



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Daniela da Fonseca Ferreira

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
COM SOLO ARENOSO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL**

**Natal
2018**

Daniela da Fonseca Ferreira

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO
COM SOLO ARENOSO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como um dos requisitos parciais à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. D.Sc. Carina Maia Lins Costa

Natal
2018

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Ferreira, Daniela da Fonseca.

Análise de confiabilidade de estruturas de contenção com solo arenoso reforçado com geotêxtil / Daniela da Fonseca Ferreira. - 2018.

101 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2018.

Orientadora: Profa. D.Sc. Carina Maia Lins Costa.

1. Solo arenoso - Dissertação. 2. Análise de confiabilidade - Dissertação. 3. Geossintéticos - Dissertação. 4. Geotêxtil - Dissertação. 5. Areia - Dissertação. I. Costa, Carina Maia Lins. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 631.442.1:519.23

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM SOLO ARENOSO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL

Daniela da Fonseca Ferreira

Orientadora: Profa. D.Sc. Carina Maia Lins Costa

RESUMO

Os métodos determinísticos são tradicionalmente utilizados para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado, assim como para as demais obras executadas na Engenharia Geotécnica. Essa metodologia de cálculo não considera de forma adequada as incertezas inerentes tanto aos processos construtivos quanto à variabilidade do solo e demais materiais empregados. Na abordagem determinística fatores de segurança que promovem o distanciamento entre os valores médios de resistência e solicitação são tipicamente utilizados. Porém, com o emprego da análise de confiabilidade, as incertezas podem ser consideradas através de ferramentas estatísticas; o que proporciona maior racionalidade ao projeto das estruturas. Dessa forma, o presente trabalho pretende avaliar o comportamento de estruturas de contenção com solo arenoso reforçado com geotêxtil através de análise de confiabilidade. O estudo foi desenvolvido para mecanismos de verificação de estabilidade interna e externa. Diferentes métodos de análise de confiabilidade foram empregados, especificamente, os métodos *first order reliability method* (FORM) e *point estimate method* (PEM). Análises paramétricas foram realizadas a fim de avaliar a influência das variáveis envolvidas no problema com relação ao valor do índice de confiabilidade. Os valores de coeficiente de variação para a resistência à tração de diferentes tipos de geotêxteis foram obtidos mediante análise de resultados de ensaios de tração e de ruptura por fluência para geotêxteis comercializados no Brasil. Os resultados demonstraram que o aumento do coeficiente de variação tanto da resistência à tração quanto do ângulo de atrito provocou a diminuição do índice de

confiabilidade dos modos de falha relativos a estabilidade interna da estrutura. Além disso, as estruturas analisadas com geotêxteis tecidos resultaram em índices de confiabilidade mais altos do que aquelas concebidas com geotêxteis não tecido. Quanto maior a altura da estrutura menor o índice de confiabilidade. Para todos os modos de falha relativos a estabilidade externa e para o modo de falha por arrancamento do reforço, o método FORM resultou em valores de índice de confiabilidade maiores do que o método PEM, indicando que o método de estimativas pontuais é mais conservador em relação ao de primeira ordem. Já para o modo de falha por ruptura do geossintético não houve uma tendência clara em relação ao método mais conservador para cálculo do índice de confiabilidade. No geral, a análise de confiabilidade aplicada a estruturas de solos reforçado com geossintéticos forneceu resultados consistentes, sendo uma abordagem de projeto conceitualmente mais adequada.

Palavras-chave: Análise de confiabilidade; estruturas de solo reforçado; geossintéticos; geotêxtil; areia.

RELIABILITY ANALYSIS OF GEOTEXTILE-REINFORCED SANDY SOIL WALLS

Daniela da Fonseca Ferreira

Adviser: PhD. Carina Maia Lins Costa

ABSTRACT:

Deterministic methods are traditionally adopted for reinforced soil structures design, similarly to other types of Geotechnical Engineering structures. This design method does not adequately consider the inherent uncertainties associated to both, the construction work and the variability of the soil and other used materials. Following the deterministic approach, safety factors that promote separation between the mean values of resistance and applied loads are typically used. Nonetheless, reliability based design allows considering uncertainties using statistical tools, which provides a rational way to incorporate uncertainties into geotechnical design. According, the present work intends to evaluate the behavior of geosynthetic-reinforced soil (GRS) wall using reliability analysis, considering sand as backfill and geotextiles, as reinforcement layers. The study was conducted for external and internal failure mechanisms. Different methods of reliability analysis were used, specifically, the first order reliability method (FORM) and point estimate method (PEM). Parametric analyzes were performed in order to evaluate the influence of the variables involved in the problem with respect to the value of the reliability index. The coefficient of variation for the tensile strength of different types of geotextiles was obtained by analyzing the results of tensile tests and creep rupture tests of geotextiles commercially available in Brazil. The results showed that the increase in the coefficient of variation of both the tensile strength and the friction angle provided the decrease of the reliability index related to the internal stability of the structure. In addition, structures using woven geotextiles have resulted in higher reliability index than those designed with non-woven

geotextiles. The higher the height of the structure the lower the reliability index. For all failure modes related to external stability and for pullout failure, the FORM method resulted in higher reliability index values than the PEM method, indicating that the point estimates method is more conservative in relation to the first order method. Nevertheless, for the geosynthetic rupture failure mode there was no well-defined trend regarding the more conservative method for calculating the reliability. Overall, reliability based design for GRS walls was found to provide consistent results, corresponding to a conceptually more adequate design approach.

KEYWORDS: reliability analysis, reinforced soil structures, geosynthetic, geotextile, sand.

Aos meus pais, Valdemária e Antônio;
às minhas irmãs, Elizângela, Valdemária Abigail e Laura;
e a Luiz Henrique Lins;

dedico esta dissertação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me dar a força necessária para conseguir atravessar e concluir essa difícil jornada.

À minha mãe, Valdemária Ferreira, por todo o cuidado, apoio, compreensão, incentivo e ensinamentos dedicados a mim, muitas vezes, renunciando a si mesma. Ao meu pai, Antônio Cosme, pelo exemplo de honestidade, empenho, disciplina e respeito; a ambos, por toda educação, valores morais e humanos que tanto se empenharam em transmitir e por todo o amor sempre ofertado.

Às minhas irmãs, Elizângela Ferreira, Valdemária Abigail e Laura Ferreira, pela paciência e orientação, além de todo auxílio, palavras de apoio e fé depositada em mim, nunca deixando de acreditar que eu conseguiria.

A Luiz Henrique Lins, meu maior incentivador, pela confiança, parceria e compreensão diante de tantas renúncias e ausências. Por nunca desistir e sempre acreditar no meu potencial. Pelo apoio e por ser um exemplo de pessoa e profissional, no qual me espelharei sempre. Por todo amor ofertado, amor que foi meu maior combustível para conseguir chegar ao fim desse desafio.

A profa. D.Sc Carina Maia Lins Costa, pela orientação, pelos conhecimentos transmitidos e pela oportunidade de trabalhar ao seu lado durante todo esse período, o que acrescentou muito a mim como pessoa e profissional.

Aos professores Yuri Costa e Enio Amorim, pelas contribuições dadas no exame de qualificação, as quais foram de grande importância para o aperfeiçoamento de todo o estudo.

Ao Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP - EESC), em nome do professor Jefferson Lins e do técnico Clever Valentin, por ter disponibilizado os dados que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas Luiz Florêncio e Weber Souza, pela disponibilidade, parceria, colaboração e conhecimentos compartilhados.

Às amigas Ana Paula de Freitas e Thaís Lucena, pela generosidade, parceria construída, por acreditarem em mim; por toda ajuda e força oferecidas nos momentos de dificuldade e, ao mesmo tempo, por toda alegria partilhada nos momentos de êxito, tornando-se os melhores frutos dessa caminhada.

À equipe da secretaria do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, em especial a Viviane Sena, Raphaela Teixeira e Sílvia Baracho, por toda a ajuda concedida tanto para a realização dos trâmites burocráticos relacionados ao processo, quanto pela verdadeira amizade que generosamente me ofereceram, tornando os dias mais leves.

Aos professores do programa e aos colegas do mestrado, pelos conhecimentos partilhados, especialmente ao prof. D.Sc Olavo F. Santos Jr., pelo apoio e disponibilidade, e a Alamanda Araújo, pela parceria e amizade.

Ao amigo Iuri Aires, por todo o incentivo e apoio antes e durante toda essa jornada.

A Mirella Fulco, por, através do seu ofício, ter sido essencial para que eu conseguisse concluir esse processo.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	xi
Lista de Tabelas	xiv
Lista de Equações	xvi
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xviii
CAPÍTULO 1.....	1
Introdução.....	1
1.1 Justificativa	2
1.2 Objetivos da Pesquisa	3
1.2.1 Objetivo Geral	3
1.2.2 Objetivos Específicos	3
CAPÍTULO 2.....	5
Revisão da Literatura.....	5
2.1 Análise de confiabilidade	5
2.1.1 <i>Point estimate method</i> (PEM)	11
2.1.2 <i>First Order Reliability Method</i> (FORM)	12
2.2 Estrutura de Solo Reforçado com Geossintético	13
2.2.1 Dimensionamento Determinístico de Muro de Solo Reforçado	14
2.3 Análise de confiabilidade e probabilidade de ruína de estruturas de contenção de solo reforçado com geossintético	16
CAPÍTULO 3.....	32
Metodologia.....	32
3.1 Estrutura de Contenção de Referência	32
3.1.1 Dimensionamento Determinístico da Estrutura de Contenção de Referência	33
3.1.2 Análise de Confiabilidade da Estrutura de Contenção de Referência	40

3.1.2.1 Avaliação dos coeficientes de variação das variáveis aleatórias	44
3.1.2.2 <i>Point estimate method</i> (PEM).....	48
3.1.2.3 <i>First Order Reliability Method</i> (FORM).....	53
3.2 Análises Paramétricas	55
CAPÍTULO 4.....	57
Resultados.....	57
4.1 Estrutura de CONTENÇÃO de Referência	57
4.1.1 Dimensionamento Determinístico da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência	57
4.1.2 Análise de Confiabilidade da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência	59
4.1.2.1 Coeficiente de variação da resistência à tração dos geotêxteis	59
4.1.2.2 <i>Point Estimate Method</i> (PEM) x <i>First Order Reliability Method</i> (FORM)	61
4.2 Análises Paramétricas	64
4.2.1 Efeito da Resistência à Tração	64
4.2.2 Efeito do Ângulo de Atrito Efetivo do Solo	69
4.2.3 Efeito da Altura	78
4.3 Análises Complementares	81
4.3.1 Efeito da Resistência à Tração	82
4.3.2 Efeito do Ângulo de Atrito	85
CAPÍTULO 5.....	88
Conclusões.....	88
5.1 Sugestões para Pesquisas Futuras	91
Referências.....	92
Anexo.....	100

Lista de Figuras

Figura 2.1: Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.	6
Figura 2.2: Curva de probabilidade de ruína.	7
Figura 2.3: Curvas de solicitação e de resistência mais próximas entre si.	7
Figura 2.4: Probabilidade de falha em função da margem de segurança.	8
Figura 2.5: Probabilidade de falha em termos da variável normal padrão Y.	10
Figura 2.6: Representação do L_r e do L_a	15
Figura 2.7: Esquema indicando a área de influência.	15
Figura 2.8: Seção transversal da estrutura de solo reforçada considerada no estudo.	17
Figura 2.9: Seção transversal da estrutura de solo reforçada considerada no estudo.	23
Figura 2.10: a) Superfície de ruptura mista. b) Superfície de ruptura global.	24
Figura 2.11: Arranjo geométrico do reforço.	26
Figura 2.12: Esquema da estrutura de solo reforçada analisada.	29
Figura 3.1: Curva de ruptura obtida com uma combinação de resultados de ensaios convencionais e acelerados do material A.	46
Figura 3.2: Curva de ruptura obtida com uma combinação de resultados de ensaios convencionais e acelerados do material B.	47
Figura 3.3: Exemplo da planilha utilizada para a análise de confiabilidade pelo método PEM.	49
Figura 3.4: Exemplo da planilha utilizada para a análise de confiabilidade pelo método FORM.	53
Figura 4.1: Desenho esquemático da geometria final da ECR.	58
Figura 4.2: Valores de índice de confiabilidade e fator de segurança encontrados para cada modo de falha da Estrutura de Contenção de Referência.	61

Figura 4.3: Valores de índice de confiabilidade e fator de segurança encontrados para cada modo de falha da Estrutura de Contenção de Referência com C.V da resistência à tração do geossintético de 1%.	63
Figura 4.4: Valores de probabilidade de falha para cada modo de falha da Estrutura de Contenção de Referência.	64
Figura 4.5: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação da resistência à tração.	66
Figura 4.6: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido com a variação dos coeficientes de variação da resistência à tração até o valor de 50%.	67
Figura 4.7: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação da resistência à tração.	68
Figura 4.8: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação da resistência à tração.	71
Figura 4.9: Valores índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.	72
Figura 4.10: Valores de índice de confiabilidade encontrados para o arrancamento das inclusões dos geotêxteis não tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.	73
Figura 4.11: Valores de índice de confiabilidade encontrados para o arrancamento das inclusões dos geotêxteis tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.	74
Figura 4.12: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido e tecido obtidos pelo método PEM de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito. .	76
Figura 4.13: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido e tecido obtidos pelo método	

FORM de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.	77
Figura 4.14: Valores de Fator de Segurança encontrados para todos os modos de falha das estruturas com geotêxteis não tecido e tecido a partir da alteração da altura da estrutura.	78
Figura 4.15: Valores de índice de confiabilidade e fatores de segurança encontrados para a ruptura das inclusões das estruturas com geotêxteis não tecido e tecido, de acordo com a alteração da altura	80
Figura 4.16: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões encontrados para as análises sem redimensionamento da estrutura, Análise 1, e Análise 2.	83
Figura 4.17: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões encontrados para as análises sem redimensionamento da estrutura, Análise 1, Análise 2 e Análise 3.	84
Figura 4.18: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões encontrados para as análises sem redimensionamento da estrutura, Análise 1, Análise 2 e Análise 3.	86
Figura 4.19: Legenda referente a Figura 4.19.	87

Lista de Tabelas

Tabela 2.1: Faixa de valores indicativos para os fatores de redução utilizáveis na fase de projeto básico.....	16
Tabela 2.2: Resultados para modos de falha de arrancamento e ruptura dos geossintéticos.....	19
Tabela 2.3: Grandezas estatísticas associadas a cada superfície de ruptura.	24
Tabela 2.4: Valores de referência para o índice de confiabilidade e probabilidade de falha.....	25
Tabela 2.5: Valores dos parâmetros utilizados no estudo.	26
Tabela 2.6: Variáveis aleatórias consideradas para cada tipo de solo.	27
Tabela 2.7: Parâmetros considerados como variável aleatória.	29
Tabela 3.1: Parâmetros utilizados para a Estrutura de Contenção de Referência. ...	33
Tabela 3.2: Valores de fatores de redução utilizados.....	35
Tabela 3.3: Valores de correlação entre parâmetros considerados pela literatura. ..	41
Tabela 3.4: Valores de correlação entre as variáveis aleatórias consideradas.	42
Tabela 3.5: Variáveis aleatórias utilizadas em cada modo de ruptura.	42
Tabela 3.6: Valores de coeficientes de variação dos parâmetros considerados pela literatura.....	44
Tabela 3.7: Valores de coeficientes de variação dos parâmetros utilizados na análise de confiabilidade da ECR.	44
Tabela 3.8: Resultados da caracterização dos geossintéticos ensaiados.	46
Tabela 3.9: Fatores de redução em virtude da fluência para o geotêxtil A e B.	48
Tabela 3.10: Distribuição das somas e subtrações das variáveis aleatórias do modelo apresentado.	52
Tabela 3.11: Valores de resistência à tração utilizados nas análises.	56
Tabela 4.1: Valores encontrados para o dimensionamento determinístico da ECR.	58

Tabela 4.2: Coeficientes de variação da resistência à tração encontrados para as regressões mostradas nas Figuras 3.1 e 3.2.	60
Tabela 4.3: Identificação dos modos de falha nos gráficos.	62

Lista de Equações

(Equação 2.1)	6
(Equação 2.2)	7
(Equação 2.3)	8
(Equação 2.4)	8
(Equação 2.5)	9
(Equação 2.6)	9
(Equação 2.7)	10
(Equação 2.8)	10
(Equação 2.9)	11
(Equação 2.10)	18
(Equação 3. 1)	33
(Equação 3. 2)	34
(Equação 3. 3)	35
(Equação 3. 4)	35
(Equação 3. 5)	35
(Equação 3. 6)	35
(Equação 3. 7)	36
(Equação 3. 8)	36
(Equação 3. 9)	36
(Equação 3. 10)	36
(Equação 3. 11)	37
(Equação 3. 12)	37
(Equação 3. 13)	37
(Equação 3. 14)	37
(Equação 3. 15)	37
(Equação 3. 16)	37
(Equação 3. 17)	38
(Equação 3. 18)	38
(Equação 3. 19)	38
(Equação 3. 20)	38
(Equação 3. 21)	39
(Equação 3. 22)	39

(Equação 3. 23)	39
(Equação 3. 24)	39
(Equação 3. 25)	39
(Equação 3. 26)	39
(Equação 3. 27)	39
(Equação 3. 28)	40
(Equação 3. 29)	43
(Equação 3. 30)	43
(Equação 3. 31)	43
(Equação 3. 32)	43
(Equação 3. 33)	43
(Equação 3. 34)	50
(Equação 3. 35)	50
(Equação 3. 36)	51
(Equação 3. 37)	51
(Equação 3. 38)	51
(Equação 3. 39)	51
(Equação 3. 40)	52
(Equação 3. 41)	52
(Equação 3. 42)	52
(Equação 3. 43)	54
(Equação 3. 44)	54
(Equação 3. 45)	54
(Equação 3. 46)	54

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT - Associação Brasileira de normas técnicas

c' – Coesão

C.V - Coeficiente de variação

$C.V_{\text{méd}}$ - Coeficiente de variação médio

D - Profundidade de embutimento do muro

e - Excentricidade da carga

E_a - Empuxo ativo

EESC - USP - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo

F_{ai} - Força de ancoragem

F_{at} - Força de atrito

F_{atuan} – Forças atuantes

f_{cr} – Fator de redução por fluência em tração

f_m – Fator de redução por incertezas estatística do material

f_{mr} – Fator de redução por danos de instalação

FORM - First order reliability method

FOSM - First order second moment method

$f_R(R)$ - Função de densidade de probabilidade da resistência

FR_{DB} - Fator de redução da resistência à tração do geotêxtil para degradação biológica

FR_{DI} – Fator de redução da resistência à tração do geotêxtil para danos de instalação

FR_{FL} - Fator de redução da resistência à tração do geotêxtil pela fluência

FR_{DQ} - Fator de redução da resistência à tração do geotêxtil para degradação química

F_{res} - Forças que resistentes ao movimento

f_s – Fator de redução por degradação ambiental

FS - Fator de segurança global

$f_s(S)$ - Função de densidade de probabilidade da solicitação

FS_{ai} - Fator de segurança para o arrancamento das inclusões

FS_{desl} - Fator de segurança quanto ao deslizamento

FS_{fund} - Fator de segurança quanto à capacidade de carga do solo de fundação

FS_{ri} - Fator de segurança para ruptura das inclusões

FS_{tomb} - Fator de segurança quanto ao tombamento

$f_x(x)$ - Função conjunta de distribuição de probabilidades

GRS - Geosynthetic-reinforced soil

L_o - Comprimento de envelopamento

L_a - Comprimento de ancoragem do geossintético

L_r - Comprimento necessário para a zona ativa interna à superfície de ruptura

M - Função margem de segurança

M_{arran} - Função margem de segurança quanto ao arrancamento das inclusões

M_{atuan} - Momentos atuantes

M_{desl} - Função margem de segurança quanto ao deslizamento

M_{fund} - Função margem de segurança quanto a capacidade de carga do solo de fundação

M_{rup} - Função margem de segurança quanto a ruptura das inclusões

M_{res} - Momentos resistentes

M_{tomb} - Função margem de segurança quanto ao tombamento

n - Número de variáveis aleatórias

NBR - Norma Brasileira registrada

PEM - Point estimate method

P_f - Probabilidade de falha

R - Resistência

$R_{\text{méd}}$ - Valor médio da resistência

S - Solicitação

$S_{\text{méd}}$ - Valor médio da solicitação

S_v - Espaçamentos entre cada inclusão

T_{adm} – Resistência admissível

T_{ai} - Força atuante

$T_{\text{máx}}$ – Resistência à tração do geossintético

W - Peso do muro

x^* - Ponto de projeto

β - Índice de confiabilidade

γ – Peso específico

δ – Ângulo de atrito de interface (Solo - Reforço)

μ - Média

σ - Desvio padrão

σ^2 - Variância

σ_h - Tensão horizontal

$\sigma_{\text{máx}}$ - Maior tensão gerada pelas cargas atuantes no solo

σ_R - Desvio padrão da resistência

σ_S - Desvio padrão da solicitação

σ_u - Tensão suportada pelo solo

σ_v - Tensão vertical

ϕ – Ângulo de atrito

$\phi()$ - função de distribuição cumulativa normal padrão

CAPÍTULO 1

Introdução

As estruturas de contenção são projetadas para contrapor-se a tensões ou empuxos que surgem em maciços de solo após estes sofrerem alterações na sua condição de equilíbrio, seja pela execução de corte, aterro ou escavações (Ranzini & Negro Jr., 1998). Para isso, elementos estruturais com rigidez diferente daquela apresentada pelo maciço de terra a ser contido são introduzidos no solo. No caso específico de estruturas de solo reforçado são inseridos reforços no interior de um maciço de solo compactado. Os reforços mais utilizados para a execução desse tipo de estrutura são as fitas metálicas e os geossintéticos, entre os quais estão as geogrelhas e os geotêxteis.

