



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

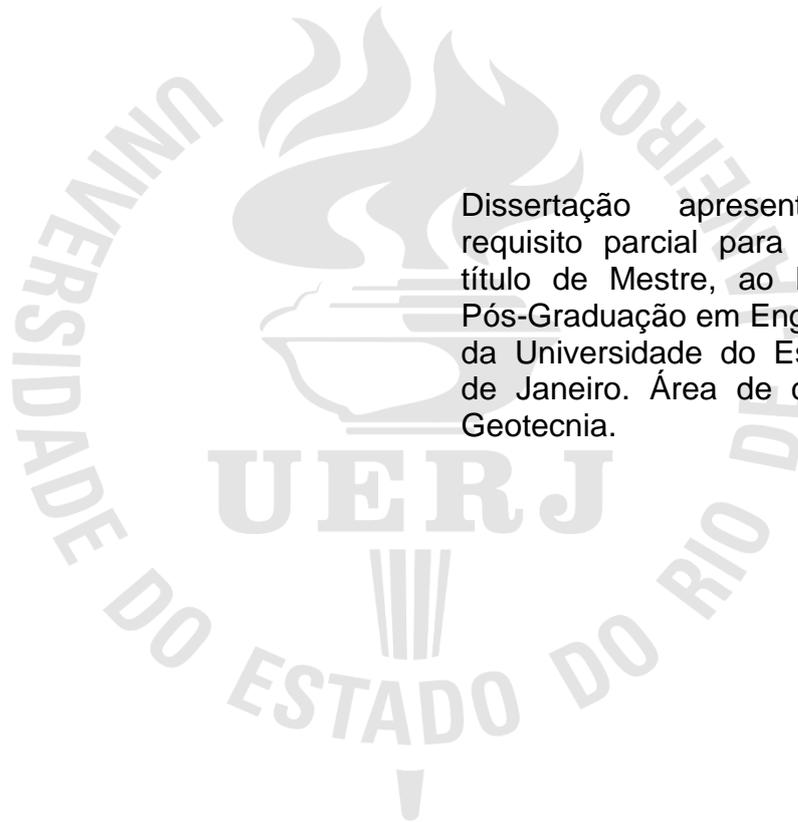
Pablo Richard Moreira Silva

**Análises numéricas de aterros reforçados**

Rio de Janeiro  
2020

Pablo Richard Moreira Silva

## **Análises numéricas de aterros reforçados**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima

Rio de Janeiro

2020

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S586 Silva, Pablo Richard Moreira.  
Análises numéricas de aterros reforçados / Pablo Richard  
Moreira Silva. – 2020.  
172f.

Orientadora: Bruno Teixeira Lima.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de  
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Aterros - Teses. 3. Solos  
argilosos - Teses. 4. Geossintéticos - Teses. 5. Mecânica do solo  
- Teses. I. Lima, Bruno Teixeira. II. Universidade do Estado do  
Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.137

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial  
desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Pablo Richard Moreira Silva

**Análises numéricas de aterros reforçados**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 19 de Maio de 2020.

Banca Examinadora:



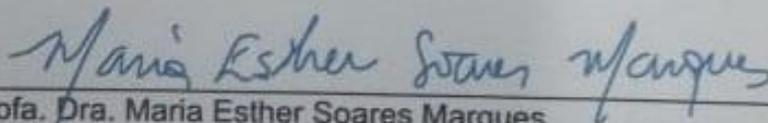
---

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Profa. Dra. Maria Esther Soares Marques  
Instituto Militar de Engenharia – IME

Rio de Janeiro

2020

## DEDICATÓRIA

À Deus, minha família, amigos e todas as pessoas que amo.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por toda sua fidelidade comigo, por me sustentar nos momentos difíceis e me conceder toda a sabedoria necessária. Por me dar a possibilidade de ingressar neste curso tão concorrido e disputado. Por seu amor incondicional e por todas as bênçãos derramadas sobre mim ao longo do curso.

Aos meus pais, Paulo Ferreira e Selma Moreira por todo amor, carinho, compreensão, conselhos e ensinamentos. Agradeço também por todo o suporte concedido em todo o curso. Estas atitudes se tornaram fundamentais para que este momento pudesse acontecer, para que barreiras pudessem ser vencidas, esta etapa vencida é também uma vitória deles e dedicada a eles.

À minha namorada Jéssica Assino, por todo seu amor, carinho comigo nesse tempo juntos. Sua presença nessa jornada foi essencial para que pudesse encarar os desafios com mais coragem sabendo que tinha não apenas uma namorada ao meu lado, mas uma amiga e companheira. Chegar a esta etapa é também uma vitória dedicada à minha namorada.

Aos meus amigos Diogo, Fabrício, Gabriella, José Antônio e Marcio que estiveram ao meu lado durante todo o curso, mas, sobretudo antes do início da jornada, em um momento difícil da vida. Aos meus amigos de graduação, Leidiane e Lucas, que vieram comigo para este curso, pelos apoios e companheirismo. Jamais esquecerei a amizade de vocês e serei grato pelo resto da vida por tudo que fizeram. Aos meus amigos de mestrado, Bruno e Fernanda, pelo companheirismo, pelo inegável apoio quando necessário e pelos conselhos dados durante o curso. À Diana, pelos conhecimentos compartilhados ao longo da dissertação.

Ao meu orientador Bruno Lima, por todo o conhecimento compartilhado e por toda a paciência. Aprendi com seus ensinamentos e suas inúmeras virtudes, e levarei esse conhecimento pelo resto da vida. A todos os professores do PGECIV pelos ensinamentos ao longo do curso e aos funcionários do LABBAS.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Não temas, porque eu sou contigo;  
não te assombres, porque eu sou o teu Deus;  
eu te esforço, e te ajudo,  
e te sustento com a destra da minha justiça.

*A Bíblia*

## RESUMO

SILVA, Pablo Richard Moreira. *Análises numéricas de aterros reforçados*. 2020. 172f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Os solos finos geram dificuldades para o erguimento de construções acima deles devido, em alguns casos, a uma baixa resistência ao cisalhamento não drenada. Neste cenário, uma solução para a viabilização destas construções é a realização de alguma das técnicas de construção sobre solos moles. Dentre essas técnicas, uma da que se destaca pela sua simplicidade de execução é o aterro reforçado com geossintético. O dimensionamento do reforço de geossintético pode ser elaborado segundo as premissas de Rowe e Soderman (1985), Hineberger e Rowe (2003) ou Futai (2010), entre outros. Foi elaborada uma atualização do ábaco proposto por Rowe e Soderman (1985), de obtenção da deformação permissível de um reforço geossintético, com o auxílio dos programas Slide e RS2. O ábaco também foi modelado para algumas situações peculiares dos solos brasileiros. O presente trabalho realizou uma análise sobre o trabalho de Bergado *et al.* (1994), obtendo as deformações permissíveis de acordo com os métodos estabelecidos por Rowe e Soderman (1985) e Futai (2010). Com o ábaco do presente trabalho, foram realizadas novas análises para Bergado *et al.* (1994) e Magnani (2006), obtendo-se deformações permissíveis. Estas deformações permissíveis foram comparadas com as obtidas pelo método de Rowe e Soderman (1985) e com as medições de campo, sendo obtidas razoáveis proximidades entre os resultados. Ademais, o presente trabalho analisou o fator de correção de Bjerrum (1973) obtido por Bergado *et al.* (1994), encontrando um valor diferente dos autores. Também foram realizadas análises nos *softwares* Slide e PLAXIS com o objetivo de comparar com os dados de campo e a modelagem numérica realizada anteriormente por Bergado *et al.* (2002). Os valores de deslocamentos verticais entre as análises numéricas são semelhantes até a ruptura do aterro, porém não foi possível a comparação com os dados de campo. A mesma dificuldade ocorreu para os dados de deslocamento horizontal, que foram superiores aos obtidos na modelagem de 2002. As curvas de excesso de poropressão possuem o mesmo formato das de campo, porém com uma magnitude um pouco superior. As avaliações nos *softwares* puderam indicar as prováveis alturas de ruptura dos aterros construídos por Bergado *et al.* (1994).

Palavras-chave: Solos finos; Solos moles; Aterros; Geossintético; Fator de correção de Bjerrum.

## ABSTRACT

SILVA, Pablo Richard Moreira. *Numerical analysis of reinforced embankments*. 2020. 172f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Fine soils create difficulties for the construction of buildings above them, in some cases, due a low strength to undrained shear. In this panorama, a solution for making these buildings viable is the use of some embankment techniques on soft soils. Among these techniques, one that stands out for its simplicity of execution is the reinforced embankments with geosynthetics. The measure of the geosynthetic reinforcement can be elaborated according to the premises of Rowe and Soderman (1985), Hineberger and Rowe (2003) or Futai (2010), and others. A more modern abacus was created to obtain the allowable strain of geosynthetic reinforcement with the aid of the Slide and RS2 programs. The abacus was also modeled for some peculiar situations of Brazilian soils. The present study carried out an analysis on the study of Bergado *et al.* (1994), obtaining the allowable strain according to the methods established by Rowe and Soderman (1985) and Futai (2010). With present study's abacus, new analyzes were carried out for Bergado *et al.* (1994) and Magnani (2006), obtaining allowable strain. These allowable strains were compared with those obtained by the method of Rowe and Soderman (1985) and with the field measurements, with reasonable proximity between the results being obtained. Furthermore, the present study analyzed the Bjerrum's correction factor (1973) obtained by Bergado *et al.* (1994), finding a different value from the authors. Analyses with Slide and PLAXIS software were made in order to compare with field data and the results obtained previously by Bergado *et al.* (2002) on numerical analyses. The vertical displacement values for both numerical analyses were similar until the embankment failure, it was not possible to compare with the field data. Same difficulty occurred for the horizontal displacements, that were superior of the 2002 modeling. The excess pore pressure curves had the same format as the filed data, but with a slightly higher magnitude.

Keywords: Fine soils; Soft soils; Embankments; Geosynthetics; Bjerrum's correction factor.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Analogia mecânica do adensamento (Taylor, 1948) .....	26
Figura 2 – (A) floculada em água salgada, (B) floculada em água não salgada e (C) dispersa (Pinto, 2006) .....	28
Figura 3 – Diversos métodos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2014) .....	29
Figura 4 – Transpasse por sobreposição (HUESKER, 1999) .....	31
Figura 5 – Instabilidade em aterro não reforçado (Almeida, 1996).....	34
Figura 6 – Instabilidade em aterro reforçado (Gomes, 1993) .....	35
Figura 7 – Aterro modelo para cálculo da deformação permissível de um geossintético (Rowe e Soderman, 1985) .....	45
Figura 8 – Âbaco para obtenção da deformação permissível de um geossintético em aterro reforçado sobre solo mole (Rowe e Soderman, 1985).....	46
Figura 9 – Deformação do mesmo reforço geossintético para $D/B = 0,33$ e para $D/B = 0,55$ (Rowe e Soderman, 1985) .....	48
Figura 10 – Aterro modelo reforçado de Hinehberger e Rowe (2003).....	52
Figura 11 – Rigidez crítica do geossintético influenciando no reforço do aterro (Hinehberger e Rowe, 2003) .....	53
Figura 12 – Âbaco de deformação permissível do geossintético (Hinehberger e Rowe, 2003).....	54
Figura 13 – Forças existentes em uma fatia dentro de uma superfície de ruptura (Gerscovich, 2016) .....	57
Figura 14 – Comparação entre a superfície de ruptura encontrada e as calculadas pelo Método dos Elementos Finitos e pelo Método do Equilíbrio Limite (método Bishop) (Gerscovich, 1983) .....	59
Figura 15 – Peso específico, limites de Atterberg e resistência ao cisalhamento não drenada do solo de fundação (Bergado <i>et al.</i> 2002) .....	64
Figura 16 – Posição de cada instrumento de medição em campo (Bergado <i>et al.</i> , 1994) .....	66
Figura 17 – Localização dos instrumentos de medição no reforço: (A) vista lateral e (B) vista em planta (Bergado <i>et al.</i> , 1994).....	67

Figura 18 – Vista frontal, medidas e localização dos reforços e instrumentos nos aterros testes (Bergado <i>et al.</i> 2002) .....	69
Figura 19 – Deslocamentos horizontais obtidos de CE e HGE por inclinômetros (Bergado <i>et al.</i> 1994).....	72
Figura 20 – Excessos de poropressão medidos em (A) aterro CE e (B) aterro HGE (Bergado <i>et al.</i> 1994).....	73
Figura 21 – Deslocamentos no aterro HGE (A) extensômetros ao centro do aterro e (B) extensômetros no pé do aterro (Bergado <i>et al.</i> 1994) .....	74
Figura 22 – Deformações no reforço do aterro HGE (Bergado <i>et al.</i> 1994) .....	74
Figura 23 – Mapa de situação dos aterros testes (Magnani, 2006).....	76
Figura 24 – Aterro Experimental 1 em corte (Magnani, 2006).....	78
Figura 25 – Exemplo 1 na análise no Slide .....	82
Figura 26 – FS obtido pelo método de Morgenstern - Price para o Exemplo 1 .....	84
Figura 27 – Análise pelo RS2 sem alargamento da base superior do aterro, Exemplo 1 .....	86
Figura 28 – Deformações máximas após o alargamento da base no Exemplo 1.....	86
Figura 29 – Resultados obtidos em <i>Total Displacements</i> no RS2 e comparativo com Slide - Exemplo 1 .....	87
Figura 30 – Deslocamentos totais pelo RS2 – Exemplo 1 .....	87
Figura 31 – Ábaco de deformação máxima permissível.....	90
Figura 32 – Comparativo entre presente trabalho e Rowe e Soderman (1985) .....	91
Figura 33 – Comparativo da curva do presente trabalho e Dinis (2019) .....	92
Figura 34 – Comparativo entre Dinis (2019), presente trabalho e Rowe e Soderman (1985).....	92
Figura 35 – Curva obtida com a retirada de alguns pontos (presente trabalho) se comparada com o ábaco de Rowe e Soderman (1985) .....	93
Figura 36 – Deformação máxima permissível para pontos com deformação máxima de 5% (adaptado de Rowe e Soderman, 1985) .....	94
Figura 37 – Ábaco proposto para relação $S_u / E_u = 0,003$ (adaptado de Rowe e Soderman, 1985).....	95
Figura 38 – Ábaco proposto para relação $0,002 \leq S_u / E_u \leq 0,004$ (adaptado de Rowe e Soderman, 1985).....	96
Figura 39 – Obtenção do valor de deformação permissível .....	101

Figura 40 – Fatores de correção de Bjerrum para Bergado <i>et al.</i> (2002) (adaptado de Almeida <i>et al.</i> 2010) .....	108
Figura 41 – FS obtido pelo método Morgenstern – Price para $\mu$ por camada .....	110
Figura 42 - FS obtido pelo método Morgenstern – Price para $\mu$ global .....	111
Figura 43 – FS obtido para aterro CE em análise no Slide com $\mu = 0,8$ .....	112
Figura 44 – Superfícies de rupturas em Bergado <i>et al.</i> (1994) e as obtidas no <i>software</i> Slide.....	114
Figura 45 – Faixa proposta para Bergado <i>et al.</i> (1994) (adaptado de Almeida e Marques, 2014) .....	115
Figura 46 – Análise do Cenário 1 no programa Slide.....	118
Figura 47 – Tração ocorrendo antes da colocação do <i>Tension Crack</i> no Cenário 4 .....	120
Figura 48 – Aterro com reforço para o Cenário 2 .....	121
Figura 49 – Método de Morgenstern - Price para o Cenário 6 .....	122
Figura 50 – Superfície de ruptura pelo método de Fellenius no Cenário 4 .....	124
Figura 51 – Malha e geometria do Cenário 1 no PLAXIS.....	125
Figura 52 – Comparativo de deslocamentos horizontais - Cenário 1 - aterro CE (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002).....	130
Figura 53 – Evolução dos deslocamentos horizontais do Cenário 1 .....	131
Figura 54 – Relação entre deslocamentos horizontais (mm/dia) e FS para aterros (Leroueil, 2001) .....	131
Figura 55 – FS pelo método de Morgenstern – Price - Cenário 1 – $H_{\text{aterro}} = 3,7$ metros .....	132
Figura 56 – Comparativo de excessos de poropressão - Cenário 1 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 1994).....	133
Figura 57 – Recalque no Cenário 1.....	134
Figura 58 – Deformações na análise de PLAXIS e superfície de ruptura de campo – Cenário 1 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002) .....	135
Figura 59 – Deslocamentos totais e superfície de ruptura de campo - aterro CE (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002).....	135
Figura 60 - Malha e geometria utilizadas para as análises com o aterro MGE - Cenário 6.....	136
Figura 61 – Deslocamentos horizontais para o Cenário 6.....	137

Figura 62 – Excessos de poropressão para o Cenário 6 .....	138
Figura 63 – Recalque no Cenário 6.....	138
Figura 64 - Malha e geometria utilizadas no aterro HGE - Cenário 7 .....	139
Figura 65 – Deslocamentos horizontais para o Cenário 7 .....	140
Figura 66 – Comparativo entre curvas no PLAXIS e dados de campo de Bergado <i>et al.</i> (1994) (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002).....	141
Figura 67 – Comparativos para G = 500 kPa, G = 1000 kPa e G = 1500 kPa do Solo Mole 1 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002) .....	142
Figura 68 – Comparativo de excessos de poropressão para o Cenário 7 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 1994).....	143
Figura 69 – Recalque no Cenário 7.....	144
Figura 70 – Deformações no reforço do Cenário 7 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002) .....	145
Figura 71 – Deslocamentos em pontos próximos ao centro no Cenário 7 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 1994).....	145
Figura 72 – Deslocamentos em pontos afastados do centro no Cenário 7 (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 1994).....	146
Figura 73 – Comparativo de recalques para aterros CE, MGE e HGE (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002).....	147
Figura 74 – Comparativo de deslocamentos máximos horizontais para aterros CE, MGE e HGE (adaptado de Bergado <i>et al.</i> , 2002) .....	148

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de correção ( $\alpha_r$ ) segundo Hineberger e Rowe (2003) .....	53
Tabela 2 – Valores de deformações permissíveis do geossintético segundo Futai (2010).....	55
Tabela 3 – Resumo dos métodos de estabilidade apresentados (adaptado de GEORIO, 1999, Gerscovich, 2016 e Silva, 2011) .....	60
Tabela 4 – Parâmetros utilizados de acordo com Rowe e Soderman (1985) .....	79
Tabela 5 – Parâmetros utilizados nos exemplos da análise.....	80
Tabela 6 – Alturas críticas obtidas no Slide e derivada de Vesic (1975).....	83
Tabela 7 – Comparativo entre presente trabalho e Rowe e Soderman (1985) .....	105
Tabela 8 – Valores das resistências ao cisalhamento não drenada de Bergado <i>et al.</i> (2002).....	106
Tabela 9 – Dados do solo de fundação para as análises no Slide .....	109
Tabela 10 – Dados do solo de fundação para a primeira investigação no Slide .....	112
Tabela 11 – Cenários simulados .....	117
Tabela 12 – Parâmetros do solo mole utilizados nas análises no programa Slide..	117
Tabela 13 – Dimensões e características dos aterros na análise pelo Slide.....	119
Tabela 14 – Fatores de segurança obtidos com os Cenários simulados no Slide ..	121
Tabela 15 – Parâmetros dos solos seguindo o modelo de Bergado <i>et al.</i> (2002) ...	126
Tabela 16 – Valores dos coeficientes de empuxo no repouso dos solos das análises .....	128
Tabela 17 – Parâmetros utilizados para a elaboração do ábaco do presente trabalho .....	158
Tabela 18 – Tabela para cálculo da deformação permissível .....	161
Tabela 19 – Deslocamentos horizontais do aterro CE (Cenário 1) .....	163
Tabela 20 – Excessos de poropressão medidos no aterro CE (Cenário 1).....	164
Tabela 21 – Recalque do aterro CE (Cenário 1) .....	164
Tabela 22 – Deslocamentos horizontais do aterro MGE (Cenário 6) .....	165
Tabela 23 – Excessos de poropressão medidos no aterro MGE (Cenário 6) .....	166
Tabela 24 – Recalque do aterro MGE (Cenário 6).....	166
Tabela 25 – Deslocamentos horizontais do aterro HGE (Cenário 7).....	167
Tabela 26 – Excessos de poropressão medidos no aterro HGE (Cenário 7).....	168

Tabela 27 – Recalque do aterro HGE (Cenário 7) .....	168
Tabela 28 – Deformações no reforço do aterro HGE em % (Cenário 7) .....	169
Tabela 29 – Deslocamentos no reforço do aterro HGE em metros (Cenário 7) .....	170
Tabela 30 – Deslocamentos horizontais e recalques para altura líquida do aterro CE .....	171
Tabela 31 – Deslocamentos horizontais e recalques para altura líquida do aterro MGE .....	171
Tabela 32 – Deslocamentos horizontais e recalques para altura líquida do aterro HGE .....	172

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AE-1	Aterro Experimental 1
AE-2	Aterro Experimental 2
AE-3	Aterro Experimental 3
AIT	<i>Asian Institute of Technology</i>
CE	Control Embankment
FR	Fator de Redução
FS	Fator de Segurança
HGE	High – strength Geotextile Embankment
HP	Hydraulic Piezometer
IP	Índice de Plasticidade
ISO	International Organization for Standardization
MC	Mohr - Coulomb
MEF	Método dos Elementos Finitos
MGE	Multi – layer Geotextile Embankment
NBR	Norma Brasileira
PA	Poliamida
PE	Polietileno
PEC	Polietileno clorado
PET	Poliéster
PP	Pneumatic Piezometer
PP	Polipropileno
PPTA	Poliaramida

PVA	Polivinil álcool
PVC	Policloreto de Vinila
RRM	Momento Restaurador
SP	Standpipe Piezometer
SPT	Standard Penetration Test
SS	<i>Soft Soil</i>
TTE	Termos de Tensões Efetivas
TTT	Termos de Tensões Totais
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Razão da tensão cisalhante reforço/solo mole e a resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole na superfície
$\alpha$	Ângulo entre fatia e eixo horizontal
$\alpha_r$	Fator de correção da tração mobilizada do geossintético
$a_{sr}$	Adesão entre reforço e aterro
$b$	Componente horizontal da largura da fatia
$B$	Largura superior do aterro
$B'$	Largura da fundação rasa
$\beta$	Ângulo de inclinação do talude
BH	Amostra Indeformada
$c$	Coesão ou intercepto coesivo
$c'$	Intercepto coesivo
$C_0$	Resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole inicial
$C_{at}$	Coesão (intercepto coesivo) do aterro
$C_f$	Coesão (intercepto coesivo) do aterro
$C_c$	Índice de compressibilidade do solo mole
$C_i$	Coeficiente de interação do geossintético com o solo
$C_u$	Resistência não drenada ao cisalhamento do solo mole
$c_{uo}$	Resistência inicial não drenada ao cisalhamento
$d$	Profundidade da superfície de ruptura
$D$	Profundidade de solo mole abaixo do aterro
$e_0$	Índice de vazios
$E$	Célula de pressão de carga
$E$	Força interlamelar normal entre fatias
$E_{edo}$	Módulo oedométrico
$E_T$	Empuxo de água na trinca
$E'$	Módulo de elasticidade calculado para obter a deformação permissível
$\epsilon$	Deformação específica de um geossintético
$\epsilon_0$	Deformação permissível do geossintético

$\epsilon_a$	Deformação permissível de um geossintético
$E_f$	Baixo módulo de elasticidade de um geotextil
EG	Wire Extensometer
$E_u$	Módulo de elasticidade do solo mole
F	Fator de segurança comparativo pela análise de equilíbrio limite estendido
$f_0$	Fator de correção
$F^*$	Fator de segurança pela análise pelo equilíbrio limite
$F_{anc}$	Fator de segurança de ancoragem
$F_c$	Fator de segurança do aterro reforçado pela análise de equilíbrio limite estendido
$FR_{DB}$	Fator de redução devido à degradação biológica
$FR_{DQ}$	Fator de redução devido à degradação química
$FR_F$	Fator de redução devido à fluência
$FR_I$	Fator de redução devido a danos mecânicos de instalação
G	Glotzl Extensometer
G	Módulo de cisalhamento
$G_s$	Peso específico dos grãos
$G_{50}$	Módulo de cisalhamento de um solo
$\gamma$	Peso específico do solo
$\gamma_{at}$	Peso específico do aterro
$\gamma_f$	Peso específico do aterro
h	Altura do aterro
h	Altura média da fatia
h	Espessura do aterro prevista em projeto
H	Altura de aterro pela análise de equilíbrio limite estendido
H	Altura do talude até a fatia
$h_{adm}$	Altura de aterro admissível
$h_{at}$	Altura necessária do aterro
$H_c$	Altura de colapso do aterro
$H_c$	Altura crítica do aterro sem reforço (na ruptura)
$h_{cr}$	Altura crítica de aterro

$h_m$	Altura média da fatia no seu centro
$h_p$	Profundidade da poropressão até o ponto desejado
$H_u$	Altura crítica do aterro reforçado
IC	Inclinômetro
J	Módulo de rigidez de um geossintético
$J_{crit}$	Rigidez crítica do reforço geossintético
$J_{res}$	Módulo de rigidez resultante de um geossintético
$J_{ULT}$	Rigidez última do reforço geossintético.
K	Parâmetro
$k_0$	Coeficiente de empuxo no repouso do solo
$k_{0(NC)}$	Coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado
$k^*$	Parâmetro de entrada para solo mole no PLAXIS
$k_h$	Coeficiente de permeabilidade horizontal
kPa	Kilo Pascal
$k_v$	Coeficiente de permeabilidade vertical
l	Largura da fatia
l	Proporção vertical da inclinação
L	Comprimento da superfície de ruptura
L	Parâmetro
L	Strain Gauge
$\lambda$	Parâmetro obtido pelo fator de segurança
$\lambda^*$	Parâmetro de entrada para solo mole no PLAXIS
$L_{anc}$	Comprimento de ancoragem de um geossintético
m	Metros
m	Parâmetro de acordo com Ladd (1991)
$m_\alpha$	Componente em função do fator de segurança
$M_{ew}(x)$	Momento pelo método de Morgenstern e Price
$\mu$	Fator de correção de Bjerrum
n	Proporção horizontal da inclinação
N	Parâmetro
$N'$	Resultante de tensão efetiva do solo de baixo na fatia de cima

$n_{\alpha}$	Coeficiente
$N_c$	Fator de capacidade de carga relativo à coesão
$N_q$	Fator de capacidade de carga relativo à tensão efetiva na base da fundação
$N_{\gamma}$	Fator de capacidade de carga relativo ao peso específico do solo
$N_{SPT}$	Números de golpes pelo Standard Penetration Test
$O$	Centro da circunferência da superfície de ruptura
$\Omega$	Ohms (unidade de medida de resistência)
$\Omega$	Parâmetro adimensional
$p$	Peso da fatia
$P$	Parâmetro
$\Psi'$	Ângulo de dilatância
$\phi'$	Ângulo de atrito de um solo
$\phi_{at}$	Ângulo de atrito do aterro
$\phi_f$	Ângulo de atrito do aterro
$\phi_{sr}$	Ângulo de atrito entre reforço e aterro
$\phi_u$	Ângulo de atrito do solo mole
$q$	Sobrecarga na fundação rasa
$Q$	Força resultante das forças $Z$
$q_0$	Carga de ruptura de uma fundação direta
$R$	Raio do círculo da superfície de ruptura
$\rho$	Varição de resistência não drenada com a profundidade
$\rho_c$	Varição de resistência não drenada com a profundidade
$r_u$	Razão de poropressão
$s$	Força tangencial de oposição ao movimento do bloco
$S$	Placa de recalque de superfície
$S$	Saturação
SC-405	Estrada Estadual de Santa Catarina
$\text{sen}$	Seno
$\sigma'_{v \text{ médio}}$	Tensão média efetiva
SS	Placa de recalque sub-superficial

$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$S_{uv}$	Resistência ao cisalhamento não drenada do solo de fundação
$\Delta S_u$	Variação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole
$S_{u0}$	Resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole inicial
$S_{u\text{ final}}$	Resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole final
$\sigma_3$	Menor tensão principal do aterro
$t$	Proporção horizontal da inclinação
$T$	Deformação permissível multiplicado pelo módulo de elasticidade do aterro
$T$	Tração mobilizada de um geossintético
$T$	Tração de reforço de projeto
$T_a$	Baixa resistência à tração de um geotextil
$T_{adm}$	Tração admissível do geossintético
$T_{anc}$	Resistência de ancoragem de um geossintético
$\theta$	Ângulo entre a força $Z$ e o eixo das fatias
$tg$	Tangente
$T/m^2$	Toneladas por metro quadrado
$T_r$	Resistência à tração nominal
$TS$	Classe de geossintéticos da Polyfelt
$U$	Resultante de poropressão do solo de baixo na fatia de cima
$\nu'$	Coefficiente de Poisson
$w$	Resultante da força peso da fatia
$W$	Umidade
$W_{at}$	Peso do aterro acima do trecho de ancoragem
$X$	Força interlamelar tangencial entre fatias
$X$	Distância da superfície de ruptura ao fim do aterro
$\xi$	Linha de simetria
$y - y_t$	Localização da linha de empuxo
$z$	Distância do centro da circunferência da superfície de ruptura à base do aterro
$z$	Profundidade de um ponto
$Z$	Força resultante das forças interlamelares

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>23</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>26</b>
1.1 Aterro sobre solos moles .....	26
1.1.1 Geossintéticos .....	29
1.1.2 Resistência à tração (T), Módulo de rigidez (J) e deformação específica ( $\epsilon$ )	31
1.1.3 Tipos de ruptura de aterro sobre solo mole .....	33
1.1.3.1 Ancoragem do geossintético .....	35
1.1.3.2 Altura crítica do aterro .....	37
1.2 Programas computacionais .....	38
1.2.1 <i>Software</i> Slide .....	39
1.2.2 <i>Software</i> RS2 .....	40
1.2.3 <i>Software</i> PLAXIS .....	42
1.3 Deformação permissível do geossintético de Rowe e Soderman (1985) .....	43
1.3.1 Análise pelo equilíbrio limite estendido .....	48
1.4 Deformação permissível do geossintético de Hinehberger e Rowe (2003) ....	51
1.5 Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles .....	54
1.6 Método do Equilíbrio Limite .....	56
<b>2 ESTUDO DE CASOS</b> .....	<b>62</b>
2.1 Aterros reforçados sobre o solo mole de Bangkok .....	62
2.1.1 Instrumentação e dados do solo mole .....	62
2.1.2 Aterros construídos e suas dimensões .....	68
2.1.3 Resultados das instrumentações .....	70
2.2 Aterro reforçado no Brasil – Magnani (2006) .....	75
<b>3 ANÁLISES SOBRE ÁBACO DE ROWE E SODERMAN (1985)</b> .....	<b>79</b>
3.1 Análises com o programa Slide .....	81
3.2 Análises com o programa RS2 .....	85
3.3 Comparação entre os fatores de segurança do Slide e do RS2 .....	88
3.4 Proposta de atualização do ábaco .....	89
<b>4 ANÁLISES DOS ATERROS DE BERGADO ET AL. (1994)</b> .....	<b>97</b>
4.1 Deformação permissível .....	97

4.1.1	Rowe e Soderman (1985).....	97
4.1.2	Futai (2010) .....	103
4.2	O fator de correção de Bjerrum e sua utilização em Bergado et al. (1994) ..	106
4.2.1	Fator de correção de Bjerrum (1973).....	106
4.2.2	Análise de estabilidade .....	108
4.3	Análises de casos de Bergado et al. (1994) .....	115
4.3.1	Análise no programa Slide.....	117
4.3.2	Análise no programa PLAXIS .....	125
4.3.2.1	Cenário 1 (aterro CE) .....	129
4.3.2.1.1	Geometria e malha .....	129
4.3.2.1.2	Deslocamentos horizontais .....	130
4.3.2.1.3	Excessos de poropressão .....	132
4.3.2.1.4	Deslocamentos totais e superfícies de ruptura.....	134
4.3.2.2	Cenário 6 (aterro MGE) .....	136
4.3.2.2.1	Geometria e malha .....	136
4.3.2.2.2	Deslocamentos horizontais .....	136
4.3.2.2.3	Excessos de poropressão .....	137
4.3.2.3	Cenário 7 (aterro HGE).....	139
4.3.2.3.1	Geometria e malha .....	139
4.3.2.3.2	Deslocamentos horizontais .....	140
4.3.2.3.3	Excessos de poropressão .....	142
4.3.2.3.4	Medidas do geossintético .....	144
4.3.2.4	Comparação entre os aterros CE, MGE e HGE .....	147
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>149</b>
5.1	Sugestões para trabalhos futuros .....	151
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>152</b>
	<b>ANEXO I - DADOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DO CAPÍTULO 3.....</b>	<b>158</b>
	<b>ANEXO II – DADOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DO ITEM 4.3.....</b>	<b>162</b>

## INTRODUÇÃO

As construções sobre solos moles estão ganhando destaque no Brasil e no mundo. A necessidade de se aproveitar espaços urbanos para os mais variados tipos de obras, impõem à engenharia geotécnica, meios para viabilizar construções sobre solos moles.

Apesar das tecnologias existentes para esse tipo de construção, esses solos ainda geram desafios para engenheiros em projetos geotécnicos. A baixa resistência de solos argilosos pode levar empreendimentos ao insucesso.

Nesse contexto, o aterro sobre solos moles auxilia a geotecnia através de diversos métodos, para a obtenção de uma estrutura mais segura. Um dos métodos é o aterro reforçado, que será abordado mais detalhadamente no presente trabalho, pois utiliza um material sintético, o geossintético, para reforçar a base do aterro e assim poder viabilizar uma obra que tenha solo mole na fundação.

Esse reforço pode ser dimensionado segundo a técnica proposta por Rowe e Soderman (1985), na qual através de um ábaco é possível obter a deformação permissível de um geossintético. Existem outras propostas na literatura para a obtenção dessa deformação permissível, como Futai (2010) e Hinehberger e Rowe (2003).

Além disso, é possível simular eventuais cenários em *softwares* que utilizam ou o Método do Equilíbrio Limite, como o Slide, ou o Método dos Elementos Finitos, como o PLAXIS e RS2. Nestes programas é possível se obter Fatores de Segurança para cada cenário, adotando o mais conveniente.

Os programas que utilizam Método dos Elementos Finitos permitem ainda a obtenção das deformações esperadas para o reforço, possibilitando a estimativa se haverá a sua ruptura ou não.

### Motivação

Devido à utilização cada vez mais frequente de reforços geossintéticos para aterros se fazem necessários estudos mais avançados sobre esse tema, a fim de que haja avanços na sua utilização e no seu potencial de reforço.

O geossintético pode ser dimensionado para a obra segundo a sua resistência à tração ( $T$ ), o seu módulo de rigidez ( $J$ ) e sua a deformação específica

(E). Rowe e Soderman (1985) propuseram um ábaco para a obtenção da deformação permissível específica do reforço, utilizando parâmetros do solo mole e do aterro a ser reforçado.

Essa proposta que fora realizada por meio do Método dos Elementos Finitos é antiga, e programas atuais, retratam melhor os solos encontrados. Portanto, o presente trabalho tem o objetivo de propor um ábaco atualizado seguindo a mesma lógica de Rowe e Soderman (1985), utilizando *softwares* atuais.

Serão analisados os resultados de deformação específica dos reforços dos aterros de Bergado *et al.* (1994) utilizando a proposta de Rowe e Soderman (1985) e Futai (2010), comparando-as com a proposta apresentada no presente trabalho.

O presente trabalho também tem o objetivo de analisar o fator de correção de Bjerrum (1973) mencionado em Bergado *et al.* (1994) e se necessário propor um novo valor de correção. Além disso, serão analisados os resultados obtidos em Bergado *et al.* (2002) por meio do programa PLAXIS.

## **Objetivos**

### Principal

Analisar o desempenho de aterros reforçados com geossintéticos da literatura nacional e internacional, realizando análises numéricas.

### Secundários

- Propor um ábaco atualizado a partir da proposta de Rowe e Soderman (1985), utilizando os *softwares* RS2 e Slide;
- Analisar as deformações específicas dos reforços geossintéticos apresentados em Bergado *et al.* (1994), por meio das propostas de Rowe e Soderman (1985) e Futai (2010);
- Analisar casos de deformações permissíveis presentes na literatura como Bergado *et al.* (1994) e Magnani (2006) na proposta de ábaco do presente trabalho;
- Analisar o fator de correção de Bjerrum presente em Bergado *et al.* (1994);

- Analisar numericamente os resultados apresentados por Bergado *et al.* (1994), Bergado *et al.* (2002) por meio dos *softwares* Slide e PLAXIS.

### **Estrutura da dissertação**

O primeiro capítulo do trabalho contém uma revisão bibliográfica abordando aterros sobre solos moles e alguns conceitos relevantes relacionados aos geossintéticos e aos programas utilizados para as análises do presente trabalho. Além de abordar a proposta de Rowe e Soderman (1985).

Outrossim, o capítulo menciona Hineberger e Rowe (2003) e Futai (2010), todos estes métodos que servem para a obtenção da deformação permissível de um geossintético. Este capítulo menciona diferentes métodos de definição de superfícies de rupturas, métodos estes que são princípios para toda a análise realizada no trabalho.

O segundo capítulo menciona os trabalhos analisados, abordando suas instrumentações e resultados obtidos, bem como a forma que foram realizados os aterros reforçados.

O terceiro capítulo traz a proposta de ábaco do presente trabalho para a obtenção da deformação máxima permissível de um reforço geossintético, bem como propostas para algumas situações.

No quarto capítulo tem-se a obtenção dos valores de deformação permissível dos aterros reforçados de Bergado *et al.* (1994) pelos métodos de Rowe e Soderman (1985) e Futai (2010). Além disso, aborda as análises do fator de correção de Bjerrum (1973) mencionado em Bergado *et al.* (1994) e analisa os resultados de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002) utilizando como ferramenta de análise os programas Slide e PLAXIS.

O quinto e último capítulo aborda as conclusões do trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

# 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 1.1 Aterro sobre solos moles

Aterros sobre solos moles são projetados para ao menos minimizar os problemas consequentes do adensamento dos solos finos. Este fenômeno foi muito bem exemplificado pela analogia mecânica de Terzaghi, publicada por Taylor em 1948. No trabalho, o adensamento é comparado a um sistema com pistão, massa, mola e água.

A Figura 1 mostra essa analogia, proposta por Terzaghi, na qual é colocada uma massa sobre um pistão, com válvula fechada. Com essa válvula fechada, sem a saída de água, a pressão é suportada em sua totalidade pela água, gerando o excesso de poropressão.

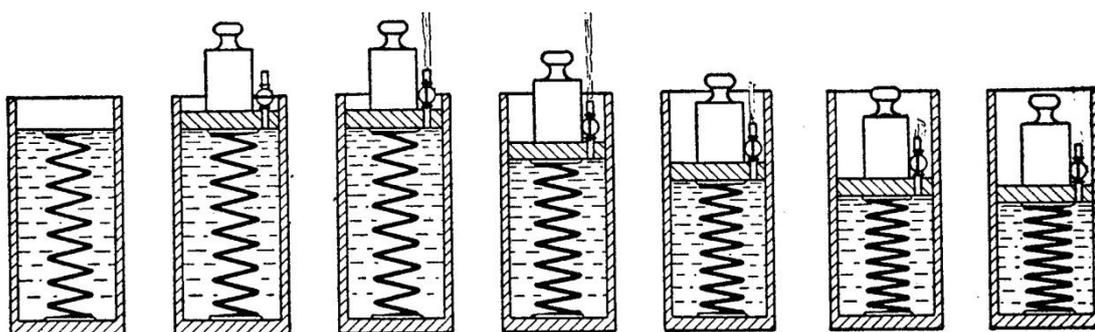


Figura 1 – Analogia mecânica do adensamento (Taylor, 1948)

Já em um segundo momento, a válvula é aberta, liberando a saída de água. Percebe-se, a partir deste instante, que há uma transferência da força suportada pela água para a mola, conforme a água vai saindo. O pistão vai abaixando até a mola suportar totalmente a força exercida pela massa.

Nessa analogia a mola representa o arcabouço sólido, resistindo à tensão por meio de sua tensão efetiva. Enquanto que o pistão fechado e aberto simula a condição de saída de água do solo, controlada pela permeabilidade do mesmo. O pistão abaixando representa o recalque do solo conforme o processo de adensamento ocorre. A massa representa a carga externa exercida em um solo, podendo ser, por exemplo, uma fundação.

A analogia realizada por Terzaghi pode representar de forma simples o que o presente trabalho irá abordar: situações em que o solo fino, está saturado, sofrendo um processo de adensamento, devido a uma carga externa.

O solo fino, segundo a NBR 7250, pode ser classificado de acordo com o número de golpes dados no ensaio de SPT ( $N_{SPT}$ ) em mole ou muito mole. Estes solos finos (que contém em sua composição mais da metade de partículas finas como argila e silte) serão moles quando o seu  $N_{SPT}$  estiver entre 3 e 5, e como muito mole quando esse número for menor ou igual a 2.

Solos finos possuem, geralmente, um comportamento não drenado quando submetido a tensões. Esse comportamento é motivado pelo fato da água, presente no interior do solo ter dificuldade de sair, devido à baixa permeabilidade do solo.

As moléculas de água presente no solo fino possuem ligações químicas em seu interior que formam íons com os grãos de argila/silte. Devido a essa interação entre as moléculas, e a grande área total existente nos grãos, a água também terá uma dificuldade considerável para ser escoada, dificultando assim o adensamento.

As tensões entre as moléculas existentes na interface grão/água geram ainda, tensões de atração e repulsão entre as partículas sólidas. Pinto (2006) menciona que essas forças são as responsáveis pela disposição das partículas no solo argiloso.

Tais partículas ou grãos podem ser dispostos de forma floculada, “quando os contatos se fazem entre faces e arestas” ou ainda de forma dispersa “quando as partículas se posicionam paralelamente, face a face” (Pinto, 2006).

A estrutura é floculada, quando as partículas de solo fino são dispostas de forma menos ordenada. E a estrutura é dispersa, quando são dispostas de forma um pouco mais ordenada de forma que se tem um menor vazio entre grãos. A Figura 2 mostra tais estruturas.

Pela dificuldade de saída da água dos vazios existentes entre os grãos dos solos finos, o adensamento irá demorar, podendo durar meses ou anos. O tempo deste adensamento depende também de outros fatores como: a espessura da camada de solo fino tornando o caminho da água mais curto, ou não, e da existência de camadas drenantes abaixo e acima da camada de solo fino, facilitando o escoamento da água e conseqüentemente o adensamento do solo.

Este fenômeno de adensamento poderá gerar entre outros problemas o recalque e a instabilidade. Uma construção de grande ou pequeno porte poderá

colapsar devido a estes problemas dependendo da magnitude das tensões exercidas no solo e da resistência que este solo ofereça ao esforço.

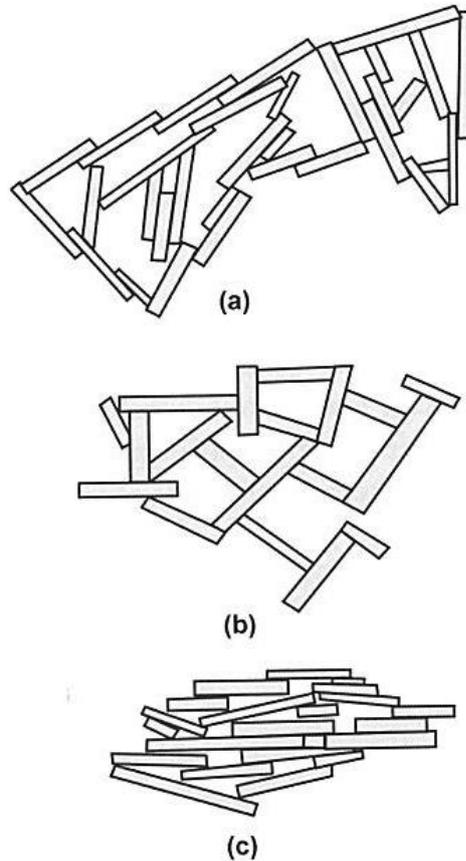


Figura 2 – (A) floculada em água salgada, (B) floculada em água não salgada e (C) dispersa (Pinto, 2006)

O recalque, por exemplo, pode gerar colapsos na estrutura quando ocorrer diferencialmente ou ainda pode inviabilizar empreendimentos devido a sua magnitude ao longo do tempo impedindo que se mantenha uma cota pré-estabelecida ou exigindo um alto esforço econômico para mantê-la.

A fim de possibilitar a construção sobre solos finos, são usadas diversas técnicas chamadas de aterros sobre solos moles. Almeida e Marques (2014) ilustram as várias alternativas desse método que objetivam não apenas mitigar o recalque como também a instabilidade do solo de fundação, possibilitando a colocação de cargas da estrutura do empreendimento sobre essa base. A Figura 3 algumas das técnicas utilizadas.

A utilização das técnicas da Figura 3 depende de diversos fatores como: prazo de obra, disponibilidade de recursos monetários para a execução da técnica,

peso de aterro máximo a ser colocado, espaço físico para a realização da técnica, entre outros.

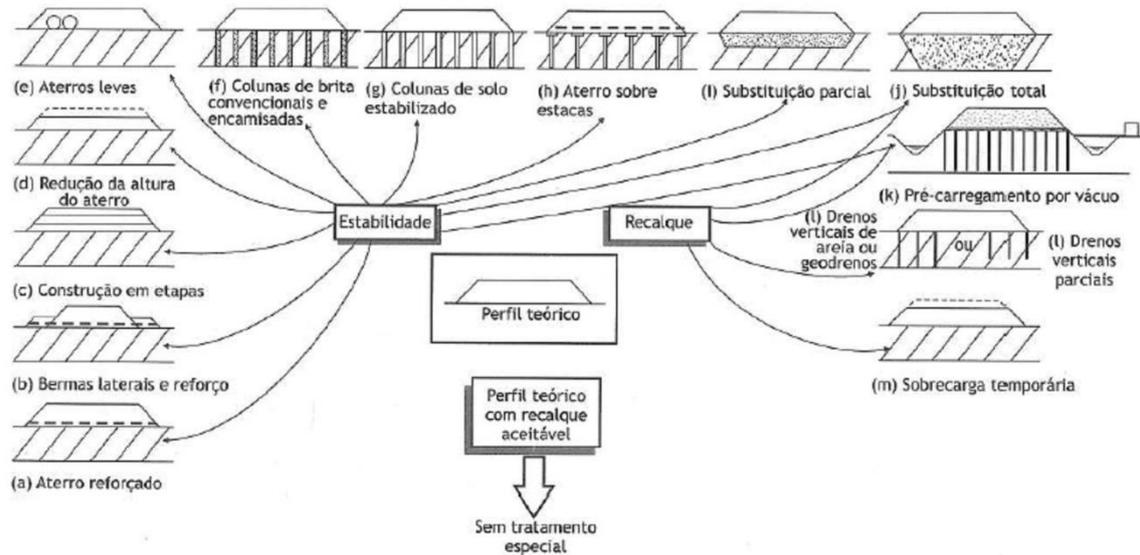


Figura 3 – Diversos métodos de aterros sobre solos moles (Almeida e Marques, 2014)

Se o solo de fundação for muito mole, recomenda-se o uso de reforços de geossintéticos entre o aterro e o solo mole, para que não haja a ruptura do solo de fundação. Tal método construtivo de aterro reforçado com geossintético é bastante utilizado no Rio de Janeiro, por ser menos oneroso e às condições de baixa resistência.

### 1.1.1 Geossintéticos

Geossintéticos são materiais de natureza sintética, fabricados para o uso como reforço em obras de engenharia geotécnica. Além de exercer o reforço no aterro, eles podem desempenhar outras funções.

Vertematti (2015) aborda o assunto definindo pelo menos mais seis funções que os geossintéticos podem exercer como: controle de erosão superficial, drenagem, filtração, barreira, proteção e separação.

Os usos mais frequentes de geossintéticos são nas funções de reforço de solo e separação de materiais vizinhos, que se usa quando não se quer que haja uma penetração de um solo em outro. Na separação de materiais, o solo fino que

fica na base, tem uma resistência muito baixa, com isso, o aterro pode penetrar neste solo de fundação inviabilizando a construção de aterros. O geossintético utilizado na separação é o geotêxtil.

Existem diversos tipos de geossintéticos que são produzidos mundialmente, dentre estes os mais utilizados em construções são, segundo Almeida e Marques (2014), as geogrelhas e os geotêxteis.

Estes produtos são feitos a partir de polímeros sintéticos. Os principais polímeros usados para a fabricação de geotêxtil e geogrelhas são o Polietileno (sigla PE), Polipropileno (sigla PP), Poliéster (sigla PET), Poliamida (sigla PA), Polivinil álcool (sigla PVA) e a Poliaramida (sigla PPTA).

A colocação desses materiais sobre o solo mole deve ser feita de maneira cuidadosa e com atenção a alguns pontos importantes como: colocação com o produto da maneira mais esticada possível, pois como esses produtos trabalham de forma passiva com deformação, se houver algum ponto de dobra, ele não se deformará de forma adequada, comprometendo o reforço do aterro.

Outro cuidado que deve se ter é a exposição ao sol do produto, que deve ficar em ambiente protegido dos raios solares, que o ressecam diminuindo sua resistência, e devendo ser colocado *in situ* apenas quando o aterro for colocado imediatamente acima, não o expondo muito tempo aos raios solares.

