areia com um funil; c) coluna de areia completamente instalada no solo mole

Após a instalação da coluna foi colocada uma camada de areia sobre o solo com a função de fronteira drenante e aplicada uma sobrecarga para acelerar o processo de consolidação do solo (Figura 8-25).

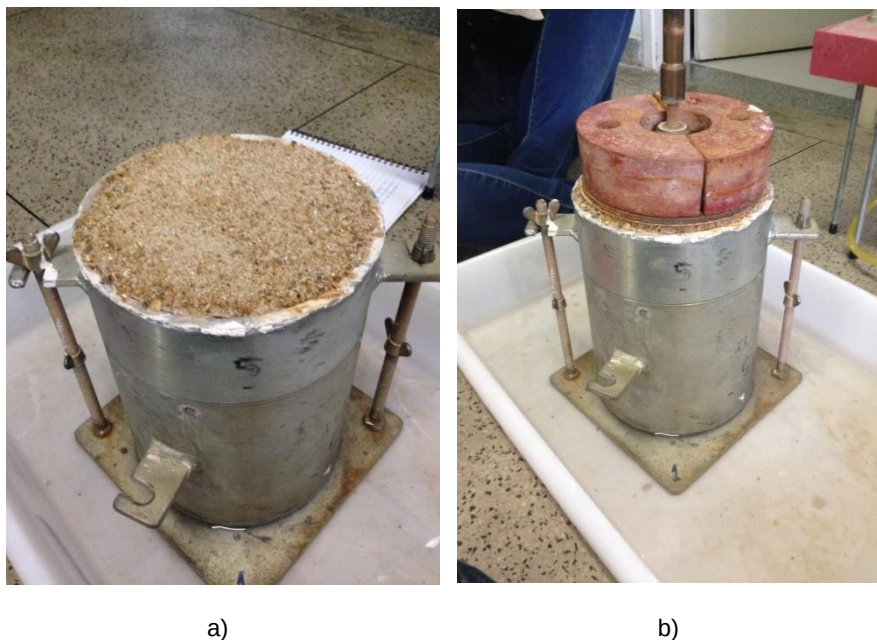


Figura 8-25 – Teste 1 - Aplicação da carga no modelo de teste: a) colocação de uma fronteira de areia no topo do solo; b) aplicação da carga

Ao fim de sete dias a coluna foi exumada com o objetivo de se verificar a integridade da coluna ao longo da possança do solo mole (Figura 8-26). Na parte mais profunda a coluna apresenta um diâmetro inferior, o que talvez se tenha devido à aderência da areia ao tubo na fase inicial de retirada do tubo.



Figura 8-26 – Teste 1 - Exumação do modelo de teste

Com este teste confirmou-se que o método planeado para instalação das colunas permitia que estas fossem instaladas sem introduzir no solo envolvente uma perturbação considerada excessiva.

O segundo teste foi realizado a 26,3 g e teve como objetivos:

- Monitorizar a dissipação da pressão intersticial em dois tipos de solo mole (Figura 8-27a): um solo constituído pela mistura de caulino e metacaulino descrita secção 8.4.3, e um solo constituído exclusivamente por caulino. Caso o comportamento dos solos fosse semelhante, como se pôde comprovar, seria usado nos ensaios finais a mistura de caulino e metacaulino, caracterizada por Melo (2010);
- Confirmar a exequibilidade de construção das colunas através do procedimento previsto após o solo ter consolidado sob ação do peso próprio a 26,3 g;
- Testar a estanquidade da caixa de teste após a execução dos orifícios para instalação de torneiras e medidores de pressão intersticial (Figura 8-27b), com a centrífugadora em funcionamento à velocidade do ensaio.

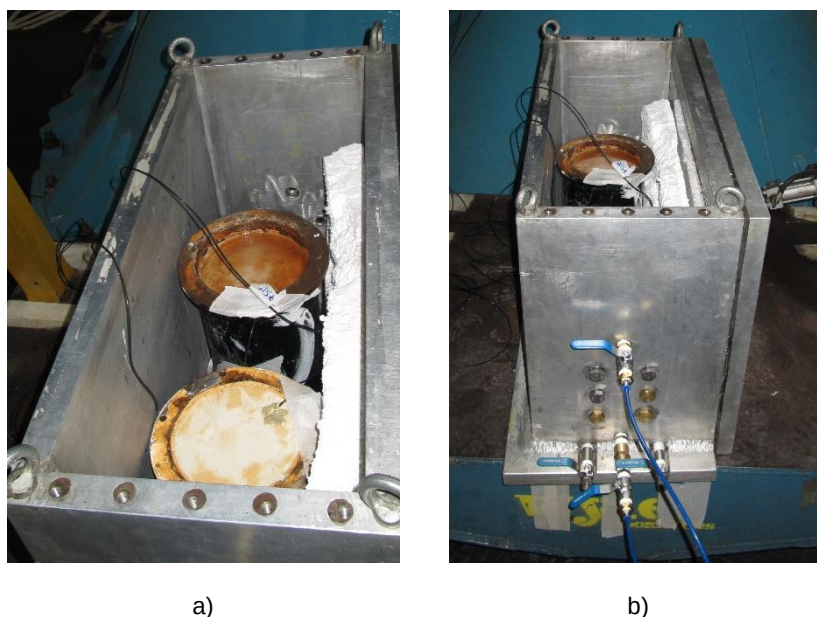


Figura 8-27 – Teste 2 na centrífuga: a) modelos instrumentados com transdutores de poro-pressão; b) parede da caixa de teste com orifícios para instalação de transdutores de poro-pressão e torneiras

Na primeira etapa do teste, os dois solos consolidaram sobre a ação do peso próprio durante 14 minutos a 26,3 *g*. Seguidamente a centrífuga foi parada para se proceder à construção de uma coluna de areia no solo mole e colocada uma sobrecarga de 1,5 kg. A centrífuga foi colocada novamente em funcionamento a 26,3 *g* durante 16 minutos.

A evolução da dissipação dos excessos de pressão intersticial foi semelhante nos dois solos, tendo-se decidido prosseguir o estudo com o solo constituído pela mistura de caulino e metacaulino.

O terceiro teste foi realizado com o objetivo de testar a montagem dos modelos após a consolidação do solo mole a 1 *g*, programar a realização dos trabalhos e estimar o tempo necessário para cada etapa e antever os problemas e/ou dificuldades que pudessem surgir na montagem do modelo definitivo. Nesse sentido, procurou-se reproduzir todos os procedimentos para a montagem do modelo final, procedimentos esses que serão descritos detalhadamente na secção 8.4.6. Antes da montagem dos modelos, os transdutores de poro-pressão foram colocados dentro de bolsas de água para garantir que a superfície de medição permanecia saturada. No momento da colocação do solo mole, os transdutores são retirados dos sacos de água, ficando embebidos no solo. Na Figura 8-28 são apresentadas as duas células de ensaio após a montagem do solo mole.

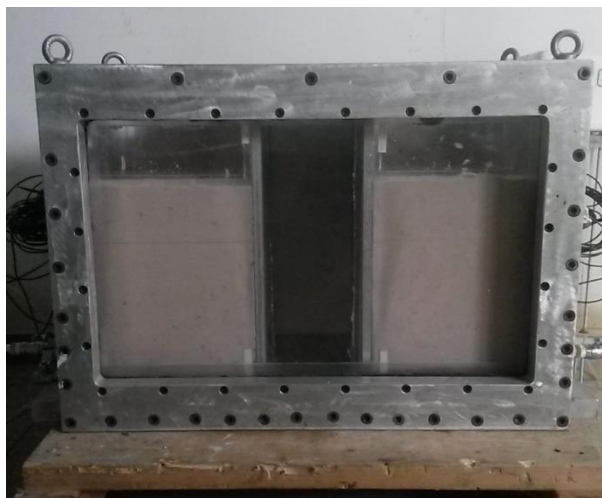


Figura 8-28 – Teste 3 a 1 G: a) Transdutores de poro-pressão dentro de bolsas de água antes da montagem do ensaio; b) solo mole nas duas células da caixa de teste

Preparação do solo do aterro

Para a construção do aterro é requerida a reconstituição de uma amostra de areia com uma determinada densidade. Para esse efeito, e atendendo à importância da repetibilidade das técnicas de preparação do modelo nos vários ensaios, o aterro foi construído através de uma deposição de areia, por pluviação.

A pluviação de areia foi feita através de um pluviador desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF. O pluviador direciona e controla o fluxo de deposição da areia. O índice de compactidade da amostra fabricada depende essencialmente da altura de queda e do fluxo de deposição. Maiores alturas de queda resultam em maiores energias de deposição e, conseqüentemente, em solos mais densos.

Foi construído um aterro com 10,2 kg de areia, o que a 26,3 g, à escala do protótipo, representa uma pressão de aproximadamente 40 kPa.

O pluviador é composto por um funil de alimentação do material e neste funil é conectada uma mangueira flexível por onde o material escoar por gravidade. Na extremidade desta mangueira é conectado um bocal com tampa perfurada. A altura de queda foi estabelecida de acordo com a densidade pretendida para a areia do aterro. A chuva de areia é distribuída uniformemente em camadas de 5 cm dentro da caixa teste, com uma altura de queda de 80 cm. O fluxo de areia é constante.

Um ensaio de calibração do pluviador (Figura 8-29) foi realizado por Santiago (2010) para relacionar a altura de queda com a densidade relativa. Com base neste ensaio foi determinada

a altura de queda para execução do ensaio. A densidade relativa neste ensaio é de aproximadamente 90%.

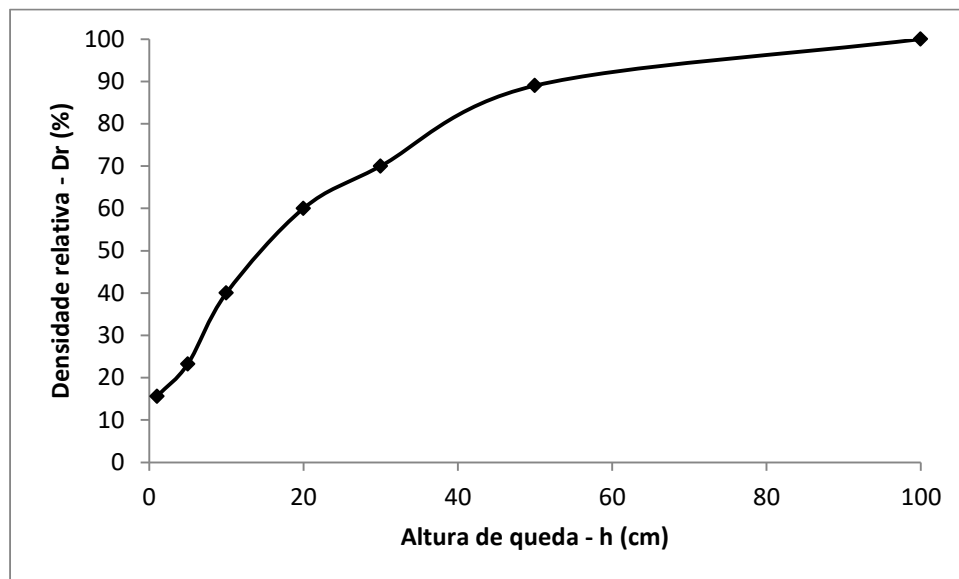


Figura 8-29 – Ensaio de calibração do pluviador com a areia do aterro (adaptado de Santiago, 2010)

8.4.6 - Montagem dos ensaios

Montagem e consolidação do solo mole

As caixas de teste foram equipadas com um sistema de drenagem para permitir a consolidação do solo mole através de duas fronteiras drenantes (inferior e superior). Na base da caixa foi colocada uma camada de areia, saturada previamente à colocação do solo mole, separada da argila por um filtro.

As faces interiores das caixas de testes foram revestidas com acetato e vaselina líquida para minimizar o atrito entre o solo e as paredes da caixa.

A lama obtida a partir da mistura de caulino e metacaulino foi depositada cuidadosamente na caixa de teste. A lama foi vertida sob uma camada de água para impedir a entrada de ar durante o processo, com o cuidado de minimizar os espaços vazios no solo. A preparação do solo mole para os dois modelos foi feita com as quantidades indicadas no Quadro 8-7.

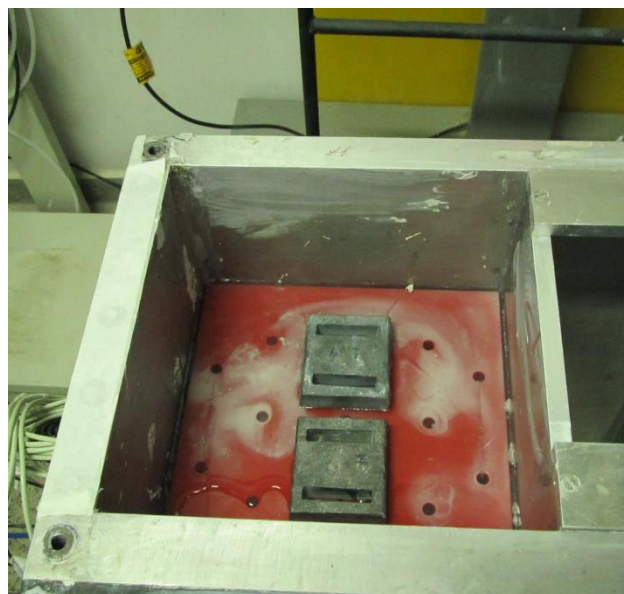
O solo mole foi pré-consolidado com uma sobrecarga de 7,6 kg para acelerar o processo de consolidação durante 48 horas (Figura 8-30). Após este período, foi retirada uma camada superficial de solo mole de forma a obter uma espessura de solo mole de cerca de 220 mm.

Quadro 8-7 – Quantidades dos materiais usados para fabricar o solo mole de dois modelos

Material	Quantidade
Caulino	18,6 kg
Metacaulino	12,4 kg
Água	27,81 kg



a)



b)

Figura 8-30 – Pré-consolidação do solo mole dos modelos

Em seguida, a mistura foi normalmente consolidada (sob a ação do peso próprio) na centrífugadora geotécnica a 26,3 *g*, a 88,8 RPM, com duas fronteiras drenantes, durante aproximadamente 6 horas, tendo-se atingido um grau de consolidação médio de aproximadamente 87%. As 6 horas de consolidação à escala do modelo correspondem a 5 meses e 22 dias à escala do protótipo. Durante a consolidação do solo mole foram monitorizados os valores das pressões intersticiais. Os valores registados na última etapa da consolidação são apresentados na Figura 8-31.

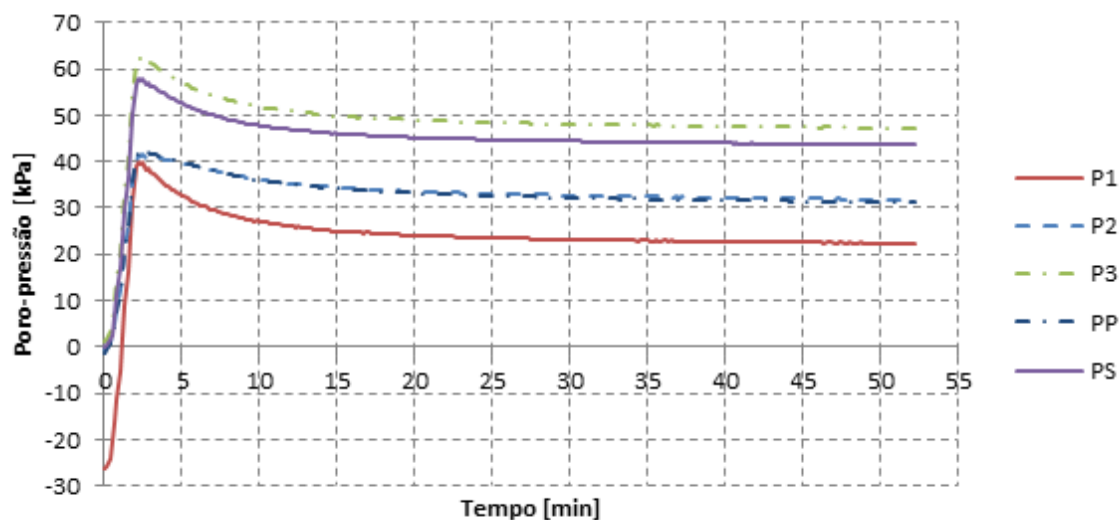


Figura 8-31 – Dissipação da pressões intersticiais a várias profundidades durante a consolidação primária do modelo reforçado (P1=22,5 mm, P2=75 mm, P3=125 mm) e do modelo não reforçado (PP=75 mm, PS=144 mm)

Atingido o grau de consolidação pretendido, a centrifugadora foi parada e as torneiras fechadas. Em seguida a centrifugadora foi novamente colocada em funcionamento a 26,3 g e foi realizado um ensaio do mini-penetrômetro barra-T no modelo que não seria reforçado com as colunas de brita, para verificação da resistência não drenada da matriz argilosa pré-consolidada (Figura 8-32). A célula de carga utilizada no mini-penetrômetro barra-T foi “zerada” antes da realização do ensaio. Procurou-se realizar a penetração perto de uma parede da célula de teste para perturbar o menos possível o restante solo.

Ensaio para medição da resistência não drenada

O ensaio com o mini-penetrômetro barra-T foi desenvolvido para fornecer um perfil de resistência do solo do modelo através de um ensaio de penetração “em voo”, apresentando a variação das propriedades do solo em profundidade. O uso do ensaio do mini-penetrômetro barra-T só é indicado para solos argilosos (Stewart & Randolph, 1991 citado por Almeida *et al.*, 2011) dado que a interpretação teórica da resistência mobilizada foi deduzida somente para este tipo de solo.

Neste estudo, a resistência não drenada do solo foi medida utilizando o equipamento existente na UENF. Trata-se de um penetrômetro com um cilindro de 7 mm de diâmetro e 28 mm de comprimento (Figura 8-32). A força vertical é medida com uma célula de carga de compressão situada atrás da barra.



Figura 8-32 – Ensaio do penetrómetro barra-T: a) antes do ensaio; b) após o ensaio

Os valores medidos pela célula de carga à medida que o cilindro penetra no solo podem ser usados para estimar o perfil de resistência ao corte em condições não drenadas. A resistência não drenada do solo, c_u , pode ser estimada a partir da equação seguinte (Stewart & Randolph, 1991 citado por Almeida *et al.*, 2011):

$$c_u = \frac{V}{N_b \cdot D \cdot L} \quad (8.8)$$

em que:

V – força vertical medida durante a penetração [N]

L – comprimento do cilindro [m]

N_b – fator do penetrómetro barra-T, recomendado o valor de 10,5 (Randolph & Houlsby, 1984; Randolph, 2004)

D – diâmetro do cilindro [m]

O ensaio com o mini-penetrómetro barra-T foi conduzido durante o ensaio na centrífugadora, no final da fase da consolidação, antes da instalação das colunas de areia (Figura 8-33).

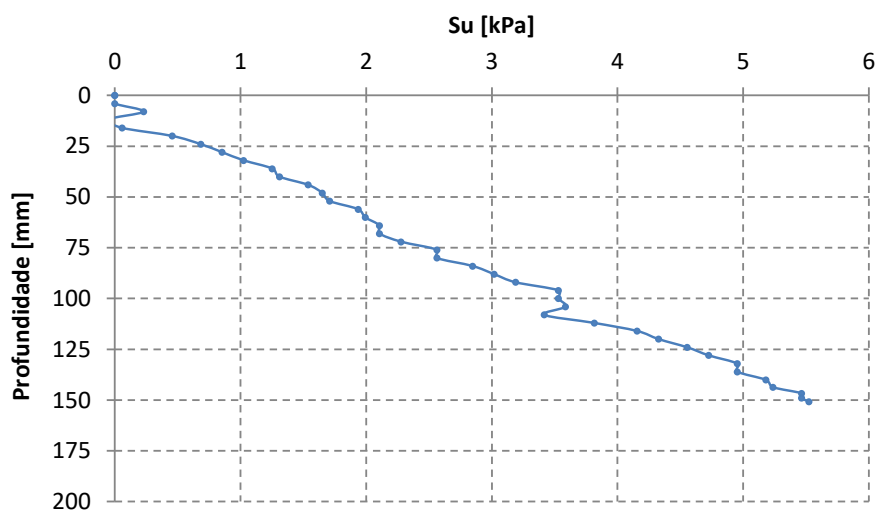


Figura 8-33 – Resultado do mini-penetrômetro barra-T no solo mole

Derivado das características do equipamento, o mini-penetrômetro penetrou apenas 150 mm dentro do solo mole. Extrapolando o resultado do ensaio com base na equação da reta de regressão obtida a partir dos valores até aos 150 mm de profundidade, aos 190 mm de profundidade, na base do solo mole a resistência não drenada seria de 7 kPa.

Montagem do aterro e consolidação da fundação

Após a realização do ensaio com o mini-penetrômetro barra-T a centrifugadora foi parada e as colunas de areia foram instaladas a 1 *g*. Durante a instalação das colunas os medidores de poro-pressão continuaram a registar valores.

Para produzir uma grelha de colunas areia, as colunas foram instaladas com o auxílio da plataforma guia, de forma a garantir a verticalidade das colunas ao longo da possança e o espaçamento entre colunas.

As paredes dos tubos metálicos para instalação das colunas foram revestidas por vaselina líquida para minimizar a aderência e perturbação no solo mole. Na Figura 8-34 é apresentado um esquema do processo de instalação das colunas de areia. De forma a impedir a obturação do tubo de enchimento com argila durante o processo de instalação da coluna, usou-se um sistema de ponta perdida com ponteira permeável. O tubo metálico com a ponteira permeável foi inserido no solo mole até atingir o filtro entre o solo mole a camada de areia saturada, de forma a que uma parte da ponteira porosa ficasse em contacto com a areia da base. Quando a profundidade desejada foi atingida, a areia foi inserida no tubo dentro da argila.

Inicialmente foi inserida uma pequena quantidade de areia e com o auxílio do compactador provocou-se a separação da ponteira drenante. A compactação da coluna de areia foi conseguida com a inserção do compactador manual, que foi compactando a areia à medida que o tudo foi sendo retirado.

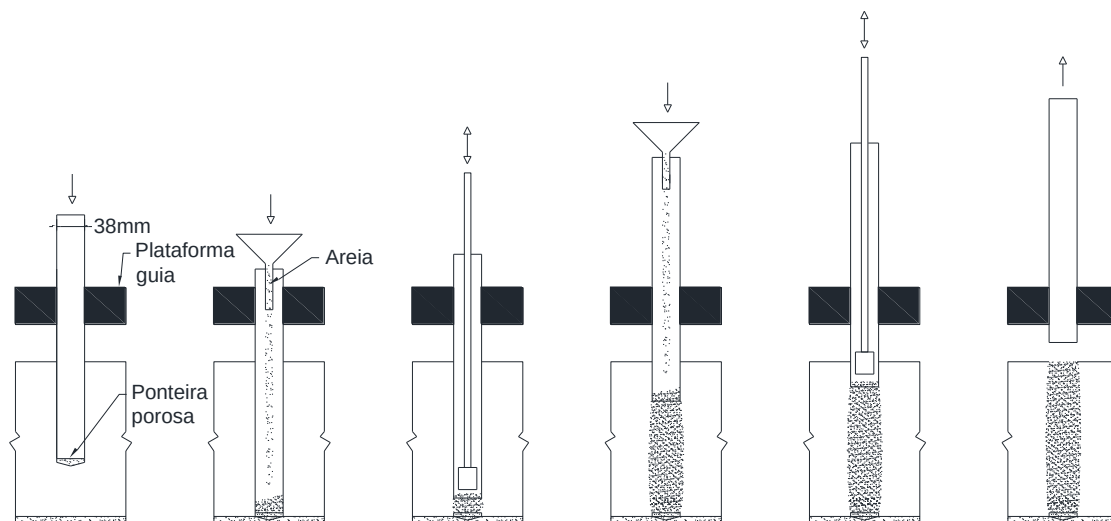


Figura 8-34 – Processo de construção das colunas de areia no modelo

No topo do solo mole foram posicionadas duas células de tensão total e pequenas sapatas que serviram de apoio das hastes dos LVDTs nos pontos de medição de deslocamentos verticais (Figura 8-35a). Em seguida, procedeu-se à construção do aterro de areia nos dois modelos (reforçado e não reforçado), de acordo com o descrito no subcapítulo 8.4.5. Concluída a construção dos aterros, foram colocados os suportes dos LVDT nas células da caixa de teste (Figura 8-35 b e c). Os LVDTs foram posicionados e as hastes metálicas com os prolongamentos dos LVDTs inseridas por cima dos LVDTs.

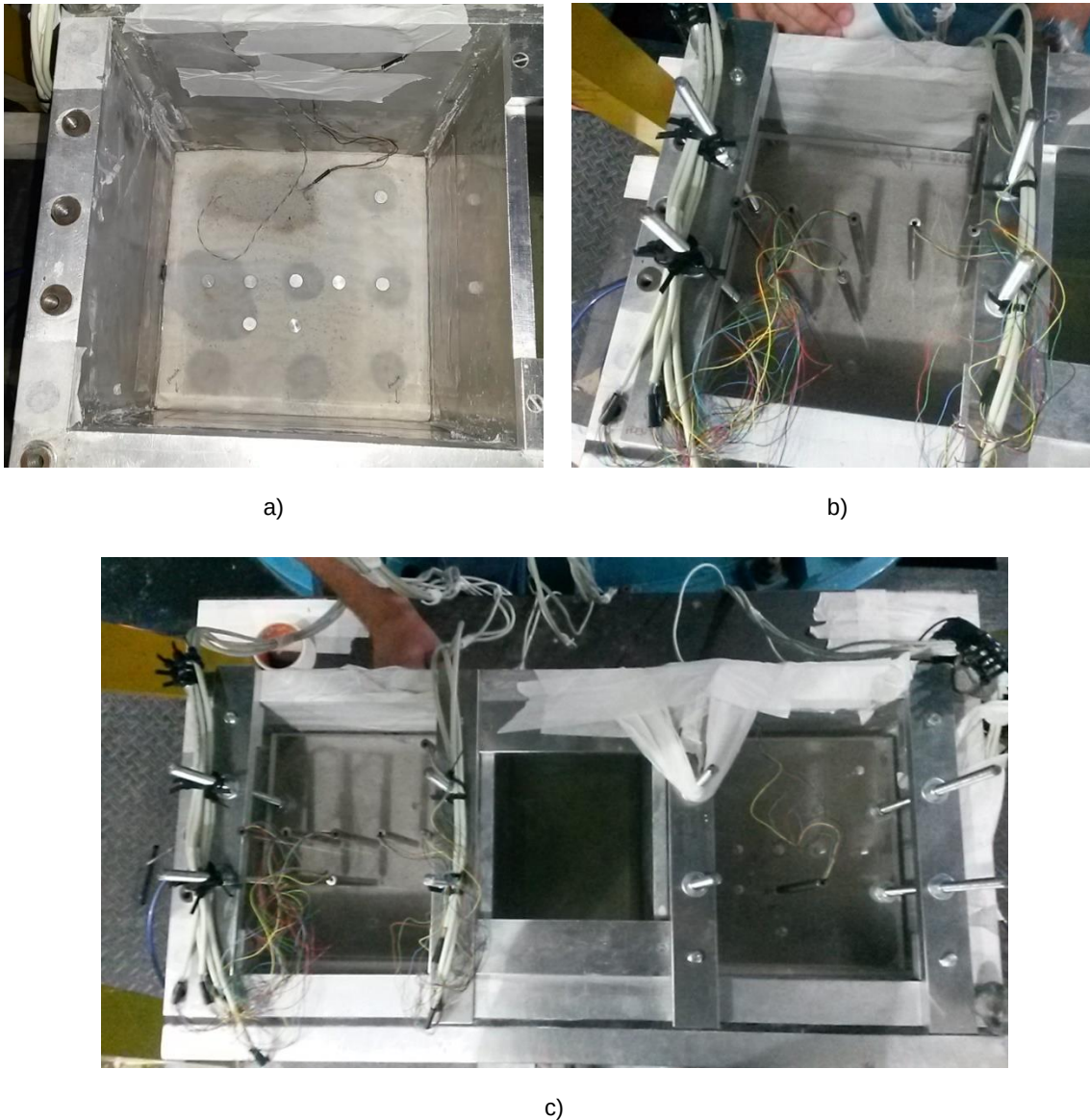


Figura 8-35 – Instrumentação do ensaio: a) bases dos LVDTs e células de tensão total na base do aterro; b) LVDTs no modelo reforçado; c) vista de cima da caixa de teste com os dois modelos instrumentados

Os valores medidos pelos LVDTs foram colocados a zero antes do início do ensaio.

O outro cesto da centrífugadora geotécnica foi equilibrado de acordo com o peso do cesto do ensaio.

Em seguida foi dado início à consolidação do modelo na centrífugadora geotécnica a 26,3 *g*, durante aproximadamente 40 minutos, tendo-se atingido um grau de consolidação médio de

aproximadamente 87%. O tempo de consolidação à escala do protótipo corresponde a aproximadamente 19 dias e meio.

Na Figura 8-36 vemos os modelos no final do ensaio (modelo reforçado à esquerda, e modelo não reforçado à direita), onde se pode observar que alguma água migrou do solo mole para o aterro.