Os procedimentos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintético, assim como das demais obras geotécnicas, são feitos tradicionalmente através de métodos determinísticos, nos quais os valores adotados para os parâmetros de projeto são assumidos como conhecidos e fixos. Porém, devido a diversos fatores como a variabilidade do solo e a impossibilidade de reprodução em laboratório das condições presentes no campo, toda e qualquer obra possui incertezas.

Desse modo, para considerar as incertezas, tipicamente são adotados fatores de segurança globais maiores do que a unidade durante o processo de dimensionamento de obras geotécnicas, sendo esse um artifício utilizado para afastar os valores médios das resistências dos valores médios das solicitações, na tentativa de diminuir assim a possibilidade de ruína, porém a variabilidade das variáveis envolvidas não é adequadamente considerada (Rodrigues *et al.*, 2016).

Portanto, ainda segundo Rodrigues *et al.* (2016), a análise de confiabilidade é uma forma de tornar o dimensionamento mais próximo da realidade, tendo em vista que as incertezas podem ser consideradas através de ferramentas estatísticas; o que proporciona maior racionalidade ao projeto das estruturas. Além disso, Beck (2015) afirma que é possível realizar análises de risco através da multiplicação da

probabilidade de falha da situação analisada por um custo associado a essa falha, o que possibilita a comparação entre o custo de uma obra preventiva e o custo de restauro após a ocorrência da ruína.

1.1 Justificativa

As contenções com solo reforçado com geossintético são estruturas flexíveis, que apresentam grande versatilidade e que não exigem mão de obra muito especializada para execução. Além disso, normalmente, permitem a utilização do solo presente no local como o próprio material para o aterro compactado, o que possibilita um custo competitivo quando comparadas a contenções convencionais. Em função dessas vantagens, os muros de solo reforçado com geossintéticos têm sido amplamente utilizados em diferentes países (Yang *et al.* 2009; Yu *et al.* 2017; Costa *et al.* 2016).

Entretanto, contenções de solo reforçado com geossintéticos ainda são tipicamente dimensionadas de forma determinística mediante métodos de equilíbrio limite, apesar das vantagens associadas aos métodos probabilísticos. A análise de confiabilidade permite, por exemplo, incorporar a variabilidade do solo, que é um material natural, quantificando seu efeito nas análises de estabilidade da estrutura. Essa característica é particularmente relevante para estruturas de solo reforçado, pois expõe a importância da seleção do material de aterro e do controle de qualidade de compactação no momento de execução do aterro a fim de minimizar os efeitos da variabilidade do solo no comportamento da estrutura.

Além disso, a aplicação da análise de confiabilidade para a verificação da probabilidade de ruína em muros de solo reforçado permite também que a seleção do material de reforço seja feita de forma mais racional, pois a partir dela é possível considerar a variabilidade do geossintético. Isso é de fundamental importância. Materiais de diferentes fabricantes que apresentem a mesma resistência à tração, podem possuir diferentes coeficientes de variação - devido a diferenças no controle de qualidade do processo de fabricação - e, assim, resultarão em diferentes valores de probabilidade de ruína. Assim, a utilização dessa filosofia de projeto mais realista

poderá provocar a adoção de práticas que melhorem de forma significativa o controle de qualidade dos produtos que são oferecidos atualmente no mercado.

Apesar da importância e dos benefícios associados a análises probabilísticas aplicadas a muros de solo reforçado, o número de estudos técnicos dedicados ao tema é bastante limitado (ex. Javankhoshdel & Bathurst, 2017; Wang *et al.*, 2017; Y. Yu & Bathurst, 2017; Basha & Babu, 2011 e Sayed *et al.*, 2008). Vale salientar que a aplicação da análise de confiabilidade para estruturas de contenção de uma forma geral, é ainda algo muito novo, especialmente no Brasil (ex. Miranda, 2005; Ribeiro, 2008; Campos, 2012 e Rodrigues *et al.*, 2016), mas que deve naturalmente crescer nos próximos anos, haja vista a tendência de crescimento de aplicação de métodos probabilísticos em outras áreas da engenharia geotécnica, como é o caso de análise de estabilidade de taludes e fundações. Assim, esse trabalho deverá contribuir no sentido de favorecer a aplicação dessa prática nos projetos de muros de solo reforçado com geossintéticos, possibilitando que esses sejam elaborados de forma mais racional.

1.2 Objetivos da Pesquisa

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho possuiu como objetivo geral avaliar o comportamento de estruturas de contenção com solo arenoso reforçado com geotêxtil mediante análise de confiabilidade, considerando os métodos *first order reliability method* (FORM) e *point estimate method* (PEM).

1.2.2 Objetivos Específicos

De forma específica, foram objetivos do presente trabalho:

- Determinar valores de coeficiente de variação da resistência à tração de geotêxteis comercializados no Brasil, através de análises estatísticas de ensaios de tração e ruptura por fluência;
- Avaliar a influência da variabilidade do ângulo de atrito do solo no índice de confiabilidade;
- Avaliar a influência da variação da altura da estrutura no índice de confiabilidade;
- Analisar o efeito da variabilidade da resistência à tração dos geotêxteis no índice de confiabilidade;
- Avaliar comparativamente a influência do método de análise de confiabilidade (PEM e FORM) nos resultados obtidos.

CAPÍTULO 2

Revisão da Literatura

A seguir serão apresentados alguns conceitos necessários para o entendimento tanto a respeito das estruturas de solo reforçado com geotêxtil quanto da análise de confiabilidade.

2.1 Análise de confiabilidade

Em todas as obras da Engenharia Geotécnica, assim como nas demais áreas da construção civil, existem incertezas associadas a diversos fatores, como por exemplo nas cargas as quais as estruturas estão submetidas, nos parâmetros de resistência do solo ou na própria geometria da estrutura considerada. Beck (2015) afirma que os modelos de engenharia são aproximados, pois não descrevem com exatidão a resposta do sistema estudado, uma vez que se existem incertezas nos parâmetros de entrada do sistema, essas se propagam para a resposta.

De acordo com Sagrilo & Lima (2012), estas incertezas podem colaborar para que a estrutura não atenda as especificações determinadas em projeto. Assim a probabilidade de ocorrência destes eventos é chamada de probabilidade de falha ou probabilidade de ruína. A determinação da probabilidade de ruína de uma estrutura é fundamental para a tomada de decisões sobre a segurança do elemento e pode ser avaliada através de métodos de análise de confiabilidade.

Como forma de garantir a segurança de um projeto do ponto de vista de resistência e solicitação, as resistências suportadas pela estrutura analisada devem ser superiores as solicitações sofridas pela mesma. Cintra & Aoki (2010) afirmam que devido a variabilidade tanto na resistência (R) quanto na solicitação (S), é possível fazer uma análise estatística e a partir dela construir curvas das funções de densidade de probabilidade tanto de resistência $f_R(R)$ quanto de solicitação $f_S(S)$. Considerando

um caso de distribuição normal simétrica é possível traçar curvas como mostradas na Figura 2.1.

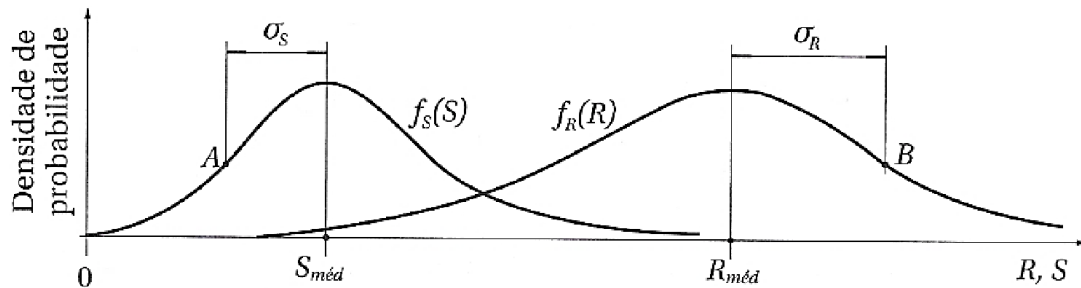


Figura 2.1: Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.
Fonte: Cintra & Aoki (2010).

Na figura estão representados os valores médios de solicitação ($S_{méd}$) e resistência ($R_{méd}$), além dos pontos de inflexão das curvas (A e B), que caracterizam os valores de desvio padrão das solicitações (σ_S) e das resistências (σ_R), respectivamente. Os valores de desvio padrão quantificam a dispersão em torno do valor médio das variáveis analisadas (S e R).

O fator de segurança global (FS) é a relação entre o valor médio de resistência e o de solicitação, como demonstrado na equação 2.1, não considerando a variabilidade dessas variáveis. Dessa forma, este fator indica o afastamento entres as curvas de resistência e solicitação, como mostra a Figura 2.2. Logo, quanto maior o valor admitido para o fator de segurança maior será o afastamento dessas curvas.

$$FS = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (\text{Equação 2.1})$$

É possível ver ainda na Figura 2.2, pontos em que a solicitação supera a resistência, o que caracteriza a ruína, isto ocorre devido a interseção das curvas dada no ponto C. A curva de probabilidade de ruína está localizada na região abaixo da superposição das curvas de solicitação e resistência, a qual, para a Figura 2.2, é representada pela curva pontilhada. Portanto, se for utilizado um fator de segurança de menor valor ocorrerá a aproximação das curvas, o que aumenta a probabilidade de ruína na situação analisada (Cintra & Aoki, 2010), como demonstra a Figura 2.3.

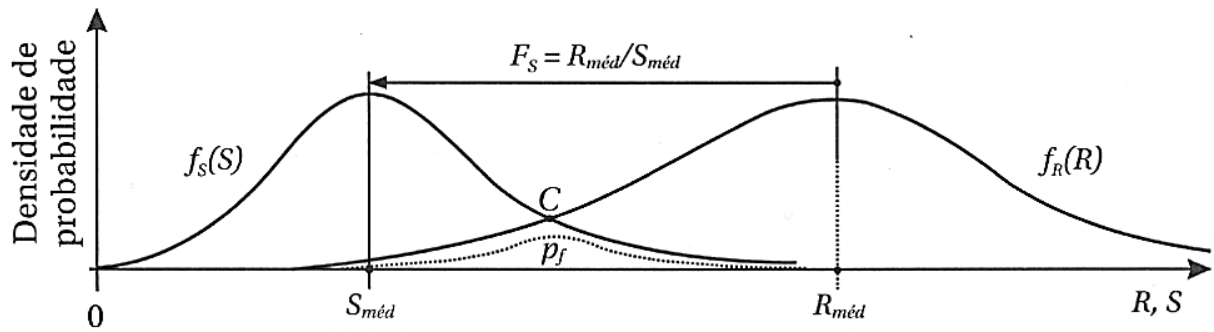


Figura 2.2: Curva de probabilidade de ruína.

Fonte: Cintra & Aoki (2010).

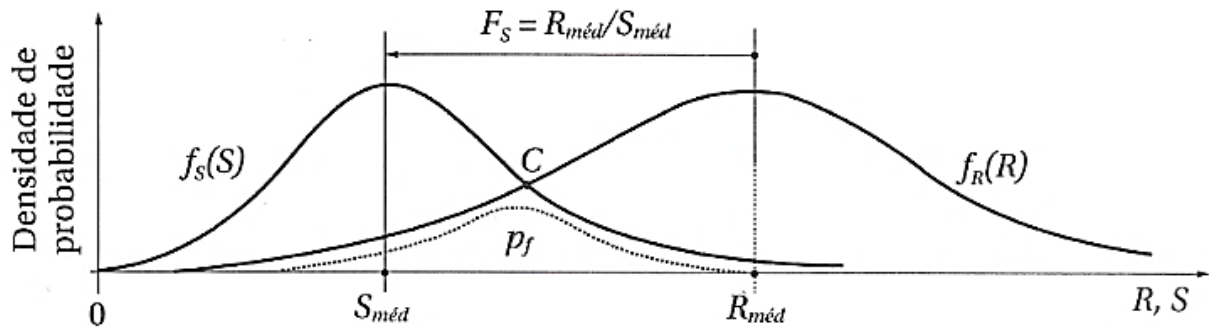


Figura 2.3: Curvas de solicitação e de resistência mais próximas entre si.

Fonte: Cintra & Aoki (2010).

Considerando a resistência e a solicitação como estatisticamente independentes, a diferença entre elas é chamada de margem de segurança (M), como demonstrado na equação 2.2. A dimensão que esta margem pode assumir é função do grau de incerteza associado aos valores máximos de solicitações e os valores mínimos de resistência, assim, esta margem de segurança é garantida pela adoção de um fator de segurança.

$$M = R - S \quad (\text{Equação 2.2})$$

A falha na estrutura ocorre quando a margem de segurança possui valores negativos, ou seja, se os valores forem positivos indica que a estrutura possui um valor de probabilidade de falha muito menor. Quando a margem de segurança for igual

a zero está caracterizada a condição de estado limite. Uma representação destas situações encontra-se na Figura 2.4.

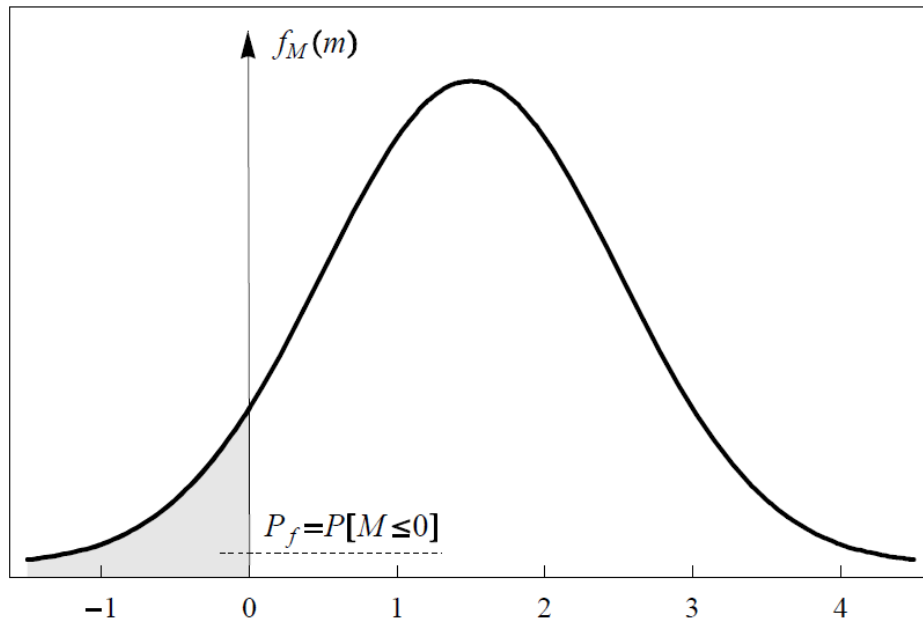


Figura 2.4: Probabilidade de falha em função da margem de segurança.
Fonte: Beck (2015).

Logo, se a resistência e a solicitação forem assumidas como variáveis aleatórias normais, a margem de segurança também será uma variável aleatória de distribuição normal e o problema poderá ser resolvido analiticamente. Assim, o cálculo dos parâmetros de M será feito através das equações 2.3 e 2.4. A distribuição normal é simples, unimodal e é uma das mais utilizadas, pois representa fenômenos naturais. Essa distribuição caracteriza-se por ser simétrica em relação à média e quando os seus valores se afastam da média tendem a zero, o que proporciona uma curva na forma de sino.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (\text{Equação 2.3})$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (\text{Equação 2.4})$$

Onde:

μ_M é a média da função margem de segurança;

μ_R é a média da resistência;

μ_S é a média da solicitação;

σ_M é o desvio padrão da função margem de segurança;

σ_R^2 é a variância da resistência;

σ_S^2 é a variância da solicitação.

Se o valor da média for nulo e o valor do desvio padrão for unitário a variável margem de segurança poderá ser transformada em uma variável normal padrão Y, equação 2.5. Permitindo, assim, que probabilidades associadas a variável M sejam avaliadas através da função de distribuição cumulativa normal padrão $\phi()$, resultando em uma probabilidade de falha como demonstrado na equação 2.6.

$$Y = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad (\text{Equação 2. 5})$$

$$\begin{aligned} P_f &= P[\{M \leq 0\}] \\ &= P\left[\left\{Y \leq -\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right\}\right] \\ &= \phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \end{aligned} \quad (\text{Equação 2. 6})$$

Na Figura 2.5 mostra-se a probabilidade de falha em termos da variável normal Y. Nela é possível perceber que a distância entre o ponto $m = 0$ e a origem da distribuição de Y é o chamado índice de confiabilidade (β) que é a relação entre a média e o desvio padrão da função margem de segurança (equação 2.7).