Máquinas e outros equipamentos em campo que possam perfurar ou rasgar os geossintéticos devem ter sua circulação por perto desses materiais controlada, de forma que não causem danos nos geossintéticos por passagem.

Quando a unidade do material não é suficiente para preencher toda a área a ser reforçada, é necessário fazer a costura de um material ao outro, ou o transpasse destes. O transpasse (Figura 4) deve ser feito por sobreposição de materiais, de forma que a emenda seja mais resistente que o material, e isso é feito unindo os dois materiais ligados em uma largura considerável de forma que a os dois materiais atuem como reforço na emenda.



Figura 4 – Transpasse por sobreposição (HUESKER, 1999)

Estes materiais atuam como reforço de maneira passiva, ou seja, precisam receber o carregamento do aterro acima deles, para assim através de uma interação de coesão e atrito solo mole/geossintético/aterro se deformarem e atingirem a tração necessária para reforçar o conjunto solo mole/aterro.

#### 1.1.2 Resistência à tração (T), Módulo de rigidez (J) e deformação específica ( $\epsilon$ )

A resistência de um geossintético, como já mencionado, ocorre quando há a sua deformação, fazendo com que ele resista de forma passiva ao carregamento externo.

Isto acontece quando esta carga externa, como por exemplo, um aterro, exerce uma tensão, devido ao seu peso específico, sobre a camada de solo fino, que se deforma. O geossintético neste caso acompanha a deformação da camada de solo fino, resistindo assim ao carregamento.

A resistência à tração (T) o módulo de rigidez (J) e a deformação específica ( $\epsilon$ ) de um geossintético utilizado como reforço são relacionadas através da Equação (1):

$$T = J \times \epsilon \quad (1)$$

A partir da Equação 1 é possível iniciar o dimensionamento de um geossintético para reforçar um aterro. “Nas análises de estabilidade, calcula-se e/ou adota-se: o esforço de tração mobilizado  $T$ , a deformação permissível  $\epsilon_a$  e o coeficiente de interação com o solo  $C_i$ ”, (Almeida e Marques, 2014).

Tal coeficiente, que é derivado do atrito solo/geossintético, geralmente é fornecido pelo fabricante ou obtido por ensaios de arrancamento. Almeida e Marques (2014) citam que esse coeficiente pode variar entre 0,5 e 0,8 ou valor maior dependendo do tipo de geossintético utilizado.

Portanto em um dimensionamento de um geossintético, com o valor da tração ( $T$ ) e da deformação específica ( $\epsilon_a$ ) estabelecida por projeto, calcula-se a rigidez necessária do reforço para o projeto, observando-se que a tração de projeto deve ser menor ou igual à tração do material de reforço fornecido pela fabricante.

Para uma maior segurança do projeto, Almeida e Marques (2014) indicam que é necessário aplicar quatro fatores de redução à tração nominal ( $T_r$ ), disponibilizada pela fabricante (Equação 2). Tais fatores de redução são:

- Devido à fluência do material que se deforma naturalmente sob aplicação de um carregamento contínuo e de mesma intensidade (peso do aterro acima dele) ao longo de sua vida útil perdendo uma parte de sua resistência inicial;
- Devido a danos mecânicos de instalação que ocorrem quando o geossintético é instalado de forma não esticada ou quando há danos relativos a veículos da obra que passam por cima deste reforço;
- Devido à degradação química e;
- Devido à degradação biológica, estes ocorrendo após a instalação do reforço com interações entre fluidos (química) e micro-organismos (biológica) e o reforço.

$$T_{adm} = \frac{T_r}{FR_F \times FR_I \times FR_{DQ} \times FR_{DB}} \quad (2)$$

Sendo:

$T_r$  = resistência à tração nominal;

$T_{adm}$  = tensão admissível ou disponível ou útil;

$FR_F$  = fator de redução devido à fluência;

$FR_I$  = fator de redução devido a danos mecânicos de instalação;

$FR_{DQ}$  = fator de redução devido à degradação química;

$FR_{DB}$  = fator de redução devido à degradação biológica.

Os fatores de redução parciais presentes na fórmula, podem ser retirados de algumas fontes como “em tabelas publicadas em bibliografia técnica, baseadas em experiências anteriores; por meio de ensaios realizados e fornecidos pelos fabricantes; por meio de ensaios próprios realizados/solicitados pelos interessados” (Vertematti, 2015). Para que o resultado obtido seja seguro, é necessário que se garanta  $T_{adm} \geq T$ .

### 1.1.3 Tipos de ruptura de aterro sobre solo mole

Em projeto de estabilidades de aterros sobre solos moles, deve-se ter atenção quanto à garantia de que o aterro não rompa quando sobreposto ao solo fino. É necessário, portanto, assegurar que todas as formas de ruptura deste conjunto, reforçado ou não com geossintético, não ocorram, com um fator de segurança que depende do tipo de obra a ser realizada.

Existem tipos diferentes de ruptura tanto para aterro sobre solo mole (com alguns modos de instabilidade) quanto para aterro reforçado sobre solo mole. A Figura 5 mostra esses tipos de instabilidades.

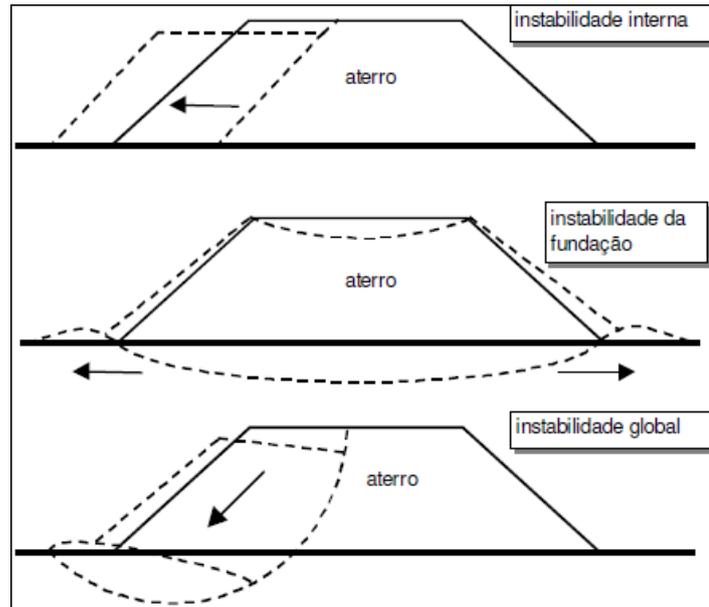


Figura 5 – Instabilidade em aterro não reforçado (Almeida, 1996)

A instabilidade interna ocorre quando as forças resistivas de cisalhamento do aterro não suportam o carregamento e há a ruptura apenas do aterro. A instabilidade da fundação ocorre quando as forças resistivas de cisalhamento do solo mole de fundação não são suficientes para suportar o carregamento imposto, rompendo apenas esse solo de fundação.

A instabilidade global ocorre quando nem o aterro e nem o solo mole suportam o carregamento, havendo uma ruptura total do conjunto. Segundo Almeida e Marques (2014) estes tipos de ruptura também podem ocorrer em solos reforçados.

A ruptura em aterros reforçados pode ocorrer de outras maneiras distintas além das que já foram mencionadas na Figura 5. A Figura 6 mostra algumas formas de ruptura em um aterro com reforço de geossintético.

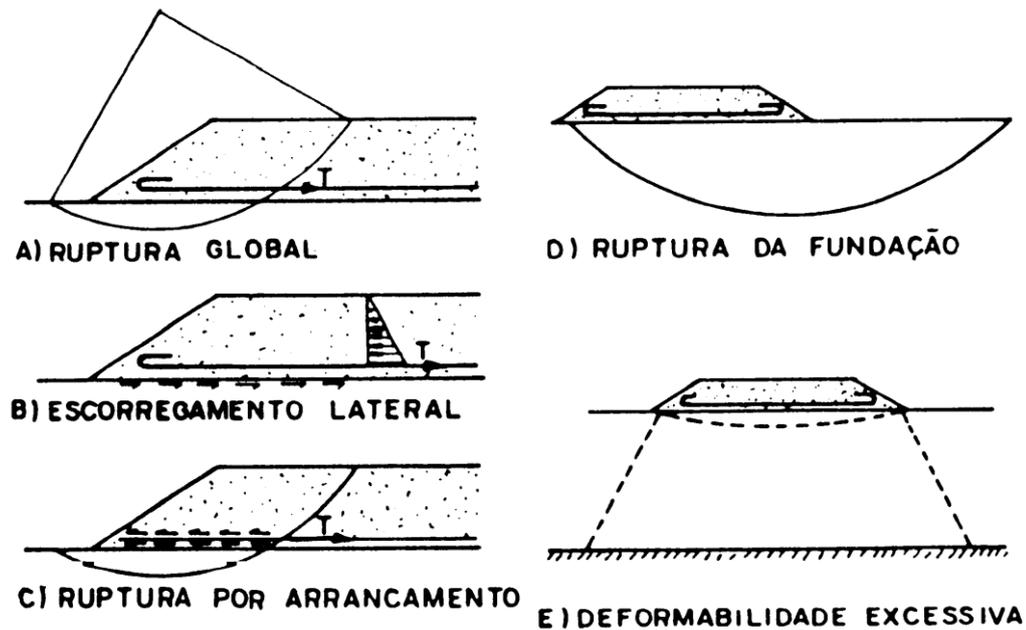


Figura 6 – Instabilidade em aterro reforçado (Gomes, 1993)

A ruptura global se assemelha à instabilidade global mencionada na Figura 5, a diferença é que a ruptura ocorre também no reforço, além da ruptura no aterro e no solo de fundação. A ruptura da fundação e o escorregamento lateral se assemelham às instabilidades de fundação e interna, respectivamente, com a diferença que na ruptura há um reforço que não rompe.

A deformabilidade excessiva e ruptura por arrancamento são casos particulares de instabilidade que se processam apenas em aterros reforçados, e decorrem devido a não deformação ideal do reforço e da ancoragem ineficaz do mesmo, respectivamente.

Em suma, deve-se ter cuidado para que esses tipos de instabilidades não ocorram, sob a pena de poder deixar em risco o projeto geotécnico. O geossintético age no combate a esses tipos de rupturas, quando mobilizada a sua resistência.

Para tanto, uma medida necessária para garantir tal mobilização é a verificação da ancoragem do reforço no aterro. Além disso, é necessário também se verificar a altura máxima de aterro permitida e garantir que o geossintético utilizado como reforço não rompa.

#### 1.1.3.1 Ancoragem do geossintético

Para que um geossintético tenha sua resistência mobilizada totalmente, este deve ser deformado de maneira que acione sua reação passiva. Esta deformação, porém, deve ocorrer de forma diferencial à deformação do aterro e do solo fino.

A boa prática recomenda que para garantir essa deformação diferencial deve-se colocar o geossintético com o comprimento de ancoragem ( $L_{anc}$ ) antes da superfície de ruptura com fator de segurança igual a 1,5. Com isso, esta ancoragem irá se deformar muito menos que o aterro e o solo fino, garantindo a amarração necessária.

Almeida e Marques (2014) indicam o comprimento de ancoragem sendo em função dos parâmetros do aterro (onde ocorrerá a ancoragem) e do reforço geossintético, conforme a Equação (3):

$$L_{anc} = \frac{T_{anc}}{2 \times C_i (c_{at} + \gamma_{at} \times h_{at} \times tg\phi_{at})} \quad (3)$$

Onde:

$T_{anc}$  = resistência de ancoragem que deve ser maior ou igual à tração do reforço de projeto (T);

$C_i$  = coeficiente de interação do geossintético com o solo, que pode ser dado pelo fabricante;

$\gamma_{at}$ ,  $h_{at}$ ,  $c_{at}$ ,  $\phi_{at}$  = peso específico, altura, coesão e ângulo de atrito respectivamente do aterro.

Palmeira (2018) apresenta o que seria o fator de segurança de ancoragem ( $F_{anc}$ ) em função de parâmetros do aterro, do solo mole e do reforço de geossintético, conforme a Equação (4):

$$F_{anc} = \frac{L_{anc}(\alpha \times S_{uo} + a_{sr}) + W_{at} \times tg\phi_{sr}}{T} \quad (4)$$

Onde:

$\alpha$  = razão da tensão cisalhante entre reforço e solo mole e a resistência não drenada do solo mole na superfície (indicado na fórmula como  $S_{uo}$ ) no caso de contato direto do aterro com solo mole;

$a_{sr}, \phi_{sr}$  = adesão e ângulo de atrito entre reforço e aterro, respectivamente;

$W_{at}$  = peso do aterro ou seu peso específico multiplicado pela sua altura acima do trecho de ancoragem;

$T$  = tração de projeto requerida para o reforço de geossintético.

Sem o comprimento de ancoragem mínimo atendido, o aterro estará em risco, pois o reforço pode não funcionar em total capacidade de carga, reduzindo o esforço de tração mobilizado para o reforço e, portanto, diminuindo sua capacidade de suporte, tendo-se o risco ainda, de haver uma ruptura do conjunto, podendo gerar uma superfície crítica.

### 1.1.3.2 Altura crítica do aterro

Na colocação do aterro sobre o solo mole, deve-se tomar o cuidado para que a sua altura não supere a altura máxima que o solo de fundação possa suportar de um aterro. Caso seja superada, poderá ocorrer algum dos tipos de ruptura como os já mencionados no Item 1.1.3.

Portanto, é necessário se prever em cálculos a altura máxima que poderá ser colocada. A altura crítica que um aterro pode ser construído pode ser estimada através de uma igualdade que é derivada da equação clássica de capacidade de carga para uma fundação direta (Equação 5), proposta por Vesic (1975):

$$q_0 = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \times \gamma B' N_\gamma \quad (5)$$

Nesta Equação, a carga ( $q_0$ ) de ruptura de uma fundação direta deve ser igual soma da parcela de coesão do solo ( $cN_c$ ) mais a parcela de tensão efetiva na base da fundação ( $qN_q$ ) mais o peso específico do solo presente na terceira parcela da soma ( $0,5\gamma B' N_\gamma$ ).

Fazendo-se uma analogia entre o aterro sobre solo mole e a fundação, pode ser observado que este solo geralmente se comporta de forma não drenada, que pode ser modelado com um ângulo de atrito nulo ( $\phi' = 0$ ). Com isso, a terceira

parcela da soma seria nula, já que o fator de capacidade de carga ( $N_\gamma$ ) para o caso de  $\phi' = 0$  é zero.

A segunda parcela da soma será nula pelo motivo de estar se considerando a base dessa fundação fictícia na superfície do solo mole, deixando a parcela de tensão efetiva nula.

A parcela do lado esquerdo da Equação pode ser reescrita como o produto entre o peso específico do aterro ( $\gamma_{at}$ ) e sua altura. A primeira parcela da soma será a coesão do solo fino, ou sua resistência não drenada ao cisalhamento ( $S_u$ ), já que com o ângulo de atrito nulo, a resistência de um solo ( $\tau = c + \sigma' \text{tg } \phi$ ) terá o mesmo valor da coesão ou  $S_u$ . A outra parte da parcela é a capacidade de carga  $N_c$ .

Portanto a altura crítica ( $h_{cr}$ ) que um aterro pode ser construído será (Equação 6):

$$h_{cr} = \frac{N_c \times S_u}{\gamma_{at}} \quad (6)$$

Ainda de acordo com a Equação (6) há autores que substituem o valor de  $N_c$  por 5,14 já que segundo Vesic (1975) este fator de capacidade de carga terá tal valor para um ângulo de atrito nulo.

Essa é uma boa estimativa de altura crítica para se ter uma primeira suposição da ordem de grandeza da altura do aterro. Para a realização desse cálculo deve-se ter um prévio conhecimento da resistência não drenada do solo local, obtendo-se em literatura de solos da região, ensaios de campo, como por exemplo, o de Palheta (Vane Test) ou correlações.

## 1.2 Programas computacionais

Os programas computacionais, atualmente, são amplamente utilizados na engenharia Geotécnica com o objetivo de antever o comportamento dos solos. Segundo Lima (2007), estes programas permitem “a previsão e a reprodução do comportamento do solo/estrutura das obras” por meio de diversos cálculos em um curto intervalo de tempo. Portanto, estes *softwares* facilitam e agilizam os cálculos para dimensionamentos de construções da engenharia Geotécnica.

Dentre os diversos programas computacionais existentes atualmente serão apresentados, resumidamente, três destes: Slide, RS2 e PLAXIS. O primeiro programa utiliza para base de seus cálculos o Método do Equilíbrio Limite enquanto os dois últimos realizam suas análises por meio do Método dos Elementos Finitos. Estes programas foram escolhidos devido a sua facilidade de uso e disponibilidade, sendo utilizados para a realização das análises no presente trabalho.

### 1.2.1 *Software* Slide

O programa Slide é largamente utilizado na geotecnia para calcular potenciais superfícies de ruptura em uma encosta, aterro ou qualquer estrutura que contenha um talude. A facilidade na sua utilização é mais um elemento que torna esse programa popular entre os projetistas da área de geotecnia.

Para o cálculo das várias superfícies de ruptura, o programa utiliza o Método do Equilíbrio Limite, e pode traçar, em segundos, milhares de círculos de superfícies potenciais de ruptura, com direção de rompimento de acordo com o que se deseja analisar. Ainda podem ser calculadas de maneira circular ou não circular, sendo que a última opção pode retratar de maneira mais real o que é encontrado em campo. A análise computacional é realizada em um ambiente de deformação plana no *software* utilizado no presente trabalho.

Ao calcular essas superfícies o Slide pode considerar diversas teorias de cálculos como: Janbu (simplificado ou generalizado), Morgenstern - Price, Spencer, Fellenius, Bishop simplificado, método do Corpo dos Engenheiros Americanos ou Lowe-Karafiath. Ao usuário basta selecionar o método que quer utilizar e o programa irá realizar os cálculos segundo os métodos selecionados.

Ao desenhar o talude no programa o projetista pode indicar a profundidade do nível d'água, caso haja no solo, podendo inclusive considerar os excessos de poropressão em caso de fluxo, concedendo parâmetros de resistência do solo ao programa, sendo esses parâmetros não drenados ( $\phi' = 0$ ) ou drenados.

Nesse contexto, o programa disponibiliza diversos métodos de resistência dos materiais, como Mohr-Coulomb, *Infinite Strength*, Anisotropia linear, Hoek Brown, SHANSEP, entre outros. Ao projetista que esteja utilizando o programa basta escolher o tipo de método mais adequado ao solo que está sendo analisado.

Parâmetros do solo como peso específico (saturado e não saturado) e de resistência devem ser inseridos na análise conforme os dados que se tem informação.

Outra opção de edição interessante do programa é a possibilidade da utilização de estruturas de reforço no problema. A partir da aba *Properties* e em seguida *Define Support*, é possível escolher o reforço que se encaixe mais adequadamente na situação do problema ou ainda escolher aquele que reproduza as condições de campo, caso já se tenha um problema real com reforço. Entre os reforços existentes para análise computacional estão o geossintético e a ancoragem.

É possível também adicionar cargas verticais, horizontais e inclinadas ao caso. O programa disponibiliza as formas de carga triangular e distribuídas constante, para simular da maneira mais real possível a situação de campo.

A última opção do programa a ser mencionada nesse trabalho é o *Tension Crack*. Em análises de solos com coesão e em situação ativa, é possível que apareça forças de tração em algumas fatias presentes na superfície de ruptura, isso torna os resultados imprecisos. Para isso, se usa o recurso *Tension Crack*, para se obter resultados mais precisos.

Por fim o programa analisa diversas superfícies de ruptura através do traçado de centenas e até milhares superfícies de ruptura ao longo da geometria do programa. Em seguida, o Slide exibe os resultados dos menores FS encontrados em cada método, sendo possível também obter neste programa as várias linhas de superfícies de ruptura que foram calculadas.

A empresa responsável pelo programa, Rocscience, fornece em seu *site*, tutoriais de utilização do programa, demonstrando cada item que há nele e como usá-lo. Para maiores informações sugere-se o acesso ao *site* da empresa ([https://www.rocscience.com/help/slide2/#t=tutorials%2FSlide\\_Tutorials.htm](https://www.rocscience.com/help/slide2/#t=tutorials%2FSlide_Tutorials.htm)) e a aquisição desses tutoriais.

### 1.2.2 Software RS2

Outro programa utilizado neste trabalho foi o RS2, que é produzido pela mesma empresa Rocscience. Apesar de ainda não ser largamente usado na geotecnia, como o PLAXIS, este programa vem ganhando popularidade entre os engenheiros por poder retratar diversas situações que são encontradas em obras

tais como: escavações, análise de taludes, construção de túneis, entre outros, situações como também retrata o PLAXIS.

O RS2 utiliza como método de cálculo o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é um método que leva em consideração finitos elementos no problema, e diferentemente do Método do Equilíbrio Limite que considera um solo totalmente rígido, o MEF analisa o solo, levando em consideração a sua deformação.

Com isso, o RS2 não informa diretamente a possível superfície de ruptura de um talude, mas com esse programa é possível obter um mapeamento das deformações no solo, e assim sendo, por meio da interpretação é viável se encontrar uma superfície de ruptura aproximada.

O MEF tem a resolução, em cálculo analítico, praticamente inviável, já que, “são utilizadas as aproximações baseadas no método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto” (Lima, 2007). Portanto a utilização de programas computacionais para resolução desse método se torna imprescindível.

Após o desenho do contorno do problema no programa bidimensional é possível colocar os parâmetros do solo, assim como poderia ser feito no programa Slide. Caso já tenha o desenho no Slide, é possível importá-lo para o RS2.

Como o RS2 é calculado por MEF é necessário selecionar a malha que será implementada no solo, podendo ser escolhidos tipos de elementos triangulares ou quadrados, variando também a quantidade de nós de deslocamento, de 3 ou 6 para triangular, e 4 ou 8 para a malha quadrada.

Algo interessante nesse programa é a possibilidade de simular estágios da obra, onde é possível implementar cargas diferentes de aterro ou profundidades diferentes de uma escavação.

A colocação de nível de água, de reforço e outros itens são feitos das mesmas maneiras que são realizados no programa Slide, portanto esse trabalho irá abordar o resultado final de cálculo, onde terá mais itens das análises realizadas e que serão demonstradas posteriormente.

Após o cálculo efetuado pelo programa, através da aba *Analysis* e *Compute*, é possível analisar vários fatores em *Interpret*. Dados do solo como deslocamentos, deformações e tensões podem ser obtidos nesta aba, e tais dados foram muito importantes para o trabalho. Pode ser obtido também o fator de segurança, para isso

basta acessar a aba *Project Settings* e após *Strength Reduction*. Este item também foi utilizado no trabalho.

Na interpretação dos dados fornecidos de deslocamento é possível ver os deslocamentos. O deslocamento no eixo perpendicular ao plano da tela não é possível de ser fornecido, pois o programa considera a deformação plana.

A versão 2019 do programa ainda traz várias opções para a função *Failure Criterion*. Nessa função é possível adotar diversos modelos constitutivos de solo incluindo os do PLAXIS entre outros. Nos critérios do PLAXIS, tem-se, por exemplo, o *Hardening Soil* e *Soft Soil*, possibilitando assim, uma comparação entre análises do RS2 e PLAXIS. Observa-se que até o presente momento, há falhas nas análises por modelos constitutivos do PLAXIS, como o do tipo *Cam-Clay*, no *software* RS2 que ainda não foram solucionados pela fabricante.

Assim como o Slide, o Rocscience fornece em seu *site*, tutoriais de utilização do programa RS2, mostrando o passo a passo para a utilização do mesmo. Para maiores informações sugere-se o acesso do *site* e a aquisição desses tutoriais.

### 1.2.3 Software PLAXIS

Assim como o RS2, o PLAXIS é um programa que utiliza como método de cálculo para as análises o MEF. É um *software* mais utilizado que o RS2 atualmente, apesar de os dois programas apresentarem uma interface de fácil manipulação.

Como modelos constitutivos, o programa disponibiliza algumas alternativas como Mohr-Coulomb, *Soft Soil Model*, que é o mais indicado para solos moles, e *Soft Soil Creep*.

De acordo com Lima (2007), o modelo constitutivo Mohr - Coulomb “é assim classificado devido à hipótese de que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa”. Em outras palavras, em um gráfico de tensão x deformação, há uma relação linear até a tensão de escoamento, e após atingida esta, a tensão se mantém constante sob deformações do tipo plástica.

O modelo constitutivo *Soft Soil Model* não leva em consideração a compressão secundária, o que já é incluído no modelo *Soft Soil Creep*.

A malha utilizada neste *software* pode ser densificada através da opção *Global Coarseness* presente na aba *Mesh*. Diferentemente do *software* RS2, o

PLAXIS só permite a densificação das malhas, não permitindo, por exemplo, escolher malhas quadradas como no RS2. Uma malha mais densa pode permitir a obtenção de resultados mais detalhados e mais assertivos, pois essa malha terá mais nós, englobando mais pontos de deformação.

Ressalta-se que a malha do PLAXIS é padronizada pelo próprio *software* como sendo triangular, podendo o utilizador do programa optar pela malha com elementos com 6 nós ou 15 nós.

A opção *Close Consolidation Boundary* também foi utilizada nas bordas laterais, para impedir o fluxo de água para os lados, fazendo com que este fluxo fosse apenas vertical.

Ressalta-se finalmente que os dados e parâmetros explicados sobre o programa PLAXIS são o suficiente para o entendimento das análises que serão realizadas no presente trabalho. Portanto, não serão mencionados detalhes maiores sobre o programa.

Para maiores informações sobre o *software*, recomenda-se a pesquisa de tutoriais que são disponibilizados *online*, como por exemplo, em (<https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>), e também de Lima (2007) que aborda algumas funções do programa de maneira mais detalhada e mais abrangente que o presente trabalho.

### **1.3 Deformação permissível do geossintético de Rowe e Soderman (1985)**

Em 1985, Rowe e Soderman, apresentaram um método para estimar a deformação de um geossintético empregado para reforçar um aterro sobre um solo mole.

Nessa publicação, os autores relembram o estudo por elementos finitos para definição de uma superfície de ruptura no aterro reforçado. Além disso, abordam teorias como altura de colapso do aterro, altura na qual o aterro reforçado ou não, chega ao limite máximo antes de gerar uma superfície de ruptura. Esta superfície de ruptura é gerada quando a “resistência ao cisalhamento é totalmente mobilizada devido à: (a) ruptura do geotêxtil; (b) ruptura da interface geotêxtil-solo ou (c) a máxima deformação do geotêxtil é alcançada”, atingindo o que os autores chamam de deformação compatível permissível.

Essa deformação permissível teve como aterro modelo para a análise em elementos finitos o da Figura 7. O presente trabalho também realizou análises em elementos finitos, que teve como base o mesmo layout do aterro utilizado por Rowe e Soderman (1985).

Tal deformação permissível pode ser obtida através de um ábaco com base em análises com elementos finitos. Nesse ábaco, há um parâmetro adimensional  $\Omega$ , que relaciona parâmetros do solo e da geometria do aterro, tais como:

$Y_f$  = peso específico do aterro;

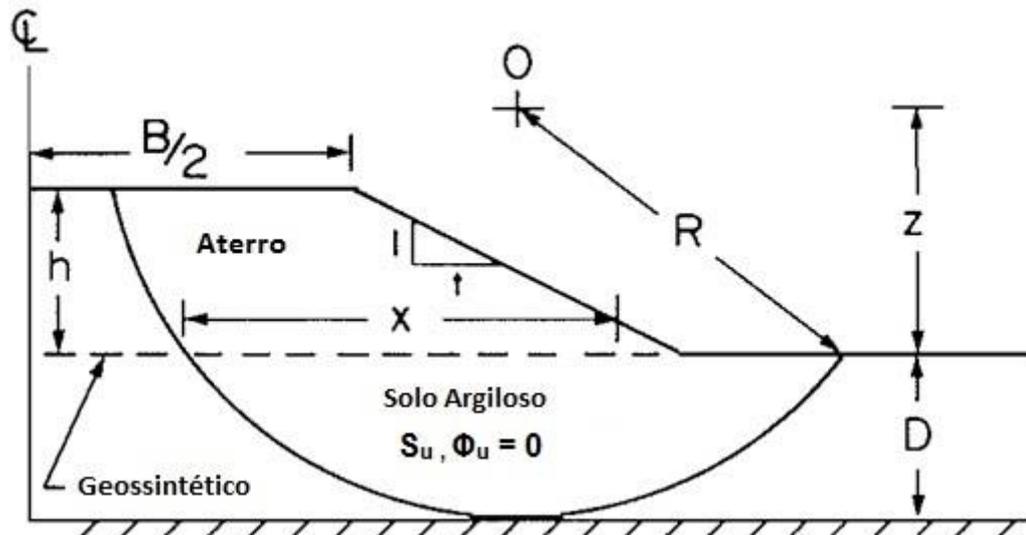
$H_c$  = altura crítica do aterro no colapso;

$C_u$  ou  $S_u$  = resistência não drenada ao cisalhamento;

$E_u$  = módulo de elasticidade não drenado do solo mole;

$D$  = profundidade do solo mole que está abaixo do aterro;

$B$  = largura plataforma (superior) do aterro.



Onde:  $B/2$  = metade da largura superior do aterro;

$h$  = altura do aterro;

$X$  = distância da superfície de ruptura ao fim do aterro;

$l, t$  = inclinação do aterro (vertical e horizontal, respectivamente);

$S_u$  = resistência não drenada ao cisalhamento;

$\phi_u$  = ângulo de atrito do solo mole;

$D$  = profundidade do solo mole que está abaixo do aterro;

$O$  = centro da circunferência da superfície de ruptura;

$z$  = distância de  $O$  até a base do aterro;

$R$  = Raio da circunferência da superfície de ruptura;

$Q$  = linha de simetria.

Figura 7 – Aterro modelo para cálculo da deformação permissível de um geossintético  
(Rowe e Soderman, 1985)

O parâmetro adimensional  $\Omega$ , é calculado através da Equação (7):

$$\Omega = \frac{\gamma_f \times H_c}{C_u} \times \frac{C_u}{E_u} \times \left(\frac{D}{B}\right)_e^2 \quad (7)$$

Com o valor desse parâmetro, a deformação permissível será obtida traçando-se uma reta vertical do valor de  $\Omega$ , no eixo das abscissas, até a envoltória correspondente à inclinação do aterro (proporção entre inclinação do topo do aterro à base entre horizontal e vertical). Encontrada a envoltória correspondente ao aterro, deve-se traçar uma reta horizontal até o eixo das ordenadas (ou eixo vertical) para

se obter o valor da deformação permissível do geotêxtil a ser usado como reforço do aterro. A Figura 8 mostra o ábaco de referência para a obtenção da deformação permissível do geossintético.

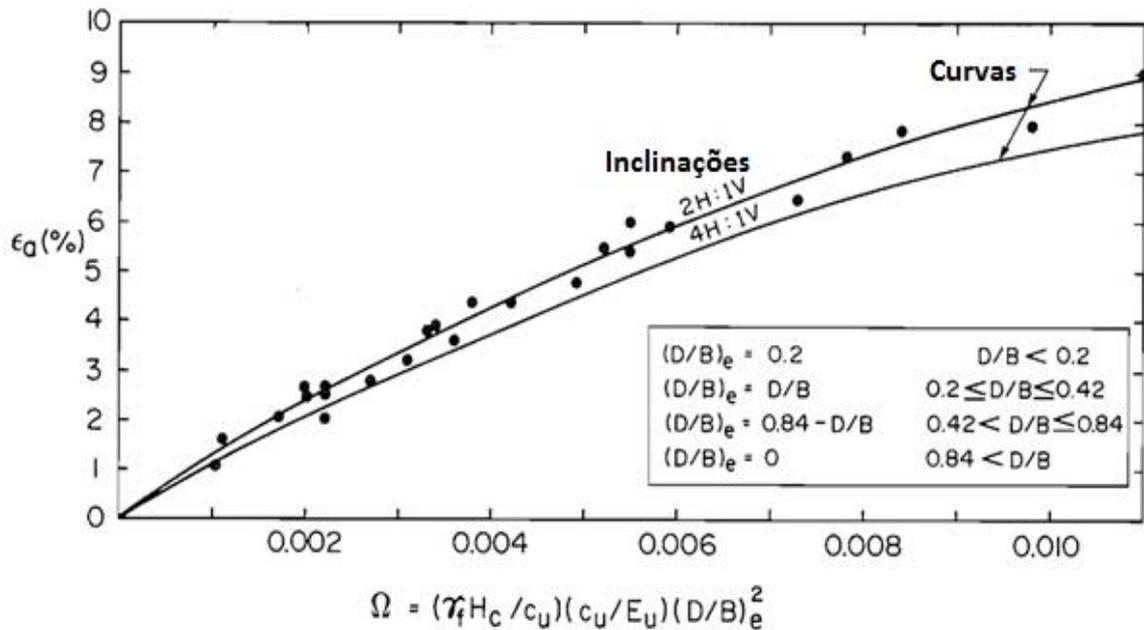


Figura 8 – Ábaco para obtenção da deformação permissível de um geossintético em aterro reforçado sobre solo mole (Rowe e Soderman, 1985)

É importante observar que a deformação permissível obtida pelo ábaco é a deformação máxima que o reforço pode ter antes que haja o rompimento do sistema solo-aterro. Atingido este valor, a resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço é toda mobilizada e não há mais como atingir alturas maiores de aterro.

Ressalta-se também que para a utilização do ábaco é necessário se ter um  $S_u$  constante e um  $E_u$  único da camada. O ábaco foi formulado para inclinações de 1:2 e 1:4 em proporções verticais e horizontais respectivamente, para aterros sem bermas.

A deformação permissível máxima foi calculada através de uma simplificação da resistência do solo mole presente na base do aterro reforçado. Futai (2010) também cita que a resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$  ( $C_u$  no ábaco) obtida do solo mole para o cálculo do parâmetro  $\Omega$ , é considerada constante em toda a profundidade deste solo.

Como isso não ocorre usualmente em campo, o cálculo da deformação permissível do geotêxtil não será compatível com o campo quando este possuir uma resistência ao cisalhamento variável.

Nesse caso, Futai (2010) aconselha usar um trabalho muito semelhante de Hinehberger e Rowe (2003), presente no Item 1.4 do presente trabalho. Este trabalho considera o solo mole com uma resistência inicial em sua menor profundidade e esta resistência vai aumentando até um valor limite por um valor constante com a profundidade (denominado  $\rho$ ).

Outra observação a ser realizada é a razão  $(D/B)_e$ . Esta razão seria uma relação entre a profundidade do solo mole que está abaixo do aterro e a largura de aterro, efetivos. Os valores efetivos dessa razão foram obtidos através de estudos por Rowe e Soderman (1985). Portanto, deve-se obter o valor  $(D/B)$ , para, de acordo com a faixa de valores estabelecida por Rowe e Soderman (1985) encontrar  $(D/B)_e$ .

Existe uma influência da razão entre a profundidade do solo mole e largura do aterro na deformação do reforço. Segundo Rowe e Soderman (1985), a relação onde se obtém a maior deformação é quando  $(D/B)$  está entre 0,2 e 0,42, pois os deslocamentos horizontais se compatibilizam de melhor forma com a deformação do geossintético. Logo a mobilização seria de forma mais eficiente com a resistência do geossintético.

Para valores menores que 0,2 para a relação  $(D/B)$  não há diferença para valores de  $(D/B)_e$ , mantendo-se assim o mesmo valor de  $(D/B)_e = 0,2$ . Para valores de  $(D/B)$  entre 0,42 e 0,84, quanto maior é o valor da relação, menor é o valor da deformação admissível do reforço. A Figura 9 exemplifica tal fato, na qual para a relação  $(D/B) = 0,33$ , há uma deformação lateral maior no reforço que para a relação  $(D/B) = 0,55$ , significando um valor de deformação permissível menor para o reforço de geossintético.

Para valores de  $(D/B)$  maiores que 0,84, o valor da força de aterro para a estabilização pode ser negligenciada devido à grande profundidade de solo mole que impede maiores deformações, se tornando o que os autores chamam de uma "base flexível e suave", (Rowe e Soderman, 1985).

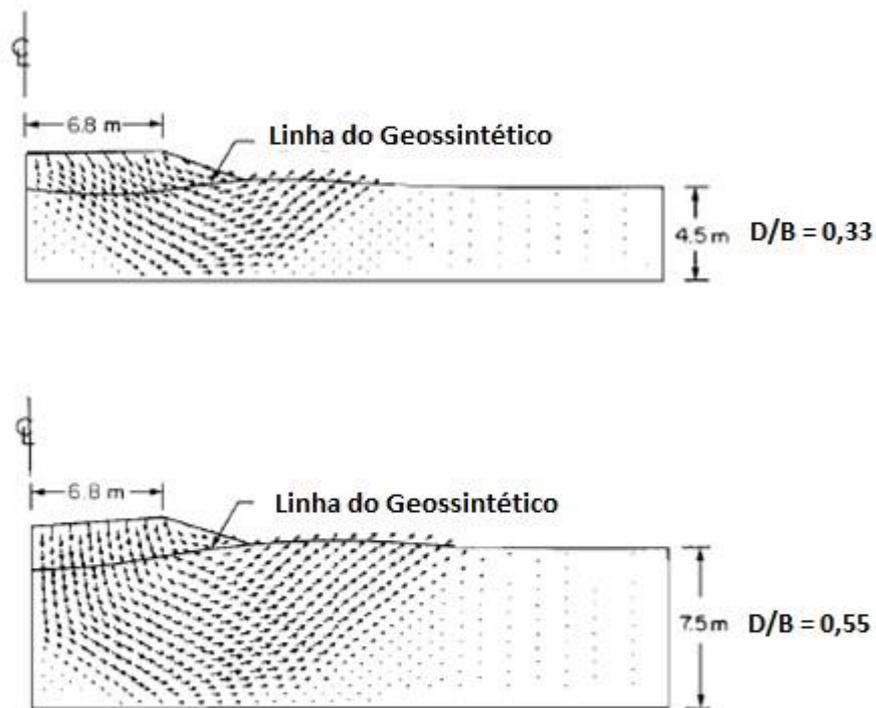


Figura 9 – Deformação do mesmo reforço geossintético para  $D/B = 0,33$  e para  $D/B = 0,55$   
(Rowe e Soderman, 1985)

Logo, o trabalho estabelece valores para  $(D/B)_e$  de acordo com a relação profundidade do solo mole e largura da crista do aterro:

$$(D/B)_e = 0,2 \quad \text{para valores de } D/B < 0,2$$

$$(D/B)_e = D/B \quad \text{para valores de } 0,2 \leq D/B \leq 0,42$$

$$(D/B)_e = 0,84 - D/B \quad \text{para valores de } 0,42 < D/B \leq 0,84$$

$$(D/B)_e = 0 \quad \text{para valores de } 0,84 < D/B$$

### 1.3.1 Análise pelo equilíbrio limite estendido

Uma alternativa ao cálculo da deformação permissível por ábaco é a metodologia realizada através do método do equilíbrio limite estendido. Embora não utilizada no presente trabalho, foi considerada importante a menção desse método, pois seria uma maneira teórica para obter-se a deformação permissível do geossintético.

Como esse método obtém os mesmos valores do ábaco, optou-se pela utilização do ábaco, pela remodelação do mesmo e pelas análises pelos dois ábacos, o obtido por Rowe e Soderman (1985) e o obtido no presente trabalho que está no Item 3.4.

Segundo Rowe e Soderman (1985), o método foi produzido devido a uma extensão do método simplificado de Bishop de análise de superfície de deslizamento circular, de 1955. Logo o método se baseia em superfícies circulares de ruptura tanto no aterro, quanto no sole mole presente na base do aterro reforçado.

O método é separado em cinco passos, até a definição da deformação permissível adequada ao reforço. As etapas são:

**Etapa 1:** determinação dos parâmetros e da geometria do problema.

Nesse estágio, são determinadas as medidas como altura ( $h$ ) e comprimento ( $B$ ) do aterro, inclinação da base até o ponto mais alto do aterro ( $t$  e  $l$ , onde  $t$  representa a proporção horizontal da inclinação e  $l$  a parte vertical). São determinados ainda os parâmetros do aterro como coesão ( $c_f$ ), ângulo de atrito ( $\phi_f$ ) e peso específico ( $\gamma_f$ ) e do sole mole presente abaixo do aterro reforçado, como resistência não drenada ao cisalhamento ( $c_u$ ), módulo de elasticidade ( $E_u$ ) e peso específico ( $\gamma$ ). Nessa etapa, ainda é definido o fator de segurança desejado para a obra ( $FS$ ).

**Etapa 2:** cálculo da altura de ruptura do aterro sem reforço.

O próximo passo é calcular a altura máxima que o aterro sem reforço pode atingir antes de chegar à ruptura. Para isso, deve-se saber o fator de segurança ( $F^*$ ) quando o aterro atingir a ruptura ou arbitrariamente-lo previamente, calculando posteriormente a altura de ruptura do aterro não reforçado, através da Equação (8):

$$H_c = F^* \times h \quad (8)$$

Onde:

$H_c$  = altura máxima que o aterro pode atingir considerando o fator de segurança determinado nessa etapa;

$F^*$  = fator de segurança determinado na etapa;

$h$  = altura do aterro determinada na etapa 1.

**Etapa 3:** Determinação da deformação permissível compatível do geossintético.

Nesta fase, com os parâmetros já determinados da etapa 1, é possível determinar a deformação permissível do geossintético que reforça o aterro. Tal determinação é a mesma usada para explicar a Figura 11, determinando-se primeiramente o parâmetro  $\Omega$ , e posteriormente o valor da deformação permissível ( $\epsilon_a$ ).

**Etapa 4:** Determinação do fator de segurança  $F_c$  do aterro reforçado

Nesta etapa, é calculado o momento restaurador (R.R.M.) através da Equação (9):

$$R.R.M. = \frac{T(R + z)}{2} \quad (9)$$

Para  $D/B \leq 0,42$

Ou Equação (10),

$$R.R.M. = T \times z \quad (10)$$

Para  $D/B > 0,42$ .

Onde:

$T$  = deformação permissível multiplicado pelo módulo de elasticidade do geossintético (força de tração no reforço que foi escolhido a partir desta etapa);

$z$  = distância entre o centro do círculo da superfície de ruptura crítica e a base do aterro;

$R$  = raio do círculo da superfície de ruptura.

Segundo Rowe e Soderman (1985), para a determinação da superfície de ruptura crítica do conjunto aterro reforçado/ solo mole, é necessário fazer o uso de um recurso computacional. Não foram dados maiores detalhes sobre esta etapa.

**Etapa 5:** checagem do desempenho do reforço selecionado

Na última fase de cálculos, é realizada a comparação entre os fatores de segurança  $F$  e  $F_c$ , respectivamente determinado para a obra e achado por cálculos neste modelo. Caso  $F = F_c$ , os cálculos foram executados de maneira correta e os parâmetros de resistência do solo, junto com o reforço, contribuem para a estabilidade do conjunto.

Caso se tenha obtido  $F_c > F$ , foi selecionado um reforço de geossintético com baixo módulo de elasticidade  $E_f$  ou resistência de tração  $T_a$ , sendo necessário se repetir as etapas 4 e 5 com novos valores de  $E_f$  ou  $T_a$ .

Caso  $F_c < F$ , os valores de  $E_f$  ou  $T_a$ , determinados para o reforço são altos para resolver o problema, com isso, devem-se atribuir valores menores para  $E_f$  ou  $T_a$  e refazer as etapas 4 e 5 (de comparação dos valores). Apenas quando os valores de  $F$  e  $F_c$  forem iguais, este método estará finalizado.

**1.4 Deformação permissível do geossintético de Hineberger e Rowe (2003)**

Hineberger e Rowe (2003) obtiveram resultados para deformações permissíveis compatíveis em geossintéticos que reforçam aterros sobre solos moles com variação de resistência ao cisalhamento não drenada ao longo da profundidade crescente. Para tanto, foram utilizadas análises em Elementos Finitos em modelo de aterro e solo mole como a da Figura 10. É importante observar que o solo de fundação tinha uma profundidade muito maior que o círculo de ruptura, evitando problemas “como extrusão ou de influência da espessura da camada de solo mole” (Futai, 2010).

Hineberger e Rowe (2003) observaram que existia uma influência da rigidez do reforço na deformação permissível encontrada. Esta influência está diretamente ligada à altura de aterro e da capacidade de carga do solo mole.

Segundo Hineberger e Rowe (2003), para uma rigidez ( $J$ ) abaixo da rigidez crítica do reforço geossintético ( $J_{crit}$ ), ou seja ( $J < J_{crit}$ ), a deformação permissível fica constante. Desta forma, o reforço não contribui de forma significativa para a resistência à carga imposta pelo aterro, ficando isto a cargo do solo mole. Os autores chamaram esta condição de sub-reforçada.

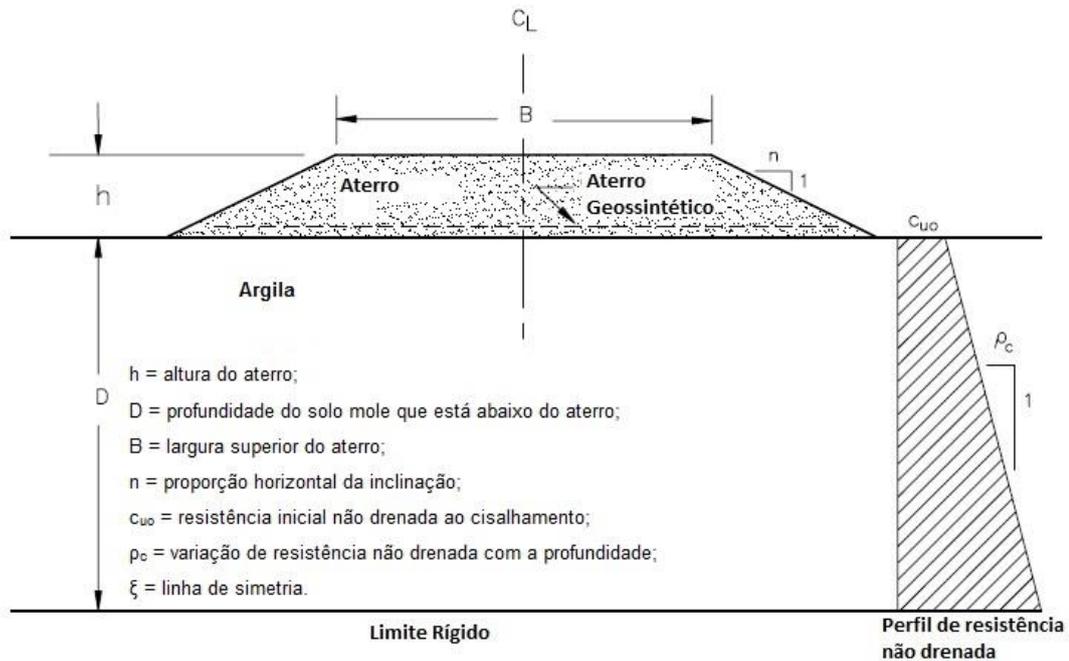


Figura 10 – Aterro modelo reforçado de Hinehberger e Rowe (2003)

Após esse valor de  $J_{crit}$  ( $J > J_{crit}$ ), há a mobilização total da capacidade de carga do solo mole, e com uma carga acima da capacidade do solo de fundação, a resistência do reforço é mobilizada. Portanto após esse valor, o geossintético colabora de forma significativa para o reforço do aterro. Não houve nomenclatura para esta condição.

A Figura 11 ilustra esse acontecimento para uma resistência ao cisalhamento não drenada inicial de 11,5 kPa e um aumento desta resistência de 1,5 kPa/m ( $\rho$ ) ao longo da profundidade do solo mole.

Hinehberger e Rowe (2003) inferiram ainda que para valores maiores que  $J_{crit}$  ( $J > J_{crit}$ ) na análise pelo Equilíbrio Limite, utilizando uma tração mobilizada de acordo com uma deformação ( $\epsilon_0$ ), houve um efeito estabilizante do reforço superestimado de modo que os autores utilizaram um fator de correção ( $\alpha_r$ ) para a tração mobilizada, conforme a Tabela 1.

Com diversas análises pelo MEF, Hinehberger e Rowe (2003) obtiveram resultados para a deformação permissível de aterros reforçados sobre solos moles com resistência ao cisalhamento não drenada crescente e com valor inicial de 10 kPa, conforme a Figura 12. De acordo com Futai (2010), “o aumento de  $\rho$  é similar

ao aumento de  $S_{uo}$  (...), portanto, permite dizer que o aumento da resistência promove o aumento da deformação crítica”.