Figura 8-36 – Modelos no final do ensaio

A Figura 8-37 mostra imagens da exumação do modelo reforçado no final do ensaio, onde se podem ver as células de tensão total colocadas sobre o filtro que separa o solo mole do aterro e a malha de nove colunas.



a)



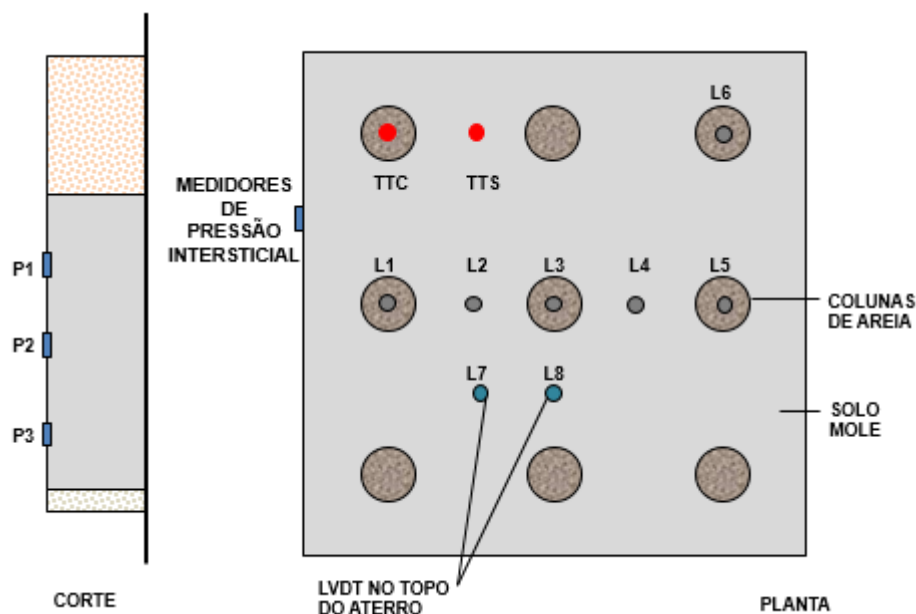
b)

Figura 8-37 – Exumação do modelo reforçado: a) células de tensão total na base do aterro; b) grupo de colunas

8.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.5.1 - Introdução

Para ilustrar o comportamento da obra após a construção do aterro, neste subcapítulo são apresentados os resultados relativos aos deslocamentos verticais, aos excessos de pressão intersticial e às tensões totais verticais nos vários pontos instrumentados dos modelos. Na Figura 8-38 e na Figura 8-39 estão indicadas as localizações e as designações dos equipamentos de instrumentação usados.



L"N" – Transformador diferencial variável linear

TTC – Transdutor de pressão total colocado sobre a coluna

TTS – Transdutor de pressão total colocado sobre o solo mole

P1, P2 e P3 – Transdutores de poro-pressão

Figura 8-38 – Localização e designação da instrumentação nos modelos reforçados com colunas de areia

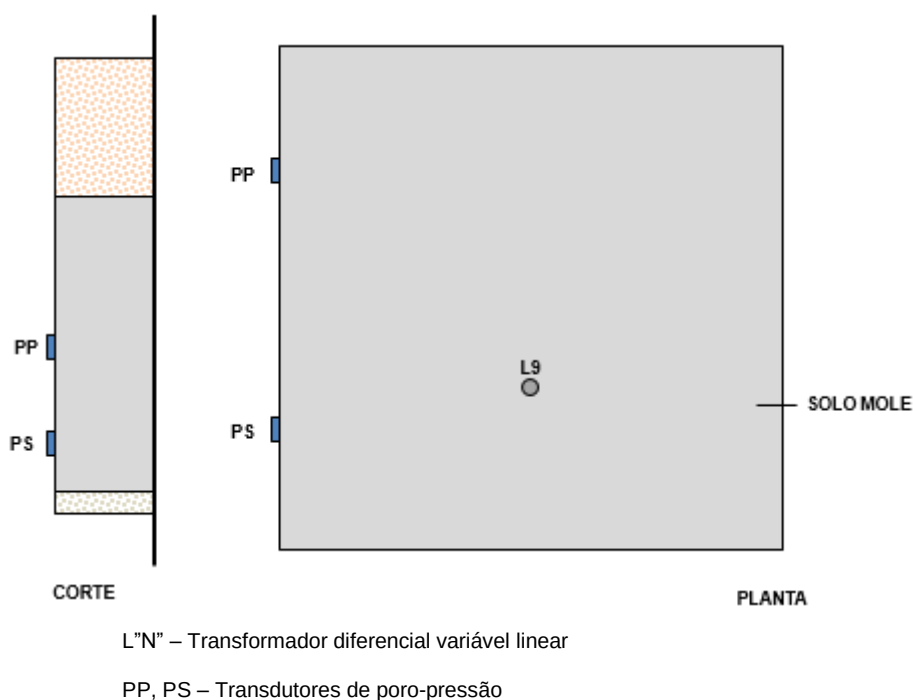


Figura 8-39 – Localização e designação da instrumentação nos modelos não reforçados

O tempo, representado no eixo das abcissas nas figuras seguintes (Figura 8-40 a Figura 8-49), é relativo à escala do modelo.

8.5.2 - Aterro 1

Evolução das pressões intersticiais após a construção do aterro

Analizando comparativamente a evolução das pressões intersticiais após a construção do aterro no modelo reforçado (Figura 8-40) e no modelo sem colunas (Figura 8-41), o excesso de poro-pressão é dissipado mais rapidamente no modelo com colunas de brita, tal como seria expectável.

De acordo com a análise da Figura 8-40, o tempo que demora a processar-se 90% da consolidação no solo reforçado é de aproximadamente 40 minutos (à escala do modelo), momento a partir do qual deixaram de se registar alterações no valor das pressões intersticiais. Como a centrífugadora geotécnica foi parada quando se atingiu o grau de consolidação de 90% no modelo com colunas, por questões de funcionamento da própria centrífugadora, não foi determinado neste estudo o tempo que demora a dissipação total dos excessos de pressão neutra no modelo sem colunas.

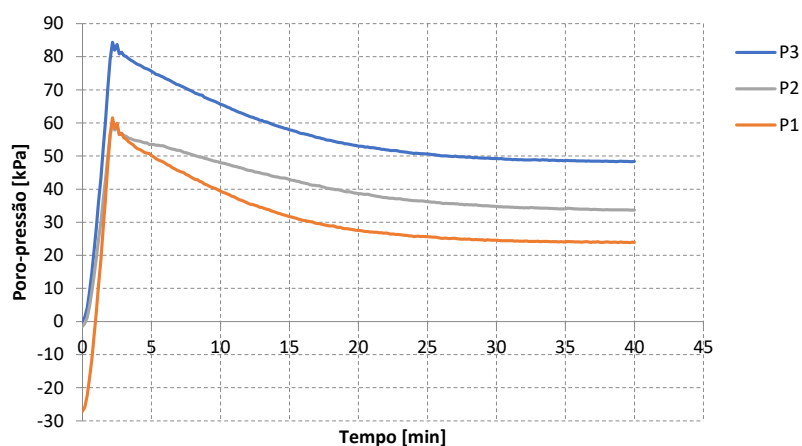


Figura 8-40 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo reforçado a várias profundidades: P1=65 mm, P2=80 mm, P3=140 mm

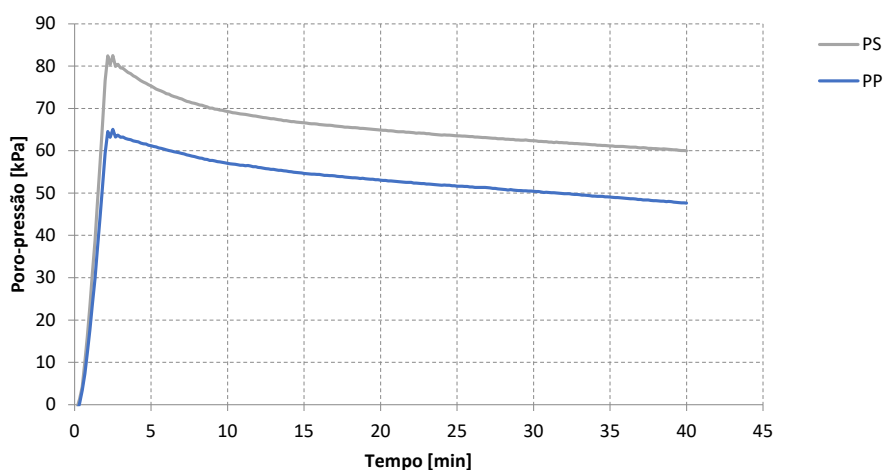


Figura 8-41 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo não-reforçado a várias profundidades: PP=75 mm, PS=144 mm

No gráfico da Figura 8-42 é possível comparar a evolução das pressões intersticiais medidas pelos transdutores de poro-pressão localizados a profundidades próximas nos dois modelos (PP - 75 mm e P2 - 80mm). Observa-se que, no mesmo período, a poro-pressão dissipada no modelo com colunas de areia (transdutor P2) é maior do que a poro-pressão dissipada no modelo sem colunas (transdutor PP). Se fosse possível analisar a evolução das pressões intersticiais nos dois modelos até se processar 90% da consolidação no modelo com solo mole sem reforço, seria notório que no solo mole com colunas de areia o excesso de poro-pressão se dissipa muito mais rapidamente que no modelo sem colunas.

Nesta figura é também visível que a poro-pressão medida pelo transdutor PP apresenta um valor inicial superior ao medido pelo transdutor P2, apesar do transdutor P2 se localizar a maior profundidade, o que se deverá ser devido a alguma dissipação dos excessos de pressão intersticial durante a construção das colunas.

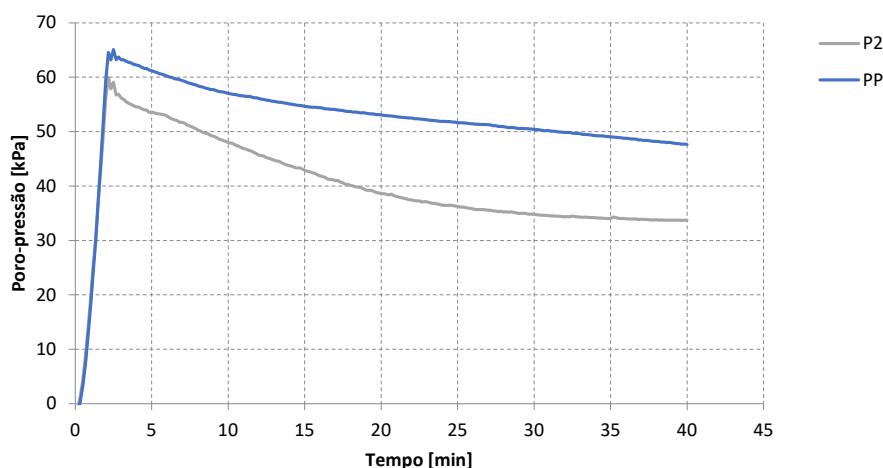


Figura 8-42 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro nos dois modelos (PP - modelo sem colunas de areia, a 75 mm de profundidade; P2 – modelo com colunas de areia, a 80 mm de profundidade)

Evolução dos assentamentos após a construção do aterro

Os deslocamentos verticais na base e no topo do aterro foram monitorizados em diversos pontos com LVDTs, de acordo com a Figura 8-38 e com a Figura 8-39. Para ilustrar a evolução dos assentamentos após a construção do aterro são apresentadas as curvas tempo-deslocamentos verticais na Figura 8-43. Como nota prévia à análise destas figuras, refere-se que muitos dos picos medidos ao longo de toda a curva dos assentamentos se devem, muito possivelmente, a meros efeitos do ruído eletromagnético.

No final do ensaio, quando se procedia à remoção da instrumentação do modelo físico, foi visível que a haste metálica do LVDT L4 se soltou do prolongador, motivo pelo qual o registo de valores medidos por este LVDT não é válido e não é apresentado neste estudo.

Observa-se que os assentamentos no topo do aterro (L7 e L8) são consideravelmente superiores aos assentamentos na base do aterro (L2 e L3). Isto poderá dever-se ao facto de a areia do aterro não ter sido compactada, ao contrário do que acontece numa obra real. Comparando o comportamento do modelo reforçado com o modelo não reforçado é possível verificar que quando está decorrida aproximadamente 60% da consolidação no modelo não reforçado, o assentamento neste modelo é superior ao assentamento entre colunas no modelo

com colunas de areia. É também notório que os assentamentos se processam mais rapidamente no modelo com colunas. Atentando em L2 e em L9, que medem, os deslocamentos verticais no solo mole, respetivamente, entre colunas no modelo reforçado e no modelo não reforçado, observa-se que L2, a partir do minuto 20, estabiliza aproximadamente no valor de 10,5 mm, enquanto que no solo não reforçado esse valor de deslocamento vertical só é atingido ao minuto 33. O deslocamento vertical continua a aumentar até ao minuto 40 e este assentamento continuaria a aumentar até ao final da consolidação, dado que a dissipação no solo mole sem reforço não estava concluída no final do ensaio.

Realça-se ainda que as colunas de brita apresentam assentamentos significativamente menores do que o solo mole. Este comportamento é pouco típico neste tipo de obras e poderá dever-se ao facto de parte da água do solo (resultante da consolidação do solo mole) ter migrado para o aterro, como é visível na Figura 8-36, fazendo com que a transmissão de carga ao aterro para a coluna de areia não seja tão eficiente como aconteceria com o aterro “seco”.

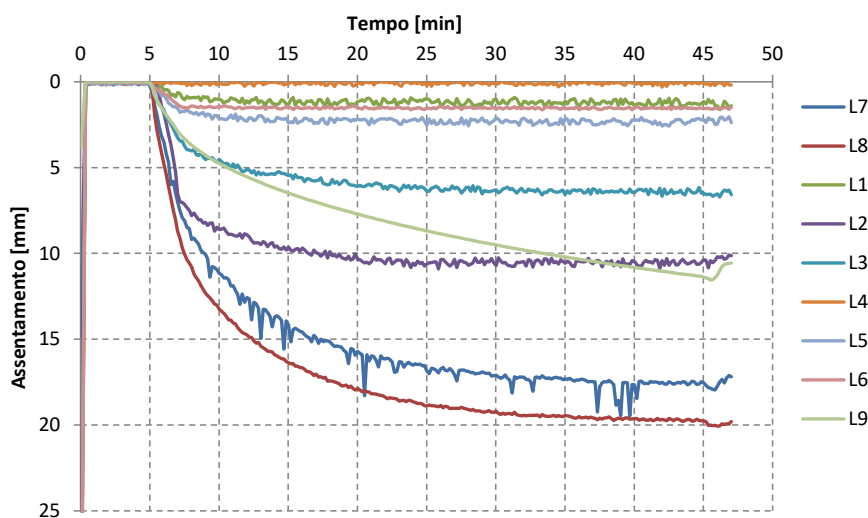


Figura 8-43 – Deslocamentos verticais após a construção do aterro ao longo do tempo no solo reforçado (L1, L3 e L5 – sobre as colunas, na base do aterro; L2 – sobre o solo mole, na base do aterro; L7 e L8 – topo do aterro) e no solo não reforçado (L9 – na base do aterro)

Evolução das tensões totais após a construção do aterro

Apresenta-se na Figura 8-44 a evolução das tensões totais após a construção do aterro em dois pontos na base do aterro: sobre o solo mole entre duas colunas (TTS) e sobre uma coluna (TTC).

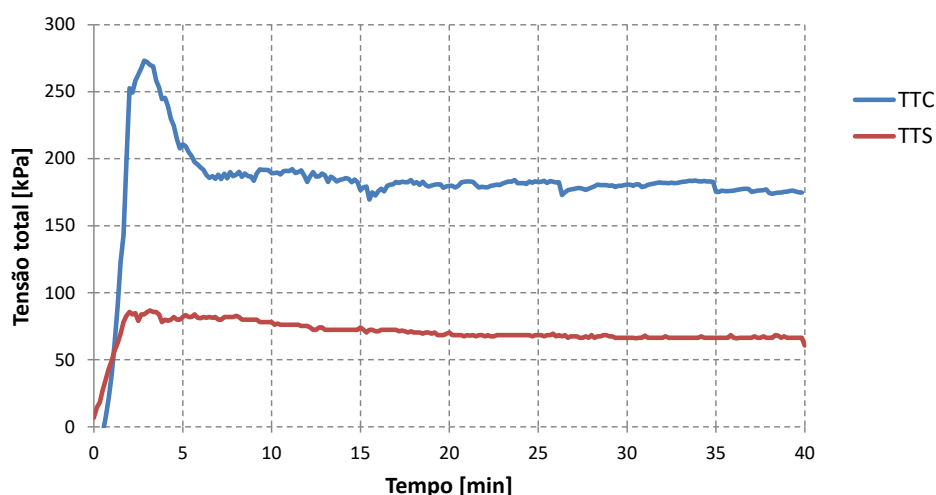


Figura 8-44 – Tensões totais verticais após a construção do aterro: sobre o solo mole (TTS) e sobre uma coluna (TTC)

As tensões medidas pelas células de tensão total tanto no solo mole como na coluna ultrapassam o valor da carga imposta pelo aterro (aproximadamente 40 kPa). É possível que a medição destes valores elevados se deva a um efeito marginal da instrumentação, devido às células de carga serem muito pequenas e muito rígidas, e não se conseguir ter uma distribuição uniforme de tensões nos extensómetros das células de carga, e desta forma, levar a uma concentração de cargas “local” sobre as células por efeito de arco que conduziram à medição de valores mais elevados do que os reais. Os dados analisados em seguida terão em conta a relação entre a tensão total na coluna e a tensão total no solo mole pois esta apresenta-se dentro dos valores normais neste tipo de obras.

Verifica-se que há uma concentração de tensões verticais na coluna de areia, que absorve a maior fatia do carregamento materializada pelo aterro. Ao fim de aproximadamente 5 minutos de ensaio há uma estabilização do valor medido pela célula de tensão total colocada sobre a coluna de areia.

O fenómeno da concentração das tensões efetivas verticais pode ser avaliado pelo fator de concentração de tensões, FC (definido na equação (3.1)).

Calculando o fator de concentração de tensões na base do aterro, a partir dos valores fornecidos pelas células de tensão total, obtém-se ao minuto 30 o valor de 2,70, permanecendo este aproximadamente constante até ao final do ensaio. Como referido atrás, este valor encontra-se dentro da gama de valores típicos para estas obras. Domingues (2006), no seu estudo de modelação numérica da célula unitária de um aterro de 2,0 m de altura construído sobre um maciço argiloso reforçado com colunas de brita, com características

geométricas próximas ao problema em estudo (possança do solo mole e coeficiente de substituição), obteve valores um pouco superiores no final da consolidação.

8.5.3 - Aterro 2

Evolução das pressões intersticiais após a construção do aterro

Na Figura 8-45 é apresentada a evolução das pressões intersticiais ao longo do tempo no modelo reforçado e na Figura 8-46 é apresentada a evolução das pressões intersticiais no modelo sem colunas. Como comentário geral a estes resultados, sublinha-se que as curvas da dissipação dos excessos de pressão intersticial apresentam a configuração típica das curvas de consolidação, no entanto, no final da aceleração da centrífugadora os valores medidos pelos transdutores de pressão intersticial são mais elevados do que o que seria expectável atendendo à profundidade a que os transdutores foram colocados. Este facto poderá dever-se a uma eventual variação da posição dos transdutores de pressão com o decorrer do ensaio, quer pela ação do seu peso próprio quer pelo remeximento do solo mole com a instalação das colunas, que poderá ter encaminhado as células de medição para profundidades superior. Este efeito foi aliás verificado nos ensaios do Aterro 1 com a exumação dos modelos no final do ensaio, confirmando-se que a posição final dos transdutores embebidos no solo era mais profunda do que a posição inicial.

No gráfico da Figura 8-47 mostra-se a evolução das pressões intersticiais medidas pelos transdutores de pressão intersticial localizados à mesma profundidade (95 mm) nos dois modelos. Verifica-se que o valor medido no transdutor P2 (no modelo com colunas de areia) apresenta um valor inicial superior ao transdutor PP (modelo sem colunas). Ainda assim, observa-se que, no mesmo período, o excesso de poro-pressão dissipado no modelo com colunas de areia (transdutor P2) é superior ao dissipado no modelo sem colunas (transdutor PP), devido à presença das colunas de areia.

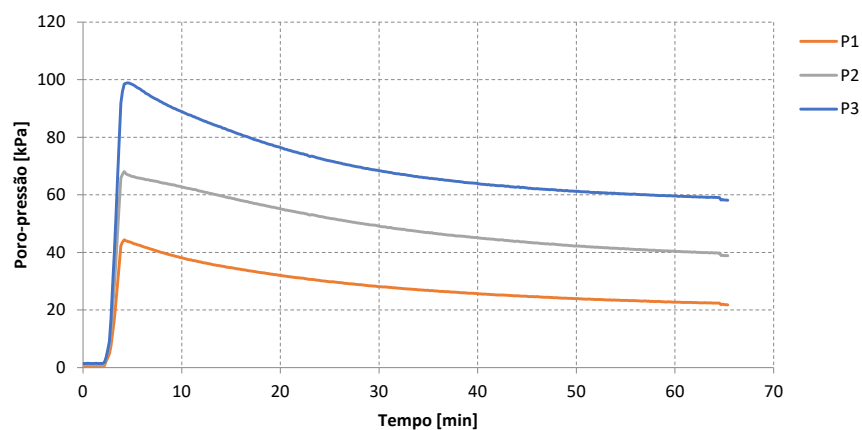


Figura 8-45 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo reforçado a várias profundidades: P1=40 mm, P2=95 mm, P3=146 mm

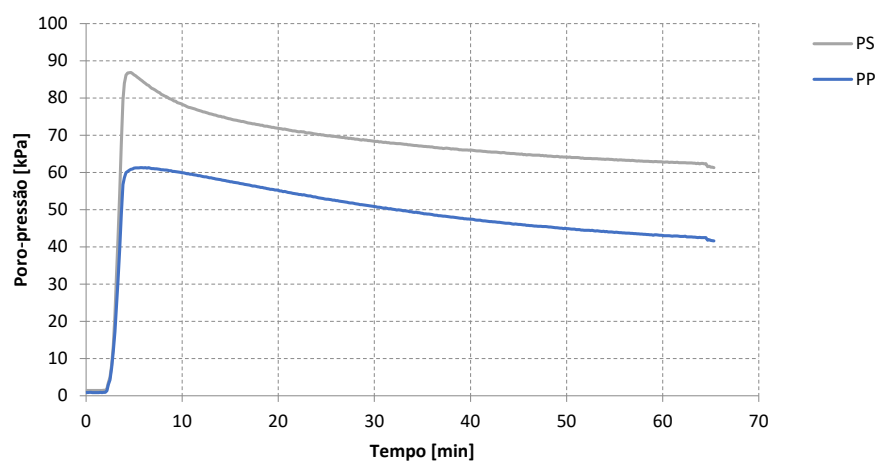


Figura 8-46 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro no solo mole do modelo não-reforçado a várias profundidades: PP=95 mm, PS=146 mm

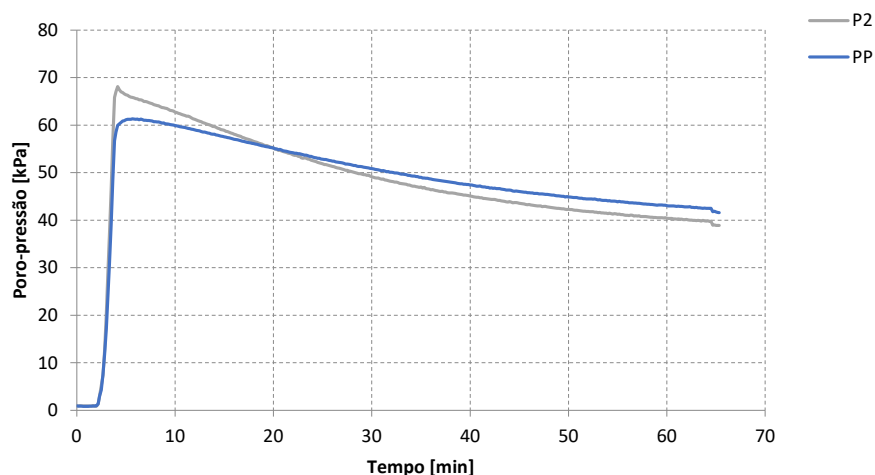


Figura 8-47 – Dissipação da poro-pressão após a construção do aterro à profundidade de 75 mm nos dois modelos (PP - modelo sem colunas de areia; P2 – modelo com colunas de areia)

Evolução dos assentamentos após a construção do aterro

Os deslocamentos verticais na base e no topo do aterro foram também monitorizados em diversos pontos com LVDTs, de acordo com o esquema da Figura 8-38. A evolução dos assentamentos após a construção do aterro é apresentada na Figura 8-48. O LVDT L9 (Figura 8-39), instalado no modelo não reforçado, apresentou problemas de funcionamento e não registou os valores do ensaio, pelo que o assentamento do modelo não reforçado não é apresentado neste estudo.

Verifica-se novamente, e tal como seria expectável, que de uma maneira geral os assentamentos no topo das colunas (L1, L5 e L6) são inferiores aos assentamentos no solo mole (L2 e L4). No que toca aos assentamentos no topo das colunas, sublinha-se que estes não foram uniformes em todos os pontos monitorizados. Enquanto que em L1 e L6 os assentamentos são de aproximadamente 7 mm no final do ensaio, L5 apresenta um registo de aproximadamente 9 mm e L3 de 11 mm. Estas discrepâncias poderão dever-se ao efeito da posição da pedra porosa que se localiza na base da coluna. A exumação do modelo no final do ensaio mostrou que as ponteiros porosas não ficaram totalmente assentes na camada de areia subjacente ao solo mole, e que ficaram em posições diferentes na base das diversas colunas, o que condiciona naturalmente os assentamentos das colunas e poderão explicar os assentamentos diferentes registados no topo das mesmas. Relativamente aos assentamentos medidos no solo mole, em L2 o assentamento é de cerca de 10 mm e em L4 é de cerca de 11 mm. Por sua vez, no que toca aos assentamentos no topo do aterro, foram registados valores de 9 mm e 11 mm. Estes assentamentos são naturalmente inferiores aos verificados

no Aterro 1, pois também a espessura da camada de aterro (não compactado) do Aterro 2 é inferior à do Aterro 1 (de 2 m).

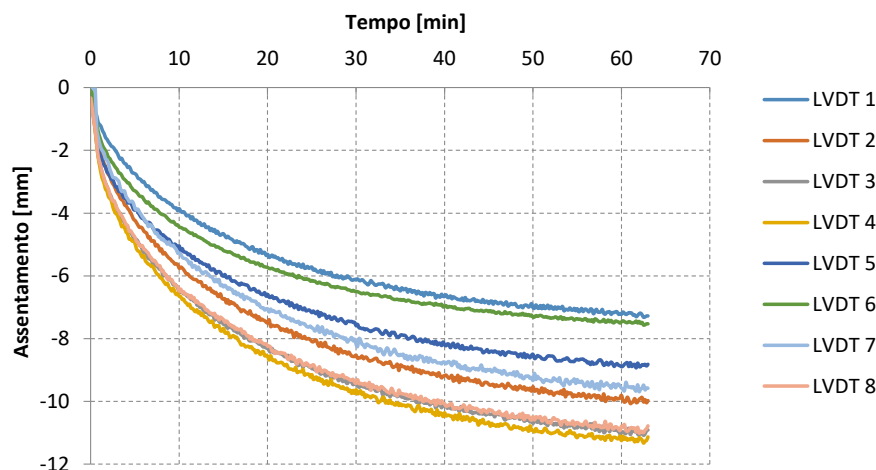


Figura 8-48 – Deslocamentos verticais após a construção do aterro ao longo do tempo no solo reforçado (L1, L3, L5 e L6 – sobre as colunas, na base do aterro; L2 e L4 – sobre o solo mole, na base do aterro; L7 e L8 – topo do aterro)

Evolução das tensões totais após a construção do aterro

Na Figura 8-49 apresenta-se a evolução das tensões totais após a construção do aterro em dois pontos na base do aterro: sobre o solo mole entre duas colunas (TTS) e sobre uma coluna (TTC).

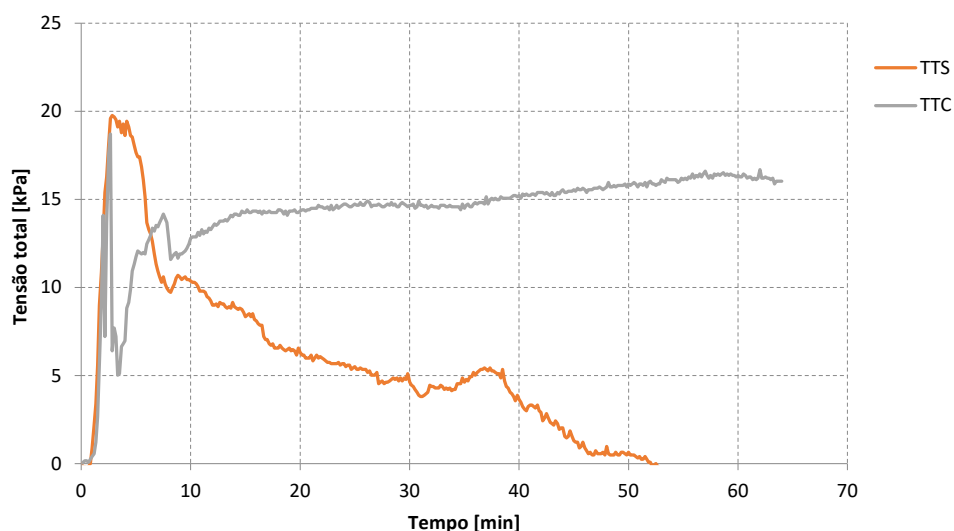


Figura 8-49 – Tensões totais verticais após a construção do aterro: sobre o solo mole (TTS) e sobre uma coluna (TTC)

No início do ensaio, no final da fase de carregamento, os valores medidos pelas células de tensão total são muito próximos da carga de aterro (20 kPa), tanto no solo mole como na coluna de areia. A análise da Figura 8-49 mostra que após registo de resultados um pouco erráticos entre os 3 e os 10 minutos de ensaio, ao fim de aproximadamente 15 minutos há uma estabilização do valor medido pela célula sobre a coluna de areia, verificando-se uma concentração de tensões verticais sobre a mesma que absorve a maior fatia do carregamento materializada pelo aterro. A partir do minuto 15 as tensões verticais na coluna praticamente estabilizam no valor de 15 kPa. Decorridos 40 minutos do ensaio, a tensão medida no solo mole registou valores muito baixos, pelo que se supõe que a partir deste instante tenha havido alguma instabilidade na aquisição dos dados medidos por esta célula. Por este motivo, optou-se por calcular o fator de concentração de tensões na base do aterro ao fim de 30 minutos de ensaio, tendo-se chegado ao valor de 3,00 o que se encontra dentro da gama de valores típicos.