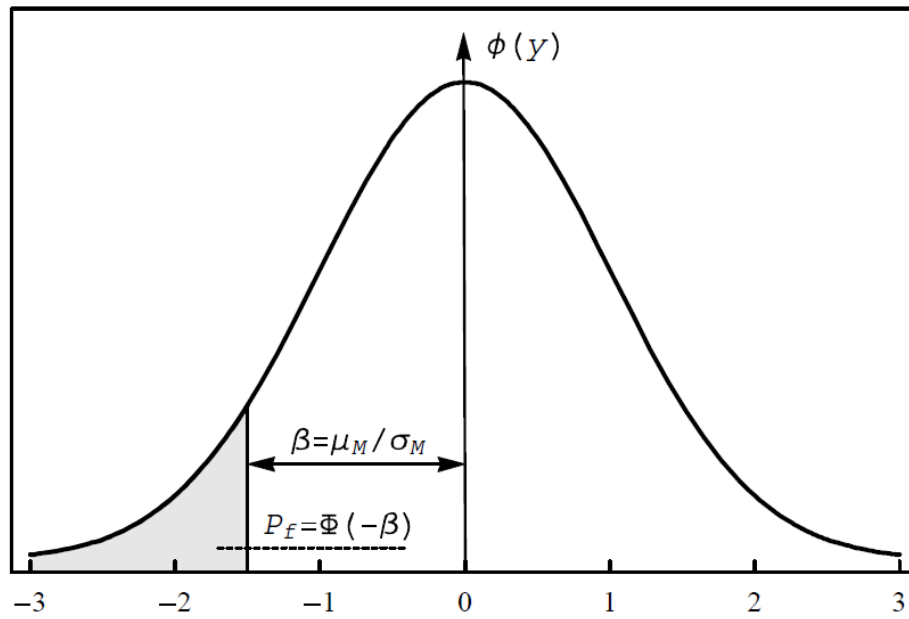


Figura 2.5: Probabilidade de falha em termos da variável normal padrão Y.

Fonte: Beck (2015).

$$\beta = \left(\frac{\mu_M}{\sigma_M} \right) = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Assim, substituindo a equação 2.7 na equação 2.6, temos a equação 2.8:

$$P_f = \Phi \left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M} \right) = \Phi(-\beta) \quad (\text{Equação 2.8})$$

Portanto, percebe-se que a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade são intimamente relacionados. Essa relação permite obter as soluções de problemas que envolvem um número qualquer de variáveis aleatórias, demonstrando a importância fundamental do índice de confiabilidade.

A obtenção de valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha da estrutura analisada, para que seja possível a realização da análise de confiabilidade, pode ser conseguida através da utilização de diversos métodos probabilísticos. Porém os valores encontrados para o índice de confiabilidade e para a probabilidade de ruína não são valores absolutos. Assim, para que a análise de confiabilidade seja eficiente, o ideal é que essas medidas sejam encontradas por diferentes métodos e

comparadas. Assim, dois métodos probabilísticos existentes na literatura serão explicados na sequência.

2.1.1 *Point estimate method (PEM)*

De acordo com Baecher & Christian (2003), esse método foi proposto por Rosenblueth em 1975 e caracteriza-se pelo uso de funções de probabilidade de massa para calcular os momentos que são assumidos de forma a aproximar os momentos da função Y para casos contínuos. Isto é feito através da avaliação de vários pontos discretos.

Rosenblueth (1975) *apud* Baecher & Christian (2003), abordou três casos: o primeiro quando Y é uma função que possui apenas uma variável x , cuja média, variância e obliquidade são conhecidas; o segundo caso no qual Y é uma função que possui também apenas uma variável x cuja distribuição é simétrica e aproximadamente gaussiana (distribuição normal); e por fim, o terceiro caso em que Y é uma função de n variáveis $x_1, x_2, \dots, x_n$, cujas distribuições são simétricas e que podem ser correlacionadas. Na maioria dos casos, os cálculos são feitos em dois pontos, e a equação 2.9 pode ser utilizada. O problema é então encontrar os valores apropriados para x_+, x_-, P_+ e P_- .

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (\text{Equação 2. 9})$$

Onde:

Y é uma função determinística de x , $Y = g(x)$;

$E[Y^m]$ é o valor esperado de Y elevado à potência m ,

y_+ é o valor de Y avaliado em um ponto x_+ , que é maior que a média, μ_x ;

y_- é o valor de Y avaliado em um ponto x_- , que é menor que a média, μ_x ;

P_+, P_- são pesos.

Ainda segundo Baecher & Christian (2003), o terceiro caso é o mais utilizado, e é uma generalização do primeiro, no qual a obliquidade é ignorada. O procedimento adotado para essa situação é a escolha de 2ⁿ pontos selecionados de forma que o valor de cada variável possua um valor um desvio padrão acima ou abaixo de sua média.

Uma grande limitação do *point estimate method* é para casos com múltiplas variáveis, pois quando o valor de n é maior que 5 ou 6, o número de avaliações torna-se muito grande para aplicações práticas. Porém, Harr (1989) *apud* Baecher & Christian (2003) e Hong (1998) *apud* Baecher & Christian (2003) propuseram algumas simplificações para esse método.

O procedimento utilizado para a obtenção do índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (P_f) pelo método PEM será melhor detalhada no capítulo 3 do presente estudo, pois ele descreve a metodologia utilizada em todo o desenvolvimento do trabalho.

2.1.2 First Order Reliability Method (FORM)

Conforme Beck (2015), o método FORM permite incorporar à análise de confiabilidade funções de distribuição de probabilidades e a correlação entre as variáveis aleatórias consideradas no problema, utilizando assim toda informação estatística que se tem a respeito das variáveis aleatórias.

O método propõe a construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades, $f_x(x)$, e a sua transformação para o espaço normal padrão Y . Essa conversão é feita a partir da eliminação da correlação entre as variáveis aleatórias e o cálculo de variáveis normais equivalentes.

Sayed *et al.* (2008) afirmam que no método FORM o estado limite é linearizado no ponto onde a falha é mais provável de acontecer, diferente de outros métodos em que esse estado é linearizado no valor médio das variáveis aleatórias. Assim, esse método aproxima a equação de estado limite por uma função linear.

De acordo com Sagrilo & Lima (2012), o índice de confiabilidade (β) é definido como a distância, no espaço das variáveis reduzidas, entre a origem e o ponto mais

próximo dela. Esse método calcula a probabilidade de falha de forma aproximada e depende da forma da função no espaço das variáveis reduzidas. Mais detalhes de como o método funciona serão apresentados no capítulo 3, o qual disserta sobre a metodologia utilizada em todo o desenvolvimento do trabalho.

2.2 Estrutura de Solo Reforçado com Geossintético

As estruturas de solo reforçado são um tipo de estrutura de contenção que se caracterizam pela inclusão de reforços no interior de um maciço composto por solo compactado. Estes materiais utilizados como reforço possuem uma maior resistência à tração quando comparados à resistência apresentada pelo solo. Desta forma, essa inserção promove uma melhoria nas características mecânicas do sistema.

De acordo com Gerscovish *et al.* (2016), com o desenvolvimento da deformação horizontal, o estado de tensões no solo segue para o estado ativo, ou seja, as tensões horizontais são aliviadas, ao passo que ocorre deformação dos reforços mobilizando forças de tração, até que as tensões no maciço de solo entrem em equilíbrio. Portanto, a inclusão dos geossintéticos como elemento de reforço proporciona uma redistribuição de tensões presentes na estrutura reforçada, possibilitando a sua construção com face vertical (muros) ou maciços íngremes (taludes), reduzindo o volume de aterro compactado (Azambuja *et al.*, 2004).

Além disso, este tipo de estrutura possibilita a execução de obras com maior agilidade e em locais de difícil acesso, não necessitando de mão de obra e equipamentos muito especializados. Possui também maior tolerância a recalques de fundação, boa característica estética e principalmente a possibilidade da utilização do solo disponível no local como material de aterro compactado, apresentando, assim, custo competitivo.

Para a escolha do geossintético que será utilizado como reforço deve-se considerar os possíveis danos mecânicos de instalação, a agressividade química e biológica do ambiente, as características da obra e a fluência do material (Gerscovish *et al.*, 2016). Um dos tipos de geossintético mais utilizados como reforço de estruturas de solo reforçado são os geotêxteis, que são materiais mais versáteis devido a sua

grande empregabilidade e podem ser classificados em tecido e não tecido, que se diferenciam devido ao seu processo de fabricação.

Os geotêxteis tecido são produzidos através de técnicas tradicionais de tecelagem e os seus filamentos podem estar posicionados na direção longitudinal ou transversal. Já os geotêxteis não tecidos não seguem os procedimentos de tecelagem, assim as fibras são lançadas de forma aleatória e a sua ligação é feita através de processos térmicos, químicos ou agulhagem. Essa diferenciação no processo de fabricação promove maior isotropia nas características físicas e mecânicas dos geotêxteis não tecido, bem como, torna esse material menos rígido do que os geotêxteis tecido devido a ligação menos rígida entre os seus filamentos (Ehrlich & Becker, 2009).

2.2.1 Dimensionamento Determinístico de Muro de Solo Reforçado

Os muros de solo reforçado são estruturas de contenção que estabilizam o maciço não reforçado através do seu peso próprio, atuando, assim, como muros de gravidade. Dessa forma, as estruturas são dimensionadas a partir dos mesmos critérios, ou seja, deve-se realizar a verificação da estabilidade externa quanto ao deslizamento, tombamento, capacidade de carga do solo de fundação e estabilidade global. O procedimento para a realização de todas essas verificações é detalhadamente descrito na literatura (Ehrlich & Becker, 2009; Das, 2011; Gerscovish *et al.*, 2016).

Além disso, devido a introdução dos reforços, deve-se também realizar a verificação quanto a estabilidade interna do muro, ou seja, os esforços sofridos pelos elementos de reforço (Gerscovish *et al.*, 2016). Para a análise da estabilidade interna de estruturas de solo reforçado existem diversos métodos disponíveis na literatura, podendo-se destacar Ehrlich & Michell (1994), Tieback Wedge ou Simplified Method (AASHTO, 2002) e Bathurst *et al.* (2005). Na avaliação do equilíbrio interno de muros de solo reforçado a partir do método Tieback Wedge, deve-se definir o comprimento de ancoragem do geossintético (L_a) e o comprimento necessário para a zona ativa interna à superfície de ruptura (L_r), como mostrado na Figura 2.6. No caso de muro

envelopado, é necessário também um comprimento para o envelopamento (L_0), de forma que a estabilidade interna seja garantida.

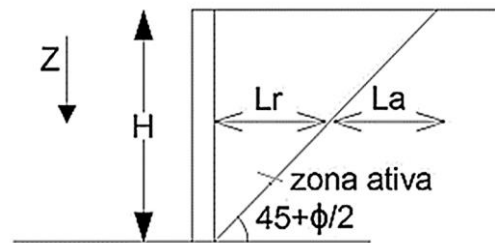


Figura 2.6: Representação do L_r e do L_a .

Fonte: Autor.

O método Tieback Wedge considera para cálculo da área de influência do geossintético o espaçamento vertical (S_v) admitido entre inclusões de geossintéticos. Deve-se considerar a metade do espaçamento máximo tanto da camada acima quanto abaixo do reforço, como mostrado na Figura 2.7.

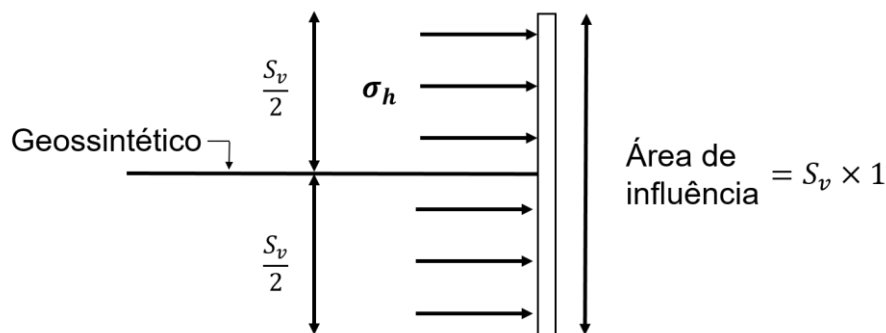


Figura 2.7: Esquema indicando a área de influência.

Fonte: Autor.

Como forma de assegurar a estabilidade interna da estrutura, deve-se adotar fatores de redução para resistência à tração máxima fornecida pelo fabricante de acordo com as características do geossintético. Estes fatores são relacionados aos danos de instalação, degradação química, degradação biológica e fluência.

Os fatores de redução devido a degradação química e biológica são decorrentes de agentes ambientais agressivos. Já o fator relacionado a fluência é função do tipo de polímero que compõe o reforço, este fenômeno se caracteriza pela deformação lenta do geossintético submetido a solicitação constante ao longo do

tempo, podendo ocasionar sua ruptura. Na Tabela 2.1 estão apresentados faixas de valores indicativos para os fatores de redução, segundo Vertematti (2004).

Tabela 2.1: Faixa de valores indicativos para os fatores de redução utilizáveis na fase de projeto básico.

Fonte: Vertematti (2004).

Fator	Valor mínimo	Valor máximo
Fluência em tração (f_{cr})	2,00	5,00
Danos de instalação (f_{mr})	1,50	2,00
Degradação ambiental (f_s)	1,05	2,00
Incertezas estatística do material (f_m)	1,05	1,40
Fator de redução global (FR)	3,03	28,00

2.3 Análise de confiabilidade e probabilidade de ruína de estruturas de contenção de solo reforçado com geossintético

Existem relatos sobre análises de confiabilidade desenvolvidas para diferentes tipos de estruturas de contenção (Duncan, 2000; Cherubini, 2000; Sweiger *et al.*, 2001; Yuan *et al.*, 2003; Sia & Dixon, 2008; Babu & Singh, 2011; Sert *et al.*, 2016; Ferreira *et al.*, 2016). Nesta seção, porém, serão apresentados alguns estudos desenvolvidos especificamente para análises de confiabilidade em estruturas de contenção de solo reforçado com geossintéticos.

Sayed *et al.* (2008) realizaram análises de confiabilidade para verificar a estabilidade interna e externa de muros de solo reforçado com geossintéticos submetidos a carregamentos estáticos e sísmicos. As análises de estabilidade foram realizadas utilizando o método de equilíbrio limite. Já para as análises de confiabilidade os seguintes métodos foram utilizados: *first order second moment method* (FOSM), *point estimate method* (PEM) e *first order reliability method* (FORM).

Também foi realizada uma análise de sensibilidade paramétrica para verificar o efeito das incertezas dos parâmetros do solo e do reforço sobre o índice de confiabilidade tanto para estabilidade externa quanto interna da estrutura. Além disso,

o índice de confiabilidade foi avaliado pelos três métodos através da abordagem de margem de segurança.

Ainda para a análise de confiabilidade foram considerados os modos de ruptura por deslizamento, tombamento, capacidade de carga do solo de fundação, ruptura e arrancamento do reforço, além da avaliação dos fatores de segurança de cada um deles, juntamente com a probabilidade de falha correspondente. Como simplificação os autores assumiram que o solo oferecia ampla confiabilidade contra a falha global, dessa forma, esse modo de ruptura externo não foi avaliado.

Como mostrado na Figura 2.8, Sayed *et al.* (2008) consideraram um muro de 6 m de altura com a superfície do aterro horizontal e uma sobrecarga uniforme de 20 kPa. O solo reforçado, solo de fundação e o solo do aterro foram considerados com as mesmas características - coesão igual a zero, ângulo de atrito de 30° e peso específico de 16 kN/m^3 - e a compactação seria realizada em camadas de 250 mm de espessura, resultando em sete camadas de reforço com espaçamento múltiplo. O ângulo de atrito de interface entre o solo e o reforço foi assumido como igual a 23° e a resistência de projeto admissível do geossintético de 50 kN/m .

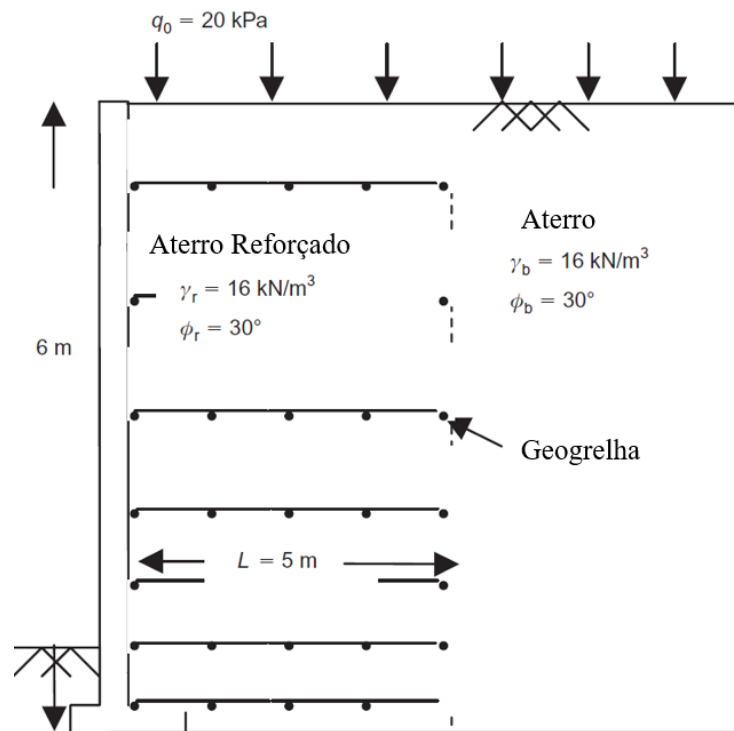


Figura 2.8: Seção transversal da estrutura de solo reforçada considerada no estudo.
Fonte: Adaptado de Sayed *et al.* (2008).

As variáveis aleatórias consideradas foram: o ângulo de atrito, o peso específico do solo, a resistência à tração do reforço e o ângulo de atrito de interface. Esses parâmetros foram escolhidos por possuírem influência significativa sobre a estabilidade do muro, as variações consideradas foram baseadas em valores obtidos pela literatura (Low & Tang, 1997; Phoon & Kulhawy, 1999; Hoeg & Muruka, 1974 *apud* Sayed *et al.* 2008; Chun *et al.*, 2004). O coeficiente de variação adotado para a resistência à tração do reforço foi de 10%, devido a influência de fatores como degradação química e biológica, danos à instalação e fluência. Para o coeficiente de correlação entre o ângulo de atrito e o peso específico foi admitido um valor de 0,8.

