



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL  
PROGRAMA DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DANIEL GURGEL DO AMARAL MOTA**

**ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERROS REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS**

**FORTALEZA**

**2017**

DANIELGURGEL DO AMARAL MOTA

ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil. Área de concentração: Aterros reforçados.

Orientador: Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares.

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

M871a Mota, Daniel Gurgel do Amaral.

Análise de desempenho de aterros reforçados com geossintéticos / Daniel Gurgel do Amaral Mota. – 2017.

112 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.

Orientação: Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares.

1. Geossintéticos. 2. Métodos de dimensionamento. 3. Aterro. I. Título.

CDD 620

---

DANIEL GURGEL DO AMARAL MOTA

ANÁLISE DE DESEMPENHO DE ATERROS REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil. Área de concentração: Aterros reforçados.

Orientador: Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares.

Aprovada em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

## **AGRADECIMENTOS**

À Universidade Federal do Ceará e aos professores do curso de Engenharia Civil pelo ensino de qualidade passado e aprendido.

Ao Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares pela excelente orientação e pelo apoio nessa fase de término de curso.

Aos professores participantes da banca examinadora Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura e Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

À minha família pelo suporte e apoio nessa fase em que foi necessário um esforço maior de todas as partes.

Ao grupo Rumo ao Sucesso, com que há tempos compartilho objetivos e vitórias, mas que, além disso, compartilho uma amizade verdadeira.

Ao grupo ADH pelo apoio, discussões engrandecedoras e pela amizade nesses anos de faculdade, essa última que foi de fundamental importância para construção do caráter profissional e crescimento pessoal.

## RESUMO

Este trabalho propõe a análise de desempenho de aterros reforçados com geossintéticos através de uma comparação dos fatores de segurança e custos envolvidos de material com os resultados obtidos também para muros de gravidade em concreto. Para tal, foram consideradas maciços de solo padrões para alturas de 5 e 10 metros, a partir dos quais foi feito o dimensionamento das obras de contenção segundo um método de compatibilidade das deformações, Dantas e Ehrlich (1999), e um para equilíbrio limite, proposto no Manual Técnico de Encostas da Georio (2000). A análise busca, também, contemplar diferentes tipos de solos e sua influência no dimensionamento de obras de contenção, evidenciando o efeito do ângulo de atrito e coesão dos solos, essa última não sendo recomendada devido a efeitos negativos que podem ter os solos finos quando utilizados em aterros. Os custos são então levantados a partir das composições de preço da versão 024 da Seinfra-CE (Secretaria de Infraestrutura do Ceará) e do DER-SP (Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo). Por fim, são expostos os resultados, concluindo-se que, independentemente do método de dimensionamento, os aterros reforçados são as soluções mais viáveis para aterros de 5 e 10 metros de altura.

**Palavras-chave:** Geossintéticos. Métodos de dimensionamento. Aterro.

## **ABSTRACT**

This work proposes the performance analysis of geosynthetic reinforced backfills by comparison of safety factors and material costs of the results gathered in the analysis with those obtained for gravity walls. To do so, standard situations with 5 and 10 meters high slopes were conceived and then the design of the retaining structures were made by using one method that uses deformation compatibility, Dantas e Ehrlich (1999), and another one that uses the limit equilibrium, proposed in “Manual Técnico de Encostas” Georio (2000). Another goal of this analysis is testing different sorts of soil and their influence on the design of retaining wall structures, by comprehending the effects of the friction angle and cohesion on the design, though the cohesion may not be recommended because of the negative effects that may result from using fine soils on backfills. The material costs were calculated by using the version 024 of the price tables of “Seinfra-CE” and the one from “DER-SP. Then, the results are exposed leading to the conclusion that the geosynthetic reinforced backfill is the best alternative for 5 and 10 meters high slopes apart of the design method used.

**Keywords:** Geosynthetics. Design Methods. Backfill.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Coeficientes de empuxo .....	24
Figura 2.2 – Mecanismos de ruptura: (a) por desconfinamento; (b) por carga vertical.....	26
Figura 2.4 – Método das fatias com superfície de ruptura circular .....	27
Figura 2.5 – Forças atuantes em uma fatia de solo segundo Bishop (1955).....	28
Figura 2.6 – Forças de interação no método de Morgenstern-Price .....	30
Figura 2.7 – Mecanismo de interação solo-reforço da geogrelha.....	32
Figura 2.8 – Geotêxtil .....	33
Figura 2.9 – Mecanismos de falha por instabilidade externa.....	34
Figura 2.10 – Fatores de segurança para estabilidade externa.....	34
Figura 2.11 – Mecanismos de falha por instabilidade interna .....	35
Figura 2.12 – Superfícies de ruptura esperada.....	36
Figura 2.13 – Fatores de segurança para estabilidade interna .....	36
Figura 2.14 – Valores típicos de rigidez relativa solo-reforço.....	37
Figura 2.15 – Equilíbrio de tensões solo-reforço.....	38
Figura 2.16 – Equilíbrio de tensões solo-reforço com efeito da compactação .....	38
Figura 2.17 – Solicitação em um aterro de solo reforçado .....	41
Figura 2.18 – Exemplo de estrutura método da GeoRio (2000).....	41
Figura 2.19 – Cargas consideradas na análise de capacidade de fundação .....	42
Figura 2.20 – Comprimentos de ancoragem.....	44
Figura 2.21 – Estrutura típica pelo método de Dantas e Ehrlich (1999).....	46
Figura 2.22 – Ábaco de dimensionamento para Dantas e Erlich (1999) .....	48
Figura 3.1 – Fluxograma de metodologia do trabalho.....	50
Figura 3.2 – Talude padrão para análise de desempenho .....	54
Figura 3.3 – Talude padrão para análise de sensibilidade .....	55
Figura 3.4 – Estrutura geral de muros de gravidade trapezoidal .....	56
Figura 3.5 – Layout do software <i>Slide</i> .....	61
Figura 4.1 – Sensibilidade do fator de segurança em relação à coesão .....	67
Figura 4.2 – Sensibilidade do fator de segurança em relação ao ângulo de atrito.....	68
Figura 4.3 – Relação entre ângulo de atrito e volume do muro 5 metros .....	70
Figura 4.4 – Relação entre coesão e volume do muro 5 metros .....	71
Figura 4.5 – Relação entre peso específico e volume do muro 5 metros.....	71
Figura 4.6 – Estabilidade global de talude de 5 m para o solo 01 .....	72

Figura 4.7 – Estabilidade global de talude de 10 m para o solo 01 .....	72
Figura 4.8 – Estabilidade global de talude de 5 m para o solo 04 .....	73
Figura 4.9 – Estabilidade global de talude de 10 m para o solo 04 .....	73
Figura 4.10 – Fatores de seguranças para muro com talude de 5 e 10 m .....	74
Figura 4.11 – Custos x Volume de Concreto .....	75
Figura 4.12 – Custos para muro com talude de 5 e 10 m.....	76
Figura 4.13 – Exemplo de estrutura método da GeoRio (2000) .....	77
Figura 4.14 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 GeoRio (2000) talude 5 m ...	79
Figura 4.15 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 GeoRio (2000) talude 10 m .	79
Figura 4.16 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 GeoRio (2000) talude 5 m ...	80
Figura 4.17 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 GeoRio (2000) talude 10 m .	81
Figura 4.18 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 GeoRio (2000) talude 5 m ...	81
Figura 4.19 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 GeoRio (2000) talude 10 m .	82
Figura 4.20 – Fatores de segurança aterro reforçado GeoRio (2000) talude 5 m.....	83
Figura 4.21 – Fatores de segurança aterro reforçado GeoRio (2000) talude 10 m.....	83
Figura 4.22 – Custo de aterro reforçado GeoRio (2000) talude 5 m .....	84
Figura 4.23 – Custo de aterro reforçado GeoRio (2000) talude 10 m .....	85
Figura 4.24 – Custo do aterro x resistência à tração GeoRio (2000).....	86
Figura 4.25 – Exemplo de estrutura método de Erhlich e Dantas (1999).....	87
Figura 4.26 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m .....	89
Figura 4.27 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m .....	89
Figura 4.28 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m .....	90
Figura 4.29 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m .....	91
Figura 4.30 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 05 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m .....	91
Figura 4.31 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 05 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m .....	92
Figura 4.32 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m .....	93

Figura 4.33 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m .....	93
Figura 4.34 – Fatores de segurança aterro reforçado Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m.....	94
Figura 4.35 – Fatores de segurança aterro reforçado Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m....	94
Figura 4.36 – Custo do aterro Erhlich e Dantas (1999) aterro de 5 m.....	96
Figura 4.37 – Custo do aterro Erhlich e Dantas (1999) aterro de 10 m.....	96
Figura 4.38 – Custo do aterro x resistência à tração Erhlich e Dantas (1999).....	97
Figura 4.39 – Benefícios gerais das obras de contenção em relação a FS mínimos.....	98
Figura 4.40 – Benefícios gerais das obras de contenção em relação a FS máximos .....	98
Figura 4.41 – Superfície de ruptura para solos não-coesivos não contidos .....	100

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Translação necessária para mobilização de empuxo ativo .....	24
Tabela 2.2 - Fatores de segurança Georio (2000) .....	45
Tabela 2.3 - Fatores de segurança Dantas e Ehrlich (1999) .....	49
Tabela 3.1 – Materiais com coesões fixadas para análise de sensibilidade .....	51
Tabela 3.2 – Materiais com ângulos de atrito fixados para análise de sensibilidade .....	52
Tabela 3.3 – Materiais utilizados na análise .....	52
Tabela 3.4 – Geossintéticos utilizados.....	53
Tabela 3.5 - Fatores de segurança para método da GeoRio.....	57
Tabela 3.6 - Fatores de segurança utilizados Georio (2000) .....	58
Tabela 3.7 - Fatores de segurança utilizados Dantas e Ehrlich (1999).....	59
Tabela 3.8 – Limitações dos métodos utilizadas no <i>Slide</i> .....	61
Tabela 3.9 – Composição de custos para formas.....	62
Tabela 3.10 – Composição de concreto ciclópico .....	63
Tabela 3.11 – Composição de instalação de geotêxtil RT-10.....	63
Tabela 3.12 – Composição de instalação de geotêxtil RT-31.....	64
Tabela 3.13 – Composição de peça em madeira para instalação de geotêxtil .....	64
Tabela 3.14 – Composição de instalação de geogrelha Fortrac® 20/9-35 .....	65
Tabela 3.15 – Composição de instalação de geogrelha Fortrac® 55/30-20 .....	65
Tabela 3.16 – Composição de instalação de geogrelha Fortrac® 150/30-30 .....	66
Tabela 4.1 – Dimensionamento de muro GeoRio (2000) para talude 5 m .....	69
Tabela 4.2 – Dimensionamento de muro GeoRio (2000) para talude 10 m .....	69
Tabela 4.3 – Dimensionamento GeoRio (2000) aterros reforçados talude de 5 m.....	77
Tabela 4.4 – Dimensionamento GeoRio (2000) aterros reforçados talude de 10 m.....	77
Tabela 4.5 – Dimensionamento pelo método Dantas e Ehrlich (1999) talude 5 m .....	87
Tabela 4.6 – Dimensionamento pelo método Dantas e Ehrlich (1999) talude 10 m .....	87

## LISTA DE SÍMBOLOS

$K_o$	Coeficiente de empuxo de terra no repouso
$\sigma_v$	Tensão vertical induzida pelo peso próprio do solo
$\sigma_h$	Tensão horizontal induzida pelo peso próprio do solo
$\sin(\phi)$	Seno do ângulo de atrito do solo
OCR	Índice de pré-adensamento do solo
$K_a$	Coeficiente de empuxo de terra no estado ativo
$K_p$	Coeficiente de empuxo de terra no estado passivo
$\sigma'_1$	Tensão principal efetiva maior
$\sigma'_v$	Tensão principal efetiva vertical
H	Altura do talude
$\sigma'_h$	Tensão principal efetiva horizontal
$\sigma'_{a,p}$	Tensão efetiva devida ao empuxo ativo ou passivo
q	Sobrecarga sobre a massa de solo
$K_{a,p}$	Coeficiente de empuxo de terra no estado ativo ou passivo
c'	Coesão do solo
FS	Fator de segurança
$\sigma'_{adm}$	Máxima tensão admissível para o solo de fundação
$\sigma'_{últ}$	Tensão última para o solo de fundação
W	Peso da fatia de solo
$E_n$	Força devido à fatia de solo adjacente
$X_n$	Força de atrito entre as fatias de solo
T	Resistência do solo ao cisalhamento
N	Força normal da fatia de solo sobre a superfície de ruptura
b	Largura da fatia de solo
h	Altura da fatia de solo
$\Delta y$	Diferença de altura entre os vértices inferiores da fatia
$\alpha$	Inclinação da superfície de ruptura em relação à horizontal
$\delta$	Ângulo de atrito entre tardo do muro e solo
$\omega$	Inclinação da superfície superior do solo
Li	Comprimento do reforço contido dentro da zona ativa do solo
La	Comprimento de ancoragem do reforço além da zona passiva

$T_d$	Resistência à tração do reforço no final da vida útil
$T_{m\acute{a}x}$	A máxima força a que está sujeito o reforço
$P_r$	Força de suporte ao arrancamento do geossintético
$P_{r,0}$	Resistência da conexão do reforço com a face do muro
$T_0$	Máxima solicitação do reforço junto à face
$S_i$	Rigidez relativa solo-reforço
$c'_1$	Coesão do solo de aterro
$\gamma_1$	Peso específico do solo de aterro
$\Phi'_1$	Ângulo de atrito do solo reforçado
$\delta_b$	Ângulo de atrito entre solo e reforço
$k_{a1}$	Coefficiente de empuxo ativo para o solo da região reforçada
$c'_2$	Coesão do solo adjacente ao reforço
$\gamma_2$	Peso específico do solo adjacente ao reforço
$\Phi'_2$	Ângulo de atrito do solo adjacente ao reforço
$k_{a2}$	Coefficiente de empuxo ativo para o solo adjacente ao reforço
$c'_f$	Coesão do solo de fundação
$\gamma_f$	Peso específico do solo de fundação
$\Phi'_f$	Ângulo de atrito do solo de fundação
$S$	Espaçamento entre as camadas de reforço
$L_e$	Comprimento do reforço
$l_a$	Comprimento de ancoragem inclinado
$l_b$	Comprimento de ancoragem reto
$B_d$	Comprimento do reforço para análise de estabilidade ao deslizamento
$FS_d$	Fator de segurança contra o deslizamento
$E$	Empuxo de solo
$B_t$	Comprimento do reforço para análise de estabilidade ao tombamento
$FS_t$	Fator de segurança contra o tombamento
$y_E$	Altura de aplicação do empuxo em relação à fundação
$x_R$	Ponto de aplicação da resultante vertical de carga em relação ao pé do muro
$W$	Peso do muro
$x_w$	Ponto de aplicação do peso do muro
$Q$	Sobrecarga resultante sobre o maciço de solo
$x_Q$	Ponto de aplicação da sobrecarga em relação ao pé do muro

$e$	Excentricidade da força resultante vertical em relação ao centro da base
$B$	Comprimento do reforço
$B'$	Comprimento da sapata equivalente
$\sigma$	Tensão média na base do muro
$N$	Força resultante normal à fundação do muro
$q_{\text{máx}}$	Carga máxima de suporte da fundação
$FS_f$	Fator de segurança quanto à capacidade de carga da fundação
$N_c$	Fator de capacidade de carga para coesão
$N_q$	Fator de capacidade de carga para sobreadensamento do solo de fundação
$N_\gamma$	Fator de capacidade de carga para peso do solo
$S_{\text{uniforme}}$	Espaçamento uniforme entre os reforços
$T_i$	Tensão de tração no reforço de número $i$
$z$	Profundidade do reforço
$l_{ai}$	Comprimento de ancoragem interno
$FS_{\text{anci}}$	Fator de segurança para ancoragem interna
$z_i$	Profundidade do reforço de número $i$
$\sigma'_{\text{hcomp}}$	Tensão horizontal induzida pela compactação
$FS_{\text{af}}$	Fator de segurança para ancoragem da face do envelopamento
$z_1$	Profundidade do primeiro reforço
$\theta$	Inclinação da ancoragem inclinada do reforço na face
$\delta_{\text{inf}}$	Ângulo de atrito entre reforço e material na superfície inferior do reforço
$J_r$	Módulo de rigidez do reforço
$\alpha$	Fator de escala
$F^*$	Fator de resistência ao arrancamento
$f_a$	Coefficiente de aderência
$q_{\text{lim}}$	Capacidade de carga da fundação
$D$	Embutimento da fundação
$f_{ci}$	Fator de excentricidade da carga
$f_{qi}$	Fator de inclinação da sobrecarga
$f_{\gamma i}$	Fator de inclinação da carga do peso próprio
$R_h$	Resultante das forças horizontais
$R_v$	Resultante das forças verticais
$P_a$	Pressão atmosférica

$\beta$	Parâmetro adimensional para entrada no ábaco de Ehrlich e Mitchel (1994)
$\sigma'_{zc}$	Tensão vertical induzida pela compactação
$\chi$	Parâmetro adimensional obtido pelo ábaco de Ehrlich e Mitchel (1994)
$S_v$	Espaçamento vertical entre os reforços
$S_h$	Espaçamento horizontal entre os reforços
$k^*$	Módulo tangente inicial para modelo hiperbólico
$n$	Módulo expoente para modelo hiperbólico
$R^2$	Coefficiente de determinação
R\$	Reais

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	19
1.2. Problema .....	20
1.3. Justificativa .....	21
1.4. Objetivos .....	21
1.4.1. Objetivo geral .....	21
1.4.2. Objetivos específicos.....	21
1.5. Estrutura do trabalho.....	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	23
2.1. Introdução .....	23
2.2. Empuxo de terra.....	23
2.3. Estabilidade de taludes.....	25
2.3.1. Método simplificado de Bishop .....	28
2.3.2. Método de Morgenstern-Price.....	29
2.4. Geossintéticos como reforços .....	31
2.4.1. Geogrelha .....	31
2.4.2. Geotêxteis.....	32
2.5. Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos .....	33
2.5.1. Estabilidade externa e interna.....	33
2.5.2. Características para a escolha do geossintético para reforço .....	37
2.6. Métodos de dimensionamento de geossintéticos .....	39
2.6.1. Métodos empíricos .....	39
2.6.2. Métodos de equilíbrio limite .....	39
2.6.2.1. Método Georio (2000).....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
2.6.3. Métodos de compatibilidade de deformações .....	45
2.6.3.1. Método de Dantas e Erhlich (1999).....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>

3. METODOLOGIA.....	50
3.1. Propriedades dos materiais .....	51
3.2. Definição de um talude padrão .....	54
3.3. Análise de sensibilidade.....	55
3.4. Muro de gravidade convencional.....	56
3.5. Métodos de dimensionamento de muros com geossintéticos .....	57
3.5.1. Método Georio (2000).....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
3.6. Método de Dantas e Erhlich (1999).....	58
3.6.1. Estabilidade de taludes com o programa Slide.....	60
3.7. Comparação dos resultados e levantamento de custos .....	62
4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	67
4.1. Resultados da análise de sensibilidade .....	67
4.2. Muros de gravidade.....	69
4.2.1. Resultados de dimensionamento .....	69
4.2.2. Análise do método da GeoRio (2000) para muro de gravidade .....	72
4.2.3. Custos levantados para o método da GeoRio (2000) para muro de gravidade	75
4.3. Método da GeoRio para aterros reforçados (2000).....	76
4.3.1. Resultados de dimensionamento .....	76
4.3.2. Análise de estabilidade para o método de aterros reforçados da GeoRio (2000)	78
4.3.3. Custos levantados para o método da GeoRio (2000) .....	84
4.4. Método de Dantas e Erhlich para aterros reforçados (1999) .....	86
4.4.1. Resultados de dimensionamento .....	86
4.4.2. Análise para o método de aterros reforçados da Erhlich e Dantas (1999)	88
4.4.3. Custos levantados para o método de Erhlich e Dantas (1999).....	95
4.5. Comparação do fator de segurança para os diferentes métodos .....	98
5. CONCLUSÕES .....	101

REFERÊNCIAS.....	104
APÊNDICE A – RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE GRAVIDADE PELO MÉTODO PROPOSTO PELA GEORIO (2000) .....	106
APÊNDICE B – RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS PELO MÉTODO PROPOSTO PELA GEORIO (2000).....	107
APÊNDICE C – RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS PELO MÉTODO PROPOSTO POR ERHLICH E DANTAS (1999) .....	111

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. Considerações iniciais**

Esse trabalho focou no estudo da aplicação de geossintéticos em obras de contenção, taludes e aterros, visando entender o dimensionamento, desempenho e os custos gerados pelo emprego dessa tecnologia.

O procedimento de utilização de materiais para reforço dos solos foi descoberto na antiguidade com a utilização de fibras, bambus, entre outros materiais. Há dois mil anos, na China, a grande muralha foi construída com solo reforçado com fibras naturais. A utilização de geotêxteis começou em 1926 (John, 1987) com a construção de uma rodovia na Carolina do Sul, EUA, e posteriormente, em 1971, começou-se a fabricar geotêxtil não-tecido no Brasil.

Com o advento da técnica da “Terra Armada”, proposta pelo engenheiro francês Henri Vidal na década de 1960, a utilização dos reforços em solos modernos alavancou mundialmente. A partir daí diversos materiais geossintéticos e novas técnicas foram criadas, movimentando, um montante de aproximadamente um bilhão de dólares ao ano (Koerner e Soong, 1997).

Além de suas aplicações no reforço de estruturas, os geossintéticos também podem melhorar outras propriedades dos solos. Atualmente, há variações desse tipo de material que exercem funções de drenagem, filtração, separação e controle de erosão.

Dessa forma, suas aplicações compreendem diversas funcionalidades, auxiliando nas mais diversas áreas, o que evidencia a importância de seu estudo.

## 1.2. Problema

O solo é um dos materiais mais utilizados na engenharia civil, estando presente em quase todos os tipos de obras. Uma vez abundante, então, busca-se utilizar o solo local para a execução das atividades no qual seu uso se faz necessário. No entanto, devido à grande diversidade de formação geológica e aos diversos agentes de intemperismos, há grande heterogeneidade de solos presentes na crosta terrestre, sendo de grande importância a caracterização de suas propriedades. Para isso, diversos ensaios são efetuados e, de modo geral, há resultados que evidenciam a necessidade de efetuar, além de compactação, um melhoramento no solo.

Isso se deve, em canteiros de obras, à necessidade de superar fatores tais como as cargas cada vez mais elevadas às quais ele é submetido. Tal fato vem sendo um desafio.

Visando melhorar as propriedades geotécnicas dos diversos tipos de solos, foram então criados materiais conhecidos como geossintéticos. Esses materiais, os quais podem ser dispostos e utilizados de diversas maneiras, desde auxílio na drenagem até aumento do ângulo de atrito da estrutura final, têm auxiliado na melhoria do comportamento de diversos tipos diferentes de obras.

Em obras de contenção que necessitam de áreas menores, tem-se o aumento do ângulo de inclinação dos taludes, o que implica na diminuição do coeficiente de segurança dos mesmos. Uma alternativa para se reestabelecer o coeficiente de segurança adequado é o melhoramento dos parâmetros da resistência do solo através de diferentes técnicas de reforço, tais como uso de geossintéticos. A utilização dessa técnica implica em, além de conferir melhoramento na resistência mecânica das estruturas de terra, uma diminuição do volume de aterro e conseqüentemente dos custos.

### **1.3. Justificativa**

A aplicação de reforços de solos com materiais geossintéticos é uma matéria que vem sendo amplamente estudada nos últimos anos devido à diversidade de técnicas e soluções desenvolvidas. Além disso, esses materiais têm sido cada vez mais utilizados nos canteiros de obras devido às exigências que vem aumentando em relação a solicitações e coeficientes de segurança. Ainda, dentre as vantagens do uso de geossintéticos, cita-se a redução do uso de materiais e do custo de obra, diminuindo os gastos com terraplenagem, por exemplo, assim como a facilidade de execução *in situ*.

Assim, o entendimento do desempenho das técnicas e os mecanismos a elas associadas permitem estabelecer relações e recomendações sobre a segurança e custos ligados ao uso de geossintéticos como reforço de solo.

Dessa forma, a comparação do desempenho da aplicação de diferentes técnicas constitui um conhecimento importante que o engenheiro geotécnico deve possuir na tomada de decisão sobre qual técnica de reforço deve ser aplicada, objetivando um dimensionamento mais seguro e econômico.

### **1.4. Objetivos**

#### ***1.4.1. Objetivo geral***

Avaliar o desempenho de diferentes técnicas de reforço de solo com o uso de geossintéticos em comparação a técnicas convencionais.

#### ***1.4.2. Objetivos específicos***

- a) Comparar os custos entre o dimensionamento de estruturas de contenção com geogrelhas, geotêxteis e muros de gravidade;
- b) Comparar o melhoramento da segurança aos diversos mecanismos de falha;
- c) Modelar computacionalmente a análise de estabilidade de taludes com a utilização de geossintéticos e dos aterros sem obras de contenção, verificando o ganho de estabilidade.

## 1.5. Estrutura do trabalho

Este trabalho, além da introdução, está dividido em 5 capítulos abaixo descritos:

### Capítulo 2

Nesse capítulo, é exposta a revisão bibliográfica, visando dar um embasamento teórico sobre os tipos de geossintéticos no Brasil e suas utilizações, assim como suas características.

### Capítulo 3

É proposta uma metodologia para o estudo em questão, evidenciando ferramentas, métodos e premissas propostas. Expõe-se, também, a metodologia de modelagem, assim como as características dos materiais e propriedades analisadas.

### Capítulo 4

Apresentação e análise dos resultados obtidos a partir das modelagens realizadas, incluindo a discussão dos mesmos de forma a se analisar os pontos expostos nos objetivos específicos.

### Capítulo 5

Neste capítulo são abordadas as conclusões das análises feitas, limitações do estudo e sugestões para futuros trabalhos.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Introdução

A NBR 12553/99 (ABNT) define os geossintéticos como materiais sintéticos utilizados predominantemente na engenharia geotécnica, podendo exercer diferentes funções, tais como: filtração, drenagem, proteção, impermeabilização, reforço e separação. Ainda, a mesma norma define os tipos de geossintéticos, segundo suas qualidades e forma. Os geossintéticos com função reforços de estruturas de solos, são: geogrelha, geotêxteis, geocomposto, geobarra e geotira.

Materiais de reforço são utilizados muito comumente em aterros quando se objetiva aumentar a inclinação de taludes, garantindo a estabilidade e equilíbrio dos empuxos gerados no maciço de solo. Ainda, há casos em que a inclusão desses reforços se dá pela grande sollicitação à qual a massa de solo é submetida.

Dessa forma, os materiais geossintéticos com função de reforço atuam melhorando as propriedades mecânicas dos solos, em especial, a resistência à tração. Essa baixa resistência à tração do solo se deve ao fato de esse ser um material granular cujas partículas se mantêm juntas pelo atrito ou por pequenas forças de interação entre si.

### 2.2. Empuxo de terra

Os empuxos de terra são as forças laterais que são função da pressão exercida pelo solo e podem ser classificados em empuxo de repouso, ativo ou passivo.

Na condição de repouso, uma massa de solo semi-infinita, altura  $z$  e comprimento unitário é caracterizada por não apresentar deformações laterais. No repouso, a relação entre suas tensões verticais e horizontais, conforme mostrado na equação 2-1, é definida pelo coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ).

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{Eq. 2-1})$$

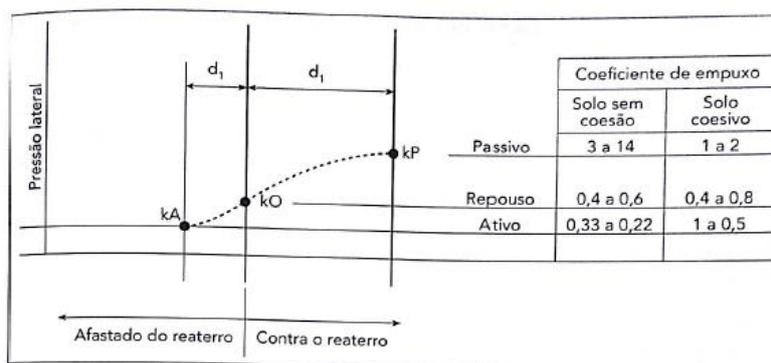
Jaky (1944) propõe uma formulação para o valor de  $k$  no repouso, levando em consideração a razão de sobreadensamento do solo (Eq. 2-2).

$$k = (1 - \sin \phi) (OCR)^{\sin \phi} \quad (\text{Eq. 2-2})$$

Para situações diferentes do repouso, tem-se diferentes valores de  $k_a$  e  $k_p$ , representando os coeficientes de empuxo ativo e passivo, respectivamente.

O empuxo ativo, por sua vez, é definido por Rankine (1857) como aquele resultante de um deslocamento da massa de solo sobre um muro ou obra de contenção, fazendo com que a estrutura tenha tendência de deslocamento horizontal. Já o  $k_p$  é definido quando o solo é comprimido pela estrutura. Tem-se, experimentalmente, os valores esperados para os coeficientes de empuxo para solos coesivos e não coesivos, conforme pode ser visto na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Coeficientes de empuxo



Fonte: MARCHETTI (2007)

Marchetti (2007) define os valores de translação em relação à altura ( $H$ ) do aterro para mobilizar o coeficiente de empuxo ativo segundo o tipo de solo (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Translação necessária para mobilização de empuxo ativo

Tipo de solo	Valores de translação
Solo sem coesão- compacto (areias)	0,1% $H$ a 0,2% $H$
Solo sem coesão – fofo (areias)	0,2% $H$ a 0,4% $H$
Solo coesivo rijo (argilas)	1% $H$ a 2% $H$
Solo coesivo mole (argilas)	2% $H$ a 5% $H$

Fonte: MARCHETTI (2007)

O empuxo passivo ocorre quando a estrutura de contenção exerce um reforço sobre o solo, comprimindo-o. Nessa situação, a tensão principal efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) aumentará até que ocorrerá ruptura plástica do solo, onde é atingido o estado passivo de Rankine.

Quando os solos não estão confinados, por sua vez, o desequilíbrio de empuxos gerado na superfície livre causa uma deformação nessa até que seja atingido um estado de equilíbrio plástico.

Rankine propõe, ainda, uma equação geral para o cálculo de tensões horizontais em uma massa de solo, conforme mostrado em Eq 2-3.

$$\sigma'_{a,p} = (\sigma'_v + q) * k_{a,p} \mp 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_{a,p}} \quad (\text{Eq. 2-3})$$

Onde  $\sigma'_{a,p}$  representa a tensão devida ao empuxo ativo ( $\sigma'_a$ ) ou passivo ( $\sigma'_p$ );  $\sigma'_v$ , a tensão vertical efetiva;  $q$ , uma sobrecarga distribuída sobre o aterro;  $k_{a,p}$ , o coeficiente de empuxo ativo ( $k_a$ ) ou passivo ( $k_p$ );  $c'$ , a coesão do solo. A tensão ativa se dá quando utilizados  $k_a$  e o sinal negativo na equação. Por sua vez, a passiva pode ser obtida ao usar-se  $k_p$  e sinal positivo no segundo termo da equação.

Dessa forma, o talude pode ser definido como uma superfície inclinada de solo onde há equilíbrio do empuxo do solo com as demais forças atuantes.

### 2.3. Estabilidade de taludes

Tratando-se de estabilidade de taludes, dois dos possíveis mecanismos de ruptura que podem ocorrer são: aumento das cargas verticais ou ao desconfinamento lateral do solo. Em ambas as situações se tem uma alteração no estado inicial de tensões do solo. Em projeto, então, busca-se evitar que algumas dessas situações possam vir a ocorrer.

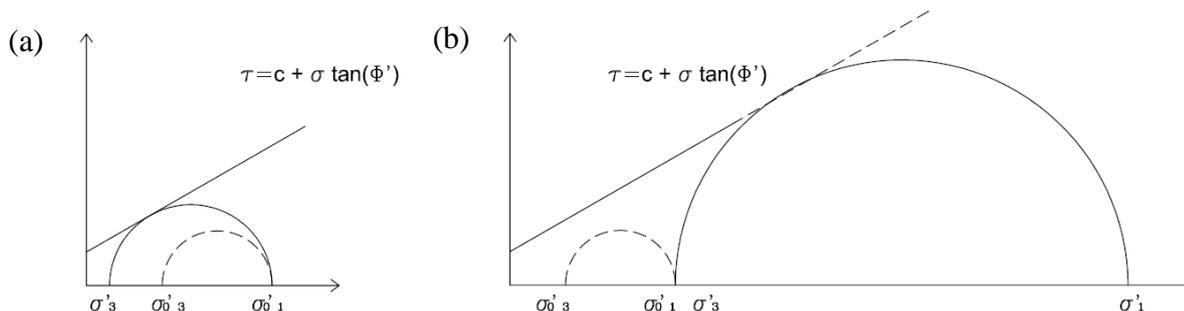
Em taludes sujeitos a cargas verticais, o processo de ruptura se dá pelo fato de que as cargas verticais aplicadas à superfície do solo provocam um acréscimo de tensões verticais e horizontais fazendo com que o círculo de Mohr se desloque e tenha seu raio aumentado. Quando o círculo toca a envoltória de ruptura do solo há então a ruptura. Tal comportamento pode ser observado na Figura 2.2 (b).