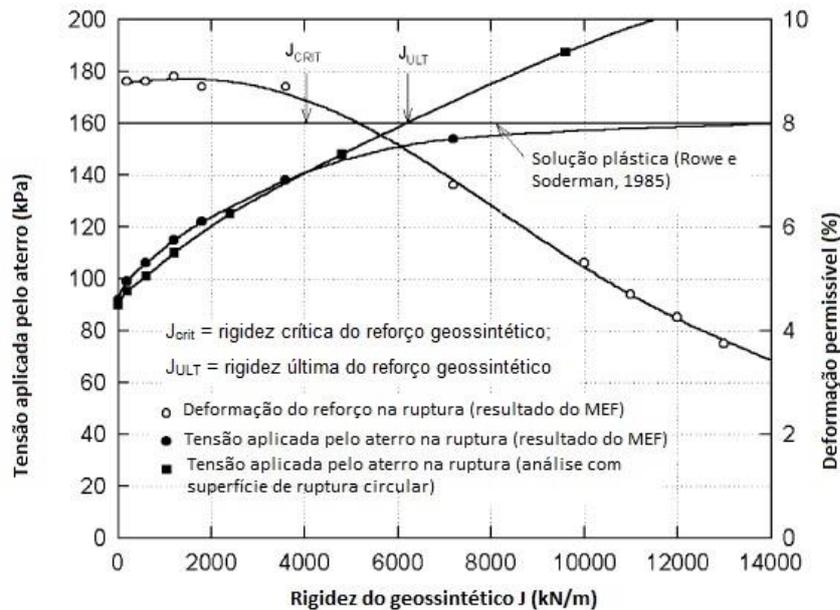


Figura 11 – Rigidez crítica do geossintético influenciando no reforço do aterro (Hinehberger e Rowe, 2003)

Tabela 1 – Fator de correção ( $\alpha_r$ ) segundo Hinehberger e Rowe (2003)

Razão de reforço $(h - H_c) / (H_u - H_c)$	Fator de correção ( $\alpha_r$ )
$\leq 0,7$	1,0
0,8	1,15
0,9	1,4
1,0	2,0

Onde:

$h$  = Espessura do aterro prevista em projeto;

$H_c$  = Altura crítica do aterro sem reforço (na ruptura);

$H_u$  = Altura crítica do aterro reforçado.

Vale ressaltar que a Figura 12 apresenta no eixo das abscissas a altura de colapso do aterro sem reforço ( $H_c$ ). Para a colocação deste valor, Hinehberger e Rowe (2003) justificaram mencionando que tais valores deveriam ser conhecidos de antemão e ainda que a partir de  $H_c$  a condição de sub-reforço é mobilizada.

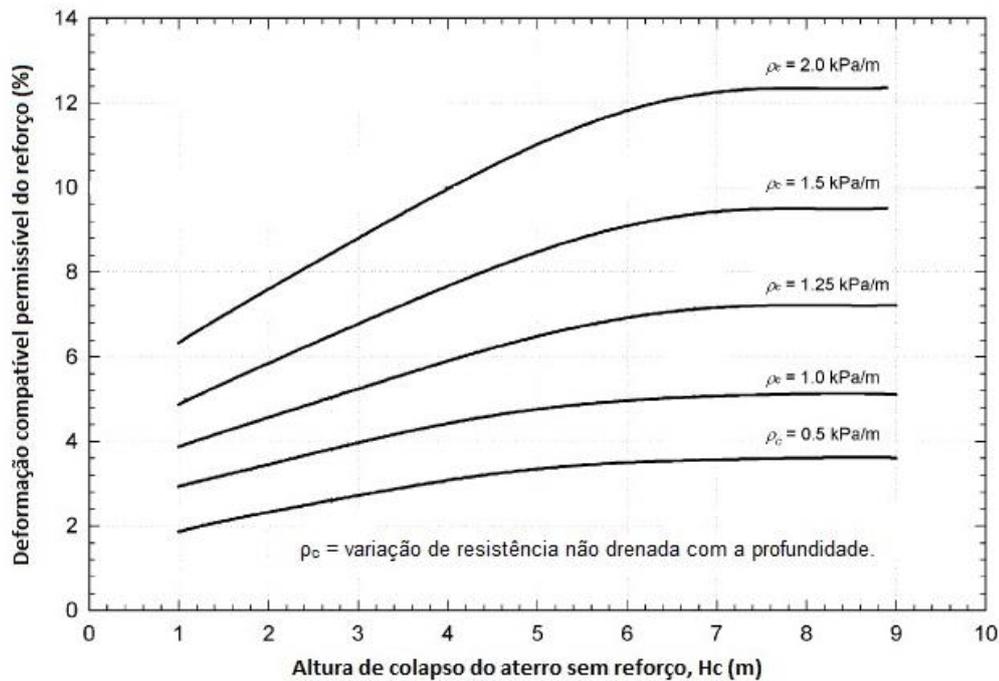


Figura 12 – Ábaco de deformação permissível do geossintético (Hinehberger e Rowe, 2003)

Hinehberger e Rowe (2003) destacam ainda que para variações de resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade ( $\rho_c$ ) menores que 0,5 kPa/m, deve ser utilizado o ábaco de Rowe e Soderman (1985), como se o  $S_u$  fosse constante.

### 1.5 Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles

Em 2010, Futai, baseado em investigações das análises realizadas por Hinehberger e Rowe (2003), propôs um método matemático para calcular a deformação permissível de geossintéticos em solos moles com  $S_u$  variável com a profundidade.

Diante de interpretações do trabalho de Hinehberger e Rowe (2003), Futai (2010) definiu um valor de  $J_{crit}$  igual a 3000 kN/m e, dois valores de deformações permissíveis para os cálculos:  $\epsilon_{a(J_0)}$  e o que ele denominou deformação de compatibilidade  $\epsilon_{a(J12000)}$ , este para um  $J = 12000$  kN/m.

A partir desses parâmetros, por análises em MEF e curvas obtidas, Futai (2010) obteve expressões para o cálculo da deformação permissível de geossintético em aterros reforçados sobre solos moles com  $S_u$  variável com a profundidade.

As equações da Tabela 2 representam as expressões obtidas por Futai (2010):

Tabela 2 – Valores de deformações permissíveis do geossintético segundo Futai (2010)

	$\epsilon_{a(J_0)}$	$\epsilon_{a(J_{12000})}$
Para	$S_{u0} + 7,5\rho_c < 16,2 \text{ kPa}$	$S_{u0} + 7,5\rho_c < 18 \text{ kPa}$
Usa-se	$\epsilon_{a(J_0)} = 0,8 + \frac{c_o + 7,5\rho_c}{9}$	$\epsilon_{a(J_0)} = \frac{c_o + 7,5\rho_c}{9}$
Para	$S_{u0} + 7,5\rho_c > 16,2 \text{ kPa}$	$S_{u0} + 7,5\rho_c > 18 \text{ kPa}$
Usa-se	$\epsilon_{a(J_0)} = 0,9(c_o + 7,5\rho_c) - 11,98$	$\epsilon_{a(J_0)} = 0,5(c_o + 7,5\rho_c) - 7$

Onde:

$S_{u0}$  = Resistência ao cisalhamento não drenada inicial do solo mole;

$C_o$  = Resistência ao cisalhamento não drenada inicial do solo mole;

$\rho_c$  = Variação da resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade.

Com os valores de  $\epsilon_{a(J_0)}$  e  $\epsilon_{a(J_{12000})}$  obtidos, Futai (2010) determina que sejam feitas as comparações do  $J$  do geossintético com o  $J_{crit}$ . Para  $J < 3000 \text{ kN/m}$ , Futai (2010) menciona que a deformação permissível será igual a  $\epsilon_{a(J_0)}$  obtido.

Para  $J > 3000 \text{ kN/m}$ , Futai (2010) determina que novo cálculo deve ser feito de acordo com a Equação (11), para a obtenção da deformação permissível.

$$\epsilon_a = \epsilon_{a(J_0)} - (\epsilon_{a(J_0)} - \epsilon_{a(J_{12000})})(0,00011 \times J - 0,3) \quad (11)$$

O método definido por Futai (2010) será utilizado no presente trabalho para aferição dos valores obtidos por Bergado *et al.* (1994), estando esta aferição presente no Item 4.1.2.

## 1.6 Método do Equilíbrio Limite

Uma superfície de ruptura pode assumir diversas formas e ocorrer de maneiras diferentes em um talude natural ou construído, como em um aterro sobre solo mole. Para localizar o ponto de ruptura correto, ou o mais próximo disto, é necessário se fazer uma vasta varredura por meio de cálculos, e existem vários métodos para se chegar nessa superfície de ruptura crítica, a maioria deles baseados em métodos simplificados, mas muito úteis para a engenharia geotécnica, que são os métodos do Equilíbrio Limite.

Por simplificação matemática, o método do Equilíbrio Limite admite que ao longo da superfície de ruptura crítica todos os pontos estejam com o mesmo valor do fator de segurança, com um FS igual a 1. De forma simplificada, este método busca uma superfície onde as forças de resistência tenham o mesmo valor total das forças mobilizadas, tornando o FS igual a 1.

Através do equilíbrio de forças e momentos das forças de cada fatia, é calculado o fator de segurança da superfície potencial de ruptura. A Figura 13 apresenta de maneira simples as forças existentes em cada fatia:

Cada fatia terá uma força  $N'$  e uma força  $U$ , que são respectivamente as resultantes de tensão efetiva e poropressão do solo de baixo na fatia de cima, com direção de baixo para cima.

Esse solo inferior também provocará uma resultante inversa à tendência de movimento da fatia ( $s$ ), que seria uma força tangencial, semelhante a uma força de resistência se opondo ao movimento de algum bloco. A força que gera essas reações na fatia ( $N'$ ,  $U$  e  $s$ ) é a força peso da própria fatia, representada na Figura 13 por " $w$ ".

Cada fatia nesse método terá uma reação sobre a outra fatia, que serão as forças interlamelares. Essas são as forças entre fatias representadas na Figura 13 por  $X_n$ ,  $E_n$ ,  $X_{n+1}$  e  $E_{n+1}$ , as quais  $X$  representa a força tangencial entre fatias e  $E$  as forças normais entre fatias. Observa-se que tais forças interlamelares só ocorrem devido ao movimento das fatias, gerando com isso forças entre elas.

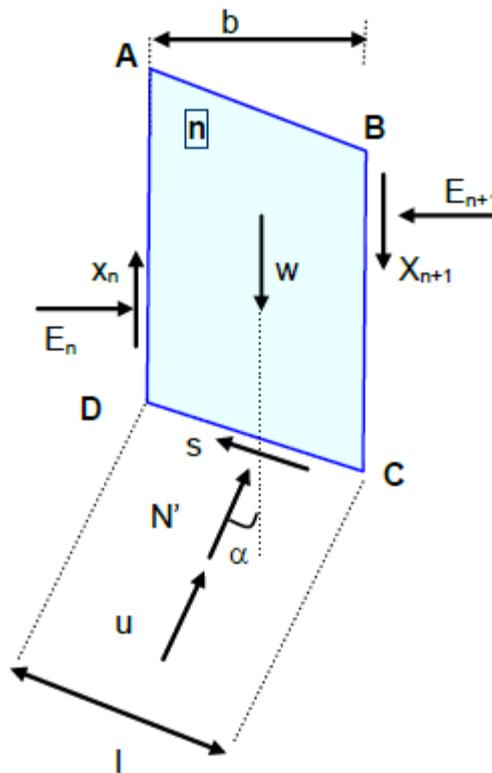


Figura 13 – Forças existentes em uma fatia dentro de uma superfície de ruptura  
(Gerscovich, 2016)

Os métodos que foram originados através de estudos sobre Equilíbrio Limite, se diferenciam justamente na consideração ou não das forças apresentadas das fatias, ou ainda na diferente abordagem quanto ao cálculo pelo equilíbrio de forças e de momentos em cada fatia. Esses métodos, que serão apresentados mais adiante, fazem essa abordagem para eliminar a indeterminação estática, devido ao maior número de incógnitas que de equações.

Essa indeterminação é devida que no método do Equilíbrio Limite, as equações disponíveis para cálculo são: o equilíbrio de forças verticais e horizontais, o equilíbrio de momentos e a envoltória de resistência. Enquanto as incógnitas são: o fator de segurança, a força tangencial e normal na base de cada fatia, a resultante  $N'$  na base de cada fatia, as forças  $X$  e  $E$  entre fatias e o ponto de aplicação das forças entre fatias.

Com isso, o número de incógnitas que se apresentam são maiores que o número de equações para determiná-las, sendo necessárias simplificações matemáticas para resolvê-las. Logo, nesse aspecto, se diferenciam os diversos

modos de análise de estabilidade que usam o método do Equilíbrio Limite como premissa de cálculo.

O método do Equilíbrio Limite é mais facilmente calculado que o Método dos Elementos Finitos, justamente pelas simplificações matemáticas existentes nele. Porém, Gerscovich (2016), garante que essas simplificações adotadas em cálculo levam a adoção por parte do método, de um comportamento do solo que não está de acordo com o que realmente é encontrado em campo, como:

- Adoção do  $FS = 1$  para toda a superfície de ruptura crítica, sendo esse valor atingido ao mesmo tempo por todos os pontos dessa superfície, o que “implica a adoção de um modelo constitutivo rígido plástico, incompatível com o modelo elastoplástico do solo” (Gerscovich, 2016). Ainda segundo a autora, essa adoção provoca o não conhecimento de deformações do solo, essenciais para verificação da segurança em projetos de geotecnia.
- Devido às simplificações adotadas pelos métodos que usam o Equilíbrio Limite como base, é comum ocorrerem estimativas diferentes de fatores de segurança críticos entre os diferentes métodos. Essas simplificações levam a estimativa de tensões normais diferentes para cada superfície de ruptura calculada, ocasionando esses valores diferentes de FS.

A facilitação matemática que os métodos de Equilíbrio Limite possuem, permite calcular os FS manualmente na maioria das vezes, sem necessidade de auxílio computacional, apesar de bem trabalhosos. Já o método de Elementos Finitos, necessita do auxílio computacional, justamente por não conter essas simplificações e por considerar o modelo de solo elástico. Esse método também pode incorporar outras particularidades do solo, como: as características da curva tensão x deformação, a anisotropia do solo, as tensões no estado inicial e a construção por etapas muito comum em aterros sobre solos moles.

Com a inclusão dessas particularidades do solo, o método consegue prever condições importantes para a obra, tais como: estabelecer áreas potencialmente perigosas para a ruptura, estabelecendo os níveis de tensões dessas áreas para futura execução de ensaios de laboratório e ainda é possível obter as deformações

do solo, que em alguns casos são tão importantes quanto à análise das superfícies de ruptura.

Tanto o método dos Elementos Finitos quanto o Equilíbrio Limite apresentam razoável aproximação com a superfície de ruptura crítica ocorrida em campo, como pode ser atestado na Figura 14. Observa-se que no Equilíbrio Limite é necessário ser feita uma varredura das várias superfícies de rupturas possíveis.

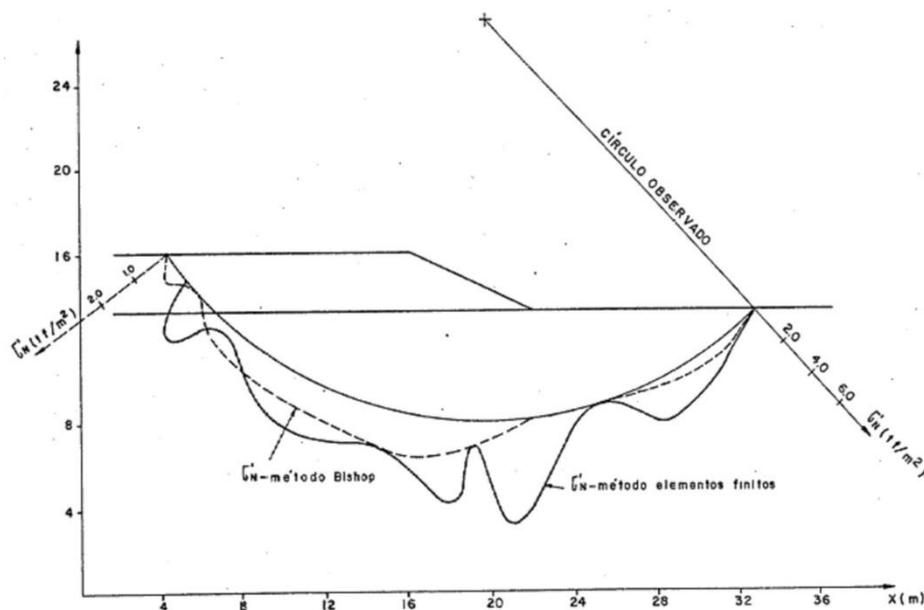


Figura 14 – Comparação entre a superfície de ruptura encontrada e as calculadas pelo Método dos Elementos Finitos e pelo Método do Equilíbrio Limite (método Bishop) (Gerscovich, 1983)

Existem algumas metodologias que calculam a provável superfície de ruptura pelo Método do Equilíbrio Limite. Sugere-se as seguintes bibliografias para aprofundamento do assunto: Fellenius (1936), Bishop (1958), Gerscovich, 2016, Fredlund (1977), Whitman e Bailey (1967), Silva (2011) e Spencer (1967).

A seguir (Tabela 3) serão demonstrados alguns métodos de cálculo do FS para superfícies críticas pelo Equilíbrio Limite. Esses métodos serão usados no presente trabalho, na análise de dados do aterro de Bergado *et al.* (1994), em programas computacionais.



Observa-se, a partir da Tabela 3, que os métodos mais completos são o de Morgenstern e Price e Spencer, pois consideram para o cálculo da provável superfície de ruptura o maior número de incógnitas possível. Ressalta-se ainda que o método de Morgenstern e Price considera todas as variáveis possíveis, e por isso será escolhido pelo presente trabalho para as análises de casos do trabalho de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002).

## 2 ESTUDO DE CASOS

Para os estudos de casos no presente trabalho foram escolhidos os trabalhos de Bergado *et al.* (1994) e Magnani (2006) por serem as literaturas que apresentaram resultados interessantes para análises. Estes resultados serão comparados oportunamente por análises no presente trabalho.

Ressalta-se que o trabalho de Magnani (2006) não foi muito explorado já que muitos trabalhos nacionais analisaram seus dados. Por isso, o trabalho de Bergado *et al.* (1994) será mais detalhado e terá mais dados analisados.

### 2.1 Aterros reforçados sobre o solo mole de Bangkok

Em 1994, foi realizado no campus da universidade *Asian Institute of Technology* (AIT), em Bangkok, uma pesquisa sobre aterro reforçado com geossintético sobre solo mole. Foram utilizados reforços geossintéticos da empresa Polyfelt Geosynthetics Co. Ltd da Áustria.

Neste trabalho, foram realizados 3 aterros testes com o objetivo de realizar a medição de alguns deslocamentos ocorridos. O primeiro aterro construído, não foi reforçado, e por este motivo teve suas dimensões menores que a dos demais aterros, pois sua altura total atingida, de 4,0 metros, fora a menor de todos os aterros. Foi chamado de aterro CE (*Control Embankment*).

O segundo aterro teste construído foi reforçado com uma camada de geossintético do tipo tecido/não tecido, Polyfelt PEC 200. Sua altura máxima atingida foi de 6,0 metros e foi chamado de aterro HGE (*High-strength Geotextile Embankment*).

O terceiro aterro, chamado de MGE (*Multi-layer Geotextile Embankment*), atingiu a altura máxima de 4,2 metros e teve 4 camadas de reforço geossintético, sendo 3 do tipo Polyfelt TS 420 e uma camada do tipo Polyfelt TS 700.

#### 2.1.1 Instrumentação e dados do solo mole

Neste campus do AIT, foi encontrada uma camada espessa de solo mole com características diferentes. Bergado *et al.* (1994) subdividiram essa camada em 4 subcamadas, para melhor detalhar cada tipo de solo ali presente.

A primeira camada, chamada de Crosta Ressecada, possui 2 metros de espessura começando na profundidade de 0 metro, e tem uma resistência ao cisalhamento não drenada decrescente ao longo da profundidade.

É nesta camada onde se encontra o nível de água, que varia sazonalmente entre as profundidades de 1,0 metro e 1,5 metros, de acordo com o período de chuva. Tal profundidade do nível d'água pode explicar a variação da resistência ao cisalhamento não drenada desse solo ao longo da sua profundidade, já que conforme pode ser visto na Figura 15, esta variação ocorre de forma bem significativa.

A segunda camada de solo mole, denominada argila mole de cor cinza escura, possui aproximadamente 6,5 metros de espessura, avançando da profundidade de 2 metros até 8,5 metros. Sua resistência não drenada ( $S_u$ ) aumenta gradativamente de acordo com a profundidade (Figura 15).

A camada inferior é chamada de argila média com lentes de areia, possuindo uma espessura média de 2,5 metros, que vai da profundidade 8,5 metros até 11,0 metros aproximadamente. Possui um  $S_u$  crescente com a profundidade, com essa variação sendo bem mais significativa que na camada superior, o que pode ser explicado pelas lentes de areia existentes que aumentariam a resistência ao cisalhamento de um solo de comportamento não drenado.

Tais lentes também podem ter influenciado no aumento do peso específico desse solo, que tem um aumento justamente nessa camada, com um valor de aproximadamente  $2 \text{ kN/m}^3$  entre as profundidades limites da camada.

A última camada é uma camada de Argila dura, com aproximadamente 3,0 metros de espessura, atingindo a profundidade de 14 metros. Não há informação no trabalho de Bergado *et al.* (1994) sobre seu peso específico e sua resistência. Porém a superfície de ruptura observada foi localizada bem acima dessa profundidade.

A Figura 15 demonstra os dados mencionados de cada camada de solo mole, e também os limites de Atterberg. O trabalho de Bergado *et al.* (1994) foi complementado por Bergado *et al.* (2002). Neste trabalho, foram realizadas análises no programa computacional PLAXIS, e também foram fornecidas imagens com melhor resolução dos dados obtidos em campo por Bergado *et al.* (1994).

Para a instrumentação dos aterros testes, foram utilizados diversos aparelhos, como: piezômetros hidráulicos, pneumáticos e *standpipe* (ou de Casagrande);

inclinômetros digitais; placas de recalque de superfície e sub-superficial e células de pressão.

Os três tipos de piezômetros citados mediram a poropressão nas profundidades 3,0 metros, 5,0 metros e 7,0 metros a partir da superfície do solo fino. Foram utilizadas 12 unidades, sendo 3 do piezômetro hidráulico, 6 do piezômetro *standpipe* e 3 do piezômetro pneumático. Tal quantidade foi justificada por Bergado *et al.* (1994) para minimizar as incertezas das medições.

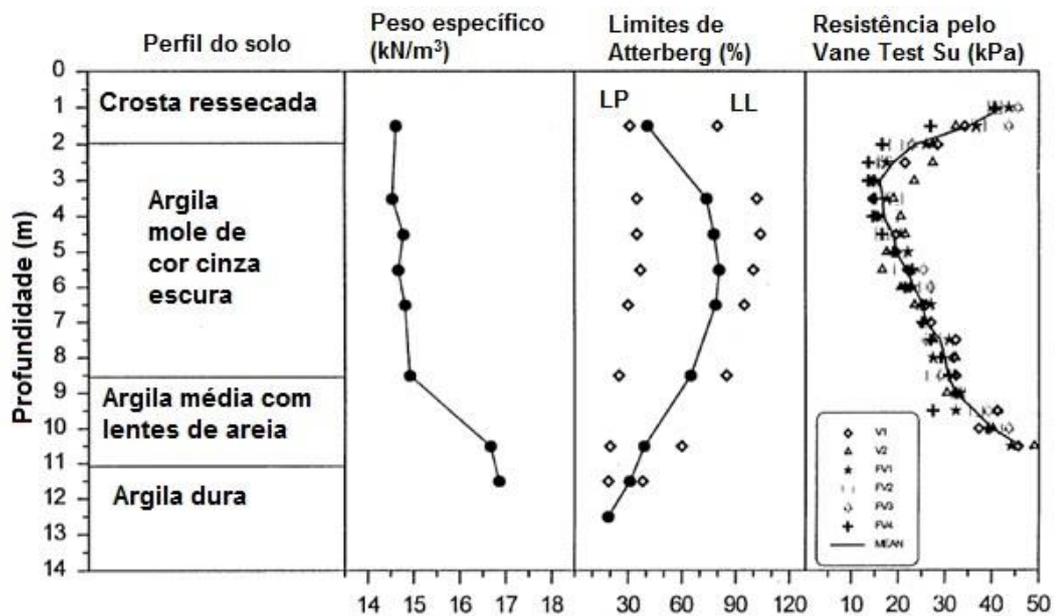


Figura 15 – Peso específico, limites de Atterberg e resistência ao cisalhamento não drenada do solo de fundação (Bergado *et al.* 2002)

Bergado *et al.* (2002) ainda cita que foram utilizados piezômetros do tipo *Dummy* para medir os excessos de poropressão. Tais piezômetros foram instalados nas profundidades 3,0 metros, 5,0 metros e 7,0 metros e com distância maior que 20 metros do aterro.

Não foram relatados maiores detalhes sobre características dos piezômetros utilizados nem o posicionamento dos piezômetros do tipo *Dummy*, inseridos em uma área fora do aterro.

Para medir as tensões verticais na base do aterro, provenientes do carregamento deste aterro, foram instaladas células de pressão do tipo pneumática. Estes aparelhos são essenciais para a instrumentação quando se quer saber a tensão que o aterro exerce sobre o solo mole.

Estes instrumentos eram do modelo Sinco número S1452, com 230 milímetros de diâmetro por 11 milímetros de espessura, feito de aço inoxidável com líquido Etileno Glicol e acoplado a um transdutor. Apenas menciona-se que os instrumentos foram instalados na base do aterro, não se tendo informações adicionais sobre o processo de instalação.

Para medir os deslocamentos horizontais foram utilizados inclinômetros digitais no pé de cada aterro, sendo instalados até a profundidade da camada de argila dura do solo fino (até 12 metros de profundidade). Os inclinômetros digitais eram do modelo Sinco número 51100100, com 69,8 milímetros de diâmetro externo e 58,9 milímetros de diâmetro interno.

Para a medição de deslocamentos verticais, foram utilizadas placas de recalques, colocadas na interface aterro/solo mole (de superfície) e ao longo da profundidade do solo mole (subsuperficial). Eles foram instalados nas profundidades de 0 metro, 2 metros, 4 metros e 6 metros.

As placas de recalques tinham uma haste de aço de 16 milímetros de diâmetro conectada a uma placa na base de 40x40 centímetros e protegida por um tubo GI de 19 milímetros de diâmetro. Já as placas de recalques subsuperficiais possuíam uma placa de 250 milímetros de diâmetro, ligadas a uma haste de 16 milímetros de diâmetro de aço.

A Figura 16 demonstra as localizações de cada instrumento utilizado para medição de poropressão, tensão vertical e deslocamentos verticais e horizontais. A localização desses aparelhos foi semelhante tanto nos aterros reforçados quanto nos não reforçados.

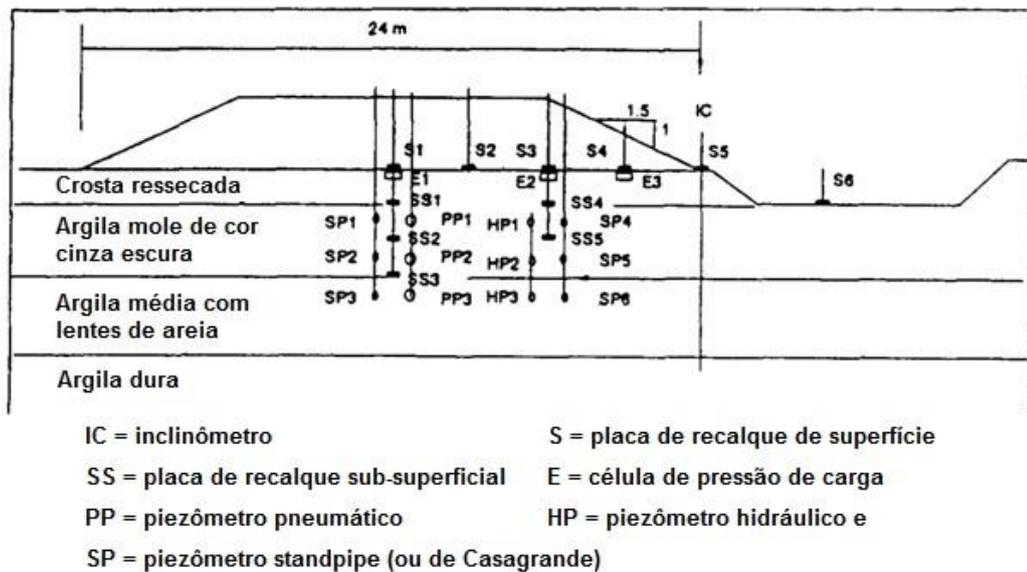


Figura 16 – Posição de cada instrumento de medição em campo (Bergado *et al.*, 1994)

Para medir as deformações e tensões nos geossintéticos foram utilizados extensômetros de corda vibrante, do tipo Glotzl, células de carga do tipo dog-bone e *strain gauges*.

Os *strain gauges* foram instalados ao longo de uma faixa de 0,5 metros de largura do geossintético, com espaçamento de 1 metro, com a finalidade de medir as deformações do reforço. Eram do tipo EP-08-40 CBY-120, produzido por Micro Measurements Division, tendo uma resistência de  $120 \Omega$  e 10 centímetros de comprimento. Dois *strain gauges* foram instalados em um ponto de medição de deformação e foram conectados em série com um sensor de dupla resistência.

Os extensômetros, tanto de corda vibrante, quanto do tipo Glotzl, foram utilizados para medir os deslocamentos nos reforços. Os extensômetros de corda vibrante tinham 2 milímetros de diâmetro interno com cabos inoxidáveis de alta resistência. Externamente, estes extensômetros eram revestidos de tubo de PVC flexível com diâmetro interno de 4 milímetros e 6 milímetros de diâmetro externo, com livre movimento.

Os extensômetros do tipo Glotzl tinham uma haste interna de 10,7 milímetros de diâmetro de fibra de vidro, com um tubo de PVC externo de diâmetros de 12 milímetros na parte interna e 16 milímetros na parte externa. Uma extremidade foi ligada ao geotêxtil, enquanto que a outra extremidade foi ligada na placa de leitura.

Já as células de carga do tipo *dog-bone* foram instaladas para medir as forças de tração existentes no reforço devido á deformação imposta da carga de aterro sobre o solo mole e o reforço. Eram compostas de parafusos de aço inoxidável com extensômetros e braçadeiras ligadas ao geotêxtil, revestidas de um tubo de plástico. As medições foram realizadas usando o princípio dos extensômetros e estas células foram instaladas em pares. A Figura 17 apresenta como foram instalados esses equipamentos ao longo do aterro, em uma perspectiva de visão lateral (A) e visão em planta (B).

Nos trabalhos de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002) não foram fornecidos dados adicionais sobre os aterros, nem sobre as medições. Desta maneira, foram necessárias buscas em outras bibliografias para complementar variáveis em cálculos. No Capítulo 3 do presente trabalho serão mencionadas oportunamente as referências bibliográficas utilizadas nas análises numéricas.

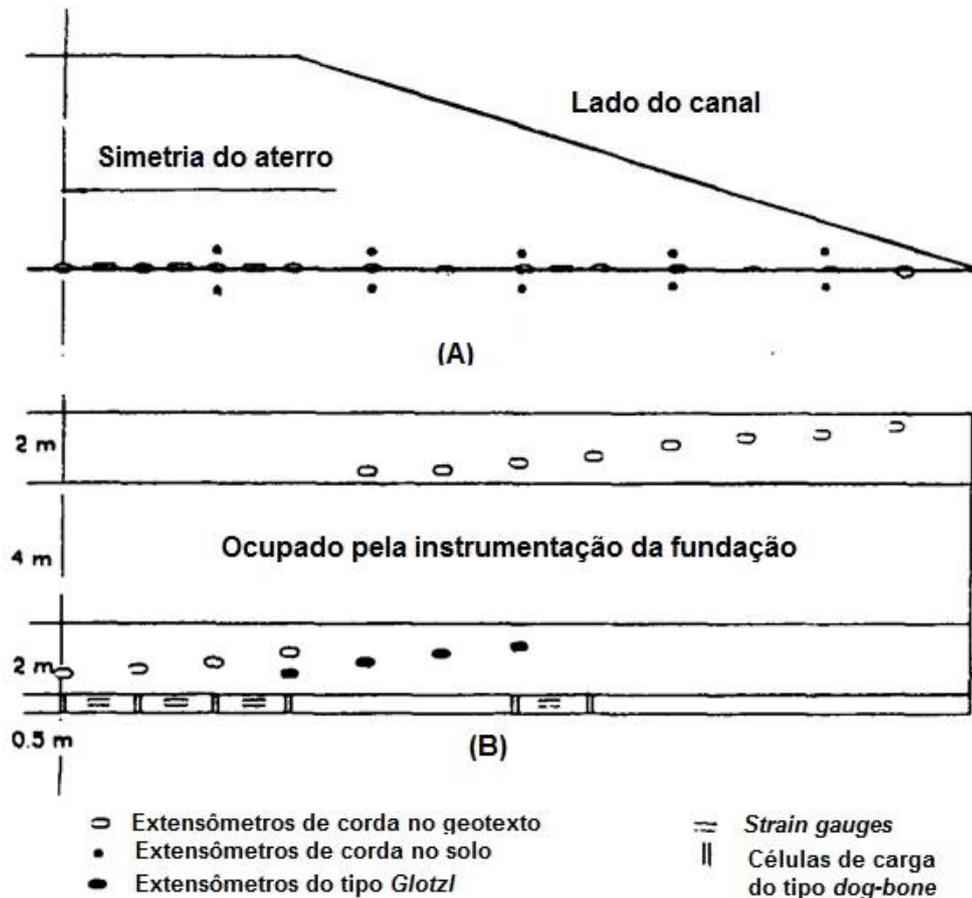


Figura 17 – Localização dos instrumentos de medição no reforço: (A) vista lateral e (B) vista em planta (Bergado *et al.*, 1994)

### 2.1.2 Aterros construídos e suas dimensões

Foram construídos 3 aterros no total, sendo dois reforçados com geossintético e um sem reforço.

O aterro sem reforço, CE, segundo Bergado *et al.* (1994), rompeu-se com uma altura de aproximadamente 4 metros, embora dados do inclinômetro mostrem que esta altura na verdade fora um pouco menor, em torno de 3,7 metros, como será mostrado mais adiante.

Outro aterro, o HGE, possuía reforço do tipo tecido/não tecido, Polyfelt PEC 200, com uma rigidez a 5% de deformação de 1700 kN/m e resistência máxima de 200 kN/m, de acordo com Bergado *et al.* (2002). Este aterro atingiu a ruptura em 6 metros de altura aproximadamente, embora dados fornecidos pelo inclinômetro mostrassem que a ruptura do conjunto reforçado na verdade foi atingida com uma altura inferior, como será mostrado adiante no Item 2.1.3 do presente trabalho.

O último aterro foi construído sobre um reforço de três camadas do geossintético Polyfelt TS 420 mais uma camada do geossintético Polyfelt TS 700, ambos com resistências menores com relação ao último reforço, sendo denominado de MGE.

O reforço Polyfelt TS 420 possuía rigidez a 5% de deformação de 70 kN/m e resistência máxima de 9 kN/m, enquanto o Polyfelt TS 700 possuía uma rigidez à 5% de deformação de 140 kN/m e resistência máxima de 19 kN/m. A altura em que o reforço MGE atingiu a ruptura foi de 4,2 metros, mas o conjunto aterro mais reforço atingiu a ruptura com uma altura menor que essa, como será visto adiante.

A Figura 18, através de um corte frontal do aterro, mostra como foram dispostos esses reforços, e algumas medidas do aterro como altura máxima atingida até a ruptura, inclinação e medidas de uma vala feita ao lado do aterro. Além disso, a Figura 18 mostra também o posicionamento dos ensaios de palheta (FV) usados para obter os parâmetros do solo de fundação da Figura 15 e as medidas longitudinais dos aterros testes.

Observa-se que tanto em Bergado *et al.* (1994) quanto em Bergado *et al.* (2002) se menciona que este layout da Figura 18 é dos 3 aterros testes, não sendo mencionados outros detalhes.

A vala, ao lado do aterro, foi escavada com a finalidade de se forçar uma direção à superfície de ruptura, já que o aterro possuía dimensões parecidas tanto longitudinalmente quanto transversalmente, e com isso a ruptura poderia ocorrer para qualquer lado, sendo potencialmente perigoso a ruptura ocorrer para um lado não instrumentado, podendo colocar a pesquisa em risco.

Este canal tinha dimensões de 1,8 metros de profundidade por 7,5 metros de largura, contendo ainda uma inclinação para o lado do aterro de 1:1. Enquanto que o aterro possuía dimensões de 24 metros de base inferior, com alturas variáveis sendo reforçado ou não. Sua inclinação lateral era de 1,5H:1V em todos os aterros construídos.

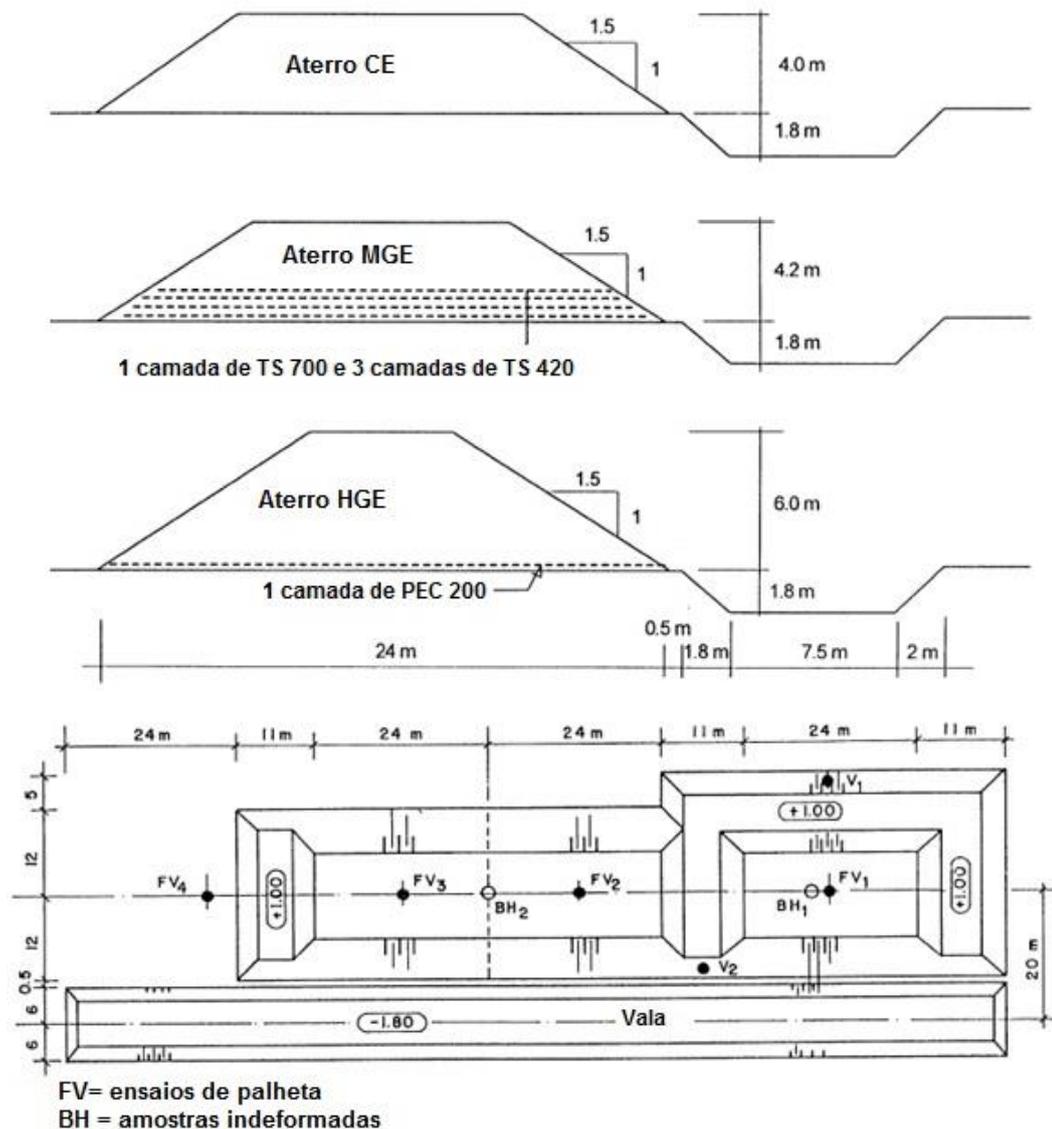


Figura 18 – Vista frontal, medidas e localização dos reforços e instrumentos nos aterros testes (Bergado *et al.* 2002)

Uma observação importante a ser realizada é que o período de chuvas que foi de 35 dias, ocorreu durante a construção simultânea dos aterros reforçados HGE e MGE. O aterro CE foi construído antes deste período de chuvas.

O aterro foi construído com um solo local conhecido como areia siltosa Ayutthaya com peso específico seco de  $17 \text{ kN/m}^3$ . Devido ao período de chuvas, essa areia teve seu peso específico aumentado para um total de  $19,2 \text{ kN/m}^3$  nos aterros HGE e MGE. Durante a construção do aterro CE, em que não houve período chuvoso, o peso específico do aterro ficou em  $18,5 \text{ kN/m}^3$ .

Os dados obtidos pela instrumentação dos aterros e do solo mole de fundação, além dos dados da ruptura desses aterros serão citados no Item 2.1.3.

### 2.1.3 Resultados das instrumentações

As informações obtidas pelos dados dos inclinômetros mostraram que os deslocamentos horizontais ocorridas até a altura de 3 metros de aterro, tanto no aterro CE quanto no HGE, foram praticamente os mesmos, tendo uma deformação lateral máxima no valor aproximado de 25 a 30 milímetros, na profundidade 3 metros, como pode ser observado na Figura 19.

Na mesma Figura 19, é possível perceber uma significativa deformação lateral na profundidade de 2,5 metros em ambos os aterros, para uma altura de aterro de 4 metros no CE, e 4,2 metros no HGE, sendo ambas as alturas de rompimento dos respectivos aterros, segundo Bergado *et al.* (1994).

Uma observação a ser realizada neste caso é que Bergado *et al.* (1994) considera, no caso do aterro HGE, a altura de 4,2 metros de aterro como ruptura induzida, e 6,0 metros de altura de aterro como ruptura total.

A maior deformação no aterro CE foi de aproximadamente 170 milímetros na superfície do solo mole, e de aproximadamente 160 milímetros na profundidade 2,5 metros. Enquanto que a maior deformação lateral percebida no aterro HGE foi de aproximadamente 190 milímetros na profundidade de 2,5 metros. Tal diferença de 30 milímetros é explicada em Bergado *et al.* (1994) por dois motivos: o primeiro seria a diferença de altura de aterro (20 centímetros) somado ao fato de que houve chuva durante a realização do aterro HGE, fazendo com que esse aplicasse uma carga maior ao reforço e solo mole; o segundo motivo seria que o reforço não teria uma

importância tão relativa assim na profundidade em que houve a comparação das deformações.

Outro motivo para a diferença de 30 milímetros, que não foi mencionada por Bergado *et al.* (1994), mas que pode ter ocorrido seria com relação à heterogeneidade do solo local. Neste caso, como os aterros CE e HGE foram construídos em diferentes locais, a medição pode ter sido influenciada pela heterogeneidade do solo.

Bergado *et al.* (1994) ainda mencionam a diferença de deslocamentos horizontais em uma mesma altura de aterro de 4,2 metros seria de 60 milímetros, ou seja, o aterro CE teria uma deformação de 250 milímetros com essa altura. Tal deformação não está ilustrada em Bergado *et al.* (1994) nem em Bergado *et al.* (2002), trabalhos relacionados aos testes realizados.

É importante ser lembrado que não houve menção dos deslocamentos horizontais no aterro MGE em Bergado *et al.* (1994), nem em Bergado *et al.* (2002).

Houve uma tentativa de contato com os principais autores dos trabalhos de 1994 e 2002, porém não houve sucesso, pois nenhum dos autores respondia às solicitações de *e-mail*, e por este motivo não foi possível obter mais dados sobre o aterro MGE.

A empresa fabricante dos geossintéticos também foi contactada, porém a resposta recebida foi que o trabalho era muito antigo, e por isso não se tinham armazenados os dados referentes aos ensaios.

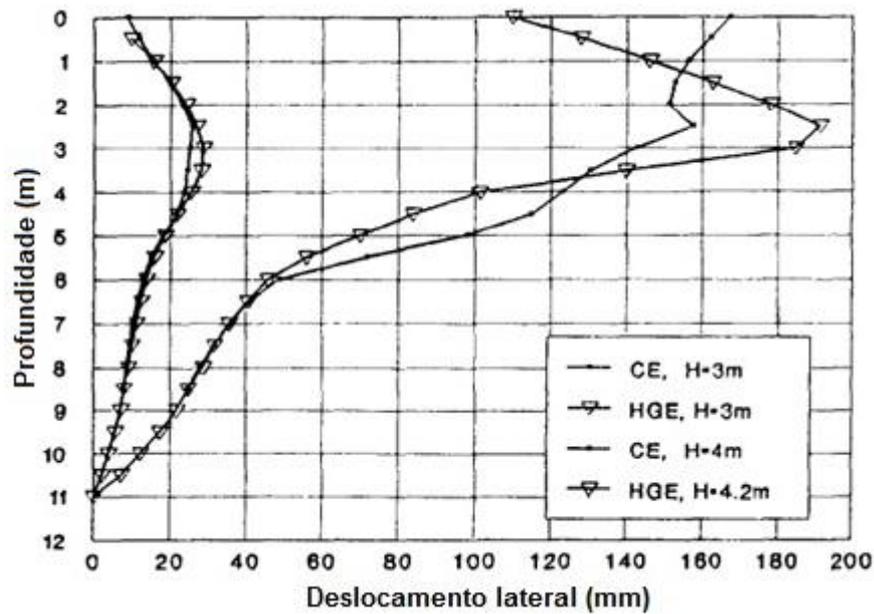


Figura 19 – Deslocamentos horizontais obtidos de CE e HGE por inclinômetros (Bergado *et al.* 1994)

Os excessos de poropressão medidos nos aterros CE e HGE tiveram valores um pouco diferentes como pode ser observado na Figura 20. Percebe-se que os excessos de poropressão medidos para o aterro HGE foram maiores que os excessos de poropressão do aterro CE para uma mesma altura. Tal fato foi explicado por Bergado *et al.* (1994) autores como sendo que a chuva ocorrida durante a construção do aterro HGE possa ter influenciado nesses valores.

O presente trabalho discorda da explicação de Bergado *et al.* (1994) sobre as variações de excessos de poropressão obtidas. A chuva elevou o peso específico do aterro em  $0,7 \text{ kN/m}^3$ , que multiplicados pela altura do aterro (4,0 metros) resultariam em uma carga adicional devido à chuva de 2,8 kPa. Tal adição de tensão é muito pequena para se alterar consideravelmente os excessos de poropressão.

Porém, como não foram mencionados dados adicionais em Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002) a respeito das variações de excessos de poropressão, não se pode afirmar que outros fatores influenciaram para tais variações de medidas. Não foram apresentados dados do aterro MGE.

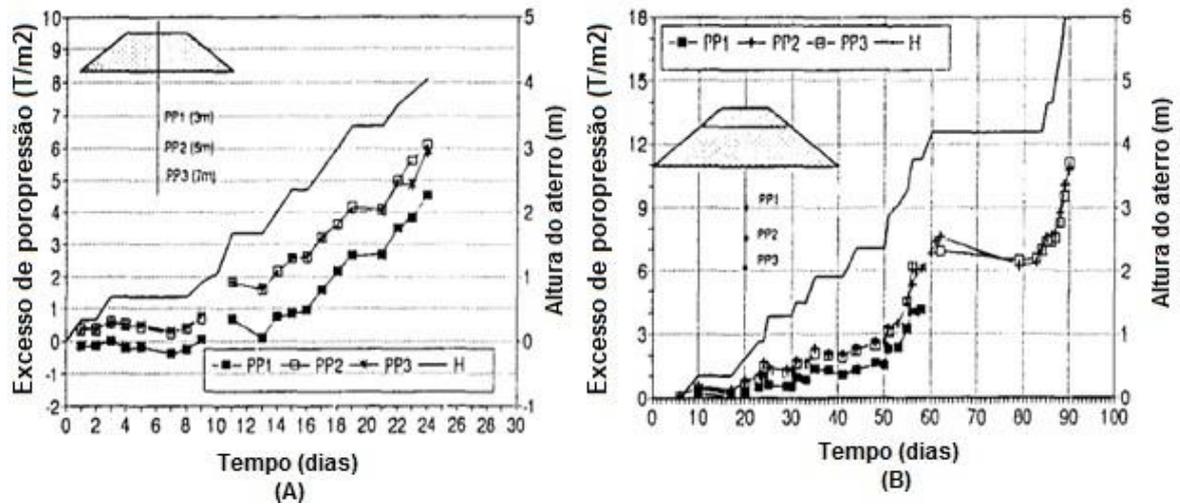


Figura 20 – Excessos de poropressão medidos em (A) aterro CE e (B) aterro HGE (Bergado *et al.* 1994)

A medida do deslocamento do geossintético de reforço é apresentada na Figura 21. Estes dados foram obtidos através do extensômetro de corda vibrante apenas no aterro HGE, sendo que os dados do aterro MGE novamente não foram mencionados nos trabalhos.

É possível perceber um deslocamento máximo em HGE de 60 centímetros aproximadamente na altura de aterro de 6,0 metros, onde segundo Bergado *et al.* (1994) houve a ruptura do reforço.

Além disso, é possível perceber uma grande deformação para uma mesma altura de aterro (4,2 metros). Isso leva a supor que tenha ocorrido o rompimento do conjunto de aterro reforçado, inviabilizando esse reforço, pois apesar do geossintético não ter rompido, o conjunto reforçado já não suportaria mais um aumento de altura de aterro. O deslocamento máximo nessa situação foi de aproximadamente 40 centímetros.