Todos os modos de ruptura foram considerados como independentes, portanto se ocorresse qualquer modo de falha, a massa de solo reforçada romperia. Dessa forma, a probabilidade de falha da estrutura foi obtida através da equação 2.10.

$$P_{f_{sys}} = 1 - [1 - P_{fs}][1 - P_{fo}][1 - P_{fb}][1 - P_{fr}][1 - P_{fp}] \quad (\text{Equação 2.10})$$

Onde:

$P_{f_{sys}}$ é a probabilidade de falha do muro de solo reforçado;

P_{fs} é a probabilidade de falha por deslizamento;

P_{fo} é a probabilidade de falha por tombamento;

P_{fb} é a probabilidade de falha pela capacidade de carga do solo de fundação;

P_{fr} é a probabilidade de falha pela ruptura do reforço;

P_{fp} é a probabilidade de falha por arrancamento.

O valor da média do peso específico variou de 16 a 20 kN/m³ e o coeficiente de variação deste parâmetro variou de 1 a 10%, enquanto a variação da média do ângulo de atrito ficou entre 25 e 40° e o coeficiente de variação variou de 1 a 20%. Já a média do ângulo de atrito de interface variou de 23 a 30° e o seu coeficiente de variação variou entre 1 e 10%, enquanto o coeficiente de variação da resistência à tração do reforço foi de 1 a 10%.

O índice de confiabilidade foi avaliado pelos três métodos para a camada na qual esse valor foi menor tanto para o modo de falha por ruptura do reforço quanto para o modo de falha por arrancamento. Foi observado que os três métodos – FOSM, PEM e FORM – resultaram em valores próximos para o índice de confiabilidade (Tabela 2.2), o que os autores atribuíram ser devido ao uso da abordagem pela margem de segurança para a análise de probabilidade, apesar das formulações básicas dos três métodos serem diferentes.

Tabela 2.2: Resultados para modos de falha de arrancamento e ruptura dos geossintéticos.

Fonte: Adaptado de Sayed *et al.* (2008).

Método	β (caso estático)		β (caso sísmico)	
	Arrancamento	Ruptura	Arrancamento	Ruptura
FORM	2,59	1,99	2,50	1,33
FOSM	2,67	2,14	2,50	1,29
PEM	2,59	2,26	2,45	1,35

Para o modo de ruptura por deslizamento a análise de sensibilidade demonstrou que o coeficiente de variação e a média do peso específico tem pouco efeito sobre a estabilidade externa do muro. O ângulo de atrito de interface tem mais influência na estabilidade da estrutura do que o ângulo de atrito do solo. Este fato é atribuído ao ângulo de atrito de interface afetar a resistência ao cisalhamento do sistema, enquanto o ângulo de atrito influencia apenas o empuxo ativo. Vale salientar que os autores não deixam claro no trabalho se foi considerada alguma relação entre o ângulo de atrito de interface utilizado e ao ângulo de atrito efetivo do solo.

No modo de ruptura por tombamento a medida que ocorre o aumento dos coeficientes de variação do ângulo de atrito e do peso específico, o índice de confiabilidade da estrutura diminui. Porém, a variação do ângulo de atrito tem maior influência na estabilidade do que a variação do peso específico. A variação do índice de confiabilidade com o coeficiente de variação do peso específico é maior neste modo de falha do que no modo de ruptura por deslizamento, tanto para casos estáticos quanto para casos sísmicos.

As análises de sensibilidade demonstraram que o coeficiente de variação do peso específico possui maior influência no modo de ruptura por capacidade de carga da fundação do que para os outros modos de falha. Sayed *et al.* (2008) atribuíram a diminuição do índice de confiabilidade com o aumento desse parâmetro devido ao termo de excentricidade do carregamento na fundação. O aumento do índice de confiabilidade com a variação da média do peso específico foi insignificante.

Para o modo de ruptura por arrancamento do reforço a análise de sensibilidade mostrou que o desempenho da estrutura é mais sensível a variações na média do ângulo de atrito. A variação da média do ângulo de atrito de interface afeta de forma mais significativa o muro quando comparada a variação da média do peso específico.

No modo de falha por ruptura do reforço a variação na média do ângulo de atrito também tem um efeito predominante sobre a estabilidade do sistema e o índice de confiabilidade diminui devido ao aumento dos coeficientes de variação do ângulo de atrito e da resistência à tração do reforço. O coeficiente de variação da resistência à tração do reforço tem um maior efeito sobre o modo de ruptura em relação à modificação do coeficiente de variação do peso específico.

A análise de confiabilidade do sistema mostrou que a probabilidade de falha do muro de solo reforçado analisada foi de 0,04, sendo superior a 0,001, que é o valor máximo de probabilidade de falha para estruturas de contenção de solo sugerida por Meyerhoff (1982) *apud* Sayed *et al.* (2008) para estruturas de contenção.

Portanto, os autores concluíram que o ângulo de atrito do solo é a variável mais sensível tanto para a estabilidade externa quanto interna da estrutura de contenção com solo reforçado, apesar do ângulo de atrito de interface entre o solo e o reforço e o peso específico do solo também possuírem influência no desempenho da estrutura. Assim, Sayed *et al.* (2008) afirmam que esses parâmetros devem ser quantificados através da teoria de probabilidade para que a confiabilidade do sistema possa ser avaliada quantitativamente.

Campos (2012) elaborou planilhas eletrônicas para a realização de cálculos de probabilidade de ruína de um muro de solo reforçado com 7 metros de altura, inclinação de 90°, largura e número de camadas variáveis, comprimento longitudinal considerado infinito e sobrecarga de um trem tipo 45 (ABNT NBR 7188/84) com adição de 450 kN sobre o aterro reforçado. O solo utilizado para a análise foi um solo areno-

argiloso colapsível com coesão de 30 kPa e ângulo de atrito de 35° . Esse solo foi considerado para a composição do muro de solo reforçado, assim como para o maciço contido e para o solo de fundação. Porém, o autor não especificou o tipo de geossintético utilizado como reforço, bem como o método probabilístico utilizado para a realização das análises.

A estabilidade externa do muro foi verificada quanto a ruptura global, adotando um fator de segurança de 1,5; ao tombamento, fator de segurança igual a 2,0; quanto ao deslizamento; assumindo um fator de segurança de 1,5 e quanto a ruptura do solo de fundação, fator de segurança igual a 3,0. Já a estabilidade interna foi analisada tanto para a ruptura do reforço quanto para o arrancamento, adotando-se o mesmo valor de fator de segurança para os dois modos de falha (1,5).

Para a determinação do comprimento do reforço, altura das camadas e resistência característica do reforço, o autor utilizou os métodos de Rankine e Coulomb para o cálculo do empuxo, determinando as tensões horizontais atuantes sobre os reforços, o comprimento mínimo de ancoragem, os espaçamentos entre as camadas e a resistência necessária.

Campos (2012), com base em ensaios de laboratório, considerou a variabilidade característica do reforço como aproximadamente 3% para a resistência e desconsiderou variabilidades quanto a instalação e geometria final do reforço, como forma de quantificar os parâmetros que podem ser alterados após a construção e funcionamento da estrutura. Com o objetivo de considerar uma concepção mais conservadora de projeto, o autor optou por desprezar o acréscimo de resistência no maciço gerado pela coesão e considerar variabilidade apenas para o ângulo de atrito.

A distribuição dos valores de ângulo de atrito e coesão do solo adotada adequou-se a distribuição probabilística normal, caracterizando uma curva em forma de sino. A ruptura do muro foi considerada quando os valores dos fatores de segurança foram menores do que 1,0, ou seja, quando as solicitações sofridas pela estrutura superaram a resistência do conjunto.

Campos (2012) encontrou o ângulo de atrito de $31,5^\circ$ como valor mínimo de ângulo de atrito necessário para que o fator de segurança da ruptura do geossintéticos seja diminuído para o seu valor mínimo. Assim, ângulos menores ou iguais a $31,5^\circ$ geram valores de fator de segurança menores do que os exigidos pelas normas

relacionadas e a probabilidade da ocorrência desta situação é de aproximadamente 15,9%.

Um ângulo de atrito de 28° foi encontrado como sendo o valor mínimo que leva a ruptura do muro pelo arrancamento do reforço e possui uma probabilidade de ocorrência de aproximadamente 2,3%. Campos (2012) observou também que pequenas alterações na quantidade e espaçamento da camada de reforço provocam grandes diferenças nas probabilidades de ruptura da estrutura, demonstrando a importância da utilização de planilhas de cálculo que considerem tanto as dimensões do muro quanto calculem as probabilidades de ruína e os fatores de segurança resultantes das diversas configurações, auxiliando na escolha da melhor configuração da estrutura.

Rodrigues *et al.* (2016) estudaram a probabilidade de falha de um muro de solo envelopado com geogrelha adaptado do muro estudado por Brugger e Montez (2003), avaliando também o índice de confiabilidade, além da análise do desenvolvimento das tensões verticais, esforços no geossintético e os deslocamentos horizontais durante o processo construtivo.

Para a formulação determinística, os softwares utilizados foram o SIGMA/W e o SLOPE/W, ambos do programa GeoStudio/2012. As superfícies de ruptura global, mista e interna foram os tipos de superfícies procuradas para esse estudo. Além disso, a superfície crítica encontrada na análise determinística foi a mesma utilizada para a realização da análise probabilística. Ressalta-se, porém, que esse procedimento foi uma simplificação empregada pelos autores, pois com a mudança dos parâmetros dos materiais em função da análise probabilística a superfície crítica não necessariamente é igual a superfície crítica da análise determinística. Maior atenção foi dada para as situações em que a função margem de segurança resultou em um valor igual a zero na formulação probabilística, por se tratar de uma situação crítica.

A estrutura de solo reforçado escolhida pelos autores foi a reconstrução de um aterro rodoviário rompido na região do litoral do estado do Rio de Janeiro, possuindo altura de 5,5 m, inclinação de 4:1, comprimento e espaçamento vertical das geogrelhas de 3,5 m e 0,40 m, respectivamente. O solo componente do muro foi caracterizado como silte argiloso com 5 kPa de coesão e um ângulo de atrito de 26° , possuindo características físicas e mecânicas semelhantes às do maciço arrimado, pois era proveniente de jazidas próximas ao local da obra (Figura 2.9).

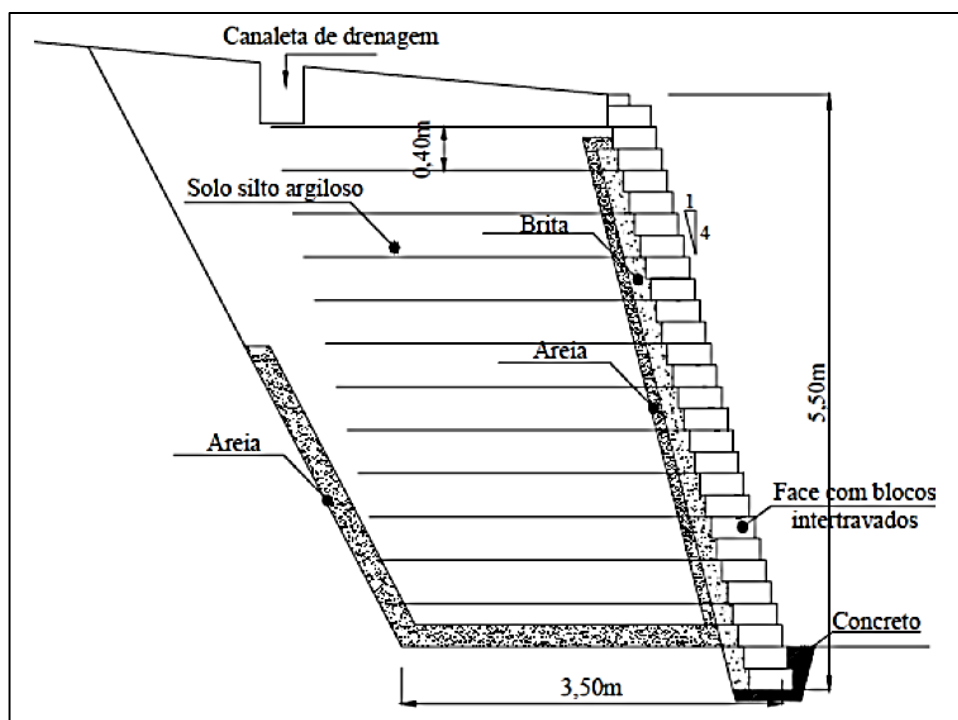


Figura 2.9: Seção transversal da estrutura de solo reforçada considerada no estudo.
Fonte: Rodrigues *et al.* (2016).

As geogrelhas foram ancoradas na face da estrutura através de blocos intertravados preenchidos com brita 1 e possuíam resistência à tração nominal de 35 kN/m. Porém, não foi considerada variabilidade dos parâmetros desse material devido ao controle de qualidade do processo de fabricação. Além disso, para a sua inserção no programa GeoStudio, os geossintéticos foram considerados como uma viga com momento de inércia nulo. Ao final, totalizou-se 13 etapas construtivas e assim 13 camadas de reforço.

Rodrigues *et al.* (2016) encontraram apenas as superfícies de ruptura mista e global para o caso estudado (Figura 2.10), pois a presença dos blocos de concreto impediu que uma superfície de ruptura os ultrapassasse. Os resultados de índice de confiabilidade e de probabilidade de falha de cada superfície encontrada estão mostrados na Tabela 2.3.

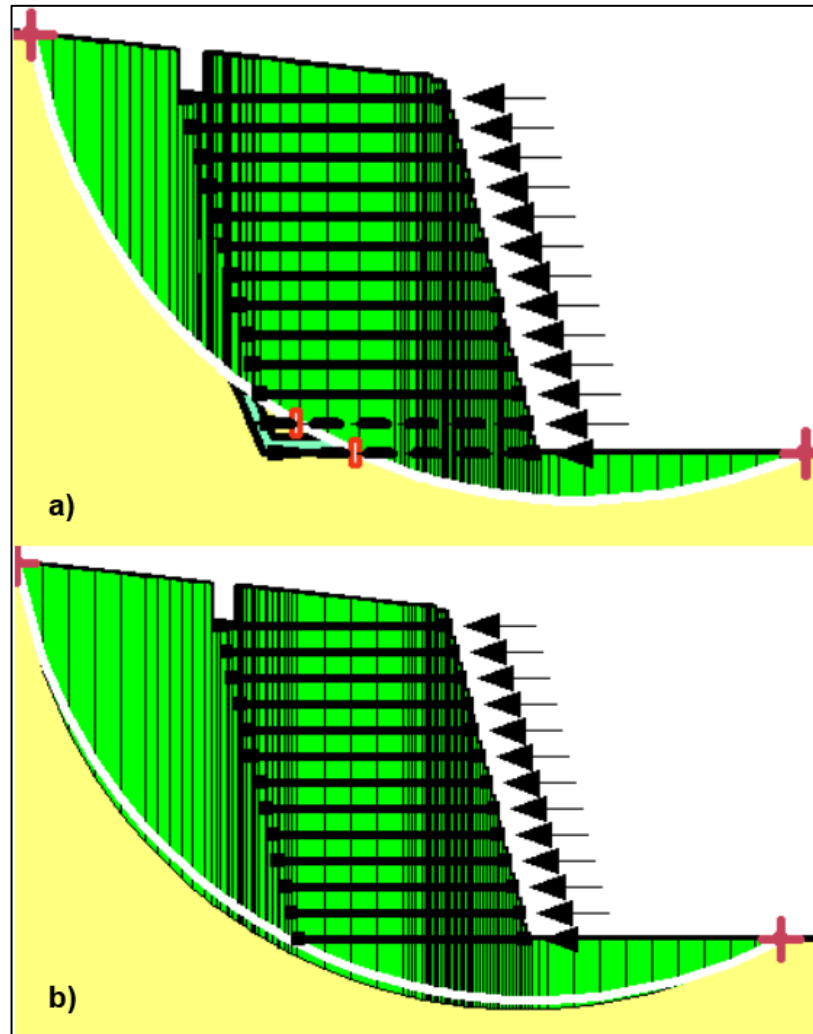


Figura 2.10: a) Superfície de ruptura mista. b) Superfície de ruptura global.
Fonte: Rodrigues *et al.* (2016).

Tabela 2.3: Grandezas estatísticas associadas a cada superfície de ruptura.

Fonte: Adaptado de Rodrigues *et al.* (2016).

Superfície	$1/p_f$	β	Fator de segurança		
			Méd.	Mín.	Máx.
Mista	192	2,38	1,45	0,82	2,33
Global	73	2,07	1,45	0,54	2,41

A superfície de ruptura mista foi satisfatória quanto ao índice de confiabilidade e a probabilidade de falha, pois os valores encontrados ficaram dentro dos valores de referência para estruturas de contenção encontrados por Dell'avanzi & Sayão (1998), como mostrado na Tabela 2.4. Já para a superfície de ruptura global, o índice de confiabilidade resultou em um valor satisfatório, dentro da faixa considerada por

Dell'avanzi & Sayão (1998), porém o valor encontrado para a probabilidade de falha, apesar de aproximado, foi inferior ao valor mínimo considerado pela referência (Tabela 2.4).

Tabela 2.4: Valores de referência para o índice de confiabilidade e probabilidade de falha.

Fonte: Dell'avanzi e Sayão (1998).

Casos	Índice de confiabilidade	Probabilidade de falha
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

Rodrigues *et al.* (2016) consideraram 12% como o valor crítico para a deformação de ruptura do reforço, pois este é o valor geralmente fornecido pelos fabricantes. Assim, as deformações horizontais encontradas após as análises foram menores do que o valor crítico admitido, demonstrando que a inclusão das geogrelhas diminui a possibilidade de ruptura do sistema, além de também auxiliar no combate as tensões de tração existentes no muro. Por fim, os deslocamentos da face encontrados foram pequenos, garantindo a não ocorrência de estados limites de serviço.

Santos *et al.* (2016) analisaram a probabilidade de falha de uma estrutura de solo reforçado com geossintético através do método probabilístico de Monte Carlo. Os autores utilizaram o software GeoStudio/2012 para a realização da simulação. Os modos de falha analisados foram deslizamento, tombamento, capacidade de carga do solo de fundação e estabilidade global, mista e interna, além de arrancamento e ruptura do reforço.

A estrutura analisada foi uma adaptação da estrutura utilizada em Palmeira (1997), assim a altura foi de 4,2 m, o comprimento e o espaçamento entre as inclusões foram determinados após a análise determinística do muro. Além disso, considerou-se uma sobrecarga de 15 kN/m². Os parâmetros utilizados em cada solo (solo de

fundação, solo retido e solo reforçado) estão apresentados na Tabela 2.5, assim como, a Figura 2.11 mostra um arranjo geométrico do reforço.

Tabela 2.5: Valores dos parâmetros utilizados no estudo.

Fonte: Santos *et al.* (2016).

Parâmetro	Valor Médio		
	Solo de fundação	Solo retido	Solo reforçado
Ângulo de atrito (ϕ)	32°	40°	40°
Peso específico (γ)	19 kN/m ³	20 kN/m ³	20 kN/m ³
Coesão (c')	10 kN/m ²	0 kN/m ²	0 kN/m ²
Ângulo de atrito de interface (Solo - Reforço) (δ)	23°	-	32°
Resistência à tração do geossintético ($T_{\text{máx}}$)	-	-	31 kN/m

Após a realização das análises determinísticas, Santos *et al.* (2016) verificaram que a estrutura estudada satisfazia os valores mínimos estabelecidos para os fatores de segurança relacionados a cada modo de falha. Indicando que, para uma análise determinística, a estrutura é segura e que o colapso não ocorre por instabilidade externa.