Por sua vez, para taludes resultantes de escavações, temos ainda o efeito do desconfinamento do solo, o que altera o estado de tensões desse, que anteriormente estava em repouso. Considerando, ainda, que no repouso as direções principais são a vertical e a horizontal, o desconfinamento lateral ocasiona uma diminuição na tensão horizontal, fazendo com que o raio do círculo de Mohr referente ao solo tenha seu raio aumentado. A ruptura se dá de forma análoga à primeira situação. Esse processo pode ser visualizado na Figura 2.2 (a),

onde  $\sigma'$  corresponde à tensão principal maior ou menor. Em tracejado, na mesma figura, é exposta uma situação inicial idealizada na qual o solo se apresenta estável por estar sujeito a tensões que geram um círculo de Mohr abaixo da envoltória de resistência do solo.

Tendo em vista que o talude é resultado de um processo de ruptura e reestabelecimento de equilíbrio plástico de uma massa de solo, percebe-se que suas características podem diferir de acordo com os parâmetros de resistência do maciço. Solos com maior coesão, por exemplo, podem ser dispostos em taludes com inclinações superiores àqueles solos em que a resistência se dá em maior parte pelo atrito entre as partículas.

Figura 2.2 – Mecanismos de ruptura: (a) por desconfinamento; (b) por carga vertical



Fonte: Elaborada pelo autor

Em ambos os casos, quando se deseja melhorar a resistência do solo pode-se utilizar reforços com materiais. Para se atingir tal objetivo, é necessária a introdução de elementos resistentes que trabalham em conjunto com o maciço de forma que esse suporte solicitações superiores àquelas a que poderia suportar em condições normais.

Alguns tipos de reforços utilizados nos solos são: estacas e micro estacas, colunas de brita, terra armada ou geossintéticos.

Na análise de estabilidade de taludes em si, são encontradas algumas incertezas devido à estratificação do solo, geometria da superfície de ruptura mais provável e determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento local do solo. Por esse motivo, são utilizados os fatores de segurança, os quais variam de acordo com a importância da obra e riscos envolvidos.

Para a estabilidade de taludes, os fatores de segurança (FS) são aplicados para tensões, sempre representando uma relação entre o máximo esforço admissível e o esforço no qual há ruptura da estrutura. Ele pode ser expresso conforme a equação 2-4.

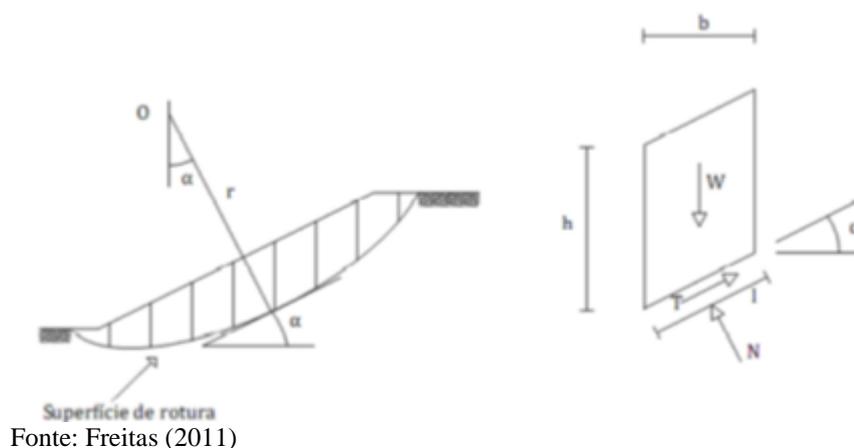
$$FS = \frac{\text{Esforço de ruptura}}{\text{Esforço máximo admissível}} \quad (\text{Eq. 2-4})$$

Segundo Freitas (2011), existem duas abordagens para esse tipo de análise, sendo a primeira baseada no estudo de tensões-deformações, enquanto o segundo utiliza o conceito de equilíbrio limite. Este último é o utilizado comumente devido à simplicidade de uso, disponibilidade nos programas comerciais e relativa acurácia, definidas diversas possíveis superfícies de ruptura para o cálculo de seus fatores de segurança. O fator de segurança é associado a uma superfície de ruptura crítica.

Os métodos de equilíbrio limite são métodos que consideram que o solo está na iminência do deslizamento, podendo ser considerado como um material rígido perfeitamente plástico. Para esses métodos considera-se ainda que o equilíbrio das massas de solo pode ser dado através das equações de equilíbrio estático até a iminência da ruptura, quando o processo se torna dinâmico, e que o fator de segurança é constante ao longa da superfície de ruptura, ou seja, os efeitos locais e fenômenos de ruptura progressiva são ignorados, Massad (2010).

Esses métodos que utilizam o equilíbrio limite dividem a massa de solo em fatias (Figura 2.4) e consideram diferentes superfícies e geometrias para a ruptura, fazendo diferentes análises de superfícies e geometrias. O cálculo do fator de segurança é então feito por equilíbrio das forças e/ou momentos. Entre os métodos mais usuais, tem-se: Fellenius (1936), método simplificado de Bishop (1955), Spencer (1967), Janbu (1954) e Morgenstern-Price (1965).

Figura 2.4 – Método das fatias com superfície de ruptura circular



Ainda, esses métodos podem diferenciar-se pela consideração da forma geométrica da superfície de ruptura suposta, podendo ser reta, circular (Fellenius; Bishop; Spencer) ou ainda ter qualquer forma (Janbu; Morgenstern-Price).

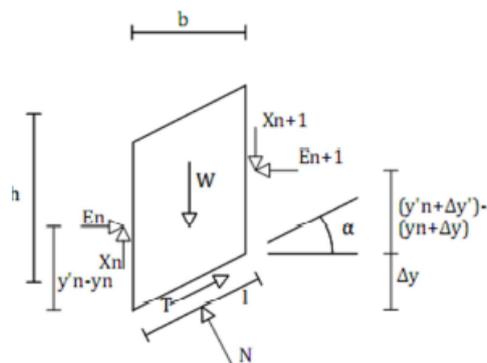
As superfícies circulares são aquelas encontradas para maciços com comportamento mecânico homogêneo.

### 2.3.1. Método simplificado de Bishop

Esse método foi proposto por Bishop em 1955. O método propõe uma simplificação ao considerar que as forças entre as fatias são unicamente horizontais.

Na Figura 2.5, pode-se ver as forças atuantes, propostas por Bishop (1955), em uma fatia de solo e, em seguida, em Eq. 2-4, a equação de equilíbrio resultante que leva à obtenção do fator de segurança. Nesse método são considerados apenas os momentos no cálculo do equilíbrio.

Figura 2.5 – Forças atuantes em uma fatia de solo Bishop-Simplificado (1955)



Fonte: Freitas (2011)

Na Figura 2.5, a parcela  $W$  representa o peso da fatia; as parcelas  $E_n$  e  $E_{n+1}$ , as forças devidas às fatias adjacentes;  $X_n$  e  $X_{n+1}$ , as forças de atrito entre as fatias;  $T$ , a resistência do solo ao cisalhamento;  $N$ , a força normal da fatia sobre a superfície de ruptura;  $b$ , a largura da fatia;  $h$ , a altura da fatia;  $\Delta y$ , a diferença de altura do vértices inferiores da fatia;  $y'_n - y_n$ , o ponto de aplicação da força  $E_n$ ;  $(y'_n + \Delta y') - (y_n + \Delta y)$ , o ponto de aplicação de  $E_{n+1}$ ;  $\alpha$ , a inclinação da superfícies de ruptura em relação à horizontal.

A equação 2-5 é então obtida pelo somatório de momentos de todas as fatias e somatório de todas as forças verticais.

$$FS = \frac{\sum \left[ c'LR + \left( \left( \frac{W - \frac{c'L \sin \alpha - uL \sin \alpha \tan \phi'}{FS} + D \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{FS}} \right) - uL \right) R \tan \phi' \right]}{\sum W_x - \sum \left( \frac{W - \frac{c'L \sin \alpha - uL \sin \alpha \tan \phi'}{FS} + D \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{FS}} \right) f + \sum kWe \pm Qd \pm Aa}$$

(Eq. 2-5)

### 2.3.2. Método de Morgenstern-Price

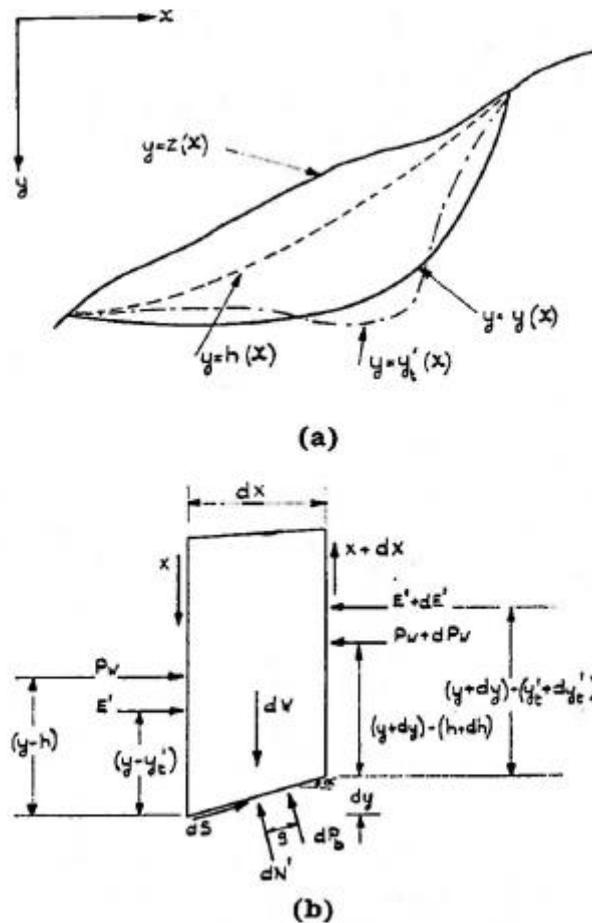
O método de Morgenstern-Price (1965) para a estabilidade de taludes baseia-se no equilíbrio de forças e momentos, considerando ainda todas as condições de fronteira. Devido à sua capacidade de analisar todas essas condições de equilíbrio, além de considerar que a superfície de ruptura pode adotar qualquer forma, esse método chega a resultados bastante satisfatórios, de forma que grande parte dos softwares de estabilidade de taludes o utilizam em suas análises.

Em seu estudo, Morgenstern-Price (1965) mostram que apesar de muitos dos métodos de análise de estabilidade de taludes considerarem que a superfície de ruptura é necessariamente circular, na natureza a maior parte dessas acontece com outras geometrias. Isso pode dar-se por diversos fatores, entre eles a estratificação do maciço, diferença de poropressões devido aos diferentes materiais e presença de camada mole na fundação da estrutura. Dessa forma, eles propuseram uma metodologia em que pudessem ser analisadas essas diferentes superfícies de ruptura.

Pode-se verificar, na Figura 2.6, algumas das diferentes superfícies de ruptura que podem ser avaliadas pelo método, considerando que elas podem ser representadas por funções de  $x$ . Na mesma figura, pode-se também ver as forças atuantes em uma fatia de solo, a qual para o método em questão tem uma largura infinitesimal.

Na Figura 2.6,  $E'$  representa a força de empuxo gerada pela fatia de solo adjacente;  $X$ , a força de atrito entre as fatias;  $dW$ , o peso da fatia infinitesimal;  $P_w$ , a resultante das poropressões na lateral da fatia;  $dP_b$ , a poro-pressão na base da fatia;  $dN$ , a tensão normal efetiva na fatia infinitesimal;  $dS$ , a força de cisalhamento atuante na base da fatia;  $\alpha$ , a inclinação da base da fatia em relação à horizontal.

Figura 2.6 – Forças de interação no método de Morgenstern-Price



Fonte: Morgenstern e Price (1965)

Para que a condição de equilíbrio de momentos seja feita, é considerado o somatório dos momentos em relação ao centro da base da fatia. O equilíbrio de momentos é expresso pela equação 2-7.

$$E' \left[ (y - y_i) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] + P_w \left[ (y - h) - \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] - (E' + dE') \left[ y + dy - y_i - dy_i + \left( -\frac{dy}{2} \right) \right] - X \frac{dx}{2} - (X + dX) \frac{dx}{2} - (P_w + dP_w) \left[ (y + dy) - (h + dh) - \frac{dy}{2} \right] - dP_b \cdot g = 0$$

(Eq. 2-7)

Após simplificação e cálculo do limite da equação 2-7 com  $dx \rightarrow 0$ , o valor de  $X$  é obtido de forma a ser substituído posteriormente, resultando nas equações de equilíbrio de forças, Eq. 2-8 e 2-9.

Por conveniência, o equilíbrio das forças horizontais e verticais é então feito considerando tais eixos como sendo o de aplicação da força de cisalhamento  $dS$  e o da aplicação

de  $dN$ , respectivamente. O equacionamento para equilíbrio horizontal é expresso pela equação 2-8 e, para vertical, pela equação 2-9.

$$dN' + dP_b = dW \cos \alpha - dX \cos \alpha - dE' \sin \alpha - dP_w \sin \alpha \quad (\text{Eq. 2-8})$$

$$dS = dE' \cos \alpha + dP_w \cos \alpha - dX \sin \alpha + dW \sin \alpha \quad (\text{Eq. 2-9})$$

As forças  $X$  e  $E'$  são então definidas, segundo o método, a partir da integração das forças resultantes presentes em um elemento diferencial limítrofe a duas fatias, de forma que  $X$  e  $E'$  são também dependentes da  $f(x)$  que dá a superfície de ruptura. Morgenstern e Price (1965) indicam que, apesar da possibilidade de se ocorrer qualquer  $f(x)$ , a família de funções é limitada pelas características do solo, sendo estimada a partir da teoria da elasticidade.

## 2.4. Geossintéticos como reforços

Independentemente da técnica utilizada, existem algumas recomendações que devem ser seguidas para a utilização de cada tipo de geossintético. Um aspecto importante que deve ser levado em consideração é a granulometria do material a ser reforçado e o diâmetro máximo dos grãos. Tais medidas objetivam o correto uso e melhor desempenho dos materiais a serem utilizados. A seguir serão expostos os principais tipos de geossintéticos utilizados como reforço e suas principais características.

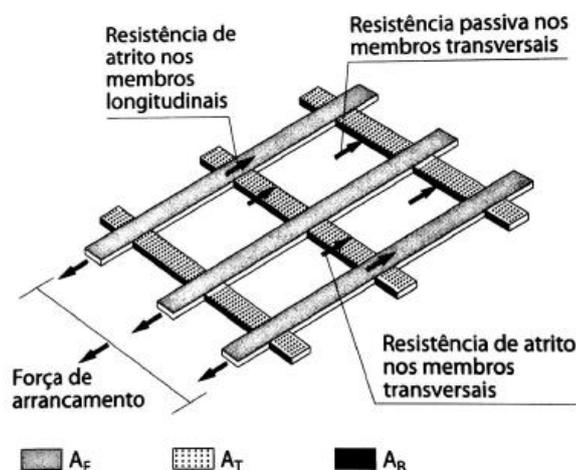
### 2.4.1. Geogrelha

Segundo a NBR 12553/99 (ABNT), geogrelhas (Figura 2.7) são geossintéticos de forma plana, os quais tem a resistência à tração como função predominante. Sieira (2003) acrescenta ainda que esses elementos permitem, através de suas aberturas, o confinamento do solo, fazendo com que o reforço trabalhe em conjunto com o maciço. Esses elementos, podem ainda ser subdivididos de acordo com o processo de fabricação em geogrelhas extrudadas, soldadas ou tecidas; ou, de acordo com a direção das solicitações, em unidirecional ou bidirecional.

O comportamento mecânico de interação desse material com o solo depende não somente do atrito entre o geossintético e os grãos, trabalhando também com resistência passiva

entre seus membros transversais devido ao confinamento das partículas, conforme mostrado na Figura 2.7.

Figura 2.7 – Mecanismo de interação solo-reforço da geogrelha



Fonte: (Ehrlich e Becker, 2009)

#### 2.4.2. Geotêxteis

O geotêxtil (Figura 2.8) é definido como um produto têxtil, com utilização predominante na geotecnia, com propriedade de permeabilidade, NBR 12553-99 (ABNT). No entanto, esse tipo de material pode também ser empregado com as funções de: filtração, proteção, reforço e separação.

Quando usados com a finalidade de reforço, são introduzidos neles elementos tais como fios de aço, objetivando a melhoria de suas propriedades mecânicas, trabalhando unicamente por atrito com as partículas do solo.

A norma NBR 12553/99 (ABNT) exige ainda que seja denominado esse material de acordo com o seu processo de fabricação, sendo essas denominações: trama, urdume, agulhado, termofixado, termoligado ou resinado.

Figura 2.8 – Geotêxtil não-tecido



Fonte: (CADIGEO, 2016)

## 2.5. Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos

### 2.5.1. Estabilidade externa e interna

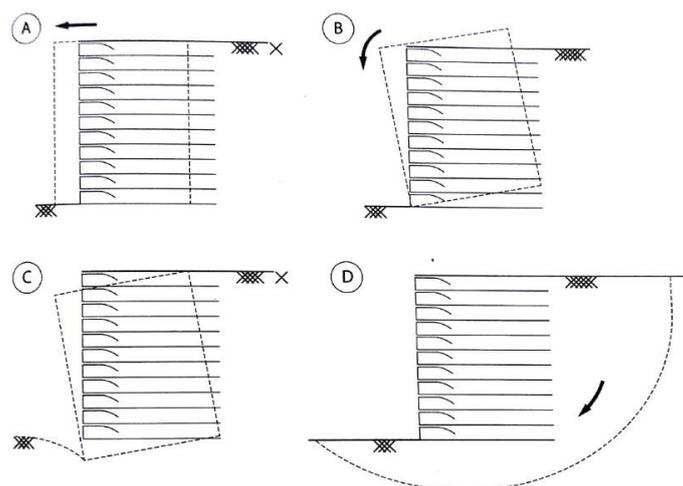
Estruturas de contenção podem ser feitas de concreto ou de solo reforçado, objetivando conter massas de solos de forma a proporcionar segurança à estrutura.

A análise das estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR) devem, por sua vez, ser feitas em duas etapas, nas quais são avaliadas as estabilidades interna e externa, (VERMATTI, 2003).

Na estabilidade externa, a massa de solo reforçado é considerada, segundo Ehrlich e Becker (2009), como uma massa única de comportamento semelhante a um muro de contenção por gravidade. Dessa forma, as ECSR são dimensionadas de acordo com as possíveis falhas (Figura 2.9): tombamento (A), deslizamento (B), capacidade de carga da fundação (C) e instabilidade global (D).

Nessa análise, são utilizados os conceitos de muros de contenção para o dimensionamento e cálculo da capacidade de carga. Dessa forma, são consideradas as sobrecargas e demais cargas atuantes no maciço de forma a se garantir que os esforços solicitantes sejam suportados com um fator de segurança adequado.

Figura 2.9 – Mecanismos de falha por instabilidade externa



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

Para tal, apesar da consideração de que a ECSR funciona como uma massa única, alguns estudiosos sugerem ainda que ela não funciona como um corpo rígido e que a formulação de Rankine para os empuxos ativos é mais adequada do que a formulação de Coulomb, a qual considera a mobilização do ângulo de atrito entre a zona reforçada e a não-reforçada. Dessa forma, conforme a formulação de Rankine, são considerados os empuxos ativos paralelos à superfície do terreno ( $\delta = 0$ ), Vermatti (2003).

Na Figura 2.10, são sugeridos os fatores de segurança para estabilidade externa que devem ser utilizados no dimensionamento dessas estruturas.

Figura 2.10 – Fatores de segurança para estabilidade externa

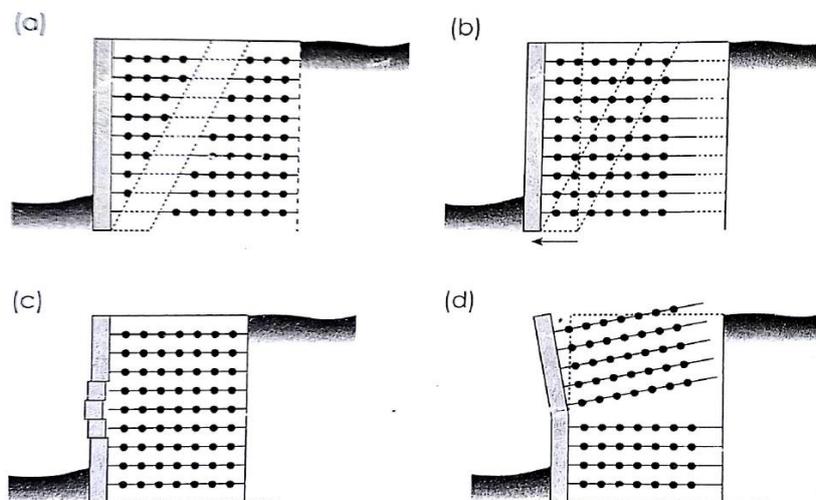
Verificação	Fator de segurança	Observação
Deslizamento	$\geq 1,5$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
	$\geq 1,3$	Sistemas com $\omega < 65^\circ$
Tombamento	$\geq 2,0$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
Capacidade de carga da fundação	$\geq 2,5$	
Estabilidade global	$\geq 1,5$	Condições críticas
	$\geq 1,3$	Condições não críticas
Estabilidade a sismos	Pode-se utilizar FS equivalentes a 75% dos valores de FS para análises estáticas	
Verificação	Condição mecânica	Observação
Excentricidade	$e \leq B/6$	Sistemas apoiados em solo
	$e \leq B/4$	Sistemas apoiados em rocha

Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

O valor  $\omega$ , mostrado na Figura 2.10, representa a inclinação da face da estrutura.

A estabilidade interna, por sua vez, está relacionada à máxima tração desenvolvida nos reforços, podendo gerar os mecanismos de falha (Figura 2.11): ruptura dos reforços (a), arrancamento dos reforços (b), desprendimento da face (c), instabilidade local (d).

Figura 2.11 – Mecanismos de falha por instabilidade interna



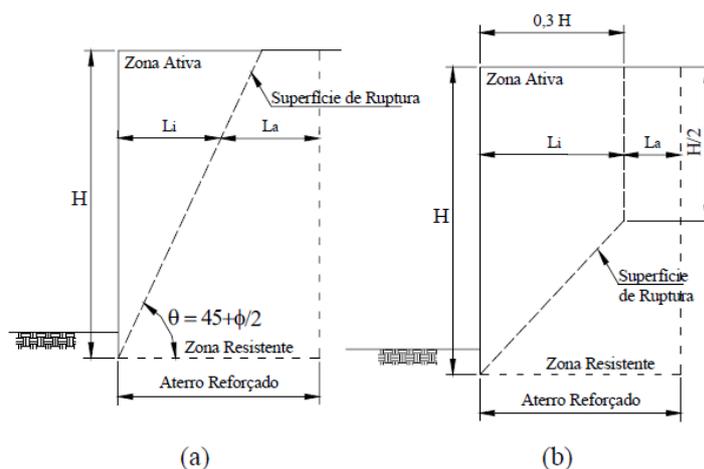
Fonte: Vermatti (2003)

A análise da estabilidade interna então define duas regiões do solo avaliado que passam pelo reforço: zona passiva (resistente) e zona ativa, (PATIAS, 2005). Na zona ativa, a inclusão de reforço é responsável por garantir a integridade geométrica da massa de solo, enquanto a passiva suporta, através de um ancoramento adequado, as tensões de tração e arrancamento.

Ainda, considerando as duas zonas supracitadas, tem-se duas diferentes superfícies de ruptura esperadas, que diferem de acordo com a rigidez do geossintético utilizado, (PATIAS, 2005). Conforme pode-se observar na Figura 2.12 (a) e (b), tem-se, respectivamente, as superfícies de ruptura esperadas para reforços extensíveis e inextensíveis.

Vermatti (2003) acrescenta que, onde essa superfície potencial de ruptura intercepta o reforço, as tensões esperadas são as máximas e que as restrições às deformações laterais na massa de solo reforçado causam a verticalização da superfície para reforços inextensíveis.

Figura 2.12 – Superfícies de ruptura esperada



Fonte: Patias (2005)

Os valores de fator de segurança propostos para a estabilidade interna da estrutura reforçada são apresentados na Figura 2.13.

Figura 2.13 – Fatores de segurança para estabilidade interna

Condição	Verificação	Fator de segurança	Observação
Ruptura do reforço	$T_d \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	$\geq 1,50$	Obras permanentes e críticas
		$\geq 1,15$	Obras temporárias e não críticas
Arrancamento	$P_r \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	$\geq 1,50$	
Estabilidade da conexão	$P_{r,0} \geq T_0 \cdot FS$	$\geq 1,50$	

Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

Na Figura 2.13, o parâmetro  $T_d$  representa a resistência a tração do reforço;  $T_{m\acute{a}x}$ , a máxima tração a que está sujeito o reforço;  $P_r$ , força de suporte ao arrancamento do geossintético levando em consideração o seu comprimento;  $P_{r,0}$ , resistência da conexão do reforço com a face da estrutura;  $T_0$ , a máxima solicitação do reforço junto à face;  $FS$ , o fator de segurança adotado.

A capacidade de carga da estrutura será então dada pela menor carga que o maciço pode resistir, considerando a análise de estabilidade interna e externa, assim como os devidos fatores de segurança.

### 2.5.2. Características para a escolha do geossintético para reforço

Segundo o Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000), entre os fatores que tem maior influência no dimensionamento e escolha dos geossintéticos utilizados, tem-se: rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ), efeito da compactação, comportamento à fluência compatível e durabilidade compatível com a vida útil da obra. Essas quatro propriedades descritas estão intimamente relacionadas ao material constituinte do geossintético, devendo-se dar a devida atenção para evitar falhas não previstas e ruína precoce da estrutura.

A rigidez relativa solo-reforço é um dos parâmetros mais importantes a ser levado em consideração na escolha de um geossintético como reforço, pois a partir dela pode-se prever o comportamento do maciço de solo e estimar as tensões e deformações de equilíbrio. Seus valores típicos podem ser vistos na Figura 2.14.

Figura 2.14 – Valores típicos de rigidez relativa solo-reforço

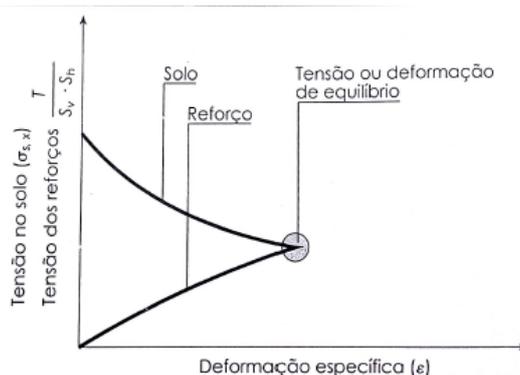
Tipo de geossintético	$S_i$
Geogrelhas de PVA <sup>(1)</sup>	0,020 a 0,200
Geogrelhas de PET <sup>(1)</sup>	0,010 a 0,100
Geogrelhas de PP <sup>(1)</sup>	0,015 a 0,150
Geotêxteis tecidos <sup>(1)</sup>	0,010 a 0,100
Geotêxteis não tecidos em geral <sup>(2)</sup>	0,001 a 0,003

(1): resistência à tração entre 20 e 200 kN/m  
(2): resistência à tração entre 20 e 50 kN/m

Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

Segundo Vermatti (2003), o equilíbrio ocorre quando as tensões no reforço aumentam devido à deformação lateral e conseqüente diminuição das tensões horizontais no solo, tendendo ao estado ativo de equilíbrio limite. Esse comportamento pode ser observado na Figura 2.15. Dessa forma, de acordo com o tipo e comportamento do solo, a escolha de um geossintético mais adequado deve ser tal de forma que haja a compatibilização das deformações no maciço, possibilitando que o mesmo trabalhe adequadamente.

Figura 2.15 – Equilíbrio de tensões solo-reforço

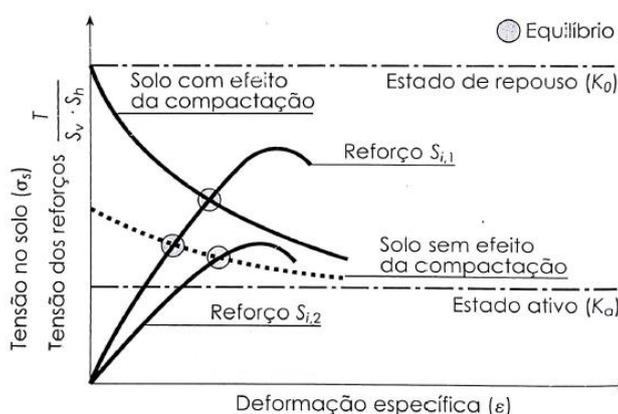


Fonte: Vermatti (2003)

Outro aspecto relevante a ser analisado é da compactação do solo, que pode gerar tensões tendo um efeito de sobreadensamento da massa. No entanto, segundo Vermatti (2003), essas tensões residuais deixam de existir quando a tensão vertical devida ao peso do solo se iguala ao efeito da compactação.

Vermatti (2003) demonstra, ainda, que essa escolha deve contemplar o efeito da compactação além dos esforços de cálculo de forma que o geossintético escolhido possa contemplar ambas as situações. Dessa forma, tem-se duas possíveis situações de equilíbrio que devem ser levadas em consideração (Figura 2.16).

Figura 2.16 – Equilíbrio de tensões solo-reforço com efeito da compactação



Fonte: Vermatti (2003)

O comportamento à fluência e a durabilidade, por sua vez, são características que dependem fortemente do material constituinte do geossintético, variando ainda com a temperatura e intensidade do carregamento aplicado. A NBR 15226/05 (ABNT) define ensaios utilizados para determinação do comportamento do geossintético quanto à fluência.

Para a consideração desses efeitos, Ehrlich e Becker (2009) sugerem duas alternativas: minoração da resistência de curto prazo ou estabelecimento de uma deformação máxima permitida durante a vida útil da obra.

## **2.6. Métodos de dimensionamento de geossintéticos**

Os métodos de dimensionamento de geossintéticos podem ser divididos em três grandes grupos: empíricos, equilíbrio limite e compatibilidade das deformações.

### **2.6.1. Métodos empíricos**

São métodos simples e restritos pelo fato de não considerarem parâmetros do geossintético tais como rigidez relativa solo-reforço ou por considerá-la de forma indireta.

Ehrlich e Becker (2009) exemplificam com o método de Elias, Christopher e Berg (2001), utilizado pela FHWA (*Federal Highway Administration*). A limitação do método é exemplificada pelo fato de o método considerar apenas os reforços como metálicos ou geossintéticos, obtendo, ainda, a rigidez relativa solo-reforço de forma indireta a partir de um ábaco.

Com isso, os erros referentes aos cálculos podem ser bastante grosseiros, resultando em uma estrutura superdimensionada.

### **2.6.2. Métodos de equilíbrio limite**

Esses métodos são mais precisos do que os métodos empíricos, no entanto suas hipóteses podem ocasionar algumas distorções entre a realidade. As hipóteses são as seguintes:

1. Estrutura em situação de colapso iminente;
2. Superfície de ruptura conhecida;
3. Comportamento rígido perfeitamente plástico do solo;
4. Inclinação e distribuição dos reforços na superfície de ruptura são conhecidas;
5. Total mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo de toda a superfície de ruptura.

No entanto, já é de conhecimento comum na geotecnia que as superfícies de ruptura não são bem conhecidas, o que pode ser observado com os diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes, refutando também a hipótese 4. Além disso, o solo não tem

comportamento linear elastoplástico e, com a adição dos reforços, a estrutura distancia-se do colapso iminente.

Apesar dessas disparidades com a realidade, esses métodos fornecem resultados conservadores, porém satisfatórios, segundo Peralta (2007), para solos não coesivos e com compactação pesada.

Esses métodos podem, ainda, ser subdivididos segundo a metodologia de estudo do equilíbrio, havendo aqueles que utilizam as forças decorrentes das pressões de terra e outros que se baseiam na estabilidade de taludes.