8.5.4 - Problemas encontrados e limitações da modelação em centrífugadora geotécnica

O comportamento do modelo em centrífugadora geotécnica é afetado pelas condições de fronteira impostas pela caixa de teste, pela presença da instrumentação e pelos procedimentos de construção do modelo. Fazendo uma síntese das situações que foram sendo reportadas ao longo do presente capítulo, os principais problemas encontrados durante esta pesquisa prenderam-se com:

- Atendendo a que o solo mole é fabricado e consolidado *in situ* que as colunas de brita são consolidadas manualmente pelo operador, é difícil garantir a completa repetibilidade das operações nos diferentes ensaios, o que pode resultar em solos com características ligeiramente diferentes de ensaio para ensaio;
- Relevou-se difícil controlar o posicionamento vertical das extremidades dos prolongamentos dos LVDTs, em virtude de estes terem que ser instalados após a execução do aterro. Alguns destes aparelhos mediram valores pouco coerentes, motivo pelo qual os mesmos não são tidos em conta na análise dos resultados;
- No Aterro 1 reforçado, os valores medidos pelas células de tensão total foram superiores aos valores de tensão que teoricamente estariam instalados no solo sob o aterro. A explicação para este facto não é evidente e poderá estar relacionada com um efeito de arco local provocado por uma distribuição não uniforme de tensões nos extensómetros das células de tensão total;

- No Aterro 2 os valores medidos pelas células de poro-pressão tomaram valores superiores aos que seria expectável atendendo às suas posições iniciais, o que poderá dever-se à variação da posição dos transdutores para maiores profundidades no decurso do ensaio. Este problema poderá ser ultrapassado confirmando a posição correta destes equipamentos na exumação dos modelos após a realização do ensaio;
- No decurso do ensaio, a água do solo mole migrou para a areia do aterro. Este facto influencia a resistência ao corte no corpo do aterro (diminuição das tensões efetivas por subida do nível freático) e, conseqüentemente, o mecanismo de efeito de arco desenvolvido no corpo do aterro;
- A exumação do modelo do Aterro 2, após o final do ensaio, mostrou que as ponteiros porosas localizadas na base das colunas de areia nem sempre ficaram perfeitamente assentes na camada de areia subjacente ao solo mole, o que influencia a deformação das colunas;
- Atendendo aos equipamentos disponíveis para a execução do presente estudo, não foi objetivo do mesmo a simulação do processo construtivo das colunas de brita em voo. Com a instalação das colunas de areia a 1 G, o efeito de confinamento no protótipo não é reproduzido com rigor no modelo.

8.6 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE MODELAÇÃO FÍSICA EM CENTRIFUGADORA GEOTÉCNICA

8.6.1 - Introdução

Os ensaios de modelos de escala reduzida realizados na centrífugadora geotécnica foram modelados tridimensionalmente, considerando a célula unitária tridimensional, com o programa de elementos finitos RECRIB (Borges,1995; Borges, 2004). O modelo numérico simula o comportamento do modelo físico com as dimensões reais do mesmo, aplicando a aceleração da centrífugadora de 1 *g* a 26,3 *g* aumentando as forças mássicas.

A modelação de estruturas geotécnicas em escala reduzida sob a ação de uma força gravítica de 26,3 *g* apresenta algumas diferenças relativamente à modelação numérica de um problema à escala real a 1 *g*. Relativamente à fase construtiva, foram impostas condições de tensões no modelo numérico correspondentes às tensões verificadas no modelo físico a 1 *g* e posteriormente aplicadas, de modo incremental (incrementos de carga e incrementos de tempo), as restantes forças mássicas até se atingir 26,3 *g*. Na modelação da consolidação no período pós-construção, mantendo-se constantes as forças mássicas (26,3 *g*), foram aplicados somente incrementos de tempo.

8.6.2 - Aterro 1

Numa primeira fase foi modelado o ensaio do aterro construído sobre o solo mole não reforçado. Foi realizado um estudo paramétrico para balizar os valores dos parâmetros de permeabilidade e deformabilidade, comparando os resultados da modelação numérica com os valores registados durante o ensaio na centrifugadora geotécnica. Na Figura 8-50 é mostrada a evolução dos assentamentos na base do aterro através dos valores registados pelo LVDT L9 no ensaio de modelação física (MF) e dos assentamentos obtidos na modelação numérica com o modelo calibrado (MN). Estes resultados permitem constatar a boa concordância das curvas de assentamento MF e MN até ao final do ensaio na centrifugadora geotécnica, parecendo que se obteria uma boa concordância da curva de assentamento se continuássemos a ter resultados no ensaio de modelação física.

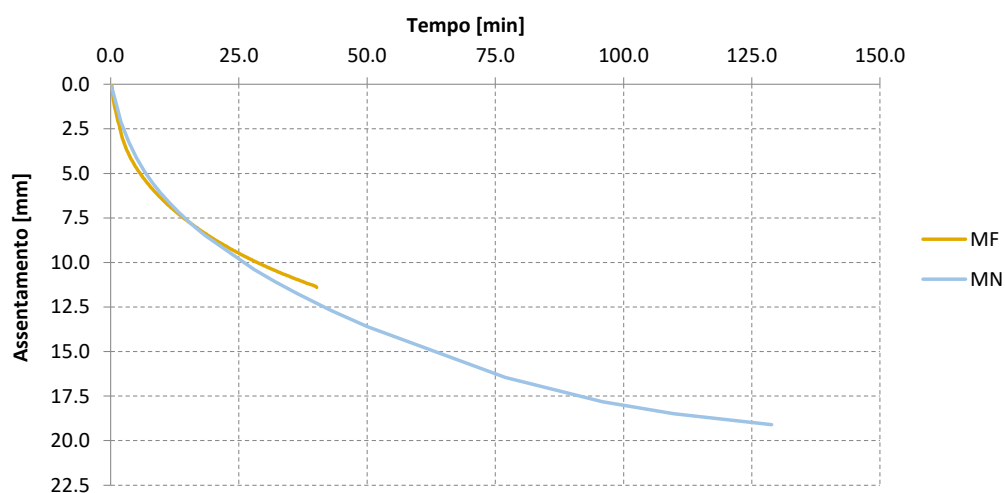


Figura 8-50 – Evolução temporal dos assentamentos à superfície do solo mole no Aterro 1 não reforçado, medidos no ensaio de modelação física (MF) e obtidos através da modelação numérica (MN)

Numa segunda fase foi modelado o Aterro 1 reforçado com colunas de areia. As características do solo mole, da areia do aterro e da areia das colunas estão indicadas no Quadro 8-8. Como o solo mole foi consolidado previamente a 26,3 *g* tendo-se posteriormente montado as colunas de brita e o aterro a 1 *g*, considerou-se o valor do grau de sobreconsolidação (OCR) da argila igual a 26,3, tomando o coeficiente de impulso K^* o valor de 2,14. A definição de um valor de OCR para as colunas de brita envolve bastante incerteza, dado que estas foram instaladas, como referido, com a centrifugadora geotécnica parada, a 1 *g*, e compactadas manualmente. Por simplificação, optou-se por considerar o

grau de sobreconsolidação das colunas igual ao do solo mole (26,3), opção que se constatou adequada tendo em conta os resultados obtidos.

As características do solo mole, da areia do aterro e da areia das colunas são as indicados no Quadro 8-8.

Quadro 8-8 - Características da argila, do material de aterro e das colunas de brita do Aterro 1

	λ	k	Γ	ϕ' (°)	v'	N	γ (kN/m ³)	k_h (m/s)	k_v (m/s)
Argila	0,18	0,05	3,14	25	0,25	3,26	14,95	$1,38 \cdot 10^{-8}$	$1,38 \cdot 10^{-8}$
Aterro	0,03	0,005	1,80	33	0,30	1,82	16	-	-
Colunas de brita	0,01	0,002	1,80	36	0,30	1,82	22	-	-

A evolução dos assentamentos no solo mole entre colunas ao longo do tempo, no modelo físico (LVDT L2, identificado na Figura 8-38) e no modelo numérico, é mostrada na Figura 8-51. A análise desta figura mostra que também no aterro reforçado foi obtida uma boa concordância entre as curvas de consolidação do modelo físico e do modelo numérico no solo mole na base do aterro. No final do ensaio o assentamento obtido no modelo numérico (10 mm) encontra-se muito próximo do valor registado no modelo físico (10,6 mm).

Por sua vez, a Figura 8-52 mostra a evolução ao longo do tempo do assentamento na coluna de areia, tanto no modelo físico (na coluna central, LVDT L3) como no modelo numérico (MN). Verifica-se que o assentamento obtido pelo modelo numérico é cerca de 2,7 mm mais elevado do que o registado no modelo físico.

Em síntese, no modelo físico o assentamento no solo mole é ligeiramente superior e na coluna de areia o assentamento é inferior em relação aos previstos pelo modelo numérico. Atendendo a que, como já foi visto em 8.5.2, a água que migra do solo mole fica acumulada no aterro (subida do nível freático), estes resultados poderão estar, pelo menos em parte, relacionados com uma menor eficiência na transmissão de carga do aterro para as colunas. De facto, as tensões efetivas diminuem na parte submersa do aterro e a correspondente resistência ao corte, consequentemente, também diminui, tornando a mobilização do mecanismo de efeito de arco menos efetiva no corpo do aterro, encaminhando menos tensões para as colunas.

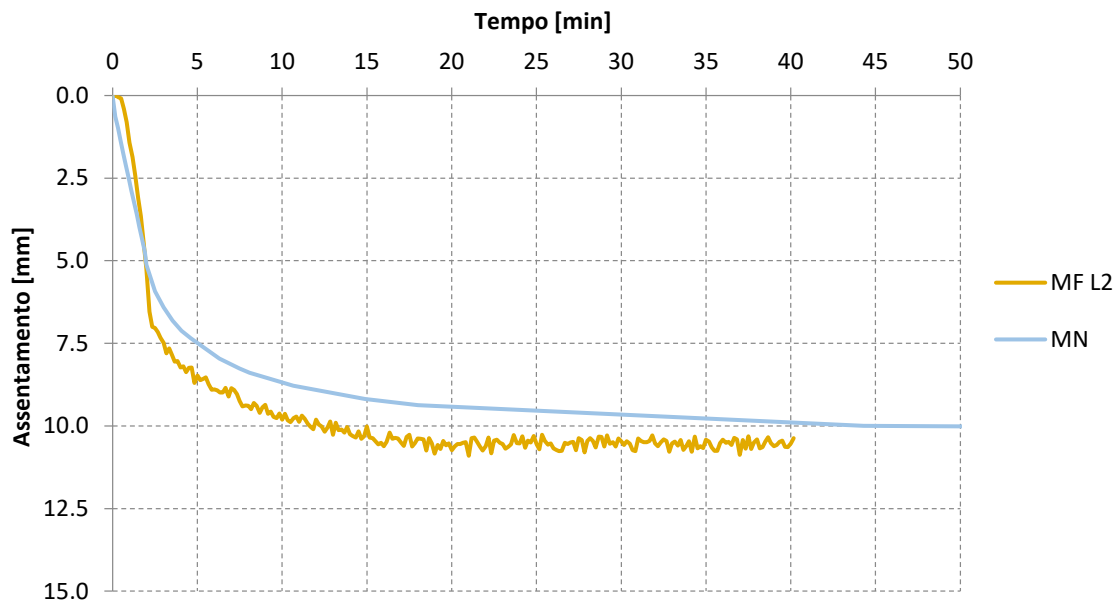


Figura 8-51 – Evolução temporal dos assentamentos no topo do solo mole no modelo do Aterro 1 reforçado com colunas de areia, medidos no ensaio de modelação física (MF L2) e obtidos através da modelação numérica (MN)

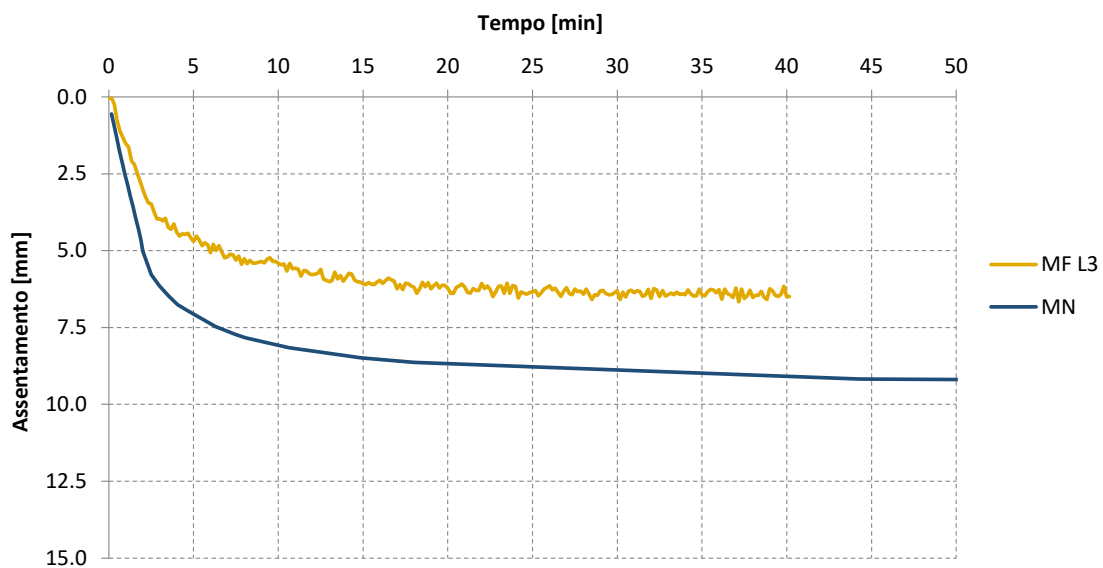


Figura 8-52 – Evolução temporal dos assentamentos no topo da coluna de areia no modelo do Aterro 1 reforçado com colunas de areia, medidos no ensaio de modelação física (MF L3) e obtidos através da modelação numérica (MN)

A Figura 8-53 mostra os mapas de colorações de pressões intersticiais do modelo numérico do aterro reforçado no instante final da aceleração da centrífugadora (a 26,3 g) e no final do ensaio (44 minutos mais tarde). As pressões intersticiais ao longo do tempo em três pontos diferentes do solo mole, tanto no modelo físico (MF) como no modelo numérico (MN), são apresentadas na Figura 8-54, Figura 8-55 e Figura 8-56.

Da observação da Figura 8-53 salienta-se que no final do ensaio as pressões intersticiais correspondem aproximadamente às pressões hidrostáticas, pelo que os excessos de pressão neutra introduzidos pelo aterro estão praticamente dissipados no ensaio com colunas.

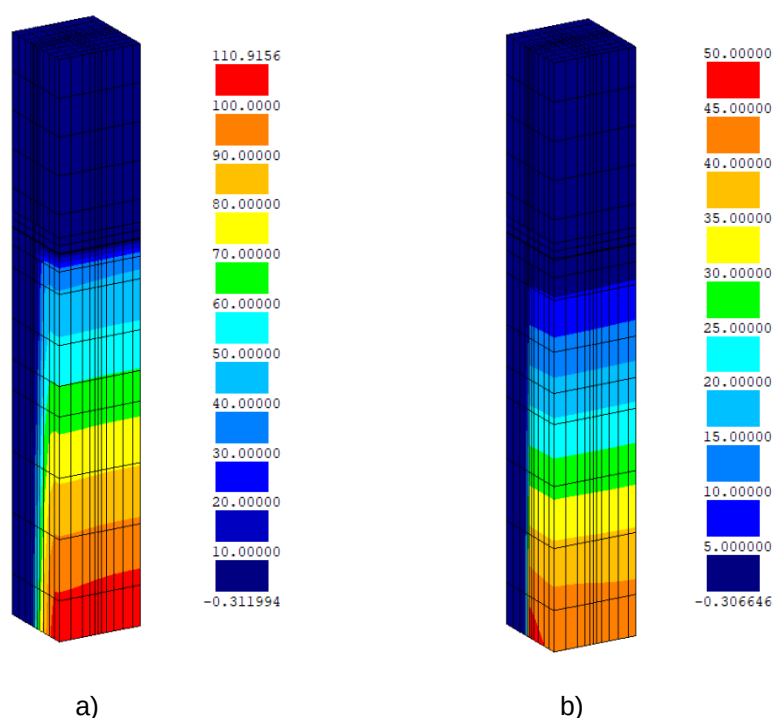


Figura 8-53 – Pressões intersticiais (modelação numérica) do Aterro 1: a) no final da aceleração; b) no final do ensaio

Relativamente à evolução temporal das pressões intersticiais em vários pontos do solo mole, a observação da Figura 8-54, da Figura 8-55 e da Figura 8-56 mostra que em todos os pontos analisados as pressões intersticiais, após a fase de carregamento, apresentam valores mais baixos no modelo numérico do que no modelo físico. Estes resultados estão em consonância com a subida do nível freático devido à migração de água do solo mole para o corpo do aterro durante a consolidação, o que acarreta naturalmente um aumento das pressões hidrostáticas no modelo físico relativamente às pressões hidrostáticas iniciais. Contrariamente, no modelo numérico, ao longo de todo o ensaio, a base do aterro é

considerada como superfície de drenagem, o que implica que as condições hidrostáticas no final da consolidação sejam iguais às iniciais.

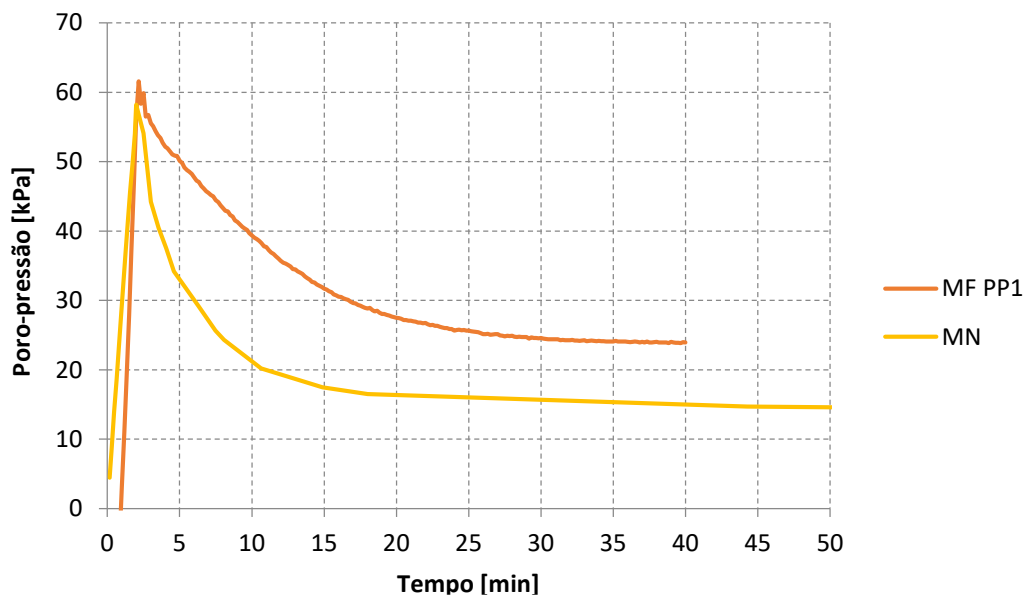


Figura 8-54 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 1 reforçado, à profundidade de 65 mm, medidos no ensaio de modelação física (MF PP1) e obtidos através da modelação numérica (MN)

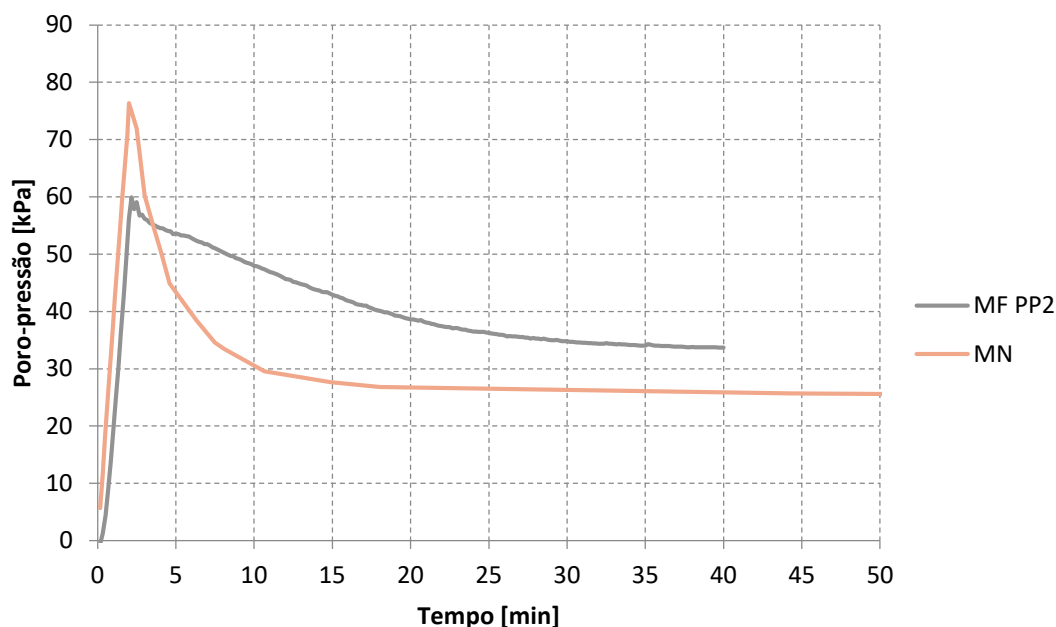


Figura 8-55 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 1 reforçado, à profundidade de 80 mm, medidos no ensaio de modelação física (MF PP2) e obtidos através da modelação numérica (MN)

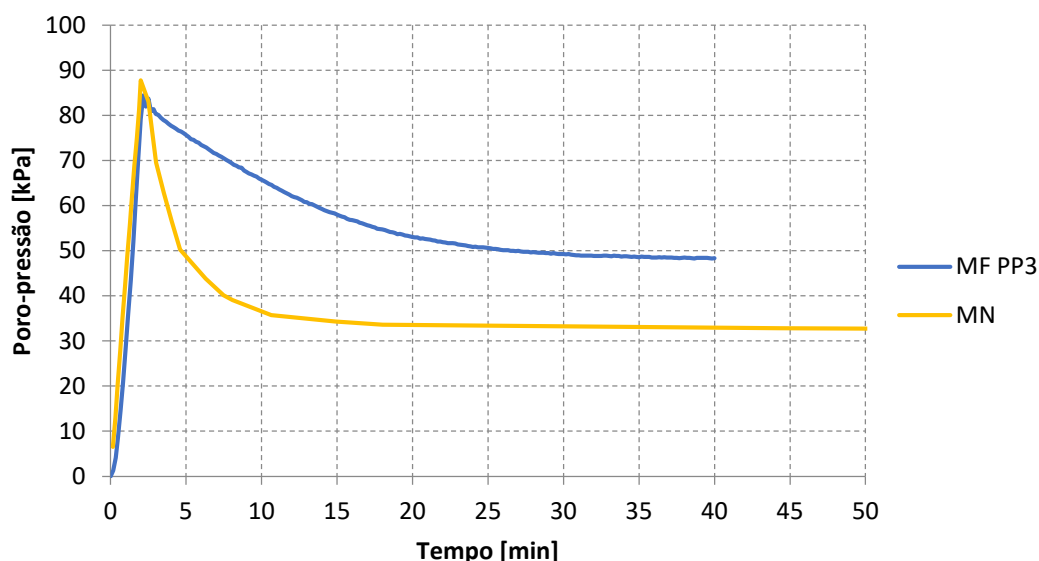


Figura 8-56 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 1 reforçado, à profundidade de 140 mm, medidos no ensaio de modelação física (MF PP3) e obtidos através da modelação numérica (MN)

8.6.3 - Aterro 2

Os parâmetros do solo mole do Aterro 2 não puderam ser calibrados a partir da curva de assentamentos do aterro não reforçado, pois o LVDT 9, que instrumentava esse modelo, apresentou problemas de funcionamento durante o ensaio, inviabilizando a utilização desses dados. Neste contexto, os materiais do Aterro 2 foram considerados como tendo as mesmas características dos materiais do Aterro 1, atendendo a que se procurou que os procedimentos levados a cabo na montagem do ensaio do Aterro 1 fossem replicados para o Aterro 2. No entanto, as modelações numéricas iniciais do Aterro 2 com as características da argila do ensaio do Aterro 1 indicaram que o solo mole utilizado no Aterro 2 se tratava de um solo menos permeável. Os coeficientes de permeabilidade do solo mole do Aterro 2 foram então aferidos com base nos dados da instrumentação dos assentamentos e das pressões intersticiais ao longo do tempo (8.5.3). Os restantes parâmetros mecânicos dos materiais foram considerados iguais aos adotadas para o Aterro 1. As características do solo mole, da areia do aterro e da areia das colunas do Aterro 2 são apresentadas no Quadro 8-9. A superfície da base do solo mole foi modelada como superfície de drenagem no Aterro 2, uma vez que no correspondente ensaio físico, ao contrário do Aterro 1, foi mantida aberta durante todo o ensaio a válvula que permitia a saída da água da camada inferior de areia na base do solo mole.

Quadro 8-9 - Características da argila, do material de aterro e das colunas de brita do Aterro 2

	λ	k	Γ	$\phi' (^{\circ})$	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_h (m/s)	k_v (m/s)
Argila	0,18	0,05	3,14	25	0,25	3,26	14,95	$2,78 \cdot 10^{-9}$	$2,78 \cdot 10^{-9}$
Aterro	0,03	0,005	1,80	33	0,30	1,82	16	-	-
Colunas de brita	0,01	0,002	1,80	35	0,30	1,82	22	-	-

A Figura 8-57 mostra a evolução do assentamento com o decorrer do ensaio no topo do solo mole entre colunas de brita, tanto no modelo físico (LVDT L2, Figura 8-38), como no modelo numérico. Na Figura 8-58 mostram-se os mesmos resultados relativos ao assentamento na coluna de areia, também para o modelo físico (LVDT L1) e para o modelo numérico. Foi obtida uma boa concordância entre as curvas de assentamentos do modelo físico e do modelo numérico no solo mole e na coluna, verificando-se, no final do ensaio, uma diferença de cerca de 1,3 mm entre o assentamento no solo mole no modelo físico e no modelo numérico. No gráfico da coluna de areia, no final do ensaio as curvas dos modelos físico e numérico sobrepõem-se, registrando-se, conseqüentemente, o mesmo assentamento em ambos os modelos.