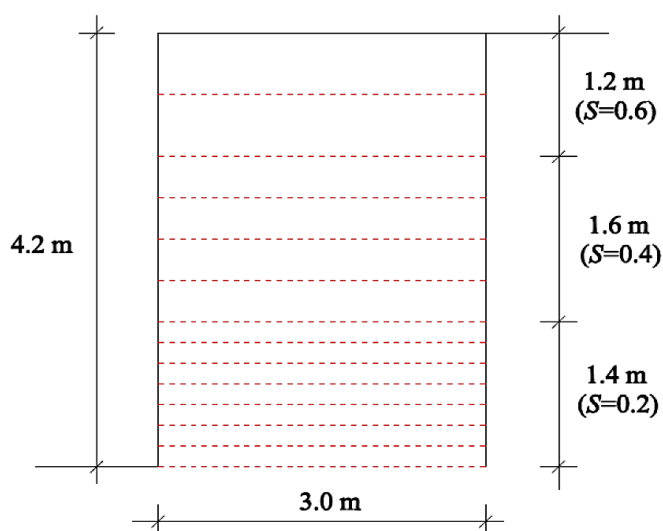


Figura 2.11: Arranjo geométrico do reforço.

Fonte: Santos *et al.* (2016).

A Tabela 2.6 apresenta as variáveis aleatórias consideradas por Santos *et al.* (2016), associadas a seus valores médios e desvios padrão considerados. Os autores assumiram um valor alto para o desvio padrão da resistência à tração do geotêxtil, pois foi o meio que eles encontraram para considerar as incertezas relacionadas aos danos ao material. Além disso, foi assumido também um limite inferior de 4 kN/m, relacionado ao uso do maior fator de segurança da fluência e de cada tipo de dano (instalação, químico e biológico) e como limite superior, devido ao controle tecnológico exigido durante a fabricação do material, foi assumido um aumento de 10%.

Tabela 2.6: Variáveis aleatórias consideradas para cada tipo de solo.

Fonte: Santos *et al.* (2016).

Material	Parâmetro	M	σ
Solo de fundação	ϕ	32°	3,2°
	γ	19 kN/m ³	0,95 kN/m ³
	c'	10 kN/m ²	1,0 kN/m ²
	δ	23°	2,3°
Solo retido	ϕ	40°	4,0°
	γ	20 kN/m ³	1,0 kN/m ³
Solo Reforçado	ϕ	40°	4,0°
	γ	20 kN/m ³	1,0 kN/m ³
	$T_{\text{máx}}$	31 kN/m ²	9 kN/m

Apesar da estrutura ter apresentado fatores satisfatórios de segurança para cada modo de falha, Santos *et al.* (2016) observaram que os modos de falha internos (ruptura das inclusões e arrancamento) possuíam alta probabilidade de falha. Assim, verificaram a influência da variabilidade dos parâmetros de entrada, indicando que fatores de segurança comumente assumidos podem ser inadequados para garantir a segurança da estrutura.

Portanto, Santos *et al.* (2016) concluíram que no problema abordado, a estrutura apresentou valores adequados de fatores de segurança para todos os modos de falha, na análise determinística, indicando que a estrutura é estável. Porém, a análise probabilística mostrou alto risco de colapso devido à instabilidade interna,

ou seja, uma probabilidade de falha de até 0,4% para ruptura de geotêxtil e 5% para a superfície interna para o arrancamento.

Wang *et al.* (2017) realizaram análises de confiabilidade em um muro de solo reforçado com geossintético com o objetivo de verificar os efeitos das incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos e de carregamento no desempenho dessas estruturas.

A obtenção do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha para os modos de ruptura analisados foi conseguida através da utilização do método probabilístico FORM. Para a verificação da estabilidade externa foram analisados os modos de falha por deslizamento, tombamento e capacidade de carga do solo de fundação. Já para a verificação da estabilidade interna foram avaliados os modos de falha por arrancamento e ruptura do reforço.

A estrutura analisada por Wang *et al.* (2017), mostrada na Figura 2.12, variou a altura de 6 a 10 m. Assim, como o comprimento do reforço variou de 5 a 10 m. O solo de reforço, fundação e aterro foi considerado o mesmo, com coesão nula, ângulo de atrito de 35° e peso específico de 18 kN/m. A resistência à tração do reforço foi considerada com um valor médio de 50 kN/m² e o espaçamento vertical entre as camadas foi de 0,5 m. Por fim, uma sobrecarga com um valor médio de 20 kPa e uniformemente distribuída.

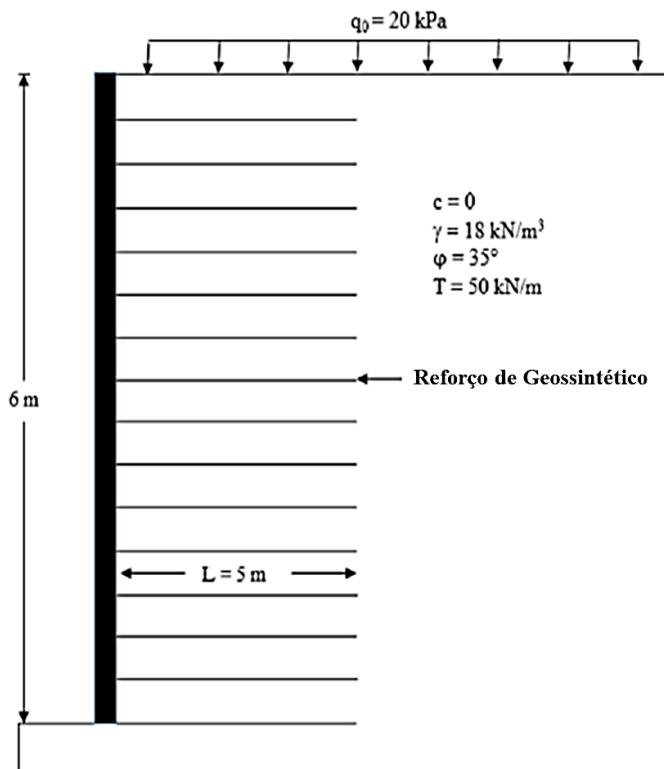


Figura 2.12: Esquema da estrutura de solo reforçada analisada.
Fonte: Wang *et al.*, 2017.

As variáveis aleatórias consideradas pelos autores foram o ângulo de atrito, o peso específico, a resistência à tração última do geossintético e a sobrecarga. Os valores médios desses parâmetros e seus respectivos coeficientes de variação considerados estão apresentados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7: Parâmetros considerados como variável aleatória.
Fonte: Wang *et al.*, 2017.

Parâmetro	Média	C.V (%)
Ângulo de atrito (ϕ)	35°	10
Peso específico (γ)	18 kN/m ³	7
Resistência à tração do reforço (T)	50 kN/m	10
Sobrecarga (q_0)	20 kPa	15

Após a realização das análises de confiabilidade Wang *et al.* (2017) observaram que a probabilidade de falha para o deslizamento diminuiu com

diminuição das alturas do muro e o aumento dos comprimentos do reforço. Os maiores comprimentos de reforço e as menores alturas promovem maior estabilidade para a estrutura e, portanto, menor probabilidade de falha.

Para o modo de ruptura por tombamento a probabilidade de falha diminuiu com o aumento dos comprimentos de reforço e a diminuição das alturas da estrutura de contenção, porém o efeito de aumentar o comprimento do reforço gera melhoria mais significativa para a altura de 10 m. Para a altura de 6 m, aumentar o comprimento do reforço tem um efeito insignificante, uma vez que a probabilidade de falha já é muito pequena.

Além disso, Wang *et al.* (2017) perceberam que, para todas as alturas, quando o comprimento do reforço atinge certo comprimento a probabilidade de falha tende a se estabilizar, o que indica que aumentar o comprimento do reforço para além de um certo valor não gera efeitos significativos na P_f . Portanto, qualquer projeto baseado em análise de confiabilidade pode limitar o comprimento do geossintético para economizar em custos de material.

Para o modo de falha por deficiência na capacidade de suporte os autores observaram que a probabilidade de falha diminui com o aumento dos comprimentos do reforço e a diminuição das alturas do muro. Isso acontece, segundo Wang *et al.* (2017) devido ao fato de que o aumento do comprimento do reforço fortalece o solo, tornando-o menos propenso à falha na capacidade de carga. Já uma maior altura aumenta as cargas que atuam sobre o solo de fundação, tornando a estrutura mais propensa à falha.

No modo de falha por arrancamento do geossintético os autores observaram que para o mesmo comprimento do reforço, uma altura maior indica maior probabilidade de falha. No entanto, quando a mesma altura do muro é analisada, as probabilidades de falha atingem um valor máximo quando o reforço atinge um comprimento de 6 m.

O comprimento do reforço não é considerado na equação do estado limite para o modo de falha por ruptura das inclusões, assim a probabilidade de falha é a mesma para os diferentes comprimentos. Porém, Wang *et al.* (2017) afirmaram que à medida que a altura da estrutura de solo reforçada é reduzida, a probabilidade de falha diminui. Além disso, os autores afirmaram que a redução do ângulo de atrito do solo

pode aumentar significativamente a probabilidade de falha por ruptura do geossintético, enquanto o aumento desse parâmetro pode ajudar na estabilização da estrutura contra a ruptura do reforço.

Por fim, Wang *et al.* (2017) concluíram que a altura reduzida da estrutura e o aumento do comprimento do reforço proporcionam, na maioria dos casos, uma maior segurança para a estrutura, uma vez que resulta em valores menores de probabilidade de falha. Os autores também concluíram que o modo de falha mais significativo para a estabilidade externa é o modo de falha por deslizamento e para a estabilidade interna é o modo de falha por ruptura do geossintético.

CAPÍTULO 3

Metodologia

Neste capítulo são apresentados os procedimentos utilizados para o desenvolvimento do trabalho. Dessa forma, são descritas todas as rotinas de cálculo utilizadas tanto para o dimensionamento determinístico das estruturas analisadas quanto para o desenvolvimento da análise de confiabilidade.

As análises realizadas no presente trabalho foram inicialmente conduzidas considerando uma estrutura hipotética de solo reforçado envelopado com geotêxtil, utilizando-se solo arenoso como material de aterro. Essa estrutura será doravante designada como “Estrutura de CONTENÇÃO de Referência” (ECR).

A primeira etapa do trabalho envolveu a realização do dimensionamento determinístico da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência e ainda análises de confiabilidade dessa mesma estrutura. Na segunda etapa do trabalho, deu-se início a análises paramétricas, considerando a Estrutura CONTENÇÃO de Referência como a base para comparação dos resultados obtidos nas análises paramétricas. Nessas análises, houve a variação de parâmetros relacionados ao geotêxtil, ao solo e a geometria do muro.

Em virtude dos resultados obtidos realizou-se novas análises para que fosse possível verificar os efeitos de alguns procedimentos de dimensionamento e de execução das análises de confiabilidade no valor do índice de confiabilidade. Assim, a ECR foi redimensionada para que o fator de segurança para a ruptura das inclusões ficasse mais próximo dos mínimos sugeridos pela literatura. Para isso foi necessário reduzir a resistência à tração do geotêxtil.

3.1 Estrutura de CONTENÇÃO de Referência

A Estrutura de CONTENÇÃO de Referência considerada foi um muro de solo reforçado com face envelopada concebido utilizando-se um geotêxtil não tecido e o

solo arenoso como material de aterro. O solo retido e o solo de fundação foram considerados os mesmos, e iguais ao material de aterro. Para a definição do ângulo de atrito de interface entre o solo e o geossintético a equação 3.1 foi utilizada, de forma que esse parâmetro fosse associado ao ângulo de atrito efetivo do solo. Todos os parâmetros da ECR estão descritos na Tabela 3.1.

$$\delta = \frac{2}{3} \times \varphi \quad (\text{Equação 3.1})$$

Tabela 3.1: Parâmetros utilizados para a Estrutura de Contenção de Referência.

Parâmetros	
Altura (H)	5 m
Sobrecarga (q)	10 kPa
Resistência à tração (Tult)	50 kN/m
Peso específico (γ)	18 kN/m ³
Coesão (c)	0 kPa
Ângulo de atrito efetivo (ϕ)	35°
Ângulo de atrito de interface entre o solo e o geossintético (δ)	23°

3.1.1 Dimensionamento Determinístico da Estrutura de Contenção de Referência

A partir da definição das características da Estrutura de Contenção de Referência o dimensionamento foi realizado através dos métodos determinísticos. Assim, a investigação da estabilidade externa da ECR foi feita através da utilização dos mesmos critérios de dimensionamento determinístico de contenções do tipo muro de gravidade, ou seja, foi realizada a verificação dos modos de ruptura por deslizamento, tombamento e capacidade de carga do solo de fundação.

Já para a verificação da estabilidade interna, o método utilizado para o dimensionamento determinístico da estrutura foi o Tieback Wedge (AASHTO, 2002) e foram considerados os modos de ruptura por deficiência de resistência à tração do reforço e por deficiência de resistência ao arrancamento do geotêxtil. O método

Tieback Wedge, apesar de ser considerado conservador (Allen & Bathurst, 2002; Allen *et al.*, 2003; Barrantes, 2016), ainda é bastante utilizado pelos engenheiros geotécnicos, principalmente nos Estados Unidos. Assim, esse fator associado à sua simplicidade foram as motivações da escolha desse método para o dimensionamento determinístico interno, o que possibilitou a aplicação da análise probabilística de forma mais simplificada.

Para a obtenção do comprimento total da base do muro (B) o dimensionamento determinístico foi iniciado a partir da verificação da estabilidade interna. Assim, foram definidos os espaçamentos entre cada inclusão (S_v), o comprimento necessário para a zona ativa interna à superfície de ruptura (L_r) e o comprimento de ancoragem do geossintético (L_a), de forma que a estabilidade interna fosse garantida. Foram calculados também os fatores de segurança correspondentes a cada camada tanto para a verificação a ruptura (FS_{ri}) quanto ao arrancamento (FS_{ai}) das inclusões.

Para a obtenção da resistência admissível (T_{adm}) (equação 3.2), foram adotados fatores de redução da resistência à tração do geotêxtil para danos de instalação (FR_{DI}), fluência (FR_{FL}), degradação química (FR_{DQ}) e biológica (FR_{DB}). Considerando que o método determinístico utilizado é muito conservador os valores adotados para os fatores de redução foram os menores possíveis, como forma de tornar a abordagem determinística menos conservadora, possibilitando uma melhor percepção do efeito da abordagem probabilística.

Assim, assumiu-se que os fatores de redução devido a danos de instalação igual a 1,1 e os relacionados a degradação química e biológica foram iguais a 1,0, uma vez que não necessariamente ocorrem e o valor adotado para o fator de fluência foi pequeno, com base nos resultados de Costanzi (2003), como será melhor detalhado no item 3.1.2.1. Os valores utilizados estão apresentados na Tabela 3.2.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_{DI} \times FR_{FL} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}} \quad (Equação 3.2)$$

Tabela 3.2: Valores de fatores de redução utilizados.

Fatores de Redução	
FR_{DI}	1,10
FR_{FL}	1,40
FR_{DQ}	1,00
FR_{DB}	1,00

A definição do espaçamento máximo (equação 3.3) foi feita a partir do cálculo das tensões horizontais (σ_h) e verticais (σ_v) que atuam no maciço, encontradas a partir das expressões 3.4, 3.5 e 3.6. Inicialmente, para o cálculo do espaçamento máximo, foram avaliadas camadas de 0,50 m de profundidade, da base até a altura total do muro (5 m).

$$S_v = \frac{T_{adm}}{FS \times \sigma_h} \quad (Equação 3.3)$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (Equação 3.4)$$

$$\sigma_h = \sigma_v \times k_a \quad (Equação 3.5)$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q \quad (Equação 3.6)$$

Onde:

FS é o fator de segurança global do muro, que de acordo com Ehrlich & Becker (2009) para muros permanentes é de 1,5.

k_a é o coeficiente de empuxo ativo;

σ_h é a tensão horizontal do solo;

σ_v é a tensão vertical do solo;

z é a profundidade da camada analisada.

A partir da análise dos valores de espaçamento máximo obtidos, foram definidos os espaçamentos adotados para cada camada de geotêxtil. Com base nas profundidades de cada camada foi possível obter os comprimentos necessários para a zona ativa interna à superfície de ruptura (L_r), conforme mostrado na equação 3.7.

$$L_r = (H - z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Equação 3.7})$$

A partir dos valores adotados de espaçamento obteve-se os valores de comprimento necessários para a ancoragem do geossintético além da superfície de ruptura (L_a). Este comprimento foi calculado através da expressão 3.8. Porém ressalta-se que o comprimento mínimo de ancoragem é de 1,0 m, isto é, caso o valor encontrado para L_a seja inferior ao mínimo deve-se adotar 1,0 como comprimento de ancoragem. Assim, o comprimento total da base da Estrutura de Contenção de Referência é dado pela soma do L_r com o L_a , equação 3.9.

$$L_a = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2 \times (c + \gamma \times z \times tg\delta)} \quad (\text{Equação 3.8})$$

$$B = L_r + L_a \quad (\text{Equação 3.9})$$

Os fatores de segurança para a ruptura do geossintético (equação 3.11) foram calculados para cada camada, pois depende do valor da força atuante (T_{ai}) em cada inclusão (equação 3.10). O mesmo foi feito para os fatores de segurança para o arrancamento do geotêxtil (equação 3.13), que é dependente da força de ancoragem (F_{ai}) atuante (equação 3.12). Esses fatores foram calculados para verificar se a estabilidade interna da estrutura estava garantida com os valores adotados e encontrados para todos os parâmetros em cada camada de acordo com os métodos determinísticos.

$$T_{ai} = \sigma_h \times S_v \quad (\text{Equação 3.10})$$

$$FS_{ri} = \frac{T_{adm}}{T_{ai}} \geq 1,5 \quad (\text{Equação 3. 11})$$

$$F_{ai} = 2 \times L_a \times [(\gamma \times z) + q] \times \tan \delta \quad (\text{Equação 3. 12})$$

$$FS_{ai} = \frac{F_{ai}}{T_{ai}} \geq 1,5 \quad (\text{Equação 3. 13})$$

Com a obtenção do comprimento total da base da ECR, a partir da análise da estabilidade interna foi possível realizar as verificações para a sua estabilidade externa. O procedimento empregado para essa análise foi o mesmo utilizado para os muros de gravidade convencionais, ou seja, o cálculo dos fatores de segurança referentes a cada modo de falha (deslizamento, tombamento e capacidade de carga do solo de fundação).