O Manual Técnico de Encostas descreve um método de dimensionamento para taludes de inclinação vertical que se baseia no equilíbrio limite, onde o equilíbrio das forças no solo é satisfeito considerando os empuxos gerados pelo aterro. Dessa forma, tal equilíbrio é feito de forma a satisfazer as condições de estabilidade externa, interna e global.

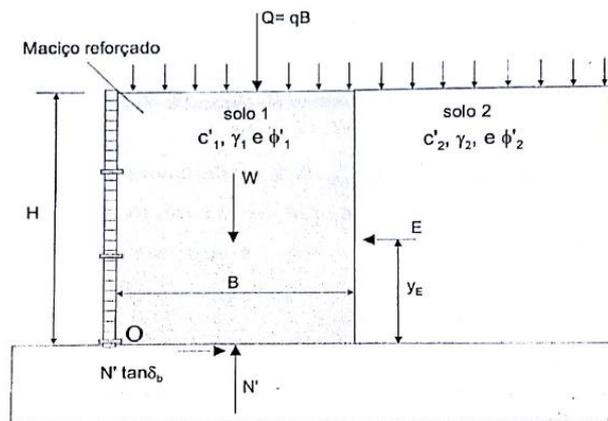
Na utilização do método, então, fazem-se necessários os seguintes parâmetros do solo, do reforço e de solicitações externas:

- Solo reforçado:  $c_1'$ ,  $\gamma_1$ ,  $\Phi'_1$ ,  $\delta_b$ ,  $k_{a1}$ ;
- Solo adjacente ao reforço:  $c_2'$ ,  $\gamma_2$ ,  $\Phi'_2$ ,  $k_{a2}$ ;
- Solo adjacente de fundação:  $c_f'$ ,  $\gamma_f$ ,  $\Phi'_f$ ;
- Características do aterro: H, q;
- Reforço: Td,  $\delta_r$ .

Onde,  $c_1'$  é a coesão do solo de aterro;  $\gamma_1$ , o peso específico do solo de aterro;  $\Phi'_1$ , ângulo de atrito do solo reforçado;  $\delta_b$ , ângulo de atrito entre solo e muro;  $k_{a1}$ , coeficiente de empuxo ativo devido ao aterro;  $c_2'$ , coesão do solo adjacente ao reforço;  $\gamma_2$ , peso específico do solo adjacente ao reforço;  $\Phi'_2$ , ângulo de atrito do solo adjacente ao reforço;  $k_{a2}$ , coeficiente de empuxo ativo devido ao solo adjacente ao reforço. Os parâmetros  $c_f'$ ,  $\gamma_f$  e  $\Phi'_f$  correspondem, respectivamente, à coesão, peso específico e ângulo de atrito para o solo de fundação. Por sua vez, H e q representam a altura do aterro e a sobrecarga sobre esse, respectivamente. Já Td e  $\delta_r$  são, respectivamente, a resistência à tração de cálculo, o ângulo de atrito solo-reforço.

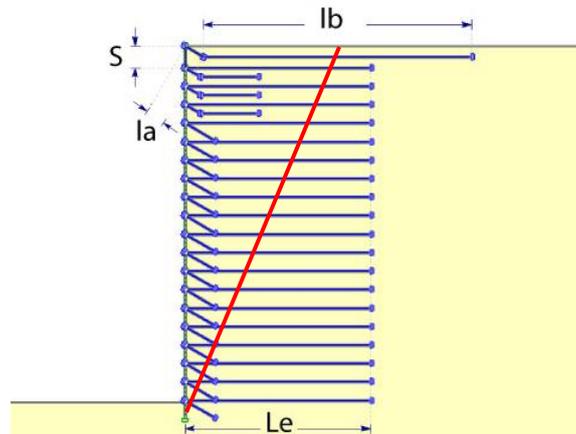
Para a **estabilidade externa**, o método considera que o empuxo gerado pelo aterro pode ser calculado pela teoria de Rankine, que desconsidera o atrito solo-muro, sendo a favor da segurança. As solicitações são mostradas na Figura 2.17. Os parâmetros que serão dimensionados pelo método são representados na Figura 2.18.

Figura 2.17 – Solicitação em um aterro de solo reforçado



Fonte: Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

Figura 2.18 – Exemplo de estrutura segundo o manual técnico de encostas



Fonte: Elaborada pelo autor

Tendo em vista que serão considerados aterros com solo coesivo, a análise quanto ao deslizamento da estrutura ao longo da base é dada pelo equilíbrio das forças de empuxo e de atrito do maciço reforçado com o solo de fundação, resultando na seguinte expressão que será utilizada, conforme Eq. 2-8:

$$B_d = \frac{FS_d \times E}{(\gamma_1 H + q) \tan \delta_b} \quad (\text{Eq. 2-8})$$

Sendo  $B_d$  o comprimento do reforço obtido pela análise da segurança ao deslizamento. Como será considerado uma camada de geossintético na base do maciço reforçado, tem-se o valor de  $\delta_b = \delta$ .

Quanto à segurança ao tombamento, o método propõe a seguinte expressão mostrada na Eq. 2-9.

$$B_t = \sqrt{\frac{2 \times FS_d \times E \times y_E}{\gamma_1 H + q}}$$

(Eq. 2-9)

A capacidade de carga da fundação é então analisada obtendo-se o valor da distância da resultante das cargas em relação ao pé da estrutura a partir de um equilíbrio de momentos, conforme Eq. 2-10. Na Figura 2.19, pode-se verificar as forças consideradas na análise.

$$x_R = \frac{W \times x_W + Q \times x_Q + E \times y_E}{W + Q}$$

(Eq. 2-10)

A partir desse ponto será então calculada a excentricidade, a qual deve ser menor do que um sexto da largura do maciço reforçado, conforme Eq. 2-11, para se garantir que todo solo sob a base esteja comprimido. Em seguida, calcula-se a largura equivalente, conforme Eq. 2-12.

$$e = \frac{B}{2} - x_R \leq \frac{B}{6}$$

(Eq. 2-11)

$$B' = B - 2e$$

(Eq. 2-12)

A largura da base deve então ser tal que a tensão exercida no solo ( $\sigma$ ) seja inferior à capacidade de carga do solo ( $q_{m\acute{a}x}$ ), como mostrado em Eq. 2-13 e Eq. 2-14 respectivamente.

$$\sigma = \frac{N}{B'} \leq \frac{q_{m\acute{a}x}}{FS_f}$$

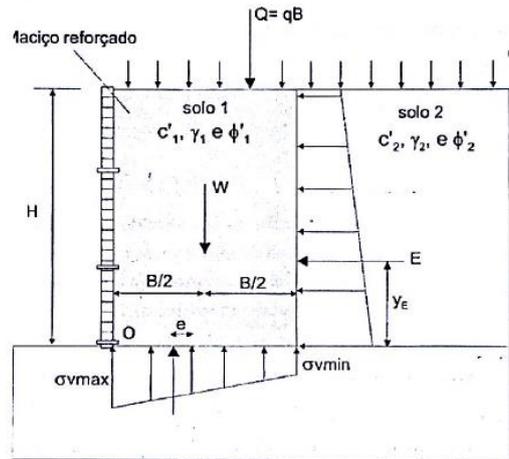
(Eq. 2-13)

$$q_{m\acute{a}x} = c' \times N_c + q \times N_q + 0,5\gamma_f \times B' \times N_\gamma$$

(Eq. 2-14)

O comprimento do geossintético e, conseqüentemente, da largura da base do maciço reforçado será dado pelo maior valor encontrado entre as equações 2-8 (deslizamento), 2-9 (tombamento) e 2-13 (capacidade de carga da fundação).

Figura 2.19 – Cargas consideradas na análise de capacidade de fundação



Fonte: Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

Em se tratando de **estabilidade interna**, o método utiliza uma solução para distribuição de tensões verticais de forma constante com a profundidade. Neste caso, há necessidade de se calcular o espaçamento entre as camadas de reforço ( $S$ ), os comprimentos dos reforços ( $L_e$ ,  $l_a$  e  $l_b$ ) e os comprimentos de ancoragem ( $l_{ai}$ ), como pode ser visto na Figura 2.18.

O cálculo do espaçamento entre as camadas de reforço é considerado constante, segundo a equação 2-15. Para o primeiro reforço, localizado na camada adjacente à superfície superior do aterro, o espaçamento considerado é igual à  $z_1 + S/2$ , onde  $z_1$  é a profundidade e  $S$ , o espaçamento.

$$S_{uniforme} = \frac{T_d}{k_{a1} \left[ \gamma_1 \cdot H + q - \frac{2c'}{\sqrt{k_{a1}}} \right]}$$

(Eq. 2-15)

Para verificação das tensões a que cada reforço está sujeito, será calculado o esforço de tração ( $T_i$ ) a que cada reforço está sujeito, conforme Eq. 2-16.

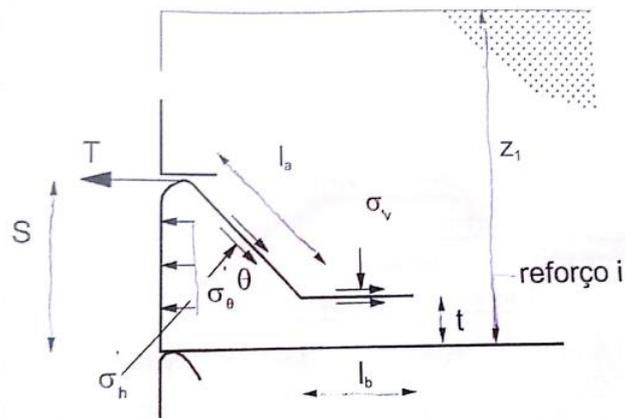
$$T_i = k_{a1} \left[ \gamma_1 \cdot z + q - \frac{2c'}{\sqrt{k_{a1}}} \right] \cdot S$$

(Eq. 2-16)

Na equação 2-15,  $T_d$ , representa a resistência de cálculo do reforço enquanto o denominador representa a tensão horizontal ativa, calculada para a pior situação, na base do muro, onde há contribuição de todo o peso do aterro. Já em Eq. 2-16,  $T_i$  representa a força a que cada camada de reforço está sujeita, levando em consideração a sua profundidade.

Na Figura 2.20, pode-se que  $S$  representa o espaçamento e a superfície externa coberta pelo reforço em um aterro auto envelopado. Dessa forma, para que o envelopamento seja eficiente, é necessário que o reforço utilizado tenha um comprimento de ancoragem adequado, consistindo de um trecho inclinado ( $l_a$ ) e um trecho paralelo ao geossintético ( $l_b$ ). O comprimento  $l_a$  tem uma inclinação ( $\theta$ ) que é arbitrada pelo projetista. O objetivo de tal ancoragem é fazer com que a face envelopada tenha resistência suficiente ao empuxo gerado entre as camadas ( $\sigma_0$ ) a partir do atrito e da tensão vertical induzida pelo solo ( $\sigma_v$ ).

Figura 2.20 – Comprimentos de ancoragem



Fonte: Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

Por sua vez, para ser verificada a ancoragem do reforço interna, o método considera superfície de ruptura com inclinação igual a  $45^\circ + \Phi'/2$  conforme proposto por Rankine. Dessa forma, o comprimento de ancoragem interno ( $l_{ai}$ ) deve atender à Eq. 2-17.

$$l_{ai} = \frac{FS_{anci} \cdot T_i}{2(\gamma_1 \cdot z_i + q) \cdot \tan \delta}$$

(Eq. 2-17)

Junto à face deve-se, também, garantir uma condição adequada de ancoragem, utilizando as equações Eq. 2-18, 2-19 e 2-20, sendo as duas últimas de aplicações válidas apenas se o valor encontrado pela Eq. 2-18 for inferior a 1m.

De acordo com a profundidade e a tensão de compactação exercida o método deve obedecer aos seguintes critérios:

- Se  $\sigma'_{hcomp} < \sigma'_h$ ,  $\sigma'_v = q + \gamma_1(z_i - S/2)$  e  $\sigma'_h = \sigma'_h$ .
- Se  $\sigma'_{hcomp} > \sigma'_h$ ,  $\sigma'_v = \gamma_1(z_i - S/2)$  e  $\sigma'_h = \sigma'_{hcomp}$ .

Para  $z_i = z_1$ , será substituído o  $z_i - S/2$  por  $z_1/2$ .

$$l_a = \frac{FS_{af} \cdot \sigma'_h \cdot S}{2 \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta} \quad (\text{Eq. 2-18})$$

$$l_a = \frac{z_1 - t}{\sin \theta} \quad (\text{Eq. 2-19})$$

$$l_b = \left[ \frac{FS_{af} \cdot \sigma'_h}{\tan \delta \cdot \sigma'_v} - \frac{2}{\sin \theta} \right] \cdot \frac{S}{(1 + \tan \delta_{inf} / \tan \delta)} \quad (\text{Eq. 2-20})$$

Será considerado que o trecho de comprimento  $l_b$ , quando necessário, terá um espaçamento com o trecho de reforço ( $t$ ), dessa forma,  $\tan \delta_{inf} / \tan \delta = 1$ .

Os fatores de segurança que serão utilizados para análise de estabilidade externa e interna são mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.2 - Fatores de segurança Georio (2000)

<b>Deslizamento ao longo da base</b>	$FS_d \geq 1,5$
<b>Tombamento</b>	$FS_t \geq 2,0$
<b>Capacidade de carga do solo de fundação</b>	$FS_d \geq 3,0$
<b>Ancoragem da extremidade interna</b>	$FS_{anci} \geq 2,0$
<b>Ancoragem junto à face</b>	$FS_{af} \geq 1,5$

Fonte: Adaptado de Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

### 2.6.3. Métodos de compatibilidade de deformações

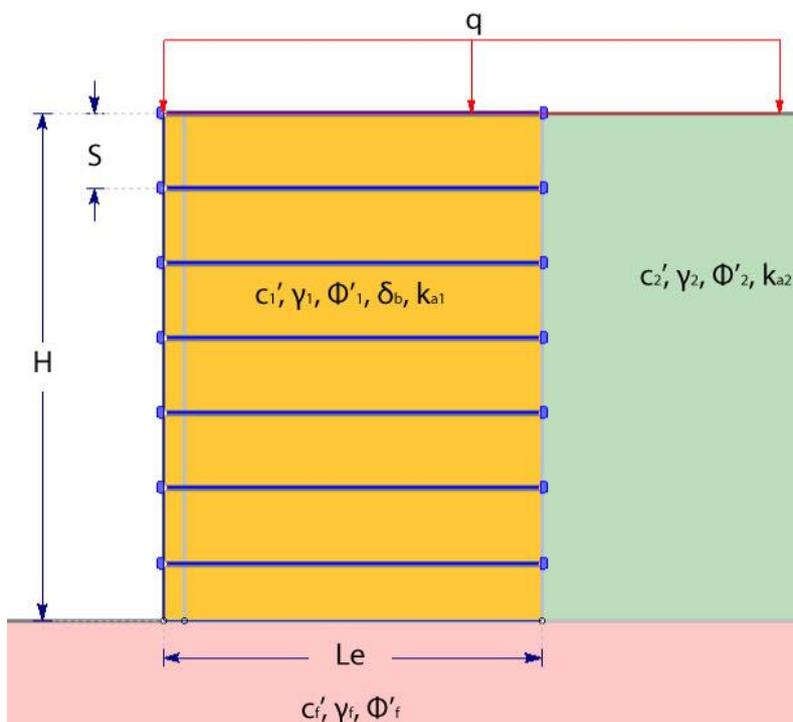
Esses métodos são mais complexos do que os dois anteriores, pois levam em consideração diversos parâmetros do solo e do reforço utilizado, buscando um resultado mais próximo às condições de serviço. Além disso, tais métodos consideram o efeito da compactação nos solos, que pode ter efeitos significativos nas camadas mais superiores de um aterro.

O método proposto por Dantas e Erlich (1999) é um dos métodos que considera o equilíbrio de tensões e deformações entre o solo e o reforço utilizado.

Nesse método, por sua vez, são necessários os seguintes parâmetros do solo, do reforço e de solicitações externas, conforme mostrado na figura 2.21:

- Solo reforçado:  $c_1'$ ,  $\gamma_1$ ,  $\Phi'_1$ ,  $\delta_b$ ,  $k_{a1}$ ;
- Solo adjacente ao reforço:  $c_2'$ ,  $\gamma_2$ ,  $\Phi'_2$ ,  $k_{a2}$ ;
- Solo de fundação:  $c_f'$ ,  $\gamma_f$ ,  $\Phi'_f$ ;
- Características do aterro:  $H$ ,  $q$ ;
- Reforço:  $T_d$ ,  $\delta$ ,  $J_r$ ,  $\alpha$ ,  $F^*$ ,  $f_a$

Figura 2.21 – Estrutura típica pelo método de Dantas e Ehrlich (1999)



Fonte: Elaborada pelo autor

Onde,  $c_1'$  é a coesão do solo de aterro;  $\gamma_1$ , o peso específico do solo de terra;  $\Phi'_1$ , ângulo de atrito do solo reforçado;  $\delta_b$ , ângulo de atrito entre solo e muro;  $k_{a1}$ , coeficiente de empuxo ativo devido ao aterro;  $c_2'$ , coesão do solo adjacente ao reforço;  $\gamma_2$ , peso específico do solo adjacente ao reforço;  $\Phi'_2$ , ângulo de atrito do solo adjacente ao reforço;  $k_{a2}$ , coeficiente de empuxo ativo devido ao solo adjacente ao reforço. Os parâmetros  $c_f'$ ,  $\gamma_f$  e  $\Phi'_f$  correspondem, respectivamente, à coesão, peso específico e ângulo de atrito para o solo de fundação. Por sua vez,  $H$  e  $q$  representam a altura do aterro e a sobrecarga sobre esse, respectivamente. Já  $T_d$ ,  $\delta$ ,  $J_r$ ,  $\alpha$ ,  $F^*$ ,  $f_a$ , são, respectivamente, a resistência à tração de cálculo, o ângulo de atrito solo-reforço, módulo de rigidez, fator de escala, fator de resistência ao arrancamento e coeficiente de aderência.

De forma análoga ao método da GeoRio (2000), a **estabilidade externa** será feita a partir de um equilíbrio de forças e momentos para o deslizamento e tombamento, respectivamente.

A capacidade de carga da fundação, no entanto, considera um embutimento da camada de solo reforçado de forma a garantir um espaçamento constante entre os geossintéticos ao longo da estrutura. Tal característica auxilia também na resistência, aumentando o fator de segurança. Em Eq. 2-21 tem-se a equação que será utilizada no cálculo da capacidade de carga máxima da fundação e, em seguida, as Eq. 2-22, 2-23 e 2-24 para o cálculo dos fatores de inclinação que serão utilizados.

$$q_{lim} = \gamma_f \cdot D + c \cdot N_c \cdot f_{ci} + \gamma_f \cdot D \cdot (N_q - 1) \cdot f_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot f_{\gamma i} \quad (\text{Eq. 2-21})$$

$$f_{qi} = \left[ 1 - \frac{R_h}{R_v + B' \cdot c' \cdot \cot \Phi} \right]^2 \quad (\text{Eq. 2-22})$$

$$f_{ci} = f_{qi} - \frac{1 - f_{qi}}{N_c \cdot \tan \Phi} \quad (\text{Eq. 2-23})$$

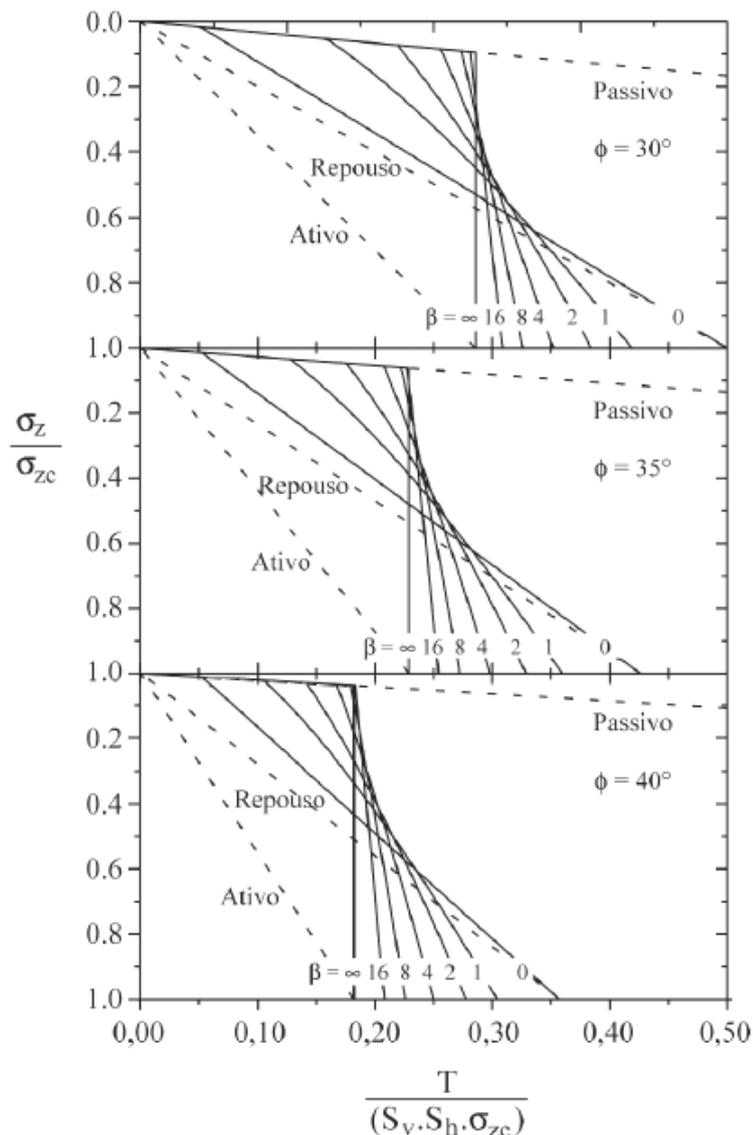
$$f_{\gamma i} = (f_{qi})^{3/2} \quad (\text{Eq. 2-24})$$

Para a **estabilidade interna**, esse método difere do método da Georio (2000) em algumas características, tendo em vista que este utiliza um conceito de compatibilização das deformações. Além disso, o processo utilizado é iterativo, no qual primeiro se estima uma rigidez relativa para se calcular os esforços de tração em cada nível de reforço.

Para o cálculo da primeira iteração, considera-se uma rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ) igual a 0,02 para as geogrelhas e 0,01 para os geotêxteis analisados. O parâmetro  $\beta$  é então estimado a partir de  $S_i$  pela Eq. 2-25, o qual é usado como dado de entrada para a utilização do ábaco, mostrado na Figura 2.22. “Pa” corresponde a pressão atmosférica (101,3 kPa).

$$\beta = \frac{(\sigma'_{zc}/Pa)^n}{S_i} \quad (\text{Eq. 2-25})$$

Figura 2.22 – Ábaco de dimensionamento para Dantas e Erlich (1999)



Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

O outro dado de entrada será a relação  $\sigma_z / \sigma_{zc}$ , a qual representa o quociente entre a tensão exercida sobre o solo devido ao seu peso natural e aquela exercida pela compactação.

Com tais valores, o ábaco fornece um valor  $\chi$  que representa a relação mostrada em Eq. 2-26, a qual auxilia no cálculo da tensão máxima a que o reforço está sujeito e, posteriormente, escolha do geossintético.

$$\chi = \frac{T}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma_{zc}}$$

(Eq. 2-26)

É considerado  $S_h = 1$  para o espaçamento horizontal entre os reforços, pois o dimensionamento é feito para as forças por metro linear de muro.

Após se escolher o geossintético, é feita uma segunda iteração na qual o parâmetro de rigidez relativa,  $S_i$ , é calculado pelo equacionamento em Eq. 2-27 a partir de seu módulo de rigidez ( $J_r$ ).

$$S_i = \frac{J_r}{k \cdot P_a \cdot S_v} \quad (\text{Eq. 2-27})$$

O processo de cálculo de  $\beta$ ,  $\sigma_z / \sigma_{zc}$  e  $\chi$  é então repetido para que seja calculado um novo esforço de tração. A resistência à tração do reforço é então testada levando-se em consideração um fator de segurança e o esforço resistente de projeto,  $T_d$ .

Por sua vez, para a estabilidade ao arrancamento, é calculado o comprimento de embutimento,  $L_e$ , além da superfície de ruptura, proposta por Rankine, através de Eq. 2-28. Em seguida, o fator de resistência ao arrancamento,  $F^*$ , é calculado para que, em conjunto, esses parâmetros permitam o cálculo da força resistente ao arrancamento,  $P_r$ , através de Eq. 2-29. Tal força é então comparada com a tração máxima a que o reforço está sujeito, considerando ainda um fator de segurança adequado.

$$L_e = L_r - (H - z) \left[ \tan \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) - \frac{1}{\tan \omega} \right] \quad (\text{Eq. 2-28})$$

$$P_r = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \quad (\text{Eq. 2-29})$$

Os fatores de segurança propostos pelo método e que serão utilizados para análise de estabilidade externa e interna são mostrados na Tabela 2.4.

Tabela 2.3 - Fatores de segurança Dantas e Ehrlich (1999)

<b>Deslizamento ao longo da base</b>	$FS_d \geq 1,5$
<b>Tombamento</b>	$FS_t \geq 2,0$
<b>Capacidade de carga do solo de fundação</b>	$FS_d \geq 2,5$
<b>Resistência admissível do reforço</b>	$FS_{adm} \geq 1,5$
<b>Resistência ao arrancamento</b>	$FS_{ar} \geq 1,5$

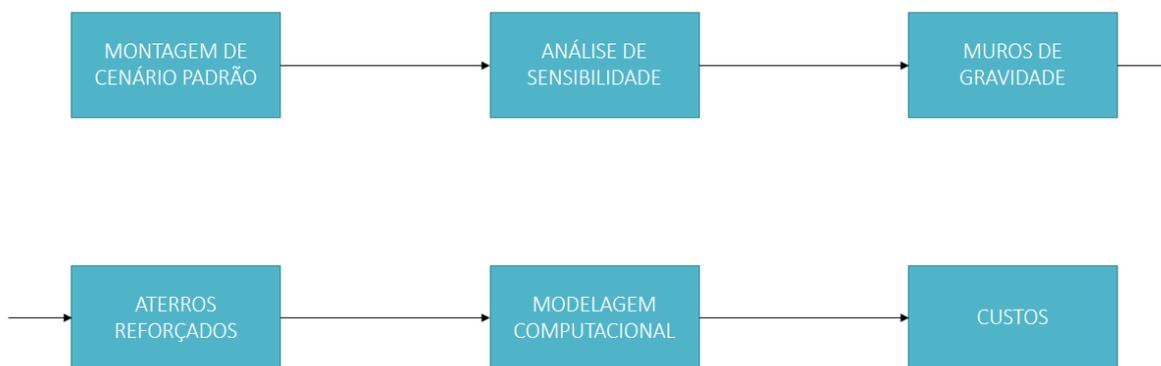
Fonte: Adaptado de Ehrlich e Becker (2009)

### 3. METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho consistiu da simulação de um terrapleno padrão, a ser contido por uma estrutura de contenção (muros de gravidade ou solo reforçado com geossintético), utilizada em cálculos de dimensionamento de estruturas.

Foram determinadas a segurança ao deslizamento, ao tombamento e a capacidade de carga da fundação (estabilidade externa), rigidez relativa solo-reforço e efeito da compactação (estabilidade interna), no caso de maciços projetados com geossintéticos de reforço (geotêxtil e geogrelhas). Em todos os casos, a verificação da estabilidade de taludes foi feita utilizando o programa *Slide*, versão 6.0, para o cálculo do fator de segurança. Adicionalmente foi feita uma análise paramétrica dos resultados, variando o tipo de solo (parâmetros de resistência) para verificação das vantagens do uso de geossintético como reforço, incluindo a redução dos custos. Na Figura 3.1, pode-se ver o fluxograma de como será desenvolvido este trabalho.

Figura 3.1 – Fluxograma de metodologia do trabalho



Fonte: Elaborado pelo autor

Inicialmente arbitrou-se taludes padrões, com diferentes dimensões e propriedades de materiais (solos e geossintéticos). A sensibilidade foi verificada através da análise paramétrica dos diferentes dados de entrada, com soluções de dimensionamento obtidas para muros convencionais (de gravidade em concreto) e para muros de aterros reforçados com geossintéticos.

Modelagens de estabilidade de taludes foram, então, feitas com o programa *Slide*, e o cálculo dos fatores de segurança foi feito para os métodos de Bishop simplificado, de Morgenstern-Price e de Janbu, devido à abrangência de formas de superfície de ruptura e

hipóteses analisadas, as quais serão expostas mais à frente no item 3.6.1. Por último, fez-se uma estimativa dos custos para cada solução a partir de dados coletados de composições de preço da Seinfra-CE (Secretaria de Infraestrutura do Ceará) e do DER/SP (Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo).

### 3.1. Propriedades dos materiais

Inicialmente, foram considerados diferentes materiais (parâmetros de resistência distintos) para uma análise de sensibilidade do comportamento do talude padrão. Tais propriedades podem ser vistas nas Tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1 – Materiais com coesões fixadas para análise de sensibilidade

<b>c</b>	<b>Φ</b>
5	25
	27
	30
	32
	35
	37
10	25
	27
	30
	32
	35
	37
15	25
	27
	30
	32
	35
	37

Fonte: Elaborado pelo autor

Apesar de não serem recomendados os solos coesivos em aterros reforçados, conforme será exposto mais à frente, muitas vezes se tem solos com algum teor de finos, sendo dessa forma importante conhecer o comportamento das ECRS em relação a esse parâmetro.

Tabela 3.2 – Materiais com ângulos de atrito fixados para análise de sensibilidade

$\Phi$	c
35	5
	10
	15
	20
	25
30	5
	10
	15
	20
	25
25	5
	10
	15
	20
	25

Fonte: Elaborado pelo autor

Para a análise e dimensionamento das estruturas de solo reforçado e com muros de gravidade, tomaram-se como valores de módulo tangente inicial ( $k^*$ ) e módulo expoente ( $n$ ) os valores propostos por Duncan et al. (1980) *apud* GEORIO (2000), da curva de tensão-deformação no modelo hiperbólico, conforme Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Materiais utilizados na análise

Solo	Classificação do solo	Peso específico ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão ( $c'$ ) (kPa)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ )	$k^*$	n
01	Areia	22	0	36°	300	0,40
02	Areia siltosa	18	0	30°	150	0,25
03	Areia argilosa	18	10	33°	100	0,60
04	Argila arenosa	20	14	30°	120	0,45
05	Argila arenosa	18	5	30°	60	0,45

Fonte: Duncan et al. (1980)

A definição de diferentes materiais utilizados nas análises serviu para entender o comportamento de um muro de solo reforçado com diferentes resistências. Tais parâmetros serão utilizados para as situações idealizadas, compreendendo uma aplicação para cada.

Para o material de fundação, considerou-se os seguintes parâmetros:

- Peso específico ( $\gamma_f$ ): 18 kN/m<sup>3</sup>;
- Ângulo de atrito ( $\Phi'_f$ ): 30°
- Coesão: 5 kPa

Para análise da estrutura reforçada, foram então escolhidos geossintéticos disponíveis no mercado, respeitando os parâmetros de rigidez relativa sugeridos no Capítulo 2 deste trabalho. Os geossintéticos que serão utilizados no dimensionamento são mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Geossintéticos utilizados

Geossintético	Tipo	Abertura da malha	Área relativa	Módulo de Rigidez (J) (kN/m)	Carga de ruptura (kN)
1	Fortrac® 20/9-35	35 mm	50%	130	12
2	Fortrac® 55/30-20	20 mm	50%	360	33
3	Fortrac® 150/30-30	30 mm	50%	975	90
4	Bidim® RT 10	-	100%	18	9
5	Bidim® RT 31	-	100%	54	27

Fonte: Elaborada pelo autor

Na Tabela 3.4, tem-se que os geossintéticos 1 a 3 (Fortrac® 20/9-35, Fortrac® 55/30-20 e Fortrac® 150/30-30) são geogrelhas. Já os geossintéticos 4 e 5 (Bidim® RT 10 e Bidim® RT 31) correspondem a geotêxteis não-tecidos agulhados de filamentos contínuos 100% de poliéster. Os dados da Tabela utilizados são os disponibilizados pelo fabricante, sendo a carga de ruptura dada para o fim da vida útil de projeto (120 anos).