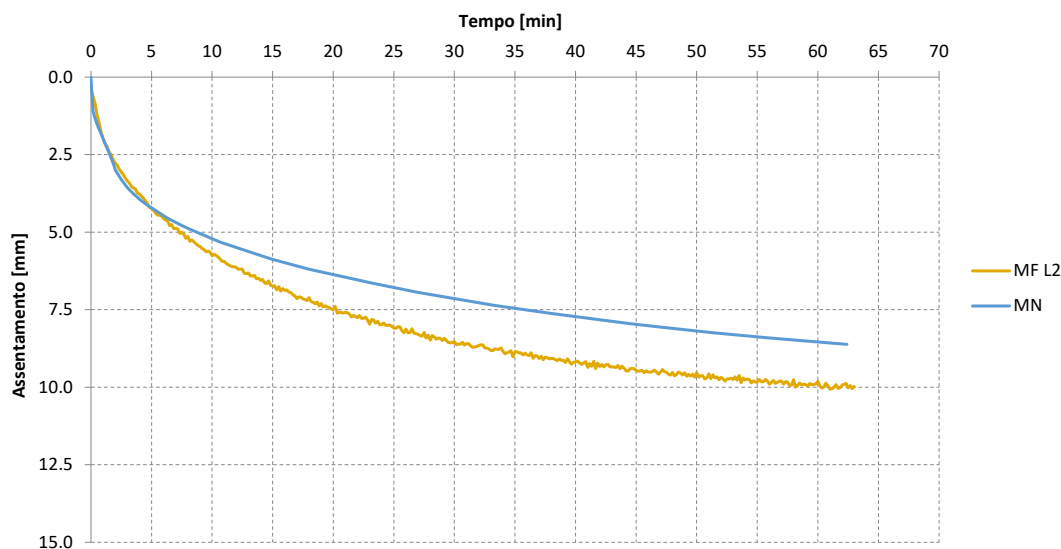


Figura 8-57 – Evolução temporal dos assentamentos no topo do solo mole no modelo do Aterro 2 reforçado com colunas de areia, medidas no ensaio de modelação física (MF L2) e obtidas através da modelação numérica (MN)

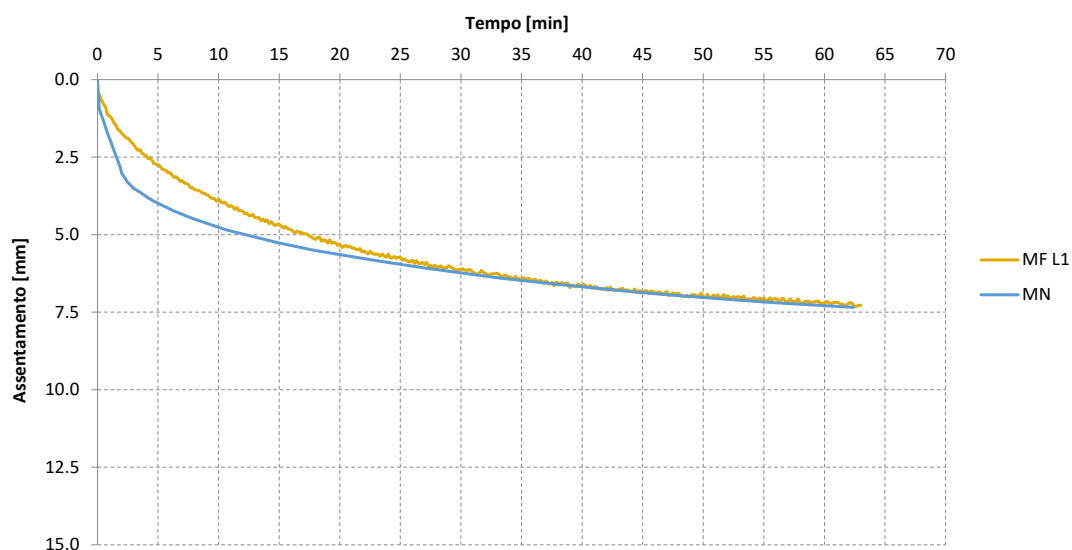


Figura 8-58 – Evolução temporal dos assentamentos no topo da coluna de areia no modelo do Aterro 2 reforçado com colunas de areia, medidos no ensaio de modelação física (MF L1) e obtidos através da modelação numérica (MN)

Os mapas de colorações de pressões intersticiais do modelo numérico reforçado no instante final da aceleração da centrífugadora ($a\ 26,3\ g$) e no final do ensaio (minuto 60) são apresentados na Figura 8-59. É visível que no final do ensaio, imediatamente antes da centrífugadora ser parada, as pressões intersticiais ainda não correspondiam em toda a profundidade às pressões hidrostáticas, havendo uma parte dos excessos de pressão intersticial por dissipar. De facto, não obstante os excessos de pressão intersticial gerados no solo mole do Aterro 2 serem inferiores aos gerados com a construção do Aterro 1, a maior espessura do solo mole e, principalmente, a sua menor permeabilidade explicam que a consolidação no Aterro 2 se processe mais lentamente.

Na Figura 8-60, na Figura 8-61 e na Figura 8-62 é possível comparar a evolução das pressões intersticiais ao longo do tempo no modelo físico (MF) e no modelo numérico (MN) do aterro reforçado em três pontos do solo mole, localizados, respetivamente, às profundidades de 40 mm, 95 mm e 146 mm. A análise destes resultados evidencia que nos pontos analisados as pressões intersticiais no modelo físico apresentam sempre valores mais elevados do que no modelo numérico. Ao contrário do que acontece o Aterro 1, os valores do modelo numérico e do modelo físico não concordam no final da aceleração da centrífugadora e os dados da instrumentação são, de facto, superiores aos valores previsíveis para as profundidades em questão. Estes resultados corroboram a possibilidade de os transdutores terem migrado para posições mais profundas do que as originais. Esse efeito e a subida do nível freático devido à acumulação de água no corpo do aterro contribuem para que os

valores registados no modelo físico sejam mais elevados do que os previstos pelo modelo numérico.

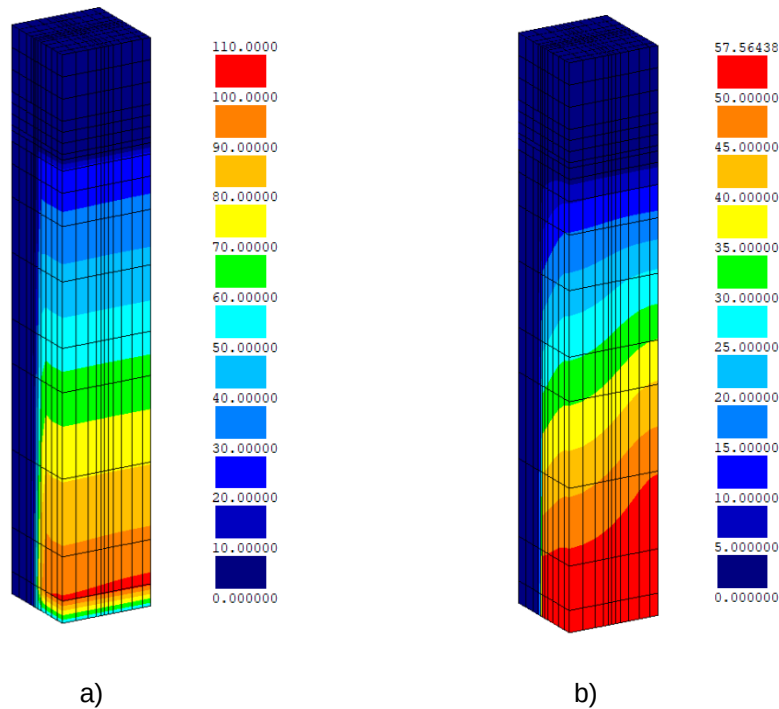


Figura 8-59 – Pressões intersticiais (modelação numérica) do Aterro 2: a) no final da aceleração; b) no final do ensaio

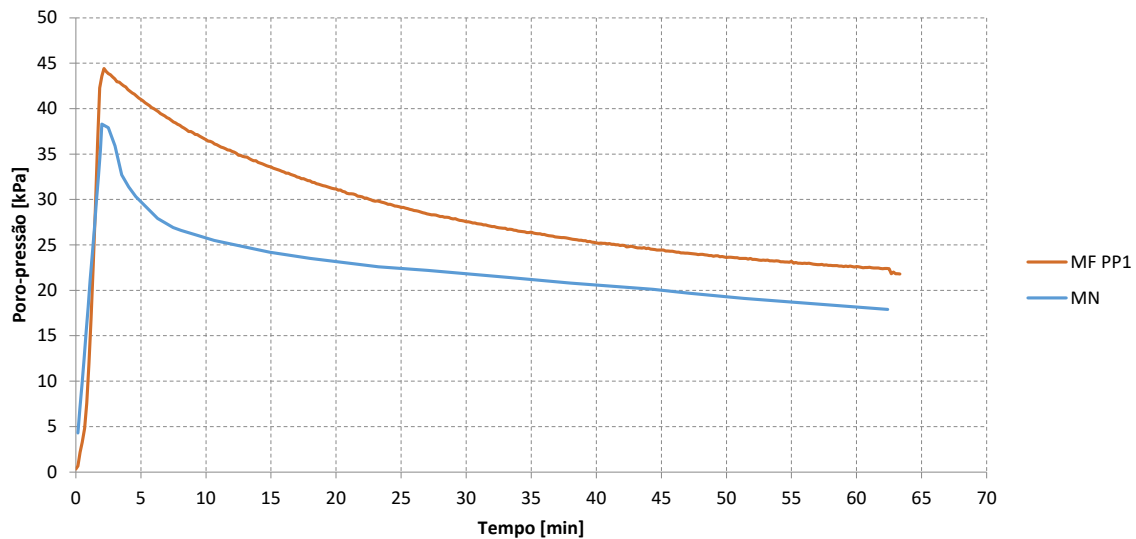


Figura 8-60 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 2 reforçado, à profundidade de 40 mm, medidas no ensaio de modelação física (MF PP1) e obtidas através da modelação numérica (MN)

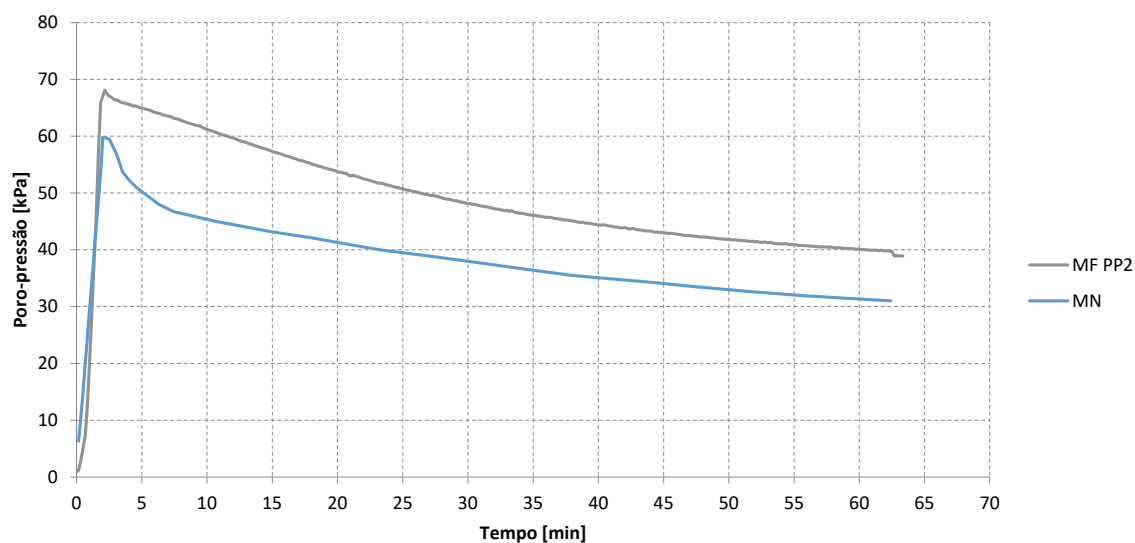


Figura 8-61 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 2 reforçado, à profundidade de 95 mm, medidas no ensaio de modelação física (MF PP2) e obtidas através da modelação numérica (MN)

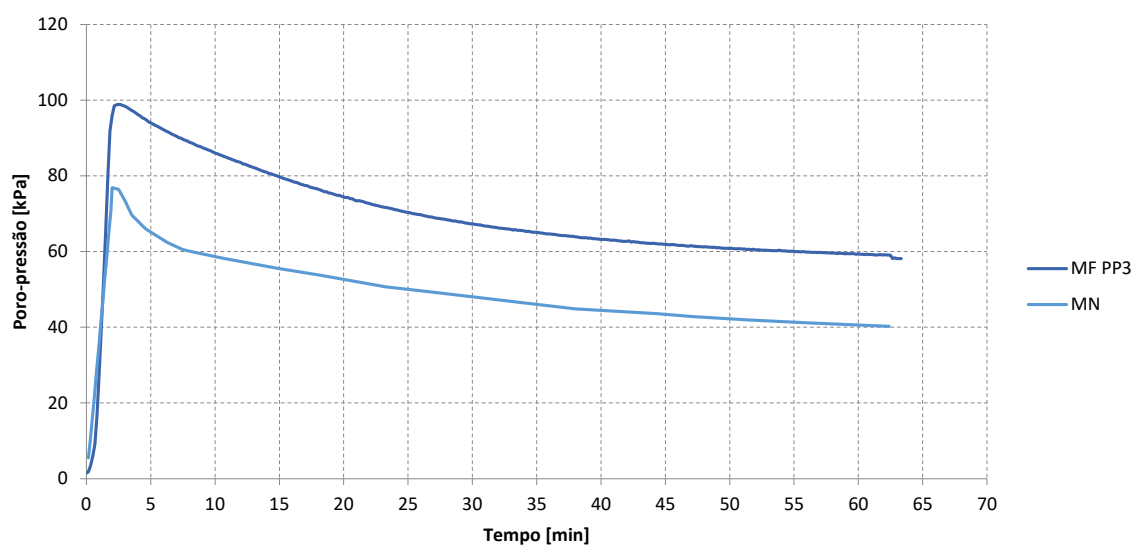


Figura 8-62 – Evolução temporal das pressões intersticiais no solo mole do Aterro 2 reforçado, à profundidade de 146 mm, medidas no ensaio de modelação física (MF PP3) e obtidas através da modelação numérica (MN)

8.7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modelação física em centrífugadora geotécnica é uma ferramenta poderosa ao serviço da Engenharia para o estudo de problemas complexos. Para que a modelação de eventos geotécnicos seja precisa, o modelo deve ser submetido a níveis de tensão equivalentes aos do protótipo. Desta forma, garante-se um comportamento similar no modelo e no protótipo. Normalmente, o modelo e o protótipo são geometricamente similares, mas, por vários motivos, é impossível construir um modelo que se comporte exatamente como um protótipo à escala real em todos os aspetos. As limitações da modelação física em centrífugadora geotécnica estão habitualmente relacionadas com o efeito de escala da dimensão das partículas, com condições fronteira impostas pela caixa de teste e com a presença da instrumentação. As limitações de cada modelo devem ser identificadas e avaliadas para se garantir que não colocam em causa as condições de semelhança do critério de modelação crítico com o protótipo.

As limitações podem também estar relacionadas com a dificuldade de simular no modelo a complexidade do processo construtivo *in situ*, podendo ser necessário estudar vários aspetos do protótipo isoladamente. O exemplo dos ensaios de modelação em centrífugadora para estudar os efeitos da construção de colunas de brita ilustra esta situação. Os estudos publicados na bibliografia sobre a modelação em centrífugadora de solos reforçados com colunas de brita podem ser divididos em dois grupos: os estudos em que as colunas são instaladas a 1 *g* e os estudos com colunas instaladas com a centrífugadora em funcionamento. Idealmente, o ensaio deve incluir a instalação das colunas nas condições corretas de tensão *in situ*, de forma a que as tensões induzidas sejam modeladas corretamente. Quando se pretende estudar os efeitos da instalação das colunas de brita no estado de tensão e no confinamento que o solo mole proporciona às colunas, é importante que as colunas sejam instaladas com a centrífugadora em voo, caso contrário, as tensões *in situ* após a instalação das colunas não serão corretamente escaladas. Não obstante, se as colunas não forem instaladas em voo, o teste do modelo pode ainda ser válido na avaliação da influência do aumento da rigidez da fundação devido à inclusão das colunas, bem como na avaliação do efeito de drenagem e de aceleração da consolidação devido à presença das mesmas, desde que as limitações sejam reconhecidas.

O programa de trabalhos realizado na UENF pretendeu contribuir para uma melhor compreensão do comportamento estrutural e hidráulico de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita. Para o efeito, modelos físicos em escala reduzida da parte central de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas granulares foram construídos com sucesso a partir de um esquema de montagem definido no presente estudo. Foram

também modelados os aterros não reforçados. Os modelos foram ensaiados na centrífugadora geotécnica a 26,3 *g*.

Foram realizados testes preliminares para testar a exequibilidade do esquema de montagem, tendo este sido ajustado em função dos resultados obtidos nos testes.

O comportamento dos modelos foi interpretado a partir da análise de diversas grandezas, tais como deslocamentos verticais, tensões totais, pressões intersticiais, fator de concentração de tensões.

Os ensaios em escala reduzida realizados na centrífugadora geotécnica foram modelados numericamente com o programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995; Borges, 2004), tendo-se obtido uma boa concordância dos resultados do modelo físico e do modelo numérico. No programa experimental foi identificada a dificuldade de introduzir nos modelos os equipamentos de instrumentação sem introduzir efeitos marginais no funcionamento do modelo e foi também identificada a dificuldade de produzir materiais (fabricados *in situ*, nomeadamente o solo mole e as colunas granulares compactadas) com as mesmas características em diferentes fases da campanha experimental. Identificadas as limitações dos ensaios realizados, os resultados foram analisados à luz dessas limitações.

CAPÍTULO 9

APLICAÇÃO DO MODELO A UM CASO REAL

9.1 - INTRODUÇÃO

A utilização de métodos numéricos, como os utilizados no decurso do presente trabalho, é uma ferramenta muito útil para a previsão do comportamento de obras geotécnicas complexas. No entanto, sempre que possível, os resultados obtidos por via numérica devem ser comparados com os resultados da instrumentação de estruturas reais de forma a validar os modelos de cálculo utilizados.

Neste capítulo é analisado simplificadamente o caso real de um aterro experimental construído na Gold Cost Highway, na Austrália, sobre um maciço argiloso mole. O aterro experimental foi dividido em três secções, tendo sido executadas colunas de brita para reforço da fundação em duas secções. Neste capítulo alguns dos resultados da instrumentação do aterro são comparados com os resultados obtidos através da modelação numérica. Infelizmente não foi possível contemplar na análise a evolução dos excessos de pressão intersticial da obra, pelo que esta análise se irá focar essencialmente no comportamento em termos de deformações da zona central do aterro. A zona central do aterro é modelada através da célula unitária tridimensional em duas secções: na secção com reforço com colunas de brita espaçadas de dois metros e na secção sem colunas de brita. O aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de dois metros é também modelado simplificadamente em estado plano de deformação através da transformação das colunas de brita em muros longitudinais. Estes estudos de modelação numéricas são realizados através do programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995; Borges, 2004).

No decurso dos estudos que conduziram a este trabalho, desenvolveram-se esforços no sentido de acompanhar e observar uma obra, para, usando os resultados dessa observação,

testar o modelo numérico. Todavia, tal não foi possível devido à escassez de obras em Portugal com as características pretendidas. Embora esta via, considerada ideal, se tenha revelado infrutífera durante o tempo de execução deste trabalho, foi possível recorrer a resultados experimentais, obtidos e publicados por outros investigadores, no caso em particular, por Oh (2006), que permitiram confrontar os resultados da instrumentação com os obtidos através das modelações numéricas. Sublinha-se ainda que são escassas as obras bem documentadas de aterros em solos moles reforçados com colunas de brita nas quais o comportamento da obra é observado a longo prazo, com registos de assentamentos e pressões intersticiais. Acresce que, na maioria dos casos, é escassa a informação sobre a caracterização geológico-geotécnica dos solos a tratar, ou quando ela é apresentada, não se encontra de acordo com os parâmetros utilizados pela Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

9.2 - APRESENTAÇÃO DA OBRA

O aterro experimental que aqui se descreve foi construído na linha rodoviária Gold Coast Highway, em Coombabah Creek, em Queensland, na Austrália. O aterro, com 2,5 metros de altura, foi construído sobre um estrato mole de argila estuarina.

O perfil transversal do aterro foi construído ao longo da secção mais funda do estrato de argila mole a muito mole, que se estende até uma profundidade máxima de 13,5 m de profundidade. Subjacente ao estrato mole de fundação encontra-se um estrato de areia moderadamente densa a densa. Na Figura 9-1 apresenta-se o perfil do solo de fundação.

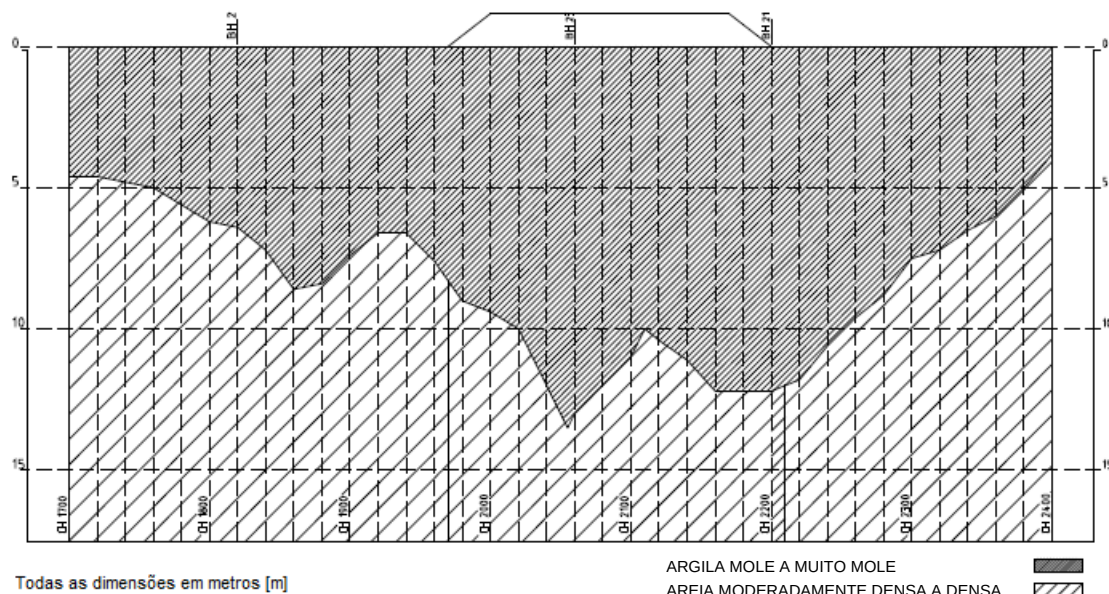


Figura 9-1 – Perfil da fundação do aterro experimental (adaptado de Oh (2006))

Na base do aterro foi colocada uma geogrelha de reforço da estabilidade do aterro, ao longo de toda a extensão.

O aterro foi dividido em três secções com diferentes condições relativamente ao sistema de reforço da fundação:

- Secção A: reforço com colunas de brita espaçadas de 3m;
- Secção B: reforço com colunas de brita espaçadas de 2m;
- Secção C: sem reforço com colunas de brita.

As colunas de brita foram construídas em malha quadrada com 1 m de diâmetro e cerca de 16 m de comprimento. As colunas foram executadas por vibroflotação.

Na Figura 9-2 apresenta-se a geometria do aterro experimental. Oh (2006) refere que o faseamento construtivo não se encontra definido com rigor no relatório do Queensland Department of Main Roads, tendo sido admitido que o aterro foi construído em três fases, de acordo com o seguinte faseamento construtivo: construção de uma plataforma de trabalho com 0,5 m de altura, em 36 dias; 7 dias de intervalo sem construção; construção de 1,5 m de aterro em 7 dias; 175 dias de intervalo sem construção; construção de 0,5 m de aterro em 25 dias.

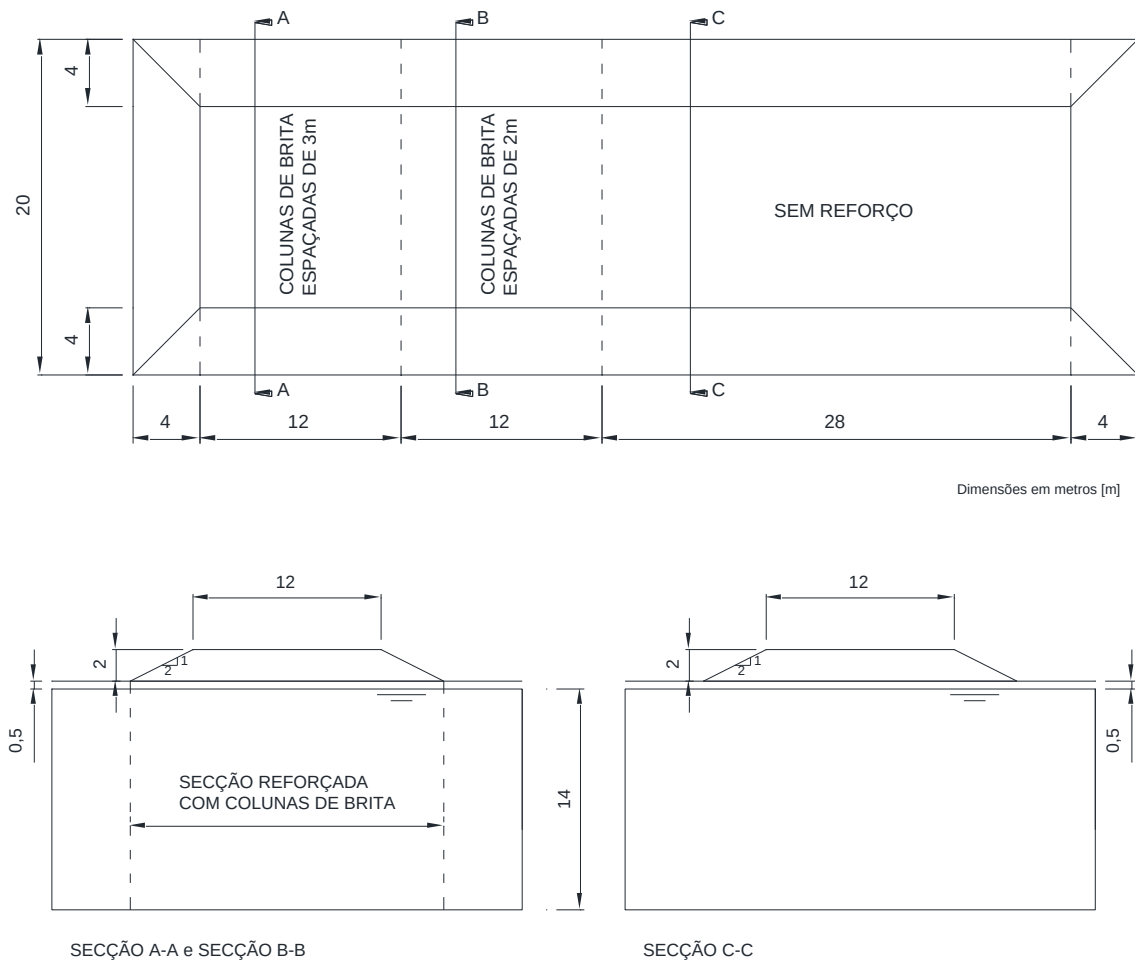


Figura 9-2 – Geometria do aterro experimental (adaptado de Oh (2006))

9.3 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E INSTRUMENTAÇÃO

Na Figura 9-3 são apresentadas algumas propriedades do maciço no qual se desenvolve a obra e a Figura 9-4 mostra os diagramas de carga retirados dos ensaios edométricos de cinco amostras de argila retiradas a várias profundidades do maciço de fundação.

Admitiu-se que o coeficiente de impulso do solo mole após a instalação das colunas seria igual a 0,6. O peso volúmico do material do aterro foi considerado igual a 20 kN/m^3 . Os ângulos de atrito do solo mole e do aterro foram considerados iguais a 23° e 35° , respetivamente.

O nível freático encontra-se à superfície do solo mole.