O fator de segurança quanto ao deslizamento ($FS_{desl.}$) foi calculado pela razão entre o somatório das forças que resistiam ao movimento ($F_{res.}$) e o somatório de forças que atuavam para que ele ocorresse ($F_{atuan.}$), equação 3.17. No caso estudado, o empuxo ativo (E_a), equação 3.14, é responsável pela tendência de movimento da Estrutura de Contenção de Referência, enquanto a força de atrito (F_{at}) – equação 3.16 -, gerada pelo peso do muro (W) – equação 3.15 -, é a força resistente. Ressalta-se que o empuxo passivo foi desprezado, dado que o valor da profundidade do embutimento adotado foi pequeno (0,50 m) e que tal consideração é a favor da segurança.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 \right) + (k_a \cdot q \cdot H) \quad (\text{Equação 3. 14})$$

$$W = H \cdot B \cdot \gamma \quad (\text{Equação 3. 15})$$

$$F_{at} = \Sigma F_y \tan \delta \therefore$$

$$F_{at} = [(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot \tan \delta \quad (\text{Equação 3. 16})$$

$$FS_{desl.} = \frac{\Sigma F_{res.}}{\Sigma F_{atuan.}} \therefore$$

$$FS_{desl.} = \frac{[(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot \tan \delta}{\left(\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2\right) + (k_a \cdot q \cdot H)} \geq 1,5 \quad (Equação 3.17)$$

Onde:

ΣF_y é a resultante de forças atuantes na direção y. No caso analisado, foram considerados o peso da massa de solo reforçado (W) e a sobrecarga (q).

O fator de segurança quanto ao tombamento ($FS_{tomb.}$) foi encontrado a partir da razão entre o somatório dos momentos que resistiam à rotação em torno de um ponto ($M_{res.}$) e o somatório dos momentos que atuavam para que ela ocorresse ($M_{atuan.}$), como demonstrado na equação 3.20. O ponto adotado como referência para o cálculo dos momentos foi fixado no pé da Estrutura de Contenção de Referência. Como momento atuante, considerou-se o momento gerado pelo empuxo ativo (E_a) e pela sobrecarga (equação 3.18) e como momento resistente, foram considerados os momentos gerados pelo peso próprio do muro (W) e pela sobrecarga (equação 3.19).

$$M_{atuan.} = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot \frac{H}{3} \right] + \left[(k_a \cdot q \cdot H) \cdot \frac{H}{2} \right] \quad (Equação 3.18)$$

$$M_{res.} = [(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot \frac{B}{2} \quad (Equação 3.19)$$

$$FS_{tomb.} = \frac{M_{res.}}{M_{atuan.}} \therefore$$

$$FS_{tomb.} = \frac{[(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot \frac{B}{2}}{\left[\left(\frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot \frac{H}{3} \right] + \left[(k_a \cdot q \cdot H) \cdot \frac{H}{2} \right]} \geq 2,0 \quad (Equação 3.20)$$

O fator de segurança quanto à capacidade de carga do solo de fundação ($FS_{fund.}$) foi dado pela razão entre a tensão suportada pelo solo (σ_u) e a maior tensão gerada pelas cargas atuantes no solo abaixo da ECR ($\sigma_{máx}$), como mostra a equação 3.21.

$$FS_{fund.} = \frac{\sigma_u}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq 3,0 \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.21)$$

A equa\c{c}\~ao\ 3.22 foi utilizada para o c\~alculo da tens\~ao m\~axima gerada pelas cargas atuando no solo abaixo do muro ($\sigma_{m\acute{a}x}$). A excentricidade da carga resultante (e) foi dada pela equa\c{c}\~ao\ 3.23, a seguir:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma F_y}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.22)$$

$$e = \frac{B}{2} - \left(1 + \frac{\Sigma M_{res.} - \Sigma M_{atuan.}}{\Sigma F_y} \right) \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.23)$$

O c\~alculo da capacidade de carga do solo de funda\c{c}\~ao\ foi elaborado a partir da f\~ormula generalizada de Meyerhof (1963) *apud* Das (2011). Por\~em como a coes\~ao do solo foi considerada nula, o primeiro membro da f\~ormula tamb\~em se tornou nulo. Assim a capacidade de carga do solo foi calculada a partir da equa\c{c}\~ao\ 3.24:

$$\sigma_u = q N_q S_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.24)$$

Onde:

q \~e a carga devida ao embutimento, dada pelo peso espec\~ifico (γ) multiplicado pela profundidade de embutimento do muro (D);

B' \~e o valor do comprimento efetivo da base, dado pela equa\c{c}\~ao\ 3.25:

$$B' = B - 2e \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.25)$$

N_q e N_γ s\~ao fatores de capacidade de carga, que foram calculados pelas equa\c{c}\~oes\ 3.26 e 3.27:

$$N_q = (N_c - 1) \cot \varphi \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.26)$$

$$N_\gamma = 2 (N_c + 1) \tan \varphi \quad (Equa\c{c}\~ao\ 3.27)$$

S_q , e S_γ s\~ao fatores de forma que possuem valor igual a 1, pois \~e considerado funda\c{c}\~ao\ corrida;

F_{qd} , e F_{yd} são fatores de profundidade. F_{qd} foi calculado pela equação 3.28 e F_{yd} foi igual a 1, pois o ângulo de atrito é maior que zero (Das, 2011).

$$F_{qd} = 1 + 2 (\tan \varphi) (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B'} \quad (\text{Equação 3.28})$$

F_{qi} e F_{yi} são fatores de inclinação, que consideram a inclinação β da resultante das cargas atuantes em relação à horizontal. Porém na situação estudada a inclinação foi considerada como inexistente. Assim os dois fatores foram adotados como iguais a 1.

Cabe salientar que para o desenvolvimento de algumas das análises paramétricas foi preciso refazer o dimensionamento de forma que se reajustasse as novas condições.

3.1.2 Análise de Confiabilidade da Estrutura de Contenção de Referência

O processo de análise de confiabilidade foi realizado para os mesmos modos de ruptura definidos na fase determinística – deslizamento, tombamento, ruptura do solo de fundação, ruptura e arrancamento das inclusões. Essa análise foi realizada através do cálculo da probabilidade de falha (P_f) e do índice de confiabilidade (β), a partir da elaboração de planilhas de cálculo no Excel que utilizaram uma extensão desse programa – ferramenta SOLVER - considerando dois métodos probabilísticos: *point estimate method* (PEM) e *first order reliability method* (FORM).

O *point estimate method* foi escolhido por ser amplamente utilizado na prática pela engenharia geotécnica, pois além da sua facilidade de aplicação, também gera bons resultados (Baecher & Christian, 2003). Já o *first order reliability method* foi escolhido por permitir incorporar a correlação entre as variáveis aleatórias envolvidas.

Para o desenvolvimento da análise de confiabilidade as variáveis aleatórias consideradas foram as seguintes:

- Ângulo de atrito efetivo do solo (ϕ);
- Ângulo de atrito de interface solo-reforço (δ);
- Peso específico do solo (γ);

- Resistência à tração última do geotêxtil (T_{ult});
- Sobrecarga (q).

A distribuição de probabilidade de todas as variáveis foi definida como normal, como forma de simplificar os procedimentos de cálculo, uma vez que todo o processo seria desenvolvido no Excel e não em programa específico para a realização de análise de confiabilidade. Além disso, as correlações entre as variáveis aleatórias foram definidas de acordo com dados da literatura (Tabela 3.3) e estão descritas na Tabela 3.4.

Tabela 3.3: Valores de correlação entre parâmetros considerados pela literatura.

Parâmetro x	Parâmetro y	Correlação	Referência
Peso específico Seco/saturado	Ângulo de atrito	+ 0,5	Low (2005); Low e Phoon (2015); Low <i>et al.</i> (2011)
Peso específico Seco/saturado	Ângulo de atrito de interface	+ 0,4	Low (2005)
Peso específico Seco/saturado	Sobrecarga	0,0	Low (2005)
Peso específico Seco/saturado	Resistência à tração do geossintético	0,0	Cordeiro (2013)
Ângulo de atrito	Ângulo de atrito de interface	+ 0,8	Low (2005); Low e Phoon (2015); Low <i>et al.</i> (2011)
Ângulo de atrito	Sobrecarga	0,0	Low (2005)
Ângulo de atrito	Resistência à tração do geossintético	0,0	Cordeiro (2013)
Ângulo de atrito de interface	Sobrecarga	0,0	Low (2005)
Ângulo de atrito de interface	Resistência à tração do geossintético	0,0	Cordeiro (2013)
Resistência à tração do geossintético	Sobrecarga	0,0	Cordeiro (2013)

A quantidade de variáveis aleatórias utilizadas em cada modo de ruptura variou em função dos parâmetros associados a função de desempenho de cada modo de

falha a ser analisado. A Tabela 3.5 descreve as variáveis aleatórias utilizadas em cada modo de falha.

Tabela 3.4: Valores de correlação entre as variáveis aleatórias consideradas.

Matriz de Correlação					
ϕ	1	0,8	0,5	0	0
δ	0,8	1	0,4	0	0
γ	0,5	0,4	1	0	0
T_{ult}	0	0	0	1	0
q	0	0	0	0	1
	ϕ	δ	γ	T_{ult}	q

Tabela 3.5: Variáveis aleatórias utilizadas em cada modo de ruptura.

MODO DE RUPTURA				
Deslizamento	Tombamento	Capacidade de carga do solo de fundação	Ruptura das inclusões	Arrancamento das inclusões
ϕ	ϕ	ϕ	ϕ	ϕ
δ	-	-	T_{ult}	δ
γ	γ	γ	γ	γ
q	q	q	q	q

As equações 3.29 a 3.33 foram as funções margem de segurança utilizadas para cada modo de falha, independentemente do método probabilístico utilizado. As equações estão apresentadas na seguinte ordem: deslizamento (M_{desl}), tombamento (M_{tomb}), capacidade de carga do solo de fundação (M_{fund}), ruptura (M_{rup}) e arrancamento (M_{arran}) das inclusões.

Da mesma forma que no dimensionamento determinístico, todo o processo de cálculo descrito para a análise de confiabilidade da Estrutura de Contenção de Referência, tanto no item 3.2.2 quanto no item 3.2.3, foi utilizado para a avaliação probabilística dos demais efeitos.

$$M_{desl} = \{[(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot tg\delta\} - \left\{ \left[\frac{1}{2} \cdot tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot H^2 \right] + \left[tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot q \cdot H \right] \right\} \quad (Equação 3.29)$$

$$M_{tomb} = \left\{ [(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot \frac{B}{2} \right\} - \left\{ \left[\left(\frac{1}{2} \cdot tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot \frac{H}{3} \right] + \left[\left(tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot q \cdot H \right) \cdot \frac{H}{2} \right] \right\} \quad (Equação 3.30)$$

$$M_{fund} = \left\{ q \cdot N_q \cdot S_q \cdot \left[\left(1 + 2 \cdot (tg\varphi) \cdot (1 - sen\varphi)^2 \cdot \frac{D}{B-2e} \right) \cdot \left[\left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 \right] + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (B - 2e) \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot F_{\gamma d} \cdot \left[\left(1 - \frac{\beta}{\varphi} \right)^2 \right] \right] - \left[\frac{(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)}{B} \right] \cdot \right. \\ \left. \left\{ 1 + \frac{\left(6 \cdot \frac{B}{2} - \frac{\{[(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)] \cdot \frac{B}{2}\} - \{[(\frac{1}{2} \cdot tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \cdot \gamma \cdot H^2] \cdot \frac{H}{3}\} + \{[tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \cdot q \cdot H] \cdot \frac{H}{2}\}}{(H \cdot B \cdot \gamma) + (q \cdot B)} \right)}{B} \right\} \right\} \quad (Equação 3.31)$$

$$M_{rup} = T_{adm} - \left\{ S_v \cdot \left[((\gamma \cdot z) + q) \cdot \left(tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] \right\} \quad (Equação 3.32)$$

$$M_{arran} = \{2 \cdot L_a \cdot [(\gamma \cdot z) + q] \cdot tg\delta\} - \left\{ S_v \cdot \left[((\gamma \cdot z) + q) \cdot \left(tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] \right\} \quad (Equação 3.33)$$

3.1.2.1 Avaliação dos coeficientes de variação das variáveis aleatórias

Os coeficientes de variação do ângulo de atrito, ângulo de atrito de interface, peso específico do solo e da sobrecarga que foram usados em cada análise paramétrica foram definidos a partir de dados coletados na literatura como apresentado na Tabela 3.6

Tabela 3.6: Valores de coeficientes de variação dos parâmetros considerados pela literatura.

Parâmetro	Tipo de solo	C.V (%)	Referências
Peso específico	-	3 - 7	Harr (1984) e Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito	Areia	5 - 15	Lumb (1974); Hoeg e Murarka (1974); Singh (1971) e Schultze (1975)
	Areia	2 - 5	Lacasse e Nadim (1996)
	Todos	20 - 40	Phoon e Kulhawy (1999)
	Todos	9	Lumb (1966)
Sobrecarga	-	20	Low (2005)

Os coeficientes de variação de todos os parâmetros utilizados nas análises de confiabilidade da Estrutura de Contenção de Referência, exceto o da resistência à tração, foram escolhidos de acordo com os valores relatados pela literatura (Tabela 3.6) e encontram-se descritos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Valores de coeficientes de variação dos parâmetros utilizados na análise de confiabilidade da ECR.

Parâmetro	Coeficiente de Variação (%)
Ângulo de atrito	5
Ângulo de atrito de interface	5
Peso específico	5
Sobrecarga	20

No caso dos coeficientes de variação da resistência à tração de cada tipo de geotêxtil foram definidos valores referentes a resistência à tração a curto e longo prazo. Para isso foi realizado um estudo estatístico de resultados de ensaios de ruptura por fluência a partir do trabalho de Costanzi (2003) associado a dados de resultados de ensaios a tração realizados em diferentes geotêxteis comercializados no Brasil.

Esses dados foram obtidos na literatura (Correia, 2010; Costanzi, 2003; Kamiji, 2006; Benjamim, 2006) e através de uma parceria com o Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC - USP), que cedeu informações, de acordo com o seu banco de dados de materiais utilizados em pesquisas, para diferentes tipos de geossintéticos produzidos em diferentes épocas no país.

A realização desse estudo ocorreu para que fossem obtidos valores de coeficiente de variação mais próximos da realidade para uma situação em longo prazo. O tempo de vida útil considerado para a avaliação das estruturas no presente trabalho foi de 120 anos.

Costanzi (2003) realizou uma análise do fenômeno de fluência em dois geotêxteis não tecido, porém de composições diferentes: um de polipropileno (geotêxtil A) e outro de poliéster (geotêxtil B). A estrutura dos dois materiais era composta por fibras curtas e agulhadas. Após a caracterização dos geossintéticos o autor obteve as características de cada um como demonstrado na Tabela 3.8.

Para o estudo da ruptura por fluência dos geotêxteis foram realizados ensaios convencionais de ruptura por fluência de acordo com a norma ISO 13431. Os carregamentos impostos foram equivalentes a uma porcentagem da resistência à tração (T_{ult}) dos materiais ensaiados, dessa forma para esses ensaios foram aplicados 65, 70, 75, 85 e 90% de T_{ult} . Costanzi (2003) realizou 6 ensaios convencionais de ruptura por fluência para cada tipo de geotêxtil (A e B): três para o nível de carregamento de 90% de T_{ult} e três para 85% de T_{ult} e 9 ensaios acelerados, três para cada nível de carga (65, 70, 75%). As curvas correspondentes aos resultados dos dois geossintéticos estão representadas nas Figuras 3.1 e 3.2.

Tabela 3.8: Resultados da caracterização dos geossintéticos ensaiados.

Fonte: Costanzi, 2003.

Material	Ensaio de Gramatura		Ensaio de Tração			
	(NBR 12568, 1992)		(NBR 12824, 1994)			
	(g/m ²)	C.V (%)	Sentido 1		Sentido 2	
			(kN/m)	C.V (%)	(kN/m)	C.V (%)
A	305	7,60	11,10	9,10	17,20	5,10
B	336	11,10	11,50	20,60	15,40	12,10

C.V: Coeficiente de variação = relação entre o desvio padrão e a média, expresso em porcentagem.

Observação: O sentido 1 refere-se ao sentido longitudinal e o 2 ao sentido transversal

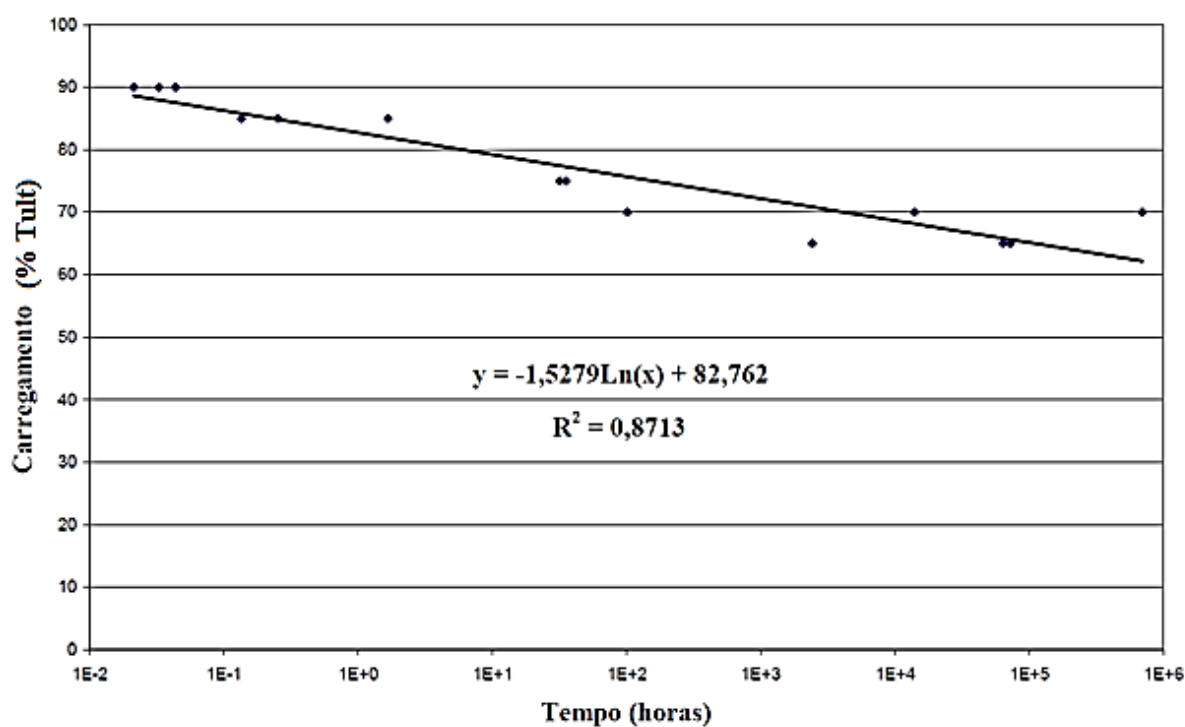


Figura 3.1: Curva de ruptura obtida com uma combinação de resultados de ensaios convencionais e acelerados do material A.

Fonte: Costanzi, 2003.