Para o cálculo de estruturas de muros de arrimo de gravidade, utilizou-se um peso específico do concreto ciclópico de 22 kN/m<sup>3</sup>. No geral, foram consideradas as seguintes hipóteses:

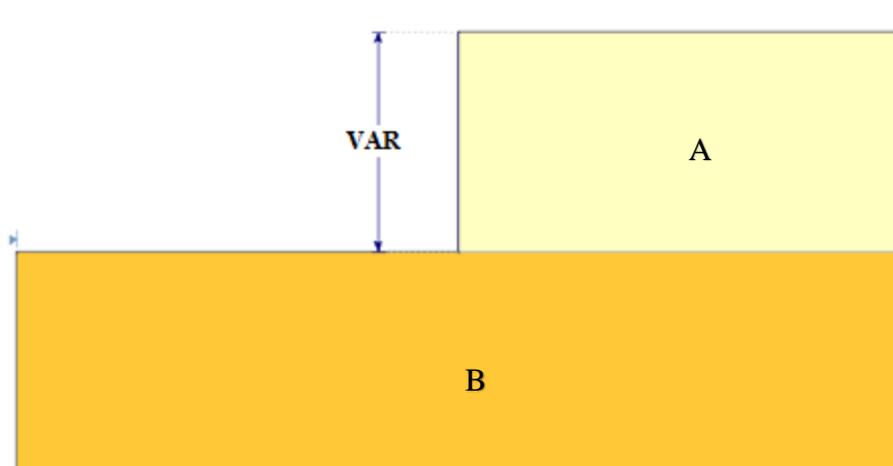
1. Materiais de fundação, solo natural e aterro reforçado são homogêneo e possuem comportamento isotrópico no plano de análise.
2. Os deslocamentos são suficientes para mobilizar o empuxo ativo de terra.
3. O ponto de aplicação do empuxo exercido pela terra pode ser previsto e localiza-se em  $y_E = H/3$ , onde H é a altura total do aterro.
4. A teoria de Rankine é válida, onde o ângulo de atrito solo-muro é igual a zero.
5. O solo de fundação não trabalha à tração.

6. O esforço de compactação é constante em todas as suas aplicações.
7. A drenagem no aterro é eficiente e não há acréscimo de poropressões.
8. Aterro considerado infinito na direção fora do plano de análise.

### 3.2. Definição de um talude padrão

Para a realização dos dimensionamentos, com diferentes tipos de solo e técnicas, foi necessário arbitrar um talude com dimensões específicas para as análises. As análises paramétricas possibilitaram traçar estudos comparativos sobre os benefícios do uso de cada técnica. Foi definido um modelo padrão conforme pode ser visto na Figura 3.2, composto por um terrapleno composto por um solo homogêneo, com superfície horizontal no topo, a ser contido com uma técnica de contenção, e um solo de fundação composto por um único material. Adotou-se que não há poro-pressões atuando sobre o material a ser contido. Será considerada, além da altura de talude igual a 10 m, conforme Figura 3.2, uma estrutura com 5 metros de altura.

Figura 3.2 – Talude padrão para análise de desempenho



Fonte: Elaborado pelo autor

As análises foram feitas para o aterro de solo homogêneo para os parâmetros anteriormente descritos na Tabela 3.3, considerando alturas de aterro iguais 10 m e 5 m para se verificar o comportamento, aplicabilidade e custos das diferentes técnicas e métodos.

Características do aterro analisado:

- Solo de aterro homogêneo (A);
- Superfície superior horizontal;

- Solo de fundação homogêneo (B);
- Não há nível d'água.

### 3.3. Análise de sensibilidade

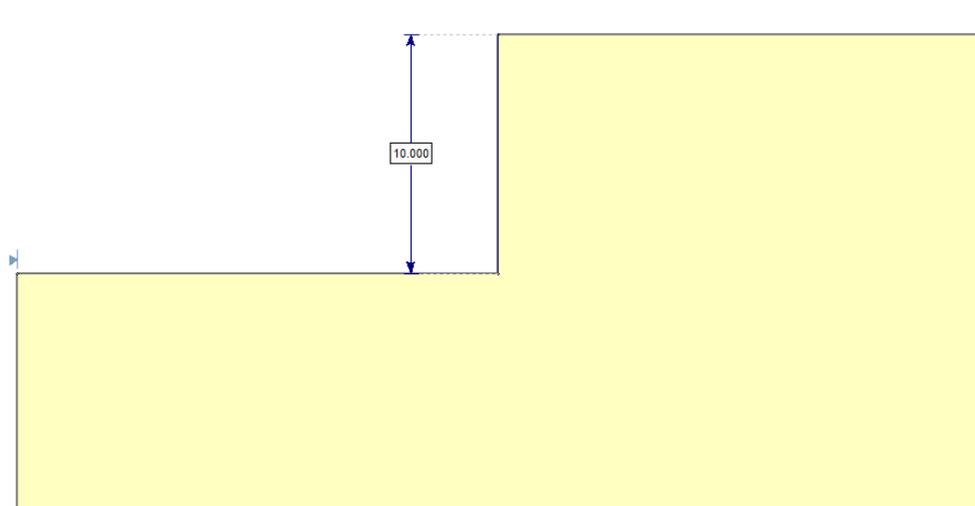
Antes de se iniciar a análise com os materiais descritos, realizou-se uma análise de sensibilidade utilizando o talude padrão, objetivando compreender o comportamento da estrutura sob alterações nos parâmetros de resistência do solo. Foi considerado ainda que o solo de fundação é o mesmo solo de aterro, tratando assim o material como homogêneo (Figura 3.3).

A princípio, para os solos utilizados em tal análise, foram fixados três valores de coesão, variando os seus ângulos de atrito. Esses dados foram utilizados como entrada no software *Slide* e como resultado buscou-se obter os fatores de segurança para cada espaço modelado.

Em seguida, fixou-se três valores de ângulo de atrito, variando então a coesão. Tais modelos foram aplicados no software *Slide* e também coletados os fatores de segurança.

Os materiais utilizados para essa análise foram aqueles mostrados anteriormente nas Tabelas 3.3 e 3.4, nas quais têm-se os solos utilizados com coesão e ângulo de atrito fixados, respectivamente.

Figura 3.3 – Talude padrão para análise de sensibilidade



Fonte: Elaborado pelo autor

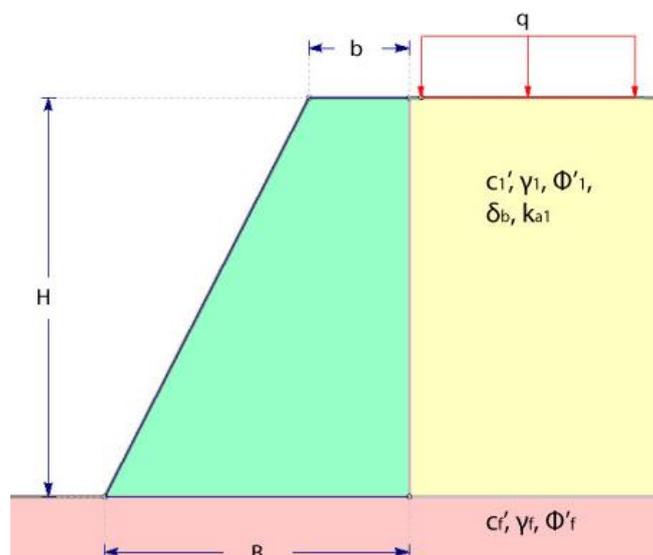
### 3.4. Muro de gravidade convencional

Para estruturas com muros de gravidade, foi utilizado o método exposto no Manual Técnico de Encostas.

No método para dimensionamento de muros de gravidade mostrado na GeoRio (2000) serão utilizados os seguintes parâmetros:

- Solo de aterro:  $c_1'$ ,  $\gamma_1$ ,  $\Phi_1$ ,  $\delta_b$ ,  $k_{a1}$ ;
- Solo de fundação:  $c_f'$ ,  $\gamma_f$ ,  $\Phi_f'$ ;
- Características do aterro:  $H$ ,  $q$ ;
- Geometria do muro:  $b$ ,  $B$

Figura 3.4 – Estrutura geral de muros de gravidade trapezoidal



Fonte: Elaborado pelo autor

Os parâmetros  $\delta_b$  e  $k_{a1}$  correspondem ao ângulo de atrito solo-muro e fator de empuxo ativo para o solo de aterro, respectivamente.

Para que a estabilidade de um muro de gravidade seja garantida, o Manual Técnico de Encostas indica que devem ser verificados alguns mecanismos de falha e ruptura:

- Estabilidade global do talude;
- Deslizamento da base do muro;
- Tombamento do muro;
- Capacidade de carga da fundação.

Para deslizamento e tombamento do muro, foram feitas análises de equilíbrio de momentos e forças respectivamente, onde o fator de segurança será dado pelo quociente dos esforços resistentes e solicitantes.

Na análise de tombamento, ainda, foi considerado o embutimento do muro igual a zero de forma a garantir o fator de segurança adequado caso haja erosão no pé do muro.

A capacidade de carga da fundação foi calculada conforme visto anteriormente em Eq. 2-14 e a análise foi feita de forma análoga, onde as tensões máxima e mínima serão calculadas conforme Eq. 3-1.

$$\sigma_{m\acute{a}x}, \sigma_{m\acute{i}n} = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B'} \right) \quad (\text{Eq. 3-1})$$

Na Tabela 3.8, são expressos, os valores de fator de segurança mínimos utilizados.

Tabela 3.5 - Fatores de segurança expostos no Manual Técnico de Encostas

<b>Deslizamento ao longo da base</b>	$FS_d \geq 1,5$
<b>Tombamento</b>	$FS_t \geq 2,0$
<b>Capacidade de carga do solo de fundação</b>	$FS_d \geq 3,0$
<b>Estabilidade Global</b>	$FS_g \geq 1,5$
<b>Fator de redução do ângulo de atrito</b>	$FS_{\phi'} \geq 1,2$
<b>Fator de redução da coesão</b>	$FS_{c'} \geq 1,2$

Fonte: Adaptado de Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

### 3.5. Métodos de dimensionamento de muros com geossintéticos

Em se tratando do método de dimensionamento do aterro reforçado, decidiu-se utilizar o método exposto no Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000) e o proposto de Dantas e Erhlich (1999). Dessa forma, pretendeu-se desenvolver uma análise que consiste na avaliação de estruturas dimensionadas por um método que considera o equilíbrio limite e um que faz uso da compatibilidade de deformações, respectivamente.

### 3.5.1. Método de equilíbrio limite do Manual Técnico de Encostas

Na utilização do método, fez-se necessários os seguintes parâmetros do solo, do reforço e de solicitações externas:

- Solo reforçado:  $c_1'$ ,  $\gamma_1$ ,  $\Phi_1'$ ,  $\delta_b$ ,  $k_{a1}$ ;
- Solo adjacente ao reforço:  $c_2'$ ,  $\gamma_2$ ,  $\Phi_2'$ ,  $k_{a2}$ ;
- Solo adjacente de fundação:  $c_f'$ ,  $\gamma_f$ ,  $\Phi_f'$ ;
- Características do aterro: H, q;
- Reforço: Td,  $\delta$

Considerou-se que a tensão vertical induzida de compactação é variável de acordo com o peso específico do solo de aterro e é obtida pela utilização de um equipamento do modelo Case® DV201 com as seguintes características:

- Peso do rolo: 12,3 kN;
- Largura do rolo: 1,00 m;
- Carga estática equivalente: 29 kN;

A partir das características do solo e do peso específico do solo de aterro, foi calculada a tensão horizontal induzida de compactação.

Os fatores de segurança que serão utilizados para análise de estabilidade externa e interna são mostrados na Tabela 3.9.

Tabela 3.6 - Fatores de segurança utilizados pelo Manual Técnico de Encostas

<b>Deslizamento ao longo da base</b>	$FS_d \geq 1,5$
<b>Tombamento</b>	$FS_t \geq 2,0$
<b>Capacidade de carga do solo de fundação</b>	$FS_d \geq 3,0$
<b>Ancoragem da extremidade interna</b>	$FS_{anci} \geq 2,0$
<b>Ancoragem junto à face</b>	$FS_{af} \geq 1,5$

Fonte: Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

### 3.6. Método de Dantas e Erlich (1999)

O método proposto por Erlich e Mitchel (1994) é um dos métodos que considera o equilíbrio de tensões e deformações entre o solo e o reforço utilizado.

Nesse método, por sua vez, foram necessários os seguintes parâmetros do solo, do reforço e de solicitações externas:

- Solo reforçado:  $c_1'$ ,  $\gamma_1$ ,  $\Phi_1'$ ,  $\delta_b$ ,  $k_{a1}$ ;
- Solo adjacente ao reforço:  $c_2'$ ,  $\gamma_2$ ,  $\Phi_2'$ ,  $k_{a2}$ ;
- Solo de fundação:  $c_f'$ ,  $\gamma_f$ ,  $\Phi_f'$ ;
- Características do aterro:  $H$ ,  $q$ ;
- Reforço:  $T_d$ ,  $\delta$ ,  $J_r$ ,  $\alpha$ ,  $F^*$ ,  $f_a$

De forma análoga ao método da GeoRio (2000), a estabilidade externa foi feita a partir de um equilíbrio de forças e momentos para o deslizamento e tombamento, respectivamente.

Em se tratando de estabilidade global, a análise foi feita através da plataforma *Slide*, utilizando os métodos anteriormente descritos, buscando obter um fator de segurança adequado.

Primeiramente, foi calculado o esforço de compactação, considerado constante em todas as camadas de solo e variável com o peso específico do solo, sendo resultante do esforço de compactação do equipamento Case® DV201, cujas características foram anteriormente descritas. Em seguida, foi calculada primeira iteração, considerando um  $S_i = 0,02$  para as geogrelhas e um  $S_i = 0,01$  para os geotêxteis analisados. A partir desse valor, foi calculado o parâmetro  $\beta$  por Eq. 23, o qual é usado como dado de entrada para a utilização do ábaco presente no Anexo 01.

O outro dado de entrada foi a relação  $\sigma_z / \sigma_{zc}$ , a qual representa o quociente entre a tensão exercida sobre o solo devido ao seu peso natural e aquela exercida pela compactação.

Foi considerado  $S_h = 1$  para o espaçamento horizontal entre os reforços.

Os fatores de segurança propostos pelo método e que serão utilizados para análise de estabilidade externa e interna são mostrados na Tabela 3.10.

Tabela 3.7 - Fatores de segurança utilizados Dantas e Ehrlich (1999)

<b>Deslizamento ao longo da base</b>	$FS_d \geq 1,5$
<b>Tombamento</b>	$FS_t \geq 2,0$
<b>Capacidade de carga do solo de fundação</b>	$FS_d \geq 2,5$
<b>Resistência admissível do reforço</b>	$FS_{adm} \geq 1,5$
<b>Resistência ao arrancamento</b>	$FS_{ar} \geq 1,5$

Fonte: Elaborada pelo autor

### 3.6.1. Estabilidade de taludes com o programa Slide

Nessa etapa, foi feita a modelagem do talude através do software *Slide 6.0*, variando os materiais de reforços utilizados e as solicitações de forma a gerar resultados que possam ser analisados e comparados através do método proposto. O objetivo de tal análise foi verificar, através dos métodos numéricos utilizados no software, as condições de equilíbrio propostas pelos métodos analisados assim como os fatores de segurança para a estabilidade global.

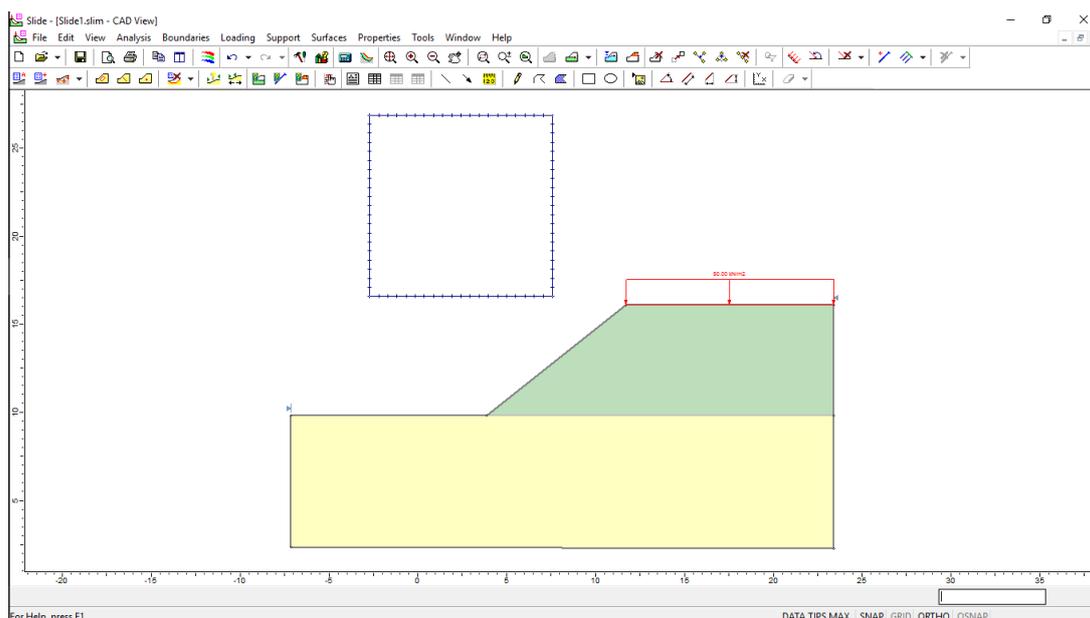
Para o cálculo do fator de segurança global, selecionaram-se os métodos de: Bishop simplificado, de Morgenstern-Price e de Janbu. Nos dois primeiros métodos, propõem-se superfícies de ruptura circular enquanto o último admite que essa pode assumir qualquer geometria. Para tal, foi utilizado o software *Slide* da *Rocscience*. O fator de segurança para o talude foi dado então pelo menor valor encontrado.

Os parâmetros para as estruturas dimensionadas foram então utilizados como entrada para a modelagem no software em questão assim como os dados das características dos solos utilizados para tal.

Para o geossintético, foram utilizados como input os dados presentes na Tabela 3.2. Além disso, foi considerado, conforme proposto pelo método de Erlich e Dantas (1999) que as forças suportadas pelos reforços são paralelas a esses e que o arrancamento pode ser representado pelo modelo hiperbólico. O suporte feito pelo aterro reforçado foi ainda considerado segundo tensões ativas e com ancoramento do geossintético apenas na face externa.

O software em questão trabalha com análise bidimensional de taludes e estruturas de terra, incluindo cortes, aterros e barragens, tendo diversas aplicações na Geotecnia. Uma visão do layout do programa pode ser vista na Figura 3.5.

Em se tratando da estabilidade de taludes, o *Slide* trabalha com o método das fatias, permitindo a análise de superfícies de ruptura com formas definidas circulares e os fatores de segurança, através dos métodos de Bishop, Spencer, Corps of Engineers e Fellenius. Ainda, a plataforma computacional calcula esses parâmetros para métodos que consideram que a superfície de ruptura pode adquirir qualquer forma: Morgenstern-Price, Janbu e Lowe-Karafiath.

Figura 3.5 – Layout do software *Slide*

Fonte: Elaborado pelo autor

Para a utilização desses métodos, o manual do software mostra as hipóteses simplificadoras de cada método para que o responsável pela elaboração do projeto tome conhecimento (Tabela 3.11).

Tabela 3.8 – Limitações dos métodos utilizadas no *Slide*

Método	Equilíbrio de forças satisfeito		Equilíbrio de momentos satisfeito
	Horizontal	Vertical	
Fellenius			X
<b>Bishop Simplificado</b>		<b>X</b>	<b>X</b>
Janbu Simplificado	X	X	
<b>Janbu Corrigido</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	
Corps of Engineers 1 e 2	X	X	
Lowe-Kafiath	X	X	
<b>Morgesntern-Price</b>	<b>X</b>	<b>X</b>	<b>X</b>
Spencer	X	X	X

Fonte: Manual do programa

A partir dos métodos de estabilidade de taludes escolhidos, considerando as diferentes superfícies de ruptura e hipóteses simplificadoras, buscou-se reproduzir diferentes superfícies de ruptura que levem a um resultado de fator de segurança mais próximo à realidade.

### 3.7. Comparação dos resultados e levantamento de custos

Nessa etapa final, os dados obtidos nas modelagens anteriores foram analisados através de gráficos e tabelas para que seja verificada a eficácia dos materiais e técnicas utilizadas, observando ainda os fatores de segurança para tal análise. Com tais modelagens, era esperada a obtenção de estruturas mais resistentes, ângulos de inclinação maiores e custos menores dos taludes quando utilizados os geossintéticos. Tal análise foi feita para um metro linear da seção transversal do aterro.

Para levantamento dos custos foram utilizadas a versão 024 das tabelas de custo unitário da Seinfra-CE e a tabela de preços do DER/SP. Essas composições de custos estão disponíveis no site da secretaria e do órgão em questão.

Serviços preliminares, administração indireta e mobilização de canteiro não foram considerados nas análises, pois se entende que são serviços comuns e intrínsecos à execução de aterros independentemente das técnicas utilizadas. Da mesma maneira, os serviços de transporte de solos, bota-foras e drenagem serão desconsiderados na análise dos custos.

As composições de custo utilizadas para o muro de gravidade são expressas nas tabelas 3.12 e 3.13.

Tabela 3.9 – Composição de custos para formas

<b>C4301 - FORMA PARA CONCRETO "IN LOCO", INCLUSIVE DESFORMA - M2</b>					
MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I0041	AJUDANTE DE CARPINTEIRO	H	0,2500	5,6000	1,4000
I0498	CARPINTEIRO	H	0,2500	7,2000	1,8000
				Total:	3,2000
SERVIÇOS					
C4281	FORMA P/ CONCRETO "IN LOCO" (FABRICAÇÃO)	M2	0,2000	162,9790	32,5958
C4282	FORMA P/ CONCRETO "IN LOCO" (APLICAÇÃO)	M2	1,0000	55,2218	55,2218
				Total:	87,8176
				<b>Total Simples:</b>	<b>91,02</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>16,38</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>107,40</b>

Fonte: Seinfra

Tabela 3.10 – Composição de concreto ciclópico

<b>C0830 - CONCRETO CICLÓPICO FCK 15 MPa COM AGREGADO ADQUIRIDO - M3</b>					
EQUIPAMENTOS (CHORARIO)		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I0682	BETONEIRA ELÉTRICA 580L (CHP)	H	0,4998	13,8268	6,9106
				Total:	6,9106
<b>MAO DE OBRA</b>					
I2391	PEDREIRO	H	2,0000	7,2000	14,4000
I2543	SERVENTE	H	16,0000	4,8800	78,0800
				Total:	92,4800
<b>MATERIAIS</b>					
I0109	AREIA MEDIA	M3	0,6462	46,0000	29,7252
I0280	BRITA	M3	0,5852	56,0000	32,7712
I0805	CIMENTO PORTLAND	KG	196,0000	0,5000	98,0000
I1600	PEDRA DE MÃO (RACHÃO)	M3	0,4000	45,3700	18,1480
				Total:	178,6444
				<b>Total Simples:</b>	<b>278,04</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>111,76</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>389,80</b>

Fonte: Seinfra

Para os aterros reforçados com geotêxteis, foram utilizadas as Tabelas 3.14 e 3.15, 3.16, obtidas a partir da Seinfra.

Tabela 3.11 – Composição de instalação de geotêxtil RT-10

<b>C4586 - GEOTÊXTEL NÃO-TECIDO 100% POLIÉSTER COM RESISTÊNCIA A TRAÇÃO LONGITUDINAL MÍNIMA DE 10 kN/m (BIDIM RT-10 OU SIMILAR) - M2</b>					
MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I2391	PEDREIRO	H	0,0500	7,2000	0,3600
I2543	SERVENTE	H	0,0500	4,8800	0,2440
				Total:	0,6040
<b>MATERIAIS</b>					
I8570	GEOTÊXTEL NÃO-TECIDO 100% POLIÉSTER COM RESISTÊNCIA A TRAÇÃO LONGITUDINAL MÍNIMA DE 10 kN/m (BIDIM RT-10 OU SIMILAR)	M2	1,1000	7,2000	7,9200
				Total:	7,9200
				<b>Total Simples:</b>	<b>8,52</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>0,71</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>9,23</b>

Fonte: Seinfra

Tabela 3.12 – Composição de instalação de geotêxtil RT-31

<b>C4658 - GEOTÊXTEL NÃO-TECIDO 100% POLIÉSTER COM RESISTÊNCIA A TRAÇÃO LONGITUDINAL MÍNIMA DE 31 kN/m (BIDIM RT-31 OU SIMILAR) - M2</b>					
MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I2391	PEDREIRO	H	0,1500	7,2000	1,0800
I2543	SERVENTE	H	0,1500	4,8800	0,7320
				Total:	1,8120
MATERIAIS					
I8659	GEOTÊXTEL NÃO-TECIDO 100% POLIÉSTER COM RESISTÊNCIA A TRAÇÃO LONGITUDINAL MÍNIMA DE 31 kN/m (BIDIM RT-31 OU SIMILAR)	M2	1,1000	20,8400	22,9240
				Total:	22,9240
				<b>Total Simples:</b>	<b>24,74</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>2,10</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>26,84</b>

Fonte: Seinfra

Tabela 3.13 – Composição de peça em madeira para instalação de geotêxtil

<b>C4753 - PEÇA EM MADEIRA MUIRACATIARA (2,50X5,00CM) PARA FIXAÇÃO DA MANTA GEOTEXTIL - M</b>					
MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I0041	AJUDANTE DE CARPINTEIRO	H	0,2667	5,6000	1,4935
I0498	CARPINTEIRO	H	0,2667	7,2000	1,9202
				Total:	3,4137
MATERIAIS					
I0791	CHUMBADOR DE 3/8"	UN	1,4286	2,0000	2,8572
I2407	PRANCHA EM MADEIRA DE LEI	M3	0,0019	1.894,7300	3,6000
				Total:	6,4572
				<b>Total Simples:</b>	<b>9,87</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>3,97</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>13,84</b>

Fonte: Seinfra

Para as geogrelhas, foi necessário utilizar uma aproximação nos custos levando em consideração as composições de custos unitários dos geotêxteis presentes na tabela da Seinfra. Para tal, foi feita uma adaptação em considerando que os coeficientes de mão de obra para as geogrelhas Fortrac® 20/9-35 e Fortrac® 150/30-30 são iguais aos utilizados para os geotêxteis Bidim® RT-10 e Bidim® RT-31, respectivamente, sendo adaptados os custos de material apenas. Por sua vez, os coeficientes de mão de obra da geogrelha Fortrac® 55/30-20 foram

utilizados a partir de uma interpolação entre os coeficientes das outras duas anteriormente citadas, levando em consideração a resistência de ruptura. Ainda, foi utilizada a tabela de preços unitários do DER/SP.

As composições de custo utilizadas na análise para as geogrelhas podem ser vistas nas Tabelas 3.17, 3.18 e 3.19.

Tabela 3.14 – Composição de instalação de geogrelha Fortrac® 20/9-35

MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I2391	PEDREIRO	H	0,0500	7,2000	0,3600
I2543	SERVENTE	H	0,0500	4,8800	0,2440
				Total:	0,6040
MATERIAIS					
22.08.01	GEOG. POL. RT.05-RL.30	M2	1,1000	20,7600	22,8360
				Total:	22,8360
				<b>Total Simples:</b>	<b>23,44</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>0,71</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>24,15</b>

Fonte: Seinfra Modificado

Tabela 3.15 – Composição de instalação de geogrelha Fortrac® 55/30-20

MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I2391	PEDREIRO	H	0,077	7,2000	0,5540
I2543	SERVENTE	H	0,077	4,8800	0,3760
				Total:	0,9300
MATERIAIS					
22.08.20	GEOG. POL. RT.30-RL.50	M2	1,1000	27,7400	30,5140
				Total:	30,5140
				<b>Total Simples:</b>	<b>31,44</b>
				<b>Encargos Sociais:</b>	<b>2,10</b>
				<b>Valor BDI:</b>	<b>0,00</b>
				<b>Valor Geral:</b>	<b>33,54</b>

Fonte: Seinfra Modificado

Tabela 3.16 – Composição de instalação de geogrelha Fortrac® 150/30-30

MAO DE OBRA		Unidade	Coeficiente	Preço	Total
I2391	PEDREIRO	H	0,1500	7,2000	1,0800
I2543	SERVENTE	H	0,1500	4,8800	0,7320
				Total:	1,8120
MATERIAIS					
22.08.23	GEOG. POL. RT.30-RL.150	M2	1,1000	40,0400	44,0440
				Total:	44,0440
			<b>Total Simples:</b>		<b>45,86</b>
			<b>Encargos Sociais:</b>		<b>2,10</b>
			<b>Valor BDI:</b>		<b>0,00</b>
			<b>Valor Geral:</b>		<b>47,96</b>

Fonte: Seinfra Modificado

## 4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

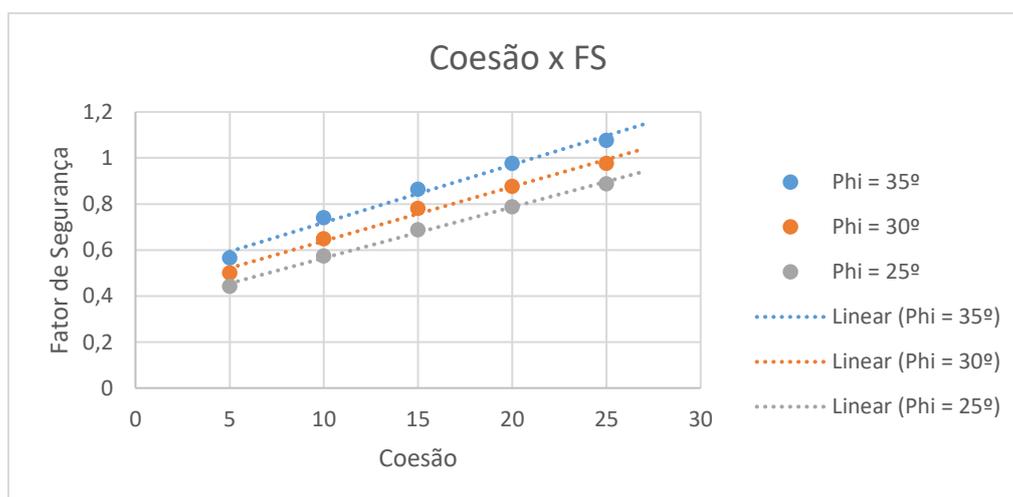
Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos e será feita uma breve discussão deles. A abordagem tratará de mostrar os resultados de dimensionamento e fatores de segurança obtidos a partir de cada método. Para taludes de solo reforçado serão ainda expostos os parâmetros de solo e o impacto na utilização de cada um deles nas estruturas em questão.

### 4.1. Resultados da análise de sensibilidade

A princípio, os resultados de uma análise de sensibilidade do fator de segurança em relação aos parâmetros dos solos ângulo de atrito e coesão para um talude sem nenhum tipo de contenção (Figura 3.3) são mostrados a baixo na Figura 4.1 e 4.2. Com tais dados foram plotados gráficos de dispersão para se compreender o comportamento do fator de segurança em relação às pequenas variações nesses parâmetros e traçadas linhas de tendência lineares.

Os fatores de segurança obtidos foram os mínimos entre os métodos (Bishop simplificado e Janbu).

Figura 4.1 – Sensibilidade do fator de segurança em relação à coesão

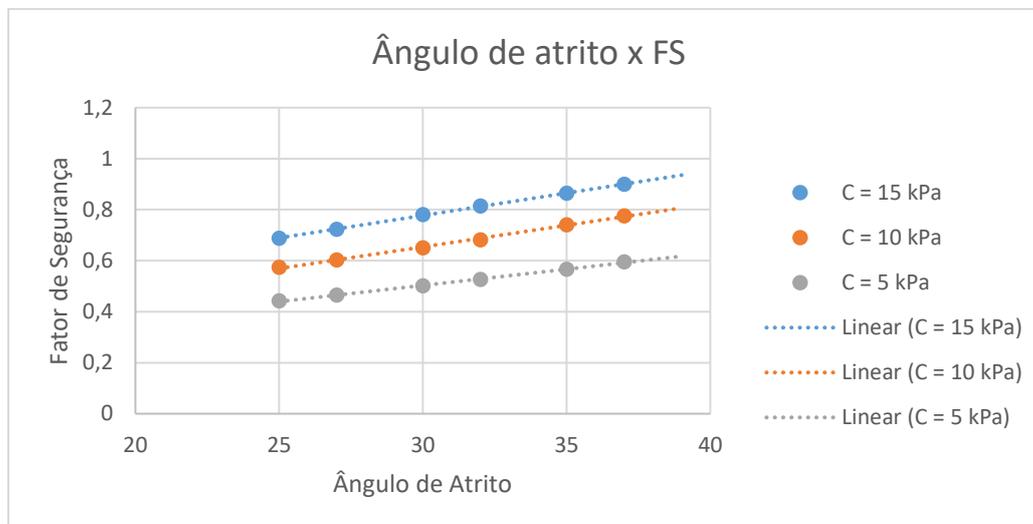


Fonte: Elaborada pelo autor

Na Figura 4.1, os valores de  $R^2$  encontrados para as equações são de 0,9962, 0,9903 e 0,9875, para os ângulos de atrito iguais a 25°, 30° e 35°, respectivamente, e demonstram que a linha de tendência linear se ajusta muito bem para a série de dados. Por sua vez, as inclinações

encontradas para cada uma das retas é de 1,27°, 1,35° e 1,44°, respectivamente, aumentando conforme maior é o ângulo de atrito do solo.