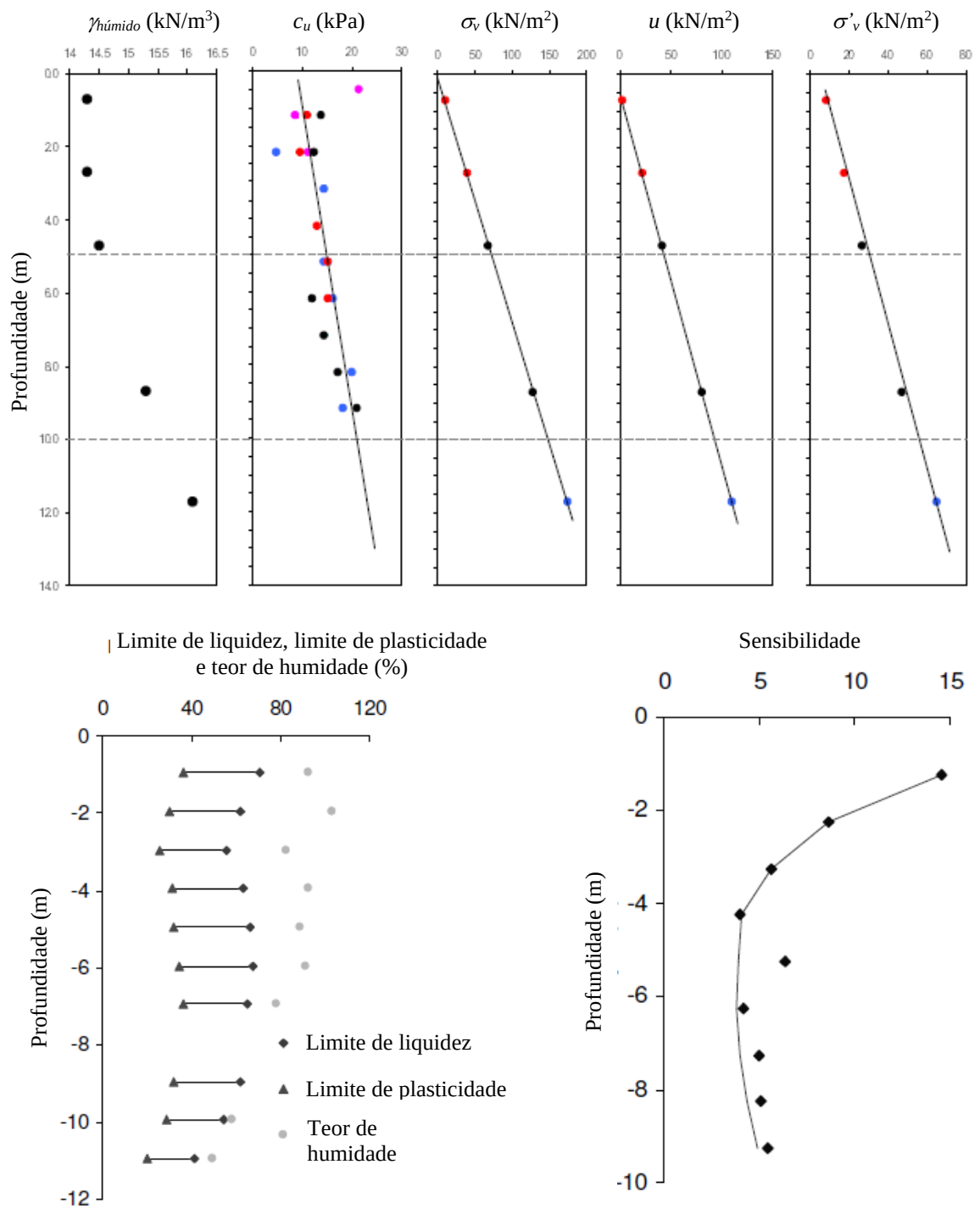


Figura 9-3 – Propriedades do maciço argiloso de fundação (Oh, 2006)

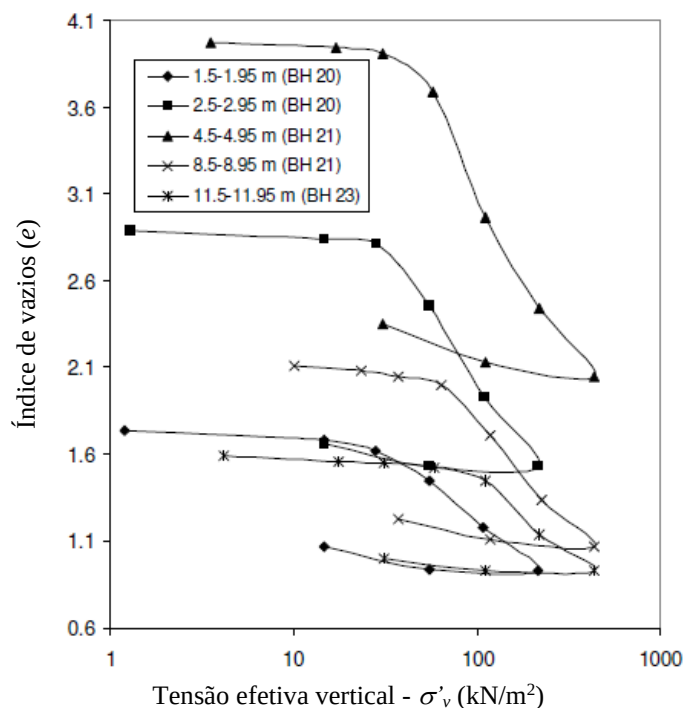


Figura 9-4 – Diagrama da tensão efetiva vertical *versus* índice de vazios de amostras do maciço argiloso de fundação recolhidas a várias profundidades, submetidas a ensaios edométricos (Oh, 2006)

O comportamento da obra foi registado através dos seguintes equipamentos de instrumentação:

- Células de assentamento;
- Tubo inclinométrico horizontal posicionado na superfície do terreno para monitorização dos deslocamentos verticais;
- Inclinómetros verticais no pé do talude para medição de deslocamentos horizontais;
- Piezómetros para medição de pressão intersticial.

Oh (2006) reportou que os valores medidos pelos piezómetros foram pouco congruentes. Por este motivo, as medições de pressão intersticial não foram utilizadas na análise da obra.

9.4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DA OBRA

9.4.1 - Hipóteses gerais de cálculo

Apresentam-se no Quadro 9-1 os valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos adotados para os diferentes materiais. Na definição das características mecânicas algumas simplificações e hipóteses tiveram de ser consideradas.

Quadro 9-1 - Características do solo mole, do material de aterro e das colunas de brita

	λ	k	Γ	ϕ' (°)	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_h (m/s)	k_v (m/s)
Argila camada 1	0,4695	0,0462	4,44	23	0,25	4.737	16,1	$3,5 \times 10^{-10}$	$3,5 \times 10^{-10}$
Argila camada 2	0,5173	0,1210	5,09	23	0,25	5.362	15,2	$2,3 \times 10^{-10}$	$2,3 \times 10^{-10}$
Argila camada 3	0,7642	0,1144	7,12	23	0,25	7.570	14,5	$2,5 \times 10^{-9}$	$2,5 \times 10^{-9}$
Argila camada 4	0,4192	0,0553	4,10	23	0,25	4.351	14,3	$3,2 \times 10^{-9}$	$3,2 \times 10^{-9}$
Aterro	0,0300	0,005	1,80	35	0,30	1.817	20,0	-	-
Colunas de brita	0,0038	0,00095	1,91	40	0,30	1.916	22,0	-	-

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga; k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efetiva de 1 kPa; ϕ' – ângulo de atrito definido em tensões efetivas; ν' – coeficiente de Poisson definido em tensões efetivas; γ – peso específico; k_h , k_v – permeabilidades nas direções horizontal e vertical, respetivamente.

No caso do solo mole, dada a incerteza sobre os limites das camadas de solo mole com diferentes características, estas foram agrupadas 4 camadas com base nas propriedades do maciço argiloso e nos ensaios edométricos apresentados por Oh (2006). As camadas consideradas são indicadas na Figura 9-5. Adotaram-se os valores médios dos intervalos no que se refere ao peso específico, γ , ao parâmetro λ (correlacionável diretamente com o índice de compressibilidade, C_c) e ao parâmetro k (correlacionável diretamente com o índice de recompressibilidade, C_r). Os valores dos parâmetros λ e k foram estimados a partir das curvas retiradas dos ensaios edométricos. Conhecido, para cada camada, o valor da resistência não drenada c_u (Figura 9-3) e estimado o respetivo índice de vazios inicial e a partir dos ensaios edométricos, o valor do parâmetro Γ pode ser determinado pela seguinte expressão da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (Britto & Gunn, 1987):

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot e^{\left(\frac{\Gamma - \nu}{\lambda}\right)} \quad (9.1)$$

em que M é dado pela expressão (5.25) e $\nu = 1 + e$ é o volume específico inicial. O parâmetro N foi estimado considerando o parâmetro b (ver expressão (5.30)) igual a 1, o que significa que se admitiu que a superfície de cedência do modelo p - q - θ , no referencial p - q , passa na origem dos eixos.

Relativamente à caracterização hidráulica das formações, optou-se por adotar os valores de permeabilidade das camadas argilosas que melhor traduziram a evolução no tempo dos resultados numéricos do aterro sem colunas quando comparados com os resultados medidos (Quadro 9-1). A formação argilosa foi considerada isotrópica em termos de permeabilidade.

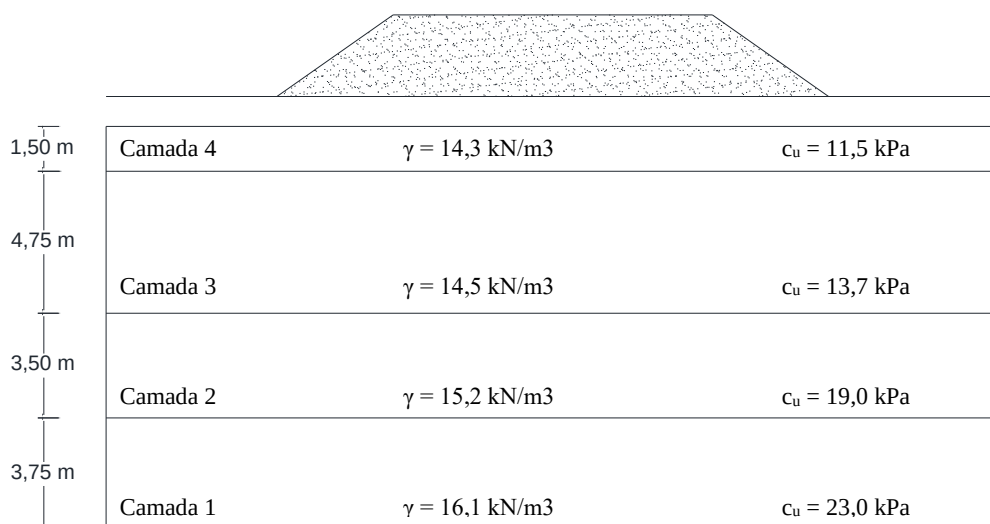


Figura 9-5 – Aterro experimental: corte transversal com a disposição das camadas da fundação e indicação das características mecânicas dessas camadas

Não existindo nenhuma informação acerca das características mecânicas do material de aterro e das colunas de brita, consideraram-se características médias para este tipo de solos. O mesmo procedimento foi adotado para as características do material da geogrelha. Para os parâmetros mecânicos das colunas de brita foram adotados os parâmetros determinados por Domingues (2006) com base no módulo de deformabilidade confinado e ângulo de atrito fornecidos pela empresa Keller. Os parâmetros do aterro são os utilizados por Borges (1995) no estudo de modelação de um aterro construído sobre solos moles.

Para a modelação do comportamento da geogrelha foi adotado um modelo de comportamento elástico linear atendendo a que o limite máximo de deformação do geossintético recomendado para este tipo de obra é 6%. Deste modo, ao longo da vida útil da obra, a geogrelha apresentará um comportamento que se encontra na parte linear elástica da curva tração/deformação, muito longe da rotura. Como não foram fornecidas informações acerca das características da geogrelha, foram também adotadas características típicas destes materiais. Adotou-se a rigidez à tração de $J = E \cdot t = 1000 \text{ kN/m}$, sendo E o módulo de deformabilidade ($E = 2,5 \cdot 10^5 \text{ kPa}$) e t a espessura ($t = 0,004 \text{ m}$).

A modelação das zonas centrais do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m e do aterro sem colunas de brita foi feita recorrendo ao conceito da célula unitária axissimétrica e célula unitária tridimensional. Na Figura 9-6a pode observar-se a malha de elementos finitos axissimétrica e na Figura 9-6b a malha de elementos finitos tridimensionais. Tal como nos estudos tridimensionais efetuados nos capítulos anteriores, os elementos “cúbicos”, com 20 nós, usados para modelar o solo mole de fundação apresentam 60 incógnitas de deslocamento – nos vértices e nos pontos médios das arestas, e 8 incógnitas de excesso de pressão neutra - nos vértices; e os elementos “cúbicos” usados na simulação drenada da coluna e do aterro apresenta apenas 60 incógnitas de deslocamento – nos vértices e nos pontos médios das arestas. Nas modelações da célula unitária não foi considerada a geogrelha na base do aterro. Conforme foi visto por Marques (2008), a geogrelha, funcionando como catenária na zona central do aterro, mesmo em aterros sobre solos moles reforçados com colunas rígidas de jet-grout, tem uma influência pouco significativa no comportamento da célula unitária. Este facto prende-se sobretudo com a pouca importância do mecanismo de transferência de carga vertical para a coluna através do geossintético (porque o ângulo de inclinação final do geossintético com a horizontal é, por regra, muito pequeno). Por outro lado, a mobilização de tração no geossintético por transferência de tensões de corte nas interfaces solo-geossintético está essencialmente associada aos deslocamentos horizontais do aterro nas zonas mais laterais do problema, sendo este mecanismo de transferência de carga praticamente desprezável na parte central do mesmo, zona em que os deslocamentos horizontais se podem considerar de grandeza desprezável.

O aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m foi também modelado bidimensionalmente em estado plano de deformação (Figura 9-7). Os elementos triangulares usados na simulação acoplada do solo mole apresentam 6 pontos nodais para deslocamentos (nos vértices e a meio dos três lados) e 3 pontos nodais para o excesso de pressão neutra (nos vértices). Os elementos triangulares que foram usados na simulação drenada da coluna e do aterro apresentam apenas 6 pontos nodais para deslocamentos, nos vértices e a meio dos lados. A geogrelha colocada na base do aterro foi simulada usando o elemento-barras unidimensional de 3 nós (nas extremidades e no ponto médio do elemento).

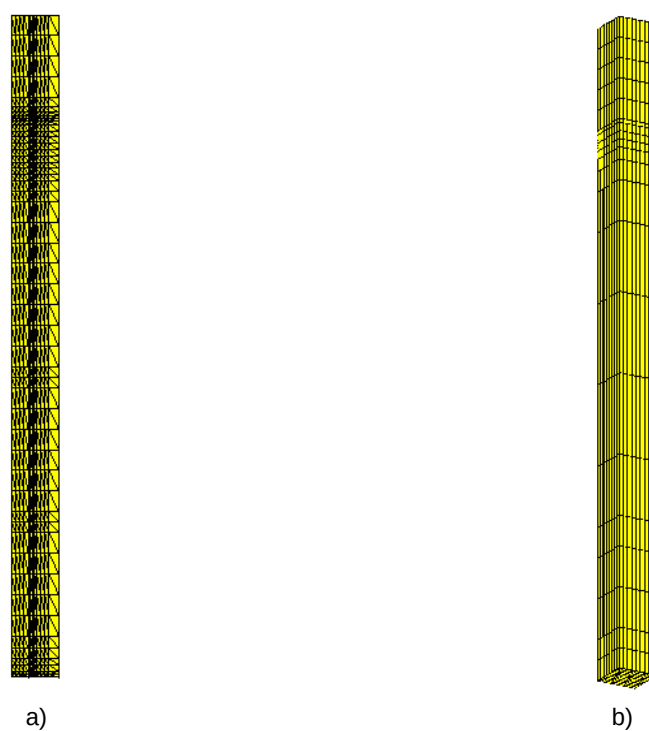


Figura 9-6 – Malha de elementos finitos usada no estudo da zona central dos aterros experimentais:
a) célula unitária axissimétrica; b) célula unitária tridimensional

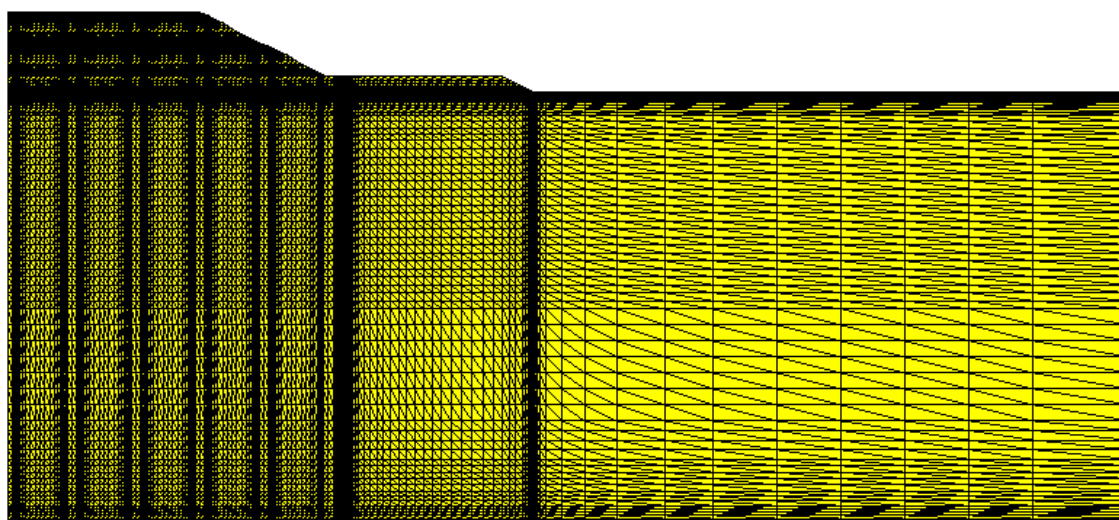


Figura 9-7 – Malha de elementos finitos bidimensional para o aterro reforçado com colunas
espaçadas de 2,0 m

9.4.2 - Análise dos resultados

Na Figura 9-8 apresenta-se, para o aterro sem colunas de brita, a comparação entre os resultados da medição em obra e os resultados obtidos através da modelação numérica da estrutura no centro do aterro (com a célula unitária tridimensional). Por sua vez, para o aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m, a comparação dos resultados instrumentados com os resultados da modelação numérica (célula unitária tridimensional) é mostrada na Figura 9-9. Os valores medidos em obra foram obtidos através dos registos das células de assentamento colocadas na zona central do aterro.

No aterro sem colunas de brita (Figura 9-8), os assentamentos obtidos numericamente processaram-se ligeiramente mais lentamente do que os resultados da obra, no entanto, a comparação mostrou uma concordância geral relativamente boa entre os resultados.

No caso do aterro com colunas de brita espaçadas de 2 m, os assentamentos obtidos numericamente processaram-se mais rapidamente do que os assentamentos na obra (Figura 9-9) e apresentam-se superiores aos resultados da instrumentação no final do período monitorizado (dia 438). Além disso, na curva dos assentamentos instrumentados ao longo do tempo não são refletidas as fases de construção do aterro, o que acontece na curva de assentamentos obtidos através da modelação numérica. Seria expectável que, associado a cada fase de construção, se observasse um aumento dos assentamentos num período relativamente curto de tempo, atendendo à aceleração da consolidação da fundação promovida pela presença das colunas de brita. Oh (2006) sublinhou a incerteza associada ao faseamento construtivo do aterro, e o comportamento da obra parece indicar que o faseamento construtivo da obra não coincide com as três fases indicadas no subcapítulo 9.2.

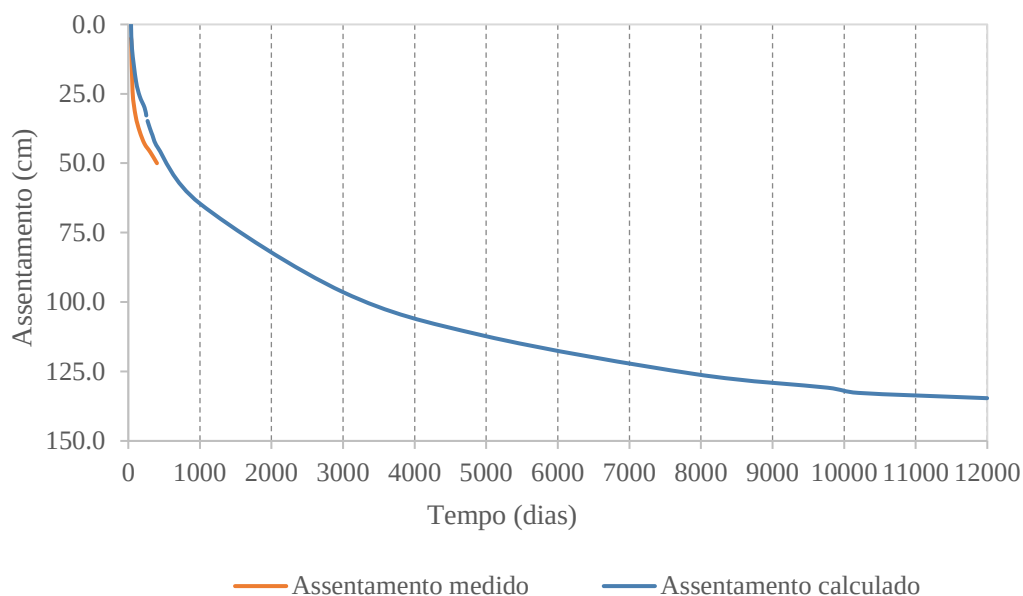


Figura 9-8 – Evolução no tempo do assentamento no centro do aterro sem colunas de brita – comparação dos assentamentos medidos e dos assentamentos calculados numericamente

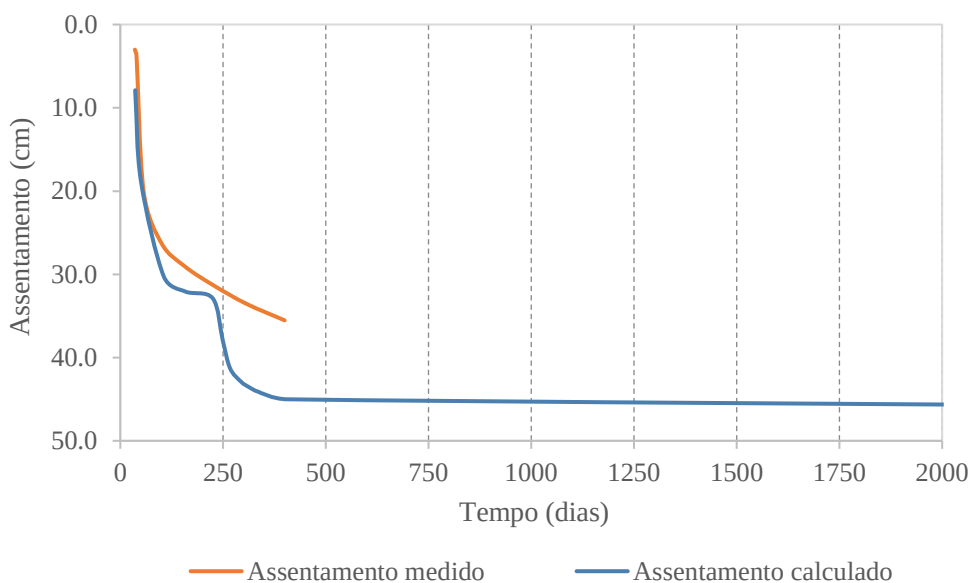


Figura 9-9 – Evolução no tempo do assentamento no centro do com colunas de brita espaçadas de 2 m – comparação dos assentamentos medidos e dos assentamentos calculados numericamente

Relativamente à medição das pressões intersticiais, conforme já foi referido, as medições obtidas em obra resultaram incongruentes, não sendo assim possível comparar com os resultados numéricos. Os resultados de pressões intersticiais obtidos numericamente na zona central do aterro no final de cada uma das fases de construção e no final do período de

monitorização (dia 428) são apresentados na Figura 9-10 e na Figura 9-11, na zona sem colunas de brita e na zona com colunas de brita, respetivamente.

É visível que a dissipação dos excessos de pressão intersticial é muito mais rápida na fundação com colunas de brita. No caso do aterro reforçado com colunas de brita verifica-se que no final de cada etapa de construção o excesso de pressão intersticial máximo nunca atinge o valor da carga do aterro construído nessa fase. No final da primeira fase, ou seja, 36 dias após o início da construção do aterro, no caso com colunas de brita o excesso de pressão intersticial máximo atinge o valor de 5,5 kPa, enquanto que no aterro sem colunas de brita verifica-se que o excesso de pressão intersticial é de 10 kPa, ou seja, o valor correspondente à magnitude da carga de aterro, em quase toda a extensão da fundação. No final da segunda etapa de construção, no aterro com colunas de brita o excesso de pressão intersticial máximo tem pontualmente o valor de 36,0 kPa, enquanto que no aterro sem colunas de brita o excesso de pressão intersticial varia entre 36 e 40 kPa em quase toda a extensão da fundação. Este efeito é também notório no final da construção da terceira fase do aterro (dia 225). No final do período de instrumentação da obra os excessos de pressão intersticial já se encontram praticamente totalmente dissipados no aterro reforçado com colunas de brita, enquanto que na obra sem colunas de brita, nas camadas mais inferiores o excesso de pressão intersticial apresenta ainda valores entre 45 e 50 kPa.

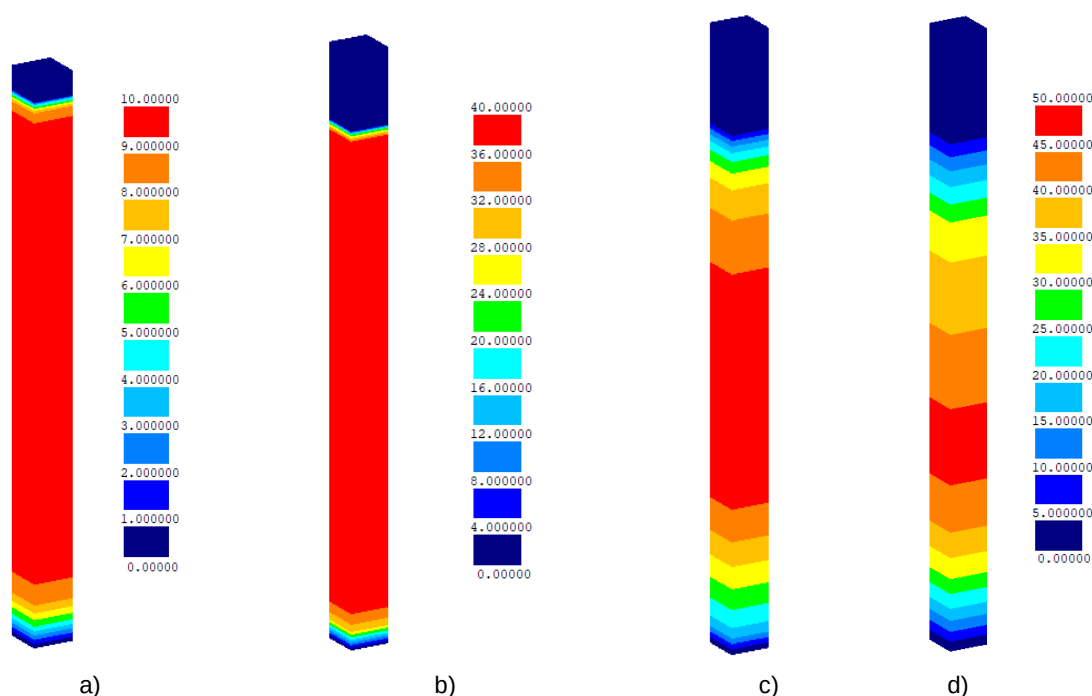


Figura 9-10 – Excessos de pressão intersticial na zona central do aterro sem colunas de brita, em vários instantes: a) final da primeira fase (0 - 0,5 m); b) final da segunda fase (0,5 - 2,0 m); c) final da terceira fase (2,0 - 2,5 m); d) 428 dias após o início da construção do aterro

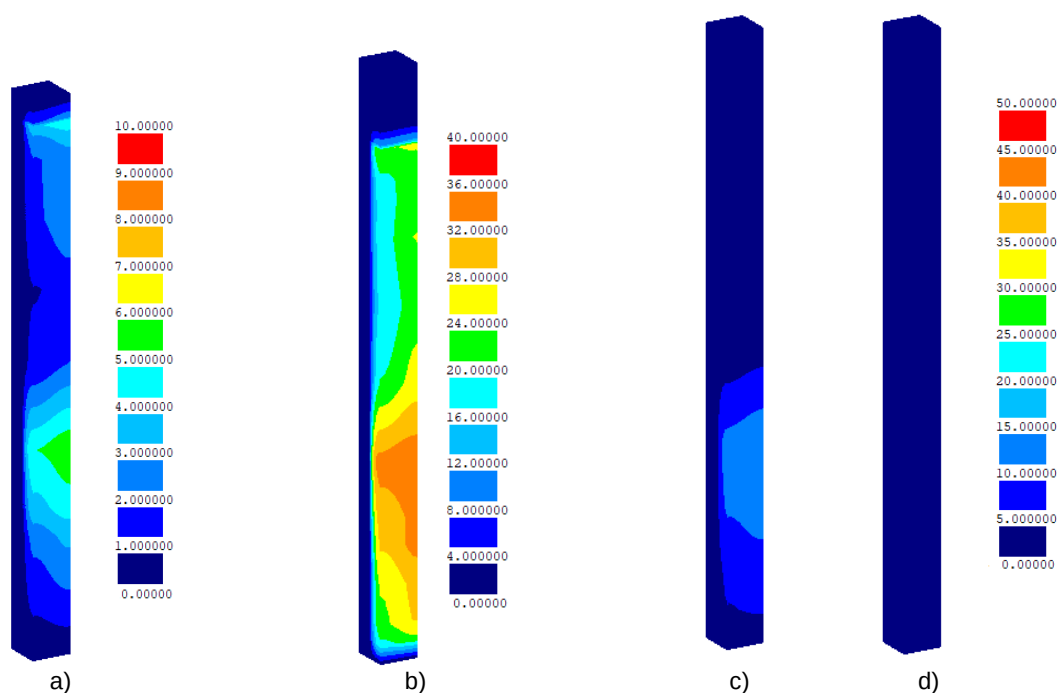


Figura 9-11 – Excessos de pressão intersticial na zona central do aterro com colunas de brita, em vários instantes: a) final da primeira fase (0 - 0,5 m); b) final da segunda fase (0,5 - 2,0 m); c) final da terceira fase (2,0 - 2,5 m); d) 428 dias após o início da construção do aterro

Para analisar os assentamentos na base do aterro experimental tendo em conta a sua geometria transversal completa, a estrutura foi modelada bidimensionalmente em estado plano de deformação de acordo com o modelo geométrico dos muros longitudinais de brita (descrito em 4.2.2).

Com base no Método 2 proposto por Tan *et al.* (2008), a transformação geométrica da célula unitária axissimétrica para a célula unitária em estado plano de deformação é feita mantendo o valor do coeficiente de substituição. A largura do muro de brita da célula unitária em estado plano de deformação é obtida através da expressão (6.7). A deformabilidade do muro de brita e a permeabilidade do solo em estado plano assumem os mesmos valores que em condições axissimétricas.

Passando à comparação dos resultados da obra com os da modelação bidimensional do problema em estado plano de deformação (geometria transversal completa) adotando as hipóteses referidas no parágrafo anterior (Tan *et al.*, 2008), na Figura 9-12 apresenta-se a evolução do assentamento máximo medido e calculado na base do aterro. No instante correspondente ao final do período de monitorização, o deslocamento máximo obtido numericamente é cerca de 1 cm superior à medição de obra. Durante as fases de

carregamento observa-se um maior desfasamento entre os resultados numéricos e as medições.