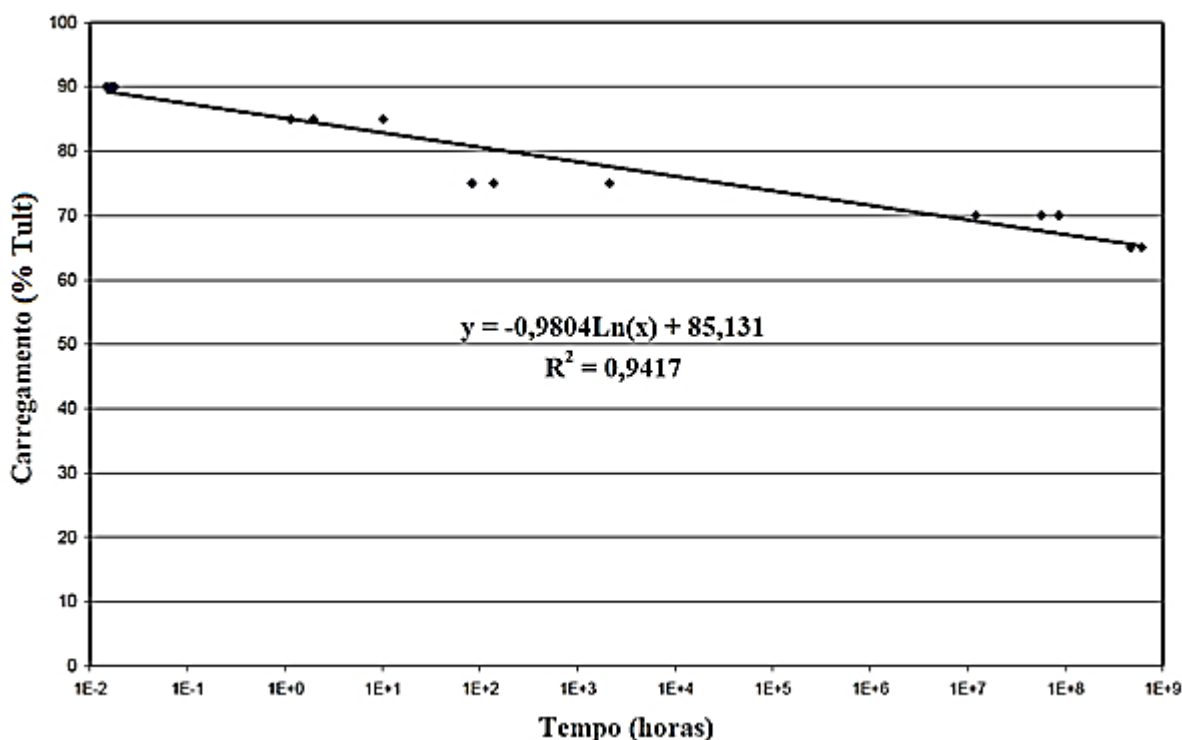


Figura 3.2: Curva de ruptura obtida com uma combinação de resultados de ensaios convencionais e acelerados do material B.

Fonte: Costanzi, 2003.

Com esse estudo, Costanzi (2003) também determinou os valores de fator de redução da resistência à tração em virtude da fluência considerando quatro tempos de vida útil diferentes para uma estrutura hipotética de solo reforçado com os geossintéticos estudados, como apresentado na Tabela 3.9. A partir desses resultados, o autor observou que não houve diferença significativa no fator a ser adotado considerando os diferentes tempos de vida útil utilizados.

Além disso, Costanzi (2003) concluiu que a adoção de valores menores do que os existentes na literatura para os fatores de redução, como os obtidos, tornaria os projetos mais econômicos e ainda seguros. Baseado nessa conclusão de Costanzi (2003) foi adotado no presente trabalho um fator de redução da resistência à tração devido a fluência de 1,4.

A partir dos dados apresentados por Costanzi (2003) foi realizada uma regressão linear para a determinação dos coeficientes de variação da resistência à tração dos geotêxteis, considerando o mecanismo de ruptura por fluência. Assim, como os dados de Costanzi (2003) são referentes a ensaios de ruptura por fluência,

os coeficientes de variação obtidos correspondem a uma resistência de longo prazo dos geossintéticos analisados, ou seja, uma resistência considerando a possibilidade de ruptura por fluência e para um tempo igual a 120 anos, tempo de vida útil normalmente considerado para muros de solo reforçado com geossintéticos.

Tabela 3.9: Fatores de redução em virtude da fluência para o geotêxtil A e B.

Tempo de vida útil (anos)	Fatores de redução	
	Geotêxtil A	Geotêxtil B
1	1,5	1,3
10	1,5	1,4
70	1,6	1,4
120	1,6	1,4

A situação ideal seria ter vários dados de resistência para um mesmo tempo, pois assim seria possível fazer uma análise estatística dos resultados. Entretanto, o ensaio de ruptura por fluência é feito através de uma carga fixa até que seja atingida a ruptura do geossintético e assim obtêm-se o tempo referente a essa ruptura. Então, o que se tem são tempos diferentes para uma dada carga.

Assim, visto que não há como fazer uma análise estatística desse tipo, foi feita uma regressão linear utilizando o tempo como variável independente, considerando que a reta da regressão representa o comportamento médio do conjunto de dados. A partir disso, foi possível obter o desvio padrão associado a regressão e com isso calcular o coeficiente de variação (C.V), ou seja, o quanto os dados estão dispersos em relação ao comportamento médio. Esse valor de C.V foi adotado para a resistência à tração de longo prazo considerada nas análises de confiabilidade.

3.1.2.2 Point estimate method (PEM)

Para a determinação do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de falha (P_f) pelo método PEM foram utilizadas planilhas, como mostrado na Figura 3.3, desenvolvidas de acordo com o terceiro caso proposto por Rosenblueth (1975) *apud*

Baecher & Christian (2003), que foi apresentado anteriormente no item 2.1.1 deste trabalho. Como o número de variáveis aleatórias não foi muito elevado não foi preciso aplicar nenhuma simplificação.

										Variáveis aleatórias		Função margem de segurança		Pesos			
▲	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
2		Dados			R	Tult			Ponto	ϕ (°)	δ (°)	γ (kN/m³)	q (kPa)	M (kPa)	P	P^*M	P^*M^2
3		Tult (kN/m)	50,00	35,71		Cvméd (%)	σ Tult		1	36,75	24,15	18,90	12,00	83,129	0,16875	14,0280	1166,1274
4		ϕ (°)	35,00			0,10	3,57		2	36,75	24,15	18,90	8,00	82,236	0,16875	13,8774	1141,2283
5		$K\alpha$	0,27				ϕ		3	36,75	24,15	17,10	12,00	75,467	0,05625	4,2450	320,3557
6		H (m)	5,00			Cvméd (%)	$\sigma\phi$		4	36,75	21,85	18,90	12,00	66,475	0,01875	1,2464	82,8553
7		γ (kN/m³)	18,00			0,05	1,75		5	33,25	24,15	18,90	12,00	71,150	0,00625	0,4447	31,6395
8		B (m)	3,30				δ		6	33,25	21,85	17,10	8,00	49,693	0,16875	8,3858	416,7162
9		Emp. Ativo Solo (Eas)	60,97			Cvméd (%)	$\sigma\delta$		7	33,25	21,85	17,10	12,00	49,151	0,16875	8,2943	407,6771
10		Emp. Ativo Sobrecarga (Eaq)	13,55			0,05	1,15		8	33,25	21,85	18,90	8,00	55,038	0,05625	3,0959	170,3934
11		Empuxo Ativo Total (Ea)	74,52				γ		9	33,25	24,15	17,10	8,00	64,314	0,01875	1,2059	77,5556
12		Peso (W)	297,00			Cvméd (%)	$\sigma\gamma$		10	36,75	21,85	17,10	8,00	59,954	0,00625	0,3747	22,4653
13		δ (°)	23,00			0,05	0,90		11	36,75	21,85	18,90	8,00	66,208	0,01875	1,2414	82,1916
14		q (kPa)	10,00				q		12	33,25	24,15	17,10	12,00	64,398	0,01875	1,2075	77,7573
15		F_y	330,00			Cvméd (%)	σq		13	36,75	24,15	17,10	8,00	74,574	0,05625	4,1948	312,8252
16		Fat	140,08			0,20	2,00		14	33,25	21,85	18,90	12,00	54,496	0,05625	3,0654	167,0545
17		FSdeslizamento	1,88	OK					15	36,75	21,85	17,10	12,00	60,220	0,00625	0,3764	22,6656
18									16	33,25	24,15	18,90	8,00	71,066	0,00625	0,4442	31,5652
19		Matriz de correlação													Somatório	65,7277	4531,0733
20		ϕ	1	0,8	0,5	0									Variação	210,9467	
21		δ	0,8	1	0,4	0									σ	14,5240	
22		γ	0,5	0,4	1	0									β	4,53	
23		q	0	0	0	1									pf	3,01E-06	
24			ϕ	δ	γ	q											

Figura 3.3: Exemplo da planilha utilizada para a análise de confiabilidade pelo método PEM.

Fonte: Autor.

As primeiras colunas foram preenchidas por dados previamente definidos no dimensionamento determinístico da estrutura. Para a definição da célula seguinte, resistência à tração de projeto do geossintético (R), decidiu-se por utilizar uma abordagem diferente da que comumente tem sido utilizada na literatura técnica, visto que a definição desse parâmetro ainda é bastante discutível. Isso ocorre, pois, a maioria dos trabalhos não detalha como a resistência à tração é considerada nas análises probabilísticas, apresenta-se apenas um determinado valor, que não é especificado se é referente a uma resistência de curto ou longo prazo, e um coeficiente de variação associado, que tipicamente é igual a 10% (Sayed *et al.*, 2008; Santos *et al.*, 2016; Wang *et al.*, 2017).

Com isso, no presente trabalho decidiu-se considerar para as análises de confiabilidade uma resistência de longo prazo, ou seja, que pudesse ser obtida através de análises de ensaios de ruptura por fluência dos geossintéticos. Assim, optou-se

por adotar uma resistência à tração para um tempo fixo de 120 anos, que foi obtida a partir da equação 3.34. Sendo $FR_{fl} = 1,4$ com base no trabalho de Costanzi (2013).

$$R = \frac{T_{ult}}{FR_{fl}} \quad (\text{Equação 3. 34})$$

A resistência foi assim considerada, pois em uma análise para 120 anos, o material sofrerá alterações em suas características mecânicas devido ao efeito da fluência, visto que esse fenômeno faz parte do comportamento reológico do geossintético. Os danos por degradação química, biológica ou devido a instalação podem ocorrer, porém não são um evento certo. De qualquer forma, como anteriormente apresentado, como forma de tornar a abordagem determinística menos conservadora, os valores de fator de redução para degradação química, biológica ou devido a danos de instalação já tinham sido valores muito pequenos. Assume-se assim, que esses efeitos estão contemplados no valor do C.V para a resistência de longo prazo adotado nas análises probabilísticas.

As duas colunas seguintes constam os coeficientes de variação médios ($C.V_{méd}$) considerados para cada variável aleatória na análise em questão e os desvios padrão (σ) referentes também a cada variável. Os coeficientes de variação médios ($C.V_{méd}$) da resistência à tração dos geossintéticos foram obtidos através da média aritmética de todos os dados analisados (encontrados na literatura e com base nos dados da EESC – USP). Um valor médio foi adotado para os geotêxteis tecidos, e outro valor para os não tecidos, de forma que esses valores fossem representativos de valores reais de C.V. Já para os demais parâmetros, os valores foram adotados de acordo com o apresentado pela literatura (Tabela 3.6).

Os coeficientes de variação mudaram de acordo com a análise considerada, mas sempre baseados nos valores encontrados na literatura. Porém para todas as análises, o coeficiente de variação considerado para o peso específico foi de 5% e o C.V para a sobrecarga foi de 20%. O desvio padrão foi encontrado a partir da equação 3.35.

$$\sigma = C_{vméd} \times \mu \quad (\text{Equação 3. 35})$$

Abaixo das células com os coeficientes de variação, existe uma tabela com a matriz de correlação considerada entre as variáveis aleatórias. Em seguida, na metade direita da imagem, está representada a tabela de cálculo que irá resultar nos valores de β e P_f . Na primeira coluna está numerado cada ponto considerado na análise. A quantidade de pontos (equação 3.36) irá depender do número de variáveis aleatórias (n) consideradas para o modo de falha analisado.

$$n^{\circ} \text{ de pontos} = 2^n \quad (\text{Equação 3.36})$$

A partir da definição do número de pontos foi feita uma combinação dos valores das variáveis aleatórias (representados nas próximas quatro colunas, no caso do modelo), ou seja, o valor da média da variável somado ou subtraído do valor do seu desvio padrão, de forma que cada ponto fosse único. Para o caso do modelo apresentado a distribuição das somas e subtrações foram feitas de acordo com o apresentado na Tabela 3.10.

Logo após as células referentes as variáveis, foi inserida a coluna com os valores resultantes das funções margem de segurança (M) calculados de acordo com os valores das variáveis aleatórias de cada ponto e do modo de falha analisado, de acordo com as equações 3.29 a 3.33, apresentadas anteriormente.

Em seguida, como indicado na Figura 3.3, foi acrescentada a coluna dos pesos, que foram calculados a partir das equações 3.37 e 3.38. Nas colunas seguintes foram executados cálculos intermediários necessários para a obtenção de β e P_f . A variância (σ^2), o desvio padrão, o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha foram encontrados a partir das equações 3.39 a 3.42, nessa ordem.

$$P_+ = \frac{1+\rho}{n} \quad (\text{Equação 3.37})$$

$$P_- = \frac{1-\rho}{n} \quad (\text{Equação 3.38})$$

$$\sigma^2 = \sum(p \times M^2) - \sum[(p \times M)^2] \quad (\text{Equação 3.39})$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (\text{Equação 3.40})$$

$$\beta = \frac{\Sigma(p \times M)}{\sigma} \quad (\text{Equação 3.41})$$

$$P_f = 1 - \text{DIST.NORM.N}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (\text{Equação 3.42})$$

Tabela 3.10: Distribuição das somas e subtrações das variáveis aleatórias do modelo apresentado.

Ponto	ϕ (°)	δ (°)	γ (kN/m³)	q (kPa)
1	+	+	+	+
2	+	+	+	-
3	+	+	-	+
4	+	-	+	+
5	-	+	+	+
6	-	-	-	-
7	-	-	-	+
8	-	-	+	-
9	-	+	-	-
10	+	-	-	-
11	+	-	+	-
12	-	+	-	+
13	+	+	-	-
14	-	-	+	+
15	+	-	-	+
16	-	+	+	-

3.1.2.3 First Order Reliability Method (FORM)

Para o cálculo da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade pelo método FORM foi utilizado o modelo de planilha demonstrado na Figura 3.4, essa planilha foi baseada nas planilhas de cálculo apresentadas por Low (2005). Após a elaboração das planilhas seguiu-se o processo de validação como tentativa de garantir uma maior confiança aos resultados. Assim, os valores dos parâmetros utilizados no trabalho desenvolvido por Cordeiro (2013) foram implementados nas planilhas do presente trabalho. Após o término de todo o processo de cálculo foram obtidos valores muito próximos de índice de confiabilidade e probabilidade de falha daqueles conseguidos por Cordeiro (2013).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
2		Dados			R	Tult		Variáveis Aleatórias					
3		Tult (kN/m)	50,00	35,71	Cvméd (%)	σTult				x*	μ	σ	nx
4		φ (°)	35,00		0,10	3,57			φ	26,98495	35,00	1,75	-4,58
5		Ka	0,27				φ		δ	17,75119	23,00	1,15	-4,56
6		H (m)	5,00		Cvméd (%)	σφ			γ	15,80429	18,00	0,90	-2,44
7		γ (kN/m³)	18,00		0,05	1,75			q	11,24784	10,00	2,00	0,62
8		B (m)	3,30				δ						
9		Emp. Ativo Solo (Eas)	60,97		Cvméd (%)	σδ				Matriz de correlação			
10		Emp. Ativo Sobrecarga (Eaq)	13,55		0,05	1,15		φ	1	0,8	0,5	0	
11		Empuxo Ativo Total (Ea)	74,52				γ	δ	0,8	1	0,4	0	
12		Peso (W)	297,00		Cvméd (%)	σγ		γ	0,5	0,4	1	0	
13		δ (°)	23,00		0,05	0,90		q	0	0	0	1	
14		q (kPa)	10,00				q		φ	δ	γ	q	
15		Fy	330,00		Cvméd (%)	σq		Função Margem de Segurança					
16		Fat	140,08		0,20	2,00				M		β	Pf
17		FSdeslizamento	1,88	OK						0,00		4,86	5,79E-07

Figura 3.4: Exemplo da planilha utilizada para a análise de confiabilidade pelo método FORM.

Fonte: Autor.

Assim como o modelo de tabela apresentado no método PEM, as primeiras colunas foram preenchidas por dados definidos no dimensionamento determinístico da estrutura, R também foi obtida pela equação 3.34 e as duas colunas seguintes constam o C.V_{méd} (de acordo com a análise considerada) e o σ de cada variável aleatória (equação 3.35).

As próximas células referem-se a planilha de cálculo em si. A primeira coluna apresenta as variáveis aleatórias consideradas no modo de falha analisado. Em

seguida são apresentados os pontos de projeto (x^*), ou seja, os novos valores dos parâmetros que gerarão uma função margem de segurança igual a zero. Assim, essas são as células variáveis acrescentadas na janela do SOLVER. As colunas seguintes são referentes a média (μ) e ao desvio padrão (σ) previamente definidos. Os valores de n_x foram obtidos através da equação 3.43.

$$n_x = \frac{x^* - \mu}{\sigma} \quad (\text{Equação 3.43})$$

Abaixo das células descritas existe uma planilha com a matriz de correlação entre as variáveis aleatórias, seguidas pelas células referentes a função margem de segurança (M), que depende do modo de falha analisado como afirmado anteriormente e que deve ser igual a zero para caracterizar a ruína, o índice de confiabilidade (β), descrito pela equação 3.44 ou 3.45, em linguagem de Excel, e a probabilidade de falha (P_f), equação 3.42 (apresentada na descrição do cálculo do método PEM, mas repetida aqui para facilitar a leitura).

$$\beta = \min \sqrt{\left[\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \right]^T \cdot [\text{Matriz de correlação}]^{-1} \cdot \left[\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \right]} \quad (\text{Equação 3.44})$$

$$\beta = \text{RAIZ} \left(\text{MATRIZ.MULT}(\text{TRANSPOR}(n_x); \text{MATRIZ.MULT}(\text{MATRIZ.INVERSO}(\text{matriz de correlação}); n_x)) \right) \quad (\text{Equação 3.45})$$

$$P_f = 1 - \text{DIST.NORM.N}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (\text{Equação 3.46})$$

Para executar os cálculos, inicialmente a coluna x^* foi preenchida com os mesmos valores de μ . Depois disso, o comando SOLVER foi selecionado na aba “Dados do Excel”, na qual o objetivo foi a célula referente ao valor de β e, como dito anteriormente, as células variáveis foram as células referentes a coluna x^* . Salienta-se que a opção “min” foi selecionada, pois, como a própria equação 3.44 demonstra, o valor do índice de confiabilidade deve ser minimizado.