Figura 4.2 – Sensibilidade do fator de segurança em relação ao ângulo de atrito



Fonte: Elaborada pelo autor

Para o ângulo de atrito, conforme Figura 4.2, obteve-se valores de  $R^2$  iguais a 0,9985, 0,9971 e 0,9993, para variação desse parâmetro segundo coesões de 5 kPa, 10 kPa e 15 kPa, respectivamente. Tais valores mostram que as linhas de tendência linear representam muito bem o comportamento das amostras. As inclinações dessas retas, no entanto, apresentaram valores em média 33,69% menores do que aqueles obtidos na análise quanto à coesão. Para esses solos, obteve-se inclinações iguais a 0,72°, 0,97° e 1,01°, respectivamente, mostrando que o fator de segurança, em uma análise de estabilidade de taludes, tem uma sensibilidade maior à variação da coesão.

Esta análise evidenciou a tendência de aumento do FS com os parâmetros de resistência apesar de os resultados não possuírem significado físico, uma vez que fatores de segurança inferiores a 1 significam que o talude rompeu.

Tal fato era esperado uma vez que, segundo a equação de Coulomb, o ângulo de atrito está ligado à inclinação da linha de ruptura enquanto a coesão tem parcela mais significativa no aumento da resistência do solo. No entanto, para aterros evita-se a utilização de solos finos devido à ocorrência, nesses, de poropressões, as quais chegam a representar parcelas elevadas de empuxo, comprometendo a segurança e estabilidade.

## 4.2. Muros de gravidade

### 4.2.1. Resultados de dimensionamento

As dimensões e volumes de concreto dos muros de gravidade utilizados como contenção dos taludes padrões, com 5 e 10 metros de altura, são apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2. O volume de concreto utilizado por cada metro de construção do muro foi também calculado. As dimensões  $b$ ,  $B$  e  $H$  correspondem à base menor, base maior e altura da estrutura, respectivamente, conforme Figura 3.4. O detalhamento dos cálculos pode ser consultado no Apêndice A deste trabalho.

É válido acrescentar que os parâmetros  $b$  e  $B$  na fase de pré-dimensionamento dependem apenas de  $H$ , porém, quando se faz os cálculos para estabilidade interna e externa, tais dimensões podem aumentar de forma a atender aos fatores de segurança mínimos. Os valores expressos nas Tabelas 4.1 e 4.2 são os resultados finais do dimensionamento, atendendo aos fatores de segurança mínimos.

Tabela 4.1 – Dimensionamento de muro GeoRio (2000) para talude 5 m

Solo	$b$ (m)	$B$ (m)	$H$ (m)	$V$ (m <sup>3</sup> /m)
1	1,25	3,8	5	12,625
2	1,35	3,6	5	12,375
3	1,2	3	5	10,5
4	1,5	3,8	5	13,25
5	1,3	3,9	5	13

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.2 – Dimensionamento de muro GeoRio (2000) para talude 10 m

Solo	$b$ (m)	$B$ (m)	$H$ (m)	$V$ (m <sup>3</sup> /m)
1	1,5	6,4	10	39,5
2	1,5	7	10	42,5
3	1,5	6	10	37,5
4	1,2	6,5	10	38,5
5	1,2	6,2	10	37

Fonte: Elaborada pelo autor

Pode-se perceber que os solos 1 e 3 possuem menor consumo de concreto, fato que provavelmente está relacionado ao elevado ângulo de atrito do material. Para o solo 3, isso

pode ser explicado devido à diminuição do empuxo causada pela elevada coesão do material de aterro.

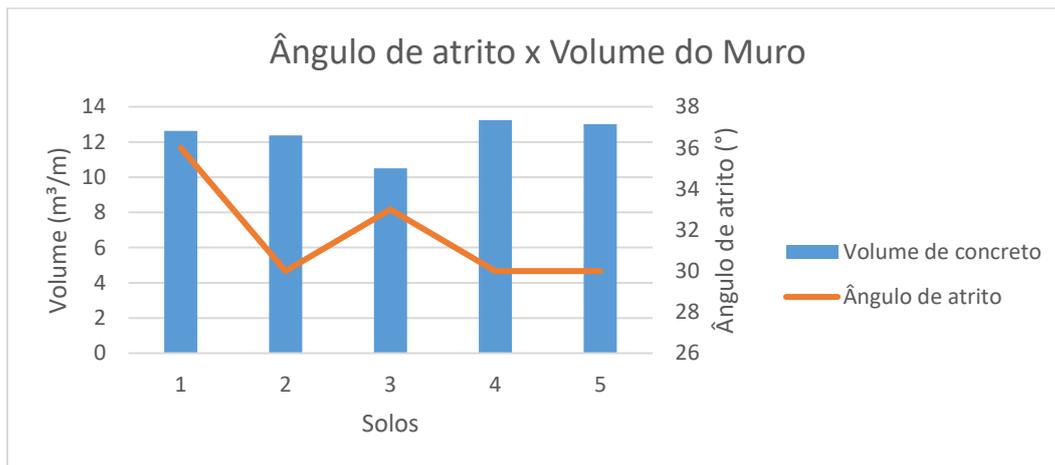
Para as capacidades de carga das fundações, os fatores de segurança obtidos foram grandes de modo geral, não representando o fator mais relevante no dimensionamento dos muros de gravidade. No entanto, para as estruturas de 10 metros de altura e solos não coesivos, tais valores ficaram mais próximos do limite mínimo ( $FSf \geq 3,0$ ).

Devido aos fatores de segurança de tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação, de modo geral, as estruturas atenderam aos critérios mínimos. No entanto, os solos de aterro com elevada coesão resultaram as estruturas bastante esbeltas, não passando nos critérios de dimensionamento quando verificadas as juntas, tendo, por conseguinte, suas dimensões majoradas.

Para aterros com 5 metros de altura, os solos 01 e 02 resultaram em estruturas mais robusta do que o previsto no pré-dimensionamento do método.

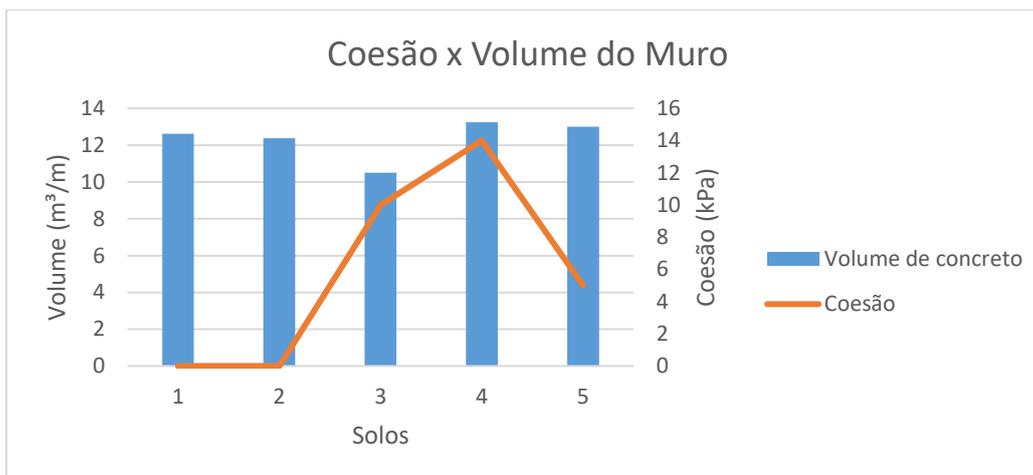
As relações entre o ângulo de atrito, coesão e peso específico com o volume total do muro para o talude de 5 metros podem ser vistas na Figura 4.3, 4.4 e 4.5.

Figura 4.3 – Relação entre ângulo de atrito e volume do muro 5 metros



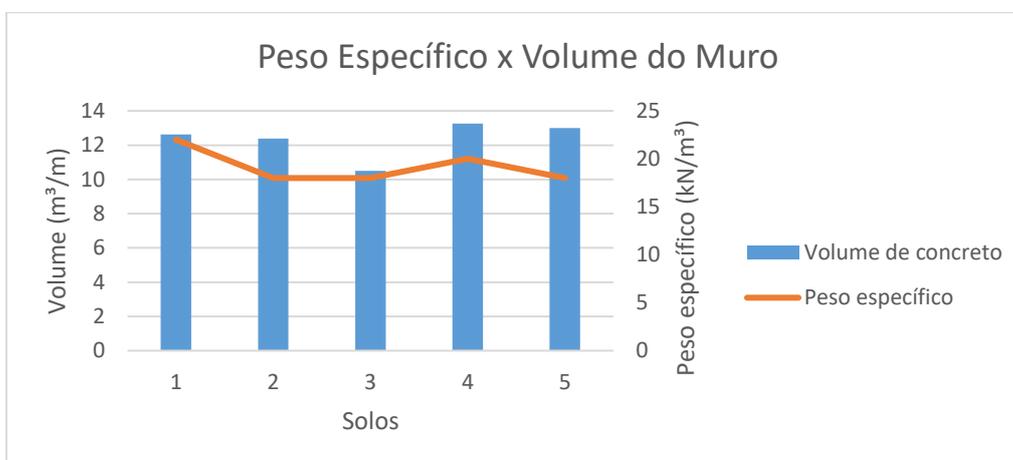
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.4 – Relação entre coesão e volume do muro 5 metros



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.5 – Relação entre peso específico e volume do muro 5 metros



Fonte: Elaborada pelo autor

Conforme mostrado nos gráficos das Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, a coesão pode ser relacionada à obtenção de estruturas de muros de arrimo com menores consumos de concreto. Já para o ângulo de atrito e peso específico não se encontrou uma relação clara de dependência com o volume total obtido por metro de obra de contenção. No entanto, o solo com coesão de 14 kPa apresentou o maior consumo de concreto, sendo maior do que o consumo para os solos não coesivos, contrariamente ao esperado. Tal fato deve-se, provavelmente, ao peso do específico do solo que é mais alto em relação aos demais solos coesivos.

Deve-se ressaltar também que se buscam, para aterros, solos com baixa coesão, pois os solos com essa característica tendem a gerar um acréscimo de tensões devido à água. Esse acréscimo de tensões pode dobrar a carga para o qual a obra foi dimensionada, o que

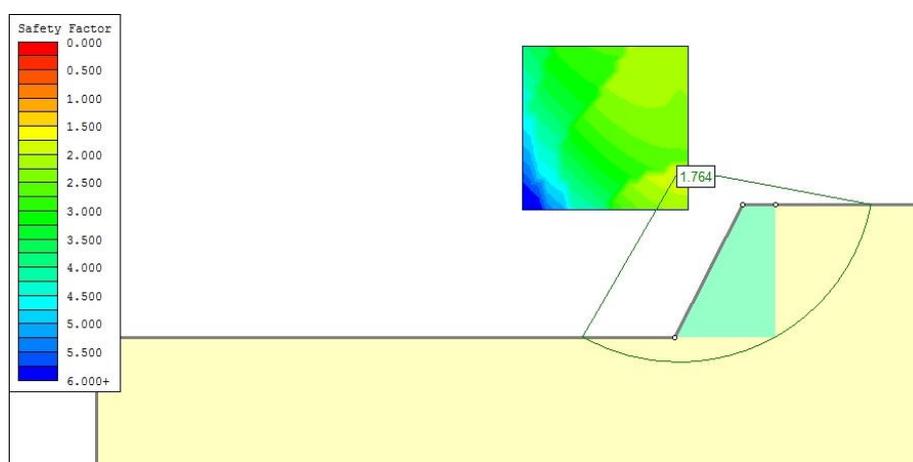
ressalta ainda a importância de se projetar um sistema de drenagem eficiente e de se fazer a manutenção do mesmo.

#### 4.2.2. Análise do método da GeoRio (2000) para muro de gravidade

Com as estruturas dimensionadas, modelou-se a estabilidade de taludes no software *Slide*, obtendo os fatores de segurança globais. Alguns resultados são mostrados nas Figuras 4.6 e 4.7. Nessas Figuras, tem-se o resultado de análise de estabilidade de talude para o solo não-coesivo 01 nas configurações de aterro com 5 e 10 metros de altura, respectivamente.

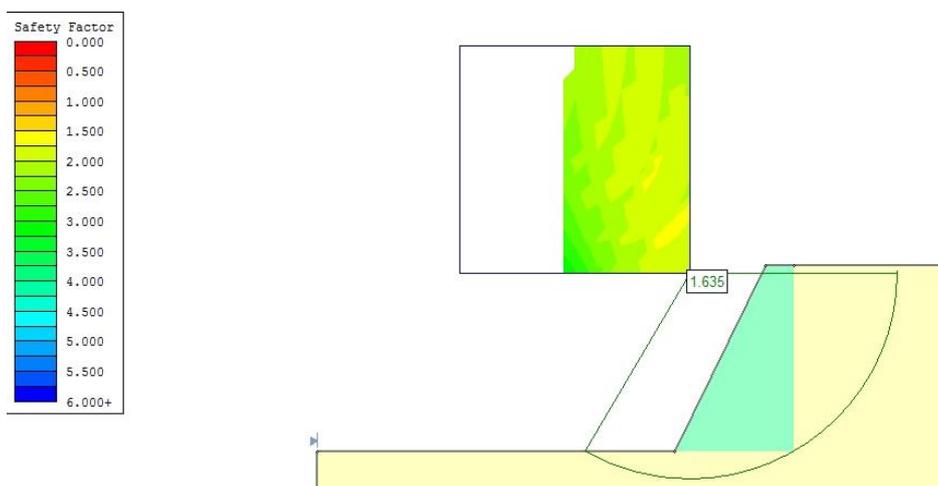
Os fatores de segurança mostrados correspondem ao menor obtido entre os métodos de Bishop Simplificado, Janbu e Morgenstern-Price.

Figura 4.6 – Estabilidade global de talude de 5 m para o solo 01



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.7 – Estabilidade global de talude de 10 m para o solo 01

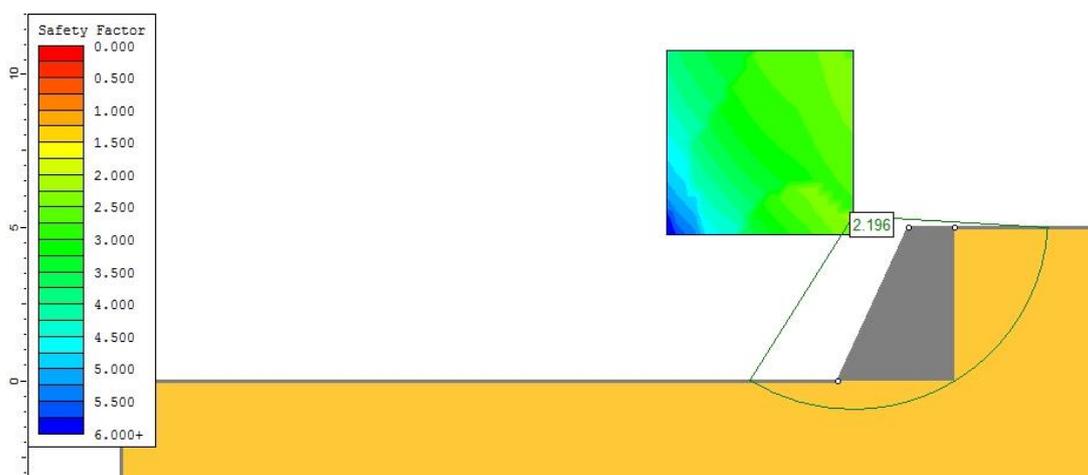


Fonte: Elaborada pelo autor

Os fatores de segurança para estabilidade global obtidos para esse solo e as devidas estruturas respeitam o parâmetro previsto pelo método, sendo para o talude de 5 e 10 metros iguais a 1,764 e 1,635, respectivamente.

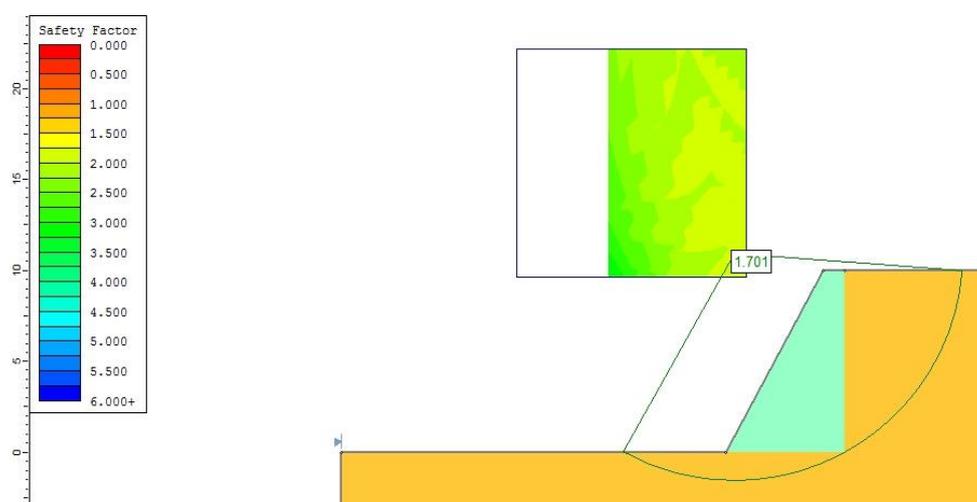
Por sua vez, para o solo coesivo 04, tem-se os seguintes resultados para a estabilidade global, mostrados nas Figuras 4.8 e 4.9 para os taludes com 5 e 10 metros de altura, respectivamente.

Figura 4.8 – Estabilidade global de talude de 5 m para o solo 04



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.9 – Estabilidade global de talude de 10 m para o solo 04



Fonte: Elaborada pelo autor

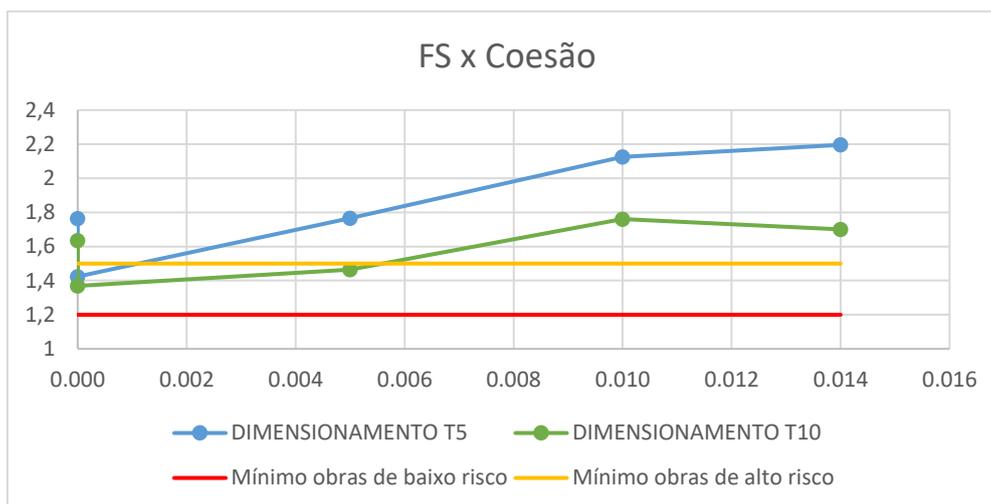
Foram, então, obtidos os fatores de segurança global iguais a 2,196 e 1,701, respectivamente para os taludes de 5 e 10 metros de altura, também respeitando o parâmetro

mínimo preconizado pelo método. Os solos coesivos resultaram, no geral, em estruturas com uma segurança maior quanto à estabilidade global.

Ainda, percebeu-se que para tanto para os solos não-coesivos como para os coesivos, os fatores de segurança diminuíram quando foi aumentada a altura do aterro. Tal fato evidencia a magnitude do aumento das forças de instabilidade geradas pelo maciço.

Os demais fatores de segurança para os demais solos analisados são mostrados na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Fatores de segurança para muro com talude de 5 e 10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Pode-se perceber, para ambas as alturas de talude, que as estruturas com solos coesivos (3,4 e 5) resultaram em maiores fatores de segurança e que em todos os casos analisados o FS obtido foi superior ou próximo à 1,5, conforme preconizado pelo método. Além disso, nenhuma das estruturas resultou em fator de segurança menor do que 1,2, sendo esse o limite mínimo para obras de baixo risco de perdas materiais, ambientais e humanas preconizado pela NBR 11682/2009 ABNT.

Conforme mostrado nas Tabelas 4.1, 4.2 e na Figura 4.4, os aterros com solos coesivos resultaram em estruturas sensivelmente mais esbeltas, ou seja, menores dimensões e consumo de concreto, do que aqueles em que foi utilizado solo coesivo apesar de a coesão reduzir de forma considerável o empuxo. O que ocorreu, no entanto, é que as tensões internas ao concreto foram determinantes para o dimensionamento da estrutura, exigindo dimensões tais para que não houvesse falha da estrutura de concreto. Isso levou, ainda, a estruturas com fatores de segurança quanto ao tombamento, deslizamento e ruptura da fundação bastante

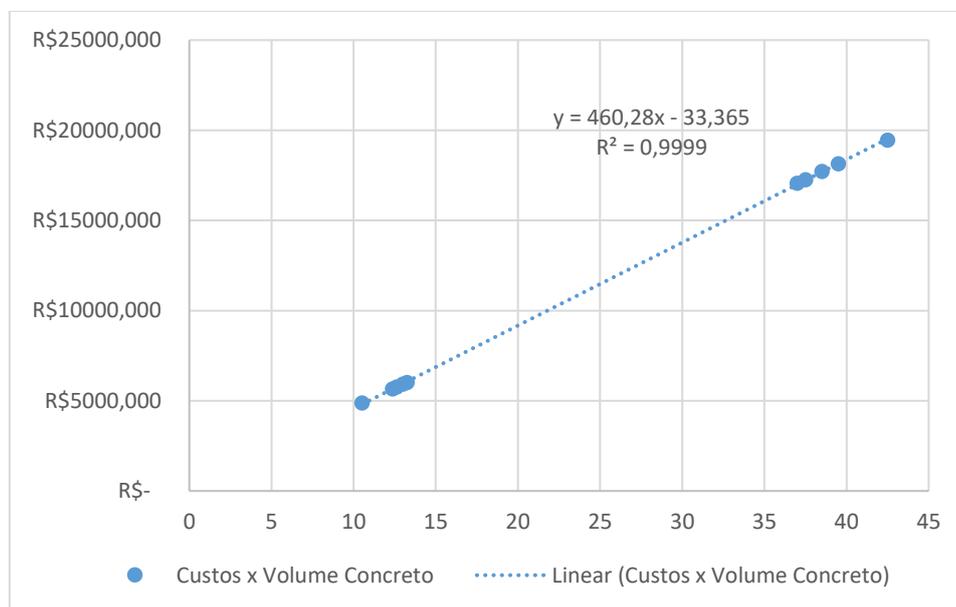
elevados, chegando a valores próximos a 6, para taludes de 10 metros de altura, e 11, para taludes de 5 metros de altura.

#### 4.2.3. Custos levantados para o método da GeoRio (2000) para muro de gravidade

Com auxílio das tabelas de composição de preço unitário da Seinfra foram então obtidos os custos das estruturas dimensionadas.

Ao analisar as composições de preços unitários da Seinfra, viu-se que o concreto era o insumo mais caro utilizado para esse tipo de estrutura, tendo, por conseguinte, uma relação de relação direta com os custos. Isso pode ser evidenciado na Figura 4.11, na qual a linha de tendência linear mostra uma relação muito forte com a distribuição com  $R^2$  igual a 0,9999.

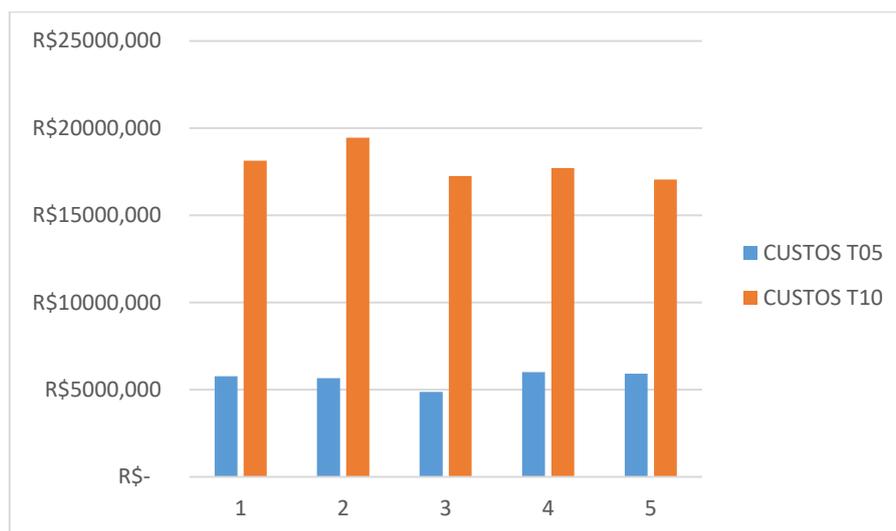
Figura 4.11 – Custos x Volume de Concreto



Fonte: Elaborada pelo autor

Os custos obtidos para as diversas estruturas são expressos na Figura 4.12. Os resultados obtidos por metro linear de seção de muro podem ser vistos integralmente no Apêndice B.

Figura 4.12 – Custos para muro com talude de 5 e 10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Para aterros com 5 metros de altura, obteve-se custo na ordem de R\$ 5.000,00 com uma variação de 19,05% entre a estrutura mais cara e a barata. Por sua vez, para 10 metros de altura de aterro, esse valor chegou próximo à R\$ 20.000,00 com uma variação de 12,25% em relação ao máximo custo obtido.

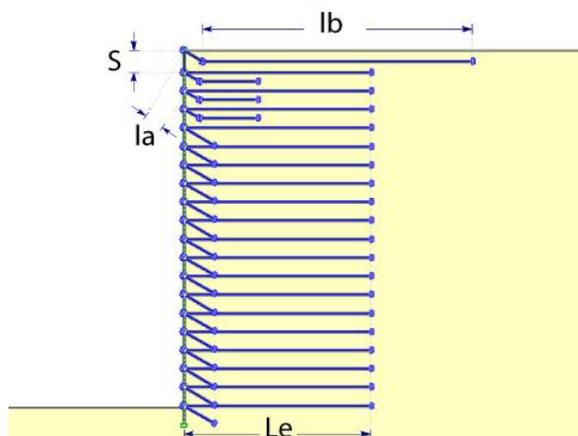
Pode-se perceber que, também, ao se dobrar a altura do aterro a ser contido, obteve-se custos na ordem de três vezes superiores à situação inicial. Tal fato se deve à relação não-linear do empuxo com a altura, conforme mostrado mais claramente na equação de cálculo do empuxo de solos não coesivos, Eq 2-3, exposta no capítulo 2 deste trabalho. Dessa forma, os resultados evidenciam que é necessária uma estrutura bem mais robusta para a situação de aterro de 10 m e, conseqüentemente, com um maior consumo de concreto, sendo esse o insumo de mais caro.

### 4.3. Método da GeoRio para aterros reforçados (2000)

#### 4.3.1. Resultados de dimensionamento

As estruturas previstas por esse método consistem em aterros auto-envelopados com a configuração conforme a Figura 4.13.

Figura 4.13 – Exemplo de estrutura método da GeoRio (2000)



Fonte: Adaptado de Manual Técnico de Encostas (Georio, 2000)

O resumo dos resultados do dimensionamento segundo o método pode ser visto nas Tabelas 4.3 e 4.4, as quais expressam os parâmetros médios de comprimento de reforço e espaçamento entre as camadas. Os valores de  $l_a$  e  $l_b$  são referentes à primeira camada de reforço. Os resultados completos podem ser vistos no anexo C.

Tabela 4.3 – Dimensionamento GeoRio (2000) aterros reforçados talude de 5 m

	<b>S méd (m)</b>	<b>Le méd (m)</b>	<b>la méd (m)</b>	<b>lb méd (m)</b>
Fortrac 20/9-35	0,34	3,10	0,53	3,69
Fortrac 55/30-20	0,76	2,96	0,24	3,65
Fortrac 150/30-30	0,80	2,96	0,28	3,66
Bidim RT 10	0,17	3,17	0,75	3,65
Bidim RT 31	0,52	3,04	0,36	3,65

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.4 – Dimensionamento GeoRio (2000) aterros reforçados talude de 10 m

	<b>S méd (m)</b>	<b>Le méd (m)</b>	<b>la méd (m)</b>	<b>lb méd (m)</b>
Fortrac 20/9-35	0,14	6,09	0,49	3,95
Fortrac 55/30-20	0,39	5,95	0,43	3,65
Fortrac 150/30-30	0,80	5,82	0,24	3,65
Bidim RT 10	0,07	6,07	0,86	3,65
Bidim RT 31	0,21	6,02	0,70	3,65

Fonte: Elaborada pelo autor

Percebe-se que os geossintéticos menos rígidos (1 e 4) resultaram nos menores espaçamentos entre camadas de reforços, sendo aquele obtido para o geotêxtil Bidim RT 10 pequeno e impraticável tanto economicamente como tecnicamente.

Essas camadas demasiadamente pequenas aumentam o tempo de obra, pois acrescentam muitas etapas de compactação de solo além de necessitarem de um esforço de compactação muito pequeno para que não sejam ultrapassados os parâmetros ótimos, o que levaria à utilização de equipamentos pequenos e conseqüentemente menor rendimento no processo. Das (2007) recomenda a utilização de compactadores de percussão motorizados ou sapos mecânicos para camadas de compactação de espessura entre 100 e 150 mm, levando a um rendimento inferior àquele desejado para a utilização dessa técnica.

Ainda, percebe-se que os menores espaçamentos estão também relacionados aos solos não coesivos, conforme era esperado uma vez que a coesão gera uma parcela significativa de resistência à tração.

Para o talude de 5 metros de altura, pode-se ver que para os solos coesivos (3, 4 e 5) a mudança do geossintético 2 para o 3 (Fortrac 55/30-20 para Fortrac 150/30-20) não resultaram em condições de espaçamento maior, pois o espaçamento máximo já havia sido adotado. Recomenda-se que o espaçamento máximo utilizado entre camadas de reforços seja de muito elevado para que se evite fissurações e deformações excessivas. Além disso, quando se tem camadas de solo demasiadamente grandes entre os geossintéticos, não se pode garantir que a distribuição de forças no reforço se dê de maneira uniforme ou que o mesmo consiga absorver todo o esforço idealizado, (AVESANI NETO; GEROTO, 2016).

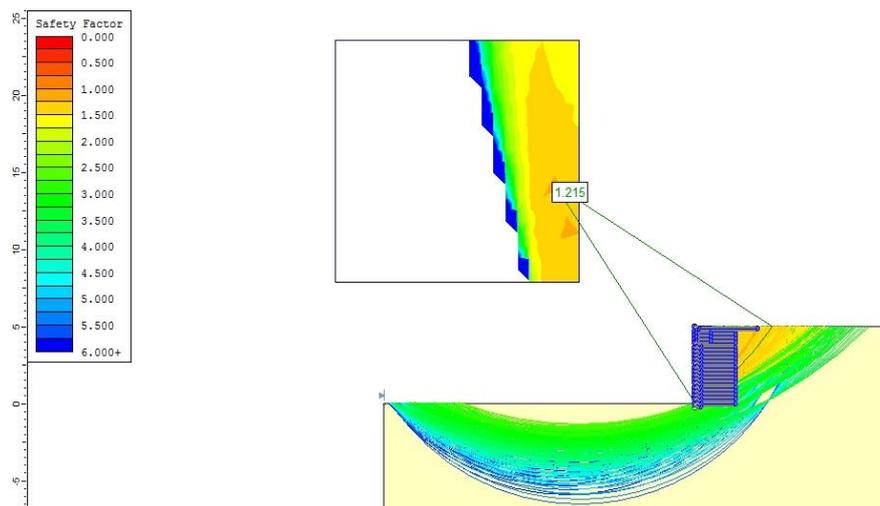
Em contrapartida, para o talude de 10 metros de altura, as altas tensões fizeram com que uma configuração com espaçamento máximo entre os reforços fosse obtido apenas para as geogrelhas Fortrac 150/30-20. Para os geossintéticos 1 e 4, os espaçamentos obtidos entre as camadas foram demasiadamente pequenos e pouco praticáveis tecnicamente.