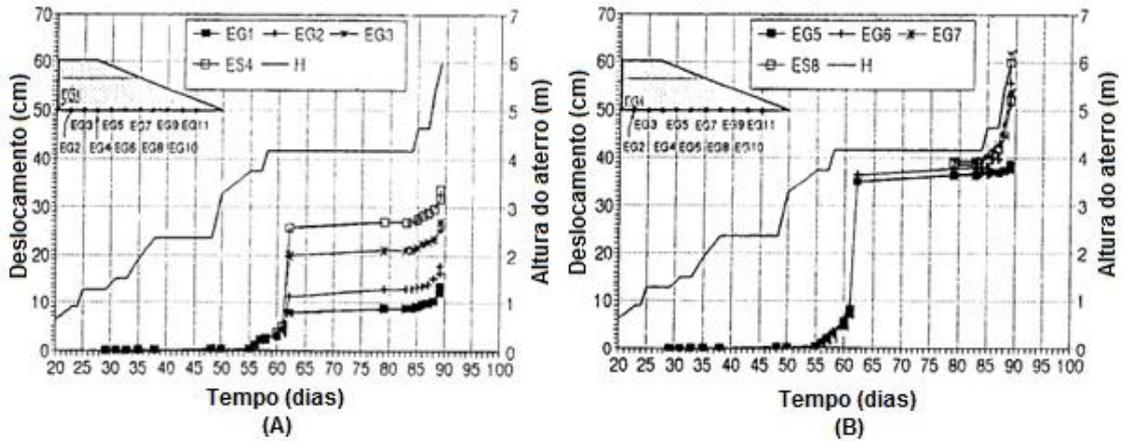


Figura 21 – Deslocamentos no aterro HGE (A) extensômetros ao centro do aterro e (B) extensômetros no pé do aterro (Bergado *et al.* 1994)

As deformações no reforço foram medidas por extensômetros de corda vibrante, por extensômetros do tipo Glotzl e por *strain gauges*. Foram apresentados dados apenas do aterro HGE, que estão representados na Figura 22. A maior deformação obtida foi de 3,5% na altura de aterro de 4,0 metros. Bergado *et al.* (1994) mencionam que tal deformação foi obtida até a altura de 4,2 metros, sendo aumentada para 8,0 % após a ruptura, em 4,2 metros, e novamente aumentada para o valor máximo de 12,0 % em 6,0 metros (onde o reforço teria se rompido). As maiores deformações foram obtidas junto ao pé do aterro.

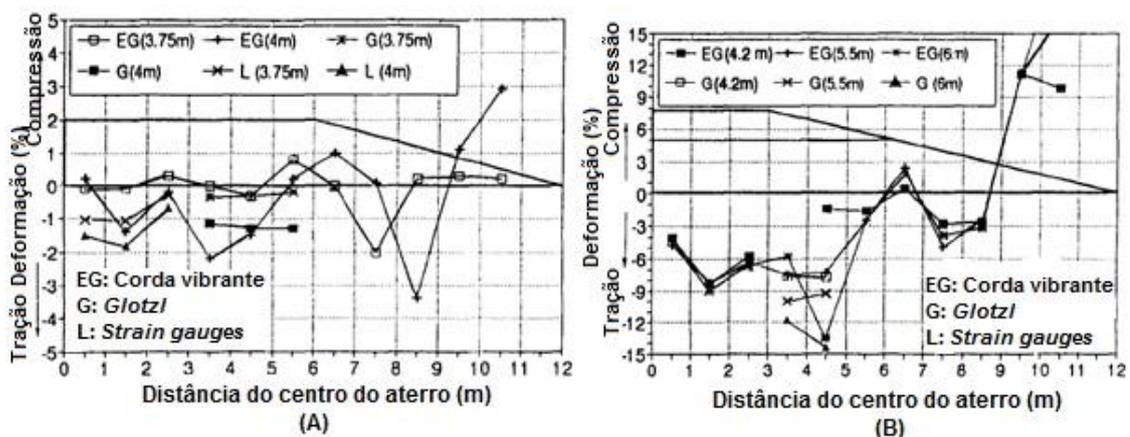


Figura 22 – Deformações no reforço do aterro HGE (Bergado *et al.* 1994)

O trabalho de Bergado *et al.* (2002) realizou uma análise em elementos finitos no programa PLAXIS. Apenas alguns dados dessa análise foram obtidos, como os

deslocamentos horizontais, deformações do geossintético e recalques, e serão mencionados no Capítulo 3.

## **2.2 Aterro reforçado no Brasil – Magnani (2006)**

Magnani (2006) apresentou à comunidade geotécnica, um estudo de três aterros experimentais que foram realizados na região de Santa Catarina, na região Sul do Brasil. Realizado pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) em parceria com a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), foi o único estudo da literatura nacional encontrado pelo presente trabalho, que tenha abordado o tema, relacionando-o com a pesquisa realizada por Rowe e Soderman (1985).

Foram realizados três aterros testes, o primeiro aterro reforçado com geossintético e com drenos verticais, o segundo apenas reforçado com geossintético, sem drenos e um terceiro aterro sem reforço e sem drenos.

Segundo Magnani *et al.* (2009), o reforço utilizado foi do tipo poliéster Stablenka 200 kN/m (direção primária) x 45 kN/m (direção secundária) com módulo de rigidez  $J = 1700$  kN/m em ambos os aterros testes reforçados.

O dreno utilizado foi do tipo Colbondrain CX 1000, com 5,0 milímetros de espessura por 10,0 centímetros de largura, com núcleo drenante de filamentos de forma tridimensional, termicamente soldados e revestidos por geotêxteis não tecidos de poliéster com abertura de filtração menor que 75 micrometros. Os drenos foram instalados em malha triangular, com espaçamento de 1,3 metros, possuíam drenagem em duas faces e mandril de 15 centímetros de diâmetro.

Os aterros foram erguidos em construções rápidas e simulando condições de obras rodoviárias. Eles foram desenvolvidos um ao lado do outro, para facilitar suas construções, e construídos com bermas intermediárias, que segundo Magnani (2006), serviram para “reduzir os efeitos tridimensionais que os aterros experimentais com comprimento finito apresentam junto às suas extremidades” e para evitar “que a ruptura de um aterro pudesse influenciar as condições de estabilidade de seu vizinho”.

Tais aterros testes foram construídos às margens de uma ligação com a rodovia SC-405. A Figura 23 apresenta um mapa da localização dos aterros testes e desta ligação.

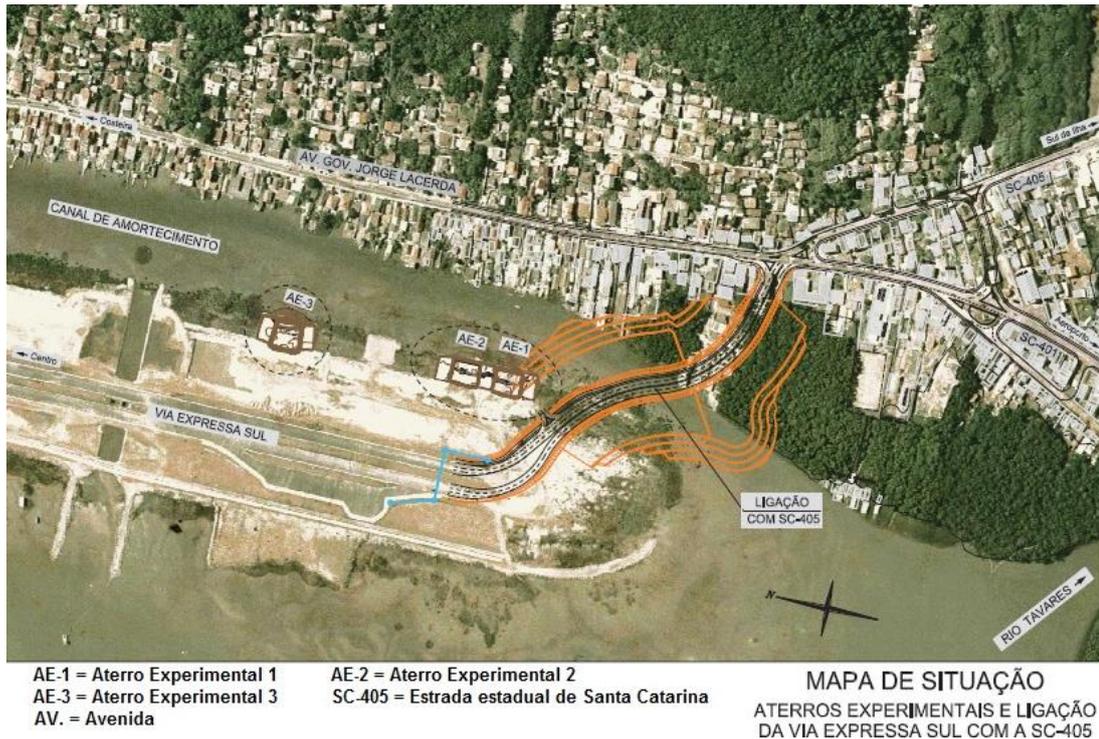


Figura 23 – Mapa de situação dos aterros testes (Magnani, 2006)

O solo local possuía uma declividade transversal de 3,0% e 3,3% sob o corpo dos aterros e menor que 1% à frente dos aterros. À montante dos aterros, existia um enrocamento de 5,0 metros de largura por 1,5 metros de profundidade e o terreno possuía um alicive de 3,5%.

O solo local ainda possuía uma camada de areia superficial que media 1,7 metros no aterro experimental 1, 1,8 metros no aterro experimental 2 e 2,1 metros no aterro experimental 3.

Abaixo dessa camada de areia, tinha uma camada de argila mole, cuja espessura variava de aterro para aterro: 8,2 metros no aterro experimental 1, 5,6 metros no aterro experimental 2 e 4,5 metros no aterro experimental 3. Observa-se que abaixo do aterro experimental 3, o solo possuía lentes de areia entre as profundidades 2,8 metros e 3,5 metros.

O estudo menciona que devido à lente de areia houve uma alteração do posicionamento dos aterros, sendo construídos lado a lado apenas o aterro com reforço e dreno e o aterro com reforço e sem dreno. O terceiro aterro experimental ficou afastado dos dois primeiros justamente por ter lentes de areia no solo de fundação.

A resistência não drenada ao cisalhamento ( $S_u$ ) do solo local variou entre os valores de 5 kPa a 28 kPa. Tais valores foram medidos pelo ensaio de Palheta. O Índice de Plasticidade local variava entre 60% e 100%, de acordo com o estudo.

A relação  $S_u/E_u$  variava de 50 a 160 no ensaio triaxial não drenado e não adensado, e esta relação era de 200 no ensaio triaxial não drenado e adensado. Estes ensaios foram realizados pela empresa Projetos e Serviços de Engenharia Ltda. (PROENGE), em 1979.

Magnani (2006) citou que o nível de água coincidia com o nível natural do solo, exceto em marés altas, em que os aterros ficavam “submersos por delgadas lâminas de água”.

Os aterros também foram vastamente instrumentados a fim de obter informações como deslocamentos horizontais e verticais, características do solo local, entre outras informações relevantes para o trabalho. Foram utilizados marcos superficiais, placas de recalque, extensômetros, piezômetros de corda vibrante entre outros.

Todos os aterros possuíam uma inclinação de 1:1,5 e foram construídos em 60 dias. As larguras possuíam 20,0 metros e os comprimentos 30,0 metros, justamente para reproduzir as condições de aterros de vias automotivas. As bermas foram construídas com comprimentos de 12,0 metros e com altura de 1,0 metro. A Figura 24 mostra a forma do aterro 1 que se assemelha aos outros aterros construídos, juntamente com a posição dos instrumentos instalados.

A informação mais relevante de Magnani (2006) que será utilizada no presente trabalho é a medição das deformações nos reforços e conseqüentemente o cálculo da tração mobilizada em cada reforço, aferidos em campo e calculados também pelo ábaco de Rowe e Soderman (1985).

Os valores medidos em campo nos dois aterros experimentais foram de respectivamente 40 kN/m e 50 kN/m, nos aterros 1 e 2, na ruptura. Já os valores encontrados com o auxílio do ábaco de Rowe e Soderman (1985) foram de 59,5 kN/m e 27,2 kN/m para os aterros 1 e 2, respectivamente.

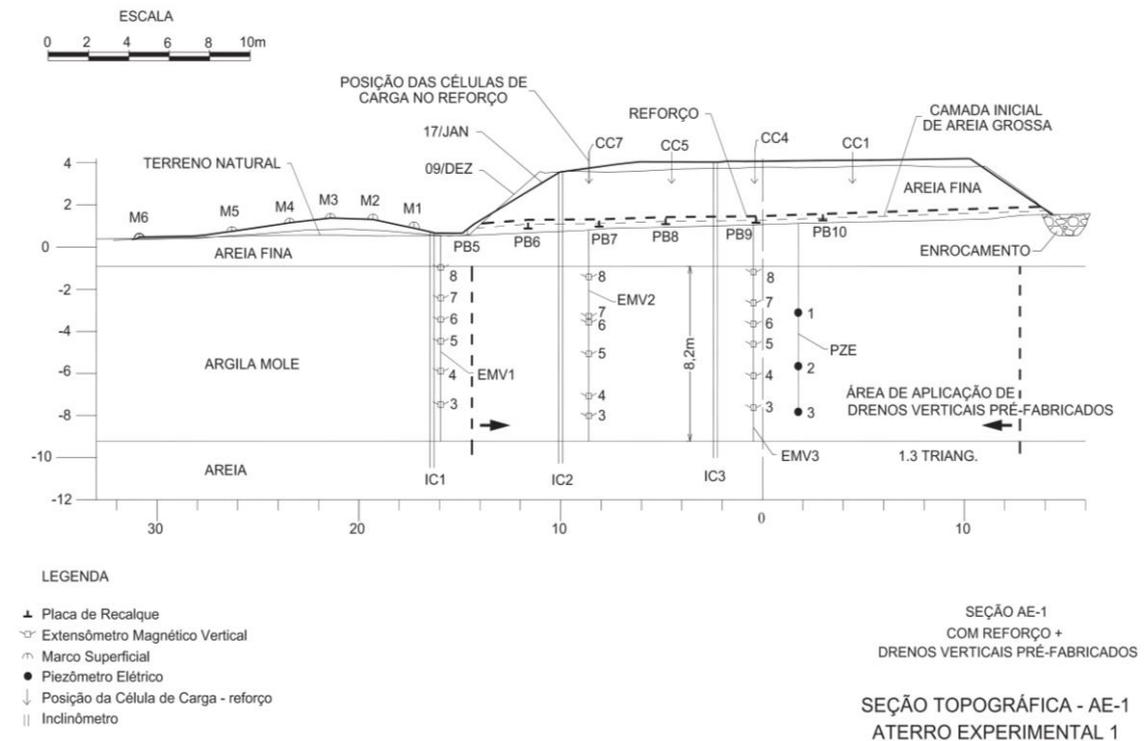


Figura 24 – Aterro Experimental 1 em corte (Magnani, 2006)

Para maiores informações sobre os parâmetros definidos e utilizados para os cálculos com o ábaco recomenda-se a leitura de Magnani *et al.* (2009). Os valores obtidos foram diferentes do que foram encontrados em campo. A variação de resistência ao cisalhamento não drenado do solo mole abaixo do aterro acima de 0,5 kPa/m como estabelecido pelo ábaco, inviabilizando-se a aplicação do mesmo pode ter sido uma causa provável da diferença de valores encontrados.

Magnani (2006) cita que os valores obtidos apenas se aproximam pela ordem de grandeza dos resultados em campo. O trabalho ainda realizou análises de estabilidade que não serão mencionadas no presente trabalho por não se tratar do foco principal buscado no trabalho realizado em 2006.

### 3 ANÁLISES SOBRE ÁBACO DE ROWE E SODERMAN (1985)

O ábaco de Rowe e Soderman (1985) foi confeccionado em uma época que os programas computacionais não tinham a precisão e sofisticação dos atuais *softwares*. Portanto, foram realizadas análises com o intuito de atualizar este ábaco em programas mais novos. Foram utilizados para esse fim dois *softwares*: Slide e RS2.

Para as análises foram feitos 15 exemplos, seguindo os dados utilizados por Rowe e Soderman (1985), alguns deles estão apresentados na Tabela 4. Ressaltando-se que em cada módulo de elasticidade para o solo mole buscou-se variar os exemplos, que será mencionado oportunamente mais adiante no presente trabalho. No total foram realizadas 132 análises somando-se as feitas nos programas Slide e RS2 para a modelagem do ábaco.

Tabela 4 – Parâmetros utilizados de acordo com Rowe e Soderman (1985)

Parâmetros e características analisadas	D (profundidade do solo mole)	B (largura superior do aterro)	C <sub>u</sub> (Resistência não drenada)	γ (peso específico do solo mole)	E <sub>u</sub> (módulo de elasticidade do solo mole)
Faixa de valores	3 a 15 m	10 a 30 m	3,85 a 15 kPa	11 a 14,6 kN/m <sup>3</sup>	500 a 5000 kPa

Outra faixa de parâmetro utilizada foi D/B entre 0,11 e 0,73. Os demais parâmetros que tiveram seus valores constantes foram: inclinação do aterro = 2H:1V; coesão do aterro = 0 kPa; peso específico do aterro = 21 kN/m<sup>3</sup>; ângulo de atrito do aterro = 32°; coeficiente de Poisson do aterro = 0,35; ângulo de atrito do solo mole = 0°; coeficiente de Poisson do solo mole = 0,48 e K<sub>0</sub> = 0,5 do solo mole. O módulo de elasticidade do aterro, segundo Rowe e Soderman (1985), foi calculado de acordo com a Equação (12):

$$E' = 1000 \times \sigma_3^{0,5} \quad (12)$$

Onde  $\sigma_3$  é o valor da tensão horizontal calculado no meio do aterro ( $K_0 = 0,48$ ). Os valores de  $E'$  e  $\sigma_3$  para os exemplos podem ser vistos na Tabela 5.

Os exemplos realizados, com as respectivas dimensões utilizadas nos aterros e solos moles também estão descritas na Tabela 5. Os valores de resistência não drenada do solo mole, (Tabela 5) foram constantes ao longo da profundidade como os utilizados no trabalho de 1985. Outro fato importante de ser observado é que os valores de coesão e ângulo de atrito do reforço foram iguais a 2/3 dos mesmos parâmetros do aterro, ou seja, 0 kPa e  $21,33^\circ$  respectivamente.

Tabela 5 – Parâmetros utilizados nos exemplos da análise

Exemplo	D - solo mole (metros)	B - largura do topo de aterro (metros)	D/B	$(D/B)_e$	$(S_u)$ (kPa)	$\gamma$ solo mole (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_3$ (kPa)	$E'$ aterro aproximado (kPa)
1	3,5	10	0,35	0,35	3,85	11,0	4,94	2222
2	5	15	0,33	0,33	5,00	12,0	6,42	2533
3	7	17,6	0,40	0,40	7,00	12,0	8,93	2989
4	8	19	0,42	0,42	9,00	12,0	11,60	3406
5	9	23	0,39	0,39	11,00	12,0	14,07	3750
6	11	30	0,37	0,37	13,00	14,0	16,73	4090
7	13	30	0,43	0,41	15,00	14,6	18,06	4250
8	15	30	0,50	0,34	15,00	14,6	18,06	4250
9	14	25,4	0,55	0,29	12,00	14,5	14,71	3835
10	6	10	0,60	0,24	3,85	11,5	4,94	2222
11	12	26,7	0,45	0,39	13,50	11,5	16,58	4072
12	11	15,8	0,70	0,14	10,00	11,0	11,84	3442
13	6	27,3	0,22	0,42	6,00	11,5	7,65	2766
14	4,5	20	0,23	0,23	6,00	11,5	7,40	2721
15	6	20	0,30	0,30	8,00	11,0	10,36	3219

Os valores de  $(D/B)_e$  foram calculados de acordo com Rowe e Soderman (1985). A inclinação do aterro escolhida para análise foi a de 2H:1V pois se

enquadraria em uma das curvas realizadas no trabalho de 1985 e atenderia de forma aproximada a aterros usuais que contém inclinação de 1,5H:1V a 2H:1V.

Assim como em Rowe e Soderman (1985), recomenda-se o uso do ábaco das análises em solos com uma variação máxima de resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade de 0,5 kPa/m, pois as análises foram realizadas para Cenários em que essas resistências eram constantes com a profundidade.

Buscou-se em um primeiro instante, variar as dimensões de profundidade do solo mole e da base do aterro, de modo que os valores de  $D/B$  e  $(D/B)_e$  tivessem ampla faixa de valores analisados.

Além disso, cada exemplo de análise foi distribuído nos valores de módulos de Young de modo que pudessem ser analisados cada uma em situações distintas de valores de  $E_u$  com valores pequenos, intermediários e grandes levando-se em consideração a faixa de valores proposta de 0 a 5000 kPa. Os exemplos utilizados para cada  $E_u$  estão expostos na Tabela 17 do ANEXO I.

### **3.1 Análises com o programa Slide**

Depois de terem sido determinados cada exemplo e quais módulos de elasticidades que seriam utilizados, foram realizados cálculos a fim de se ter uma primeira aproximação da altura de aterro crítica a ser utilizada em cada análise, de modo que o FS fosse igual ou bem próximo a 1. Para isso, foi utilizada a fórmula de altura crítica derivada de Vesic (1975) segundo Almeida e Marques (2014) (Equação 6). Os valores das alturas obtidas em cada exemplo estão presentes na Tabela 6.

As análises realizadas no Slide nortearam as análises seguintes no RS2, pois neste programa foram utilizadas as mesmas medidas dos exemplos realizados no Slide. Foram obtidos diversos valores de FS, pois o programa calculou os mesmos pelos métodos de Janbu simplificado, Morgenstern - Price, Spencer, Fellenius e Bishop simplificado. Como mencionado por Gerscovich (2016), o método de Morgenstern - Price é o mais completo dos acima citados. Por isso, para a aferição da altura crítica de ruptura do aterro foram utilizados os fatores de segurança obtidos por este método.

A Figura 25 mostra o Exemplo 1 realizado no Slide, com as medidas já mencionadas (Tabela 5). Como foi realizada apenas a metade do aterro, foi assumida uma ruptura da esquerda para a direita, seguindo a tendência de ruptura

que naturalmente se esperaria para o aterro sobre o solo mole. Observa-se ainda que o reforço foi colocado na interface entre o aterro e o solo mole.



Figura 25 – Exemplo 1 na análise no Slide

Após esses primeiros cálculos eram esperados valores de alturas críticas nos exemplos próximas aos calculados pela fórmula derivada de Vesic (1975). De fato, isto ocorreu com média dos valores obtidos pela altura máxima crítica da fórmula de Vesic (1975) igual a 96% dos valores obtidos pelo Slide. Isto mostra também que a Equação (6) pode ser utilizada para casos mais simples de aterros, com  $S_u$  constante com a profundidade por exemplo. A Tabela 6 mostra as alturas críticas obtidas pelo *software* Slide e pela Equação (6) derivada de Vesic (1975).

Observa-se que no Slide, que utiliza o cálculo pelo Método do Equilíbrio Limite, não foi necessário introduzir os valores de  $E$  obtidos anteriormente para o aterro, nem os propostos para o solo mole dentro da faixa de valores já citada no presente trabalho.

Os fatores de segurança obtidos pelo Slide estão mencionados na Tabela 17 do ANEXO I. É perceptível que tais valores foram bem próximos a 1 em poucos casos, e na maioria dos casos iguais a 1, garantindo-se assim que o rompimento foi atingido

Tabela 6 – Alturas críticas obtidas no Slide e derivada de Vesic (1975)

Exemplo	Altura crítica obtida no Slide (m)	Altura máxima pela Equação (6) (m)	Equação (6) em relação à altura crítica no Slide (%)
1	1,0	0,9	94
2	1,3	1,2	94
3	1,8	1,7	95
4	2,4	2,2	94
5	2,9	2,7	94
6	3,4	3,2	94
7	3,7	3,7	100
8	3,7	3,7	100
9	3,0	2,9	99
10	1,0	0,9	94
11	3,4	3,3	98
12	2,4	2,4	102
13	1,6	1,5	95
14	1,5	1,5	98
15	2,1	2,0	93

A Figura 26 mostra a superfície de ruptura crítica obtida pelo método de Morgenstern – Price, no exemplo 1. Foi escolhida a ruptura circular para todos os exemplos, pois Rowe e Soderman (1985) mencionam que suas análises em métodos de Equilíbrio Limite, eram realizadas com superfícies circulares. A base do aterro também foi alargada para o dobro do valor da base inicialmente proposta para cada aterro teste, a fim de se saber se tal recurso alteraria o valor do fator de segurança. Isso foi realizado, pois em alguns casos a superfície de ruptura passa próxima ou na linha vertical à extremidade esquerda da base superior do aterro.

Tal alteração não mudou nenhum dos exemplos significativamente, alterando o valor do FS no máximo em 0,01. No caso do exemplo 1, o valor da base do topo do aterro ficou em 20 metros após a alteração. É possível observar pela Figura 26 que o valor de FS ficou bem próximo de 1, indicando uma possível ruptura de um aterro com essas características.

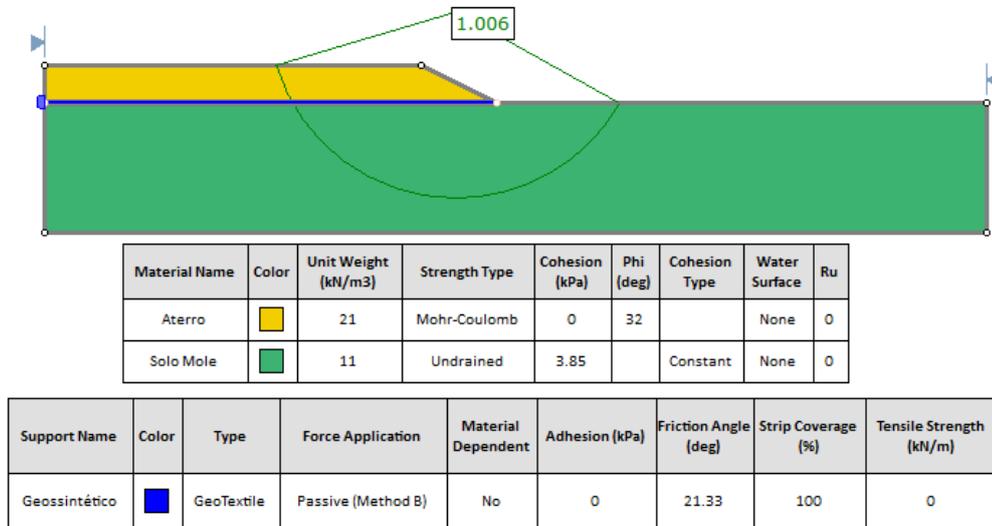


Figura 26 – FS obtido pelo método de Morgenstern - Price para o Exemplo 1

Outro ponto a ser observado é que a superfície de ruptura não alcançou a base do solo mole, e nem os limites esquerdo e direito da análise, o que significa que as dimensões da análise não afetaram o resultado obtido. A largura do solo mole foi superdimensionada com a intenção de saber o resultado do FS para esse caso, mas o resultado obtido em todos os exemplos foram os mesmos, sem alteração também da superfície de ruptura crítica encontrada.

Com todas as alturas críticas obtidas pelo *software* Slide, e com as características do solo mole e aterro preestabelecidas em cada exemplo como já citados nesse trabalho, o parâmetro  $\Omega$  pertencente ao eixo das abscissas do ábaco de Rowe e Soderman (1985) pode ser obtido.

Os valores do parâmetro  $\Omega$  obtidos em cada exemplo para cada valor de  $E_u$  proposto, estão na Tabela 17 do ANEXO I. Alguns valores desse parâmetro adimensional obtido pelo Slide foram superiores a 0,011 e por esse motivo não foram utilizados para formar o ábaco, que teve o maior valor de  $\Omega$  igual a 0,011. Por esse motivo também, nas tabelas do ANEXO I existem algumas células sem valores para as experiências no RS2, pois não foi necessário realizar tais análises que não entrariam no ábaco.

Com as análises realizadas no *software* Slide e valores do eixo das abscissas obtidos, faltavam ligar esses pontos às respectivas deformações permissíveis conforme o ábaco de Rowe e Soderman (1985). Essas deformações foram obtidas

através do programa RS2, que através de cálculos pelo Método dos Elementos Finitos, consegue obter informações sobre a deformação máxima na linha do reforço de geossintético nas situações propostas.

### 3.2 Análises com o programa RS2

As análises com o *software* RS2 foram iniciadas após a finalização dos exemplos analisados no Slide. Os exemplos feitos no RS2 foram os mesmos que os realizados no Slide, para se ter pares de pontos em um plano ordenado, onde a deformação máxima permissível estaria no eixo Y, e o parâmetro  $\Omega$ , no eixo X.

Nas análises pelo programa foram utilizados elementos triangulares com seis nós, com um número de elementos de malha de aproximadamente 10000. Para o aterro foi admitido a sua construção em duas etapas: a primeira sem aterro, apenas com o solo mole de fundação e a segunda com o aterro já completamente construído.

É importante ressaltar que todas as análises foram realizadas utilizando o recurso *Use effective stress analysis*, presente na aba *Analysis*, colocando em *Project Settings* e após isso em *Stress Analysis*.

Um recurso utilizado para possibilitar a obtenção do FS no programa foi a utilização dos solos como plásticos. Quando se tentava obter o FS com o solo elástico o programa apresentava erro de cálculo, sendo somente possível achar esses valores para o solo mole e aterro como plásticos. Ainda foram utilizadas coesões residuais de valores iguais aos das coesões de pico.

Para os limites laterais e inferiores dos experimentos, foram utilizadas as restrições para o deslocamento X e restrições para o deslocamento X e Y, respectivamente. Esse Cenário seria o mesmo que colocar apoios de primeiro gênero nas bordas laterais e de segundo gênero na borda inferior.

Primeiramente foram utilizados aterros com as bases pela sua metade, como foram analisadas em um primeiro instante no Slide. Algumas superfícies de ruptura, porém, foram obtidas muito perto da parte esquerda da base, da mesma maneira que ocorrera no Slide. A Figura 27 mostra como o RS2 apresenta uma faixa de curvas em forma de mapa de cores para a máxima deformação, bem próxima ao limite esquerdo da análise.

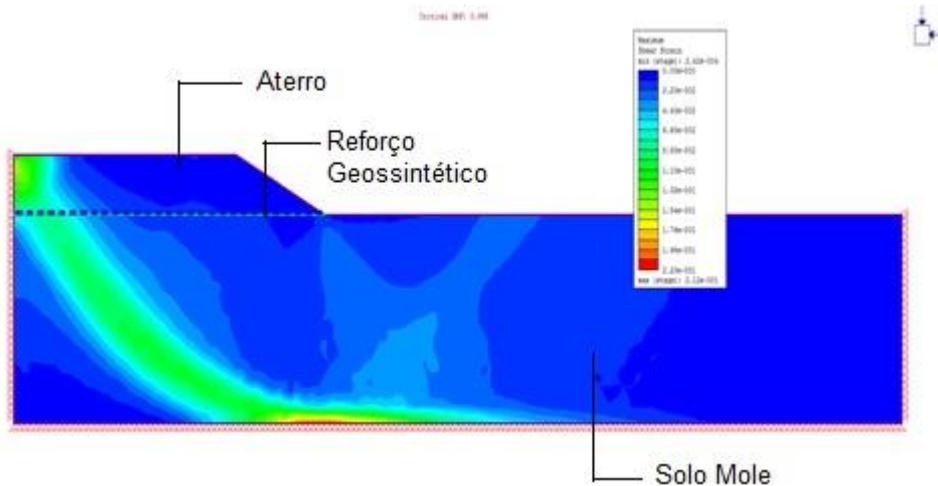


Figura 27 – Análise pelo RS2 sem alargamento da base superior do aterro, Exemplo 1

Diante do problema do Exemplo 1 mostrado na Figura 27, foram realizadas, para todos os exemplos, análises com as bases superiores dos aterros mais largas, atingindo-se o seu comprimento total (e não a metade como antes).

Em todos os casos não houve alteração significativa dos fatores de segurança contra a ruptura do aterro, com as maiores alterações de FS na casa de 0,01.

Os fatores de segurança demonstrados nas tabelas do presente trabalho se referem às análises com aterros de base alargada. A Figura 28 mostra a situação das curvas de ruptura críticas também para deformações máximas após o alargamento da base no Exemplo 1.

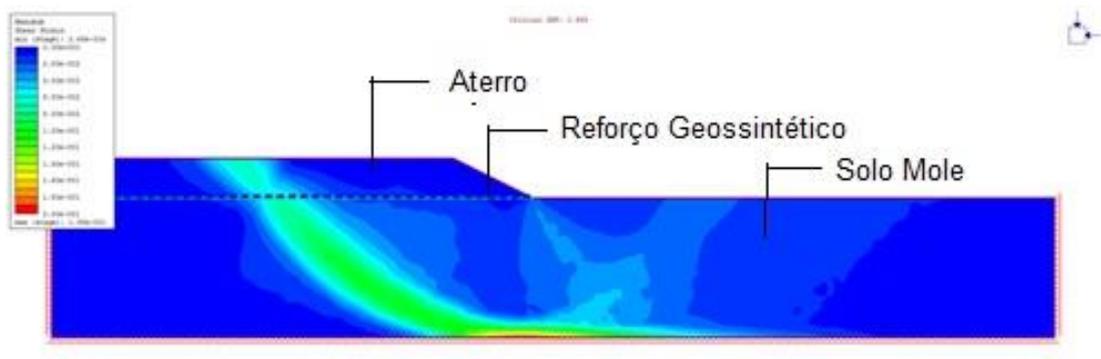


Figura 28 – Deformações máximas após o alargamento da base no Exemplo 1

O programa permite através da opção *Interpret*, a visualização de uma gama de resultados da análise. Dentre estes estão os deslocamento totais, como opção

*Total Displacements*. Através de um mapa de cores, o RS2 forneceu informações que foram base para a obtenção da deformação permissível dos pontos realizados inicialmente no Slide.

A Figura 29 mostra como o programa demonstrou esses dados em *Total Displacements* e a comparação com a análise do mesmo Exemplo 1 no Slide, observando-se que as curvas com maior intensidade ficaram longe das bordas das análises, demonstrando mais uma vez que tais bordas não tiveram influência nos resultados obtidos.

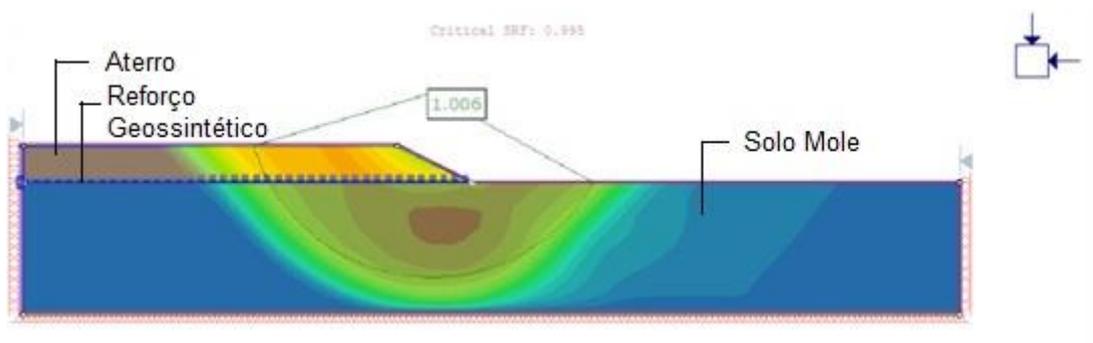


Figura 29 – Resultados obtidos em *Total Displacements* no RS2 e comparativo com Slide - Exemplo 1

Para obter os valores de deformações máximas permissíveis no *software* foram necessários alguns procedimentos, visando a extração de deslocamentos máximos na posição de colocação do reforço de geossintético. Foi possível exportar todos esses pontos para o Excel. A Figura 30 mostra como o programa apresenta os valores de deslocamentos totais em plano cartesiano.

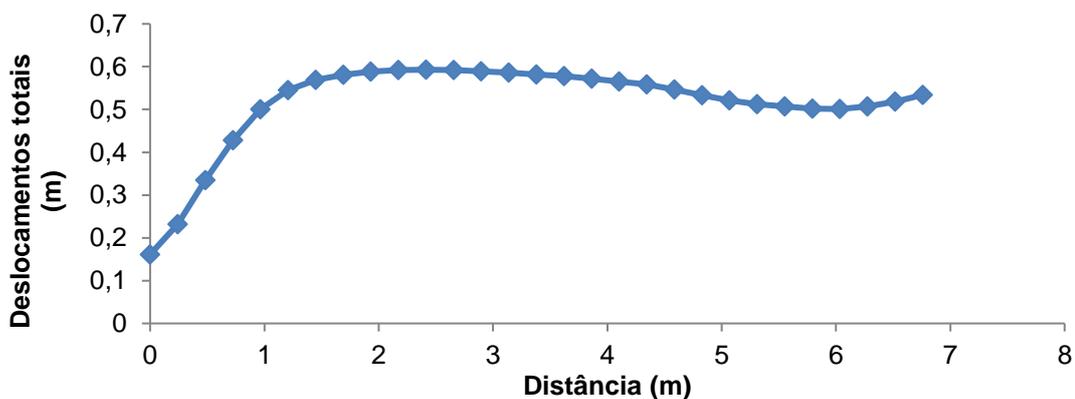


Figura 30 – Deslocamentos totais pelo RS2 – Exemplo 1

Com os valores de deslocamento por ponto e com a distância entre eles, foi possível calcular a deformação de acordo com a Equação (13):

$$Deformação \% = \frac{(total\ displacement_{ponto\ 1} - total\ displacement_{ponto\ 0})}{distância\ entre\ pontos\ 1\ e\ 0} \quad (13)$$

Com isso, foi possível obter os valores de deformações permissíveis nos exemplos.

Esses cálculos foram realizados em todos os exemplos e um exemplo de tabela de cálculo está demonstrado na Tabela 18 do ANEXO I. Foi mostrada apenas uma tabela referente ao Exemplo 1, com  $E_u = 500$  kPa pois foram produzidas muitas tabelas, e para o entendimento do problema concluiu-se que apenas uma era necessária.

### 3.3 Comparação entre os fatores de segurança do Slide e do RS2

Antes da apresentação da proposta de ábaco de deformação máxima permissível, optou-se por colocar uma comparação entre os fatores de segurança obtidos para os mesmos exemplos nos programas Slide e RS2.

Para se obter o valor de FS do aterro estruturado no *software* Slide foram realizados os seguintes procedimentos:

1. Foram definidos valores de J: 0,001; 500; 1000; 1500 e 2000 kN/m, respeitando-se assim a faixa de valores usadas no trabalho de Rowe e Soderman (1985);
2. Com os parâmetros definidos no programa RS2, foram analisados seus fatores de segurança;
3. Definidos os FS de cada análise, foram definidas as deformações permissíveis, com o procedimento já mencionado de acordo com a Equação 13;
4. Obtido o valor de T no RS2, por plotagem dos valores em Excel de *Axial Forces x Distance along liner*;

5. Cada valor de T era um parâmetro de entrada para o *software* Slide poder calcular o FS do conjunto de aterro reforçado sobre o solo mole. Tais parâmetros foram colocados e o conjunto foi novamente calculado, agora com diferentes valores de T do reforço (o primeiro cálculo no Slide foi sem reforço algum, apenas para verificar a altura de ruptura crítica do aterro, para se ter o valor que faltava para o cálculo de  $\Omega$ );
6. Os valores de FS foram obtidos através do método de Morgenstern - Price, e foram tabelados para se fazer o comparativo.

Foi possível observar que os FS foram praticamente iguais quando utilizados reforços com tração mobilizada igual a zero, ou seja, com módulo de rigidez do reforço igual a zero. Porém tais valores foram bem distintos quando utilizadas módulos de rigidez diferentes de zero como pode ser visto na Tabela 17 do ANEXO I. Nenhuma linearidade pode ser estabelecida na comparação dos métodos. Em alguns casos houve valores bem próximos mesmo com altos valores de J, por exemplo, para  $J = 2000 \text{ kN/m}$  com  $E_u = 500 \text{ kPa}$  os valores foram bem próximos. Em outros casos os valores de FS foram bem distintos como para o mesmo valor de  $E_u$  com o  $J = 500 \text{ kN/m}$ .

Tendo em vista que o RS2 utiliza o Método dos Elementos Finitos e o Slide utiliza o Método do Equilíbrio Limite, estas diferentes considerações podem ter sido as responsáveis pelos FS diferentes encontrados para cada análise com J diferente de zero. E provavelmente o RS2 obteve um FS mais realístico e maior, já que o reforço de geossintético, só é mobilizado quando há deformação no solo para tracioná-lo, e o RS2 admite essa deformação em seus cálculos. Além disso, o Slide por calcular pelo Método do Equilíbrio Limite obtém valores de FS mais favoráveis à segurança, ou seja, menores.

E de fato os fatores de segurança obtidos pelo RS2 foram, em maior parte, superiores aos do encontrados pelo Slide, conforme pode ser visto na Tabela 17 do ANEXO I.

### **3.4 Proposta de atualização do ábaco**

Foram plotados todos os pontos obtidos em um plano cartesiano, onde o eixo Y era representado pela deformação máxima permissível (pode ser obtida pela

Equação 1) e o eixo X pelo parâmetro  $\Omega$  (obtida pela Equação 7). A curva obtida está representada na Figura 31. Observa-se que a curva contida na Figura 31 é para aterros com inclinação 2H:1V.

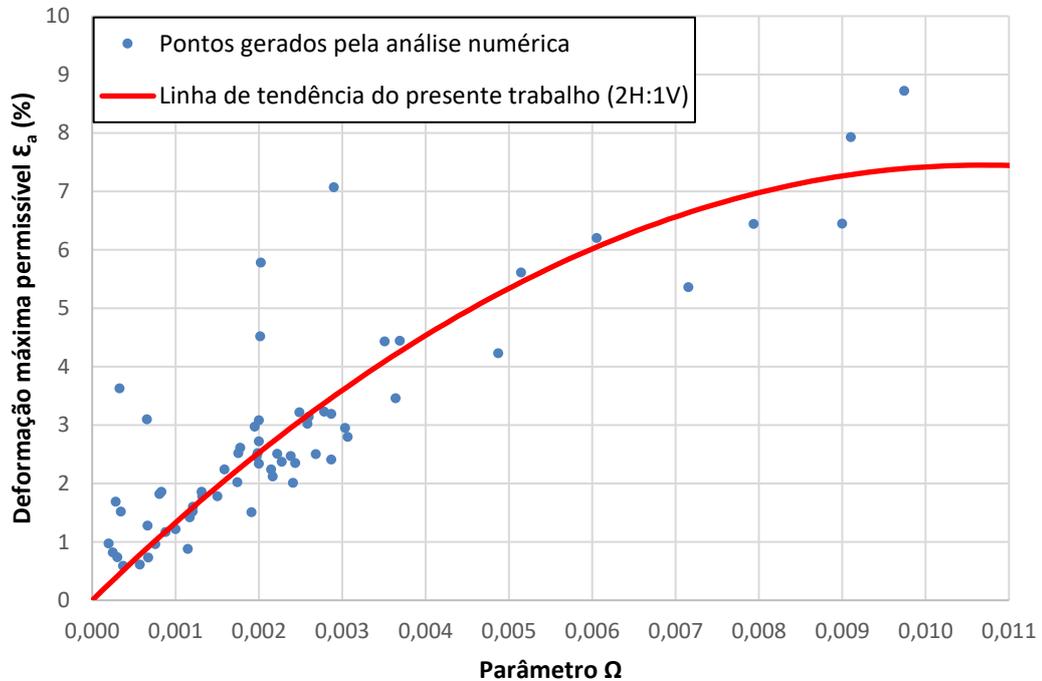


Figura 31 – Ábaco de deformação máxima permissível

A Figura 32 traz um comparativo da curva obtida pelo presente trabalho com a obtida por Rowe e Soderman (1985). É possível perceber que as curvas se aproximam muito quando os valores do parâmetro  $\Omega$  são menores que 0,003. Porém para valores maiores há uma pequena diferença das linhas de tendências até o valor de 0,007 para  $\Omega$ , ficando bem afastadas para valores superiores.

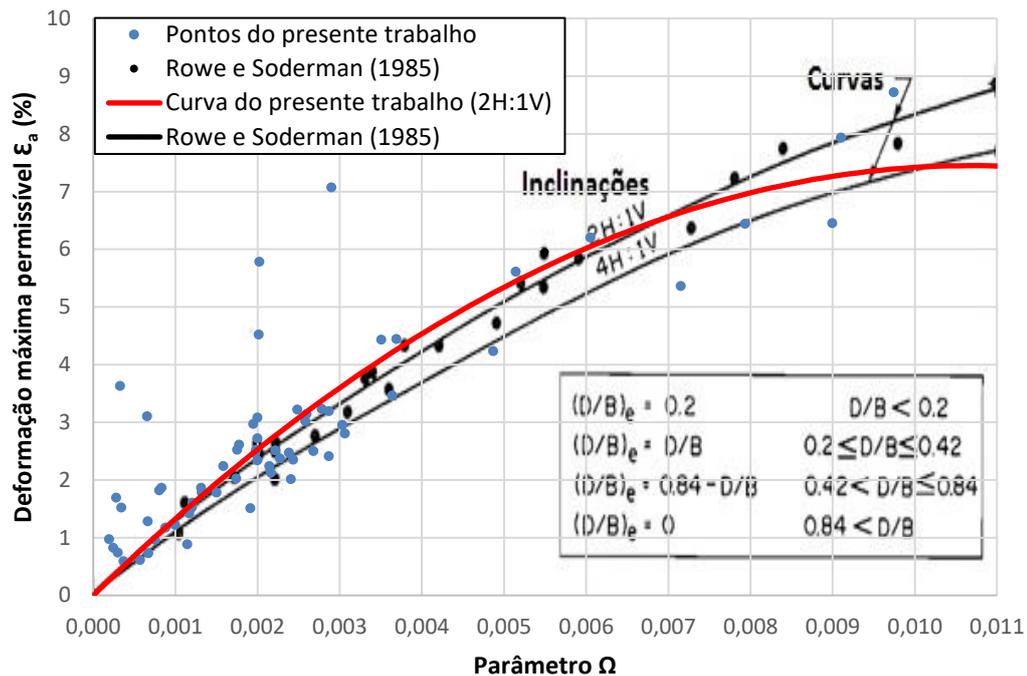


Figura 32 – Comparativo entre presente trabalho e Rowe e Soderman (1985)

Dinis (2019) também realizou uma modelagem nos mesmos moldes do presente trabalho, porém foram analisados pontos com o auxílio dos *softwares* Slide e PLAXIS. A Figura 33 apresenta uma comparação entre o presente trabalho e Dinis (2019). Observa-se que alguns dos pontos obtidos estão distantes da curva obtida pelo presente trabalho, porém essa distância ocorre tanto superiormente quanto inferiormente à curva, resultando em uma média próxima à linha de tendência obtida no presente trabalho.

Ressalta-se que as curvas e pontos citados tanto no presente trabalho, quanto por Dinis (2019) se referem à inclinação de aterro 2:1. Não foram obtidos curvas, nem pontos para a inclinação de aterro 4:1 nem em Dinis (2019), nem no presente trabalho.

Outra observação que pode ser feita é que alguns pontos obtidos por Dinis (2019) estão coincidentes ou perto da curva obtida no presente trabalho. Isso mostra uma coesão de dados dos trabalhos realizados, mesmo sendo realizados em diferentes *softwares* que utilizam o MEF.

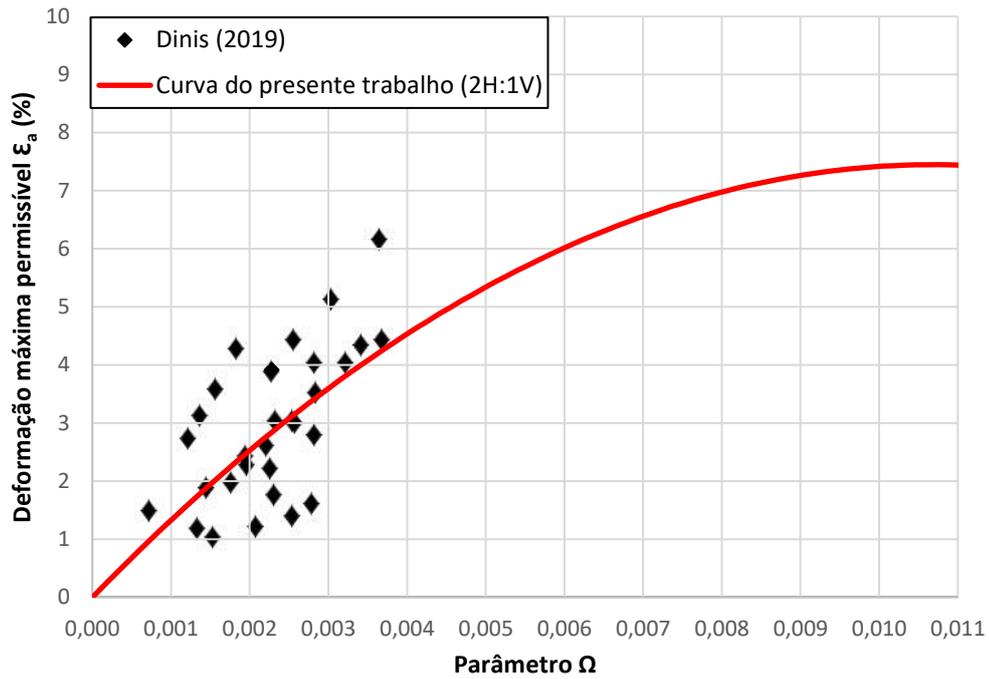


Figura 33 – Comparativo da curva do presente trabalho e Dinis (2019)

A Figura 34 traz um comparativo entre os pontos obtidos por Dinis (2019), a curva de Rowe e Soderman (1985) e a curva do presente trabalho. Os pontos obtidos pelo presente trabalho foram omitidos tanto na Figura 33 quanto na Figura 34 para uma melhor visualização e interpretação dos pontos de Dinis (2019).