Nas figuras 9-13 a 9-15 confrontam-se os valores medidos e calculados dos assentamentos na base do aterro relativos a três instantes. Dessas imagens ressalta a boa concordância dos resultados na zona central sob o aterro no solo mole nos instantes relativos ao dia 33 e dia 457. Este tipo de obras apresenta tipicamente deslocamentos verticais ascendentes junto ao pé do talude, ou seja, a uma distância igual a zero, efeito esse que não é refletido nas medições de obra.

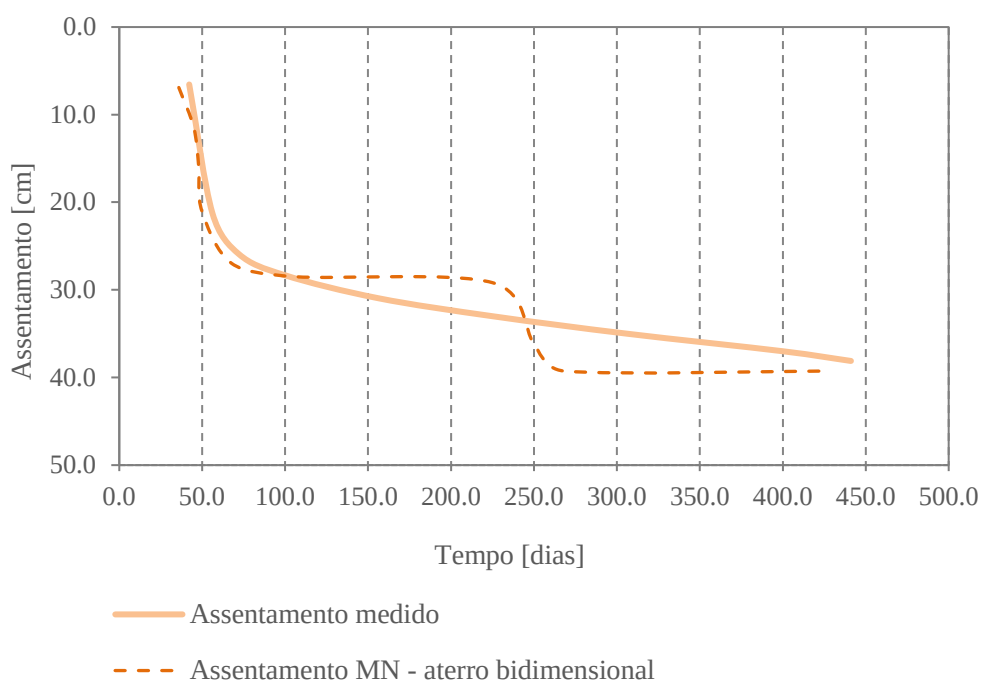


Figura 9-12 – Evolução no tempo do assentamento no centro do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados

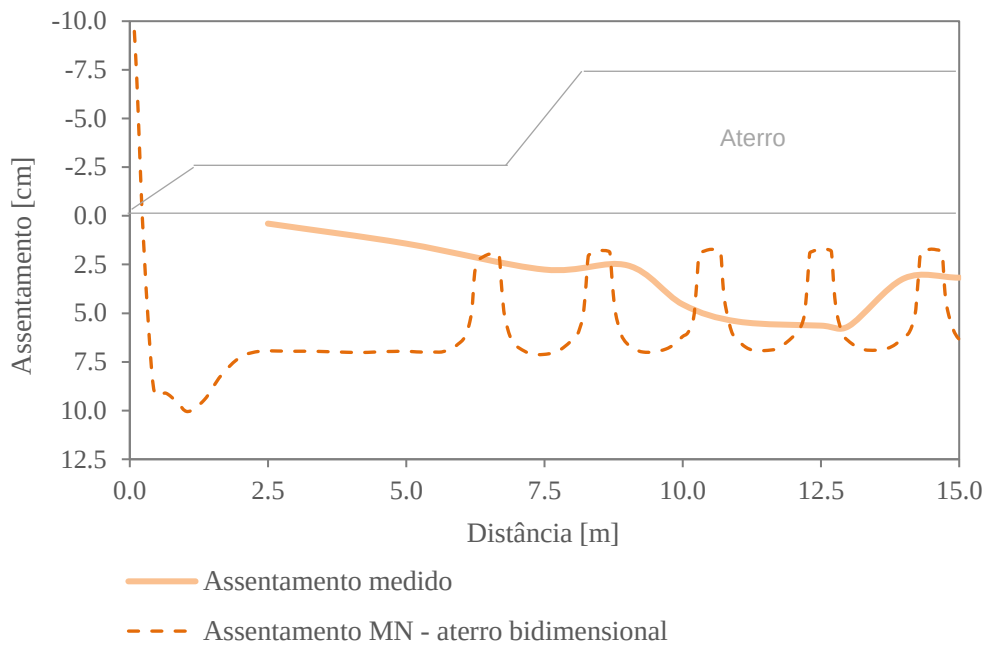


Figura 9-13 – Assentamentos na base do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m no dia 33 após o início da construção do aterro – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados

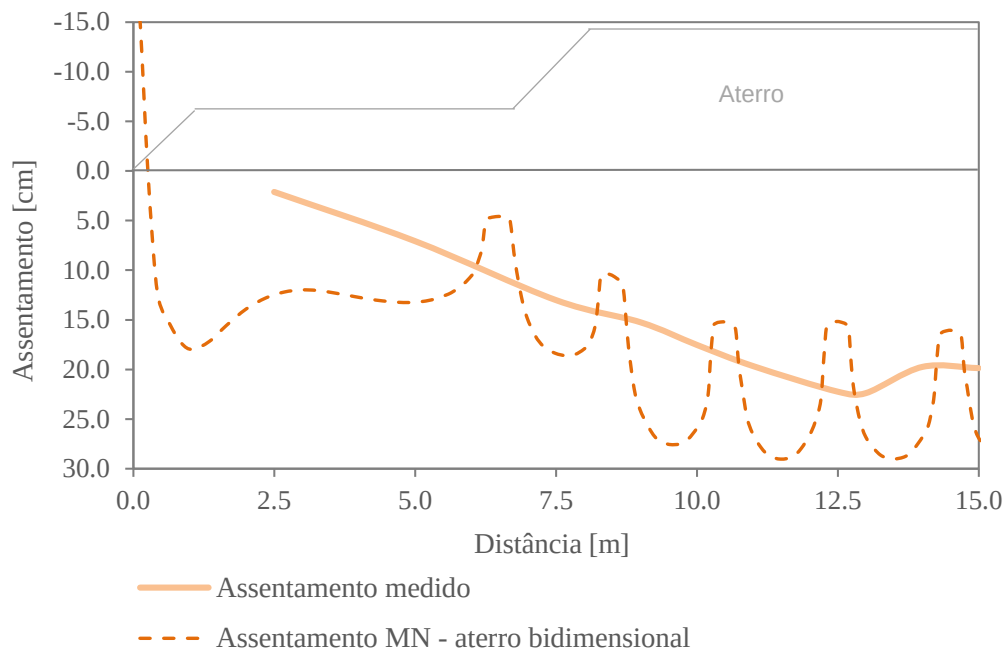


Figura 9-14 – Assentamentos na base do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m no dia 187 após o início da construção do aterro – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados

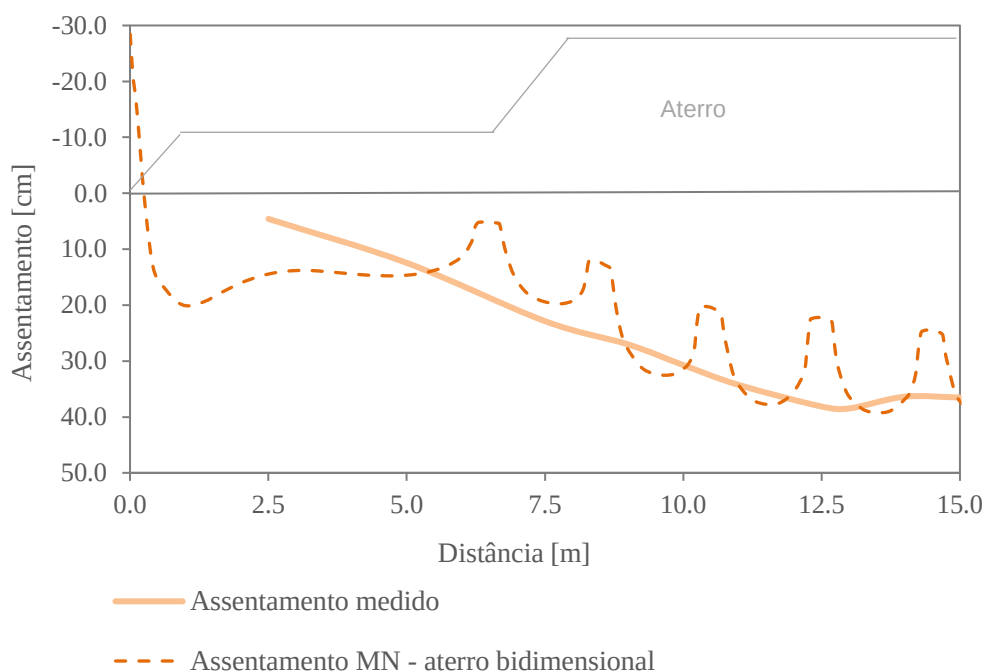


Figura 9-15 – Assentamentos na base do aterro reforçado com colunas de brita espaçadas de 2 m no dia 457 após o início da construção do aterro – comparação dos resultados numéricos (MN) com os instrumentados

Os excessos de pressão intersticial obtidos numericamente em vários instantes da construção do aterro são ilustrados nas Figuras 9-16, 9-17 e 9-18. Na Figura 9-16 são representados os excessos de pressão intersticial no final da primeira fase de construção (0,5 m de aterro em 36 dias) e 7 dias após a primeira fase e na Figura 9-17 são representados os excessos de pressão intersticial no final da segunda fase de construção (1,5 m de aterro em 7 dias), 18 dias e 175 dias após o final da segunda fase. Em ambas as figuras, registam-se, nas camadas mais inferiores, excessos de pressão intersticial que se dissipam mais lentamente. Na Figura 9-18 são apresentados os excessos de pressão intersticial após a terceira fase de construção do aterro (0,5 m em 25 dias). Verifica-se que, em todos os instantes da obra analisados, o excesso de pressão intersticial é significativamente menor que o valor da carga materializada pelo aterro, o que se deve, naturalmente, ao efeito de aceleração da consolidação proporcionado pelas colunas de brita. O estrato de areia subjacente ao estrato argiloso, que constitui a fronteira drenante inferior, potencia ainda mais o efeito de aceleração da consolidação da obra.

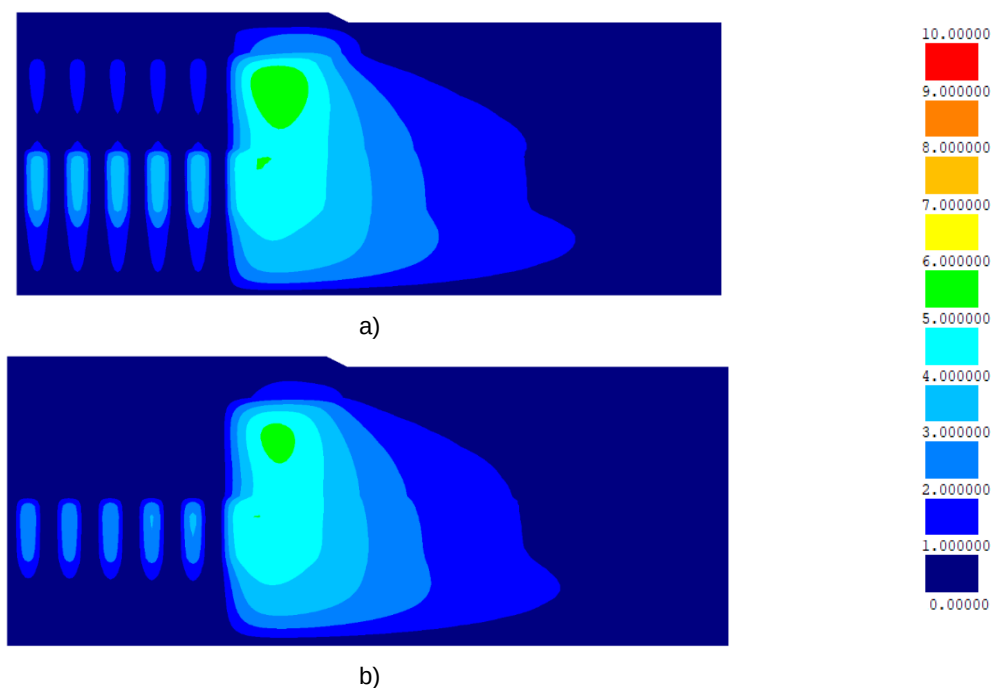


Figura 9-16 – Excessos de pressão intersticial da estrutura com colunas de brita espaçadas de 2 m, em vários instantes: a) final da construção da primeira fase (0 - 0,5 m de altura); b) 7 dias após o final da primeira fase de construção

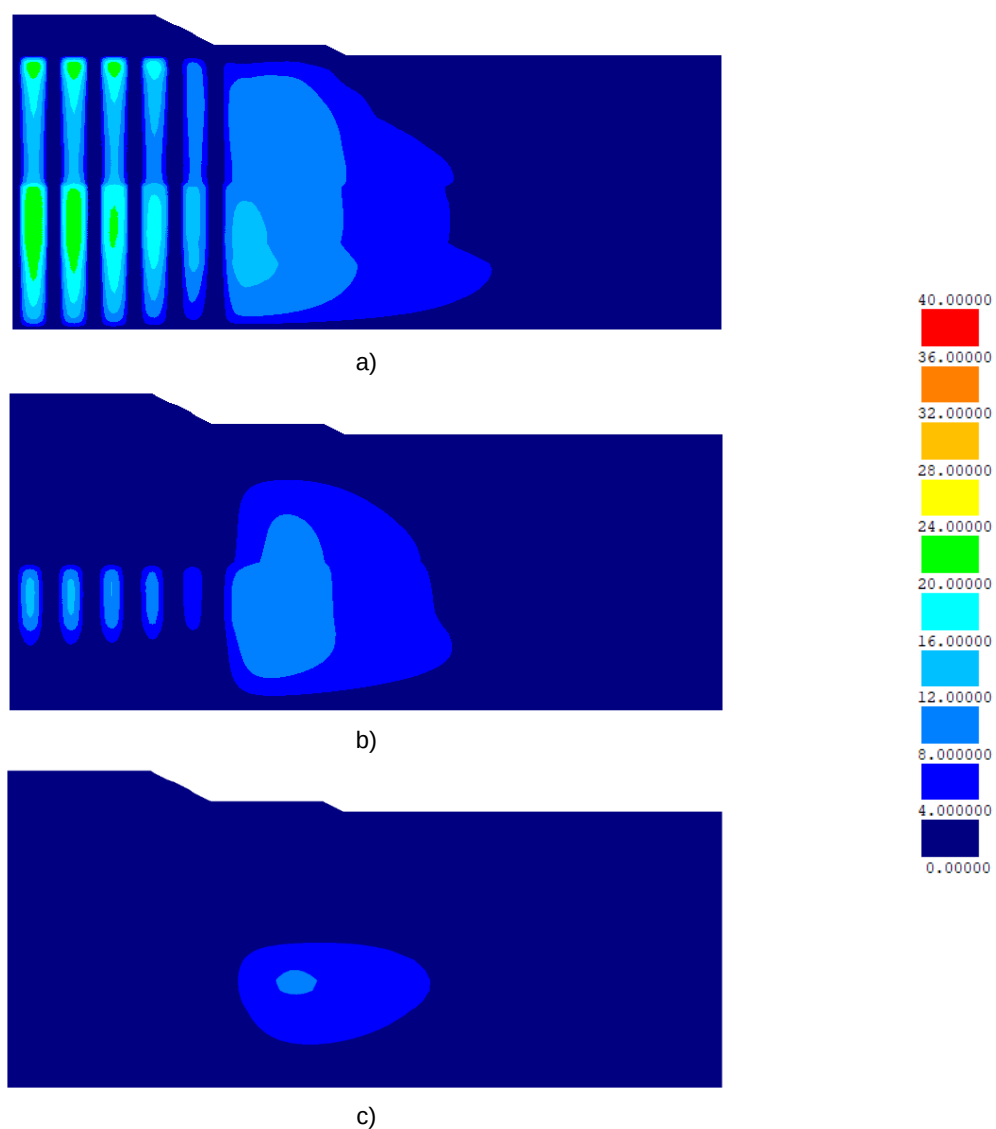


Figura 9-17 – Excessos de pressão intersticial da estrutura com colunas de brita espaçadas de 2 m em vários instantes: a) final da construção da segunda fase (0,5 - 2,0 m de altura); b) 18 dias após o final da segunda fase de construção; c) 175 dias após o final da segunda fase de construção

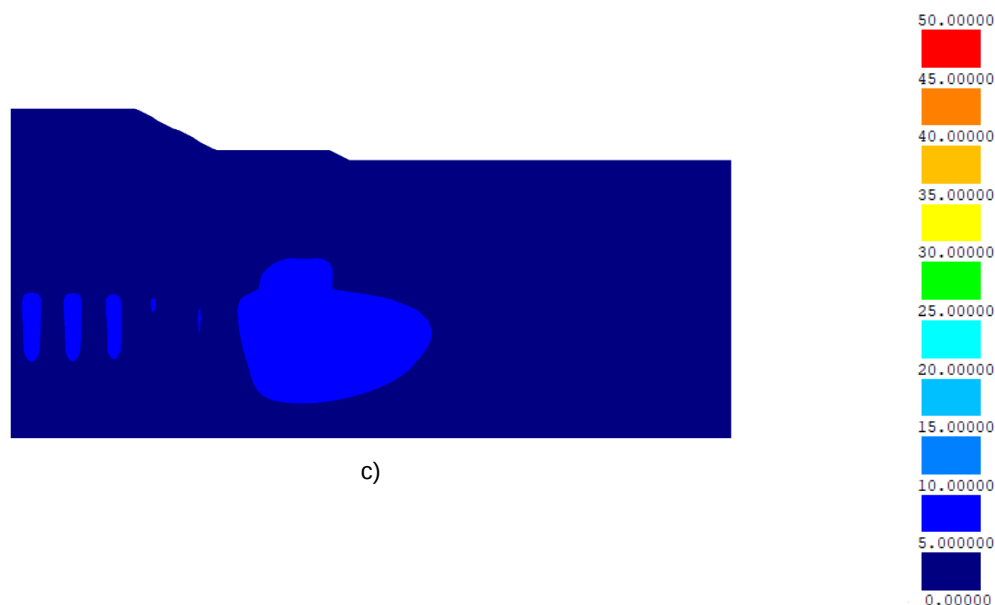


Figura 9-18 – Excessos de pressão intersticial da estrutura com colunas de brita espaçadas de 2 m no final da construção da terceira fase (2,0 - 2,5 m de altura)

9.4.3 - Fator de melhoramento dos assentamentos

A redução do assentamento que pode ser obtida através do reforço com colunas de brita pode ser avaliada através do fator de melhoramento dos assentamentos, que define a relação entre o assentamento do solo não reforçado e o assentamento do solo reforçado com colunas de brita, conforme foi visto em 3.2.

No caso analisado, a monitorização da obra não acompanhou a evolução dos assentamentos até ao final da consolidação. Para efeito do cálculo do fator de melhoramento a longo prazo foram considerados os assentamentos obtidos numericamente com a célula unitária para o caso reforçado e não reforçado (Figura 9-19). A análise da figura permite verificar o valor máximo do assentamento no caso sem reforço é de 137 cm e que, pela introdução do reforço com colunas de brita, há uma diminuição do valor do assentamento máximo obtido numericamente de 137 cm para 45 cm. O fator de melhoramento, n , é de 3,0.

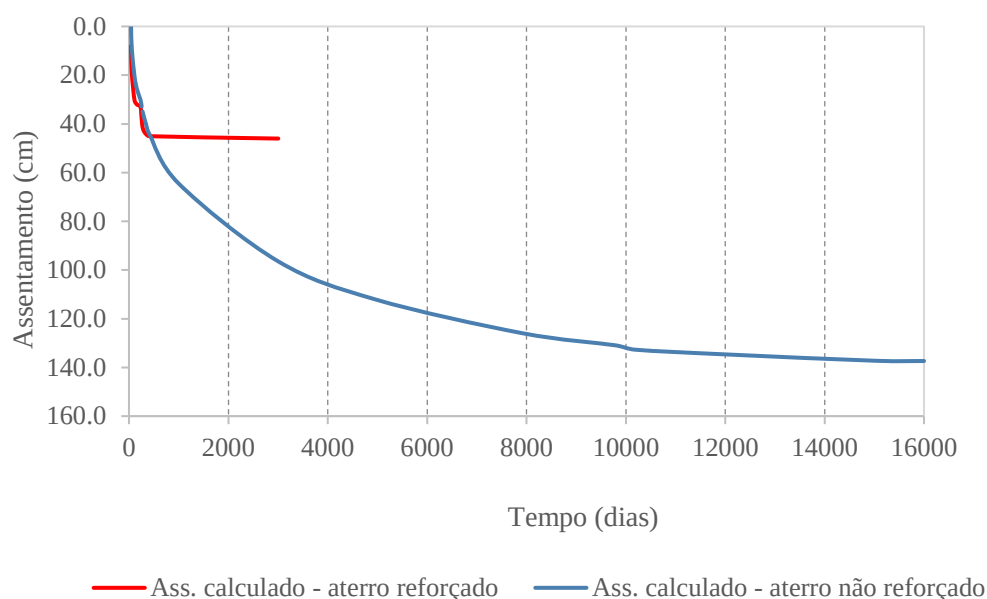


Figura 9-19 – Resultados numéricos do assentamento máximo na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço com colunas de brita

Para comparar os resultados obtidos numericamente com os resultados da aplicação do método de pré-dimensionamento apresentado no Capítulo 7, o fator de melhoramento foi calculado através da aplicação do ábaco da Figura 7-57. Verifica-se que a relação entre as deformabilidades do solo mole e a deformabilidade do material da coluna, m , toma valores superiores a 100, tendo-se optado por tomar o valor correspondente ao valor superior das abcissas, ou seja, $m = 100$, chegando-se a um valor do fator de melhoramento de 4, o que corresponde a um valor do assentamento do solo mole reforçado igual a 34,25 cm. Esta diferença entre a simulação numérica e a proposta de dimensionamento é de 24%.

9.5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modelação de obras reais instrumentadas é uma ferramenta importante para validar os modelos de cálculo utilizados. Contudo, de uma maneira geral, é difícil conseguir uma caracterização completa do terreno e uma boa precisão nas medições realizadas em obra. A análise de uma obra real feita com base nos dados disponibilizados em obras publicadas na bibliografia é habitualmente complexa, já que nem sempre se dispõe de toda a informação necessária para a modelação da obra e o objetivo das medições realizadas em obra serve, por vezes, objetivos específicos, não fornecendo dados suficientes para analisar globalmente o comportamento da estrutura.

Neste capítulo o modelo numérico RECRIB (Borges,1995; Borges, 2004) foi aplicado na modelação de uma obra de um aterro experimental construído sobre um maciço argiloso mole com duas secções: uma secção reforçada com colunas de brita e outra sem colunas de brita.

A zona central de ambos os aterros foi modelada com recurso à célula unitária tridimensional. No caso do aterro sem colunas de brita verificou-se uma concordância geral relativamente boa entre os resultados medidos e calculados. No caso do aterro reforçado com colunas de brita, no final do período monitorizado o assentamento máximo da célula unitária tridimensional foi mais elevado do que o registo de instrumentação. Verificou-se ainda que a evolução dos assentamentos instrumentados não reflete as fases de construção do aterro, o que parece indicar que o faseamento construtivo da obra não coincide com o faseamento considerado. A análise dos resultados numéricos dos excessos de pressão intersticial confirmou a importância das colunas de brita na aceleração da consolidação da estrutura com colunas de brita.

A secção transversal do aterro reforçado foi também modelada em estado plano de deformação, tendo-se verificado uma boa concordância entre o deslocamento máximo obtido numericamente e a correspondente medição de obra no final do período instrumentado.

As discrepâncias verificadas entre os resultados obtidos nos diferentes cálculos e os resultados das medições de obra podem, pelo menos em parte, ser explicadas pela dificuldade em apurar o faseamento construtivo, pelas incertezas inerentes à adoção dos parâmetros geotécnicos dos materiais e pela variabilidade geotécnica real que nunca é perfeitamente simulada.

O fator de melhoramento calculado numericamente foi comparado com a aplicação da proposta de dimensionamento apresentada em 7.9. A diferença entre a simulação numérica e a proposta de dimensionamento para o caso em estudo é de 24%, o que se situa no limite superior do intervalo de erro inerente à aplicação do método de dimensionamento.

CAPÍTULO 10

CONCLUSÕES E LINHAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO

10.1 - CONCLUSÕES GERAIS

Ainda que tenham sido expostas ao longo da tese, ressaltam-se em seguida as principais conclusões alcançadas no presente trabalho.

O reforço com colunas de brita é uma técnica bem conhecida, bem documentada e uma das mais utilizadas no reforço de aterros sobre solos moles. O método atualmente mais utilizado para a construção de colunas de brita em solos argilosos moles é a vibrossubstituição por via seca e com alimentação pelo fundo. O tratamento com colunas de brita tradicionais é considerado adequado para tratar solos moles com resistência não drenada a partir de 5 kPa. A procura de métodos de dimensionamento mais precisos tem motivado a investigação recente sobre os efeitos que a instalação das colunas de brita tem no estado de tensão do solo mole e na permeabilidade da fundação reforçada. A instalação das colunas acarreta um aumento da resistência da fundação após a instalação das colunas, mas são necessários mais dados para se concluir em termos práticos de que forma esse efeito altera o estado de tensão horizontal, e ter esse efeito em conta na simulação do comportamento destas estruturas. A instalação das colunas de brita no solo mole provoca também a formação de uma *smear zone* na envolvente das colunas, com permeabilidade inferior à permeabilidade natural do solo mole.

Quando o tratamento com colunas de brita consiste na instalação das colunas numa malha, o dimensionamento das colunas de brita é normalmente condicionado pelo assentamento máximo admissível. Para dimensionar este tipo de obras relativamente aos assentamentos, as ferramentas mais utilizadas são os métodos analíticos e a modelação numérica.

A principal vantagem dos métodos analíticos para avaliação dos assentamentos está relacionada com a rapidez e facilidade da sua aplicação na estimativa do assentamento do solo reforçado. A maioria dos métodos analíticos recorre ao conceito de célula unitária, e a sua aplicação tem, necessariamente, inerente algum grau de incerteza, que advém das simplificações aceites na conceção dos métodos. Por sua vez, a modelação numérica é uma das abordagens mais utilizadas para auxiliar o dimensionamento das obras com colunas de brita em virtude da sua versatilidade e maior fiabilidade em reproduzir o comportamento complexo destas estruturas tridimensionais. Concluiu-se que, para investigar aprofundadamente o comportamento global de uma obra de aterro sobre solos moles reforçado com colunas de brita em condições não totalmente confinadas, inclusivamente nas zonas sob os limites do aterro, onde o comportamento é mais complexo comparativamente com a zona central da obra, a modelação numérica tridimensional é a ferramenta mais adequada.

O presente trabalho teve como principal objetivo contribuir para o aprofundamento da compreensão do comportamento complexo dos aterros construídos em solos argilosos moles reforçados com colunas de brita, particularmente em condições não totalmente confinadas, através de modelações numéricas e, complementarmente, através de estudos de modelação física.

Os estudos de modelação numérica foram realizados com o auxílio de um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos que permite realizar análises acopladas mecânico-hidráulicas para simulação da consolidação em solos argilosos saturados (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot). Para a simulação numérica dos solos adotou-se um modelo baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

Aplicou-se o modelo a uma obra de aterro idealizada num maciço argiloso mole e interpretou-se o comportamento do sistema, desde o início da construção do aterro até à completa dissipação dos excessos de pressão intersticial, analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos verticais e horizontais, tensões efetivas, pressões intersticiais, fator de concentração de tensões, níveis de tensão e o fator de segurança à estabilidade global. O comportamento deste Estudo Base foi analisado comparativamente com o comportamento da obra não reforçada. Os resultados de modelações numéricas simplificadas (célula unitária tridimensional e modelação em estado plano de deformação) foram contrastados com os resultados do Estudo Base tridimensional.

Evidenciaram-se pronunciadas redistribuições de tensões por efeito de arco. A interação entre o aterro, as colunas de brita e o solo mole potencia a transferência de carga para o

material mais rígido – as colunas de brita - e esta redistribuição de tensões resulta numa redução muito significativa dos assentamentos, dos deslocamentos verticais ascendentes e dos deslocamentos horizontais da obra reforçada.

Grande parte dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais processam-se até ao final da construção do aterro. As colunas de brita influenciam significativamente o processo de consolidação, reduzindo muito o tempo de consolidação da fundação.

A presença das colunas de brita aumenta muito significativamente o coeficiente de segurança global da obra no final da construção do aterro comparativamente com o aterro não reforçado.