Com o aumento dos espaçamentos entre camadas de reforços, percebeu-se também que o comprimento total do geossintético,  $L_e$ , teve uma sensível diminuição.

#### ***4.3.2. Análise de estabilidade para o método de aterros reforçados da GeoRio (2000)***

Após serem atendidas as condições de estabilidade interna e externa das estruturas dimensionadas, partiu-se para a modelagem computacional com a utilização do software *Slide* com o intuito de se obter os fatores de segurança globais dos taludes. Nas Figuras 4.14 e 4.15, são expostas as possíveis superfícies de ruptura para o solo 01 reforçado com a geogrelha Fortrac® 20/9-35, com taludes de alturas 5 e 10 metros, respectivamente.

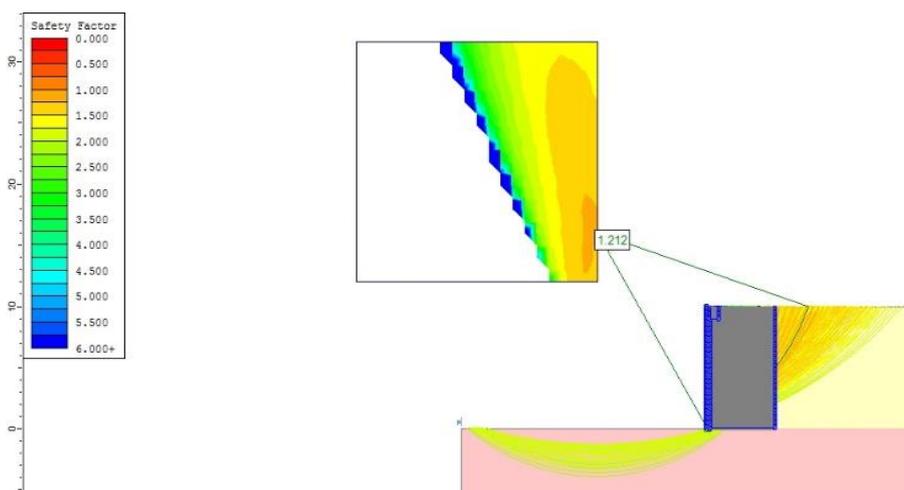
Figura 4.14 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 GeoRio (2000)  
talude 5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Figura 4.15 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 GeoRio (2000)  
talude 10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Conforme mostrado nas figuras, em ambos os casos as estruturas foram pouco conservadoras mesmo passando nos critérios de estabilidade interna e externa, pois os fatores de segurança global mostraram-se na ordem de 1,200. Tais fatores de segurança, segundo a NBR 11682/2009 (ABNT), são considerados razoáveis para estruturas com níveis baixos de

segurança contra danos a vidas humanas e danos materiais e ambientais, sendo levemente superiores ao mínimo. No entanto, se consideradas obras com taludes em centros urbanos, onde há risco elevado de danos diversos, os valores obtidos estariam abaixo do indicado, 1,5.

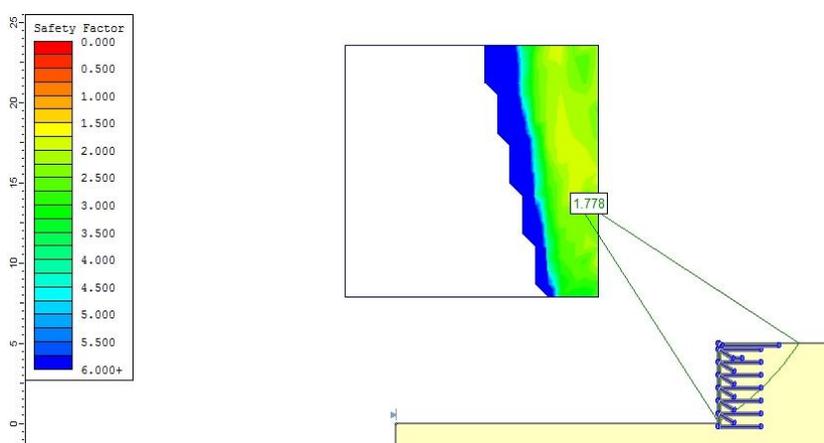
Ainda, uma aproximação da superfície de ruptura à face pode ser observada na Figura 4.15. Isso ocorre, segundo Adib et al. (1990), devido à maior densidade de reforços e, conseqüentemente, aumento da rigidez da estrutura.

Para o mesmo solo reforçado com a geogrelha Fortrac® 150/30-30, os resultados são mostrados nas Figuras 4.16 e 4.17.

Ao se aumentar a resistência à tração do geossintético, foi notável o aumento do fator de segurança obtido na estrutura para o maciço com 5 metros de altura, enquanto para aquele mais alto a variação foi sensível.

Essa pequena variação para o aterro com 10 metros de altura pode ser explicada, pois, segundo Rowe e Ho (1998), o aumento da altura do aterro ocasiona um acréscimo nas tensões de tração. Rowe e Ho (1992) acrescentam ainda que a força de tração mobilizada pelo geossintético aumenta com o aumento da sua rigidez. Dessa forma, os reforços da estrutura da Figura 4.17 estão sujeitos a forças de desestabilização maiores do que os com altura de aterro igual a 5 metros para o mesmo solo.

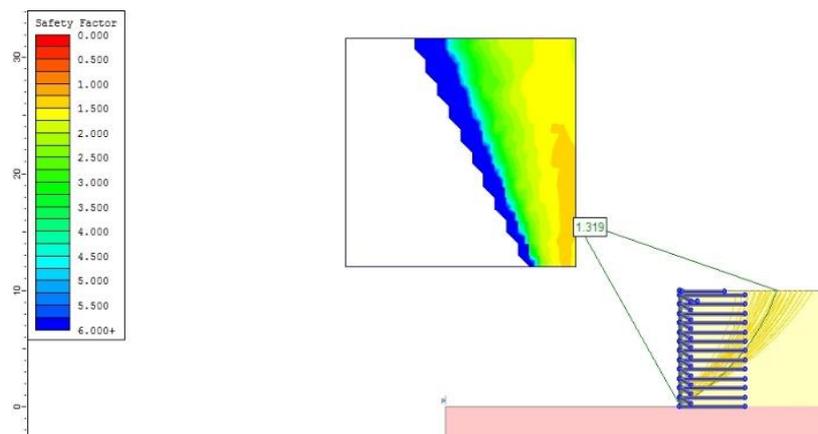
Figura 4.16 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 GeoRio (2000) talude 5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 03: Fortrac® 150/30-30 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Figura 4.17 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 GeoRio (2000)  
talude 10 m

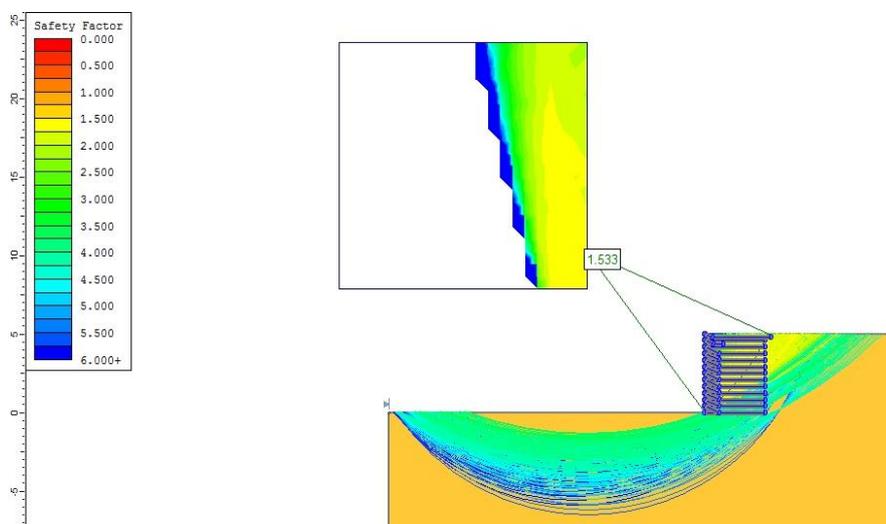


Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 03: Fortrac® 150/30-30 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Além disso, Lanz e Palmeira (1994) mostram que o aumento no espaçamento das camadas de reforços induz deslocamentos horizontais maiores, mobilizando assim um maior esforço. Nas Figuras 4.18 e 4.19, são expostos os resultados de análise de estabilidade global das estruturas obtidas para o solo 04 com alturas de aterro de 5 e 10 metros, respectivamente.

Figura 4.18 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 GeoRio (2000)  
talude 5 m

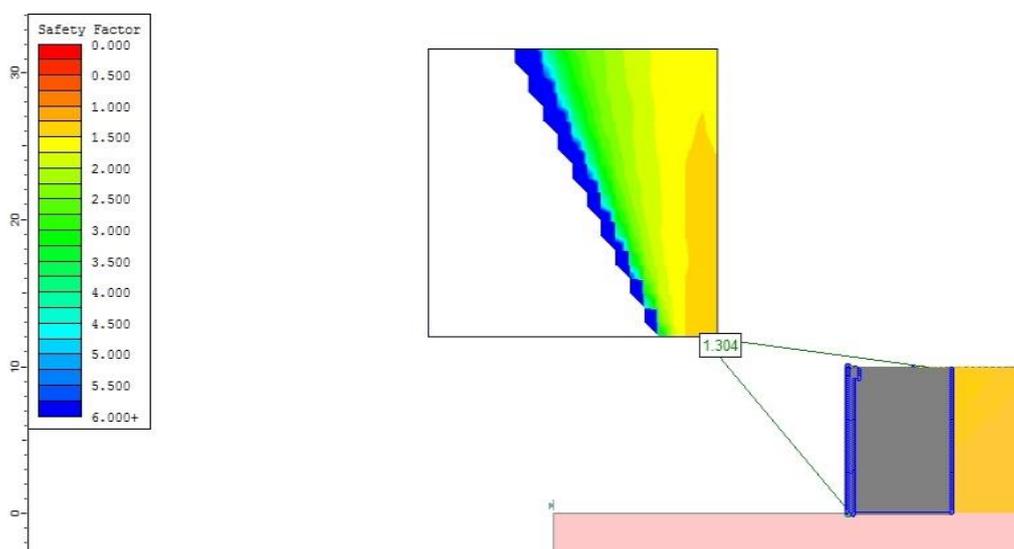


Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 04: solo coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Em relação ao solo 01 reforçado com o mesmo geossintético, a estrutura obteve valores de fator de segurança maiores para as diferentes alturas analisadas. No entanto, sabendo que a rigidez do solo 01 é maior do que a do solo 04 e que, segundo Adib et al. (1990), os solos com maiores rigidezes induzem menores esforços de tração nos reforços, pode-se explicar o aumento do fator de segurança devido à coesão que é presente apenas no solo 04.

Figura 4.19 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 GeoRio (2000) talude 10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

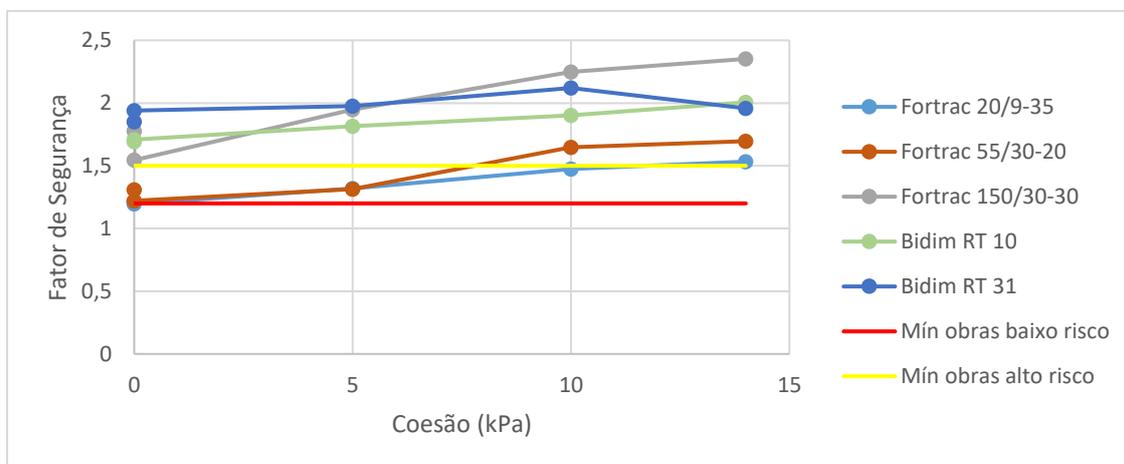
Legenda: Solo 04: solo coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Ainda, percebe-se que houve aproximação da superfície de ruptura para o solo 04 em relação ao solo 01, conforme mostrado nas Figuras 4.18 e 4.19, o que se deu devido ao aumento da relação  $L_e/H$ , conforme previsto por Porbaha (1998). Tal parâmetro varia de 0,52 para 0,76, para o talude de 5 metros de altura, e de 0,55 para 0,70 para o aterro com altura maior.

Para os demais solos coesivos, houve também acréscimo no fator de segurança global em relação aos solos coesivos para estruturas reforçadas com o mesmo geossintético. Além disso, foi comprovado que, nos aterros com  $L_e/H$  acima de 0,67, as superfícies de ruptura estavam dentro da área reforçada, garantindo um melhor desempenho das estruturas, segundo Porbaha (1998).

Os fatores de segurança globais dos aterros reforçados podem ser vistos em resumo nas Figuras 4.20 e 4.21. Os resultados detalhados podem ser encontrados no anexo C deste trabalho.

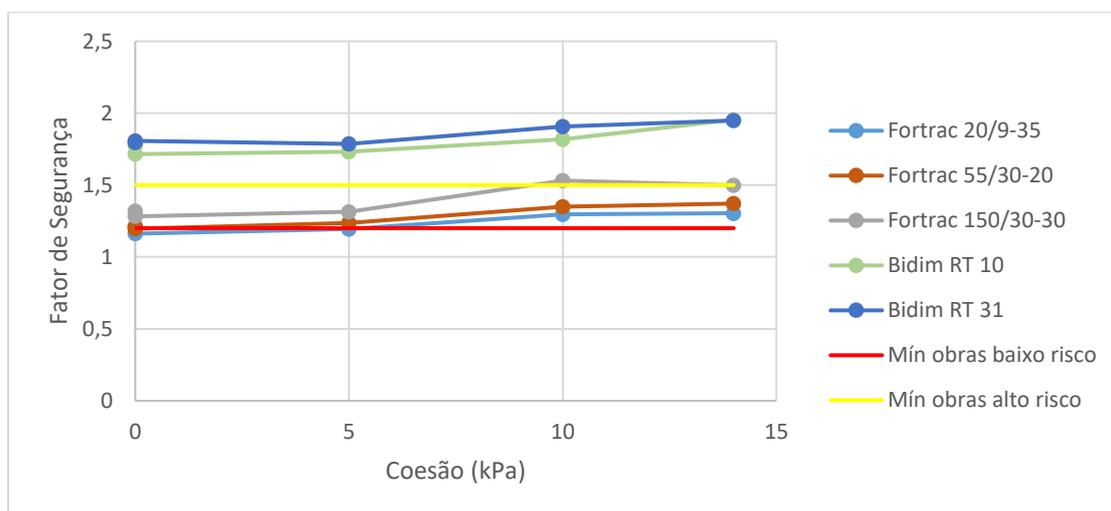
Figura 4.20 – Fatores de segurança aterro reforçado GeoRio (2000) talude 5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Pelas figuras, percebe-se o aumento no fator de segurança para os geossintéticos 04 e 05 (Bidim® RT 10 e 31), pois os mesmos resultaram em estruturas demasiadamente densas. Todavia, para o talude mais baixo a geogrelha Fortrac® 150/30-30 resultou em estruturas com altos fatores de segurança devido à elevada resistência de tração admissível. Além disso, percebe-se uma tendência a aumento dos fatores de segurança para os solos coesivos, principalmente para o aterro com 5 metros de altura.

Figura 4.21 – Fatores de segurança aterro reforçado GeoRio (2000) talude 10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

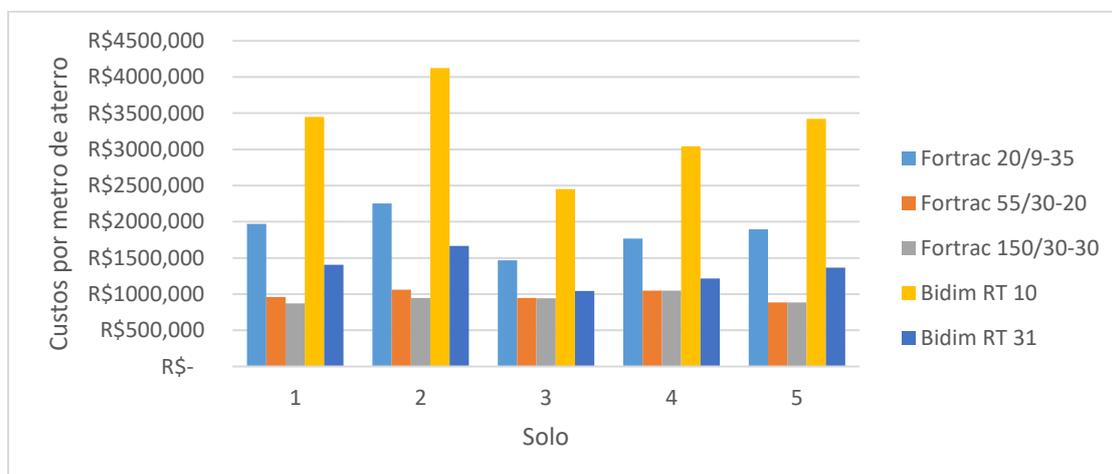
Ainda, vale ressaltar que, segundo a NBR 11682/2009 (ABNT), para o maciço de 5 metros de altura, todas as estruturas passaram no critério quanto a segurança global, sendo as configurações em que foram utilizados os geossintéticos 01 e 02 com os solos 01, 02 e 05 passíveis de utilização apenas em situações em que há baixos riscos de danos materiais, ambientais ou a vidas humanas. Todas as demais apresentaram fatores de segurança global superiores a 1,5, podendo ser utilizadas em quaisquer situações, inclusive em centros urbanos.

Para os aterros com 10 metros de altura, os fatores de segurança global só foram superiores a 1,5 com a utilização de geogrelhas para a Fortrac® 150/30-30 conjuntamente com os solos 03 e 04, que são coesivos. Isso deve ter se dado devido ao auxílio da coesão na redução dos empuxos gerados. O solo 05, por sua vez, apesar de possuir coesão não atingiu o valor em questão, pois essa é inferior àquela dos demais solos coesivos, levando, conseqüentemente, a uma menor redução das forças solicitantes. Já para ambos os geotêxteis, o valor foi superado em todas as situações devido à configuração densa dos reforços.

#### 4.3.3. Custos levantados para o método da GeoRio (2000)

A partir das dimensões obtidas através do dimensionamento, com auxílio das tabelas de composição de custos da Seinfra e dados obtidos a partir da tabela de preços unitários do DER/SP, foram levantados os custos para a utilização de cada material. Os resultados são expressos nas Figuras 4.22 e 4.23, representando o valor dos serviços analisados por metro de aterro construído.

Figura 4.22 – Custo de aterro reforçado GeoRio (2000) talude 5 m



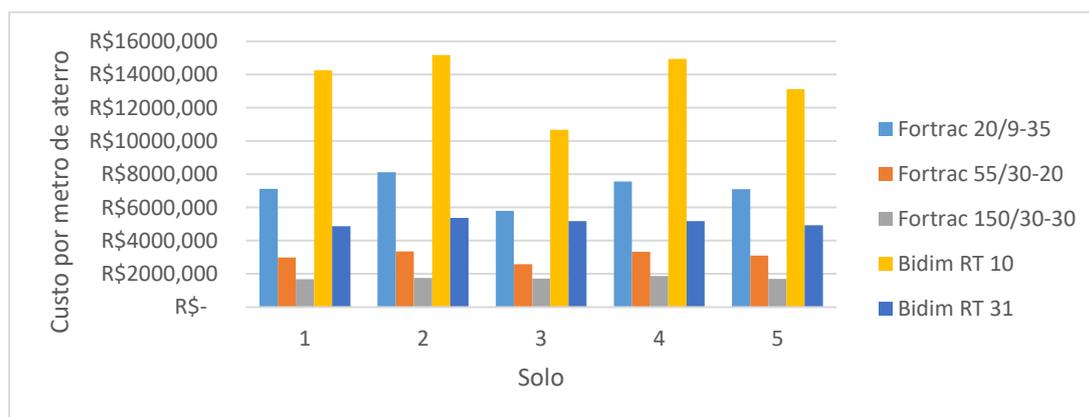
Fonte: Elaborada pelo autor

Para o talude de 5 metros de altura, pode-se perceber que as estruturas dimensionadas com geogrelhas apresentam custos menores do que aquelas em que são utilizados o geotêxtil Bidim® RT 10. Além disso, apenas a geogrelha Fortrac® 20/9-35 resulta em aterros com custos superiores ao geotêxtil Bidim® RT 31. Tal fato ocorre devido à baixa resistência e rigidez dos geotêxteis, exigindo assim que sejam utilizadas um menor espaçamento e, conseqüentemente, uma maior quantidade de reforços.

No entanto, quando utilizada a geogrelha Fortrac® 150/30-30, o benefício foi inferior para os solos não-coesivos, pois, conforme visto na Tabela 4.3, a configuração com o espaçamento máximo entre camadas já é obtida com a Fortrac® 55/30-20 e o custo do material é superior para o geossintético 03.

Pode-se ver, também, que os custos gerados a partir da utilização do geotêxtil variou em aproximadamente 1,5 a 4 vezes o custo da geogrelha com configuração mais barata. Além disso, apesar de a rigidez relativa entre solo e reforço ser menor para o geossintético 05, notou-se que a resistência à tração foi mais relevante no dimensionamento, resultando em uma estrutura menos onerosa do que aquela em que foi utilizado o geossintético 01. Isso se deve ao fato de que o método não utiliza tal parâmetro no dimensionamento das estruturas.

Figura 4.23 – Custo de aterro reforçado GeoRio (2000) talude 10 m



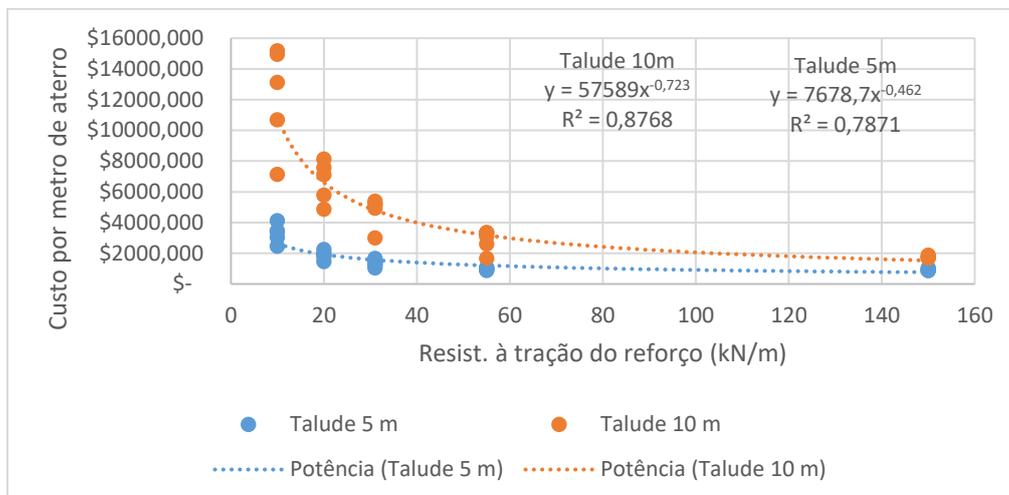
Fonte: Elaborada pelo autor

Para o talude de 10 metros de altura, em todas as situações estudadas os custos com a utilização do geossintético 03 foram mais baixos do que os demais. Em relação às geogrelhas, as estruturas resultantes foram mais onerosas do que aquelas com o geotêxtil Bidim® RT 31 apenas para a Fortrac® 20/9-35, pois essa apresenta resistência à tração inferior.

Pode-se ver, também, que os geotêxteis resultaram em estruturas na ordem de 2 a 7 vezes mais onerosas do que a configuração melhor otimizada de geogrelhas. Conforme

mostrado na Figura 4.24, tal fato está diretamente relacionado à resistência à tração do reforço, obedecendo a uma relação inversamente proporcional.

Figura 4.24 – Custo do aterro x resistência à tração GeoRio (2000)



Fonte: Elaborada pelo autor

O gráfico da Figura 4.24 evidencia a relação de dependência entre os custos e a resistência à tração do reforço, sendo essa mais relevante para maiores alturas de aterro.

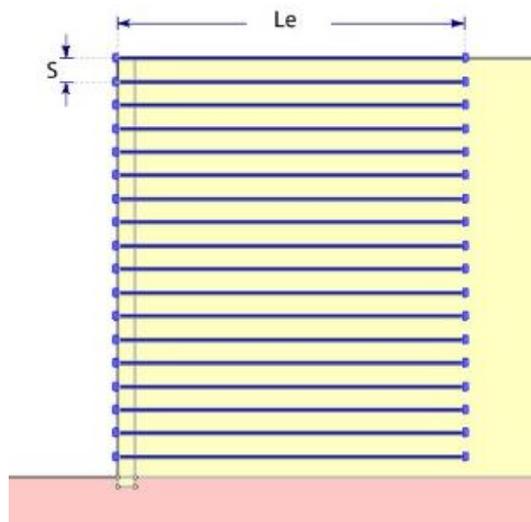
Tratando-se do tipo de solo, independentemente da altura do aterro, os solos coesivos têm uma parcela importante de resistência, a qual pode auxiliar na diminuição dos custos de um aterro de solo reforçado. No entanto, deve-se tomar as devidas precauções e avaliar outras propriedades do solo, pois os solos finos podem ocasionar acréscimos de poropressões indesejados no aterro, conforme mostrado por Murray e Bolden (1979).

#### 4.4. Método de Dantas e Erhlich para aterros reforçados (1999)

##### 4.4.1. Resultados de dimensionamento

Quando dimensionados aterros reforçados pelo método em questão, a estrutura apresenta a seguinte configuração, mostrada na Figura 4.25.

Figura 4.25 – Exemplo de estrutura método de Dantas e Erhlich (1999)



Fonte: Adaptado de Dantas Erhlich (1999)

O método de Dantas e Erhlich possibilitou um dimensionamento através de compatibilidade das deformações e esforços nos geossintéticos. Os resultados do dimensionamento são mostrados nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5 – Dimensionamento pelo método Dantas e Erhlich (1999) talude 5 m

	<b>S méd (m)</b>	<b>Le méd (m)</b>
Fortrac 20/9-35	0,25	3,93
Fortrac 55/30-20	0,67	3,57
Fortrac 150/30-30	0,80	3,23
Bidim RT 10	0,19	3,58
Bidim RT 31	0,65	3,42

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.6 – Dimensionamento pelo método Dantas e Erhlich (1999) talude 10 m

	<b>S méd (m)</b>	<b>Le méd (m)</b>
Fortrac 20/9-35	0,12	7,44
Fortrac 55/30-20	0,31	7,33
Fortrac 150/30-30	0,80	6,68
Bidim RT 10	0,09	6,78
Bidim RT 31	0,30	6,93

Fonte: Elaborada pelo autor

Na Tabela 4.5, para o talude de 5 metros de altura, pode-se perceber, para os geossintéticos 1, 2 e 3, que conforme se aumenta a resistência à tração do reforço, os mesmos

solos conseguem trabalhar com um espaçamento maior entre as camadas de reforço. No entanto, foi considerado que  $S_{i_{máx}} = 0,80$  m, o qual foi adotado para todos os tipos de solo com emprego do geossintético 3, que possui resistência à tração elevada.

O aumento do espaçamento, porém, fez com que a estabilidade interna fosse comprometida para os reforços mais superiores, dessa forma, foi necessário o aumento do comprimento  $L_e$ . Para garantir que o aterro esteja sempre em uma situação com os fatores de segurança mínimos atendidos. Os comprimentos de embutimento da estrutura no solo de fundação foram considerados igual a zero para todos os casos.

Para o talude de 10 m, percebeu-se também que o aumento do comprimento total do geossintético ocasionava uma pequena diminuição no esforço ao qual estava sujeito os reforços inferiores, sendo esses os mais solicitados.

De forma análoga, quando se diminuiu o espaçamento, a máxima força de tração a qual os reforços foram sujeitos foi reduzida consideravelmente. Apesar disso, as relações  $L_e/H$  obtidas variaram de 0,62 a 0,94 e 0,60 a 0,79 para taludes com 5 e 10 metros de altura, respectivamente, sendo os menores valores encontrados referentes aos solos coesivos enquanto os limites superiores correspondem aos solos não-coesivos.

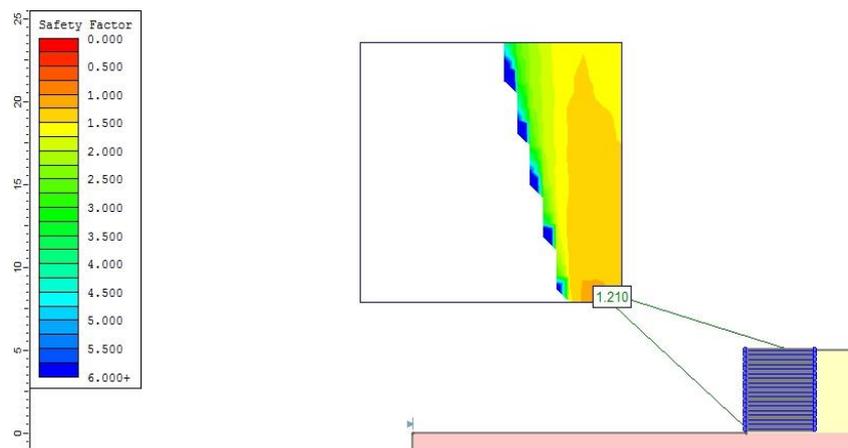
Os altos valores de  $L_e/H$ , para os maciços com 5 metros de altura, são contraditórios quando considerada a tensão horizontal induzida pelo peso próprio, porém refletem a alta tensão de compactação aplicada às camadas. Para evitar esse efeito, Marques (1994) sugere a redução do grau de compactação próximo à face, o que provoca uma diminuição nas tensões residuais geradas.

#### ***4.4.2. Análise para o método de aterros reforçados da Dantas e Erhlich (1999)***

A partir do dimensionamento obtido pelo método, partiu-se para a modelagem computacional com o software *Slide* buscando o fator de segurança global das estruturas. Os resultados serão expressos nesse item do trabalho.

As Figuras 4.26 e 4.27 mostram os resultados obtidos para o solo 01, não-coesivo, e utilização do geossintético 01 para as alturas de aterros de 5 e 10 metros, respectivamente, assim como as possíveis superfícies de ruptura.

Figura 4.26 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m

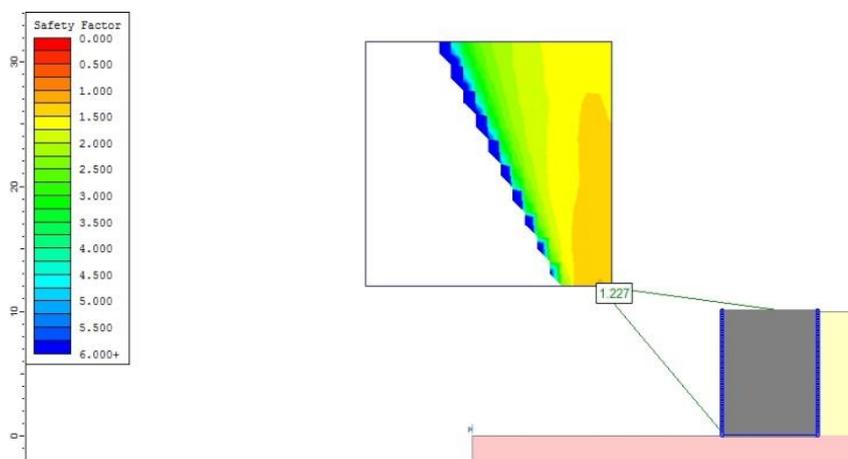


Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Os resultados obtidos para a solução com o geossintético 01 e solo 01 obtiveram fatores de segurança próximos e sensivelmente superiores a 1,2. Nesse caso, conforme visto anteriormente, essas estruturas podem apenas ser aplicadas, segundo a NBR 11682/2009 (ABNT), para condições em que há baixos riscos a vidas humanas, danos ambientais e materiais. No entanto, apesar de, na análise, a parcela de resistência que os pré-moldados exercem ser desconsiderada, ela pode levar a valores levemente superiores.