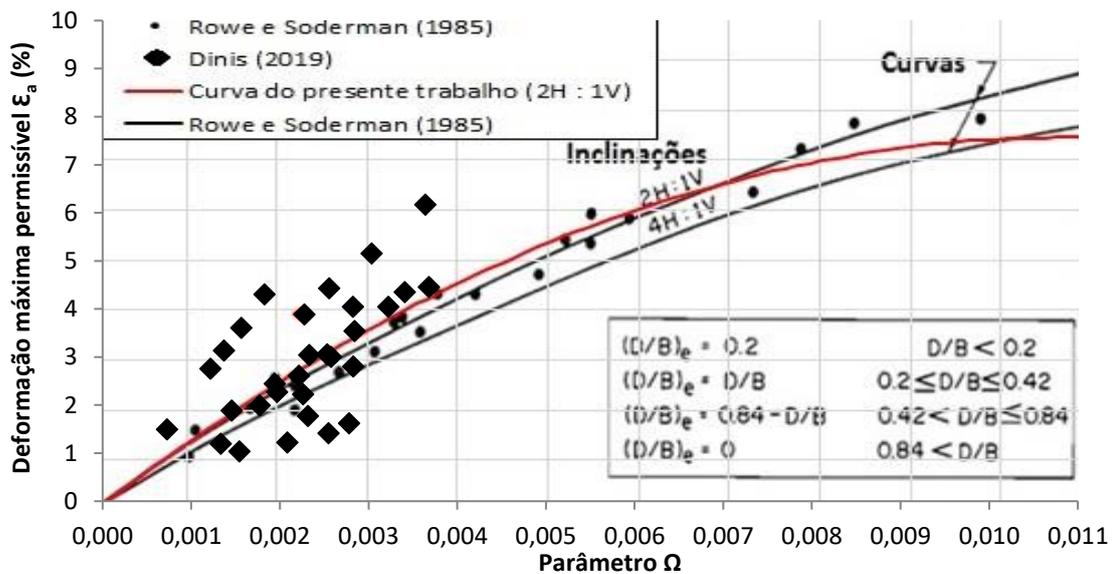


Figura 34 – Comparativo entre Dinis (2019), presente trabalho e Rowe e Soderman (1985)

Pela Figura 34 é possível observar que há mais pontos coincidentes com a curva obtida pelo presente trabalho do que com a curva obtida por Rowe e Soderman (1985). Isso confirma o remodelamento efetuado através de *softwares* mais recentes por Dinis (2019) e pelo presente trabalho.

No trabalho de Rowe e Soderman (1985) não se menciona se houveram pontos retirados para a modelagem da curva no ábaco. Com o objetivo de investigar se a curva proposta coincidia, alguns pontos discrepantes foram eliminados. O resultado está demonstrado na Figura 35. É possível perceber que na faixa onde tiveram valores mais discordantes, para  $\Omega \geq 0,007$ , a curva ficou bem próxima à obtida por Rowe e Soderman (1985).

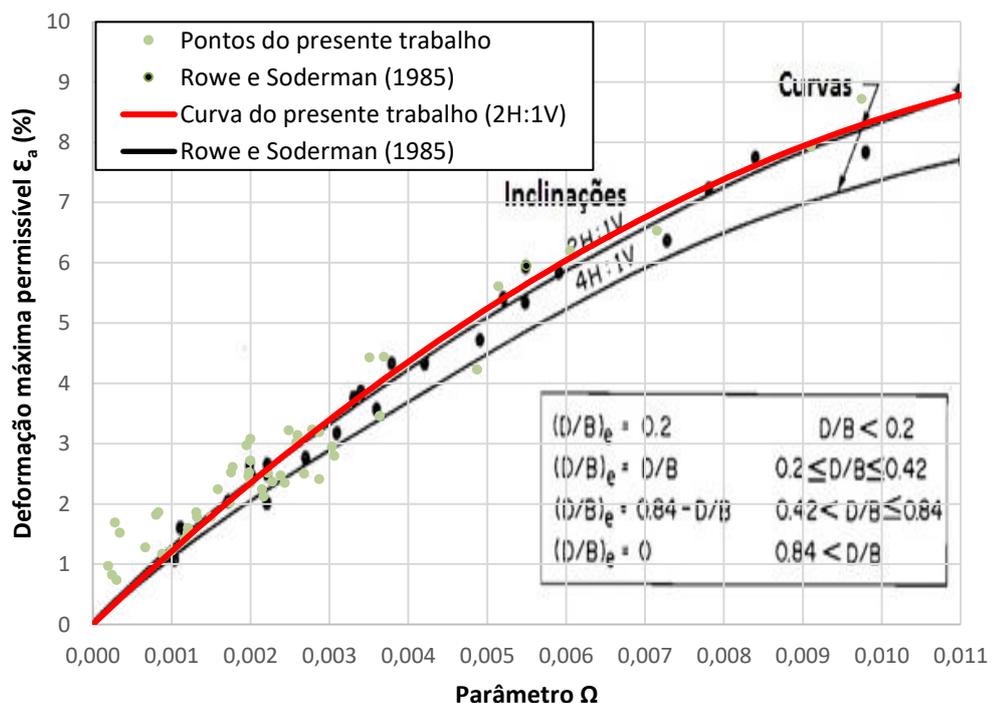


Figura 35 – Curva obtida com a retirada de alguns pontos (presente trabalho) se comparada com o ábaco de Rowe e Soderman (1985)

Diante desse último Cenário apresentado, infere-se que uma possibilidade para o formato da curva apresentada por Rowe e Soderman (1985) é que os autores tenham descartado alguns pontos. Estes poderiam estar em desacordo com a curva inicial proposta, ou é possível que os autores tenham descartado alguns pontos para

obter a curva apenas dentro de um espaço amostral, de forma semelhante a que é feita em análise de probabilidade.

Existem novos geossintéticos que permitem uma deformação máxima de apenas 5%, como são os casos do tipo Fortrac A e Fortrac M da fabricante HUESKER. De acordo com Silva e Montez (2003), a deformação máxima que o tipo Fortrac A atinge é de aproximadamente 3,5 %, enquanto o tipo Fortrac M atinge 5%. Assim, foram feitas análises em que os pontos calculados não ultrapassavam 5% de deformação, gerando a Figura 36.

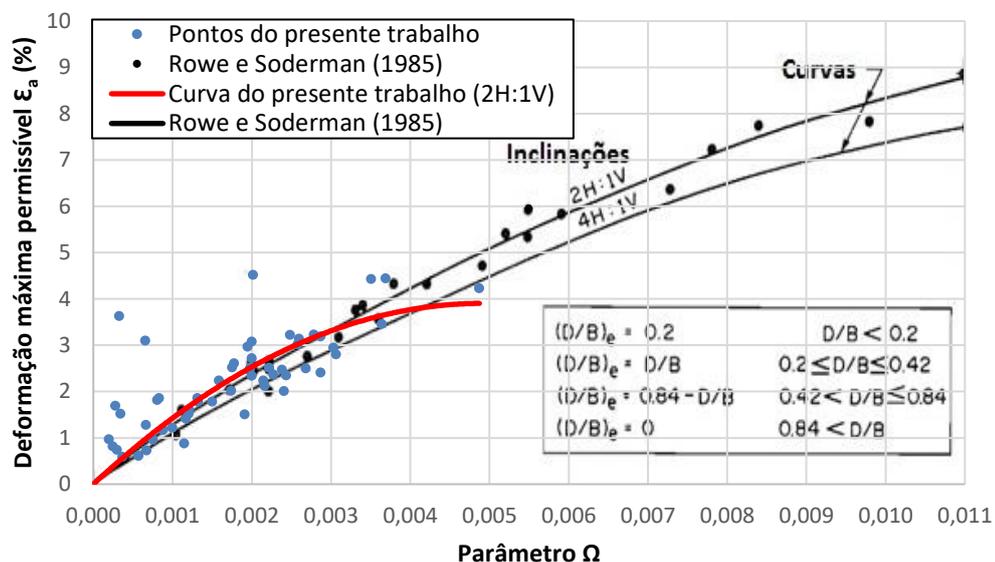


Figura 36 – Deformação máxima permissível para pontos com deformação máxima de 5% (adaptado de Rowe e Soderman, 1985)

Lacerda e Almeida (1995) estabelecem uma relação entre o módulo de cisalhamento ( $G_{50}$ ) de um solo e sua resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) para solos argilosos marinhos brasileiros. Nesta relação percebe-se que há nos solos paulistas, cariocas e sergipanos relações com uma variação entre aproximadamente 80 e 100. Há também, uma relação entre o módulo de cisalhamento e o módulo de elasticidade do solo, estabelecida pela Lei do Hooke. Nessa relação (Equação 35), é usado o coeficiente de Poisson para o estabelecimento dos valores. Com isto, no caso do coeficiente de Poisson de 0,5 e relação  $G_{50}/S_u$  de 100, a relação de  $S_u/E_u$  será de aproximadamente 0,003. Caso se mantenha o valor do coeficiente de Poisson, e  $G_{50}/S_u$  seja 80, a relação  $S_u/E_u$  será

de aproximadamente 0,004. Vale ressaltar, por exemplo, que o valor de coeficiente de Poisson utilizado no trabalho de Rowe e Soderman (1985) foi de 0,48 para solo mole.

Com os estudos desses valores, o presente trabalho buscou uma análise mais profunda do ábaco visando atender essas relações para solos brasileiros. Primeiramente, foi elaborado um ábaco que atendesse um valor fixo da relação entre  $S_u/E_u$  igual a 0,003, valor mínimo calculado. O ábaco elaborado está exposto na Figura 37. Todos os pontos obtidos foram para valores de  $S_u/E_u = 0,003$ .

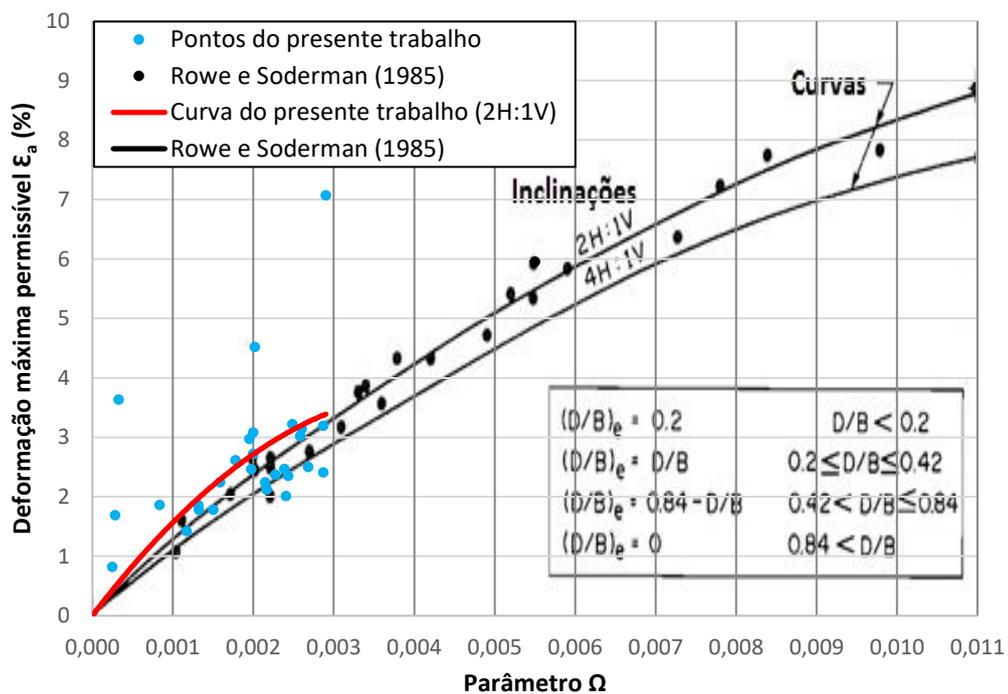


Figura 37 – Ábaco proposto para relação  $S_u / E_u = 0,003$  (adaptado de Rowe e Soderman, 1985)

Percebe-se que a curva não atingiu todos os valores do parâmetro  $\Omega$  do ábaco. Isso pode ser explicado pelo fato de que diante das faixas de valores de características dos solos pré-estabelecidos para o ábaco ( $S_u / E_u = 0,003$ ), o máximo valor atingido do parâmetro  $\Omega$  foi de 0,003 aproximadamente. A curva proposta ficou acima da estabelecida por Rowe e Soderman (1985).

Diante dos valores apresentados da relação entre  $S_u/E_u$  o presente trabalho optou também pela elaboração do ábaco que pudesse abranger uma faixa maior de valores para a relação. Logo, foi elaborado um ábaco que atendesse a relação 0,002

$\leq S_u / E_u \leq 0,004$ . Esta faixa atenderia aos limites máximo (0,004) e mínimo (0,003) da relação entre o módulo de elasticidade e a resistência ao cisalhamento não drenada do solo mole para solos brasileiros. A Figura 38 mostra esse ábaco proposto.

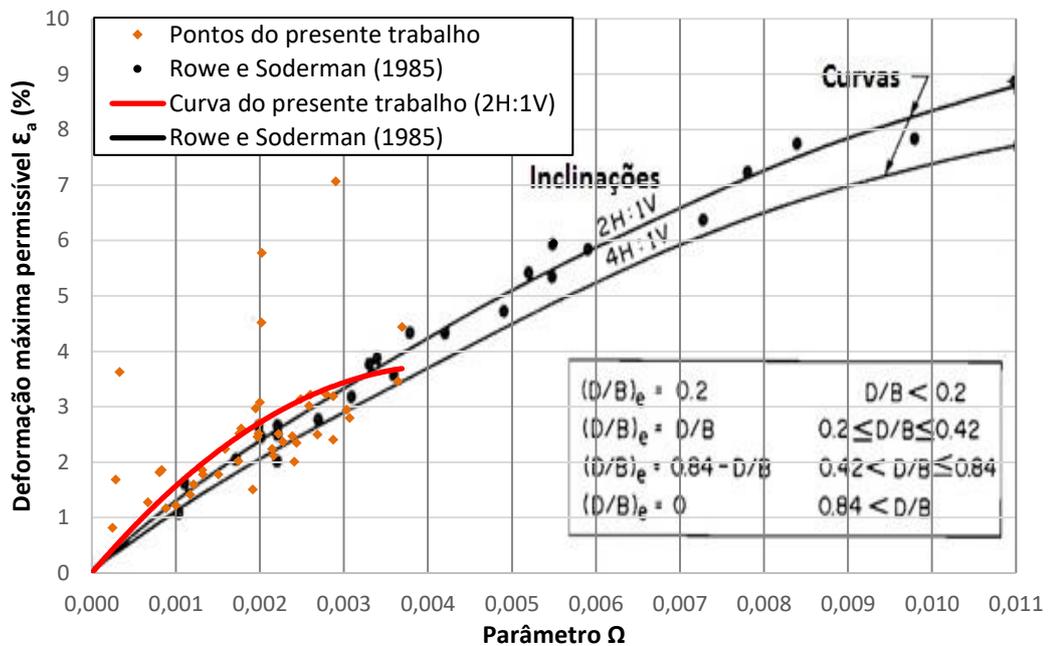


Figura 38 – Ábaco proposto para relação  $0,002 \leq S_u / E_u \leq 0,004$  (adaptado de Rowe e Soderman, 1985)

Na Figura 38 foi possível perceber que a curva de tendência segue o mesmo formato da curva elaborada para a relação  $S_u / E_u = 0,003$  com um prolongamento da curva para  $\Omega > 0,003$ . Portanto, os valores adicionados de  $S_u / E_u$  maiores e menores que 0,003 não alteraram a curva para obtenção do valor da deformação máxima permissível.

## 4 ANÁLISES DOS ATERROS DE BERGADO *ET AL.* (1994)

### 4.1 Deformação permissível

#### 4.1.1 Rowe e Soderman (1985)

O presente trabalho começa a fazer a análise dos aterros experimentais de Bergado *et al.* (1994) pela medição das tensões de tração as quais os reforços utilizados nesses testes foram submetidos. Para tanto, foi utilizado o cálculo de deformação permissível de Rowe e Soderman (1985).

No cálculo dos aterros reforçados foi levado em consideração o valor de 19,2 kN/m<sup>3</sup> para peso específico, conforme mencionado no Item 2.1.2 do presente trabalho. O peso específico do solo mole presente nesse experimento é praticamente constante até a profundidade de aproximadamente 8,5 metros, sendo o valor ficando bem próximo de 15 kN/m<sup>3</sup>, conforme pode ser observado na Figura 15.

Será adotado, portanto, uma profundidade de solo de fundação de 8,5 metros, com peso específico do solo mole de 15 kN/m<sup>3</sup>. Além disso, será adotada uma largura de aterro de 12,0 metros, pois de acordo com a Figura 7, Rowe e Soderman (1985) utilizaram este raciocínio para o cálculo de D/B.

A tensão média efetiva ( $\sigma'_{v \text{ média}}$ ) na profundidade de 3,0 metros do solo mole foi calculada (Equação 14) considerando também a altura do aterro, totalizando assim 7,2 metros (4,2 metros de aterro mais 3,0 metros do solo de fundação). Tal profundidade do solo mole de fundação foi considerada, pois de acordo com a Figura 19, os deslocamentos horizontais indicam uma ruptura aproximadamente nessa profundidade de solo mole durante a construção do aterro HGE:

$$\sigma'_{v \text{ média}} = \frac{(3 \times 15) + (4,2 \times 19,2 + 3 \times 15)}{2} = 85,32 \text{ kN/m}^3 \quad (14)$$

Os valores 19,2 kN/m<sup>3</sup> e 15 kN/m<sup>3</sup> são os pesos específicos do aterro e solo mole, respectivamente. É importante ser observado que Bergado *et al.*(1994) não mencionam se o valor do peso específico da argila era seco ou submerso, então

para efeito de cálculo, o presente trabalho irá considerar os mesmos valores para ambos os casos.

A resistência não drenada ( $S_u$  ou  $C_u$  como referendado no trabalho de Rowe e Soderman, 1985) utilizada nessa análise será de 15 kPa, levando-se em consideração o valor mínimo medido pelos ensaios de Vane Test (Figura 15).

Para o cálculo do parâmetro  $\Omega$  (Equação 7) será necessário a obtenção do valor do módulo de elasticidade do solo mole ( $E_u$ ). E para chegar a tal valor, primeiramente deve ser encontrado o valor do índice de vazios do solo. Logo será utilizada a Equação (15):

$$G_s \times w = S \times e_0 \quad (15)$$

O peso específico dos grãos ( $G_s$ ) foi adotado como 2,66 a partir do resultado do trabalho de Horpibulsuk *et al.* (2011) realizado no mesmo instituto AIT em Bangkok. O valor da umidade ( $w$ ) foi obtido da Figura 15, dos limites de Atterberg na profundidade aproximada de 3,0 metros em Bergado *et al.* (2002), onde está localizado onde há a possível ruptura no solo mole (Figura 19) e onde há menor valor de resistência do solo mole. O valor de  $w$  encontrado foi de 0,65 ou 65%.

Bergado *et al.* (1994) também mencionam que a profundidade do nível de água varia sazonalmente de acordo com o período de chuvas entre 1,0 metro e 1,5 metros. Porém como interessa a profundidade de menor resistência da argila (3,0 metros) e de possível ruptura, a saturação nesta profundidade foi considerada de 100% ou 1. Com estes valores é possível estimar o índice de vazios do solo mole na profundidade 3,0 metros de acordo com a Equação (16):

$$2,66 \times 0,65 = 1 \times e_0 \rightarrow e_0 = 1,729 \quad (16)$$

O índice de compressibilidade do solo mole ( $C_c$ ) pode ser estimado de acordo com a Equação (17):

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1 + e)} \quad (17)$$

Onde o parâmetro  $\lambda^*$  foi apresentado por Bergado *et al.* (2002) com o valor de 0,15 para a profundidade de 3 metros de solo mole. Logo, o valor do índice de compressibilidade da argila  $C_c$  obtido foi (Equação 18):

$$0,15 = \frac{C_c}{2,3(1 + 1,729)} \rightarrow C_c = 0,942 \quad (18)$$

O módulo oedométrico ( $E_{edo}$ ) pode ser obtido em função do índice de vazios do solo, tensão média efetiva ( $\sigma'_v$  médio) e do índice de compressibilidade da argila ( $C_c$ ), através da Equação (19):

$$E_{edo} = \frac{(1 + e_0)\sigma'_v \text{médio}}{0,435 \times C_c} \quad (19)$$

$$E_{edo} = \frac{(1 + 1,729)85,32}{0,435 \times 0,942}$$

$$E_{edo} = 568,22 \text{ kN/m}^2$$

De acordo com a lei de Hooke, é possível calcular o módulo  $E'$  por meio do coeficiente de Poisson e de  $E_{edo}$  (Equação 20) e posteriormente obter o valor do módulo de elasticidade do solo mole  $E_u$  (Equação 21):

$$E_{edo} = \frac{(1 - \nu')E'}{(1 + \nu')(1 - 2\nu')} \quad (20)$$

$$568,22 = \frac{(1 - 0,33)E'}{(1 + 0,33)(1 - 2 \times 0,33)}$$

$$E' = 383,51 \text{ kN/m}^2$$

O valor do coeficiente de Poisson foi retirado da estimativa de Bergado *et al.* (2002), que na profundidade de 3,0 metros foi de 0,33. Finalmente o valor de  $E_u$  será (Equação 21):

$$E_u = \frac{1,5E'}{(1 + \nu')}$$

$$E_u = \frac{1,5 \times 383,51}{(1 + 0,33)} \quad (21)$$

$$E_u = 432,53 \text{ kN/m}^2$$

Observa-se que a razão entre  $S_u/E_u$  para o caso de Bergado *et al.* (1994) é aproximadamente 0,035. Lacerda e Almeida (1995) realizaram um estudo em argilas nacionais e observaram que esta relação fica entre 0,003 e 0,007. Portanto a argila estudada em Bergado *et al.* (1994) possui uma relação  $S_u/E_u$  bem diferente das argilas brasileiras.

Além disso, sabe-se que os valores de módulos de elasticidade ( $E'$ ,  $E_u$  e  $E_{edo}$ ) variam de acordo com o adensamento do solo mole. Estes valores podem ser bem diferentes dependendo do grau de adensamento do solo e da forma como a tangente é obtida do gráfico tensão x deformação. Entretanto, para o cálculo da deformação permissível era necessário se obter um valor para o prosseguimento da análise.

Outro valor que deve ser obtido para o cálculo do parâmetro  $\Omega$  do ábaco de Rowe e Soderman (1985) é o  $(D/B)_e$ , que é obtido através da relação entre a profundidade do solo mole ( $D$ ) e da largura do aterro ( $B$ ), presente na Equação (22):

$$\frac{D}{B} = \frac{8,5m}{12m} = 0,71 \quad (22)$$

Para valores dessa razão entre  $0,42 < D/B \leq 0,84$ , os autores do ábaco recomendam o cálculo de  $(D/B)_e$  pela Equação (23):

$$\left(\frac{D}{B}\right)_e = 0,84 - \frac{D}{B} = 0,84 - 0,71 = 0,13 \quad (23)$$

➤ Cálculo de  $\Omega$ :

O valor do parâmetro  $\Omega$  reunirá os valores calculados de  $(D/B)_e$ ,  $S_u$  (ou  $C_u$ ) e  $E_u$ , e será calculado a partir da Equação (24):

$$\Omega = \left(\frac{Y \times H}{C_u}\right) \left(\frac{C_u}{E_u}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^2$$

$$\Omega = \left(\frac{19,2 \times 4,2}{15}\right) \left(\frac{15}{432,53}\right) (0,13)^2$$

$$\Omega \cong 0,0032$$
(24)

A Figura 39 mostra como foi obtido o valor da deformação permissível a partir do parâmetro  $\Omega$  calculado. É feita uma reta vertical partindo do valor de  $\Omega$  do eixo das abscissas e levado até a inclinação conveniente de acordo com o aterro, depois é feita uma reta horizontal desse ponto até o eixo das ordenadas, encontrando-se o valor aproximado da deformação permissível ( $\epsilon_a$ ).

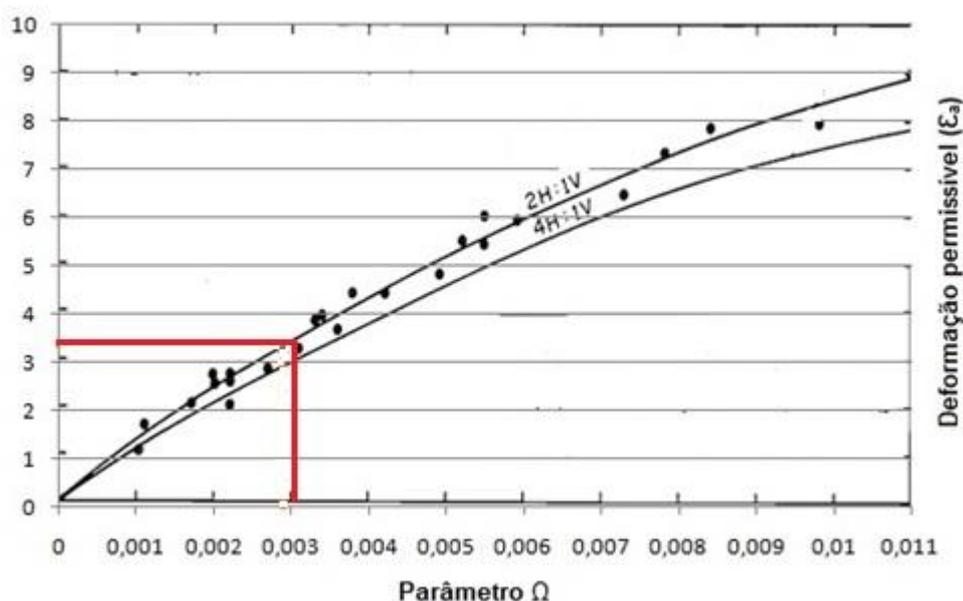


Figura 39 – Obtenção do valor de deformação permissível

O valor da deformação permissível através do ábaco, considerando a inclinação 2 para horizontal e 1 para vertical, como sendo a mais próxima ao aterro teste, será  $\epsilon_a \cong 3,3\%$ .

➤ Tensão de tração do reforço no aterro HGE

A tensão de tração que um reforço de geossintético estará submetido será calculada em função do módulo de rigidez deste reforço e da deformação que está

submetido. Bergado *et al.* (2002), mencionam o módulo de rigidez do reforço como sendo de valor 1700 kN/m, portanto, a tensão de tração será (Equação 25):

$$T = J \times \varepsilon_a = 1700 \times 3,3\% = 56,1 \text{ kN/m} \quad (25)$$

De fato, este valor se aproxima muito do encontrado por medição no aterro teste HGE, onde fora obtido um valor de 60 kN/m (Bergado *et al.*, 1994). Com isso, conclui-se que o ábaco de Rowe e Soderman (1985) gerou resultados satisfatórios para essa análise.

➤ Tensão de tração do reforço no aterro MGE

Nesse aterro teste foram utilizados dois reforços diferentes. Uma camada do geossintético Polyfelt TS 700, cujo módulo de rigidez é de 140 kN/m, e 3 camadas do geossintético Polyfelt TS 420, cujo módulo de rigidez vale 70 kN/m, de acordo com Bergado *et al.* (2002).

Para o geossintético TS 700, a tensão de tração será (Equação 26):

$$T = 140 \times 3,3\% = 4,62 \text{ kN/m} \quad (26)$$

Para o geossintético TS 420, cada uma das 3 camadas terá uma tensão de tração de valor (Equação 27):

$$T = 70 \times 3,3\% = 2,31 \text{ kN/m} \quad (27)$$

Portanto, apesar das camadas estarem sobrepostas, observa-se que cada material do aterro reforçado MGE contribui com uma tensão de tração diferente. O reforço TS 700 por ter maior rigidez, contribui com uma tensão de tração maior que o TS 420.

O valor total da tração calculado no presente trabalho foi de 11,55 kN/m considerando-se as 4 camadas de reforço do aterro MGE. Embora este valor tenha

sido calculado no presente trabalho, Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002), não mencionam qual foi o valor medido de fato no reforço do aterro MGE.

#### 4.1.2 Futai (2010)

Futai (2010), baseado no cálculo de Hinehberger e Rowe (2003), estabeleceu equações para a obtenção da deformação permissível de um reforço de geossintético no aterro. Para tanto, a variação da resistência não drenada do solo de fundação deve ser maior que 0,5 kPa/m, caso seja menor, Hinehberger e Rowe (2003) indicam a utilização do ábaco de Rowe e Soderman (1985).

Buscando uma simplificação de cálculos, Futai (2010) estabeleceu algumas equações para a obtenção da deformação permissível de um reforço. Assim como Hinehberger e Rowe (2003), denominou a variação de resistência não drenada com a profundidade de  $\rho$ .

Os valores obtidos para a variação de  $S_u$  foram de 15 kPa e 30 kPa, que correspondem o ponto onde houve a possível ruptura de acordo com a Figura 19 até o fim da camada Argila mole de cor cinza escura (Figura 15). O valor de  $\Delta S_u$  será (Equação 28):

$$\Delta S_u = 30 - 15 = 15 \text{ kPa} \quad (28)$$

O valor de  $\rho$  foi obtido de acordo com a Equação (29). A profundidade considerada foi desde a profundidade do  $S_u$  mínimo medido e onde houve a possível ruptura (3,0 metros) até 8,5 metros, totalizando 5,5 metros.

$$\rho = \frac{\Delta S_u}{\Delta m} = \frac{15 \text{ kPa}}{5,5 \text{ m}} = 2,73 \text{ kPa/m} \quad (29)$$

Futai (2010) determina que, caso a soma ( $S_{u0} + 7,5\rho$ ) seja maior que 16,2 kPa, a Equação (30) deve ser utilizada para a obtenção da deformação permissível do reforço.

$$\varepsilon_a(\%) = 0,9(C_0 + 7,5\rho) - 11,98 \quad (30)$$

De fato, neste caso tem-se a Equação (31):

$$S_{uo} + 7,5\rho = 15 + 7,5 \times 2,73 = 35,48 \text{ kPa} > 16,2 \text{ kPa} \quad (31)$$

Portanto (Equação 32):

$$\varepsilon_a(\%) = 0,9(15 + 7,5 \times 2,73) - 11,98 \cong 20\% \quad (32)$$

Futai (2010) também condiciona este cálculo ao módulo de rigidez do reforço para  $J < 3000 \text{ kN/m}$ . Mais uma vez o caso está em acordo com o estabelecido, pois o maior módulo de rigidez era o do aterro HGE de  $J = 1700 \text{ kN/m}$ .

Tal valor (20%) foi diferente do valor encontrado para o aterro HGE com altura de 6,0 metros, cuja deformação medida por Bergado *et al.* (1994) foi de no máximo 13,0%. É importante ser observado, que este valor não poderia ser obtido em Rowe e Soderman (1985), pois o ábaco concede valores de  $\varepsilon_a$  de até 10,0%.

O valor da tensão de tração a que o reforço esteve submetido, de acordo com o valor de  $\varepsilon_a$  calculado será de (Equação 33):

$$T = J \times \varepsilon_a = 1700 \times 20\% = 340 \text{ kN/m} \quad (33)$$

O valor de 340 kN/m de tensão de tração também está diferente da encontrada por Bergado *et al.* (1994) para o aterro HGE, cujo valor foi de aproximadamente 200 kN/m, quando o aterro atingiu a sua altura máxima de 6,0 metros.

Foram calculados os valores das deformações dos reforços dos aterros de Bergado *et al.* (1994) e Magnani (2006), que estão na Tabela 7, de acordo com a

Figura 31. Nela estão contidos também os valores de tração medidos e estimados dos geossintéticos.

Tabela 7 – Comparativo entre presente trabalho e Rowe e Soderman (1985)

	Valor do parâmetro $\Omega$	Deformação máxima permissível – presente trabalho (%)	Tração do reforço - proposta presente trabalho (kN/m)	Tração do reforço Rowe e Soderman (1985) (kN/m)	Tração do reforço Futai (2010) (kN/m)	Medição da tração do reforço em campo (kN/m)
Aterro HGE, Bergado <i>et al.</i> (1994), 4,2 metros	0,0032	3,9	66,3	56,1	340	60
Aterro MGE, Bergado <i>et al.</i> (1994), 4,2 metros	0,0032	3,9	13,65	11,55	42	Sem medição
Aterro 1, Magnani (2006)	0,0031	3,8	64,6	59,5	–	40
Aterro 2, Magnani (2006)	0,0013	1,8	30,6	27,2	–	50

Observa-se que os valores obtidos com a proposta do presente trabalho tiveram uma ordem de grandeza muito próxima dos valores obtidos de acordo com a proposta de Rowe e Soderman (1985), e bem próxima para o aterro HGE de Bergado *et al.* (1994) e para o aterro 2 de Magnani (2006). Ressalta-se ainda que não foram obtidos resultados de Futai (2010) para os aterros de Magnani (2006) pois os mesmos continham lentes de areia no subsolo que poderiam alterar significativamente o resultado. O método de Futai (2010) não apresentou valores satisfatórios para os aterros de Bergado *et al.* (1994).

## 4.2 O fator de correção de Bjerrum e sua utilização em Bergado et al. (1994)

### 4.2.1 Fator de correção de Bjerrum (1973)

Para a correção dos valores de resistência não drenada do solo mole obtidos do ensaio de Palheta geralmente se utiliza o fator de Bjerrum (1969, 1973). Com base nestes estudos e de Azzouz *et al.* (1983), Almeida e Marques (2014) mencionam que este fator é utilizado por causa da “diferença de velocidade de deformação cisalhante do ensaio de palheta em comparação com a velocidade de deformação cisalhante da construção do aterro, além de efeitos de anisotropia da argila”.

Para as análises do presente trabalho foram utilizadas divisões no solo conforme a Tabela 8, que apresenta os  $S_u$  em cada camada de solo mole, de acordo com a Figura 15, a Tabela 8 servirá de base para as demais apresentações de cálculos realizadas. Os valores foram obtidos em Bergado *et al.* (2002) em kPa, expostos na Figura 15. Percebe-se que estas resistências estão variando nas camadas Crosta Ressecada e Argila média com lentes de areia, estando aproximadamente constante na camada na primeira parte da Argila mole de cor cinza escura e variável na segunda parte. Logo, foi necessário variar as resistências destas 3 camadas, no *software* Slide.

Tabela 8 – Valores das resistências ao cisalhamento não drenada de Bergado *et al.* (2002)

Camadas/Análises	$S_u$ inicial de cada solo de acordo com Bergado <i>et al.</i> (2002) em kPa
Crosta Ressecada (cor verde)	50
Argila mole de cor cinza escura 1 (cor laranja)	15
Argila mole de cor cinza escura 2 (cor roxa)	15
Argila média com lentes de areia (cor vinho)	30

Ainda na Figura 15, os  $S_u$  obtidos pelo ensaio de Palheta estão presentes até a profundidade de 10,5 metros, logo, para as análises no Slide, a camada de solo mole foi construída até esta profundidade, separando-se ainda a camada Argila mole de cor cinza escura em duas partes, a primeira com  $S_u$  constante e a segunda com  $S_u$  variável com a profundidade.

Para o depósito de argila de Bangkok, há diferentes valores de limites de plasticidade e de liquidez, gerando conseqüentemente diversos valores de índice de plasticidade (IP) ao longo da profundidade do solo mole (Figura 15). Portanto, buscou-se primeiramente realizar uma análise dos IPs por profundidade de acordo com a divisão na Tabela 8.

Esses valores foram empregados na proposta de Bjerrum (1973), que apresenta uma curva para a obtenção de valores do fator de correção de Bjerrum (Figura 40). Para se obter este fator, basta ter o Índice de Plasticidade do solo, colocá-lo de acordo com o valor no eixo das abscissas do ábaco e obter o valor no eixo das ordenadas do fator de Bjerrum.

Há na primeira camada, Crosta Ressecada, um limite de plasticidade de valor aproximado de 80% e de liquidez de aproximadamente 30% (Figura 15). Com isso, o IP nessa camada será de 50%. Horpibulsuk *et al.* (2011) encontraram limites de plasticidade e de liquidez iguais respectivamente a 29% e 80%, com IP de 51%, para profundidades de 2 metros a 3 metros no mesmo solo de Bergado *et al.* (2002) e, portanto, com valores próximos.

Pela Figura 15, percebe-se que a camada de Argila mole de cor cinza escura 1 (com profundidade de término de 4,0 metros) só tem uma medição de IP que é de aproximadamente 70%, valor este que será usado no presente trabalho. Já na camada Argila mole de cor cinza escura 2 (com profundidade de término de 8,5 metros) tem-se 3 medidas de IP, com valores aproximados de 70%, 60% e 70%. Como a média desses valores é de 66,67%, decidiu-se adotar o valor de IP para esta camada como 70%. A última camada tem dois valores de IP de aproximadamente 60% e 40%, adotando-se para tal um valor médio de 50%.

Diante desses valores de IP, a Figura 40 mostra os valores de fatores de correção de Bjerrum ( $\mu$ ) obtidos que foram: 0,69 para as camadas Argila mole de cor cinza escura 1 e 2, e de 0,78 para Crosta Ressecada e para Argila média com lentes de areia.

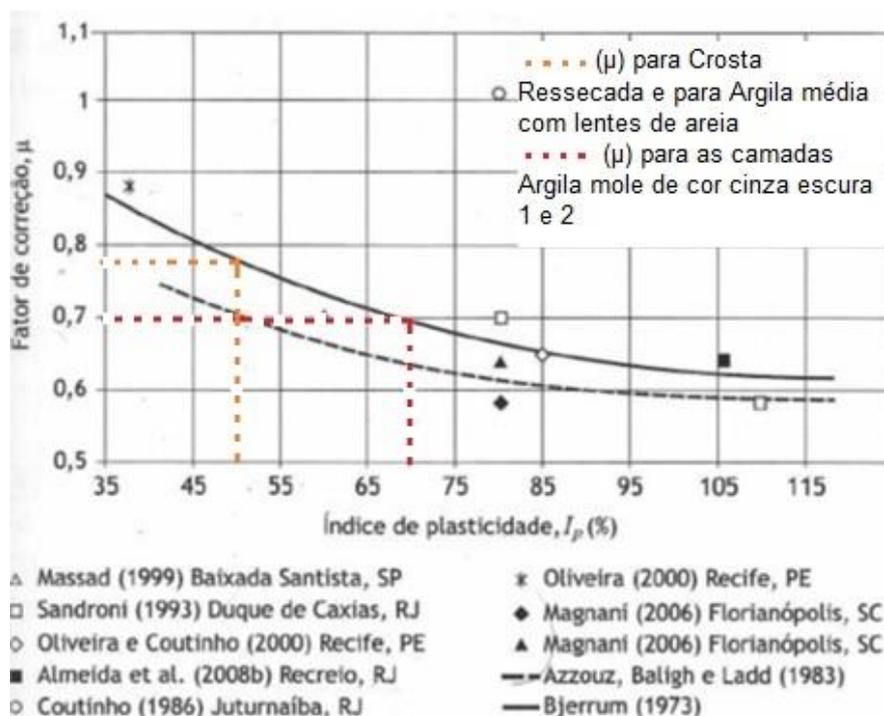


Figura 40 – Fatores de correção de Bjerrum para Bergado *et al.* (2002) (adaptado de Almeida *et al.* 2010)

#### 4.2.2 Análise de estabilidade

Com os valores de IP obtidos, foram realizadas análises no programa Slide para verificar o fator de segurança dos aterros. Todas as resistências foram obtidas multiplicando-se o  $\mu$  obtido da Figura 40 pelos valores da Tabela 8 em cada camada.

Ainda sobre as análises no Slide, o aterro utilizado e suas dimensões seguiram o modelo do aterro CE utilizado em Bergado *et al.* (1994), ou seja, base superior com 12,0 metros, altura de 4,0 metros, inclinação de 1,5H:1V, peso específico de 18,5 kN/m<sup>3</sup>, coesão 15 kPa e ângulo de atrito igual a 30°. O modelo de resistência adotado para o aterro foi o de Mohr-Coulomb. O recurso *Tension Crack*, bem como a profundidade do nível d'água foram posicionados em 1,5 metros de profundidade, tal recurso foi utilizado porque havia tração até a profundidade em questão, influenciando nas análises. Observa-se que os dados do aterro foram utilizados em todas as análises de Slide deste Item 4.2.2.

Também foram utilizados em todas as análises deste Item 4.2.2 e Item 4.3 os dados da vala ao lado do aterro, que estão de acordo com o mencionado por Bergado *et al.* (2002) com a primeira inclinação sendo de 1:1 com profundidade de

1,8 metros (da vala), largura da vala de 7,5 metros e inclinação no seu final de 1:0,8 com uma largura da inclinação de 2 metros.

Os dados referentes às camadas de fundação estão na Tabela 9 e foram utilizados nas análises de  $\mu$  por camada e global. Ressalta-se que em todas as camadas do solo de fundação foram utilizados modelos de resistência do tipo não drenada ( $S_u$  *Undrained*,  $\Phi = 0$ ).

Tabela 9 – Dados do solo de fundação para as análises no Slide

Camadas / Dados	$S_u$ inicial em kPa		$\rho$ em kPa/m		Peso específico em kN/m <sup>3</sup>	Espessura em metros
	$\mu$ por camada	$\mu$ global	$\mu$ por camada	$\mu$ global		
Crosta Ressecada	39	34,5	-11,46	- 9,66	15	2,5
Argila mole de cor cinza escura 1	10,35	10,35	–	–	15	1,5
Argila mole de cor cinza escura 2	10,35	10,35	2,9	2,3	15	4,5
Argila média com lentes de areia	23,4	20,7	5,85	5,175	15,8	2,0

A Figura 41 apresenta o valor de FS obtido a partir desta análise pelo método de Morgenstern – Price.

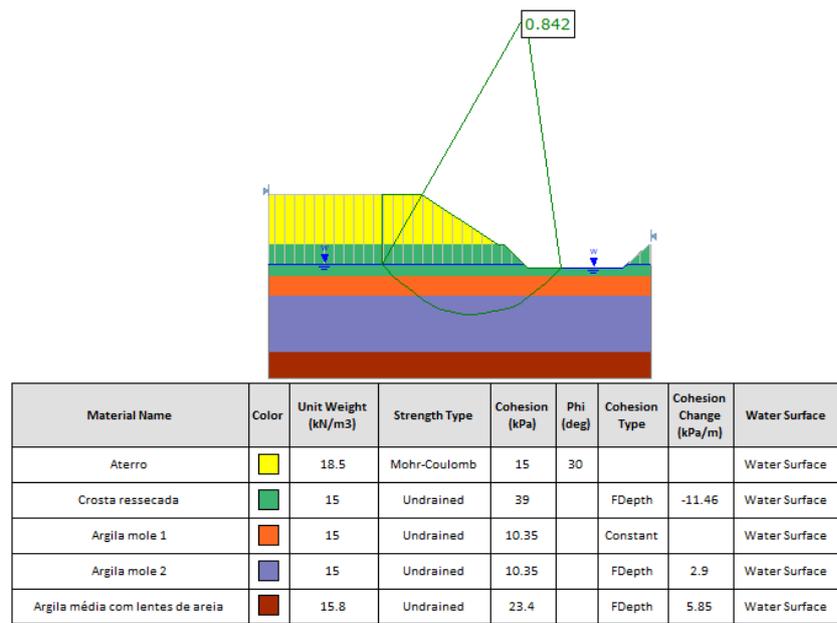


Figura 41 – FS obtido pelo método Morgenstern – Price para  $\mu$  por camada

Diante do valor de FS de 0,842 obtido, optou-se por realizar uma análise com um  $\mu$  global, escolhendo-se um  $\mu$  único da camada Argila mole de cor cinza escura 2, pois se percebe na Figura 41 que a superfície de ruptura atinge até a profundidade da camada. Portanto, o  $\mu$  utilizado neste caso será o mesmo utilizado para a camada Argila mole de cor cinza escura, ou seja,  $\mu = 0,69$  e  $IP = 70\%$ .

O resultado obtido dessa nova análise está representado na Figura 42. Nela observa-se que o FS obtido foi de 0,801, pelo método de Morgenstern – Price. As resistências variaram -9,66 kPa/m, 2,3 kPa/m e 5,175 kPa/m nas camadas Crosta Ressecada, Argila mole de cor cinza escura 2 e Argila média com lentes de areia, respectivamente.

Observa-se uma pequena diferença entre o FS obtido com  $\mu$  por camada e de forma global, apesar do  $\mu$  global ter gerado resultados mais favoráveis à segurança, pois foi obtido um FS menor que o  $\mu$  por camada. Portanto, diante das incertezas que os *softwares* apresentam e como os valores obtidos foram bem próximos, no presente trabalho serão realizadas análises com  $\mu$  global com a justificativa de que os cálculos serão facilitados.

Observa-se ainda que os resultados obtidos apresentam uma inconsistência com o que foi mencionado em Bergado *et al.* (1994) que menciona a ruptura do aterro CE ocorrendo na altura de 4,0 metros. Os FS menores que 1 nas análises no

Slide indicam uma possível ruptura do aterro antes da altura de 4,0 metros, tal verificação será ratificada no Item 4.3.2.1.2.

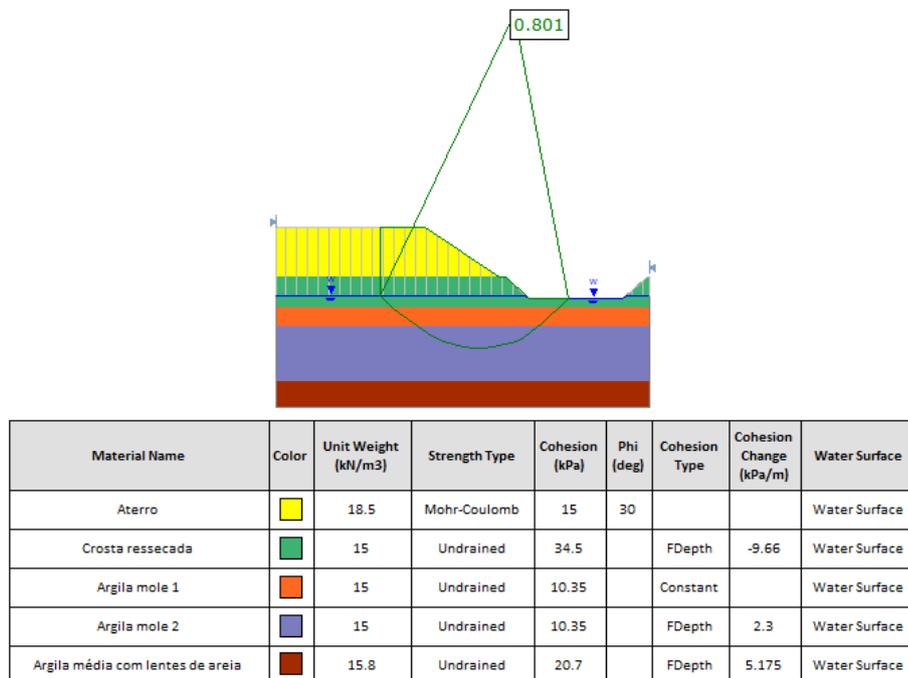


Figura 42 - FS obtido pelo método Morgenstern – Price para  $\mu$  global

O presente trabalho ainda realizou duas investigações para verificar: o FS do aterro de Bergado *et al.* (1994) utilizando o  $\mu$  que os autores mencionaram; e a segunda investigação foi realizada para verificar qual o  $\mu$  adequado para o trabalho de Bergado *et al.* (1994), ou seja, que resultasse em FS = 1.

#### ➤ Primeira investigação

A primeira investigação consistiu em obter o fator de segurança global contra a ruptura do aterro não reforçado (aterro CE) apresentado por Bergado *et al.* (1994). Para tanto, foi aplicado o fator de correção de Bjerrum utilizado em Bergado *et al.* (1994), de 0,8, trabalho este que não mencionou detalhes sobre essa análise, nem como esta foi realizada.

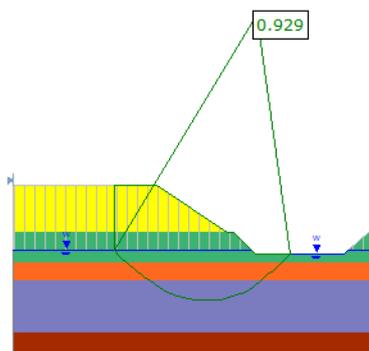
Ressalta-se que o IP do solo com  $\mu = 0,8$ , de acordo com a Figura 40, ficaria em 45% aproximadamente. Esse valor de IP fica abaixo do menor valor encontrado por camada para o solo (50%) e do IP global (70%). A não compatibilidade dos

resultados de IP encontrados (45%) com os locais (50% por camada e 70% global) foi mais uma motivação para a obtenção do FS para  $\mu = 0,8$ .

Este fator de correção de Bjerrum foi aplicado nas resistências ao cisalhamento não drenadas iniciais, de acordo com a Figura 15 do presente trabalho. A Tabela 10 apresenta os parâmetros do solo de fundação para a análise dessa primeira investigação. E a Figura 43 apresenta o FS obtido para aterro CE.