O comportamento do maciço de fundação reforçado com colunas de brita na zona sob a plataforma do aterro é diferente do comportamento na zona sob os taludes do aterro. No problema em estudo, na direção transversal a transferência de cargas é muito influenciada pela geometria do aterro e pelo menor confinamento das colunas exteriores. Sob a plataforma do aterro, verificam-se condições para que se estabeleça um mecanismo de efeito de arco, o que se reflete no facto das colunas de brita localizadas nessa zona concentrarem mais tensões verticais. Nesta zona, os assentamentos diferenciais na base do aterro são pouco significativos. Por outro lado, as colunas localizadas sob o talude do aterro concentram menores tensões verticais em resultado de vários fatores: estas colunas são solicitadas por uma carga menor; o talude do aterro possivelmente não tem a altura de aterro necessária para o estabelecimento ideal de uma estrutura de efeito de arco; e a sua localização periférica oferece menor confinamento lateral comparativamente com as colunas centrais, o que faz com que estas colunas sofram maiores deformações na direção transversal para o exterior, registando-se tensões de desvio muito expressivas na parte inferior das colunas.

As três colunas mais próximas do centro do aterro mostraram ter um comportamento semelhante entre si em termos de tensões e assentamentos, e mostraram uma boa concordância com o comportamento da célula unitária tridimensional, o que parece indicar que a célula unitária fornece uma boa aproximação do comportamento da zona central do aterro, apesar das condições não totalmente confinadas do Problema Base.

O comportamento do modelo numérico em estado plano de deformação, calibrado a partir da célula unitária axissimétrica, mostrou uma boa concordância com os resultados do modelo tridimensional tanto na evolução da curva de consolidação como no assentamento máximo. A comparação dos resultados da análise de estabilidade global ao deslizamento geral mostrou também uma aproximação razoável.

As análises paramétricas efetuadas permitiram avaliar a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema aterro-colunas de brita-solo mole, cujas conclusões principais se passam a enunciar:

- Os parâmetros da obra que revelaram ter maior influência na grandeza dos assentamentos a longo prazo foram a deformabilidade das colunas, o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas, o coeficiente de substituição e a possança do solo mole. Os assentamentos diminuem significativamente com a diminuição da deformabilidade das colunas, com o aumento do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas e com o aumento do coeficiente de substituição. Os assentamentos na base do aterro aumentam com o aumento da possança do estrato mole, mas o coeficiente de melhoramento dos assentamentos não se altera significativamente com a variação deste parâmetro;
- A maior concentração de cargas nas colunas está diretamente relacionada com a redução dos assentamentos. Confirma-se que os parâmetros da estrutura com uma influência mais significativa no fator de concentração de tensões (*FC*) são os mesmos que condicionam mais significativamente os assentamentos. Tendencialmente o fator de concentração de tensões aumenta com a diminuição da deformabilidade das colunas e com o aumento do coeficiente de substituição e diminui com o aumento do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas;
- O tempo necessário para ser alcançado o assentamento máximo a longo prazo, nas condições em estudo, diminuiu com a diminuição do tempo de construção do aterro, com o aumento da anisotropia de permeabilidade, com o aumento do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas e com o aumento do coeficiente de substituição;
- A presença das colunas de brita faz aumentar muito significativamente o coeficiente de segurança ao deslizamento geral do aterro no final da construção do aterro comparativamente com o aterro não reforçado. Para as condições do problema em estudo, a estabilidade do aterro aumenta com a diminuição da deformabilidade das colunas de brita, com o aumento da espessura da crosta ligeiramente sobreconsolidada e com o aumento do coeficiente de substituição. Relativamente ao tempo de construção do aterro, a estabilidade global aumenta quando o tempo de construção aumenta de 1 semana para 2 semanas, a partir do qual permanece constante;
- Verificou-se que o efeito do escoamento radial é bastante mais preponderante do que o escoamento vertical ascendente no processo de consolidação do solo mole;

- Os parâmetros com maior impacto no comportamento do solo reforçado foram o rácio de deformabilidades do solo mole e do material da coluna, o coeficiente de substituição e o coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas.

Em resultado das análises paramétricas foi apresentado um método de dimensionamento no qual se avalia o fator de melhoramento do sistema de reforço em função do coeficiente de substituição e da relação de rigidez entre o solo e a brita, para valores do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas iguais a 0,6, a 0,8 e a 1,0.

Para complementar e validar os estudos numéricos, foram realizados estudos experimentais em centrífugadora geotécnica e foi modelada uma obra real de um aterro experimental.

Foram construídos modelos físicos em escala reduzida da parte central de aterros sobre solo mole reforçados com colunas granulares e de aterros não reforçados. Os modelos foram ensaiados com sucesso na centrífugadora geotécnica a 26,3 *g*. A análise dos resultados dos ensaios confirmou que o reforço com colunas granulares reduz os assentamentos na base do aterro e o tempo que os assentamentos demoram a se processar. Nos problemas reforçados foi verificada a concentração de tensões nas colunas. Os ensaios em escala reduzida realizados na centrífugadora geotécnica foram modelados numericamente com o programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995; Borges, 2004), tendo-se obtido uma boa concordância dos resultados do modelo físico e do modelo numérico.

A obra real monitorizada trata-se de um aterro experimental com uma secção reforçada com colunas de brita e outra secção sem reforço. A obra foi modelada com o programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995; Borges, 2004), tendo por base os dados publicados por Oh (2006). Constatou-se, na revisão bibliográfica realizada, que escasseiam os casos publicados de aterros reforçados com colunas de brita com uma caracterização geotécnica completa dos solos e com registos de instrumentação de pressões a longo prazo. A zona central de ambos os aterros foi modelada com recurso à célula unitária tridimensional e a secção transversal do aterro reforçado foi também modelada em estado plano de deformação. No caso do aterro sem colunas de brita verificou-se uma concordância geral relativamente boa entre os resultados medidos e calculados. No caso do aterro reforçado com colunas de brita, no final do período monitorizado o assentamento máximo obtido com a célula unitária foi mais elevado do que o registo de instrumentação. Por sua vez, a modelação da obra com colunas de brita em estado plano de deformação (com a geometria transversal completa) forneceu uma boa concordância entre os assentamentos numéricos e experimentais. O fator de melhoramento calculado numericamente foi comparado com a aplicação da proposta de dimensionamento apresentada nesta tese, tendo-se verificado uma diferença 24% entre ambos os resultados.

10.2 - LINHAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO

O trabalho exposto pretende ser um passo mais no estudo das colunas de brita e contribuir para facilitar os passos seguintes que são necessários para avançar com o conhecimento do comportamento deste tipo de obras.

Sugerem-se as seguintes linhas de investigação futuras:

- Investigação dos efeitos que a instalação das colunas de brita tem no estado de tensão horizontal do solo mole. O estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso após a instalação das colunas confirmou a importância deste parâmetro no comportamento das obras com colunas de brita, o que reforça a necessidade de investigar o tema, principalmente a partir da análise de resultados de obras reais e de aterros experimentais;
- Validação do método de dimensionamento proposto no Capítulo 7, através de vasta comparação com resultados de instrumentação de obras reais;
- Realização de estudos numéricos tridimensionais e estudos de modelação física envolvendo colunas de brita encamisadas com geossintéticos, tendo em conta a sua utilização em solos muito moles, nos quais a solução tradicional, não encamisada, é menos eficaz devido ao baixo efeito de confinamento lateral proporcionado por estes solos nas colunas de brita;
- Realização de análises comparativas do comportamento de obras instrumentadas com o obtido pela aplicação de modelação numérica, tendo em vista uma melhor aferição dos parâmetros que controlam o comportamento deste tipo de obras e a identificação das circunstâncias que afetam as suas grandezas;
- Prosseguimento de estudos de calibração de modelos em estado plano de deformação, através de comparação com os modelos tridimensionais, tendo em conta a utilização mais simples dos primeiros, em termos práticos, na elaboração dos projetos deste tipo de obras;
- Realização de estudos numéricos e de modelação física envolvendo reforço com colunas de brita flutuantes de solos moles em maciços de grande possança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Harada, K. (1979). The “Compozer”—A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques*. Paris, France. pp. 211-216.
- Adalier, K. and Elgamal, A. (2004). Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology*: 72: 275-291.
- Adam, D., H.F. Schweiger, R. Markiewicz and T. Knabe. (2010). Euro 2008 Stadium Klagenfurt—Prediction, Monitoring and back calculation of settlement behavior. Bratislava, Slovak Republic: Proceedings of the From Research to Design in European Practice.
- Alamgir, M., Miura, N. and Poorooshasb, H.B. (1996). Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Computers and Geotechnics*: 4: 267-290.
- Alexiew, D., Brokemper, D. and Lothspeich, S. (2005). Geotextile Encased Columns (GEC): Load Capacity, Geotextile Selection and Pre-Design Graphs. *Proceedings of GeoFrontiers*. Austin, Texas, Estados Unidos da América. pp. 497-510.
- Ali, K., Shahu, J.T. and Sharma, K.G. (2012). Model tests on geosynthetic-reinforced stone columns: A comparative. *Geosynthetics International* 19, nº 4: 433-451.
- Al-Khafaji, Z.A. (1996). *Reinforcement of soft clay using granular columns*. Ph.D. Thesis, University of Manchester.
- Al-Khafaji, Z.A. and Craig, W.H. (2000). Drainage and reinforcement of soft clay tank foundation by sand columns. *Geotechnique*, 50(6): 709-713.
- Almeida, M. e Marques, E. (2011). *Aterros sobre solos moles - projeto e desempenho*. São Paulo: Huesker.

- Almeida, M., Danzinger, F. e Macedo, E. (2006). A resistência não drenada in-situ obtida através de ensaios de penetração de cilindro (T-bar). *Actas do 13º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Curitiba. pp. 619-624.
- Almeida, M., Davies, M. and Parry, R. (1985). Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations. *Geotechnique*, 35: 425-441.
- Alonso, J. (2014). Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava. *Tesis Doctoral*. Madrid: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Alves, A. N. (2012). *Contenção com Paredes Moldadas Cilíndricas em Escavações Profundas em Solos Moles*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Ambily, A.P. and Gandhi, S.R. (2007). Behaviour of Stone Columns based on Experimental and FEM analysis. *Jour. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 405-415.
- Andreou, P. and Papadopoulos, V. (2006). Modelling stone columns in soft clay. *Proc. 6th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Graz, Austria. pp. 777-780.
- ASTM D 4767-95. (1995). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.
- Atkinson J.H. (1993). *An introduction to the Mechanics of soils and Foundation*. McGraw-Hill Co. London, UK.
- Azevedo, M. S. (2010). *Escavações Cilíndricas em Solos Moles Suportados por Paredes Moldadas*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Babaei, I.H.P. (2015). *Test Embankment on Geotextile Encased Granular Columns stabilized soft ground*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Brasil.
- Babu, M., Nayak, S. and Shivashankar, R. (2013). A Critical Review of Construction, Analysis and Behaviour of Stone Columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31:1–22.
- Balaam, N.P. and Booker, J.R. (1981). Analysis of Rigid Rafts supported by Granular Piles. *Int. Jour. for Numerical and Analytical methods in Geomechanics*, 5:379-403.

- Balaam, N.P. and Booker, J.R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 9:331-335.
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. (1983). *Design and construction of stone columns*. Report SCEGIT-83-10 submitted to the Federal Highway Administration, School of Civil Engineering. Georgia Institute of Technology, Atlanta. USA.
- Barron, R.A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions ASCE*: 113, 718-742.
- Barros, L. (2015). *Escavações em solos suportadas por paredes mistas tipo berlim definitivas combinadas com colunas de jet grout ou painéis de cutter soil mixing armados. Análise pelo método dos elementos finitos*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Basset, R.H. (1986a). The Instrumentation of the trial embankment and of the Tensar SR2 grid. *Proceedings of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground*, London, UK.
- Basset, R.H. (1986b). Presentation of instrumentation data. *Proceedings of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground*, London, UK.
- Baumann, V. and Bauer, G.E.A. (1974). The Performance of Foundations on Various Soils Stabilized by the Vibro-compaction Method. *Canadian Geotechnical Journal*. 11(4): 509-530.
- Bergado, D.T. and Lam, F.L. (1987). Full-scale load test of granular piles with different densities and different proportions of gravel and sand on soft Bangkok clay. *Soils Found.* 27(1):103-134.
- Bergado, D.T., Asakami, H., Alfaro, M.C. and Balasubramaniam, A. (1991). Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay. *J. Geotech. Eng. ASCE*. 117: 1509-1530.
- Bhushan, K., Dhingra, A., Scheyhing, C. and Zhai, E. (2004). Ground Improvement by stone columns and surcharge at a tank site. *Proceedings of the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. pp. 8-36.
- Biot, M.A. (1935). Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge. *Annales de la Société Scientifique de Bruxelles*. Series B. pp. 110-113.
- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, Vol.12, pp. 110-113.

- Black, J.A. (2007). *The settlement performance of a footing supported on soft clay reinforced with vibrated stone columns*. Ph. D. Thesis., Queen's University of Belfast, Belfast, Northern Ireland.
- Black, J.A., Sivakumar, V. and Bell, A. (2011). The settlement performance of stone column foundations. *Geotéchnique*: 909-922.
- Boa, T.F. (2017). Modelagem física em centrífuga geotécnica de aterros sobre solos moles melhorados com colunas de brita. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes. Brasil.
- Borges, J. L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Borges, J.L., Cardoso, A.S. (2002). Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 20(6): 395-421.
- Borges, J.L. (2004). Three-dimensional analysis of embankments on soft soils incorporating vertical drains by finite element method. *Computers and Geotechnics*. 31(8): 665-676.
- Borges, J.L. (2008). Numerical analysis of embankments on soft soils incorporating vertical drains. *Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement. Proc. 2nd Intern. Workshop, Glasgow, Ireland*. pp. 107 - 113.
- Borges, J. L. and Cardoso, A.S. (1998). Simulação numérica do modelo de estados críticos (p,q,θ) em aterros sobre solos moles. *Revista Geotecnia*: nº 84, 39-63.
- Borges, J. L. and Cardoso, A. S. (2000). Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles. *Revista Geotecnia*: nº 89, 57-75.
- Borges, J. L. and Cardoso, A. S. (2001). Structural behaviour and parametric study of reinforced embankments on soft clays. *Computers and Geotechnics*. 28(3): 209–233.
- Borges, J. L. and Cardoso, A. S. (2002). Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils. *Geotextiles and Geomembranes*. 20(6): 395–421.
- Borges, J. L. and Guerra, G. T. (2014). Cylindrical excavations in clayey soils retained by jet grout walls: numerical analysis and parametric study considering the influence of consolidation. *Computers and Geotechnics*. 55: 42–56.

- Borges, J. L. and Marques, D. O. (2011). Geosynthetic-reinforced and jet grout column-supported embankments on soft soils: numerical analysis and parametric study. *Computers and Geotechnics*. 38(7): 883–896.
- Borges, J.L. and Pinto, R.G. (2013). Strutted Excavation in Soft Soil Incorporating a Jet-Grout Base Slab: Analysis Considering the Consolidation Effect. *Geotechnical and Geological Engineering*. 31 (2): 593-615.
- Borges, J.L., Domingues, T. and Cardoso, A.S. (2009). Embankments on soft soil reinforced with stone columns: numerical analysis and proposal of a new design method. *Geotechnical and Geological Engineering*. 27 (6): 667-679.
- Bouassida, M., Ellouze, S., Ben Salem, Z. and Znaidi, M.N. (2013). Numerical study of the behaviour of improved soft clay by stone column. *Foundation and Soft Ground Engineering Conference*. Binh Duong: Hai et al. (eds). Construction Publishing House. pp. 55-66.
- BRE 391. (2000). *Specifying Vibro Stone Columns*. IHS BRE Press. Bracknell, UK.
- Britto, A. M. and Gunn, M.J. (1987). *Critical soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited. England.
- Caramelo, T. A. (2011). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Colunas de Jet Grout Encabeçadas por Geossintéticos*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Cardoso, A.S. (1987). *A técnica das pregagens em solos aplicada a escavações. Métodos de análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Carvajal, E., Vukotic, G. e Barros, P. (2018). Valores limite da resistência ao corte não drenada para a execução de colunas de brita em solos moles. *Actas do 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Ponta Delgada*.
- Castro, J. (2008). *Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*. Tese de Doutoramento. Universidad de Cantabria, Santander.
- Castro, J. (2014). Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing. *Comput. Geotech.* (60):77-87.
- Castro, J. (2017). Modeling Stone Columns. *Materials* 10, nº 7, 782.
- Castro, J. and Sagaseta, C. (2009). Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*: 33: 851-877.

- Castro, J. and Sagaseta, C. (2010). Discussion of "Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground". *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE*. (136): 892–894.
- Castro, J. and Sagaseta, C. (2012). Pore pressure during stone column installation. *Proc. ICE-Ground Improv.* (Proc. ICE-Ground Improv.). 165: 97-109.
- Castro, J., Cimentada, A., da Costa, A., Cañizal, J. and Sagaseta, C. (2013). Consolidation and deformation around stone columns: Comparison of theoretical and laboratory results. *Comput. Geotech.* 49: 326-337.
- Castro, J., Karstunen, M. and Sivasithamparam, N. (2014). Influence of stone column installation on settlement reduction. *Comput. Geotech.* 59: 87-97.
- Chen, J.F., Li, L.Y, Xue, J.F., Feng, S.Z. (2015). Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5): 424-431.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U. and Mengé, P. (2009). Construction Processes. *17th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. Alexandria: M. Hamza *et al.* (Eds.). pp. 3006 - 3135.
- Chummar, A.V. (2000). Ground improvement using stone columns: problems encountered. *An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia: GeoEng.
- Coelho, P. (2000). *Caracterização Geotécnica de Solos Moles – Estudo Experimental da Quinta da Forja (Baixo Mondego)*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade de Coimbra. Coimbra. Portugal.
- Costa, P. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando o efeito da consolidação*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Costa, P. A., Borges, J. L. and Fernandes, M. M. (2007). Analysis of a braced excavation in soft soils considering the consolidation effect. *Geotechnical and Geological Engineering*. 25(6): 617–629.
- Da Silva, E.M., Justo, J.L., Durand, P., Justo, E., Vazquez-Boza, M. (2017). The effect of geotextile reinforcement and prefabricated vertical drains on the stability and settlement of embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(5): 447-461.
- Danzinger, F., Almeida, M. and Sills, G. (1997). The significance of the strain path analysis in the interpretation of piezocone data. *Géotechnique*. 47 (5): 901-914.

- Daramalinggam, J. (2004). *Bearing capacity of clay bed improved by sand compaction piles under caisson loading*. Master Thesis. National University of Singapore.
- Dayte, K.R. (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system. *Symposium on recent developments in ground improvement techniques*. Bangkok, Thailand.
- Deb, K., Chandra, S. and Basudhar, P.K. (2008). Response of multilayer geosynthetic-reinforced bed resting on soft soil with stone columns. *Computers and Geotechnics*. 35: 323-330.
- Deb, K., Samadhiya, N.K. and Namdeo, J.B. (2011). Laboratory model studies on unreinforced and geogrid-reinforced sand bed over stone column-improved soft clay. *Geotext Geomembr.* 29: 190-196.
- Domingues, T. (2006). *Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Domingues, T., Borges, J.L. and Cardoso, A.S. (2007a). Stone columns in embankments on soft soils. Analysis of the effect of the gravel deformability. *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain*. pp. 1445-1449.
- Domingues, T., Borges, J.L. e Cardoso, A.S. (2007b). Colunas de brita em aterros sobre solos moles. Análise pelo método dos elementos finitos. *Geotecnia*. 109: 95-10.
- Dunnicliff, J. (1998). *Geotechnical Instrumentation for monitoring field performance*. New York: John Wiley & Sons.
- Egan, D., Scott, W. and McCabe, B.A. (2008). Installation effects of the vibro replacement stone columns in soft clay. *Proceedings of the 2nd International Workshop on the Geotechnics of Soft Soils*, Glasgow, Ireland. pp. 23-30.
- Elshazly, H., Elkasabgy, M., and Elleboudy, A. (2008a). Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings. *Geotech. Geol. Eng.* 25: 225-236.
- Elshazly, H., Hafez, D. and Mosaad, M. (2006). Back calculating vibro-installation stresses in stone columns reinforced ground. *Proc. of the ICE - Ground Improvement*. 26 (2): 47-53.
- Elshazly, H., Hafez, D. and Mosaad, M. (2008b). Reliability of Conventional Settlement Evaluation for Circular Foundations on Stone Columns. *Geotech Geol Eng.* 26: 323-334.

- EN 14731:2005: *Execution of special geotechnical works – Ground treatment by deep vibration*. Bruxelas: Comité Européen de Normalisation.
- Esteves, E. (2014). *Aluviões Silto-Argilosos Moles de Portugal. Parametrização para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Finno, R. J., Harahap, I. S. and Sabatini, P. J. (1991). Analysis of braced excavations with coupled finite element formulations. *Computers and Geotechnics*. 12(2): 91-114.
- Forsberg, T., Machado, M. e Kohler, T. (2012). *Soluções de melhoria de solos moles com baixo custo para construção de rodovias*. Brochura Keller Engenharia Geotécnica.
- Forschungsgesellschaft fuer das Straßenwesen (FGFS). (1979). Merkblatt fuer die Untergrundverbesserung durch Tiefenruettler.
- Gautray, J. (2014). *Influence of smear and compaction zones on the performance of stone columns in lacustrine clay*. Ph.D. Thesis. ETH Zurich, Zurich.
- Girout, R., Matthieu, B., Thorel, L., Dias, Daniel. (2014). Piled embankment on soft soil reinforced with geosynthetic. *Proceedings of the 8th ICPMG Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*. Australia. pp.864-869
- Gonçalves, M. A. (2012). *Solos de Fundação Reforçados com Colunas de Jet Grout Encabeçadas por Plataformas Multi-Reforçadas com Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. Portugal.
- Guerra, G. T. (2009). *Contenção com Paredes Autoportantes de Jet-Gouting em Escavações Cilíndricas*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. Portugal.
- Gibson, R.E. and Anderson, W.F. (1961) In-situ measurements of soil properties with the Pressuremeter. *Civil Eng. and Pub. Works Rev.* 56 (658): 615-618.
- Gniel, J. (2009). *An investigation into ground improvement using geogrid encased columns*. Doctoral thesis. Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne.
- Goughnour, R.R. and Bayuk, A.A. (1979a) Analysis of stone column-soil matrix interaction under vertical load. *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement*. Paris, France. pp. 271-277.

- Goughnour, R.R. and Bayuk, A.A. (1979b). A field study of long-term settlements of loads supported by stone columns in soft ground. *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement*. Paris, France. pp. 279-285.
- Greenwood, D.A. (1970). Mechanical improvement of soil below ground surface. *Proceedings of Ground Engineering Conference, ICE, Volume I*. London, U.K. pp. 11-22.
- Greenwood, D.A. and Kirsch, K. (1983). Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. *Advances in piling and ground treatment for foundations*. London, U.K. pp. 17-45.
- Guetif, Z., Bouassida, M. and Debats, J.M. (2007). Improved soft clay characteristics due to stone column installation. *Computers and Geotechnics*. 34 (2): 104–111.
- Han, J. (2015). Recent research and development of ground column technologies. *Proc. ICE-Ground Improvement*. 168: 246-264.
- Han, J. and Gabr, M.A. (2002). Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil. *J Geotech Geoenviron Eng*. 128 (1): 44-53.
- Han, S.L. and Ye, J. (2001). Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *J Geotech Geoenviron Eng*. 127 (7): 579-603.
- Han-Jiang, L., Jun-Jie, Z., Rong-Jun, Z. and Ming-Juan, C. (2018). Classification and characteristics of soil arching structures in pile-supported embankments. *Computers and Geotechnics*. 98: 153-171.
- Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proceedings of the 10th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, Sweden. pp. 15–19.
- Hassen, G., de Buhan, P. and Abdelkrim, M. (2010). Finite element implementation of a homogenized constitutive law for stone column-reinforced foundation soils, with application to the design of structures. *Comput. Geotech*. 37: 40-49.
- Herle, I., Wehr, J. and Arnold, M. (2007). Influence of pressure level and relative density on friction angle of gravel in vibrated stone column. *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*. Braunschweig, Germany. pp. 88-93.
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. Oxford University Press. London.

- Hinchberger, S.D., Rowe, R.K (2003). Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(3): 151-175.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C. and Russell, D. (1992). Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Géotechnique*. 42: 499–511.
- Hu, W. (1995). *Physical modelling of group behaviour of stone column foundations*. Tese de Doutorado, Glasgow, Reino Unido: University of Glasgow, Glasgow.
- Hughes, J.O. and Withers, N. J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, 42-49.
- Hughes, J.O., Withers, N.J. and Greenwood, D.A. (1975). Field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Geotechnique*. 31-44.
- ICE. (1987). *Specification for Ground Treatment - notes for guidance*. Thomas Telford Ltd. London.
- Instituto Nacional de Estatística (2019). *Densidade Populacional em Portugal segundo os Censos 2011*. Acedido em 27 de Abril de 2019, em <https://www.ine.pt>.
- Indraratna, B. and Redana, I.W. (1997). Plane-strain modeling of smear effects associated with vertical drains. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 123: 474–478.
- Indraratna, B. and Redana, I.W. (1998). Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. *J. Geotech. Geoenv. Eng. ASCE*. 124: 180-184.
- Indraratna, B., Basack, S. and Rujikiatkamjorn, C. (2013). Numerical solution to stone column reinforced soft ground considering arching, clogging and smear effects. *J. Geotech. Geoenv. Eng. ASCE*. 139: 377-394.
- Juneja, A. (2002). *Centrifuge model study of the effects of sand compaction pile instalation on soft clay ground*. Ph.D. Thesis, National University of Singapore, Singapore.
- Juneja, A., Mir, B.A. and Roshan, N.S. (2013) Effect of the Smear Zone around SCP Improved Composite Samples Tested in the Laboratory. *International Journal of Geomechanics* .1: 16-25.
- Keller Grundbau GmbH. (2018). *Processos de vibração profunda dos solos*. Catálogo 10-02 PT. Germany: Geb 0306/1.
- Kelly, P. (2014). *Soil structure interaction and group mechanics of vibrated stone column foundations*. Ph.D. Thesis. University of Sheffield, Sheffield.

- Kempfert, H.G., Möbius, W., Wallis, P., Raithel, M., Geduhn, M. and McClinton, R.G. (2002). Reclaiming land with geotextile-encased columns. *Geotechnical Fabrics Report*. 20:34-39.
- Killeen, M. (2012). *Numerical modelling of small groups of stone columns*. College of Engineering and Informatics, National University of Ireland, Galway.
- Killeen, M. and McCabe, B.A. (2014). Settlement performance of pad footings on soft clay supported by stone columns: A numerical study. *Soils Found*. 54: 760-776.
- Kimura, T., Nakase, A., Saitoh, K. and Takemura, J. (1983). Centrifuge tests on sand compaction piles. *Proceedings of the 7th Asian Reg. Conf. Soil Mech. & Foundation Eng., Haifa, Israel*. pp. 225-260.
- Kirsch, F. (2006). Vibro stone column installation and its effect on the ground improvement. *Int. Conf. on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment*. Bochum, Germany. pp. 115–124.
- Kirsch, F. (2008). Evaluation of ground improvement by groups of vibro stone columns using field measurements and numerical analysis. *Proceedings of the 2nd International Workshop on the Geotechnics of Soft Soils, Glasgow, Ireland*. pp. 241-248.
- Kirsch, F. and Kirsch, K. (2010). *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods*. London. Spon Press.
- Kitazume, M., Miyajima, M. and Nishida, Y. (1996). Stability of revetment on soft clay improved by SCP. *Proc. of the 2nd International Conference on Soft Soil Engineering*. Nanjing. pp. 27-30
- Laue, J., Springman, S., Nater, P., Grämiger, E. and Ducksch, A. (2005). Creating Seafloor Conditions in Geotechnical Centrifuges. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan*. 3:1741-1744.
- Law, S. (2015). *Numerical Modelling of the behaviour of stone and composite stone columns in soft soils*. Ph. D. Thesis. Heriot-Watt University, Edimburg.
- Lee, F. H., Juneja, A., and Tan, T. S. (2004). Stress and pore pressure changes due to sand compaction pile installation in soft clay. *Geotechnique*, 54: 1-16.
- Lee, F. H., Ng, Y. W. and Yong, K. Y. (1996). Centrifuge modelling of sand compaction piles in soft ground. *Int. Conf. Soft Soil Eng., Nanjing, China*. pp. (2) 407-412.

- Lee, F. H., Ng, Y. W. and Yong, K. Y. (2001). Effects of Installation Method on Sand Compaction Piles in Clay in the Centrifuge. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*. 24(3): p. 314-323.
- Levacher, D., Razakamanantsoa, A., Gupta, R. and Katsumi, T. (2016). Comparative Su measurements with vane shear and T-bar testing on soft soils in laboratory. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*. 465-468.
- Lewis, R.W. and Schrefler, B.A. (1987). *The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media*. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- LNEC. (2018). *GeoPORTAL*. Acedido em 21 de Setembro de 2019.
- Lopes, P. (2011). *Colunas de Brita no Melhoramento de Solos Moles*. Tese de Mestrado. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Malarvizhi, S.N. and Ilamparuthi, K. (2007). Comparative study on the behaviour of encased stone column and conventional stone column. *Soils Found*. 47: 873-885.
- Manhães, P.M.B., Saboya, F., Araruna, J.T., Tibana, S., Marques, D.O., Paciornik, S., Alves, H.D. and Maurício, M.H.P. (2017). General evaluation of sand column models by X-ray MicroCT. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 17: 91-102.
- Marques, D. (2008). *Reforço de solos de fundação com colunas de Jet Grouting encabeçadas por Geossintético*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. Portugal.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. 1ª Edição. FEUP edições. Porto. Portugal.
- Matos Fernandes, M. (2017). *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. 5ª. Porto: FEUP edições. Porto. Portugal.
- Matos Fernandes, M; Silva Cardoso, A; Topa Gomes, A. M; Borges, J.; Guerra, N. C; Antão, A. N. (2012). *Deep excavations in urban areas—finite element modelling for three geotechnical scenarios and retaining solutions*. Innovative Numerical Modelling in Geomechanics, ed. Ribeiro e Sousa, L.; Vargas, E. ; Matos Fernandes, M.; Azevedo, R., 51 - 76. Netherlands: CRC Press.
- McCabe, B. A., Nimmons, G. J. and Egan, D. (2009). A review of field performance of stone columns in soft soils. *Geotechnical Engineering*. 162: 323-334.

- McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A. and Graham, J. (2004). Modelling vibrated stone columns in soft clay. *Geotechnical Engineering*. 137-149.
- Melo, C.R. (2010). *Avaliação de Desempenho e Desenvolvimento de Metodologias para Estudos de Ancoragem de Estruturas Flutuantes com Estacas de Sucção*. Tese de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes. Brasil.
- Mitchell, J. K. (1981). *Soil improvement – state-of-art-report*. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm, vol. 4, pp.5-71.
- Mitchell, J. K. and Huber, T.R. (1985). Performance of a stone column foundation. *J. Geotech. Eng.* (111):205–223.
- Mokhtari, M. and Kalantari, B. (2012). 1459-Soft Soil Stabilization using Stone Columns — A Review. *The Eletronic Journal of Geotechnical Engineering*. 17: 1459-1466.
- Monteiro, A. (2011). *Escavações em maciços argilosos suportados por paredes de jet grout armado com perfis metálicos*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. Portugal.
- Moreau, N. and Moreau, M. (1935). Foundations. Emploi du Sable. Annales des ponts et chaussées. Memoires. 224: 171-214.
- Muir-Wood, D., Hu, W. and Nash, D.F.T. (2000). Group effects of stone column foundations: model tests. *Géotechnique*. 6: 689-698.
- Munfakh, G.A. (1984). Soil reinforcement by stone columns – Varied case applications. *International conference on insitu soil and rock reinforcement*. Paris. 157-162.
- Murugesan, S. and Rajagopal, K. (2006). Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation. *Geotextiles and Geomembranes*. 24: 349-358.
- Najjar, S. (2013). A State-of-the-Art Review of Stone/Sand-Column Reinforced Clay Systems. *Geotech. Geol. Eng.* 31:355–386.
- Nakamura, T., Kitazume, M. and Takahashi, H. (2006). Centrifugal model tests and numerical calculations on failure pattern of floating type SCP improved ground. *Proceedings of the GeoShanghai International Conference*. Shangai, China. pp. 119-126.
- Narasimha Roa, S., Prasad, C.V., Prasad, Y.V.S.N. and Hanumanta Roa, V. (1992). Use of stone columns in soft marine clays. *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference*. Toronto, Canada. pp. 1-7.

- New York State Department of Transportation. (2012). *Geotechnical Design Manual* – Chapter 14 – Ground Improvement Technology.
- Ng, K.S. (2013). *Numerical Study of Floating Stone Columns*. Ph. D. Thesis. National University of Singapore, Singapore.
- Ng, K.S. and Tan, S.A. (2015). Simplified homogenization method in stone column designs. *Soils Found.* 55: 154-165.
- Ng, Y.W. (2003). *Centrifuge modelling of the installation of sand compaction piles in soft clay*. Ph.D. Thesis, National University of Singapore, Singapore.
- Ng, Y.W., Lee, F.H. and Young, K.Y. (1998). Development of an in-flight Sand Compaction Piles (SCPs) installer. *Proceedings of the International Conference Centrifuge*, Tokyo. 837-843.
- NBR 6457. (1986). *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. Brasil.
- NBR 6459. (1984). *Solo – Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. Brasil.
- NBR 6508. (1984). *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 7180. (1984). *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. Brasil.
- NBR 7181. (1984). *Análise granulométrica – Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. Brasil.
- Oh, E. Y. (2006). *Geotechnical and Ground Improvement aspects of Motorway embankments in soft clay, Southeast Queensland*. Ph. D. Thesis. Griffith University, Brisbane.
- Oh, E. Y., Balasubramaniam, A., Surarak, C., Bolton, M., Chai, G., Huang, M. and Braund, M. (2007). Behaviour of a highway embankment on stone column improved estuarine clay. *Proceedings of the 16th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Vol. 1, Southeast Asian Geotechnical Society, Bangkok, Thailand. pp. 567- 572.
- Omine, K., Ochiai, H. and Bolton, M. (1998). A generalized two-phase mixture model and its application to composite ground. *Memoirs of the Kyushu University, Faculty of Engineering*. 58: 83-109.

- Onoue, A., Ting, N.H., Germaine, J.T. and Whitman, R.V. (1991). Permeability of disturbed zones around vertical drains. *ASCE Geotechnical Engineering Congress*. Boulder, Colorado. pp. 879-890.
- Pinto, R. F. (2011). *Escavações Suportadas por Paredes Moldadas Apoiadas em Bandas de Laje*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto. Portugal.
- Pollán, J. (2014). *Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava*. Tese de Doutoramento, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid. Espanha.
- Poorooshab, H.B. and Meyerhof, G.G. (1997). Analysis of behaviour of stone columns and lime columns. *Computer Geotechnics*. 20: 47-70.
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory*. Thomas Telford, London.
- Priebe, H.J. (1976). Abschätzung des setzungsverhaltens lines durch stopverdringung verbesserten baugrundes. *Die Bautechnik*. 5: 160-162.
- Priebe, H.J. (1995). The design of vibro replacement. *J Ground Eng*. 28: 31–37.
- Priebe, H.J. (1998). Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. 5th Darmstadt Geotechnics-Colloquium, Darmstadt, Germany, 19th March.
- Priebe, H.J. (2005). *The design of vibro replacement*. Technical Paper, Offenbach, Germany: Keller Grundbau GmbH.
- Pulko, B. and Majes, B. (2005). Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*. Osaka, Japan. pp. 1401-1404.
- Pulko, B., Majes, B. and Logar, J. (2011). Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model. *Geotext. Geomembr.* 29: 29-39.
- Quaresma, M. G. (1992). *Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile*. Thèse pour le titre de Docteur de l'Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.
- Rahman, Z., Takemura, J., Kouda, M. and Yasumoto, K. (2000). Experimental study on deformation of soft clay improved by low replacement ratio SCP under backfilled caisson loading. *Soils and Foundations*. 40 (5): 19-35.

- Raithel, M., Kempfert, H.G. and Kirchner A. (2002). Geotextile-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils. *Proceedings 7th ICG International Conference on Geosynthetics*. Nice, France. pp. 1025-1028.
- Raju, V.R. (1997). The Behaviour of Very Soft Soils Improved by Vibro Replacement. *Proceedings of Ground Improvement Conference*. Technical Paper 12-64E. London.
- Raju, V.R. and Sondermann, W. (2005). *Ground Improvement - Case Histories, Chapter 21*. Chu, B. and Indraratna, J. Elsevier. 601-638.
- Raju, V.R., Yee, Y. W., Tam, E. and Sreenivas, P. (2004). Vibro replacement for the construction of a 15 m high highway over a mining pond. *Proceedings of the Malaysian Geotechnical Conference*. Kuala Lumpur. pp. 12-67.
- Randolph, M. and Wroth, C. (1979). An analytical solution for the consolidation around a driven pile. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*: 3. 217 - 229.
- Randolph, M. F. (2004). Characterization of soft sediments for offshore applications geotechnical and geophysical site characterizatin. Em: A. Viana da Fonseca, P.W. Mayne (eds.), *Proceedings of the 2nd International Conference on Site Characterization* . Porto. pp. 209-232.
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*: 27: 151-158.
- Rowe, R. K., Soderman, K. L. (1987). Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: the role of finite element analyses. *Geotextiles and Geomembranes*, 6: 53-80.
- Roza, F. (2012). *Comportamento de obras sobre solos moles com colunas de brita*. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. Brasil.
- Rujikiatkamjorn, C. and Indraratna, B. (2009). Design procedure for vertical drains considering a linear variation of lateral permeability within the smear zone. *Can. Geotech. J.* 46: 270-280.
- Sagaseta, C. (2006). *Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS 6ª Sesión: Técnicas de Mejora del Terreno. Madrid.
- Santiago, P. (2010). *Estudo experimental do arrancamento de dutos enterrados ancorados com geogrelhas utilizando centrífuga geotécnica*. Tese de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy-Ribeiro, Campos dos Goytacazes. Brasil.

- Santos, R. (2014). *Estabilidade do fundo de escavações escoradas em solos moles. Análise da segurança usando o método dos elementos finitos*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Schweiger, H.F. (1989). *Finite element analysis of stone column reinforced foundations*. Ph. D. Thesis. University of Wales. Swansea. Wales.
- Schweiger, H.F. and Pande, G.N. (1986). Numerical analysis of stone column supported foundations. *Computer Geotechnics*, 2:347-372.
- Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977). Stabilization of potentially liquefiable sand deposits. *J. Geotech. Eng.* 103:757–768.
- Serridge, C. J. and Sarsby, R. W. (2008). A review of field trials investigating the performance of partial depth vibro stone columns in a deep soft clay deposit. *Proceedings of the 2nd International Workshop, Glasgow*. pp. 293-298.
- Sexton, B.G., McCabe, B.A. and Castro, J. (2014). Appraising stone column settlement prediction methods using finite element analyses. *Acta Geotechnica*, 9:993-1011.
- Shahu, J.T., Madhav, M.R. and Hayashi, S. (2000). Analysis of soft ground—Granular pile-granular mat system. *Computers and Geotechnics*, 27 (1): 45-62.
- SIA 267. 2003. *Entwurf. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*. SN 505 260. SIA Zurich.
- Sivakumar, V., Glynn, D., Black, J. and McNeill, J. (2007). A laboratory model study of the performance of vibrated stone columns in soft clay. *Proceedings of the 17th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain. pp. 1545-1550.
- Sivakumar, V., Jeludine, D.K.N.M, Bell, A., Glynn, D.T. and Mackinnon, P. (2011). The pressure distribution along stone columns in soft clay under consolidation and foundation loading. *Géotechnique*: 613-620.
- Sivakumar, V., McKelvey, D., Graham, J. and Hughes, D. (2004). Triaxial tests on model sand columns in clay. *Canadian Geotechnical Journal*. 41: 299-312.
- Springman, S. (2014). Lessons learnt from centrifuge modelling of sand compaction piles and implications for design. *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Perth, Australia. pp. 21-43.
- Sondermann, W. and Wehr, W. (2004). Deep vibro techniques. *Ground Improvement*, 2nd. Eds. Moseley and Kirsch, Abingdon.

- Takahashi, H., Nakamura, T. and Kitazume, M. (2006). Effect of SCP improvement depth on stability under backfill loading. *Proceedings of GeoShanghai International Conference*, Shanghai, China. pp.103-110.
- Tan, S. A., Tjahyono, S. and Oo, K.K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE* 134: 185-194.
- Taylor, R. N. (1987). *Modelling in ground engineering, Chapter 58 in Geotechnical Engineers Reference Book*, F.G Bell, London. UK.
- Terashi, M., Kitazume, M. and Minagawa, S. (1991). Bearing capacity of improved ground by sand compaction piles. *ASTM Special Technical Publication*. 47-61.
- Terzaghi, K. (1923). Die berechnung der durchlässigkeitzifer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen, *Mathematisch-naturwissenschaftliche, Klasse. Akademie der Wissenschaften*, Vienna, 125-138.
- Thorburn, S. Building structures supported by stabilized ground. (1975). *Géotechnique*. 25: 83–94.
- Van Impe, W. and De Beer, E. (1983). Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of Stone columns. *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Helsinki, Finland. pp.309-312.
- Van Impe, W. F. and Madhav, M.R. (1992). Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil. *Osterreichische Ingenieur-und Architekten-Zeitschrift*. 137 (3):114–121.
- Venda Oliveira, P. (2000). *Aterros sobre solos moles. Modelação numérica*. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra. Coimbra. Portugal.
- Vesic, A.S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*. 265-290.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. Portugal.
- Watts, K.S. and Serridge, C.J. (2000). A trial of vibro bottom-feed stone column treatment in soft clay soil. *Proc. 4th Int. Conf. on Ground improvement and Geosystems*, Helsinki. pp. 549-556.

- Watts, K.S., Johnson, D., Wood, L.A. and Saadi, A. (2000). An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill. *Géotechnique*. 50: 699-708.
- Watts, K. S., Chown, R. C., Serridge, C. J. and Crilly, M. S. (2001). Vibro stone columns in soft clay: a trial to study the influence of column installation on foundation performance. *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Istanbul, Turkey. pp. 1867-1870.
- Weber, T.M., Plötze, M., Laue, J., Peschke, G. and Springman, S.M. (2010). Smear zone indentification and soil properties around stone columns constructed in-flight in centrifuge model tests. *Géotechnique*. 60: 197-206.
- Weber, T.M., Springman, S.M., Gäb, M., Racansky, V. and Schweiger, H.F. (2009). Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment. *Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement*. 305-311.
- Wehr, J. (2004). Stone columns—Single columns and group behaviour. *Proceedings of the 5th International Conference on Ground Improvement Technologies*. Kuala Lumpur, Malaysia. pp. 329-340.
- Wehr, J. (2006). The undrained cohesion of the soil as criterion for the column installation with a depth vibrator. *International Symposium on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Vibratory Compaction*, Paris, France. pp. 157-162.
- Wood, D.M., Hu, W. and Nash, D.F.T. (2000). Group effects in stone column foundations: model tests. *Géotechnique*. 50: 689-698.
- Yeo, K.C. (1986). *Simplified foundation data to predictors*. *Proceedings of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground*, London, UK.
- Yi, J. (2009). *Centrifuge and numerical modelling of sand compaction pile installation*. Ph. D. Thesis. National University of Singapore, Singapore.
- Yu, Y., Bathurst, R.J. and Damians, I.P. (2016). Modified unit cell approach for modelling geosynthetic-reinforced column-supported embankments. *Geotext. Geomembr.* 44: 332-343
- Zienkiewicz, O.C. (1997). *The Finite element method*. McGraw-Hill. London

ANEXO A

COMPLEMENTO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO. CORRELAÇÃO ENTRE O FATOR DE MELHORAMENTO, n , E OS PARÂMETROS m , CS E K^*

Correlação entre o fator de melhoramento, n , e os parâmetros m e CS , considerando $K^*=0,8$

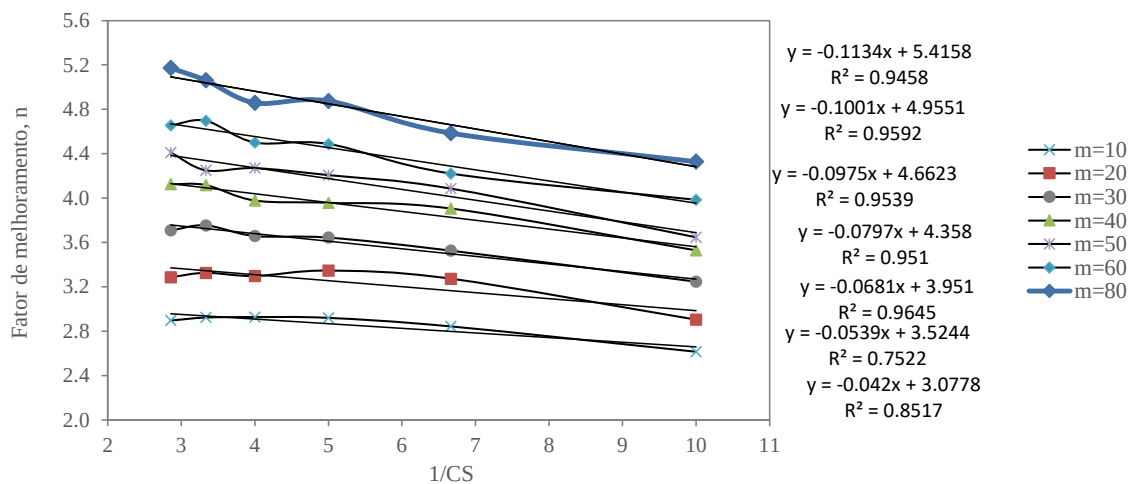


Figura A. 1 – Correlação entre o fator de melhoramento, n , e o inverso do coeficiente de substituição, $1/CS$, para diferentes valores do rácio de deformabilidades, m , com $K^*=0,8$

Quadro A. 1 - Valores de k_1 e k_2 da equação $n = k_1 (1/CS) + k_2$, para vários valores da relação de deformabilidades, m

m	k ₁	k ₂
10	-0.042	3.0778
20	-0.0539	3.5244
30	-0.0684	3.951
40	-0.0797	4.358
50	-0.0975	4.6623
60	-0.1001	4.9551
80	-0.1134	5.4158

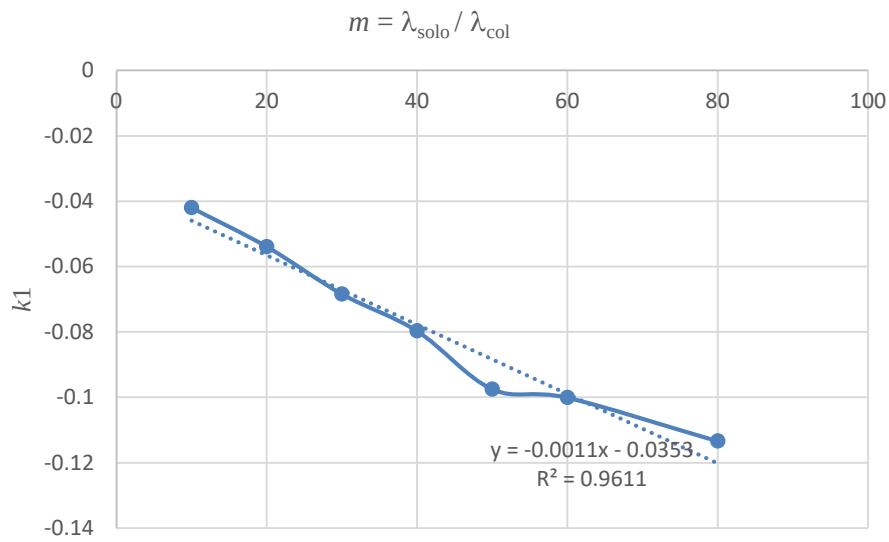


Figura A. 2 – Relação entre o parâmetro k_1 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=0,8$

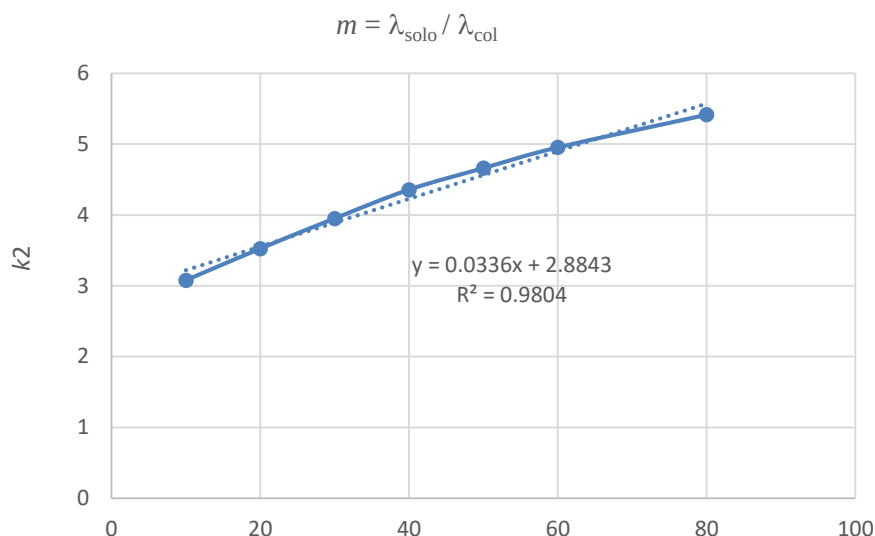


Figura A. 3 – Relação entre o parâmetro k_2 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=0,8$

As equações das linhas de correlação obtidas são apresentadas na equação (A. 1) e na equação (A. 2).

$$k_1 = -0,0011 \cdot m - 0,0353 \quad (\text{A. 1})$$

$$k_2 = 0,0336 \cdot m + 2,8843 \quad (\text{A. 2})$$

Introduzindo as equações (A. 1) e (A. 2) na equação (7.1), obtém-se a equação geral que relaciona o fator de melhoramento, n , com $1/CS$ e com a relação de deformabilidades, m :

$$n = (-0,0011 \cdot m - 0,0353) \cdot \left(\frac{1}{CS}\right) + 0,0336 \cdot m + 2,8843 \quad (\text{A. 3})$$

Quadro A. 2 – Erros associados à determinação do assentamento na base do aterro reforçado pela aplicação da equação (A. 3)

Erro derivado das aproximações das equações					
ASSENTAMENTO - percentagem					
Normalmente consolidado					
Coefficiente de substituição					
10	6.7	5	4	3.3	2.9
12.2%	7.0%	5.7%	6.3%	6.9%	8.1%
15.2%	5.6%	4.1%	5.9%	5.3%	6.6%
16.1%	9.1%	6.1%	5.8%	3.4%	4.5%
18.2%	8.9%	7.4%	6.7%	3.3%	3.0%
23.4%	13.0%	9.8%	8.0%	8.2%	4.5%
23.5%	17.3%	11.2%	10.4%	6.1%	6.7%
29.0%	22.6%	16.5%	16.0%	11.9%	9.6%

A observação dos valores do Quadro A. 2 permite verificar que o erro máximo cometido pela aplicação da equação (A. 3) em comparação com o resultado numérico é 22,6% e que o erro médio é de 10,2% . Considera-se que estes valores são admissíveis e que se pode considerar que a equação (A.3) fornece uma aproximação adequada para o cálculo do fator de de melhoramento para $K^*=0,8$ e $10 \leq m \leq 80$.

Correlação entre o fator de melhoramento, n , e os parâmetros m e CS , considerando $K^*=1,0$

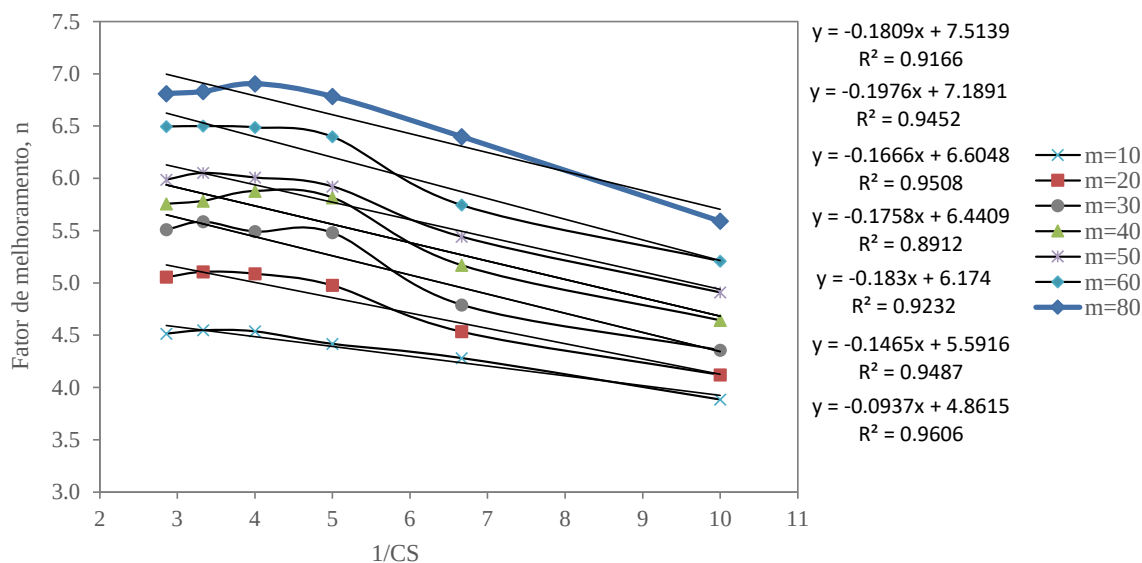


Figura A. 4 – Correlação entre o fator de melhoramento, n , e o inverso do coeficiente de substituição, $1/CS$, para diferentes valores do rácio de deformabilidades, m , com $K^*=1,0$

Quadro A. 3 - Valores de k_1 e k_2 da equação $n = k_1 (1/CS) + k_2$, para vários valores da relação de deformabilidades, m

m	k_1	k_2
80	-0.181	7.51
60	-0.198	7.19
50	-0.167	6.60
40	-0.176	6.44
30	-0.183	6.17
20	-0.147	5.59
10	-0.094	4.86

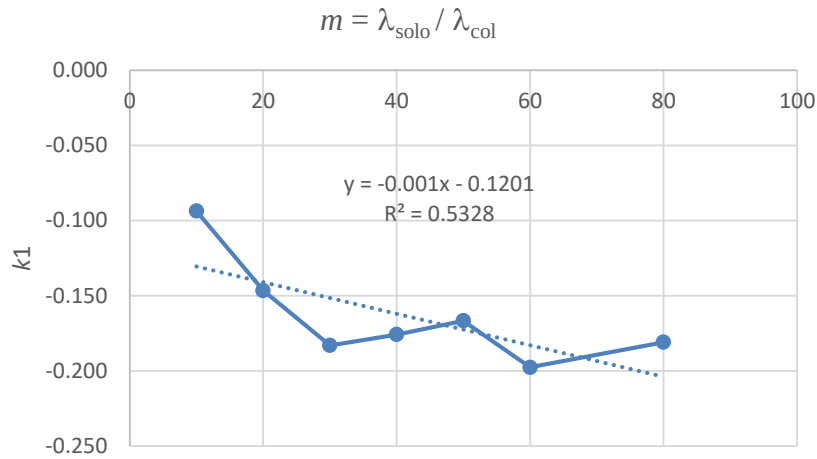


Figura A. 5 – Relação entre o parâmetro k_1 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=1,0$

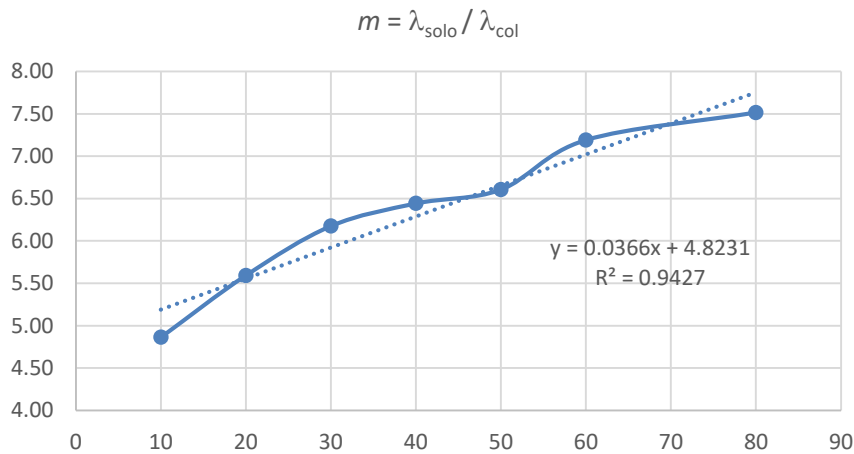


Figura A. 6 – Relação entre o parâmetro k_2 e o rácio de deformabilidades, m , para um solo normalmente consolidado, com $K^*=1,0$

As equações das linhas de correlação obtidas são apresentadas na equação (A. 4) e na equação(A. 5).

$$k_1 = -0,001 \cdot m - 0,1201 \quad (\text{A. 4})$$

$$k_2 = 0,0336 \cdot m + 4,8231 \quad (\text{A. 5})$$

Introduzindo as equações (A. 4) e (A. 5) na equação (7.1), obtém-se a equação geral que relaciona o fator de melhoramento, n , com $1/CS$ e com a relação de deformabilidades, m :

$$n = \left[(-0,001 \cdot m - 0,12) \cdot \left(\frac{1}{CS} \right) + 0,0366 \cdot m + 4,8231 \right] \quad (\text{A. 6})$$

Quadro A. 4 – Erros associados à determinação do assentamento na base do aterro reforçado pela aplicação da equação (A. 3)

Erro derivado das aproximações das equações					
ASSENTAMENTO - percentagem					
Normalmente consolidado					
Coeficiente de substituição					
10	6.7	5	4	3.3	2.9
2.9%	2.6%	3.9%	3.7%	5.1%	6.9%
5.8%	4.9%	-0.2%	-0.1%	1.1%	3.1%
8.3%	6.8%	-2.7%	-0.7%	-1.0%	1.4%
9.5%	6.3%	-1.9%	-0.9%	2.0%	3.4%
10.8%	7.5%	2.6%	3.0%	3.5%	5.3%
11.4%	8.2%	0.8%	1.1%	2.1%	2.9%
15.7%	8.6%	5.7%	5.4%	7.4%	8.4%

A observação dos valores do Quadro A. 4 permite verificar que o erro máximo cometido pela aplicação da equação (A. 6) em comparação com o resultado numérico é 15,7% e que o erro médio é de 4,7%. Considera-se que estes valores são admissíveis e que se pode considerar que a equação (A.6) fornece uma aproximação adequada para o cálculo do fator de melhoramento para $K^*=1,0$ e $10 \leq m \leq 80$.