Figura 4.27 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m



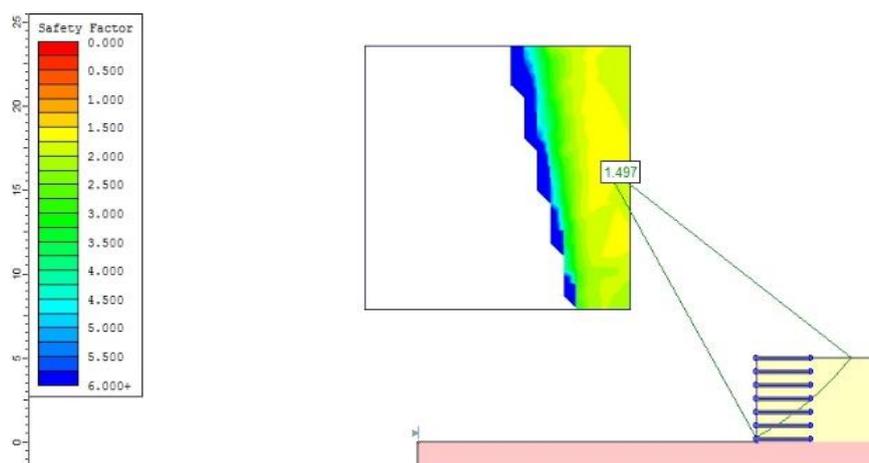
Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Ainda, tendo em vista que a relação  $L_e/H$  para as estruturas mostradas nas Figuras 4.26 e 4.27 foram de 0,82 e 0,75, respectivamente, obteve-se superfícies de rupturas completamente inseridas na região reforçada. Isso garante que todo o muro apresente comprimento de ancoragem suficiente, Porbaha (1998).

Para as estruturas com o solo 01, mas com a geogrelha Fortrac® 150/30-30, foram obtidos os resultados mostrados nas Figuras 4.28 e 4.29.

Figura 4.28 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

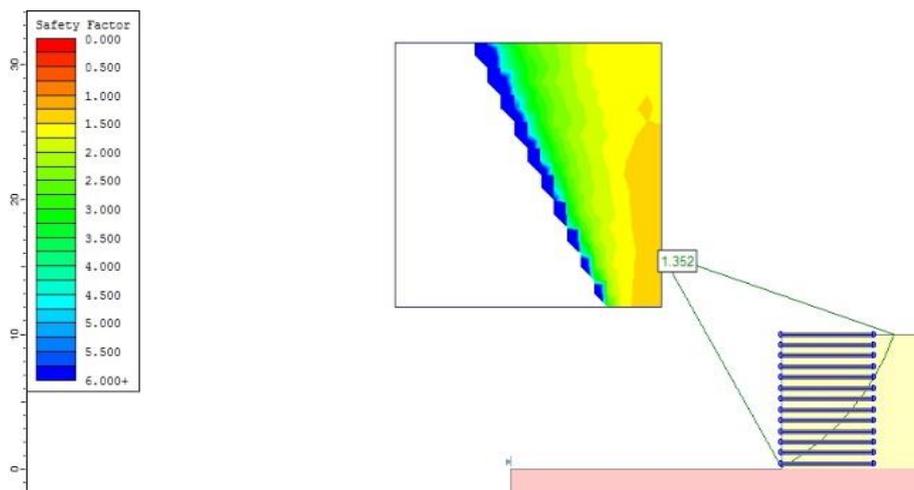
Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 03: Fortrac® 150/30-30 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Em ambos os casos, os fatores de segurança obtidos foram superiores ao mínimo preconizado pela NBR 11682/2009 (ABNT), levando a estruturas estáveis.

Pode-se observar que, com o aumento da resistência à tração do geossintético, os fatores de segurança globais aumentaram chegando a um valor considerável e aproximadamente igual a 1,5 para o aterro com 5 metros de altura. Tal valor atende ao parâmetro de estabilidade global da NBR 11682/2009 (ANBT) para quaisquer utilizações e riscos de danos. Pode-se ainda dizer que os resultados foram similares aos obtidos pelo método da Georio (2000).

No entanto, para o maciço de maior altura, o ganho em segurança global foi reduzido. Essa situação pode ter sido induzida devido ao acréscimo do empuxo devido ao aumento do aterro, tendo em vista que essa força varia diretamente com o quadrado da altura do talude.

Figura 4.29 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 03 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m



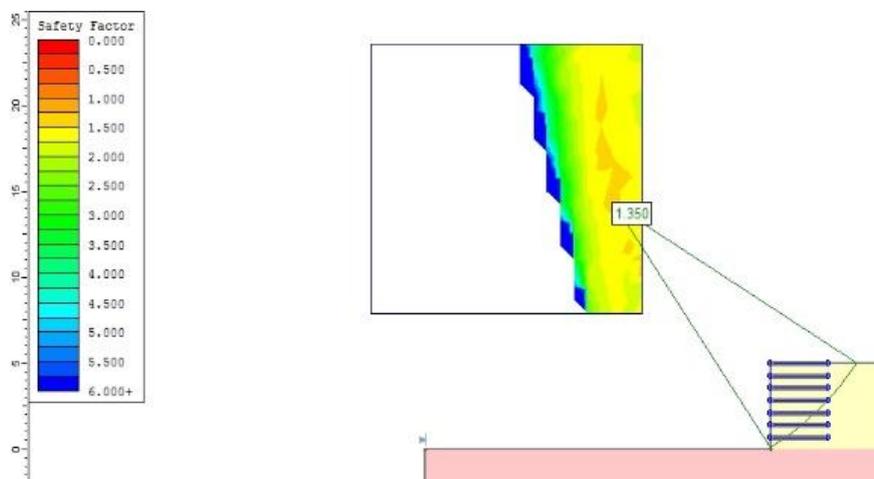
Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 03: Fortrac® 150/30-30 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Para as estruturas com utilização do solo 01 e do geotêxtil Bidim RT 31, os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 4.30 e 4.31.

Para o aterro de 5 metros de altura com a utilização do geotêxtil Bidim® RT 31, o valor de fator de segurança obtido foi intermediário aos obtidos com os geossintéticos 01 e 03, o que pode ser explicado devido à sua resistência representar um valor intermediário.

Figura 4.30 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 05 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m

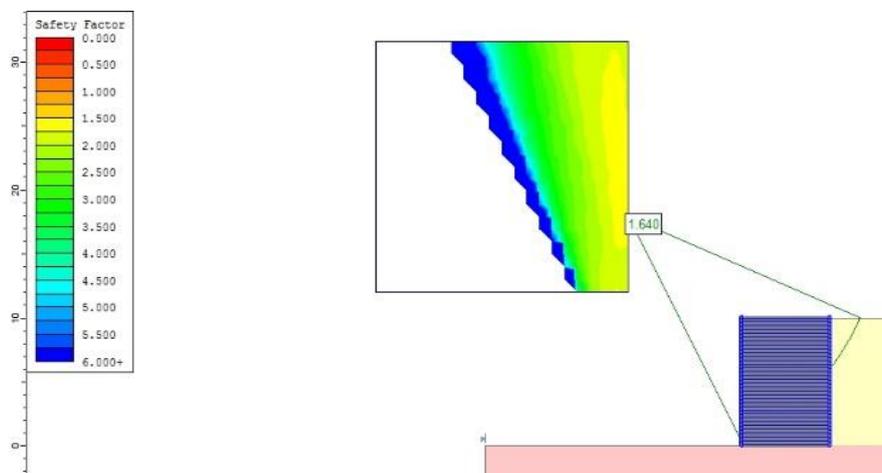


Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 05: Bidim® RT 31 – Método de cálculo: Bishop simplificado

No entanto, para o talude com 10 metros com a utilização desse geossintético, o fator de segurança obtido foi superior ao obtido pela estrutura com a geogrelha Fortrac® 150/30-30. Tal fato pode ser explicado por causa da estrutura com configuração de geossintéticos mais densa.

Figura 4.31 – Aterro reforçado com solo 01 e geossintético 05 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m



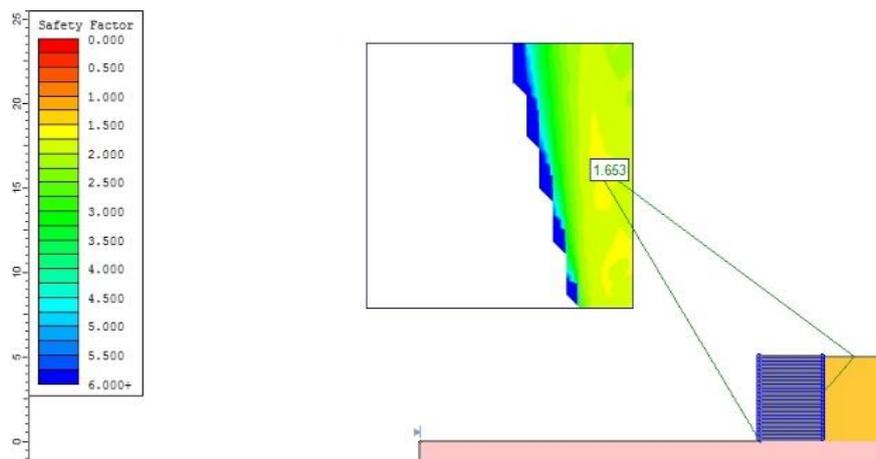
Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 01: solo não-coesivo – Geossintético 05: Bidim® RT 31 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Para aterros com o solo coesivo 04 e reforço com o geossintético 01, os resultados da análise computacional para a estabilidade global são mostrados nas Figuras 4.32 e 4.33.

Em ambos os casos, os valores de fator de segurança para estabilidade global foram consideráveis, sendo de 1,663 e 1,434 para alturas de aterro de 5 e 10 metros, respectivamente. Segundo a NBR 11682/2009 (ABNT) apenas a estrutura cujo fator de segurança foi maior do que 1,5 poderia ser utilizada em situações com grande possibilidade de danos a vidas humanas, ambientais ou materiais, no entanto, se considerada a contribuição dos elementos pré-moldados na face do muro para a estabilidade, o maciço com 10 metros de altura pode chegar a atingir o valor mínimo desejado.

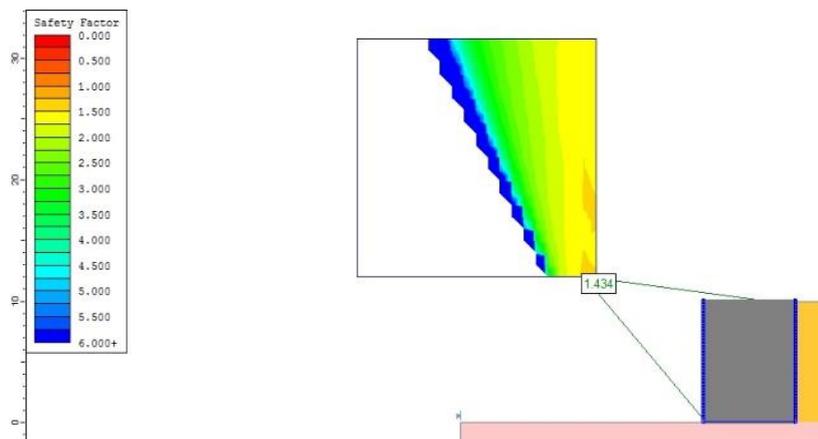
Figura 4.32 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 04: solo coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Figura 4.33 – Aterro reforçado com solo 04 e geossintético 01 Erhlich e Dantas (1999) talude 10 m



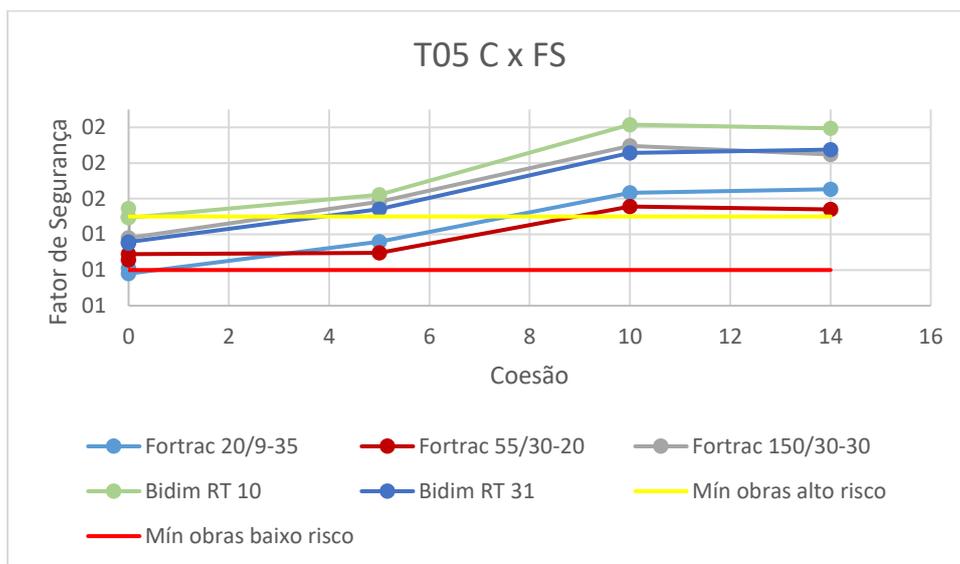
Fonte: Elaborada pelo autor

Legenda: Solo 04: solo coesivo – Geossintético 01: Fortrac® 20/9-35 – Método de cálculo: Bishop simplificado

Para os fatores de segurança globais, os valores obtidos são mostrados nas Figuras 4.34 e 4.35. Os resultados detalhados podem ser vistos no apêndice C deste trabalho.

Figura 4.34 – Fatores de segurança aterro reforçado Erhlich e Dantas (1999) talude

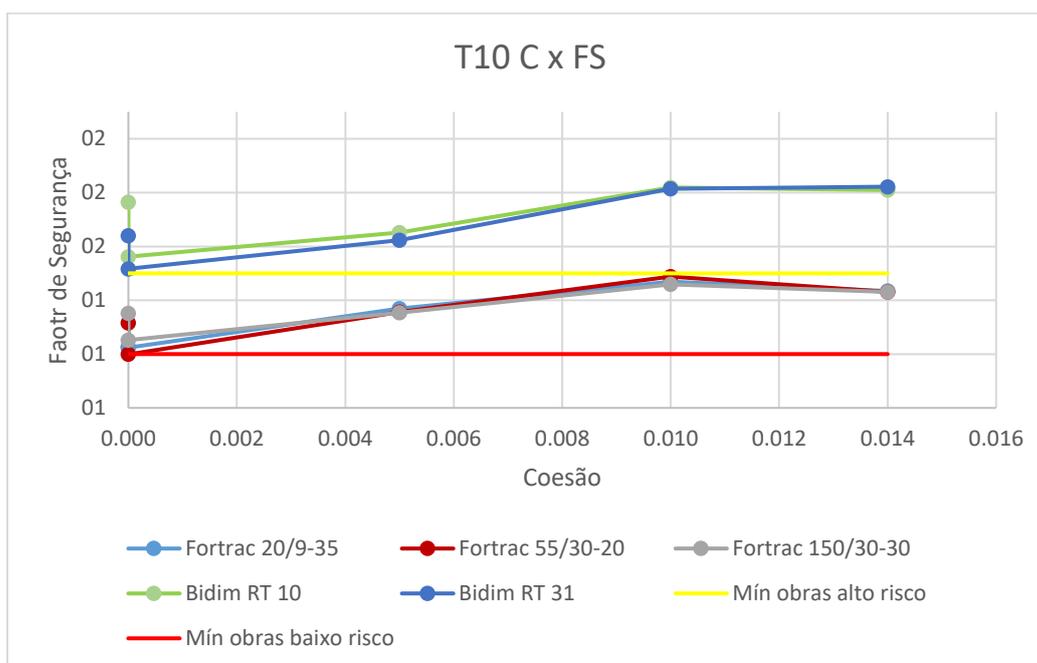
5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.35 – Fatores de segurança aterro reforçado Erhlich e Dantas (1999) talude

10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Percebeu-se que, em geral, as geogrelhas de resistência à tração de 20 e 55 resultaram em estruturas com fatores de segurança em torno 1,3 para os solos não coesivos e 1,5 para os coesivos. Já para a Fortrac® 150/30-30 houve variação quanto à altura do aterro:

em estruturas com altura de 5 metros e solos não-coesivos, os fatores de segurança ficaram em torno de 1,5 enquanto para os coesivos esse valor chegou próximo a 2,0.

Para os geotêxteis, por sua vez, a diferença para os fatores de segurança entre as estruturas com 5 e 10 metros de altura foi pequena de forma que pode-se dizer que esses valores ficaram na ordem de 1,50 para solos não-coesivos e 2,0 para os coesivos.

Tais resultados evidenciam a influência da coesão na estabilidade de taludes de aterros reforçados. No entanto, vale ressaltar que solos com elevadas porcentagens de finos podem gerar poropressões nos aterros que tem magnitude considerável e podem comprometer a estabilidade global, Murray e Bolden (1979).

Pode-se inferir, ainda, que todas as estruturas resultaram em fatores de segurança global iguais ou superiores a 1,2 conforme tabelas contidas no Apêndice C deste trabalho.

Tratando-se de rigidezes relativas solo-reforço, não se pode encontrar uma relação clara ou suficiente para explicar os parâmetros obtidos nas análises. No entanto, pode-se inferir que os resultados obtidos estão dentro daqueles esperados como valores típicos conforme exposto por Erhlich e Becker (2009). Ainda, percebeu-se que alterações na resistência à tração do reforço tiveram pouca ou nenhuma influência no comportamento desse parâmetro.

Apesar disso, Adib et al. (1990) mostram que a rigidez relativa entre solo e reforço apresenta relação indireta com os deslocamentos horizontais junto à face, enquanto que para as forças de tração a que são sujeitos os reforços ela é indireta. Essas relações se dão de forma que, ao aumentar-se a rigidez, se tem um aumento nas forças de tração e uma diminuição dos deslocamentos horizontais.

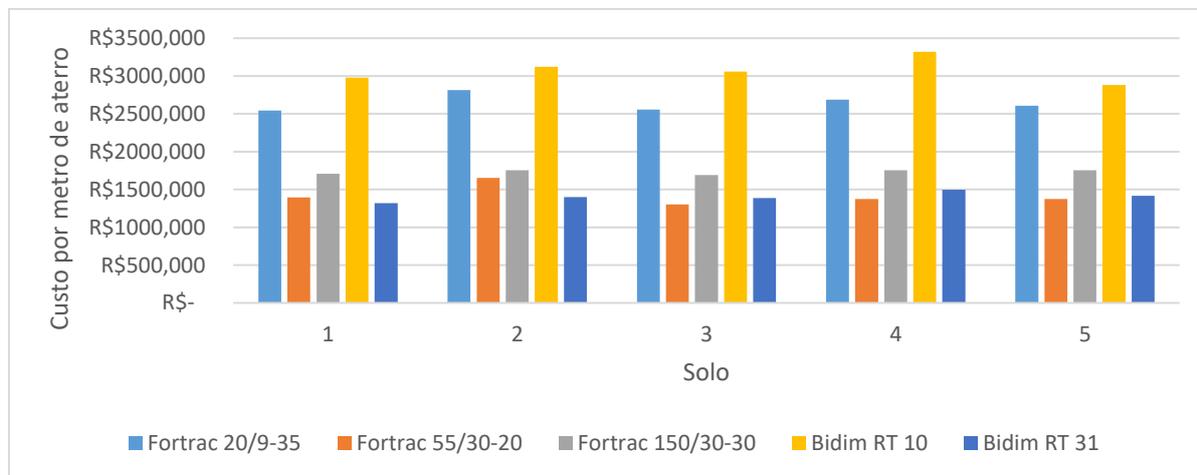
#### ***4.4.3. Custos levantados para o método de Erhlich e Dantas (1999)***

Para o método em questão, foram levantados os custos conforme as tabelas da Seinfra e preços unitários do DER/SP expostas anteriormente, sendo considerado, no entanto, o preço de pré-moldados na fixação externa do talude, conforme preconizado. Os resultados são mostrados nas Tabelas 4.36 e 4.37.

Para o método, os resultados do dimensionamento geraram estruturas com valores próximos entre os geotêxteis Bidim® RT 31 e as geogrelhas Fortrac® 55/30-20, muito embora suas resistências e rigidezes relativas sejam bastante distintas. Tal fato se deve ao baixo custo dos geotêxteis não-tecidos e à compatibilização da rigidez relativa pelo método aplicado. No entanto, devido a configuração um pouco mais densa da estrutura com a utilização dos

geossintético 5 (geotêxteis não-tecidos), é esperado um tempo de execução levemente maior e, consequentemente, um aumento nos custos indiretos envolvidos.

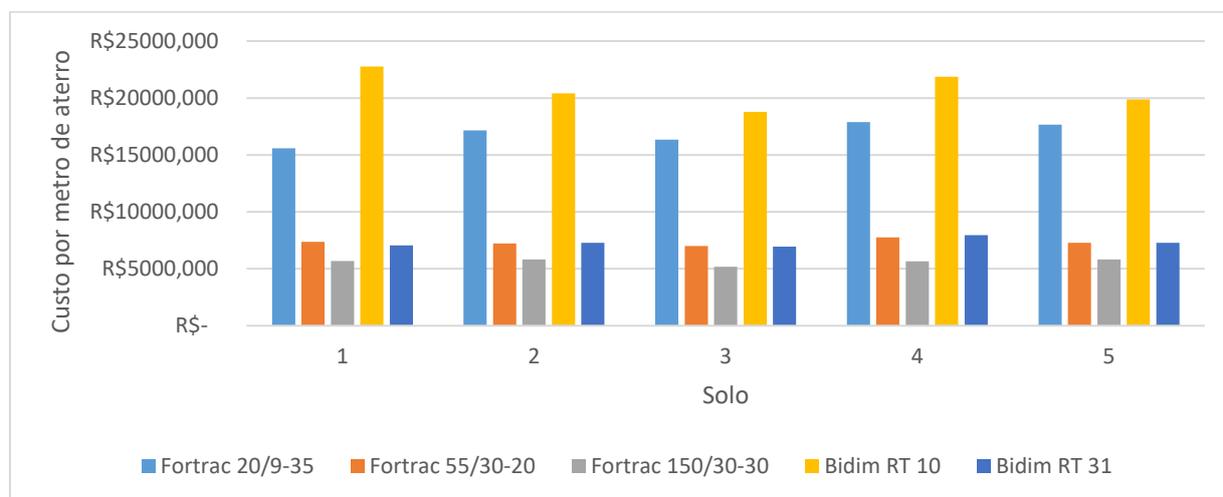
Figura 4.36 – Custo do aterro Erhlich e Dantas (1999) aterro de 5 m



Fonte: Elaborada pelo autor

No talude de 5 metros de altura, os resultados mostraram que o geossintético mais adequado economicamente é a geogrelha Fortrac® 55/30-20, pois para o reforço de resistência superior não se pode aumentar o espaçamento e o custo do material é superior.

Figura 4.37 – Custo do aterro Erhlich e Dantas (1999) aterro de 10 m



Fonte: Elaborada pelo autor

Por sua vez, para o talude de 10 metros de altura obteve-se uma estrutura com maior vantagem econômica quando utilizado a geogrelha Fortrac® 150/30-30 para todos os solos

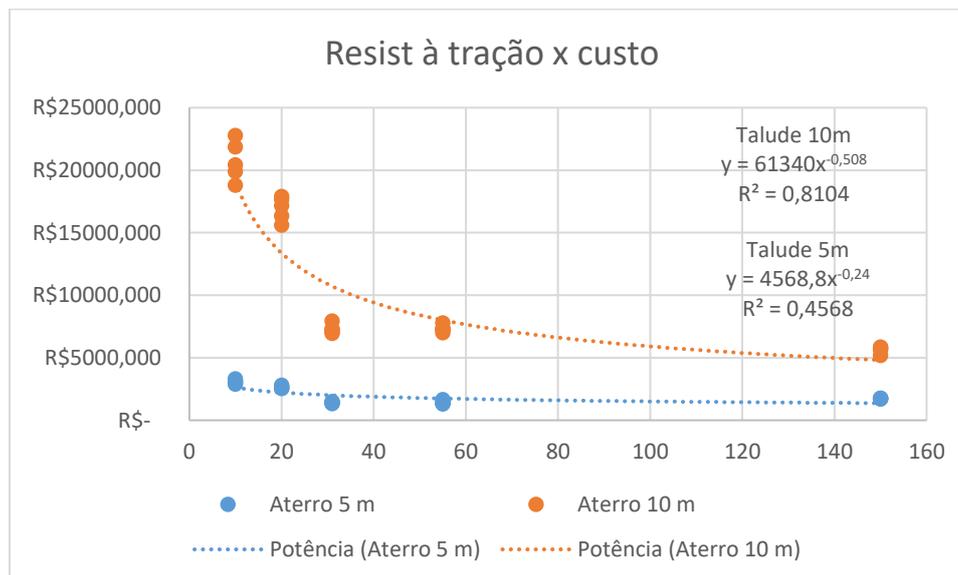
analisados. Houve pouca variação do custo em relação ao tipo de solo para a utilização desse geossintético.

Quando comparados às geogrelhas, o geotêxteis resultaram em estruturas mais caras apenas quando utilizado o Bidim® RT 10, sendo ainda o custo próximo aos maciços em que houve reforço com a Fortrac® 20/9-35. Tal fato se deve à proximidade das resistências à tração dos geossintéticos.

Ainda, as configurações mais onerosas obtidas com os geotêxteis resultaram em custos na ordem de 1,5 a 4 vezes superiores em relação à configuração mais barata, obtida com a utilização de geogrelha. A menor variação está relacionada à característica do método que, ao utilizar a rigidez relativa entre solo e reforço, compatibiliza os esforços de maneira que a estrutura seja otimizada. Além disso, o método resultou em relações  $L_e/H$  próximas a 0,70, valor considerado ideal, Ho e Rowe (1996).

A Figura 4.38 evidencia a relação entre o custo e a resistência à tração do reforço utilizado no maciço.

Figura 4.38 – Custo do aterro x resistência à tração Erhlich e Dantas (1999)



Fonte: Elaborada pelo autor

Pode-se perceber que, para os taludes com 10 metros de altura resultaram em uma distribuição em que há uma boa aderência da curva de tendência. Isso evidencia a grande relação entre os custos e a resistência à tração do reforço.

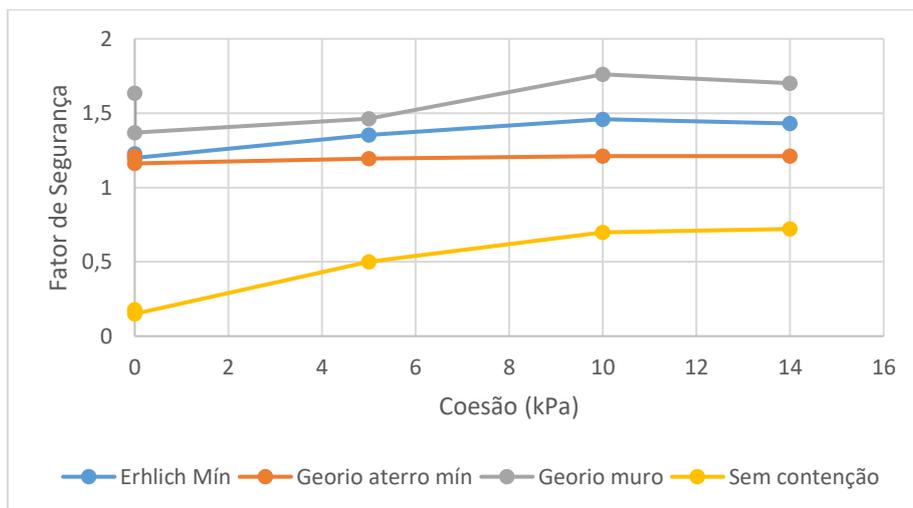
Por sua vez, a linha de tendência para o maciço de 5 metros de altura resultou em uma baixa aderência da distribuição. No entanto, é evidente que quando se aumenta a

resistência à tração do reforço, há um aumento no espaçamento entre camadas e, conseqüentemente, menor consumo de geossintético.

#### 4.5. Comparação do fator de segurança para os diferentes métodos

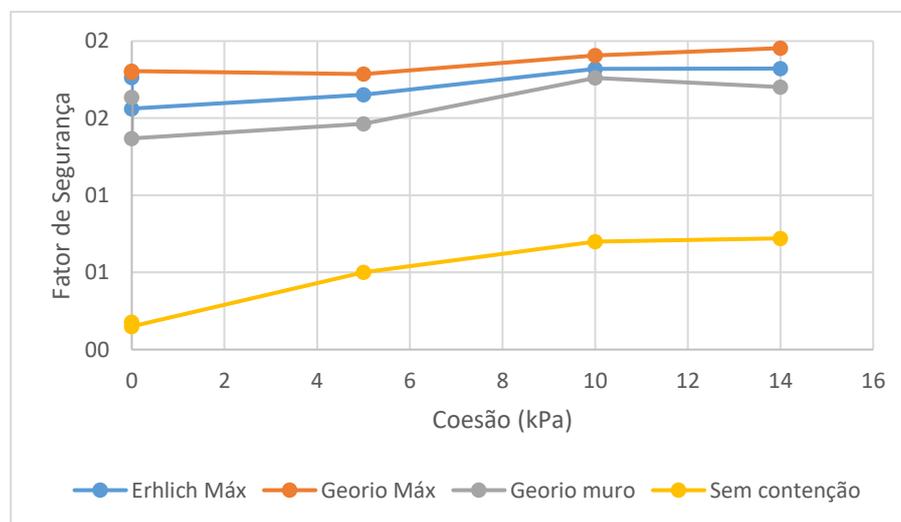
Para se compreender os benefícios gerais de cada alternativa, foram plotados os piores e melhores resultados para cada método em um gráfico, juntamente com os resultados de fatores de segurança para o talude de 10 metros sem contenção. O resultado é expresso na Figura 4.39 e 4.40.

Figura 4.39 – Benefícios gerais das obras de contenção em relação a FS mínimos



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.40 – Benefícios gerais das obras de contenção em relação a FS máximos



Fonte: Elaborada pelo autor

Pode-se perceber que os valores de fatores de segurança obtidos para o muro de gravidade foram intermediários àqueles obtidos para os aterros reforçados, sendo inferiores aos fatores de segurança máximos e superiores aos mínimos obtidos.

Os valores de fatores de segurança mínimos obtidos para o método de Erhlich e Dantas (1999) foram em média 15,58% inferiores em relação aos do muro de gravidade, enquanto para o método de aterros reforçados da Georio (2000) essa média foi 23,91% inferior.

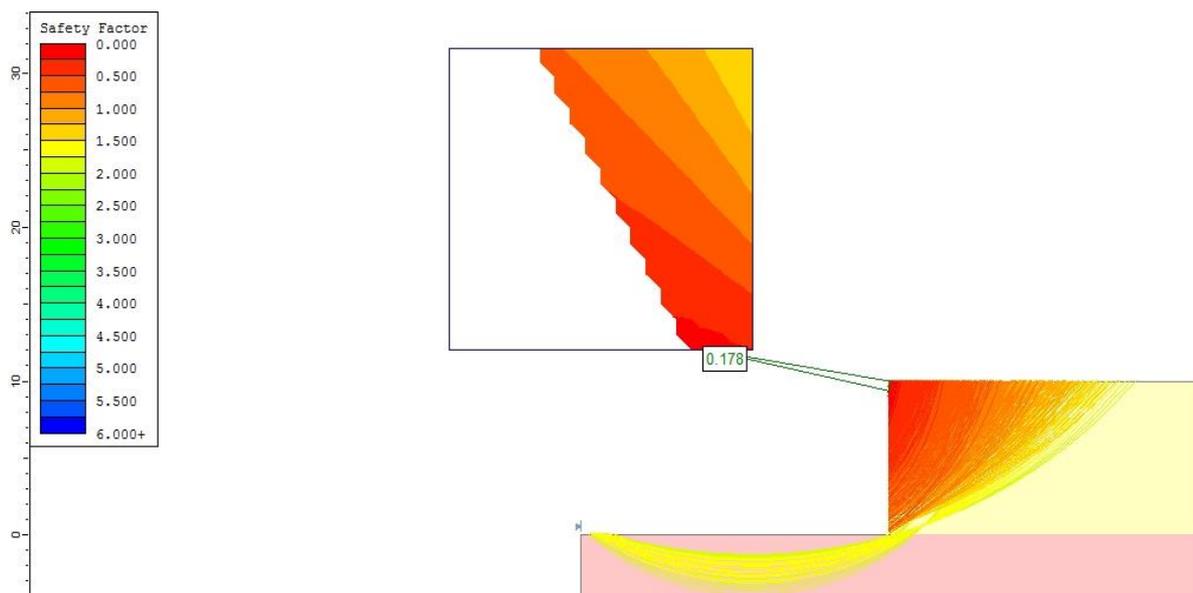
Em comparação com os resultados máximos, para o método de Erhlich e Dantas (1999) se obteve uma melhoria de 9,05% em média, enquanto para os aterros reforçados da Georio (2000) esse valor foi de 17,40%.