Tabela 10 – Dados do solo de fundação para a primeira investigação no Slide

Camadas / Dados	$S_u$ inicial em kPa ( $\mu = 0,8$ )	$\rho$ em kPa/m	Peso específico em $\text{kN/m}^3$	Espessura em metros
Crosta Ressecada	40	- 11,2	15	2,5
Argila mole de cor cinza escura 1	12	–	15	1,5
Argila mole de cor cinza escura 2	12	2,67	15	4,5
Argila média com lentes de areia	24	6	15,8	2,0



Material Name	Color	Unit Weight ( $\text{kN/m}^3$ )	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Cohesion Type	Cohesion Change ( $\text{kPa/m}$ )	Water Surface
Aterro	Amarelo	18.5	Mohr-Coulomb	15	30			Water Surface
Crosta ressecada	Verde	15	Undrained	40		FDepth	-11.2	Water Surface
Argila mole 1	Laranja	15	Undrained	12		Constant		Water Surface
Argila mole 2	Azul	15	Undrained	12		FDepth	2.67	Water Surface
Argila média com lentes de areia	Marrom	15.8	Undrained	24		FDepth	6	Water Surface

Figura 43 – FS obtido para aterro CE em análise no Slide com  $\mu = 0,8$

O fator de segurança foi obtido pelo método de Morgenstern - Price, com a utilização do recurso *Tension Crack* até a profundidade 1,5 metros, profundidade onde também foi estabelecido o nível d'água. A Figura 43 ilustra a análise realizada no Slide com o resultado de FS obtido.

O FS obtido nesta análise foi de 0,929, valor abaixo do FS = 1 de Bergado *et al.* (1994). Por este motivo, verificou-se a necessidade de analisar um novo Cenário, no qual fosse possível obter um valor de  $\mu$  tal que o FS fosse mais próximo a 1.

#### ➤ Segunda investigação

Na segunda investigação, foram realizados exames de qual  $S_u$  em cada camada de solo mole seria necessário para se obter um FS próximo de 1, segundo o mesmo método da primeira análise, ou seja, Morgenstern - Price e obtenção de  $\mu$ .

Portanto, para essa investigação, só foram alteradas as resistências ao cisalhamento não drenadas de cada camada, mantendo-se as demais propriedades do solo de fundação e do aterro citadas na primeira análise.

Foram realizadas algumas tentativas para estimar um fator de correção de Bjerrum tal que fosse possível ter um FS  $\approx$  1. Como exemplo dos resultados pode-se mencionar: FS = 0,98 para  $\mu = 0,85$ , FS = 0,99 para  $\mu = 0,86$  e FS = 1,04 para  $\mu = 0,90$ , todos estes obtidos por Morgenstern - Price. Estes valores, porém, estão bem próximos e com as incertezas dos valores obtidos pelo ensaio de Palheta, bem como as análises computacionais, os mesmos valores podem representar o  $\mu$  mais próximo do solo.

Após as tentativas adotou-se um valor de  $\mu = 0,87$ , por ser intermediário da faixa citada. As variações de  $S_u$  ao longo da profundidade para este  $\mu$  foram: -12,18 kPa/m na camada Crosta Ressecada, 2,9 kPa/m na camada Argila mole de cor cinza escura 2 e 6,525 kPa/m na camada Argila média com lentes de areia.

Utilizando os parâmetros agora ajustados, o resultado da análise pode ser observado na Figura 44, que ilustra as superfícies de ruptura no Slide segundo os métodos de Morgenstern – Price e Spencer. A Figura 44 também mostra um comparativo entre estas superfícies de rupturas e as encontradas em Bergado *et al.* (1994) por bambus.

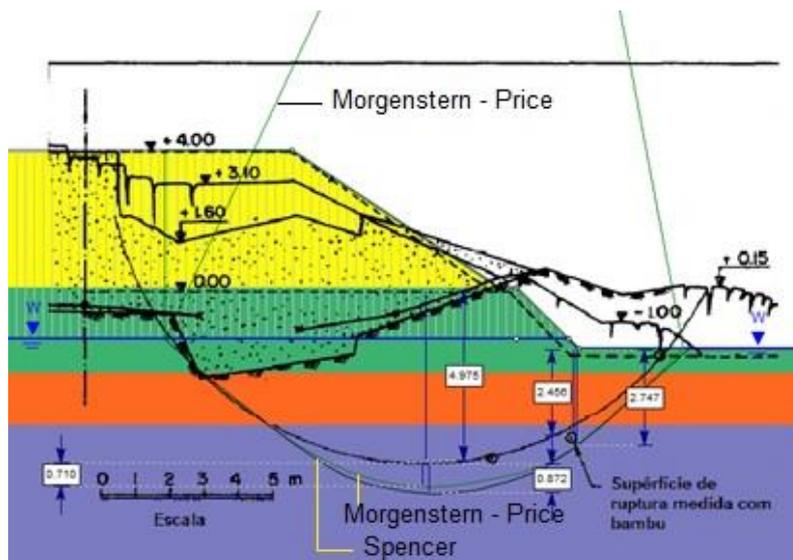


Figura 44 – Superfícies de rupturas em Bergado *et al.* (1994) e as obtidas no *software* Slide

A profundidade da superfície de ruptura obtida em Bergado *et al.* (1994) por bambus foi de aproximadamente 5,0 metros, enquanto que no programa Slide foi de 5,7 metros pelo método de Morgenstern - Price e 5,8 metros para Spencer, valores bem próximos ao medido em campo. Os fatores de segurança foram: 1,009 em Morgenstern - Price e 0,998 em Spencer, indicando a ruptura do aterro.

Nas profundidades das superfícies de rupturas na linha da vala, encontra-se os valores de 2,45 metros por bambus em Bergado *et al.* (1994) e 2,75 metros tanto para Morgenstern - Price quanto para Spencer. Logo, apesar dos valores de profundidade de superfície de ruptura na linha da vala serem iguais tanto para Morgenstern - Price quanto para Spencer, o método de Morgenstern - Price se aproximou um pouco mais das medições de campo na maior profundidade da superfície de ruptura, logo este método pode ser o mais adequado para obter valores de ruptura neste caso.

Apesar da baixa variação com a medição de campo, pode-se concluir que tais valores apresentados no Slide foram diferentes por causa da não consideração de recalques no programa, já que o mesmo trabalha com o Método do Equilíbrio Limite.

Ressalta-se que como o aterro foi construído de forma rápida (sem drenos), desta forma, pode não ter havido ganho de  $S_u$  significativo no solo de fundação e portanto, no presente trabalho não foram considerados eventuais ganhos de  $S_u$ .

Diante dos resultados apresentados, infere-se que o fator de correção de Bjerrum mais adequado para a correção dos valores de  $S_u$  obtidos por meio do

ensaio de Palheta seria aproximadamente 0,87, um pouco superior ao apresentado por Bergado *et al.* (1994).

Além disto, pelos fatores de segurança obtidos com  $\mu$  global e por camada, infere-se que as propostas de Azzouz *et al.* (1983) e Bjerrum (1973) não foram adequadas para o solo do trabalho de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002). Na Figura 40, observam-se alguns pontos fora da curva proposta por Bjerrum (1973), da mesma forma que as análises do presente trabalho demonstraram.

Portanto, será proposta na Figura 55, uma área que represente a análise realizada no presente trabalho. Nela foi considerada a faixa de 0,85 a 0,90 para  $\mu$  e um IP global para a camada de solo mole de 70 %.

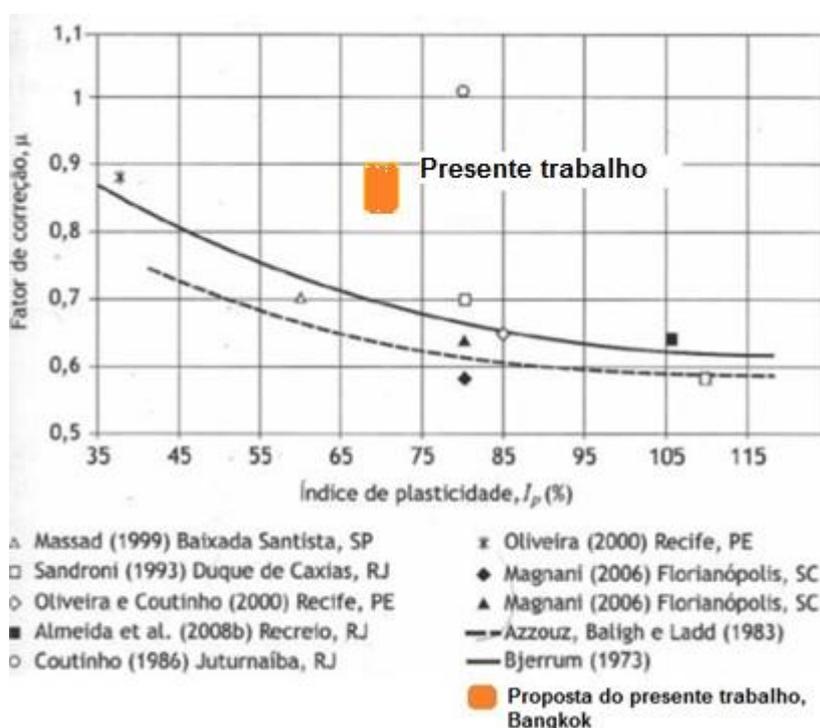


Figura 45 – Faixa proposta para Bergado *et al.* (1994) (adaptado de Almeida e Marques, 2014)

### 4.3 Análises de casos de Bergado *et al.* (1994)

Com o  $\mu$  global de 0,87 obtido no Item 4.2.2, buscou-se analisar alguns Cenários do trabalho de Bergado *et al.* (1994), a fim de verificar os deslocamentos horizontais, altura de ruptura do aterro, excessos de poropressão, recalques,

deslocamentos e deformações do geossintético do mencionado trabalho e de Bergado *et al.* (2002) de acordo com análises no Slide e PLAXIS. Realizou-se análises dos aterros CE, HGE e MGE. Estas análises geraram 6 situações dos aterros de Bergado *et al.* (1994), de acordo com a Tabela 11.

Primeiramente se verificou os fatores de segurança das alturas de rompimento, segundo o trabalho de Bergado *et al.* (1994), ou seja, CE com altura de 4 metros de aterro, MGE com 4,2 metros, Cenários 1 e 6, respectivamente. Tais análises se justificam, pois, as investigações buscavam verificar a real altura de rompimento dos aterros. Ressalta-se que o Cenário 1 é igual ao obtido no final do Item 4.2.2.

Perante os dados da Figura 21, verificou-se um deslocamento considerável do geossintético do aterro HGE entre 4 metros e 4,2 metros de altura do aterro, indicando uma possível ruptura do conjunto reforçado entre essas alturas. Por isso, foram realizadas investigações para verificar os fatores de segurança do aterro HGE para as alturas de 4 metros e 4,2 metros de aterro, gerando os Cenários 2 e 4, respectivamente. Como houve mudança nos parâmetros geotécnicos do Cenário 1 para o Cenário 2, foi gerado um Cenário 1 B, no qual foram colocados os parâmetros geotécnicos do Cenário 1 com um reforço de geossintético com resistência à Tração de 60 kN/m, que tinha por objetivo obter o acréscimo de FS.

Ainda no aterro HGE, verificou-se a necessidade de ter FS razoável, para as alturas de 4 metros e 4,2 metros de aterro. Para tanto, o DNER (1998) sugere FS mínimos de acordo com a classe de aterro reforçado. O aterro HGE se enquadra na classe 2, com altura de aterro maior que 3 metros, que segundo o órgão estaria seguro com um FS mínimo de 1,3. Portanto, verificou-se o valor de T do reforço, tal que o  $FS = 1,3$  fosse assegurado para o aterro HGE, nas alturas de 4 metros e 4,2 metros, gerando os Cenários 3 e 5, respectivamente.

Todos os Cenários foram realizados com a possibilidade de ruptura não circular, da esquerda para a direita, tentando reproduzir também, de forma mais adequada o que houve em campo. A Tabela 11 apresenta os objetivos de cada Cenário.

Tabela 11 – Cenários simulados

Cenários	Simulação
1	Aterro CE, com altura de 4 metros verificando o seu FS
2	Aterro HGE com altura igual a 4 metros, objetivando-se obter o FS dessa altura
3	Aterro reforçado HGE com altura de 4 metros. Obter o valor de T para FS = 1,3
4	Aterro HGE com altura igual a 4,2 metros, buscando-se saber o FS
5	Aterro reforçado HGE com altura de 4,2 metros. Obter o valor de T para FS = 1,3
6	Aterro MGE com altura igual a 4,2 metros, buscando-se saber o FS

#### 4.3.1 Análise no programa Slide

Este programa foi o primeiro a ser utilizado no presente trabalho. Sua interface é bem simples, o que facilitou o estudo de casos. Além disso, foi dada a prioridade na operação do programa para a obtenção de valores, pois para a manipulação do mesmo, são necessários poucos parâmetros dos solos.

Os parâmetros utilizados no programa estão de acordo com o que foi mencionado em Bergado *et al.* (1994) e apresentado no Item 2.1, que foram obtidos em campo. Para o aterro CE foi utilizado o peso específico de 18,5 kN/m e 19,2 kN/m para os aterros HGE e MGE.

As nomenclaturas e profundidades dos solos são as mesmas do Item 4.2.1, Tabela 8 do presente trabalho. A Tabela 12 mostra os parâmetros utilizados em cada solo, utilizando  $\mu = 0,87$ , para as análises no programa Slide.

Tabela 12 – Parâmetros do solo mole utilizados nas análises no programa Slide

Camadas / Dados	$S_u$ inicial em kPa ( $\mu = 0,8$ )	$\rho$ em kPa/m	Peso específico em kN/m <sup>3</sup>	Espessura em metros
Crosta Ressecada	43,5	-12,18	15	2,5
Argila mole de cor cinza escura 1	13,05	–	15	1,5
Argila mole de cor cinza escura 2	13,05	2,9	15	4,5
Argila média com lentes de areia	26,10	6,525	15,8	2,0

Os parâmetros da Tabela 12 foram utilizados em todos os Cenários, sem alterações. A profundidade do nível de água variou conforme mencionado em Bergado *et al.* (2002) entre 1 e 1,5 metro sazonalmente, porém para efeito de análise computacional tais variações não mudaram consideravelmente os fatores de segurança nas análises e, portanto, optou-se pela profundidade de 1,5 metros.

A Figura 46 mostra a geometria básica utilizada para todas as análises, como o Cenário 1. Todas as análises foram feitas com a metade das larguras do aterro e solo mole, pois de acordo com as análises, a superfície de ruptura tendia sempre ao lado de abertura da vala. Portanto, para uma melhor visualização da análise no trabalho optou-se pela colocação de apenas a metade dessas larguras.

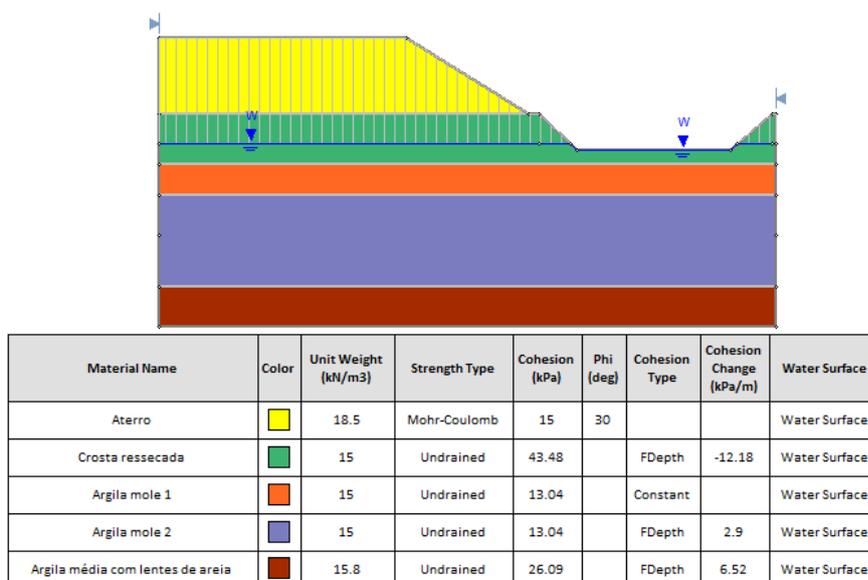


Figura 46 – Análise do Cenário 1 no programa Slide

Ressalta-se também que foram alteradas apenas as alturas dos aterros, mantendo-se as mesmas inclinações. Foi colocado reforço nos aterros HGE e MGE, de acordo com o que foi realizado em campo, ou seja, uma camada de reforço no aterro HGE simulando o geossintético Polyfelt PEC 200 e quatro camadas no aterro MGE sendo três camadas simulando o geossintético Polyfelt TS 420 e uma camada simulando o geossintético Polyfelt TS 700.

Outra observação a ser feita é que foram testadas também profundidades mais amplas para o solo mole dos Cenários de modo que a superfície de ruptura

pudesse ter uma amplitude maior e com isso o fator de segurança ser alterado. Porém o FS não foi alterado, e também tais superfícies críticas não foram alteradas, logo, foram colocadas profundidades menores de modo que no presente trabalho pudessem ser visualizados mais detalhes nas Figuras. Em todas as análises, as superfícies de ruptura alcançavam a profundidade máxima na camada Argila mole de cor cinza escura 2, conforme ocorrera em campo.

Respeitou-se as dimensões dos aterros do trabalho de Bergado *et al.* (1994), que foram realizadas conforme foi exposto em Bergado *et al.* (2002) com larguras da base no topo de 24 metros (12 metros do eixo do aterro). Os parâmetros dos aterros também variaram de Cenário para Cenário, bem como as coesões, pois, de acordo com Bergado *et al.* (2002) as chuvas sazonais alteraram tais características dos aterros. A Tabela 13 mostra os valores desses parâmetros e também outras características das análises.

Ressalta-se que a resistência à Tração, presente na Tabela 13, foi obtida de diferentes maneiras de acordo com o Cenário. O valor de Resistência à tração do Cenário 2 foi obtido de Bergado *et al.* (1994) por aproximação, já que os valores de altura de aterro estavam muito próximos. Para os Cenários 3 e 5, onde se objetivava obter um FS = 1,3, foram arbitrados valores até que o fator de segurança alcançasse o valor desejado. O valor do Cenário 4 foi obtido de Bergado *et al.* (1994). O Cenário 6 não teve nenhum valor informado em Bergado *et al.* (1994) nem em Bergado *et al.* (2002), por isso o valor foi obtido do Item 4.1.1.

Tabela 13 – Dimensões e características dos aterros na análise pelo Slide

Cenários	Coesão (kPa)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Altura de aterro (metros)	Tipo	Profundidade <i>Tension Crack</i> (metros)	Resistência à Tração (kN/m)
1	15	18,5	4	CE	1,5	–
2	10	19,2	4	HGE	2,5	60
3	10	19,2	4	HGE	4	125
4	10	19,2	4,2	HGE	2,5	60
5	10	19,2	4,2	HGE	4	135
6	10	19,2	4,2	MGE	2,5	11,55

Em todos os Cenários foram utilizadas as rupturas não circulares, da esquerda para direita. E em todos os aterros foram utilizados ângulos de atrito com o valor igual a  $30^\circ$ , que de acordo com os autores esse parâmetro não foi alterado mesmo com as chuvas.

Um problema comum nas análises foi a presença de tensões de tração interlamelares. Logo foi necessária a verificação da profundidade máxima da ocorrência de tais tensões e colocação da malha *Tension Crack* disponível no programa Slide. A Figura 47 mostra a força resultante de tração encontrada com um valor negativo. Observa-se que tais forças alteravam o fator de segurança do conjunto de aterros reforçados e não reforçados.

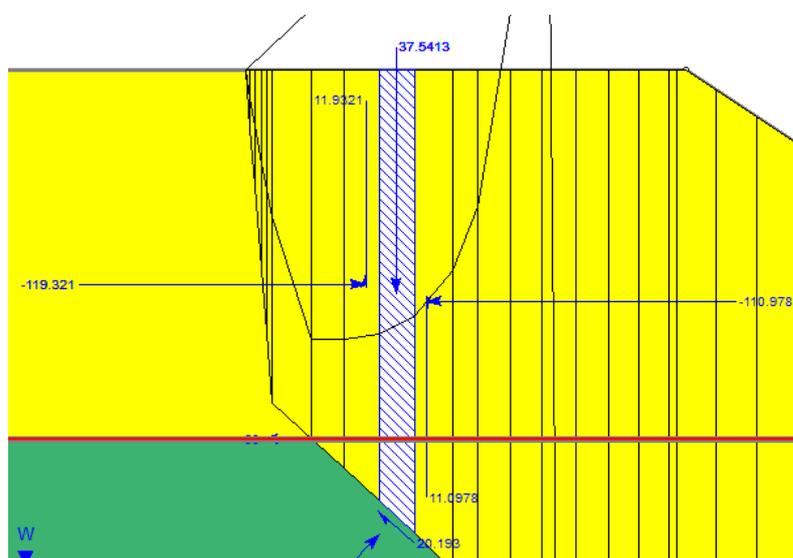


Figura 47 – Tração ocorrendo antes da colocação do *Tension Crack* no Cenário 4

Os reforços foram colocados na base do aterro, entre o aterro e o solo mole. Os geossintéticos utilizados nas análises foram colocados de forma passiva, já que eles só mobilizam sua resistência à tração quando deformados. As trações utilizadas estão apresentadas na Tabela 13.

Os valores de coesão e ângulo de atrito no contato aterro/reforço foram definidos iguais a  $2/3$  do valor da coesão e ângulo de atrito do aterro, com magnitudes de 10 kPa e  $20^\circ$ , respectivamente. A Figura 48 mostra o aterro do Cenário 2 com o reforço (em vermelho) por toda a extensão do aterro.

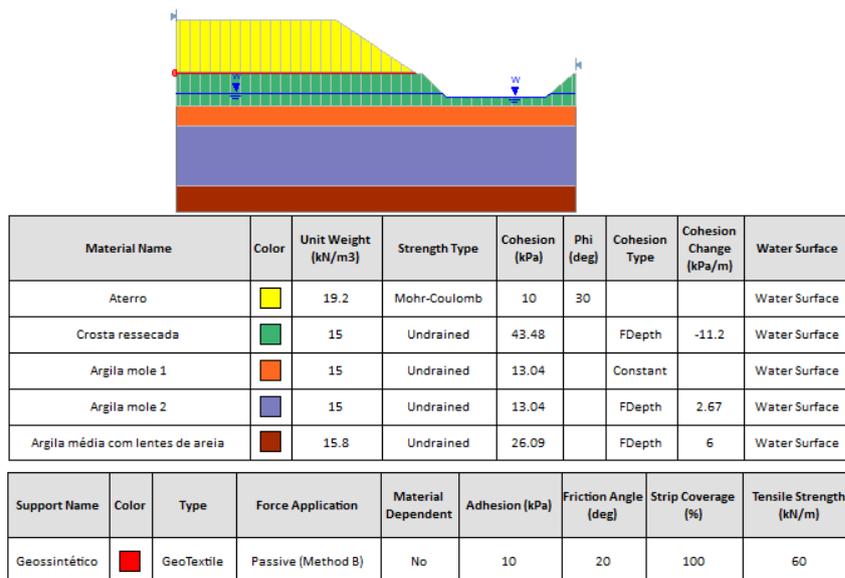


Figura 48 – Aterro com reforço para o Cenário 2

A Tabela 14 apresenta os valores de FS obtidos para cada cenário descrito pela Tabela 11.

Tabela 14 – Fatores de segurança obtidos com os Cenários simulados no Slide

Cenários	FS por Spencer	FS por Janbu Simplificado	FS por Bishop Simplificado	FS por Fellenius	FS por Morgenstern- Price
1	0,995	0,907	0,929	0,261	1,007
1 B	1,051	0,915	0,952	0,258	1,054
2	1,099	1,11	1,112	0,238	1,066
3	1,251	1,637	1,593	0,137	1,302
4	1,074	1,08	1,083	0,003	1,078
5	1,232	1,595	1,549	0,129	1,275
6	0,942	0,861	0,890	0,252	0,957

A Figura 49 mostra uma superfície de ruptura crítica obtida pelo Cenário 6. O método que serviu de base para o cálculo desta superfície foi o de Morgenstern - Price. Nesta observa-se uma ruptura em linha reta até a profundidade da malha de

*Tension Crack* e uma superfície de ruptura próxima a um círculo após esta, mostrando que tal malha teve influência nos resultados obtidos.

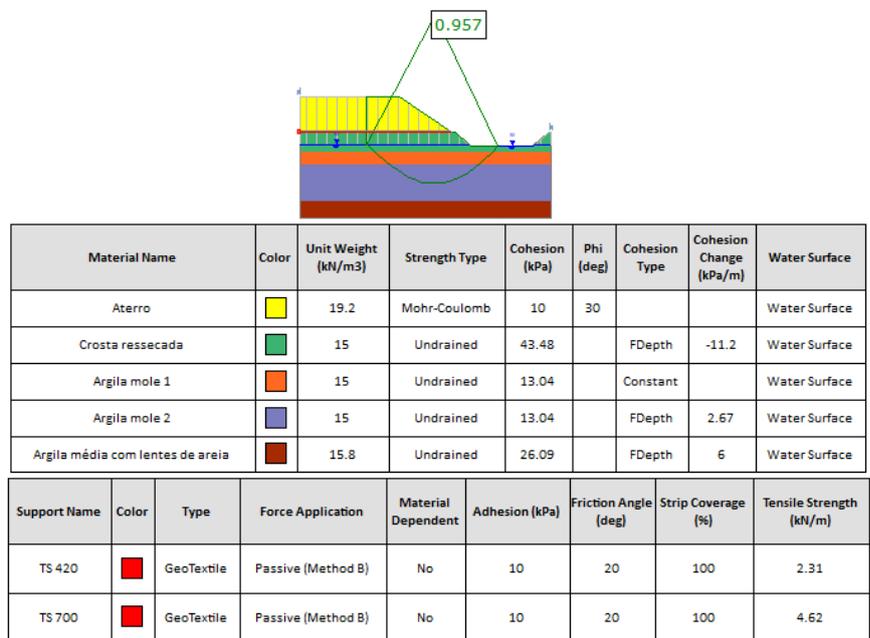


Figura 49 – Método de Morgenstern - Price para o Cenário 6

O Cenário 1 foi testado chegando-se à ruptura do aterro CE em uma altura de aproximadamente 4 metros. Os métodos que mais se aproximaram à situação de campo foram Spencer e Morgenstern - Price, ambos com valores que indicam uma possível ruptura do aterro.

Para testar o FS do aterro HGE com a altura de 4 metros, foi gerado o Cenário 2, testando assim se o reforço fora útil, já que o aterro CE (sem reforço) rompeu com esta altura segundo Bergado *et al.* (1994). De acordo com a Tabela 14, conclui-se que os valores variaram em torno de um FS de 1,10 em praticamente todos os métodos, exceto o de Fellenius. Os métodos de Janbu e Bishop Simplificados foram os que concederam valores de fator de segurança ligeiramente maiores.

Para efeito de comparação, foi realizada uma análise adicional do Cenário 1, com a resistência à Tração do Cenário 2 (60 kN/m). O método de Morgenstern - Price concedeu um valor de FS de 1,054, para este novo Cenário 1 B. Desta forma, o reforço de geossintético usado no Cenário 2 teve um pouco de influência sobre o

FS, apesar do último valor apresentado representar uma possível ruptura do aterro reforçado.

Com o objetivo de simular uma situação em que o FS do aterro HGE fosse de 1,3 para uma altura de aterro de 4 metros, desejando-se obter o valor de T do reforço, foi gerado o Cenário 3. Diversos valores de tração mobilizada foram testados, e o valor de 125 kN/m foi achado para um FS de 1,302 com o método de Morgenstern - Price.

O Cenário 4 foi testado justamente para saber se, de acordo com os cálculos do *software* e do valor de  $\mu$  obtido no Item 4.2.2, o aterro romperia com uma altura de 4,2 metros para o modelo HGE. A Figura 19 mostra uma grande diferença de deslocamentos horizontais quando o aterro HGE alcança a altura de 4,2 metros, o que indicaria uma possível ruptura do conjunto de aterro reforçado. Os fatores de segurança obtidos pelo Slide também indicam uma possível ruptura nesta altura de aterro (FS  $\approx$ 1,08).

A fim de se obter um valor de tração mobilizada no reforço tal que elevasse o fator de segurança do HGE, com altura de 4,2 metros, até 1,3, foi testado o Cenário 5. E o valor obtido, depois de algumas tentativas, foi de 135 kN/m para um FS de 1,275 pelo método de Morgenstern - Price. Esse método, mais uma vez foi o que mais se aproximou do valor desejado.

Desta forma pode-se estabelecer um valor para J para o aterro HGE, diante dos cálculos realizados no Item 4.1.1 no presente trabalho. O valor do módulo de rigidez do reforço do aterro HGE, levando-se em consideração o valor de  $\epsilon_a$  permissível de 3,3 %, necessário seria, de acordo com a Equação (34):

$$J = \frac{T}{\epsilon_a} = \frac{135}{3,3\%} \approx 4100 \text{ kN/m} \quad (34)$$

Observa-se que este valor de J é bem maior que o utilizado em Bergado *et al.* (1994) que foi de J = 1700 kN/m. Ou seja, para uma altura de aterro HGE de 4,2 metros, seria necessário um reforço de geossintético com uma rigidez bem maior que a utilizada em campo.

Para se obter o fator de segurança do aterro MGE na altura 4,2 metros, em que segundo Bergado *et al.* (1994) ocorreu a ruptura, foi testado o Cenário 6. Os

métodos de Spencer e Morgenstern - Price ficaram com valores de FS bem próximos de 1, valor que indica uma provável ruptura (Tabela 14). Portanto, mais uma vez os valores obtidos com os métodos se aproximaram do observado em campo.

Os métodos utilizados nesse trabalho são os mais comumente usados para cálculos de superfície de ruptura crítica para Método do Equilíbrio Limite. Dentre estes métodos, apenas o método de Fellenius se mostrou, em todos os Cenários, diferente dos valores médios obtidos. Este método é o mais geral, não considera muitas variáveis para o cálculo, tornando-o simples, porém em desacordo muita das vezes com a realidade. Além disso, conforme pode ser observado na Figura 50, o método não retrata uma superfície de ruptura real em alguns casos, como o do Cenário 4.

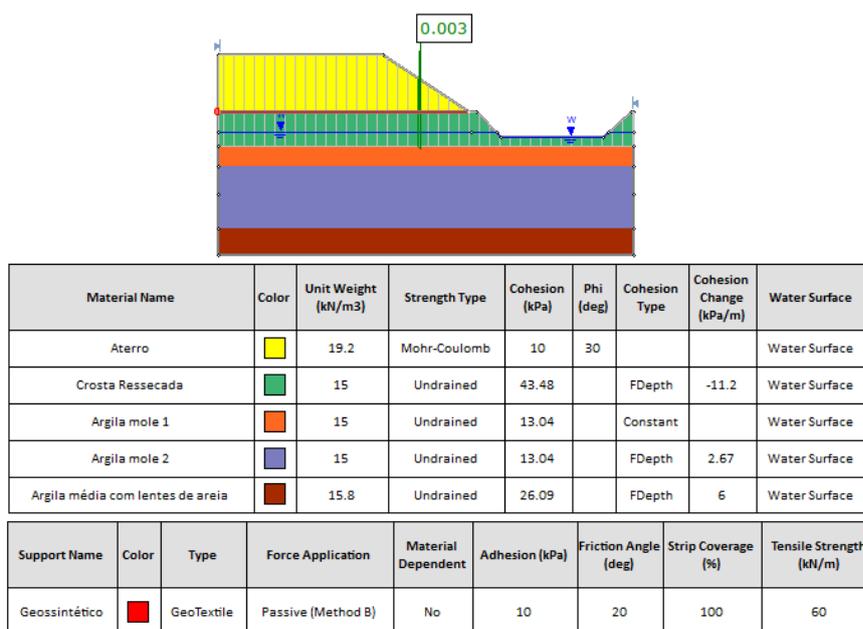


Figura 50 – Superfície de ruptura pelo método de Fellenius no Cenário 4

Apesar dos outros métodos concederem valores bem próximos, demonstrando que mesmo com metodologias de cálculos diferentes, eles tendem a obter valores de FS próximos, destaca-se que o método de Bishop é utilizado para superfícies de ruptura circulares, e os métodos mais completos são o de Morgenstern – Price e Spencer.

#### 4.3.2 Análise no programa PLAXIS

Bergado *et al.* (2002) analisou os aterros experimentais de seu trabalho de 1994 em Cenários no programa PLAXIS. Este programa trabalha de forma diferente ao Slide, pois utiliza o Método dos Elementos Finitos. Portanto, o PLAXIS leva em consideração as deformações do solo e suas características para tais considerações como módulo de elasticidade, módulo de cisalhamento, coeficiente de Poisson, entre outros.

Como não se possuíam alguns parâmetros do solo de fundação do *Asian Institute of Technology*, local aonde foram feitos os aterros testes, o presente trabalho optou por colher os mesmos dados utilizados por Bergado *et al.* (2002).

O solo mole foi subdividido em 5 subcamadas, da mesma maneira que Bergado *et al.* (2002), chamadas de Solo Mole 1, 2, 3, 4 e 5 respectivamente, seguindo a ordem de profundidade dessas subcamadas. O Solo Mole 1, de cor verde, o Solo Mole 2 de cor bege, o Solo Mole 3 de cor violeta, o Solo Mole 4 (cor rosa) e o Solo Mole 5, com a cor marrom estão representados na Figura 51. As profundidades das respectivas subcamadas estão mencionadas na Tabela 15, observa-se que as espessuras de cada subcamada também seguiram os dados mencionados em Bergado *et al.* (2002). A Figura 51 também mostra a malha utilizada nas análises (modelo *Plane Strain*, elementos com 15 nós) melhor detalhada no Item 4.3.2.1.1.

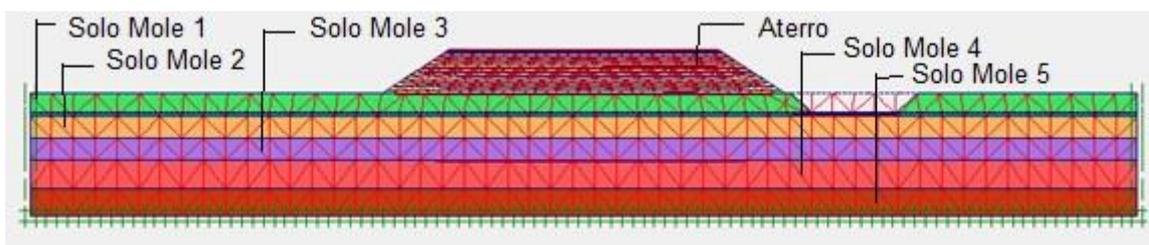


Figura 51 – Malha e geometria do Cenário 1 no PLAXIS

Os mesmos Cenários que foram analisados no Slide, também foram analisados no PLAXIS. Porém, neste programa procurou-se dar um foco nas medições que foram apresentadas tanto no trabalho de Bergado *et al.* (1994) quanto

no trabalho de Bergado *et al.* (2002). Com estes dados, buscou-se fazer comparações de curvas obtidas no programa PLAXIS.

Observa-se que no caso específico do PLAXIS foi criado um Cenário 7, para comparar com as informações de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002). Este Cenário possui uma altura de aterro de 6,0 metros, com inclinações e medidas da base superior do aterro, semelhantes ao aterro HGE do Item 4.3.1. As medidas e inclinações das valas em todos os Cenários foram as mesmas que o Item 4.3.1, incluindo o Cenário 7.

A Tabela 15 traz os parâmetros utilizados no programa PLAXIS para cada subcamada de solo mole. Os modelos de solos utilizados foram do tipo Mohr-Coulomb (MC), para o solo mole 1, e para os demais solos foram do tipo *Soft Soil* (SS) com comportamentos não drenados para todos os solos de fundação.

Os ângulos de atrito dos solos compressíveis foram de 23°, simulando as mesmas condições de Bergado *et al.* (2002). Todas as características citadas, bem como os parâmetros expostos na próxima Tabela 15 foram utilizados em todos os Cenários.

Os coeficientes de permeabilidade horizontal ( $k_h$ ) das subcamadas do solo mole de Bergado *et al.* (2002) não foram mencionados, nem no trabalho de Bergado *et al.* (1994). Por este motivo, no presente trabalho optou-se por igualar os coeficientes de permeabilidade vertical ( $k_v$ ) e horizontal de cada subcamada existente, parâmetros esses também apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Parâmetros dos solos seguindo o modelo de Bergado *et al.* (2002)

	Coesão (kPa)	$\lambda^*$	$k^*$	G	( $k_v$ e $k_h$ ) $\times 10^{-4}$ (m/dia)	OCR	Modelo	Espessura (metros)
Solo Mole 1	20	–	–	1500	2	7,84	MC	2,0
Solo Mole 2	4	0,15	0,03	–	1	2,11	SS	2,0
Solo Mole 3	2,5	0,15	0,03	–	1	1,66	SS	2,0
Solo Mole 4	2	0,13	0,026	–	1	1,53	SS	2,5
Solo Mole 5	2	0,08	0,018	–	2	1,46	SS	2,5

O *software* PLAXIS tem embutido em seu programa uma gama de fórmulas, que permitem calcular parâmetros a partir de outros de entrada. Um deles é o módulo de elasticidade do solo. Este parâmetro, segundo o manual do programa, é calculado de acordo com a lei de Hooke, a partir do módulo de cisalhamento do solo e de seu coeficiente de Poisson (dados de entrada) através da Equação (35):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu')} \quad (35)$$

Com isso, os valores do módulo de cisalhamento do aterro e do solo mole 1, ambos analisados no modelo Mohr - Coulomb, serão respectivamente 3065 kN/m<sup>2</sup> e 3990 kN/m<sup>2</sup>. Foram utilizados os valores de coeficiente de Poisson 0,33 para os solos moles 1, 2 e 3 e para os aterros CE, HGE e MGE. Para os solos moles 4 e 5 foram utilizados os valores de coeficiente de Poisson de 0,25 e 0,20 respectivamente.

De acordo com o manual do PLAXIS, o ângulo de dilatação  $\psi'$  de solos argilosos tende à zero, e por esse motivo o presente trabalho optou por usar esse valor ( $\psi' = 0$ ) para todas as subcamadas do solo mole das análises no PLAXIS. Bergado *et al.* (2002) calcula o coeficiente de empuxo no repouso do solo ( $K_0$ ) através da Equação (36):

$$K_0 = K_{0(NC)} \times OCR^m \quad (36)$$

Onde o parâmetro “m” tem o valor de 0,3 de acordo com Ladd (1991), e  $K_{0(NC)}$  é referente ao valor do coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado, de acordo com Jaky (1948), que é obtido através da Equação (37):

$$K_{0(NC)} = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (37)$$

O valor de  $K_0$  é um dos parâmetros de entrada necessários no PLAXIS, e por isso foram calculados todos os coeficientes de empuxo no repouso das subcamadas

do solo mole e também de todos os aterros (CE, HGE e MGE). Estes valores estão demonstrados na Tabela 16:

Tabela 16 – Valores dos coeficientes de empuxo no repouso dos solos das análises

Solos	Ângulo (graus)	$K_{0(NC)}$	$K_0$
Solo Mole 1	23	0,609	1,13
Solo Mole 2	23	0,609	0,76
Solo Mole 3	23	0,609	0,71
Solo Mole 4	23	0,609	0,69
Solo Mole 5	23	0,609	0,68
Aterros CE, HGE e MGE	30	0,500	0,50

Os aterros das análises também seguiram os parâmetros utilizados por Bergado *et al.* (2002) em suas análises no PLAXIS. Os ângulos de atrito usados foram de 30° para todos os Cenários nas análises pelo programa. Os coeficientes de Poisson e ângulos de dilatância também foram utilizados com os mesmos valores para todos os Cenários, tendo os valores de 0,33 e 8° respectivamente em todos os aterros.

As coesões e os pesos específicos tiveram valores diferentes para cada aterro. O Cenário 1 que tinha o tipo CE teve seu aterro com um valor de intercepto coesivo de 15 kPa e peso específico não saturado e saturado de 18,5 kN/m<sup>3</sup>. Os demais Cenários tinham ou o tipo HGE ou MGE e tiveram as coesões e pesos específicos com valores de 10 kPa e 19,2 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente.

Todos os Cenários tiveram aterros com base superior medindo 12,0 metros e inclinação de 1,5H:1V. Os parâmetros utilizados em todos os aterros foram ainda: modelo constitutivo Mohr - Coulomb drenado, permeabilidades horizontal e vertical iguais a 1m/dia, dados estes presentes em Bergado *et al.* (2002).

As malhas utilizadas para todas as análises foram: modelo *Plane Strain*, elementos com 15 nós, distribuição dos elementos muito refinada, mais um refinamento global e bordas laterais do solo de fundação com consolidação e fluxo fechados. O nível de água foi colocado na profundidade de 1,8 metros, estando na

mesma profundidade da vala aberta ao lado do aterro, facilitando assim todas as análises.

No Cenário 1, primeiramente comparou-se as curvas de deslocamentos horizontais existentes no trabalho de Bergado *et al.* (2002) com as curvas obtidas pela análise no PLAXIS e as curvas obtidas com a medição em campo com os aterros testes de 1994, através dos inclinômetros no pé dos aterros.

Observa-se que, segundo Bergado *et al.* (1994), os dados desses deslocamentos em campo foram obtidos um dia antes da ruptura (dia 24). Na análise do presente trabalho a quantidade de dias para comparação foi exatamente a mesma da análise realizada em Bergado *et al.* (2002). Os tempos utilizados nas análises foram em dias e a sequência do crescimento do aterro foi baseado na análise numérica de Bergado *et al.* (2002).

Ressalta-se ainda que em Bergado *et al.* (1994) foi mencionado que os aterros HGE e MGE tiveram as mesmas taxas de crescimento. Por isto, nos Cenários desses aterros, foram utilizados os mesmos crescimentos de aterros seguindo a única literatura que mencionava tal crescimento, a análise numérica de Bergado *et al.* (2002). A escavação em todos os Cenários levou 10 dias.

#### 4.3.2.1 Cenário 1 (aterro CE)

A seguir serão expostas as análises do presente trabalho realizadas no PLAXIS para o aterro CE, com as análises realizadas em Bergado *et al.* (2002) no mesmo *software* e dados de Bergado *et al.* (1994) medidos em campo. Serão comparados dados relativos a deslocamentos horizontais, excessos de poropressão e recalques do aterro CE.

##### 4.3.2.1.1 Geometria e malha

Nas análises para o aterro CE foi utilizada a altura de aterro igual a 4,0 metros. Vale ressaltar que o número total de elementos nas análises foi de 926. A malha utilizada bem como a geometria do aterro CE (Cenário 1) está mostrada na Figura 51.

#### 4.3.2.1.2 Deslocamentos horizontais

A Figura 52 compara as curvas obtidas entre as análises do Cenário 1 do presente trabalho, de Bergado *et al.* (2002) e dos dados dos deslocamentos horizontais obtidos em campo (Bergado *et al.*, 1994) para o aterro CE, no pé do aterro.

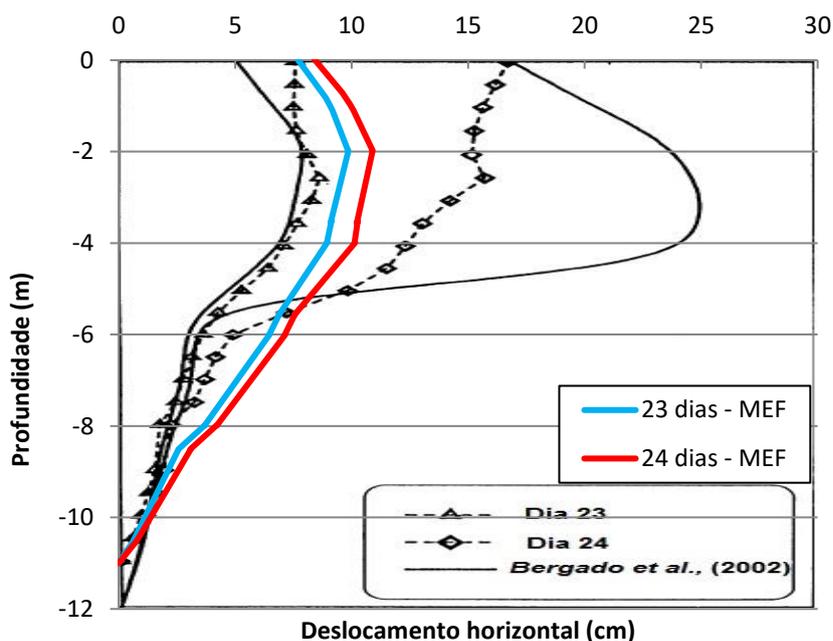


Figura 52 – Comparativo de deslocamentos horizontais - Cenário 1 - aterro CE (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

Percebe-se no comparativo, que a curva de Bergado *et al.* (2002) e do presente trabalho apresentam valores de deslocamentos máximos em profundidade e magnitudes semelhantes aos da medição de campo para o dia 23. Observa-se também que, de acordo como método de Leroueil (2001), a ruptura do aterro ocorreu no dia 22 (Figuras 53 e 54), logo os dados após este dia serão mais qualitativos que quantitativos.

A Figura 53 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais, obtidos no PLAXIS, ao longo da profundidade do solo mole para o Cenário 1 de acordo com a evolução da altura do aterro. Os pontos de retirada dos valores da Figura 53 foram no pé do aterro.

Leroueil (2001) desenvolveu uma relação entre a velocidade do deslocamento horizontal (em milímetros por dia) e o FS para um aterro. A Figura 54 mostra essa relação.

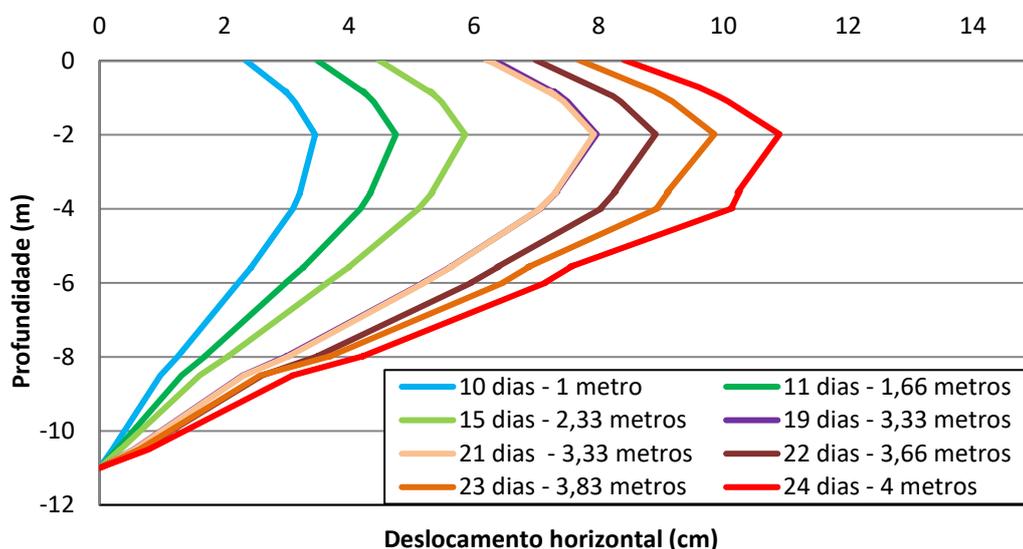


Figura 53 – Evolução dos deslocamentos horizontais do Cenário 1

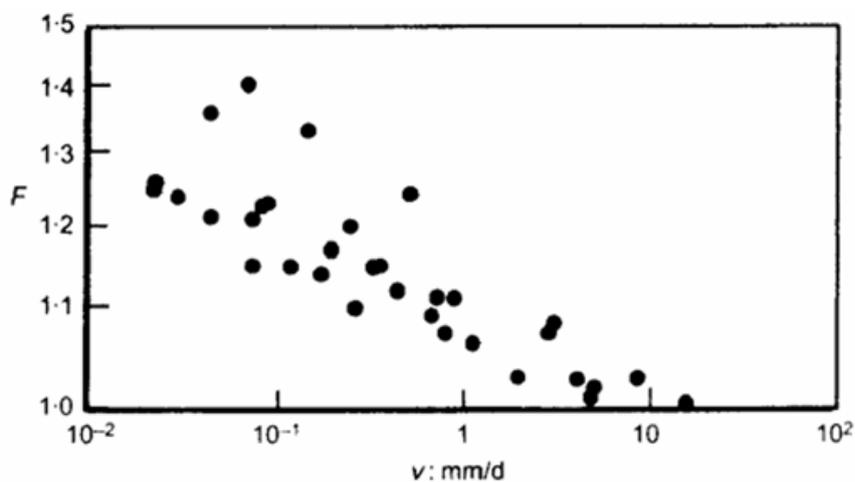


Figura 54 – Relação entre deslocamentos horizontais (mm/dia) e FS para aterros (Leroueil, 2001)

Diante da relação apresentada na Figura 54 foi realizada uma análise dos deslocamentos horizontais no pé do aterro para o Cenário 1, a fim de determinar, de forma aproximada, a altura em que o aterro sofreu a ruptura. A relação entre as variações dos deslocamentos está na Tabela 19 do ANEXO II do presente trabalho.

Percebeu-se que houve um deslocamento de 19,11 mm/dia no dia 22 de construção do aterro, com a altura do aterro de 3,66 metros. Tal variação de deslocamento, de acordo com a Figura 54, dará um FS menor que 1, apontando uma possível ruptura do aterro.

O presente trabalho realizou uma análise no *software* Slide para uma altura de aterro de 3,7 metros, a fim de obter o FS pelo método de Morgenstern – Price. A Figura 55 mostra o resultado gerado para o Cenário 1 nas condições citadas, para um  $\mu = 0,87$ , com um FS de 1,07, mostrando uma possível ruptura do aterro.

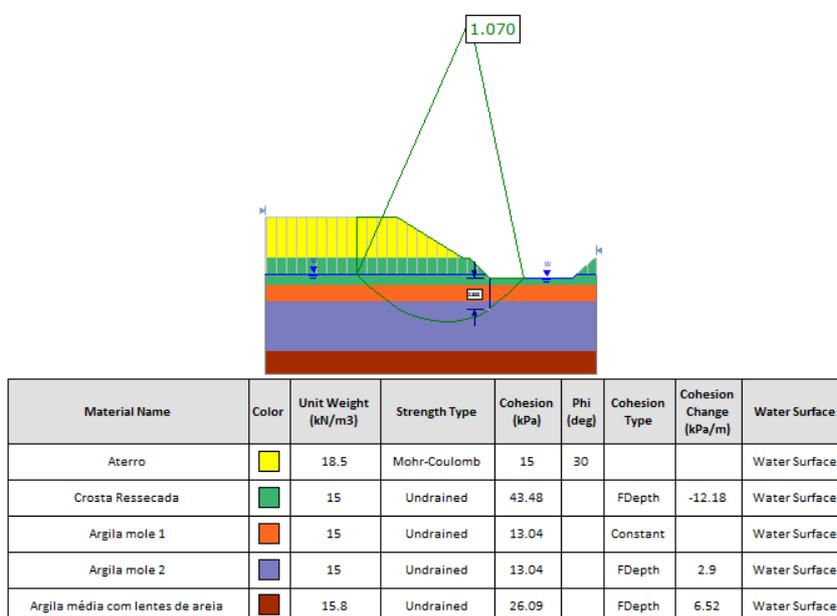


Figura 55 – FS pelo método de Morgenstern – Price - Cenário 1 –  $H_{\text{aterro}} = 3,7$  metros

O deslocamento máximo encontrado no PLAXIS, referente ao dia 23, foi de 10 centímetros no presente trabalho, e na medição em campo de 8 centímetros. No dia 24, em que se atingiu a altura máxima do aterro, houve discrepâncias nas duas análises no PLAXIS, demonstrando que o programa concede valores satisfatórios antes da ruptura.

#### 4.3.2.1.3 Excessos de poropressão

Também foram comparados os excessos de poropressão obtidos em Bergado *et al.* (1994) com as obtidas pela análise computacional do presente trabalho. A

comparação está ilustrada na Figura 56 levando-se em consideração as profundidades 3 m, 5 m e 7 m, profundidades nas quais os piezômetros foram instalados para medir os excessos de poropressão. Ressalta-se que Bergado *et al.* (1994) utilizou a unidade de toneladas por metro quadrado ( $T/m^2$ ) e portanto, no presente trabalho foi mantida a unidade para possibilitar a comparação no gráfico.

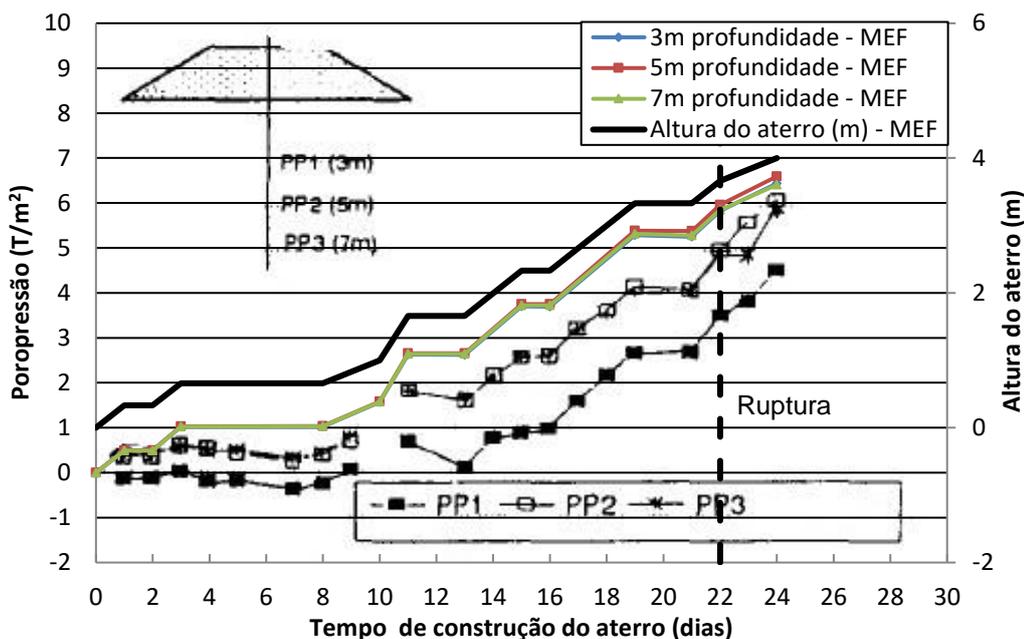


Figura 56 – Comparativo de excessos de poropressão - Cenário 1 (adaptado de Bergado *et al.*, 1994)

Os excessos de poropressão obtidos pelo PLAXIS nas três diferentes profundidades de acordo com a Figura 56 foram bem próximos entre si. Porém estes resultados se mostraram acima dos obtidos em campo, se aproximando mais do resultado de campo na altura de 4,0 metros do aterro CE, entretanto a análise conseguiu reproduzir o comportamento de campo. A Tabela 20 contém os valores dos excessos de poropressão obtidos para este Cenário e está no ANEXO II.

Ainda no Cenário 1, foi realizada uma última análise referente ao recalque do aterro. A Figura 57 ilustra os recalques obtidos ao longo da construção do aterro CE, nos pontos de altura de aterro conforme expostos na Tabela 21, do ANEXO II. Observa-se que não foram mencionados dados de recalque no trabalho de Bergado *et al.* (1994) nem em Bergado *et al.* (2002).

Ressalta-se ainda que na Figura 57, é exposta a altura total de crescimento do aterro CE, enquanto que na Tabela 21 do ANEXO II estão mencionadas as alturas líquidas do aterro, ou seja, a altura total subtraída do recalque para a mesma altura.

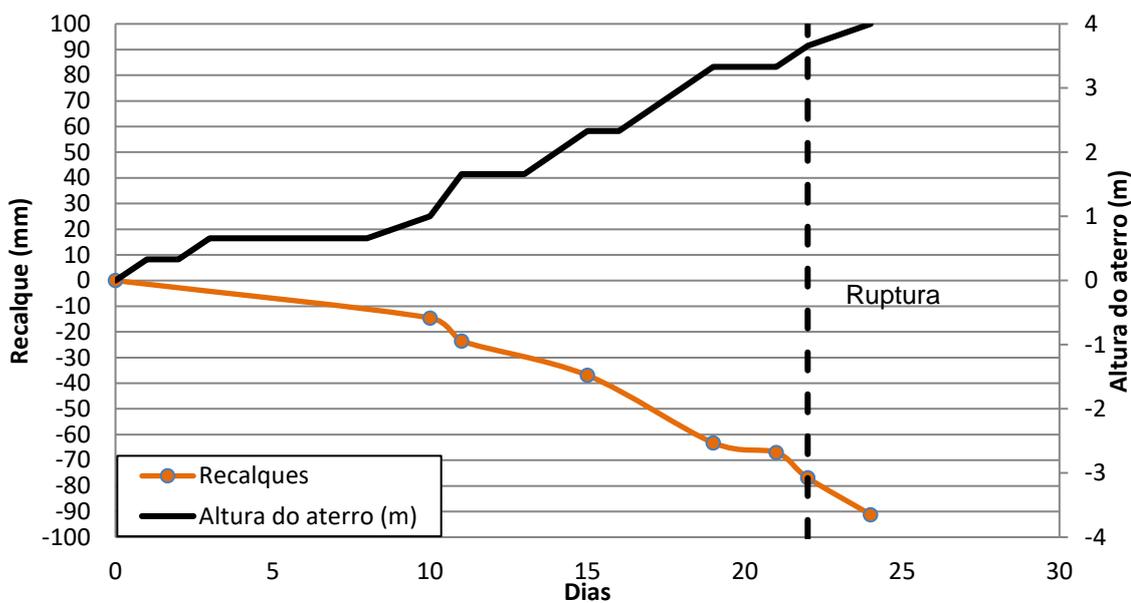


Figura 57 – Recalque no Cenário 1

O valor máximo de recalque obtido foi de 91 milímetros para a altura total de 4,0 metros de aterro (altura líquida de 3,10 metros, aproximadamente) no dia 24. Bergado *et al.* (2002) faz um comparativo dos recalques dos aterros CE, HGE e MGE, estes comparativos serão apresentados no Item 4.3.2.4.

#### 4.3.2.1.4 Deslocamentos totais e superfícies de ruptura

Por fim, foi realizado um comparativo entre os deslocamentos totais obtidos pelo PLAXIS e as superfícies de ruptura de Bergado *et al.* (2002) relativa à observação de campo. Antes da Figura comparativa, há a Figura 58 a qual mostra as deformações obtidas pelo PLAXIS para o Cenário 1. Nesta Figura, é perceptível duas faixas de deformações máximas, uma na profundidade aproximadamente de 5,0 metros e outra mais abaixo perto de 10,0 metros de profundidade. Estas duas faixas são explicativas para a Figura 59 que será mencionada no próximo parágrafo.

Observa-se pela Figura 59 que a superfície de ruptura em campo não ficou próxima à suposta superfície de ruptura encontrada na análise no PLAXIS (faixa em azul claro). Esta faixa em azul claro coincide com a segunda faixa da Figura 58 (profundidade aproximadamente de 10,0 metros). Já a primeira faixa da Figura 58 (profundidade 5,0 metros) coincide com a superfície de ruptura mencionada em Bergado *et al.* (2002). Portanto, infere-se que uma explicação para o fato da superfície de ruptura de Bergado *et al.* (2002) não coincidir com as análises do PLAXIS é que na primeira faixa de deformações (5,0 metros) houve a quebra do objeto de medição, ou seja, o bambu.

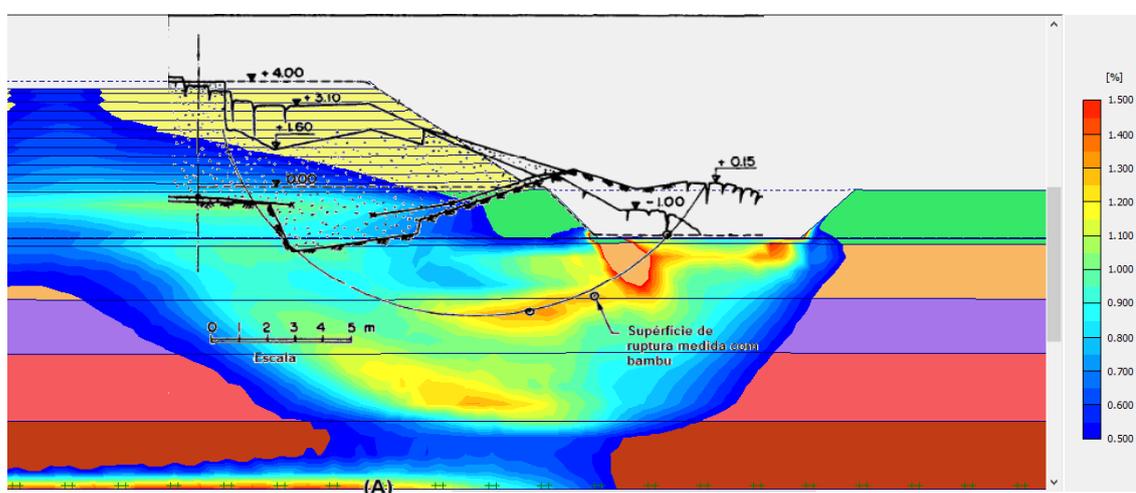


Figura 58 – Deformações na análise de PLAXIS e superfície de ruptura de campo – Cenário 1 (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

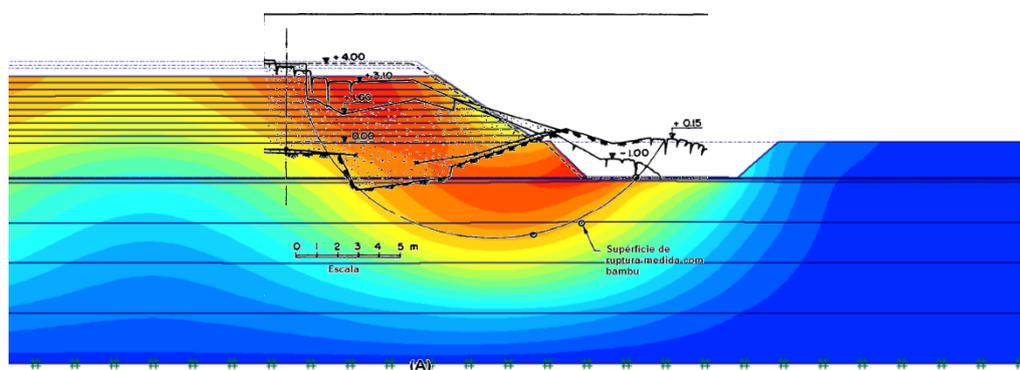


Figura 59 – Deslocamentos totais e superfície de ruptura de campo - aterro CE (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

#### 4.3.2.2 Cenário 6 (aterro MGE)

Para o Cenário 6, onde foi estabelecido o desenvolvimento do aterro MGE, não foram mostrados dados em Bergado *et al.* (1994), nem em Bergado *et al.* (2002).

Mesmo assim, o presente trabalho realizou algumas análises a fim de se obter alguns resultados como deslocamentos horizontais, altura de ruptura do aterro segundo Leroueil (2001), excessos de poropressão e recalques ao longo da construção do aterro.

##### 4.3.2.2.1 Geometria e malha

Nas análises para o aterro MGE foi utilizada a altura de aterro igual a 4,2 metros. Vale ressaltar que o número total de elementos nas análises foi de 959. Como reforço, foram utilizadas 4 camadas de geossintético, sendo três simulando o geossintético Polyfelt TS 420 (com módulo de rigidez de 2,31 kN/m) e uma simulando o geossintético Polyfelt TS 700 (com módulo de rigidez de 4,62 kN/m). A Figura 60 demonstra a malha e a geometria utilizadas para as análises com o aterro MGE (Cenário 6).

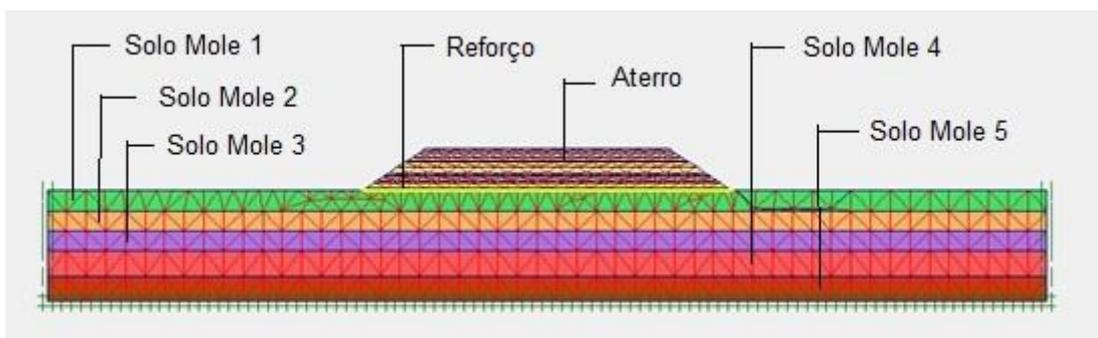


Figura 60 - Malha e geometria utilizadas para as análises com o aterro MGE - Cenário 6

##### 4.3.2.2.2 Deslocamentos horizontais

A Figura 61 apresenta a primeira análise realizada para este Cenário, que foi a análise dos deslocamentos horizontais no pé do aterro ao longo da profundidade do solo mole.

Observa-se que os deslocamentos no dia 55 da construção de aterro estão bem maiores que os deslocamentos horizontais nos demais dias. É justamente neste dia em que ocorre a ruptura de acordo com o método de Leroueil (2001). A Tabela 22 que está no ANEXO II mostra que há um deslocamento de 21,41 mm/dia no dia 55, com a altura de 4,2 metros de aterro.

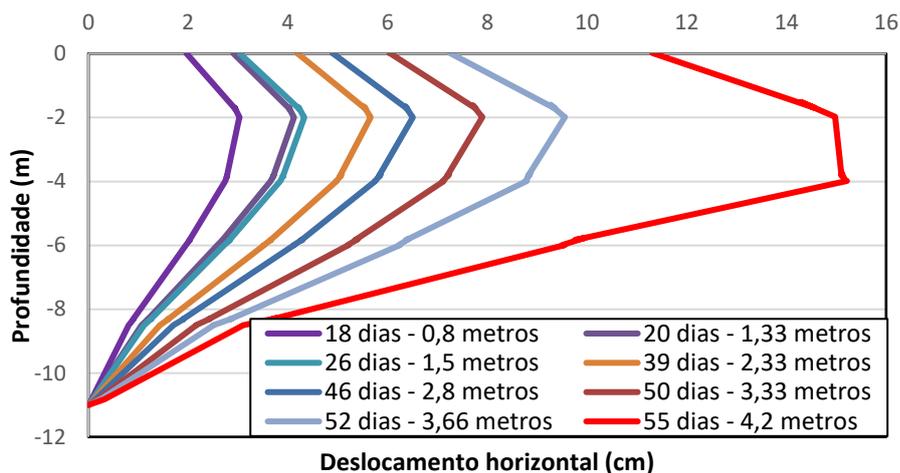


Figura 61 – Deslocamentos horizontais para o Cenário 6

Infere-se com esse resultado que o reforço garantiu uma altura de aterro adicional de ao menos 50 centímetros, já que no aterro CE (Cenário 1), a ruptura ocorreu segundo o método de Leroueil (2001), em uma altura de aterro de 3,7 metros aproximadamente. Observa-se ainda que o peso específico do aterro MGE é maior que do aterro CE ( $19,2 \text{ kN/m}^3$  contra  $18,5 \text{ kN/m}^3$ ), reforçando ainda mais a importância do geossintético utilizado.

#### 4.3.2.2.3 Excessos de poropressão

Os excessos de poropressão foram medidas nos mesmos pontos que do aterro CE, ou seja, nas profundidades do solo mole de 3,0 m, 5,0 m e 7,0 m no Cenário 6. As medidas obtidas estão na Tabela 23 do ANEXO II do presente trabalho e a Figura 62 mostra como estes valores crescem com a construção do aterro MGE.

Foram encontrados valores de poropressão perto de  $8 \text{ T/m}^2$  (aproximadamente 80 kPa) na altura de ruptura no Cenário 6 (4,2 metros).

Os recalques foram obtidos para o Cenário 6, a fim de no Item 4.3.2.4 realizar uma comparação entre os aterros analisados no *software* PLAXIS. Os valores dos recalques estão na Tabela 24 ANEXO II e a Figura 63 ilustra a evolução desses valores ao longo da construção do aterro MGE.

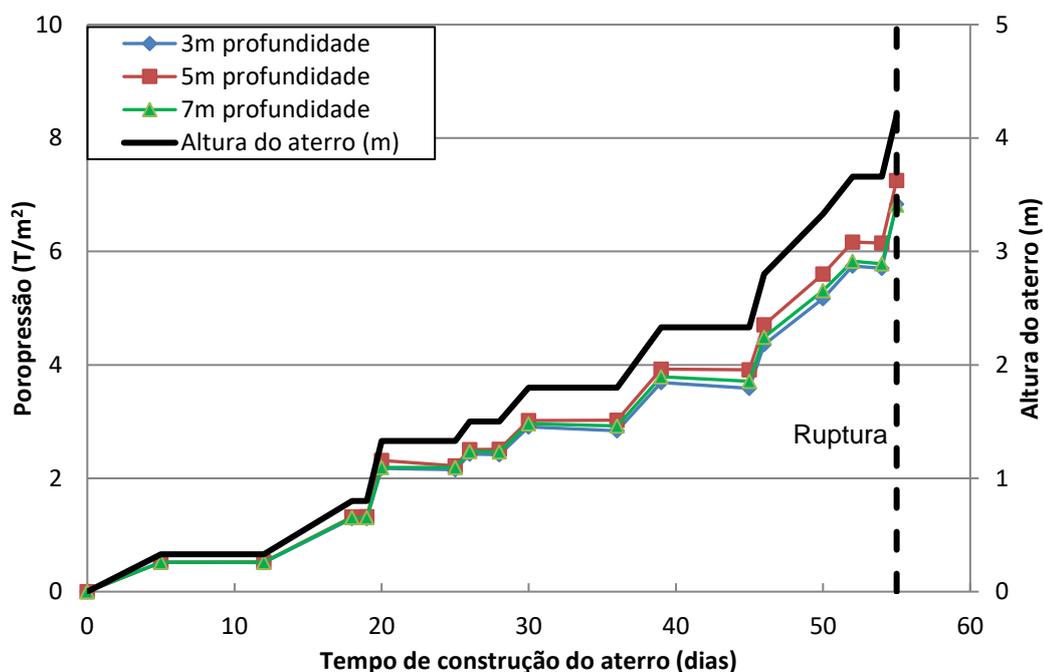


Figura 62 – Excessos de poropressão para o Cenário 6

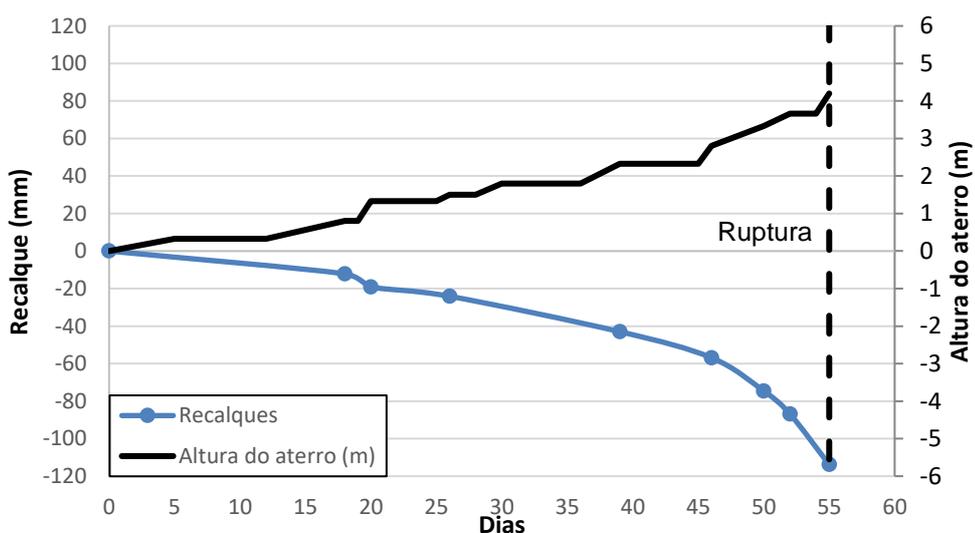


Figura 63 – Recalque no Cenário 6

Observa-se que as maiores variações de recalques ocorrem a partir da altura de aterro de 2,33 metros, altura bem inferior a de ruptura do aterro MGE.

#### 4.3.2.3 Cenário 7 (aterro HGE)

No Cenário 7, o qual foi analisado o aterro HGE, tinham-se dados nos trabalhos de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002) em que podiam ser feitas comparações com as análises do PLAXIS.

Observa-se que nas Figuras 68, 70, 71 e 72, provavelmente houve erros gráficos nos trabalhos de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002), pois o começo da construção do aterro ocorre no dia 5 e não no dia 0. Portanto, o presente trabalho fez a alteração na construção do aterro HGE apenas para possibilitar a comparação com os trabalhos. Logo, o início da construção do aterro nestas Figuras ocorre no dia 5.

##### 4.3.2.3.1 Geometria e malha

Nas análises para o aterro HGE foram utilizadas a altura de aterro igual a 6,0 metros. Vale ressaltar que o número total de elementos nas análises foi de 1177. O módulo de rigidez do geossintético utilizado na análise foi de 200 kN/m, sendo utilizada uma camada simulando o geossintético Polyfelt PEC 200. A Figura 64 mostra a malha e a geometria utilizadas para as análises com o aterro HGE (Cenário 7).

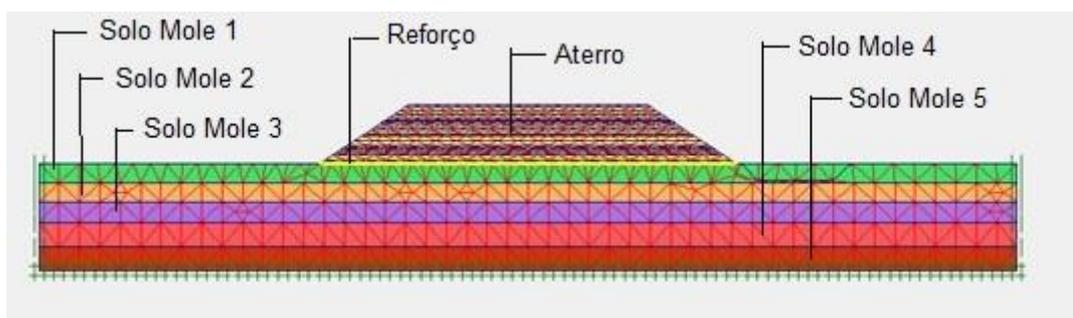


Figura 64 - Malha e geometria utilizadas no aterro HGE - Cenário 7

#### 4.3.2.3.2 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais foram obtidos e ilustrados na Figura 65, com os valores obtidos estando na Tabela 25 do ANEXO II.

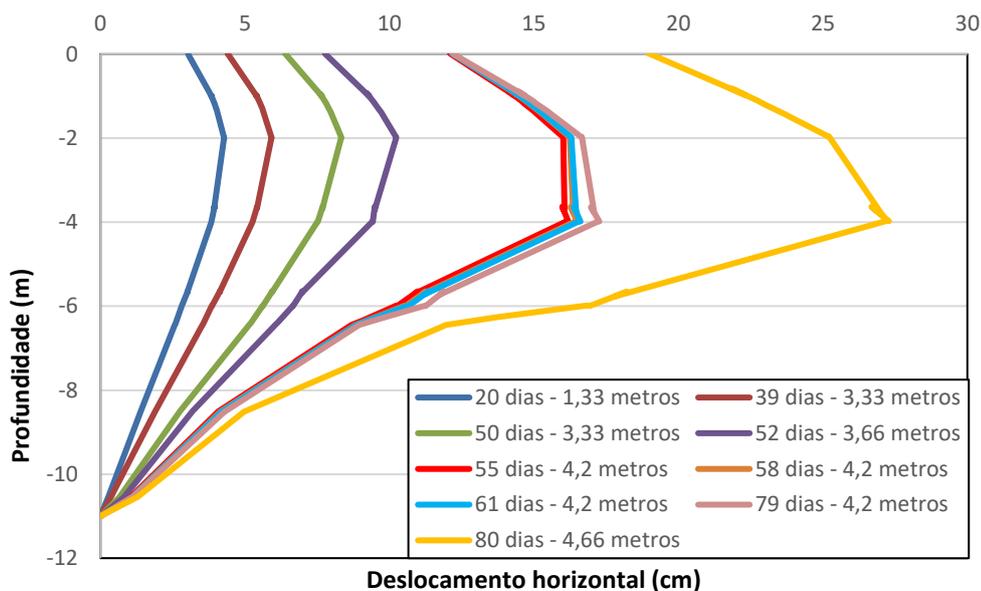


Figura 65 – Deslocamentos horizontais para o Cenário 7

Observa-se que houve uma considerável variação de deslocamento horizontal quando a altura de aterro atingiu 4,2 metros, no dia 55 da construção (dia 60 na Figura 68). De acordo com os dados fornecidos na Tabela 25 do ANEXO II e de acordo o método de Leroueil (2001), infere-se que houve o rompimento do aterro exatamente nesse dia, com um deslocamento de 22,53 mm/dia.

Foi realizada uma comparação com os dados mencionados em Bergado *et al.* (2002), que também levava em consideração os deslocamentos horizontais medidos em Bergado *et al.* (1994). Na Figura 66 tem-se este comparativo com os dados das análises em PLAXIS do presente trabalho, do trabalho de 2002 e os dados de campo de Bergado *et al.* (1994).

As curvas obtidas na análise pelo PLAXIS, no presente trabalho, nos dias 58 e 61 se aproximam um pouco das curvas dos dados de campo de Bergado *et al.* (1994) e da análise no PLAXIS em Bergado *et al.* (2002), com valores máximos em profundidades bem próximas (perto de 3,0 metros).

Em relação ao dia 58 nas análises de Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002), a curva que mais se aproximou no presente trabalho foi a do dia 50. Nota-se também que o PLAXIS não conseguiu conceder valores próximos entre as profundidades de 5,0 metros e 9,0 metros com os dados de 1994 e 2002, tanto no dia 58 quanto no dia 61. Tal diferença pode ser ocasionada por alguma falha de análise do programa, ou parâmetros diferentes dos de campo.

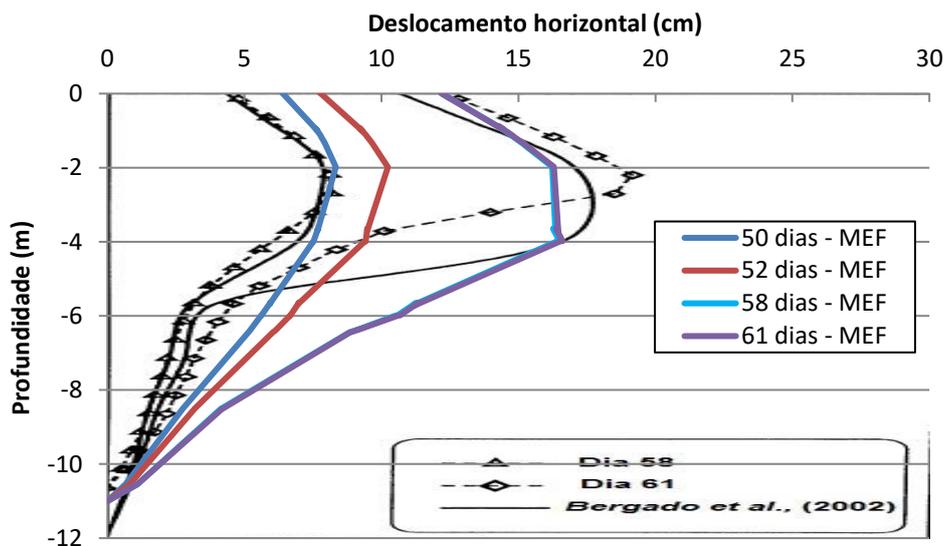


Figura 66 – Comparativo entre curvas no PLAXIS e dados de campo de Bergado *et al.* (1994) (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

Foi realizada uma análise de curvas de diferentes módulos cisalhantes ( $G$ ) a fim de se obter curvas mais próximas às medições de campo. A Figura 67 mostra o comparativo das curvas obtidas para os dias 58 e 61 de construção do aterro HGE para os valores de  $G = 500$  kPa,  $G = 1000$  kPa e  $G = 1500$  kPa do Solo Mole 1.

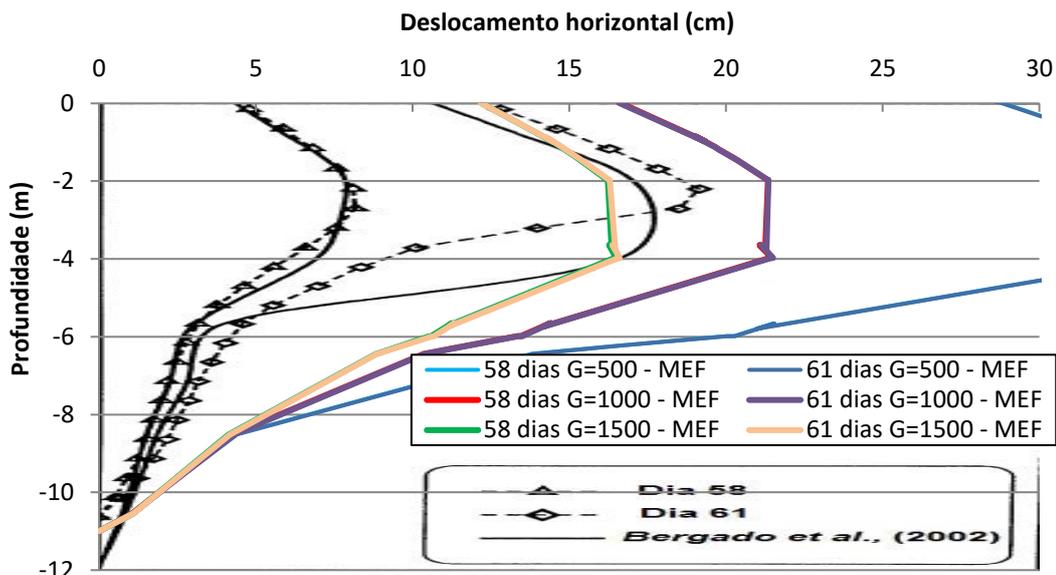


Figura 67 – Comparativos para  $G = 500$  kPa,  $G = 1000$  kPa e  $G = 1500$  kPa do Solo Mole 1 (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

Observa-se que os valores de deslocamentos horizontais no dia 61 se encontram entre os valores de  $G = 1500$  kPa e  $G = 1000$  kPa, indicando um possível erro na informação concedida do valor de  $G$ .

#### 4.3.2.3.3 Excessos de poropressão

Também foi realizada uma análise das curvas de poropressão nas profundidades do solo mole de 3,0 m, 5,0 m e 7,0 m. Foi realizada uma comparação com os valores obtidos em campo em Bergado *et al.* (1994), como está representado na Figura 68.

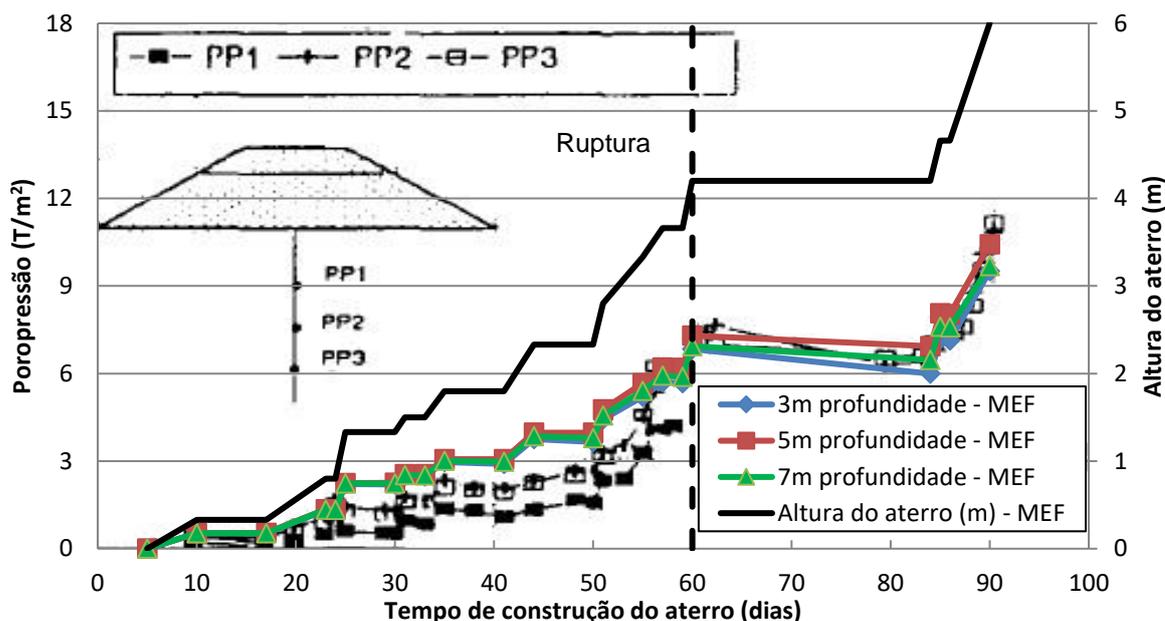


Figura 68 – Comparativo de excessos de poropressão para o Cenário 7 (adaptado de Bergado *et al.*, 1994)

Infer-se que as curvas foram próximas às encontradas em campo. Os valores no fim da construção do aterro HGE também foram próximos, mostrando bons resultados para essa análise. Os valores obtidos de excessos de poropressão estão na Tabela 26 do ANEXO II.

Outra análise realizada foi com relação à evolução dos recalques no Cenário 7 de acordo com o crescimento do aterro HGE. A Figura 69 ilustra este desenvolvimento dos recalques, observando-se que, a partir da altura de 4,2 metros de aterro, há um aumento significativo do recalque, o que pode indicar um rompimento do aterro. Os valores dos recalques estão na Tabela 27 do ANEXO II, assim como todos os valores necessários para o entendimento das Figuras.

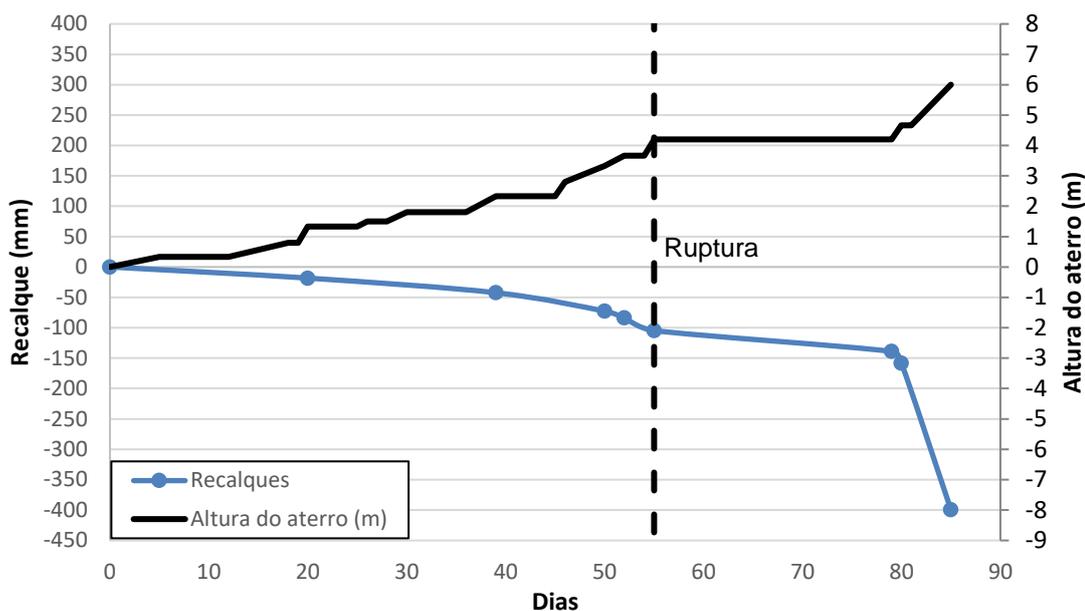


Figura 69 – Recalque no Cenário 7

Observa-se que as maiores variações de recalques ocorrem a partir da altura de aterro de 4,20 metros.

#### 4.3.2.3.4 Medidas do geossintético

Foram obtidas curvas de deformação em pontos próximos ao centro do aterro para comparação com os dados de Bergado *et al.* (2002) para o reforço utilizado no aterro HGE. A Figura 70 mostra os resultados obtidos.

Para os instrumentos EG1 e EG2 os valores deram mais próximos das análises numéricas por estarem mais afastados da superfície de ruptura, ou seja, na localização de EG1 e EG2 não estava plastificado.

Também foram obtidas curvas relativas aos deslocamentos do reforço, tanto em pontos próximos, quanto em pontos mais afastados do centro do aterro. Estes valores obtidos proporcionaram a possibilidade de mais duas comparações com dados mencionados em Bergado *et al.* (1994) apresentadas nas Figuras 71 e 72.

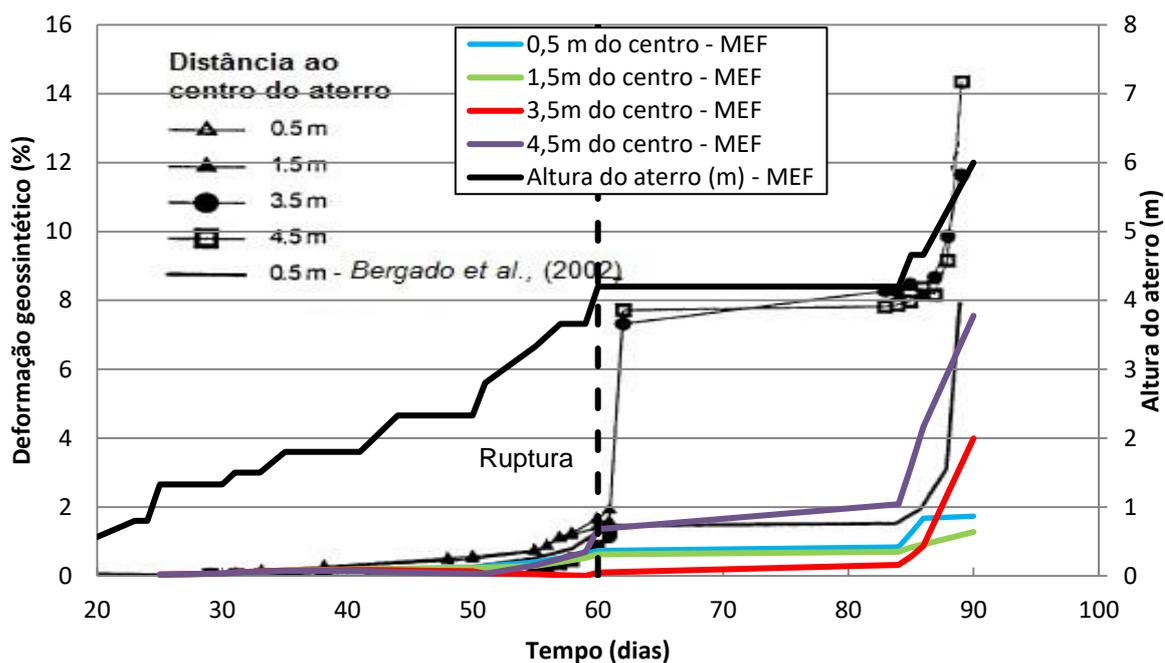


Figura 70 – Deformações no reforço do Cenário 7 (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

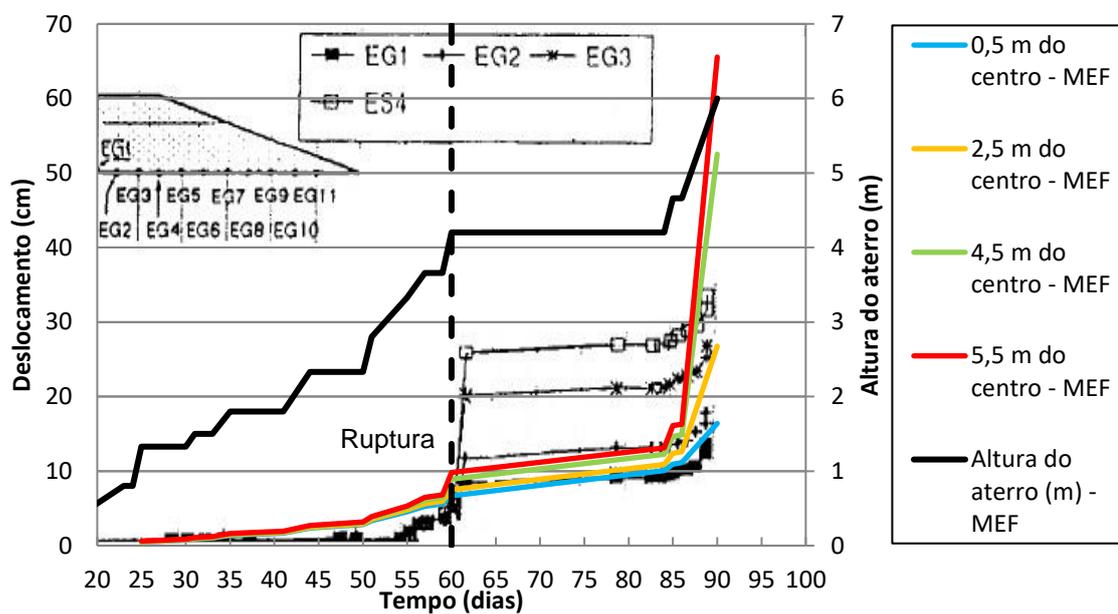


Figura 71 – Deslocamentos em pontos próximos ao centro no Cenário 7 (adaptado de Bergado *et al.*, 1994)

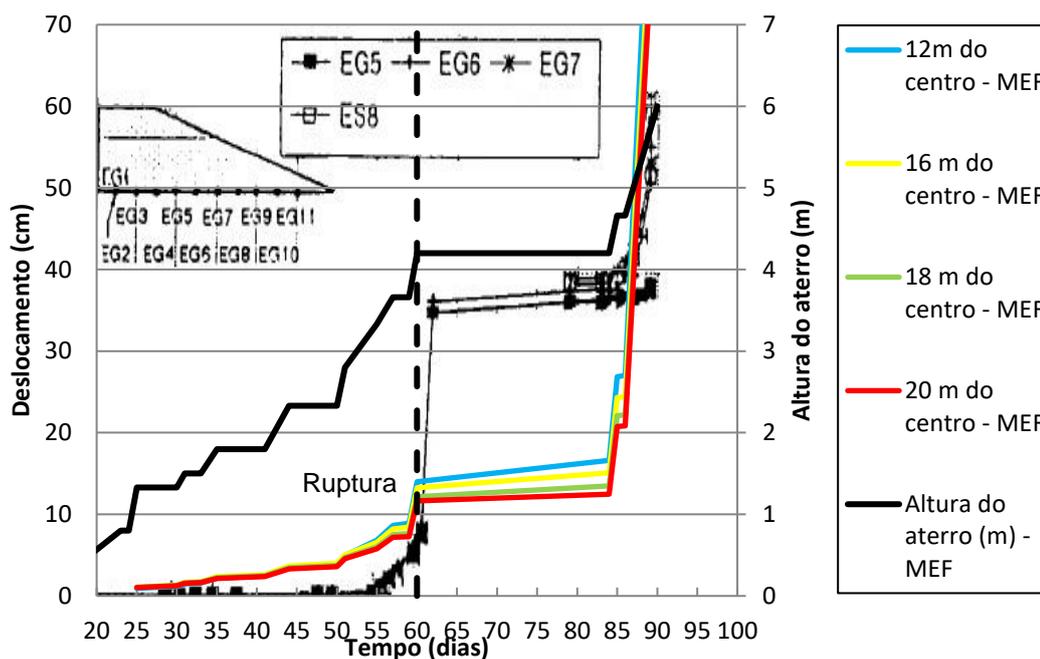


Figura 72 – Deslocamentos em pontos afastados do centro no Cenário 7 (adaptado de Bergado *et al.*, 1994)

Observa-se valores bem próximos aos de campo, tanto em pontos próximos quanto em pontos distantes do centro de aterro, até a altura de 4,2 metros. A partir desse ponto, onde ocorre a ruptura, seguindo o método de Leroueil (2001), os valores são qualitativos, pois as diferenças com as medidas de campo mostram que o programa PLAXIS não gera valores reais no pós-ruptura e ratificam a possível ruptura do aterro em 4,2 metros de altura. Ressalta-se que as Tabelas 28 e 29 (ANEXO II) mostram os dados das deformações e deslocamentos do reforço geossintético do aterro HGE.

Em suma, é possível afirmar que os Cenários analisados, ou seja, deslocamentos horizontais, poropressão, recalques e deformação/deslocamentos do geossintético indicam uma possível ruptura do conjunto reforçado na altura de aterro de 4,2 metros.

#### 4.3.2.4 Comparação entre os aterros CE, MGE e HGE

Diante dos dados fornecidos em Bergado *et al.* (2002), foi possível realizar uma comparação entre os recalques e deslocamentos horizontais para as análises realizadas no presente trabalho para os aterros CE, MGE e HGE. As Figuras 73 e 74 mostram essas curvas comparativas, respectivamente. Os dados referentes a essas curvas estão nas Tabelas 30, 31 e 32 do ANEXO II.

Os valores de recalque máximo obtidos no presente trabalho se aproximam das análises de Bergado *et al.* (2002) até o valor de ruptura dos aterros CE, MGE e HGE. Após, os dados para os aterros HGE e CE são semelhantes, porém não o do MGE. Os dados obtidos pós-ruptura devem ser considerados somente qualitativamente, e a diferença entre as análises pode ter sido ocorrido devido ao uso de diferentes versões do programa, malha utilizada, e/ou alguma outra consideração que não foi apresentada no trabalho de Bergado *et al.* (2002).

Na Figura 74, porém, os dados de deslocamentos horizontais máximos ficaram distantes. Isto pode ter ocorrido devido aos motivos já descritos anteriormente para os recalques máximos. Ressalta-se que não há dados das leituras contínuas dos inclinômetros, somente os dados em dias próximos à ruptura, dificultando uma melhor comparação e calibração do modelo.