Percebeu-se que a diferença entre os valores de fatores de segurança máximos e mínimos do método de Ehrlich e Dantas (1999) foi menor do que aquela para o método proposto no volume 3 do Manual Técnico de Encostas da Georio (2000). Essa menor variabilidade encontrada para o método de Erhlich e Dantas (1999) entre os fatores máximos e mínimos pode ser explicada devido à compatibilização das deformações e da rigidez relativa solo-reforço, o que faz com que as configurações finais obtidas pelo método em questão estejam submetidas a esforços de magnitude mais semelhante quando variados os parâmetros dos solos. No entanto, pode-se ver que ambos os métodos tiveram valores de fatores de segurança próximos entre si para solos com mesmos valores de coesão, resultando em uma diferença de aproximadamente 0,200 entre os métodos.

Quando comparados os resultados de fatores de segurança com aqueles para os aterros sem obras de contenção, obteve-se que os resultados mínimos e máximos para o método de Erhlich e Dantas (1999) foram em média 333,22% e 475,00% maiores, respectivamente. Por sua vez, quando comparados os resultados pelo método de aterro reforçado da Georio (2000), teve-se que os resultados mínimos e máximos foram em média 306,91% e 522,77% maiores, respectivamente. Tal fato em conjunto com os baixos fatores de segurança para a situação sem obras de contenção (inferiores a 1,000) evidencia a importância da contenção desses taludes verticais de forma a se manter uma condição estável de estabilidade da enconsta.

Para os solos 01 e 02 (não-coesivos), houve maior variabilidade entre os fatores de segurança obtidos para o maciço sem qualquer tipo de contenção e aqueles com obras de contenção. Isso se deu, porque nas camadas superiores o solo por não estar confinado e não apresentar coesão, falhou em pequenas superfícies de ruptura, conforme Figura 4.40.

Figura 4.41 – Superfície de ruptura para solos não-coesivos não contidos



Fonte: Elaborada pelo autor

## 5. CONCLUSÕES

Neste capítulo serão abordadas as conclusões do estudo analisado, assim como as suas limitações e sugestões para trabalhos futuros. Com a análise deste trabalho sobre o desempenho de estruturas de aterro reforçadas em diferentes condições de altura, tipo de solo, tipo de reforço e métodos de dimensionamento, pode-se perceber que, durante a concepção dos aterros, alguns parâmetros têm maior influência do que outros. A seguir são expressas as principais conclusões que puderam ser aferidas a partir do estudo feito em relação aos resultados obtidos.

- Na análise de sensibilidade, os fatores de segurança obtidos têm uma boa relação de aderência com a coesão e com o ângulo de atrito dos solos utilizados no aterro. No entanto, as inclinações das retas de tendência linear para a variação de coesão foram da superiores, evidenciando uma maior sensibilidade dos fatores de segurança a alterações na coesão.
- Quando utilizados muros de gravidade em concreto os fatores de segurança são mais elevados, no entanto, as estruturas resultantes com a utilização de geossintéticos como reforço apresentam fatores de segurança adequados, aumentando conforme se aumenta a resistência do geossintético.
- Em estruturas de contenção por gravidade, quando utilizados solos de aterro com elevada coesão ou ângulo de atrito, tem-se uma diminuição no consumo de concreto, resultando em estruturas mais econômicas. Apesar disso, para coesões muito altas não se pode diminuir demais as dimensões do muro devido às tensões internas geradas na estrutura de concreto, sendo essa análise indispensável no dimensionamento desse tipo de contenção. Por sua vez, quando se aumenta a altura do aterro reforçado, os fatores de segurança tendem a ter uma leve diminuição.
- Aterros com estruturas de contenção com solo reforçado com geossintéticos apresentam variações de fatores de segurança mais sensíveis ao tipo de solo utilizado como aterro, variando de 1,2 até aproximadamente 2,5. As superfícies de ruptura relacionadas a esses fatores de segurança possuem relação com a densidade de reforços, estando mais próximas à face para configurações com menores espaçamentos entre as camadas de geossintéticos.
- A comparação dos custos obtidos através de cada método mostrou que, para taludes com alturas elevadas, acima de 5 metros, as estruturas reforçadas com geossintéticos

são mais vantajosas economicamente devido ao menor custo do material, podendo chegar a ser 3 vezes menos onerosas do que os muros de gravidade. Além disso, pode-se acrescentar que, por ser uma técnica de contenção de execução mais rápida, a diferença entre os custos do aterro reforçado e dos muros de gravidade pode ser ainda maior devido aos custos indiretos envolvidos no processo.

- O custo da estrutura é inversamente proporcional, em uma razão exponencial, à resistência à tração do geossintético e, conseqüentemente, ao espaçamento entre as camadas de reforços independentemente do método utilizado, uma vez que menores espaçamentos resultam em maiores consumos de geossintéticos. No entanto, para o método proposto por Erhlich e Dantas (1999) a variação dos resultados de custo teve uma relação sensivelmente menor devido à compatibilização da rigidez relativa solo-reforço ( $R^2 = 0,8104$  enquanto para o método proposto pelo volume 3 do manual técnico de encostas da Georio (2000) o valor obtido foi de  $R^2 = 0,8768$ ).
- Para situações em que a resistência a tração do geossintético utilizado como reforço é muito baixa, gerando espaçamentos pequenos entre as camadas, as estruturas podem se tornar antieconômicas e resultar em custos indiretos mais elevados, o que compreende uma parcela importante na escolha da técnica a ser utilizada. Ainda, espaçamentos entre reforços muito pequenos podem inviabilizar a execução da solução, devendo dessa forma a escolha do material de reforço ser tal que seja compatibilizada a resistência à tração com as distâncias entre camadas.

De modo geral, os aterros reforçados com geossintéticos são alternativas com maiores benefícios, independentemente do método aplicado, quando comparados com os muros de gravidade. As suas vantagens incluem ainda melhores custos diretos e indiretos, apesar de apresentar fatores de segurança mais baixos, mas ainda superiores aos mínimos exigidos por norma para determinadas situações, em comparação àqueles obtidos para o muro de peso. Dessa forma, os geossintéticos se apresentam como alternativas viáveis e bastante competitivas para obras de contenção.

Tendo em vista que a análise de estabilidade global pode ser comprometida ou alterada de acordo com as solicitações e situações diversas, tais como presença de água na estrutura e entupimento de drenos, e que na elaboração de orçamento para cada alternativa requer-se também o detalhamento, conhecimento do processo executivo e custos indiretos, são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Fazer a análise de estabilidade dos taludes levando em consideração as etapas construtivas, inclusive o tempo de execução, assim como levantamento de custos quando incluídos os custos indiretos.
- Comparar o desempenho de solos reforçados com outras alternativas de contenção de solos para aterros.
- Equipar obras dimensionadas pelos métodos e comparar com os resultados obtidos pelo dimensionamento, levando em consideração os parâmetros do solo de aterro medidos em campo, focando no aumento das tensões a que está sujeito o reforço durante o tempo para determinar o ganho ou perda em relação ao fator de segurança teórico.

## REFERÊNCIAS

CADIGEO. **Bidim geotêxtil não-tecido**. Disponível em: <[http://www.cadigeo.com.br/conteudo.php?t=Bidim Geotêxtil Não-tecido GT&id=56](http://www.cadigeo.com.br/conteudo.php?t=Bidim_Geotêxtil_Não-tecido_GT&id=56)>. Acesso em: 22 jun. 2016.

DAS, Braja M.. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**. 6. ed. Sacramento, Ca, Eua: Thomson, 2007. 559 p. Tradução da 6ª edição norte-americana

ECO ENGENHARIA. **Geogrelha Fortrac**. Disponível em: <<http://ecoengenharia.com.br/produtos/geogrelhas-e-tecidos/geogrelha-fortrac/>>. Acesso em: 22 jun. 2016.

EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 126 p.

FISHMAN, K. L.; DESAI, C. S.; BERG, R. R.. Geosynthetic-Reinforced Soil Wall: 4- Year History. **Transportation Research Record**, Arizona, v. 1330, n. 01, p.30-39, jan. 1991.

FREITAS, Marco António Coelho. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de arrimo**. São Paulo: Blucher, 2007. 141 p.

NBR 12553/1999 ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas)

PATIAS, Josiele. **Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado**. 2005. 127 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

RIO DE JANEIRO. FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. . **Manual Técnico de Encostas: Muros**. 2. ed. Rio de Janeiro: Geo-rio, 2000. 184 p. (Volume 3).

SAHLIAH ENGENHARIA CONSTRUÇÕES E GERENCIAMENTO. **Lagoa Impermeabilizada com Geomembrana para Tratamento de Esgoto no Município de Alvinlândia/SP**. Disponível em: <<http://sahliah.com.br/portfolio/lagoa-impermeabilizada-com-geomembrana-para-tratamento-de-esgoto-no-municipio-de-alvinlandiasp/>>. Acesso em: 22 jun. 16.

SIEIRA, Ana Cristina Castro Fontenla. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**. 2003. 353 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SOUSA, Jorge Almeida e. **Reabilitação e reforço de estruturas**: Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2011/2012. 45 slides, color.

VERMATTI, José Carlos. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Blucher, 2003. 428 p.

AVESANI NETO, José Orlando; GEROTO, Regis Eduardo. **Diretrizes Básicas para Concepção de Muros de Solo Reforçado de Grandes Alturas**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Não use números Romanos ou letras, use somente números Arábicos., 2016, Belo Horizonte. **Artigo**. Belo Horizonte: Abms, 2016. p. 1 - 8.

ADIB, M.; MITCHELL, J.K.; CHRISTOPHER, B. (1990). **Finite element modelling of reinforced soil walls and embankments**. Design and Performance of Earth retaining structures, Geotechnical Special Publication, ASCE, n. 25, p. 409-423.

ROWE, R.K; HO, S.K. (1992). Keynote Lecture: **A review of the behaviour of reinforced soil walls**. In: International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Balkema, v.2, p. 801-830.

ROWE, R.K.; HO, K.S. (1998). **Horizontal deformation in reinforced soil walls**. Canadian Geotechnical Journal, v. 35, p. 312-327.

HO, S.K.; ROWE, R. K. (1996). **Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls**. Geotextiles and Geomembranes, v. 14, p. 521-541.

MURRAY, R.T.; BOLDEN, J.B. (1979). **Reinforced earth wall constructed with cohesive fill**. Paris, *Colloque Int. sur Renforcement des Sols*, v. li, p. 569-577.

MASSAD, Faïçal. **Obras de Terra: Curso básico de Geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E.. THE ANALYSIS OF THE STABILITY OF GENERAL SLIP SURFACES. In: THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS (Londres). **Géotechnique**. Londres: The Institution Of Civil Engineers, 1965. p. 79-93.

**APÊNDICE A – RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE GRAVIDADE PELO MÉTODO PROPOSTO PELA GEORIO (2000)**

Dimensionamento de muros de gravidade

Solo	b (m)	B (m)	H (m)	V (m <sup>3</sup> /m)	FS global	FS desliz	FS tom	FS fund
1	1,25	3,8	5	12,625	1,764	2,355	5,672	4,113
2	1,35	3,6	5	12,375	1,424	1,746	4,959	3,927
3	1,2	3	5	10,5	2,126	5,401	11,291	5,503
4	1,5	3,8	5	13,25	2,196	6,344	18,925	7,262
5	1,3	3,9	5	13	1,766	2,813	8,741	5,344
1	1,5	6,4	10	39,5	1,635	1,842	3,808	3,462
2	1,5	7	10	42,5	1,369	1,500	4,28	3,798
3	1,5	6	10	37,5	1,761	2,66	5,75	4,394
4	1,2	6,5	10	38,5	1,701	2,13	5,673	5,217
5	1,2	6,2	10	37	1,464	1,598	4,054	3,971

Fonte: Autor

Custos de muro GeoRio (2000) para talude 5 m

Solo	Forma	Concreto	Compactação	TOTAL
1	R\$ 602,79	R\$ 5.166,77	R\$ -	R\$ 5.769,55
2	R\$ 588,85	R\$ 5.064,45	R\$ -	R\$ 5.653,30
3	R\$ 570,72	R\$ 4.297,11	R\$ -	R\$ 4.867,83
4	R\$ 591,07	R\$ 5.422,55	R\$ -	R\$ 6.013,62
5	R\$ 605,25	R\$ 5.320,23	R\$ -	R\$ 5.925,48

Fonte: Autor

Custos de muro GeoRio (2000) para talude 10 m

Solo	Forma	Concreto	Compactação	TOTAL
1	R\$ 1.195,97	R\$ 16.933,77	R\$ -	R\$ 18.129,74
2	R\$ 1.225,69	R\$ 18.219,88	R\$ -	R\$ 19.445,57
3	R\$ 1.177,70	R\$ 16.076,36	R\$ -	R\$ 17.254,06
4	R\$ 1.215,48	R\$ 16.505,07	R\$ -	R\$ 17.720,55
5	R\$ 1.200,73	R\$ 15.862,01	R\$ -	R\$ 17.062,75

Fonte: Autor

**APÊNDICE B – RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS  
REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS PELO MÉTODO PROPOSTO PELA  
GEORIO (2000)**

Dimensionamento GeoRio (2000) aterros reforçados talude de 5 m

<b>Geossintético</b>	<b>Solo</b>	<b>S (m)</b>	<b>Le (m)</b>	<b>la (m)</b>	<b>lb (m)</b>	<b>teta (°)</b>	<b>t (m)</b>	<b>FS global</b>
Fortrac 20/9-35	1	0,26	2,60	0,32	3,75	30,00	0,15	1,215
	2	0,25	3,00	0,75	3,70	25,00	0,10	1,196
	3	0,46	3,20	0,45	3,60	25,00	0,20	1,475
	4	0,42	3,80	0,50	3,70	25,00	0,20	1,533
	5	0,30	2,90	0,62	3,70	25,00	0,15	1,320
Fortrac 55/30-20	1	0,70	2,60	0,20	3,55	30,00	0,30	1,308
	2	0,68	3,00	0,25	3,70	25,00	0,30	1,221
	3	0,80	3,00	0,25	3,60	25,00	0,30	1,648
	4	0,80	3,60	0,25	3,70	25,00	0,30	1,696
	5	0,80	2,60	0,25	3,70	25,00	0,30	1,313
Fortrac 150/30-30	1	0,80	2,60	0,20	3,60	30,00	0,30	1,778
	2	0,80	3,00	0,25	3,70	25,00	0,30	1,545
	3	0,80	3,00	0,45	3,60	25,00	0,30	2,248
	4	0,80	3,60	0,25	3,70	25,00	0,30	2,352
	5	0,80	2,60	0,25	3,70	25,00	0,30	1,949
Bidim RT 10	1	0,13	2,60	0,70	3,55	30,00	0,07	1,694
	2	0,12	3,00	0,85	3,70	25,00	0,06	1,709
	3	0,24	3,30	0,65	3,60	25,00	0,12	1,903
	4	0,22	3,95	0,75	3,70	25,00	0,10	2,006
	5	0,15	3,00	0,82	3,70	25,00	0,07	1,815
Bidim RT 31	1	0,40	2,60	0,42	3,55	30,00	0,20	1,852
	2	0,38	3,00	0,50	3,70	25,00	0,20	1,941
	3	0,72	3,10	0,25	3,60	25,00	0,30	2,120
	4	0,66	3,70	0,25	3,70	25,00	0,30	1,957
	5	0,46	2,80	0,40	3,70	25,00	0,25	1,977

Fonte: Autor

Dimensionamento GeoRio (2000) aterros reforçados talude de 10 m

Geossintético	Solo	S (m)	Le (m)	la (m)	lb (m)	teta (°)	t (m)	FS global
Fortrac 20/9-35	1	0,13	5,50	0,32	3,95	30,00	0,05	1,212
	2	0,12	5,85	0,40	4,20	25,00	0,05	1,162
	3	0,18	6,10	0,50	3,95	25,00	0,10	1,297
	4	0,15	7,00	0,75	3,70	25,00	0,10	1,304
	5	0,14	6,00	0,50	3,95	25,00	0,10	1,194
Fortrac 55/30-20	1	0,36	5,50	0,42	3,55	30,00	0,20	1,211
	2	0,34	5,90	0,50	3,70	25,00	0,20	1,196
	3	0,48	5,90	0,25	3,60	25,00	0,30	1,350
	4	0,40	6,75	0,50	3,70	25,00	0,20	1,371
	5	0,38	5,70	0,50	3,70	25,00	0,20	1,237
Fortrac 150/30-30	1	0,80	5,50	0,20	3,55	30,00	0,30	1,319
	2	0,80	5,90	0,25	3,70	25,00	0,30	1,282
	3	0,80	5,70	0,25	3,60	25,00	0,30	1,531
	4	0,80	6,50	0,25	3,70	25,00	0,30	1,498
	5	0,80	5,50	0,25	3,70	25,00	0,30	1,313
Bidim RT 10	1	0,06	5,50	0,80	3,55	30,00	0,03	1,775
	2	0,06	5,90	0,90	3,70	25,00	0,03	1,715
	3	0,09	6,10	0,80	3,60	25,00	0,05	1,819
	4	0,07	6,95	0,90	3,70	25,00	0,03	1,954
	5	0,07	5,90	0,90	3,70	25,00	0,03	1,732
Bidim RT 31	1	0,20	5,50	0,65	3,55	30,00	0,10	1,797
	2	0,19	5,90	0,75	3,70	25,00	0,10	1,806
	3	0,20	6,00	0,60	3,60	25,00	0,15	1,907
	4	0,23	6,85	0,75	3,70	25,00	0,10	1,949
	5	0,21	5,85	0,75	3,70	25,00	0,10	1,786

Fonte: Autor

## Custos método GeoRio (2000) aterros reforçados para talude de 5 m

<b>Geossintético</b>	<b>Solo</b>	<b>Fixação</b>	<b>Geossintético</b>	<b>Compactação</b>	<b>Total (/m)</b>
Fortrac 20/9-35	1	R\$ 266,20	R\$ 1.665,63	R\$ 37,30	R\$ 1.969,12
	2	R\$ 276,84	R\$ 1.930,79	R\$ 43,04	R\$ 2.250,68
	3	R\$ 150,46	R\$ 1.271,08	R\$ 45,91	R\$ 1.467,44
	4	R\$ 164,79	R\$ 1.548,94	R\$ 54,52	R\$ 1.768,24
	5	R\$ 230,70	R\$ 1.624,17	R\$ 41,61	R\$ 1.896,48
Fortrac 55/30-20	1	R\$ 98,87	R\$ 821,62	R\$ 37,30	R\$ 957,79
	2	R\$ 101,78	R\$ 916,71	R\$ 43,04	R\$ 1.061,53
	3	R\$ 86,51	R\$ 816,27	R\$ 43,04	R\$ 945,82
	4	R\$ 86,51	R\$ 910,46	R\$ 51,65	R\$ 1.048,62
	5	R\$ 86,51	R\$ 759,52	R\$ 37,30	R\$ 883,33
Fortrac 150/30-30	1	R\$ 86,51	R\$ 748,65	R\$ 37,30	R\$ 872,46
	2	R\$ 86,51	R\$ 818,69	R\$ 43,04	R\$ 948,24
	3	R\$ 86,51	R\$ 812,65	R\$ 43,04	R\$ 942,20
	4	R\$ 86,51	R\$ 910,46	R\$ 51,65	R\$ 1.048,62
	5	R\$ 86,51	R\$ 759,52	R\$ 37,30	R\$ 883,33
Bidim RT 10	1	R\$ 532,39	R\$ 2.879,89	R\$ 37,30	R\$ 3.449,58
	2	R\$ 576,76	R\$ 3.502,96	R\$ 43,04	R\$ 4.122,75
	3	R\$ 288,38	R\$ 2.115,54	R\$ 47,34	R\$ 2.451,26
	4	R\$ 314,59	R\$ 2.671,54	R\$ 56,67	R\$ 3.042,80
	5	R\$ 461,40	R\$ 2.917,80	R\$ 43,04	R\$ 3.422,25
Bidim RT 31	1	R\$ 173,03	R\$ 1.193,49	R\$ 37,30	R\$ 1.403,82
	2	R\$ 182,13	R\$ 1.438,70	R\$ 43,04	R\$ 1.663,88
	3	R\$ 96,13	R\$ 901,47	R\$ 44,47	R\$ 1.042,07
	4	R\$ 104,86	R\$ 1.059,71	R\$ 53,08	R\$ 1.217,66
	5	R\$ 150,46	R\$ 1.174,53	R\$ 40,17	R\$ 1.365,16

Fonte: Autor

## Custos método GeoRio (2000) aterros reforçados para talude de 10 m

<b>Geossintético</b>	<b>Solo</b>	<b>Fixação</b>	<b>Geossintético</b>	<b>Compactação</b>	<b>Total (/m)</b>
Fortrac 20/9-35	1	R\$ 1.064,78	R\$ 5.903,67	R\$ 157,81	R\$ 7.126,26
	2	R\$ 1.153,51	R\$ 6.806,68	R\$ 167,86	R\$ 8.128,04
	3	R\$ 769,01	R\$ 4.846,77	R\$ 175,03	R\$ 5.790,81
	4	R\$ 922,81	R\$ 6.442,82	R\$ 200,85	R\$ 7.566,48
	5	R\$ 988,72	R\$ 5.945,39	R\$ 172,16	R\$ 7.106,27
Fortrac 55/30-20	1	R\$ 384,50	R\$ 2.455,06	R\$ 157,81	R\$ 2.997,38
	2	R\$ 407,12	R\$ 2.769,15	R\$ 169,29	R\$ 3.345,56
	3	R\$ 288,38	R\$ 2.135,06	R\$ 169,29	R\$ 2.592,73
	4	R\$ 346,05	R\$ 2.791,14	R\$ 193,68	R\$ 3.330,87
	5	R\$ 364,27	R\$ 2.581,64	R\$ 163,55	R\$ 3.109,45
Fortrac 150/30-30	1	R\$ 173,03	R\$ 1.344,55	R\$ 157,81	R\$ 1.675,39
	2	R\$ 173,03	R\$ 1.423,04	R\$ 169,29	R\$ 1.765,36
	3	R\$ 173,03	R\$ 1.390,44	R\$ 163,55	R\$ 1.727,01
	4	R\$ 173,03	R\$ 1.513,60	R\$ 186,51	R\$ 1.873,13
	5	R\$ 173,03	R\$ 1.362,66	R\$ 157,81	R\$ 1.693,50
Bidim RT 10	1	R\$ 2.307,02	R\$ 11.792,77	R\$ 157,81	R\$ 14.257,60
	2	R\$ 2.307,02	R\$ 12.711,27	R\$ 169,29	R\$ 15.187,59
	3	R\$ 1.538,02	R\$ 8.972,66	R\$ 175,03	R\$ 10.685,71
	4	R\$ 1.977,45	R\$ 12.780,87	R\$ 199,42	R\$ 14.957,74
	5	R\$ 1.977,45	R\$ 10.969,62	R\$ 169,29	R\$ 13.116,36
Bidim RT 31	1	R\$ 692,11	R\$ 4.014,94	R\$ 157,81	R\$ 4.864,86
	2	R\$ 728,53	R\$ 4.482,20	R\$ 169,29	R\$ 5.380,02
	3	R\$ 692,11	R\$ 4.321,64	R\$ 172,16	R\$ 5.185,91
	4	R\$ 601,83	R\$ 4.381,13	R\$ 196,55	R\$ 5.179,51
	5	R\$ 659,15	R\$ 4.102,74	R\$ 167,86	R\$ 4.929,74

Fonte: Autor

**APÊNDICE C – RESULTADOS DE DIMENSIONAMENTO DE ATERROS  
REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS PELO MÉTODO PROPOSTO POR  
ERLICH E DANTAS (1999)**

Dimensionamento pelo método Dantas e Erlich (1999) talude 5 m

<b>Geossintético</b>	<b>solo</b>	<b>S (m)</b>	<b>Le (m)</b>	<b>FS</b>
Fortrac 20/9-35	1	0,28	4,1	1,210
	2	0,28	4,7	1,180
	3	0,24	3,55	1,633
	4	0,23	3,65	1,653
	5	0,24	3,65	1,359
Fortrac 55/30-20	1	0,6	3,15	1,256
	2	0,55	4	1,289
	3	0,74	3,3	1,556
	4	0,74	3,7	1,540
	5	0,74	3,7	1,297
Fortrac 150/30-30	1	0,8	3,15	1,497
	2	0,8	3,3	1,380
	3	0,8	3,1	1,896
	4	0,8	3,3	1,848
	5	0,8	3,3	1,582
Bidim RT 10	1	0,18	3,3	1,545
	2	0,19	3,7	1,493
	3	0,19	3,6	2,015
	4	0,18	3,8	1,994
	5	0,2	3,5	1,622
Bidim RT 31	1	0,72	3,3	1,350
	2	0,66	3,45	1,357
	3	0,66	3,4	1,856
	4	0,58	3,5	1,875
	5	0,64	3,45	1,542

Fonte: Autor

Dimensionamento pelo método Dantas e Erlich (1999) talude 10 m

<b>Geossintético</b>	<b>solo</b>	<b>S (m)</b>	<b>Le (m)</b>	<b>FS</b>
Fortrac 20/9-35	1	0,13	7,5	1,227
	2	0,12	7,7	1,224
	3	0,12	7,3	1,469
	4	0,11	7,4	1,434
	5	0,11	7,3	1,369
Fortrac 55/30-20	1	0,3	7,1	1,316
	2	0,34	7,85	1,199
	3	0,32	7,1	1,488
	4	0,3	7,6	1,431
	5	0,3	7	1,356
Fortrac 150/30-30	1	0,8	6,75	1,352
	2	0,8	7	1,252
	3	0,8	5,95	1,459
	4	0,8	6,7	1,431
	5	0,8	7	1,354
Bidim RT 10	1	0,08	7	1,764
	2	0,09	7	1,562
	3	0,09	6,4	1,819
	4	0,08	6,7	1,810
	5	0,09	6,8	1,652
Bidim RT 31	1	0,3	6,75	1,640
	2	0,3	7	1,517
	3	0,3	6,6	1,814
	4	0,28	7,3	1,822
	5	0,3	7	1,623

Fonte: Autor

## Custos pelo método Dantas e Erhlich (1999) para talude 5 m

<b>Geossintético</b>	<b>Solo</b>	<b>Pré-moldados</b>	<b>Geossintético</b>	<b>Compactação</b>	<b>Total (/m)</b>
Fortrac 20/9-35	1	R\$ 718,35	R\$ 1.768,13	R\$ 58,82	R\$ 2.545,30
	2	R\$ 718,35	R\$ 1.725,00	R\$ 57,39	R\$ 2.500,74
	3	R\$ 718,35	R\$ 1.786,09	R\$ 50,93	R\$ 2.555,37
	4	R\$ 718,35	R\$ 1.916,25	R\$ 52,37	R\$ 2.686,97
	5	R\$ 718,35	R\$ 1.836,41	R\$ 52,37	R\$ 2.607,12
Fortrac 55/30-20	1	R\$ 718,35	R\$ 487,64	R\$ 45,19	R\$ 1.251,19
	2	R\$ 718,35	R\$ 540,20	R\$ 48,78	R\$ 1.307,33
	3	R\$ 718,35	R\$ 538,48	R\$ 47,34	R\$ 1.304,17
	4	R\$ 718,35	R\$ 603,75	R\$ 53,08	R\$ 1.375,18
	5	R\$ 718,35	R\$ 603,75	R\$ 53,08	R\$ 1.375,18
Fortrac 150/30-30	1	R\$ 718,35	R\$ 944,13	R\$ 45,19	R\$ 1.707,68
	2	R\$ 718,35	R\$ 989,09	R\$ 47,34	R\$ 1.754,79
	3	R\$ 718,35	R\$ 929,15	R\$ 44,47	R\$ 1.691,97
	4	R\$ 718,35	R\$ 989,09	R\$ 47,34	R\$ 1.754,79
	5	R\$ 718,35	R\$ 989,09	R\$ 47,34	R\$ 1.754,79
Bidim RT 10	1	R\$ 718,35	R\$ 2.213,75	R\$ 47,34	R\$ 2.979,44
	2	R\$ 718,35	R\$ 2.351,45	R\$ 53,08	R\$ 3.122,88
	3	R\$ 718,35	R\$ 2.287,89	R\$ 51,65	R\$ 3.057,89
	4	R\$ 718,35	R\$ 2.549,17	R\$ 54,52	R\$ 3.322,03
	5	R\$ 718,35	R\$ 2.113,13	R\$ 50,21	R\$ 2.881,69
Bidim RT 31	1	R\$ 718,35	R\$ 553,44	R\$ 47,34	R\$ 1.319,13
	2	R\$ 718,35	R\$ 631,19	R\$ 49,50	R\$ 1.399,04
	3	R\$ 718,35	R\$ 622,05	R\$ 48,78	R\$ 1.389,17
	4	R\$ 718,35	R\$ 728,66	R\$ 50,21	R\$ 1.497,23
	5	R\$ 718,35	R\$ 650,92	R\$ 49,50	R\$ 1.418,76

Fonte: Autor

## Custos pelo método Dantas e Erhlich (1999) para talude 10 m

<b>Geossintético</b>	<b>solo</b>	<b>Pré-moldados</b>	<b>Geossintético</b>	<b>Compactação</b>	<b>Total (/m)</b>
Fortrac 20/9-35	1	R\$ 1.436,70	R\$ 13.932,69	R\$ 215,20	R\$ 15.584,59
	2	R\$ 1.436,70	R\$ 15.496,25	R\$ 220,94	R\$ 17.153,89
	3	R\$ 1.436,70	R\$ 14.691,25	R\$ 209,46	R\$ 16.337,41
	4	R\$ 1.436,70	R\$ 16.246,36	R\$ 212,33	R\$ 17.895,39
	5	R\$ 1.436,70	R\$ 16.026,82	R\$ 209,46	R\$ 17.672,98
Fortrac 55/30-20	1	R\$ 1.436,70	R\$ 5.715,50	R\$ 203,72	R\$ 7.355,92
	2	R\$ 1.436,70	R\$ 5.575,81	R\$ 225,24	R\$ 7.237,75
	3	R\$ 1.436,70	R\$ 5.358,28	R\$ 203,72	R\$ 6.998,70
	4	R\$ 1.436,70	R\$ 6.118,00	R\$ 218,07	R\$ 7.772,77
	5	R\$ 1.436,70	R\$ 5.635,00	R\$ 200,85	R\$ 7.272,55
Fortrac 150/30-30	1	R\$ 1.436,70	R\$ 4.046,29	R\$ 193,68	R\$ 5.676,67
	2	R\$ 1.436,70	R\$ 4.196,15	R\$ 200,85	R\$ 5.833,70
	3	R\$ 1.436,70	R\$ 3.566,73	R\$ 170,72	R\$ 5.174,15
	4	R\$ 1.436,70	R\$ 4.016,32	R\$ 192,24	R\$ 5.645,26
	5	R\$ 1.436,70	R\$ 4.196,15	R\$ 200,85	R\$ 5.833,70
Bidim RT 10	1	R\$ 1.436,70	R\$ 21.131,25	R\$ 200,85	R\$ 22.768,80
	2	R\$ 1.436,70	R\$ 18.783,33	R\$ 200,85	R\$ 20.420,89
	3	R\$ 1.436,70	R\$ 17.173,33	R\$ 183,64	R\$ 18.793,67
	4	R\$ 1.436,70	R\$ 20.225,63	R\$ 192,24	R\$ 21.854,57
	5	R\$ 1.436,70	R\$ 18.246,67	R\$ 195,11	R\$ 19.878,48
Bidim RT 31	1	R\$ 1.436,70	R\$ 5.433,75	R\$ 193,68	R\$ 7.064,13
	2	R\$ 1.436,70	R\$ 5.635,00	R\$ 200,85	R\$ 7.272,55
	3	R\$ 1.436,70	R\$ 5.313,00	R\$ 189,37	R\$ 6.939,07
	4	R\$ 1.436,70	R\$ 6.296,25	R\$ 209,46	R\$ 7.942,41
	5	R\$ 1.436,70	R\$ 5.635,00	R\$ 200,85	R\$ 7.272,55

Fonte: Autor