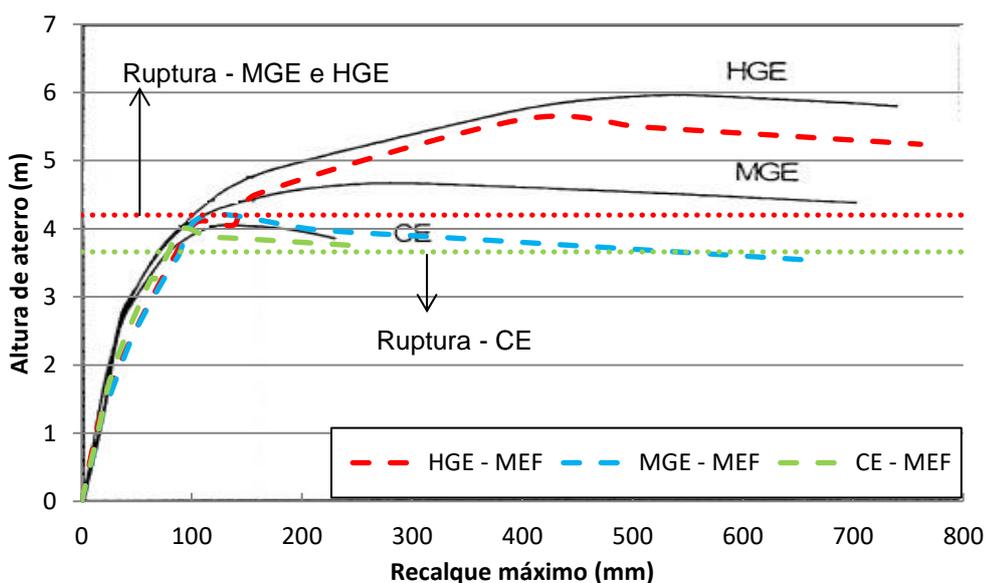


Figura 73 – Comparativo de recalques para aterros CE, MGE e HGE (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

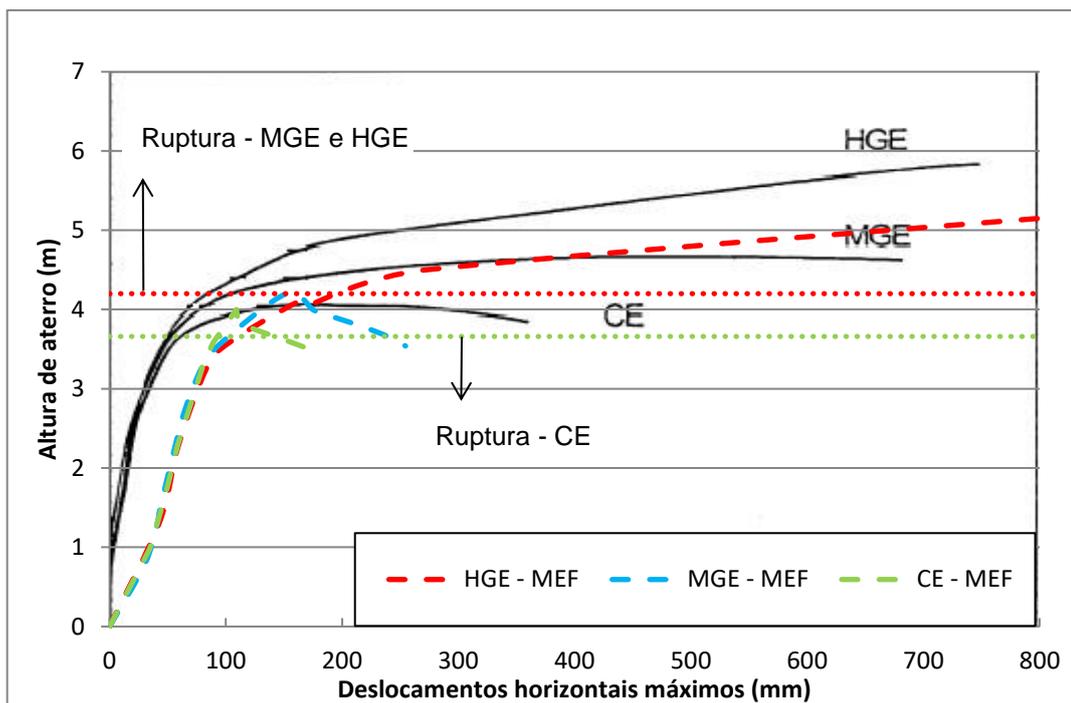


Figura 74 – Comparativo de deslocamentos máximos horizontais para aterros CE, MGE e HGE (adaptado de Bergado *et al.*, 2002)

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O aterro reforçado com geossintético é uma das técnicas de aterro sobre solos moles que é muito utilizada devido a sua facilidade de instalação e seu custo.

Para o adequado dimensionamento do aterro é necessário saber de antemão algumas características do aterro como altura e peso específico, e do solo mole como resistência não drenada ao cisalhamento ( $S_u$ ).

Para a correta escolha do reforço de geossintético deve-se saber a tração necessária a ser mobilizada na resistência do reforço ( $T$ ) e a deformação específica permissível máxima ( $\epsilon_a$ ) que o reforço poderá ser submetido. Diante destes dois valores obtidos, seleciona-se o reforço geossintético mais adequado de acordo com o valor da rigidez necessária do reforço.

O valor de  $\epsilon_a$  pode ser obtido através do ábaco de Rowe e Soderman (1985), o qual pressupõe o conhecimento prévio de alguns parâmetros do solo de fundação e do aterro utilizado. Este ábaco foi remodelado com o auxílio dos programas Slide e RS2. Com o ábaco remodelado, foram feitos comparativos com os pontos obtidos por Dinis (2019), encontrando-se razoável concordância de pontos. O ábaco proposto pelo presente trabalho ainda foi comparado ao de Rowe e Soderman (1985), obtendo-se algumas diferenças. Essas diferenças podem ser explicadas pela diferença de tempo entre os programas que foram utilizados para a modelagem. Foram modeladas situações de  $S_u/E_u$  adequadas aos solos brasileiros e para valores de  $\epsilon_a$  menores que 5%, mais adequadas para os geossintéticos mais atuais.

O ábaco de Rowe e Soderman (1985) foi utilizado para analisar alguns valores de  $\epsilon_a$  dos aterros reforçados de Bergado *et al.* (1994) e conseqüentemente os valores de  $T$ . No aterro HGE, o único que se tinha informação sobre valores de  $\epsilon_a$ , o valor de  $T$  obtido (56,1 kN/m para altura de aterro de 4,2 m) foi bem próximo ao medido em campo (60 kN/m). O valor de  $T$  para o aterro MGE foi de 11,55 kN/m, não se tendo informações da medição de campo.

Futai (2010) também realizou análises a fim de possibilitar a obtenção do valor de  $\epsilon_a$ . Para o ábaco deste autor, o solo pode ter um  $S_u$  variável com a profundidade, ao contrário de Rowe e Soderman (1985) que é para solos com  $S_u$  constantes ou com variação máxima de 0,5 kPa/m. O resultado de  $T$  obtido para o aterro HGE de Bergado *et al.* (1994) utilizando o método de Futai (2010) foi distante

do obtido em campo. Esta diferença pode ter ocorrido devido a alguns motivos: erro na medição ou na apresentação do valor de T em Bergado *et al.* (1994) ou ainda alguma aproximação utilizada no método de Futai (2010).

Foi realizado um comparativo entre os resultados obtidos para o ábaco de Rowe e Soderman (1985) e remodelação do presente trabalho para os aterros de Bergado *et al.* (1994) e Magnani (2006), obtendo-se razoável proximidade nos valores encontrados. Ainda neste comparativo, observa-se que o método de Futai (2010) não concedeu valores próximos às medições de campo de Bergado *et al.* (1994).

Diante do valor do fator de correção de Bjerrum ( $\mu$ ) mencionado por Bergado *et al.* (1994), o presente trabalho realizou uma análise no *software* Slide para a verificação de tal valor. Os resultados apontaram um valor de  $\mu$  não factível com os parâmetros de campo. Portanto, o presente trabalho apresentou um valor de  $\mu = 0,87$ , propondo assim uma nova correção para as argilas de Bangkok. As superfícies de ruptura na análise pelo programa encontradas no presente trabalho e as superfícies obtidas em campo foram bem próximas.

Ainda sobre os resultados de Bergado *et al.* (1994) e (2002), foram analisadas as curvas de deslocamentos horizontais, excessos de poropressão e recalques e comparadas com as obtidas nos programas Slide e PLAXIS.

Os deslocamentos horizontais se apresentaram diferentes ao relatado em Bergado *et al.* (1994). Esta diferença pode ter sido ocasionada pela informação incorreta dos valores de módulo cisalhante (G) ou devido ao próprio *software* PLAXIS que não fornece valores realísticos após a ruptura do aterro. Como não havia os dados das leituras contínuas dos inclinômetros, somente os dados em dias próximos à ruptura, há uma dificuldade para melhor comparação e calibração do modelo.

A altura de ruptura dos aterros, obtidas de acordo com o método de Leroueil (2001), foram: 3,7 metros para o aterro CE e 4,2 metros para os aterros MGE e HGE. Dessas alturas de aterro na ruptura, apenas a altura do MGE foi a mesma mencionada por Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002). Infere-se neste caso que os próprios dados mencionados de deslocamentos mencionados por Bergado *et al.* (1994) e Bergado *et al.* (2002) indicam que o aterro rompera antes dos valores citados pelos estudos.

Quanto aos valores de excessos de poropressão, recalques e ainda os resultados obtidos de deformação dos geossintéticos e deslocamento dos reforços pelo presente trabalho, observa-se que o PLAXIS gerou resultados parecidos ao de campo em Bergado *et al.* (1994). Porém, após a ruptura dos aterros, os valores apresentados foram discordantes inclusive aos resultados de PLAXIS de Bergado *et al.* (2002), mostrando neste caso, valores qualitativos.

### 5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros recomenda-se:

- Realização de aterros testes, semelhante ao trabalho de Bergado *et al.* (1994) e Magnani (2006) para comparar os resultados em campo e o do ábaco do presente trabalho;
- Elaboração de novos ábacos com modelos mais atualizados do PLAXIS e RS2, a partir das novas atualizações a serem realizadas nos programas neste ano;
- Análise dos aterros de Bergado *et al.* (1994) com o programa RS2 quando os modelos tipo *Cam-Clay* estiverem funcionando corretamente.

## REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 10318:2013: Geossintéticos – Termos e definições. São Paulo, 2013.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. São Paulo, 1982.
- [3] ALMEIDA, M.S.S. Aterros Sobre Solos Moles: da concepção à avaliação do desempenho. 1<sup>a</sup>.ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996.
- [4] ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. 2<sup>a</sup>.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- [5] ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; LIMA, B. T. Overview of Brazilian construction practice over soft soils. SYMPOSIUM NEW TECHNIQUES FOR DESIGN AND CONSTRUCTION IN SOFT CLAYS, p. 205-225, 2010.
- [6] AZZOUZ, A. S.; BALIGH, M. M.; LADD, C. C. Correted field vane strength for embankment desing. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, v. 109, n. 5, p. 730-734, 1983.
- [7] BERGADO, D. T.; LONG, P. V.; LEE, C. H.; LOKE, K. H.; WERNER, G. Performance of Reinforced Embankment on Soft Bangkok Clay with High-Strength Geotextile Reinforcement. Geotextiles and Geomembranes, v.13, p.403-420, 1994.
- [8] BERGADO, D. T.; LONG, P. V.; MURTHY, B. R. S. A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground. Geotextiles and Geomembranes, v.20, p.343-365, 2002.

- [9] BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Moscow, v. 3, n. 8, p. 111-159, 1973.
- [10] DINIS, D. C. Abordagem metodológica sobre reforços geossintéticos nos aterros sobre solos moles. 2019. 100 f. Trabalho de Conclusão de Curso - Faculdade de Engenharia, FEN, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.
- [11] DNER – PRO 381/98. Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro, 1998, p. 1 - 37.
- [12] FREDLUND, D. G., KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, v.14, p. 429-439, 1977.
- [13] FUTAI, M. M. Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles. 2010. 201f. Tese (Livre docência) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- [14] GEORIO. Manual de técnico de encostas. 4º.v. Rio de Janeiro: Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 1999.
- [15] GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de taludes: 2ª edição com exercícios resolvidos. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- [16] GERSCOVICH, D. M. S. Notas de aula de mecânica dos solos II. Graduação em Engenharia Civil – Construção Civil. 2014.
- [17] GERSCOVICH, D. M. S. Propriedade da camada ressecada do depósito de Sarapuí. 1983. 246 f. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

- [18] GOMES, R.C. Interação Solo Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis. 1993. 294 f. Tese (Doutorado)- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.
- [19] HINEHBERGER, S. D.; ROWE, R. K. Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure. *Geotextiles and Geomembranes*, v.21, p.151-175, 2003.
- [20] HORPIBULSUK, S.; YANGSUKKASEAM, N.; CHINKULKIJNIWAT, A.; DU, Y. J. Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite. *Applied Clay Science*, Elsevier, v.52, p. 150-159, 2011.
- [21] HUESKER. Aterro sobre estacas: trecho do Rio Laje em Chapadão do Sul/MS. Relatório Huesker. São José dos Campos: Huesker, 1999.
- [22] HUESKER. Discover the Word of Geosynthetics. Catálogo de produtos. São José dos Campos: Huesker, 2017.
- [23] HUESKER. Geogrelhas flexíveis de baixa deformação para as mais exigentes soluções geotécnicas. Catálogo de produtos. São José dos Campos: Huesker, 2007.
- [24] JAKY, J. Pressure in Soil, *Proceedings of the second ICSMFE 2. ICSMFE*, v.2, p. 42-494, 1948.
- [25] JANBU, N. Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices. *INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 4. Londres, n. 2, p. 207-212, 1957.
- [26] JANBU, N. Slope stability computations. *Soil Mechanics and Foundation Engineering Report*. Trondheim: The Technical University of Norway, 1968.
- [27] LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays. *PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL*

MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Guadalajara, v. 4, p 161-176, 1995.

- [28] LADD, C. C. Stability evaluation during staged construction. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v.4, p. 537-615, 1991.
- [29] LEROUÉIL, S. Notes de cours: comportement des massifs de sols. Université Laval, Québec, Canada, 1997.
- [30] LEROUÉIL, S. (2001). Natural slopes and cuts (39th Rankine Lecture). *Géotechnique*, 51(3), p. 197-243.
- [31] LIMA, B. T. Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles. 2012. 345 f. Tese de Doutorado - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [32] LIMA, B. T. Modelagem numérica da construção de aterro instrumentado na baixada fluminense. 2007. 135 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.
- [33] MAGNANI, H. O. Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura. 2006. 507 f. Tese (Doutorado) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- [34] MAGNANI, H. O.; ALMEIDA, M. S. S.; EHRLICH, M. Behaviour of two reinforced test embankments on soft clay. *Geosynthetics International*, v. 3, p. 127-138, 2009.
- [35] PALMEIRA, E. M. Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. 1ª.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

- [36] PERBONI, J. P. Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterro sobre solos moles: Caso dos aterros de encontros da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381). 2003. 142 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós - Graduação do Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.
- [37] PROENGE – Projetos e Serviços de Engenharia Ltda. Projeto da Via Expressa Sul em Florianópolis. Rio de Janeiro, 1979.
- [38] PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos: 3ª edição com exercícios resolvidos. 3ª.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- [39] PLAXIS. PLAXIS TUTORIAL. Disponível em: <URL: <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>>. 2020.
- [40] PLAXIS. PLAXIS version 8: Tutorial manual e Material Models manual. Ed. PLAXIS, 2019.
- [41] ROCSCIENCE. Slide2 Tutorials. Disponível em: <URL: [https://www.rocscience.com/help/slide2/#t=tutorials%2FSlide\\_Tutorials.htm](https://www.rocscience.com/help/slide2/#t=tutorials%2FSlide_Tutorials.htm)>. 2020.
- [42] ROWE, R. K.; SODERMAN, K. L. An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments. Canadian Geotechnical Journal, v. 22, n. 3, p. 392-398, 1985.
- [43] SILVA, A. E. F.; MONTEZ F. T. Aterros reforçados: Parâmetros de projeto relevantes da geogrelha. IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Porto Alegre, 2003.
- [44] SILVA, J. P. M. DA. Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes. 2011. 173f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

- [45] SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, v.17, p. 11-26, 1967.
- [46] SPOTTI, A. P. Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole. 2006. 407 f. Tese (Doutorado) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- [47] TAYLOR, D. W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Nova York: John Wiley and Sons, 1948.
- [48] UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. Roteiro para apresentação das teses e dissertações da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 2ª ed. Rio de Janeiro: Rede Sirius – Rede de Bibliotecas UERJ, 2012.
- [49] VERTEMATTI, J. C. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. 2ª ed. São Paulo: Blucher, 2015.
- [50] VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. *Nova York: Foundation engineering handbook*. Van Nostrand Reinhold Co., p. 121-147, 1975.
- [51] WHITMAN, R. V.; BAILEY, W. A. Use of computer for slope stability analysis. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1967.

## ANEXO I - DADOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DO CAPÍTULO 3

Tabela 17 – Parâmetros utilizados para a elaboração do ábaco do presente trabalho

Exempl o	FS obtido no Slide por Morgenstern e Price (com ruptura circular, Slide)	Parâmetro ( $\Omega$ ) obtido no ábaco de Rowe e Soderman (1985) com altura crítica do slide	$\epsilon_a$ (%) no RS2	Su/Eu	FS obtido no RS2	J usado na geogrelha do RS2	T obtido no RS2	FS obtido no slide por Morgenstern e Price com T da geogrelha do RS2
<b>Eu = 500 kPa</b>								
1	1,0	0,005	5,61	0,008	1,01	0,001	0,0	1,006
2	1,0	0,006	6,20	0,010	1,29	500	47,31	1,178
3	1,0	0,012	4,98	0,014	–	–	–	–
4	1,0	0,017	6,01	0,018	–	–	–	–
15	1,0	0,008	6,44	0,016	1,32	2000	103,19	1,204
<b>Eu = 1000 kPa</b>								
5	1,0	0,009	7,93	0,011	1,01	0,001	0,0	1,009
6	1,0	0,010	8,72	0,013	1,69	500	270,99	1,176
7	1,1	0,013	4,48	0,015	–	–	–	–
8	1,1	0,009	6,45	0,015	1,22	2000	319,74	1,223
14	1,0	0,002	2,34	0,006	1,38	1500	53,32	1,25
<b>Eu = 1500 kPa</b>								
1	1,0	0,002	2,72	0,003	1,01	0,001	0,0	1,006
2	1,0	0,002	4,52	0,003	1,00	0,001	0,0	1,001
9	1,1	0,004	4,43	0,008	1,34	500	181,64	1,162
10	1,0	0,001	1,82	0,003	1,21	1000	36,8	1,148
11	1,0	0,007	5,36	0,009	1,50	1500	284,94	1,23
12	1,1	0,001	3,10	0,007	1,35	2000	174,66	1,25
<b>Eu = 2000 kPa</b>								
1	1,0	0,001	1,22	0,002	1,27	2000	25,31	1,182
2	1,0	0,002	3,08	0,003	1,00	0,001	0,0	1,001
6	1,0	0,005	4,23	0,007	1,58	1500	294,11	1,191
13	1,0	0,003	2,41	0,003	1,41	1000	64,84	1,18
14	1,0	0,001	1,86	0,003	1,05	0,001	0,0	1,044
15	1,0	0,002	2,52	0,004	1,56	500	96,3	1,192

Exemplo	FS obtido no Slide por Morgenstern e Price (com ruptura circular, Slide)	Parâmetro ( $\Omega$ ) obtido no ábaco de Rowe e Soderman (1985) com altura crítica do slide	$E_a$ (%) no RS2	Su/Eu	FS obtido no RS2	J usado na geogrelha do RS2	T obtido no RS2	FS obtido no slide por Morgenstern e Price com T da geogrelha do RS2
<b>Eu = 2500 kPa</b>								
2	1,0	0,0012	1,60	0,002	1,28	2000	46,64	1,177
3	1,0	0,0024	2,01	0,003	1,42	1500	87,04	1,177
5	1,0	0,0036	3,46	0,004	1,35	1000	138,12	1,151
14	1,0	0,0007	1,28	0,002	1,60	500	51,1	1,247
15	1,0	0,0016	2,24	0,003	1,00	0,001	0,0	0,995
<b>Eu = 3000 kPa</b>								
4	1,0	0,0029	7,07	0,003	1,00	0,001	0,0	1,001
5	1,0	0,0030	2,95	0,004	1,16	500	80,64	1,096
9	1,1	0,0018	2,52	0,004	1,09	1000	78,88	1,122
13	1,0	0,0019	1,51	0,002	1,32	2000	66,83	1,181
15	1,0	0,0013	1,78	0,003	1,00	0,001	0,0	0,995
<b>Eu = 3500 kPa</b>								
4	1,0	0,0025	3,22	0,003	1,00	0,001	0,0	1,001
5	1,0	0,0026	3,14	0,003	1,01	0,001	0,0	1,009
6	1,0	0,0028	3,23	0,004	1,06	500	58,29	1,05
7	1,1	0,0037	4,44	0,004	1,23	1000	167,16	1,184
9	1,1	0,0015	1,78	0,003	1,04	0,001	0,0	1,047
10	1,0	0,0003	1,52	0,001	0,99	0,001	0,0	1,002
11	1,0	0,0031	2,8	0,004	1,59	2000	300,42	1,25
12	1,1	0,0003	1,69	0,003	1,47	1500	165,42	1,25
<b>Eu = 4000 kPa</b>								
2	1,0	0,0008	0,96	0,001	1,00	0,001	0,0	1,001
5	1,0	0,0023	2,37	0,003	1,01	0,001	0,0	1,009
6	1,0	0,0024	2,35	0,003	1,01	0,001	0,0	0,999
8	1,1	0,0022	2,51	0,004	1,09	500	37,28	1,086
9	1,1	0,0013	1,86	0,003	1,19	1000	116,69	1,128
10	1,0	0,0003	0,74	0,001	1,23	1500	37,06	1,149
11	1,0	0,0027	2,5	0,003	1,57	2000	294,35	1,234
12	1,1	0,0002	0,82	0,003	1,08	0,001	0,0	1,085

Exemplo	FS obtido no Slide por Morgenstern e Price (com ruptura circular, Slide)	Parâmetro ( $\Omega$ ) obtido no ábaco de Rowe e Soderman (1985) com altura crítica do slide	$\epsilon_a$ (%) no RS2	Su/Eu	FS obtido no RS2	J usado na geogrelha do RS2	T obtido no RS2	FS obtido no slide por Morgenstern e Price com T da geogrelha do RS2
<b>Eu = 4500 kPa</b>								
1	1,0	0,0006	0,61	0,001	1,30	2000	25,75	1,181
2	1,0	0,0007	0,73	0,001	1,39	1500	45,92	1,175
5	1,0	0,0020	5,78	0,002	1,01	0,001	0,00	1,009
6	1,0	0,0022	2,12	0,003	1,01	0,001	0,00	0,999
7	1,1	0,0029	3,19	0,003	1,07	0,001	0,00	1,066
8	1,1	0,0020	2,46	0,003	1,06	0,001	0,00	1,066
9	1,1	0,0012	1,42	0,003	1,04	0,001	0,00	1,047
11	1,0	0,0024	2,47	0,003	1,05	0,001	0,00	1,049
14	1,0	0,0004	0,59	0,001	1,34	500	28,38	1,160
15	1,0	0,0009	1,17	0,002	1,55	1000	98,99	1,194
<b>Eu = 5000 kPa</b>								
3	1,0	0,0012	1,52	0,001	1,16	1000	38,48	1,095
4	1,0	0,0017	2,02	0,002	1,00	0,001	0,00	1,001
6	1,0	0,0019	2,97	0,003	1,01	0,001	0,00	0,999
7	1,1	0,0026	3,02	0,003	1,07	0,001	0,00	1,066
8	1,1	0,0018	2,61	0,003	1,08	500	22,72	1,078
11	1,0	0,0021	2,24	0,003	1,05	0,001	0,00	1,049
12	1,1	0,0002	0,97	0,002	1,43	1500	145,86	1,228
13	1,0	0,0011	0,88	0,001	1,40	2000	63,53	1,176

Tabela 18 – Tabela para cálculo da deformação permissível

X	Y	Distância (m)	Deslocamentos Totais (m)	Distância entre pontos (m)	Deformação
0,24137931	0	0	0,161047374	–	–
0,482758621	0	0,24137931	0,231421654	0,24137931	29,16%
0,724137931	0	0,482758621	0,334565895	0,24137931	42,73%
0,965517241	0	0,724137931	0,427939518	0,24137931	38,68%
1,206896552	0	0,965517241	0,500352667	0,24137931	30,00%
1,448275862	0	1,206896552	0,545258831	0,24137931	18,60%
1,689655172	0	1,448275862	0,5691671	0,24137931	9,90%
1,931034483	0	1,689655172	0,580943563	0,24137931	4,88%
2,172413793	0	1,931034483	0,588143274	0,24137931	2,98%
2,413793103	0	2,172413793	0,591974149	0,24137931	1,59%
2,655172414	0	2,413793103	0,592834833	0,24137931	0,36%
2,896551724	0	2,655172414	0,591760097	0,24137931	-0,45%
3,137931034	0	2,896551724	0,589404017	0,24137931	-0,98%
3,379310345	0	3,137931034	0,586041048	0,24137931	-1,39%
3,620689655	0	3,379310345	0,582026244	0,24137931	-1,66%
3,862068966	0	3,620689655	0,577634177	0,24137931	-1,82%
4,103448276	0	3,862068966	0,571630479	0,24137931	-2,49%
4,344827586	0	4,103448276	0,565629399	0,24137931	-2,49%
4,586206897	0	4,344827586	0,558537	0,24137931	-2,94%
4,827586207	0	4,586206897	0,546583852	0,24137931	-4,95%
5,068965517	0	4,827586207	0,533045519	0,24137931	-5,61%
5,310344828	0	5,068965517	0,521274797	0,24137931	-4,88%
5,551724138	0	5,310344828	0,512607365	0,24137931	-3,59%
5,793103448	0	5,551724138	0,507233515	0,24137931	-2,23%
6,034482759	0	5,793103448	0,502057536	0,24137931	-2,14%
6,275862069	0	6,034482759	0,501322116	0,24137931	-0,30%
6,517241379	0	6,275862069	0,50742577	0,24137931	2,53%
6,75862069	0	6,517241379	0,518309182	0,24137931	4,51%
7	0	6,75862069	0,533692109	0,24137931	6,37%

**ANEXO II – DADOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DO ITEM 4.3**

Tabela 19 – Deslocamentos horizontais do aterro CE (Cenário 1)

H= 1m (10 dias)		H= 1.66m (11 dias)		H= 2.33m (15 dias)		H= 3.33m (19 dias)		H= 3.33m (21 dias)		H= 3.66m (22 dias)		H= 3,83m (23 dias)		H= 4m (24 dias)	
Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)
0,00	2,34	0,01	1,15	0,01	0,99	0,02	1,81	0,01	0,09	0,02	0,80	0,02	0,69	0,02	0,72
-0,86	3,00	-0,88	1,26	-0,90	1,09	-0,06	1,05	-0,05	0,10	-0,93	1,91	-0,81	0,67	-0,71	0,72
-0,82	2,98	-0,82	1,25	-0,82	1,07	-0,94	2,08	-0,94	0,07	-0,95	0,92	-0,95	0,81	-0,96	0,88
-0,98	3,06	-0,98	1,25	-0,97	1,08	-0,82	1,88	-0,82	0,07	-1,10	1,15	-1,10	0,82	-1,09	0,89
-0,99	3,07	-0,99	1,26	-0,99	1,08	-0,95	1,98	-0,96	0,07	-1,98	1,59	-1,98	0,94	-1,98	1,04
-1,08	3,11	-1,05	1,25	-1,03	1,07	-0,97	1,97	-0,97	0,06	-1,98	1,58	-1,98	0,94	-1,98	1,04
-1,13	3,14	-1,12	1,26	-1,12	1,09	-0,98	1,92	-0,98	0,07	-3,57	0,90	-3,57	0,85	-3,56	1,13
-2,00	3,46	-1,99	1,29	-1,99	1,11	-1,11	1,64	-1,11	0,06	-3,53	0,84	-3,52	0,85	-3,51	1,14
-3,59	3,21	-3,59	1,13	-3,58	0,98	-1,99	2,65	-1,99	0,04	-3,99	0,12	-3,99	0,91	-3,98	1,20
-3,58	3,21	-3,57	1,14	-3,56	0,99	-3,57	1,97	-3,57	0,01	-5,58	-0,93	-5,58	0,50	-5,57	0,67
-4,00	3,10	-4,00	1,08	-3,99	0,94	-3,54	2,22	-3,54	0,01	-5,55	-0,92	-5,54	0,50	-5,54	0,68
-4,00	3,10	-4,00	1,08	-3,99	0,94	-3,99	1,94	-3,99	0,01	-5,99	-1,10	-5,99	0,51	-5,99	0,68
-5,59	2,42	-5,59	0,83	-5,59	0,73	-3,99	3,09	-3,99	0,01	-5,99	-1,10	-5,99	0,51	-5,99	0,68
-5,58	2,43	-5,58	0,84	-5,57	0,73	-5,58	1,61	-5,58	0,01	-7,99	-2,14	-7,99	0,20	-7,98	0,52
-6,00	2,22	-6,00	0,76	-6,00	0,66	-5,56	2,00	-5,56	0,01	-7,98	-2,15	-7,98	0,20	-7,97	0,53
-6,00	2,22	-6,00	0,76	-6,00	0,67	-5,99	1,54	-6,00	0,02	-8,50	-2,61	-8,50	-0,03	-8,50	0,52
-8,00	1,25	-7,99	0,43	-7,99	0,37	-6,00	3,14	-6,00	0,02	-8,50	-2,61	-8,50	-0,03	-8,50	0,52
-7,99	1,25	-7,99	0,43	-7,99	0,37	-7,99	0,93	-7,99	0,04	-10,50	-2,37	-10,50	-0,02	-10,50	0,15
-8,50	0,98	-8,50	0,34	-8,50	0,29	-7,98	1,41	-7,98	0,04	-10,50	-2,39	-10,50	-0,02	-10,50	0,15
-8,50	0,98	-8,50	0,34	-8,50	0,29	-8,50	0,69	-8,50	0,01	-11,00	-2,31	-11,00	0,00	-11,00	0,00
-10,50	0,21	-10,50	0,07	-10,50	0,06	-8,50	1,96	-8,50	0,00	-10,57	-1,73				
-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-10,50	0,55	-10,50	0,00	-11,00	-0,56				
D. (mm/dia)	3,46		12,93		2,78		7,86		0,51		19,11		9,43		11,97

Tabela 20 – Excessos de poropressão medidos no aterro CE (Cenário 1)

Dias	Altura do aterro (metros)	Maior excesso de poropressão por medição (T/m <sup>2</sup> )		
		3 metros	5 metros	7 metros
0	0	0	0	0
1	0,33	0,493427	0,493754	0,4895
2	0,33	0,49432	0,494988	0,490569
3	0,66	1,024284	1,028095	1,022571
8	0,66	1,023867	1,033793	1,028507
10	1	1,568347	1,586519	1,578579
11	1,66	2,627006	2,654033	2,64066
13	1,66	2,623143	2,65906	2,643448
15	2,33	3,69853	3,751225	3,722118
16	2,33	3,692413	3,752176	3,719762
19	3,33	5,28695	5,384529	5,311686
21	3,33	5,249928	5,374116	5,279215
22	3,66	5,820913	5,956592	5,848839
24	4	6,435206	6,59255	6,404555

Tabela 21 – Recalque do aterro CE (Cenário 1)

Dias	Altura líquida de aterro (m)	Recalque
0	0,00	0,00
10	0,99	-14,57
11	1,64	-23,54
15	2,29	-36,94
19	3,27	-63,21
21	3,26	-67,01
22	3,58	-76,86
24	3,91	-91,19
44	3,89	-114,59
74	3,86	-140,96
174	3,80	-204,41
274	3,75	-251,54

Tabela 22 – Deslocamentos horizontais do aterro MGE (Cenário 6)

H= 0,8m (18 dias)		H= 1,33m (20 dias)		H= 1,5m (26 dias)		H= 2,33m (39 dias)		H= 2,8m (46 dias)		H= 3,33m (50 dias)		H= 3,66m (52 dias)		H= 4,2m (55 dias)	
Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)
0,00	1,97	0,00	0,94	0,00	0,13	0,01	1,15	0,01	0,71	0,01	1,14	0,02	1,22	0,02	4,06
-0,02	1,98	-0,01	0,94	-0,01	0,13	-0,01	1,15	-0,01	0,71	0,00	1,14	0,00	1,22	0,02	4,05
-1,74	2,95	-1,74	1,09	-1,73	0,20	-1,73	1,32	-1,73	0,84	-1,72	1,37	-1,71	1,59	-1,69	5,21
-1,70	2,94	-1,68	1,08	-1,68	0,20	-1,66	1,31	-1,64	0,83	-1,62	1,36	-1,59	1,55	-1,51	5,03
-2,00	3,03	-2,00	1,09	-2,00	0,20	-1,99	1,33	-1,99	0,85	-1,99	1,39	-1,98	1,65	-1,97	5,42
-2,00	3,03	-2,00	1,09	-2,00	0,20	-1,99	1,33	-1,99	0,85	-1,99	1,40	-1,98	1,66	-1,98	5,42
-3,85	2,78	-3,85	0,93	-3,85	0,19	-3,85	1,15	-3,84	0,78	-3,84	1,37	-3,84	1,62	-3,82	6,29
-3,83	2,78	-3,82	0,93	-3,82	0,19	-3,81	1,16	-3,80	0,79	-3,78	1,38	-3,76	1,62	-3,70	6,24
-4,00	2,74	-4,00	0,91	-4,00	0,19	-4,00	1,13	-3,99	0,77	-3,99	1,36	-3,99	1,66	-3,98	6,41
-4,00	2,74	-4,00	0,91	-4,00	0,19	-4,00	1,13	-3,99	0,77	-3,99	1,37	-3,99	1,67	-3,98	6,42
-5,85	2,02	-5,85	0,66	-5,85	0,14	-5,85	0,82	-5,85	0,62	-5,85	1,09	-5,84	1,02	-5,83	3,40
-5,84	2,03	-5,83	0,66	-5,83	0,14	-5,82	0,83	-5,82	0,63	-5,80	1,10	-5,79	1,03	-5,76	3,54
-6,00	1,95	-6,00	0,63	-6,00	0,14	-6,00	0,79	-6,00	0,60	-6,00	1,09	-6,00	1,03	-5,99	3,27
-6,00	1,95	-6,00	0,63	-6,00	0,14	-6,00	0,79	-6,00	0,61	-6,00	1,09	-6,00	1,03	-5,99	3,31
-8,32	0,90	-8,32	0,29	-8,32	0,06	-8,32	0,35	-8,32	0,30	-8,32	0,52	-8,31	0,43	-8,31	0,84
-8,31	0,90	-8,31	0,30	-8,31	0,06	-8,30	0,36	-8,30	0,30	-8,30	0,53	-8,29	0,44	-8,28	0,88
-8,50	0,80	-8,50	0,26	-8,50	0,05	-8,50	0,32	-8,50	0,27	-8,50	0,45	-8,50	0,35	-8,50	0,60
-8,50	0,80	-8,50	0,26	-8,50	0,05	-8,50	0,32	-8,50	0,27	-8,50	0,45	-8,50	0,35	-8,50	0,60
-10,82	0,06	-10,82	0,02	-10,82	0,00	-10,82	0,02	-10,82	0,03	-10,82	0,06	-10,82	0,04	-10,82	0,08
-10,82	0,06	-10,82	0,02	-10,82	0,00	-10,82	0,02	-10,82	0,03	-10,82	0,06	-10,82	0,04	-10,82	0,08
-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00
D. por dia (mm/dia)	1,68		5,46		0,34		1,03		1,21		3,49		8,34		21,41

Tabela 23 – Excessos de poropressão medidos no aterro MGE (Cenário 6)

Dias	Altura do aterro (metros)	Maior excesso de poropressão por medição (T/m <sup>2</sup> )		
		3 metros	5 metros	7 metros
0	0	0	0	0
5	0,33	0,518403	0,52067754	0,51758458
12	0,33	0,514388	0,52426471	0,51915185
18	0,8	1,29046	1,319607	1,304011
19	0,8	1,288133	1,3204665	1,306456
20	1,33	2,171444	2,31351	2,191715
25	1,33	2,148956	2,220137	2,187924
26	1,5	2,428488	2,50813	2,471843
28	1,5	2,414789	2,510443	2,465794
30	1,8	2,90279	3,019651	2,962655
36	1,8	2,835695	3,023453	2,922583
39	2,33	3,685486	3,922171	3,788446
45	2,33	3,584715	3,914214	3,71199
46	2,8	4,35515	4,706923	4,485067
50	3,33	5,168387	5,59938	5,307734
52	3,66	5,740911	6,162484	5,829591
54	3,66	5,7007	6,145231	5,779709
55	4,2	6,833956	7,253531	6,818357

Tabela 24 – Recalque do aterro MGE (Cenário 6)

Dias	Altura líquida de aterro (m)	Recalque
0	0,00	0
18	0,79	-12,14
20	1,31	-19,11
26	1,48	-24,09
39	2,29	-42,97
46	2,74	-56,85
50	3,26	-74,63
52	3,57	-86,87
55	4,09	-113,84
155	3,99	-211,91
355	3,88	-319,71
555	3,81	-394,44
1055	3,68	-515,38
1555	3,62	-582,1
6555	3,54	-660,63

Tabela 25 – Deslocamentos horizontais do aterro HGE (Cenário 7)

H= 3,33m (50 dias)		H= 3,66m (52 dias)		H= 4,2m (55 dias)		H= 4,2m (58 dias)		H= 4,2m (61 dias)		H= 4,2m (79 dias)		H= 4,66m (80 dias)		H= 6m (85 dias)	
Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)	Y (m)	Δ (cm)
0,01	1,98	0,02	1,38	0,02	4,34	0,02	7,77	0,02	-0,01	0,02	12,20	0,03	6,77	0,37	63,77
-0,01	1,98	-0,01	1,37	0,01	4,33	0,01	7,76	0,01	-0,01	0,00	12,22	0,02	6,74	0,36	63,90
-1,01	2,24	-1,00	1,63	-0,99	5,03	-0,99	9,06	-0,99	0,02	-0,99	14,70	-0,97	7,61	0,19	62,15
-0,95	2,22	-0,93	1,60	-0,88	4,92	-0,88	8,87	-0,88	0,02	-0,89	14,47	-0,82	7,38	0,14	63,25
-1,13	2,27	-1,13	1,67	-1,12	5,13	-1,12	9,23	-1,12	0,03	-1,13	14,99	-1,11	7,76	-0,57	69,50
-1,16	2,28	-1,16	1,68	-1,17	5,18	-1,17	9,30	-1,17	0,03	-1,17	15,08	-1,19	7,87	-0,41	67,64
-1,31	2,31	-1,31	1,72	-1,34	5,34	-1,35	9,55	-1,35	0,04	-1,35	15,46	-1,45	8,27	-0,97	72,70
-1,37	2,33	-1,39	1,75	-1,43	5,41	-1,43	9,67	-1,43	0,04	-1,44	15,62	-1,48	8,21	-1,88	80,99
-1,99	2,41	-1,98	1,90	-1,98	5,78	-1,98	10,31	-1,98	0,06	-1,98	16,66	-1,97	8,55	-2,47	83,53
-1,99	2,41	-1,98	1,90	-1,97	5,78	-1,97	10,31	-1,97	0,06	-1,98	16,66	-1,96	8,55	-3,88	93,19
-3,68	2,27	-3,70	1,81	-3,75	6,57	-3,75	10,94	-3,76	0,11	-3,76	17,09	-3,85	10,00	-4,75	83,18
-3,64	2,27	-3,64	1,80	-3,63	6,50	-3,63	10,85	-3,64	0,10	-3,64	16,98	-3,64	9,70	-6,37	32,98
-3,99	2,26	-3,99	1,90	-3,98	6,76	-3,98	11,23	-3,98	0,12	-3,98	17,26	-3,97	10,02	-7,35	-1,74
-3,99	2,25	-3,99	1,89	-3,98	6,74	-3,98	11,19	-3,98	0,12	-3,98	17,22	-3,96	10,00	-8,51	-20,55
-5,67	1,80	-5,68	1,04	-5,71	3,90	-5,71	7,01	-5,71	0,09	-5,72	11,76	-5,77	6,04	-8,51	-11,15
-5,64	1,81	-5,64	1,04	-5,65	3,99	-5,65	7,13	-5,65	0,09	-5,65	11,88	-5,66	6,34	-10,55	-16,48
-6,00	1,76	-6,00	1,06	-5,99	3,62	-5,99	6,72	-5,99	0,10	-5,99	11,25	-5,99	5,70	-10,56	-15,25
-6,00	1,75	-6,00	1,05	-5,99	3,58	-5,99	6,67	-5,99	0,10	-5,99	11,19	-5,99	5,59	-11,00	-16,78
-6,40	1,64	-6,39	0,94	-6,34	2,92	-6,34	5,68	-6,34	0,04	-6,34	9,47	-6,26	4,24		
-6,45	1,61	-6,45	0,90	-6,44	2,66	-6,45	5,30	-6,45	0,02	-6,45	8,96	-6,44	3,00		
-8,50	0,86	-8,50	0,43	-8,50	0,89	-8,50	2,26	-8,50	0,04	-8,50	4,32	-8,50	0,68		
-8,50	0,86	-8,50	0,43	-8,50	0,89	-8,50	2,26	-8,50	0,04	-8,50	4,31	-8,50	0,68		
-10,54	0,30	-10,54	0,15	-10,54	0,24	-10,54	0,73	-10,54	0,01	-10,54	1,11	-10,54	0,17		
-10,55	0,29	-10,55	0,15	-10,55	0,23	-10,55	0,72	-10,55	0,01	-10,55	1,10	-10,55	0,17		
-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00	-11,00	0,00		
D. (mm/dia)	2,19		9,50		22,53		37,43		0,38		9,59		100,24		186,38

Tabela 26 – Excessos de poropressão medidos no aterro HGE (Cenário 7)

Dias	Altura do aterro (metros)	Maior excesso de poropressão por medição (T/m <sup>2</sup> )		
		3 metros	5 metros	7 metros
5	0	0	0	0
10	0,33	0,529855	0,53187021	0,52808994
17	0,33	0,52796	0,53525099	0,53064321
23	0,8	1,321728	1,3441048	1,3326996
24	0,8	1,320074	1,3450034	1,3311273
25	1,33	2,216443	2,24985	2,2317438
30	1,33	2,200596	2,2566759	2,2300782
31	1,5	2,483638	2,5478732	2,5143864
33	1,5	2,470906	2,5494465	2,5079178
35	1,8	2,964879	3,0645548	3,0119121
41	1,8	2,902332	3,0686808	2,9758296
44	2,33	3,759327	3,9753674	3,8518311
50	2,33	3,661411	3,9708576	3,7829315
51	2,8	4,429937	4,77256	4,5674998
55	3,33	5,204421	5,6723935	5,4095277
57	3,66	5,702115	6,2090722	5,9308716
59	3,66	5,670722	6,1950419	5,8902767
60	4,2	6,835986	7,2949539	6,9367332
84	4,2	6,000433	6,9378091	6,4622837
85	4,66	7,168988	8,0604232	7,6066408
86	4,66	7,132079	8,0311126	7,5820501
90	6	9,508127	10,427245	9,6824701

Tabela 27 – Recalque do aterro HGE (Cenário 7)

Dias	Altura líquida de aterro (m)	Recalque (mm)
0	0,00	0
20	1,31	-18,29
39	2,29	-42,33
50	3,26	-72,72
52	3,58	-83,68
55	4,10	-104,57
79	4,06	-139,01
80	4,50	-158,38
85	5,60	-399,20
185	5,49	-508,28
285	5,40	-601,41
435	5,29	-705,81
535	5,24	-761,33

Tabela 28 – Deformações no reforço do aterro HGE em % (Cenário 7)

Dias	Altura do aterro (metros)	0,5m	1,5m	3,5m	4,5m
0	0	-	-	-	-
5	0,33	-	-	-	-
12	0,33	-	-	-	-
18	0,8	-	-	-	-
19	0,8	-	-	-	-
20	1,33	0,03096	0,03267	0,03753	0,03834
25	1,33	0,05874	0,06468	0,0695	0,06926
26	1,5	0,08829	0,09713	0,10158	0,09856
28	1,5	0,11655	0,12897	0,13116	0,12475
30	1,8	0,1474	0,16112	0,15636	0,14163
36	1,8	0,17484	0,18871	0,17295	0,14786
39	2,33	0,21316	0,21029	0,16181	0,11114
45	2,33	0,23752	0,22421	0,13907	0,06182
46	2,8	0,28173	0,23569	0,07262	0,06345
50	3,33	0,40646	0,29549	0,05025	0,3101
52	3,66	0,51924	0,40201	0,02496	0,499
54	3,66	0,6475	0,52065	0,00208	0,68815
55	4,2	0,73353	0,62529	0,09628	1,35839
79	4,2	0,83988	0,69705	0,32353	2,08462
80	4,66	1,24547	0,83024	0,55789	3,18338
81	4,66	1,66959	0,91023	0,86374	4,32261
85	6	1,73259	1,27523	3,99074	7,55261

Tabela 29 – Deslocamentos no reforço do aterro HGE em metros (Cenário 7)

Dias	Altura do aterro (metros)	0,5m	2,5m	4,5m	5,5m	12m	16m	18,0m	20m
0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0,33	-	-	-	-	-	-	-	-
12	0,33	-	-	-	-	-	-	-	-
18	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
19	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-
20	1,33	0,47	0,51	0,57	0,61	0,93	1,08	1,06	1,03
25	1,33	0,73	0,76	0,82	0,86	1,18	1,32	1,29	1,23
26	1,5	0,92	0,96	1,04	1,09	1,49	1,66	1,61	1,54
28	1,5	1,01	1,06	1,14	1,19	1,59	1,75	1,70	1,62
30	1,8	1,38	1,44	1,55	1,62	2,18	2,36	2,26	2,15
36	1,8	1,69	1,74	1,85	1,92	2,46	2,62	2,50	2,37
39	2,33	2,36	2,45	2,62	2,72	3,53	3,68	3,47	3,33
45	2,33	2,83	2,92	3,08	3,18	3,92	4,00	3,76	3,58
46	2,8	3,34	3,52	3,76	3,90	4,97	5,03	4,72	4,56
50	3,33	4,56	4,80	5,13	5,33	6,84	6,57	6,01	5,79
52	3,66	5,28	5,60	6,13	6,46	8,63	8,22	7,50	7,19
54	3,66	5,62	5,94	6,47	6,80	8,93	8,45	7,67	7,29
55	4,2	6,69	7,49	8,90	9,79	13,99	13,26	12,15	11,65
79	4,2	10,07	10,88	12,26	13,12	16,62	15,10	13,49	12,46
80	4,66	10,94	12,39	14,64	16,09	26,88	24,31	22,10	20,77
81	4,66	11,14	12,59	14,85	16,30	27,03	24,41	22,17	20,82
85	6	16,39	26,75	52,52	65,55	108,74	97,64	93,11	90,62

Tabela 30 – Deslocamentos horizontais e recalques para altura líquida do aterro CE

Altura líquida de Aterro (m)	Dias	Deslocamento Horizontal (mm)	Recalque (mm)
0,00	0	0	0
0,99	10	34,59	14,57
1,64	11	47,51	23,54
2,29	15	58,62	36,94
3,27	19	79,70	63,21
3,26	21	79,27	67,01
3,58	22	89,15	76,86
3,91	24	109,00	91,19
3,89	44	110,25	114,59
3,86	74	110,54	140,96
3,80	174	116,79	204,41
3,75	274	124,71	251,54
3,60	774	153,17	–
3,52	1274	167,82	–

Tabela 31 – Deslocamentos horizontais e recalques para altura líquida do aterro MGE

Altura líquida de Aterro (m)	Dias	Deslocamento Horizontal (mm)	Recalque (mm)
0,00	0	0,00	0,00
0,79	18	30,31	12,14
1,31	20	41,23	19,11
1,48	26	43,28	24,09
2,29	39	56,60	42,97
2,74	46	65,07	56,85
3,26	50	79,02	74,63
3,57	52	95,57	86,87
4,09	55	152,14	113,84
3,99	155	176,14	211,91
3,88	355	197,83	319,71
3,81	555	213,28	394,44
3,68	1055	235,45	515,38
3,62	1555	244,47	582,1
3,54	6555	254,60	660,63

Tabela 32 – Deslocamentos horizontais e recalques para altura líquida do aterro HGE

<b>Altura líquida de Aterro (m)</b>	<b>Dias</b>	<b>Deslocamento Horizontal (mm)</b>	<b>Recalque (mm)</b>
0,00	0	0	0
1,31	20	42,78	18,29
2,29	39	59,24	42,33
3,26	50	83,38	72,72
3,58	52	102,37	83,68
4,10	55	161,85	104,57
4,06	79	172,63	139,01
4,50	80	272,87	158,38
5,60	85	1184,05	399,20
5,49	185	–	508,28
5,40	285	–	601,41
5,29	435	–	705,81
5,24	535	–	761,33