Após isso foram adicionadas as restrições que dependem do modo de ruptura analisado e assim das variáveis aleatórias envolvidas. Porém, em todos os casos a restrição de que $M \leq 0$ foi adicionada, pois esta é a situação que caracteriza a ruptura. A única restrição adicionada diferente da condição limite para a margem de segurança foi para os modos de falha que possuísem ângulo de atrito efetivo do solo (φ) e ângulo de interface solo-geossintético (δ), ou seja, deslizamento e arrancamento, a restrição foi de que $\varphi \geq \delta$.

Por fim, a opção “tornar variáveis irrestritas não negativas” foi selecionada e o modo de solução utilizado foi GRG Não Linear. Após todos esses ajustes na janela do SOLVER clicou-se em resolver, gerando assim automaticamente os valores de x^* que resultaram em $M \leq 0$ e assim os valores de β e P_f .

3.2 Análises Paramétricas

As análises paramétricas foram realizadas a partir da Estrutura de Contenção de Referência. Para cada análise variou-se um parâmetro diferente, porém mantendo os demais iguais aos obtidos no dimensionamento determinístico da ECR. Assim, as análises paramétricas foram divididas de forma que fosse possível verificar o efeito da variação de três parâmetros nos valores resultantes de índice de confiabilidade e, conseqüentemente, da probabilidade de ruína. Os parâmetros analisados foram a resistência à tração do geossintético, o ângulo de atrito efetivo do solo e a altura da estrutura de solo reforçado com geossintético.

O primeiro efeito verificado foi o da resistência à tração. As análises foram separadas em geotêxteis tecido e não tecido e, assim, foram utilizados cinco valores de resistência à tração para cada tipo de geotêxtil. Os valores escolhidos para essa análise (Tabela 3.11) foram baseados naqueles obtidos pelos ensaios de resistência à tração extraídos da literatura e fornecidos pela EESC - USP.

Desta forma, variou-se apenas os valores de resistência e os coeficientes de variação (C.V) das mesmas, ficando os demais parâmetros constantes. Os valores de C.V utilizados foram definidos a partir da análise dos dados de Costanzi (2003). Assim, foram feitas simulações de forma que cada resistência fosse analisada adotando-se um coeficiente de variação de acordo com o tipo de geossintético.

Tabela 3.11: Valores de resistência à tração utilizados nas análises.

Geotêxtil	Resistência à tração (kN/m)				
Não tecido	30	35	40	45	50
Tecido	50	75	100	150	200

O efeito do ângulo de atrito efetivo do solo no índice de confiabilidade foi a análise paramétrica seguinte. Novamente as análises foram divididas em geotêxtil tecido e não tecido e foram simuladas cinco situações com diferentes valores de ângulo de atrito (30°; 32,5°; 35°; 37,5° e 40°). Assim como na verificação do efeito a tração, todos os parâmetros e coeficientes foram mantidos com os seus valores médios constantes e variou-se apenas os valores de ϕ e os seus coeficientes de variação.

Ao variar o ângulo de atrito do solo, o ângulo de atrito de interface também sofre variação na mesma proporção, pois são parâmetros dependentes. Assim, os coeficientes de variação considerados, tanto para o ϕ quanto para o δ , foram 5%, 10% e 15%, valores de acordo com a Tabela 3.6, que apresenta a faixa de valores adequada para o coeficiente de variação considerada pela literatura. Dessa forma, quando o C.V de ϕ foi de 5% o C.V de δ também foi 5% e assim sucessivamente. As simulações também foram feitas de forma que cada valor de ϕ fosse associado a cada valor de C.V.

Por fim, o último efeito verificado foi o efeito da altura. Assim como as demais análises, essa também foi separada por tipo de geotêxtil, porém nesse caso não houve variação de valores de C.V, pois o parâmetro analisado não era variável aleatória. Dessa forma, foram simulados muros com 3, 5, 7, 9 e 11 metros de altura, porém com os valores médios dos demais parâmetros e coeficientes de variação mantidos.

Como as análises anteriores foram feitas com um muro de mesma altura (5m) a estrutura interna praticamente não variou, porém para a avaliação do efeito da altura foi preciso redimensionar as estruturas de acordo com a sua altura final. Apesar disso, tentou-se manter a geometria interna o mais semelhante possível.

CAPÍTULO 4

Resultados

A seguir são apresentados os resultados obtidos tanto para o dimensionamento determinístico da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência quanto para suas análises de confiabilidade. Além disso, este capítulo apresenta de forma comparativa os resultados encontrados para as análises paramétricas.

4.1 Estrutura de CONTENÇÃO de Referência

Inicialmente serão apresentados os resultados referentes a ECR, ou seja, os resultados do dimensionamento determinístico e das análises de confiabilidade, respectivamente.

4.1.1 Dimensionamento Determinístico da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência

Para que a estabilidade da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência fosse garantida o dimensionamento determinístico resultou em um total de 9 inclusões. Para as cinco primeiras o S_v empregado foi de 0,60 m e as quatro restantes o S_v utilizado foi de 0,50 m, como pode ser visto no esquema da Figura 4.1. Os resultados encontrados para a largura da base do muro (B) e os fatores de segurança (FS) para cada modo de falha estão apresentados na Tabela 4.1.

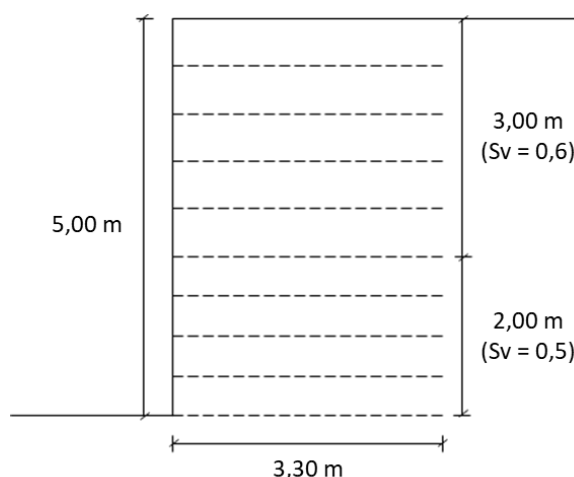


Figura 4.1: Desenho esquemático da geometria final da ECR.

Fonte: Autor

Tabela 4.1: Valores encontrados para o dimensionamento determinístico da ECR.

T_{adm} (kN/m)	B (m)	FS_{desl.}	FS_{tomb.}	FS_{fund.}	FS_{rup.}	FS_{arranc.}
32,47	3,30	1,88	4,02	3,81	2,40	5,22

Todos os fatores de segurança encontrados ficaram acima do mínimo permitido pela literatura e em alguns casos o valor foi muito maior do que o desejável, como por exemplo para o fator de segurança do modo de falha por ruptura das inclusões, o que ocasionou um superdimensionamento da estrutura. Porém, ressalta-se que foi necessário manter os valores dessa forma, uma vez que se a estrutura fosse redimensionada, de forma que o fator de segurança para a ruptura diminuísse, algumas análises paramétricas que precisavam ser realizadas não seriam possíveis, pois não atingiriam resultados satisfatórios no dimensionamento determinístico.

Salienta-se que os valores apresentados para o fator de segurança da ruptura e do arrancamento das inclusões são referentes as camadas consideradas críticas pelo dimensionamento determinístico, ou seja, aquelas que resultaram no fator de segurança de menor valor. Dessa forma, para o modo de falha por ruptura das inclusões, a camada crítica foi a primeira (base do muro) e para o modo de ruptura por arrancamento a inclusão crítica foi última (topo da estrutura).

4.1.2 Análise de Confiabilidade da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência

Neste item são apresentados primeiramente os resultados obtidos para os coeficientes de variação das variáveis aleatórias, uma vez que as análises de confiabilidade são dependentes desse parâmetro. Em seguida são demonstrados os resultados obtidos nas análises de confiabilidade da Estrutura de CONTENÇÃO de Referência.

4.1.2.1 Coeficiente de variação da resistência à tração dos geotêxteis

Como explicado no item 3.1.2.1, os coeficientes de variação da resistência à tração dos geotêxteis foram definidos a partir de ensaios de tração (resistência à tração de curto prazo) e ensaios de ruptura por fluência (resistência à tração de longo prazo).

Inicialmente, as análises dos dados de C.V da resistência à tração resultantes dos ensaios de tração que foram obtidos através da literatura e dos dados da EESC – USP, demonstraram que para os geotêxteis não tecidos a faixa de variação foi de 2,1% a 24,7%, resultando em um coeficiente de variação médio da resistência à tração ($C.V_{\text{méd.}}$) de aproximadamente 10%.

Já para os geotêxteis tecidos, os valores de C.V da resistência à tração ficaram entre 1,7% e 6,1%, resultando em um coeficiente de variação médio de aproximadamente 4%. Todos os valores de coeficiente de variação da resistência à tração tanto dos geotêxteis tecidos como dos não tecidos obtidos na literatura e fornecidos pela EESC - USP estão apresentados nas Tabelas 1 e 2 do Anexo. Esses valores devem ser associados à resistência de curto prazo.

Vale salientar, os dados fornecidos pela EESC - USP não possuíam identificação do material que cada geossintético foi fabricado. Sabe-se apenas que no conjunto de dados existiam geossintéticos tanto de polipropileno quanto de poliéster.

Os dados obtidos por Costanzi (2003) foram então avaliados a fim de obter valores de C.V para a resistência de longo prazo. Os valores encontrados para os

coeficientes de variação para as regressões lineares dos dados de Costanzi (2003), mostrados nas Figuras 3.1 e 3.2, estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Coeficientes de variação da resistência à tração encontrados para as regressões mostradas nas Figuras 3.1 e 3.2.

Geossintético	Coeficiente de Variação
A	6%
B	4%

Esses coeficientes de variação envolvem a variabilidade do conjunto de dados mostrado nas Figuras 3.1 e 3.2, e assim relativos a diferentes tempos, não sendo possível afirmar a rigor que a variabilidade de um determinado tempo é igual a de um outro tempo. Porém, ressalta-se que essa é a abordagem disponível não sendo possível obter dados desse tipo para um mesmo tempo. Assim, essa abordagem é uma aproximação na qual se assumiu que o coeficiente de variação do conjunto de dados para diferentes tempos seria representativo do coeficiente de variação para um dado tempo.

Os valores dos coeficientes de variação obtidos pelos ensaios de tração realizados por Costanzi (2003), Tabela 3.7, foram comparados com os encontrados pela regressão efetuada nesse trabalho (Tabela 4.1). Para o geotêxtil A os valores foram próximos (5,10% - ensaios de tração, 6% - regressão) e para o geotêxtil B, o valor obtido pela regressão foi quase a metade do obtido nos ensaios de tração (12,10% - ensaios de tração, 4% - regressão).

Assim, decidiu-se fazer as análises de confiabilidade usando, para os geotêxteis não tecidos, os valores máximos (24%), médio (10%) e mínimo (2%) de C.V encontrados nos ensaios de resistência à tração (literatura e EESC - USP) e para os geotêxteis tecido, o valor médio (4%) encontrado a partir dos mesmos ensaios, configurando assim a situação encontrada para o geossintético A pela regressão. Para contemplar a situação encontrada para o geossintético B pela regressão utilizou-se a metade dos valores anteriormente citados (12%, 5%, 1% - não tecido, 2% - tecido). Porém, ressalta-se que em alguns casos específicos chegou-se a utilizar um C.V de 50% para a resistência a tração como será melhor explicado no item 4.2.1.

Devido a não identificação do material de fabricação dos geotêxteis nos dados fornecidos pela EESC – USP, todas as análises foram feitas utilizando tanto os valores inteiros (situação encontrada para o geossintético A) quanto a metade dos valores (situação encontrada para o geossintético B). Para os geotêxteis tecido foi utilizado apenas o valor de C.V médio, uma vez que os valores dos coeficientes de variação desse material são muito próximos e provavelmente não teria impacto significativo nos resultados de índice de confiabilidade e probabilidade de falha.

4.1.2.2 Point Estimate Method (PEM) x First Order Reliability Method (FORM)

Inicialmente a análise de confiabilidade foi feita para a Estrutura de Contenção de Referência. Para essa análise o coeficiente de variação da resistência a tração utilizado foi o de 10%, uma vez que essa análise foi feita apenas com o geotêxtil não tecido, como explicado no item 3.1. Assim, os resultados encontrados, tanto para o FORM quanto para o PEM, estão apresentados na Figura 4.3 (os modos de ruptura estão identificados por números como descrito na Tabela 4.3). Na figura encontram-se também os valores dos fatores de segurança obtidos pelo dimensionamento determinístico para cada modo de falha.

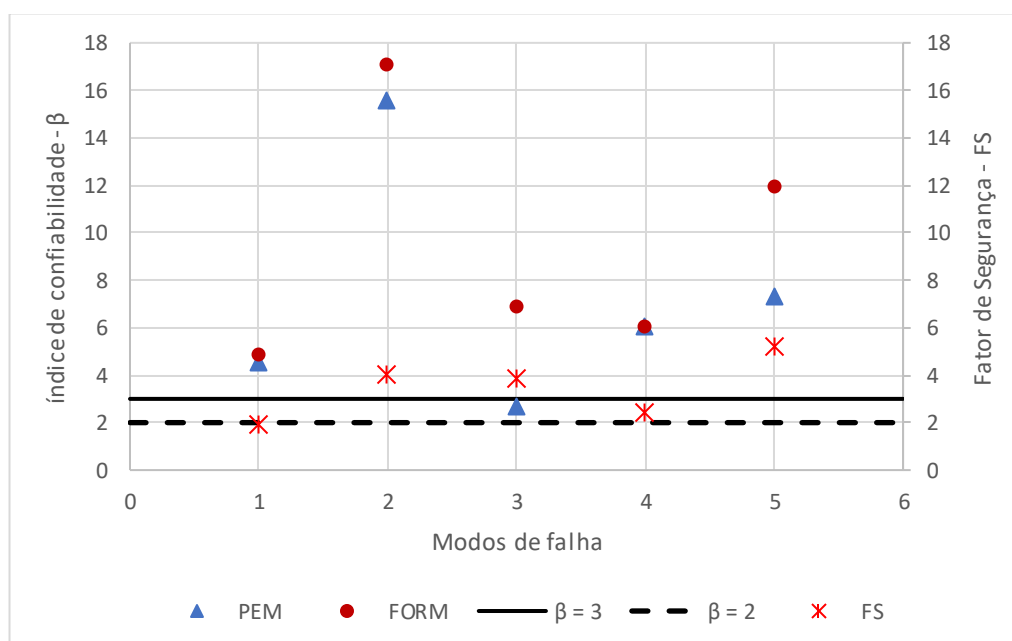


Figura 4.2: Valores de índice de confiabilidade e fator de segurança encontrados para cada modo de falha da Estrutura de Contenção de Referência.

Tabela 4.3: Identificação dos modos de falha nos gráficos.

Identificação	Modo de Falha
1	Deslizamento
2	Tombamento
3	Capacidade de Carga do Solo de Fundação
4	Ruptura das Inclusões
5	Arrancamento das Inclusões

A Figura 4.3 apresenta, ainda, duas linhas que correspondem a posição na qual o índice de confiabilidade possui valor igual a 2 e a 3 (linha $\beta = 2$ e linha $\beta = 3$, respectivamente), que são os limites mínimo e máximo da faixa de valores considerados aceitáveis para esse parâmetro pela literatura. Com isso, é possível observar que todos os valores de índice de confiabilidade encontrados por ambos os métodos foram superiores ou estão dentro da faixa de valores considerados aceitáveis pela literatura.

O valor do índice de confiabilidade encontrado para o modo de falha por deficiência na capacidade de carga do solo de fundação através do método PEM foi o menor valor obtido entre todos os valores de β . É possível que esse fato seja decorrente da consideração de uma coesão nula para o solo de fundação, uma vez que a coesão também é parcela importante da resistência do solo, conferindo, assim, menor capacidade de suporte associada a um método probabilístico mais simplificado.

Os valores de β obtidos pelo método FORM foram superiores aos obtidos pelo PEM, excetuando o caso do modo de falha por ruptura das inclusões, no qual os valores foram coincidentes. Isso demonstra que o método PEM se apresentou mais conservador em relação ao método FORM. Porém, se fizermos uma alteração significativa no valor do coeficiente de variação da resistência à tração, por exemplo o valor definido como mínimo para geotêxteis não tecido (1%), os valores de índice de confiabilidade para a ruptura deixam de ser coincidentes e o β obtido pelo PEM ultrapassa o encontrado para o FORM, essa situação está apresentada na Figura 4.4.

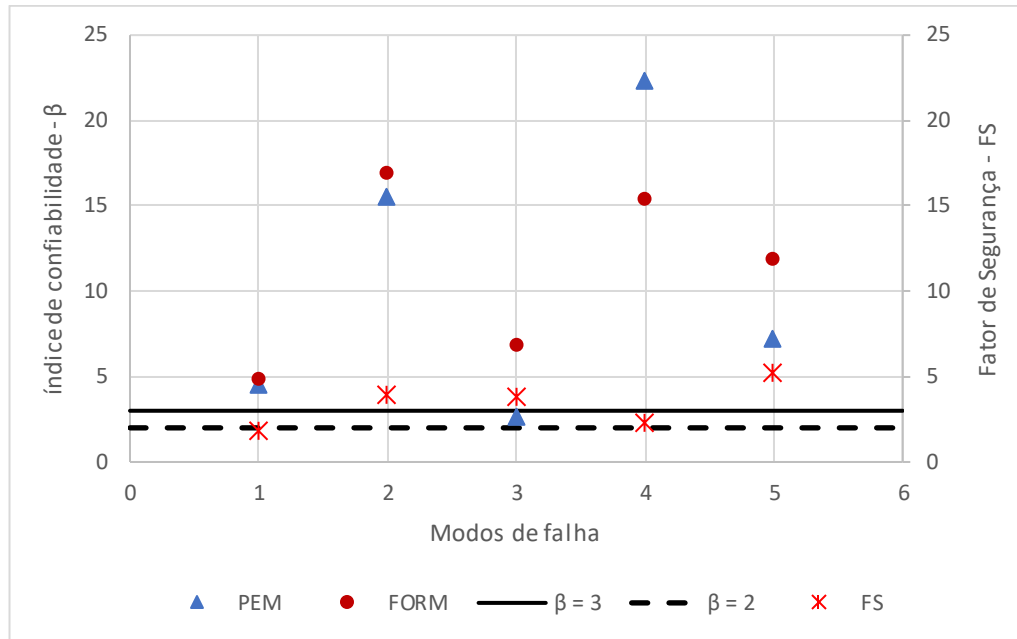


Figura 4.3: Valores de índice de confiabilidade e fator de segurança encontrados para cada modo de falha da Estrutura de Contenção de Referência com C.V da resistência à tração do geossintético de 1%.

Nenhum outro valor de β foi alterado com a modificação do valor do coeficiente de variação para a resistência à tração. Isso ocorre devido à resistência à tração do geossintético não ser variável das funções margem de segurança dos demais modos de ruptura. Dessa forma, a modificação do valor do C.V foi feita apenas para verificar o comportamento do índice de confiabilidade no modo de falha pela ruptura da inclusão.

Como já indicado pelos valores do índice de confiabilidade de todos os modos de falha, os valores de probabilidade de falha para a Estrutura de Contenção de Referência foram favoráveis, pois foram muito próximos de zero (Figura 4.5).

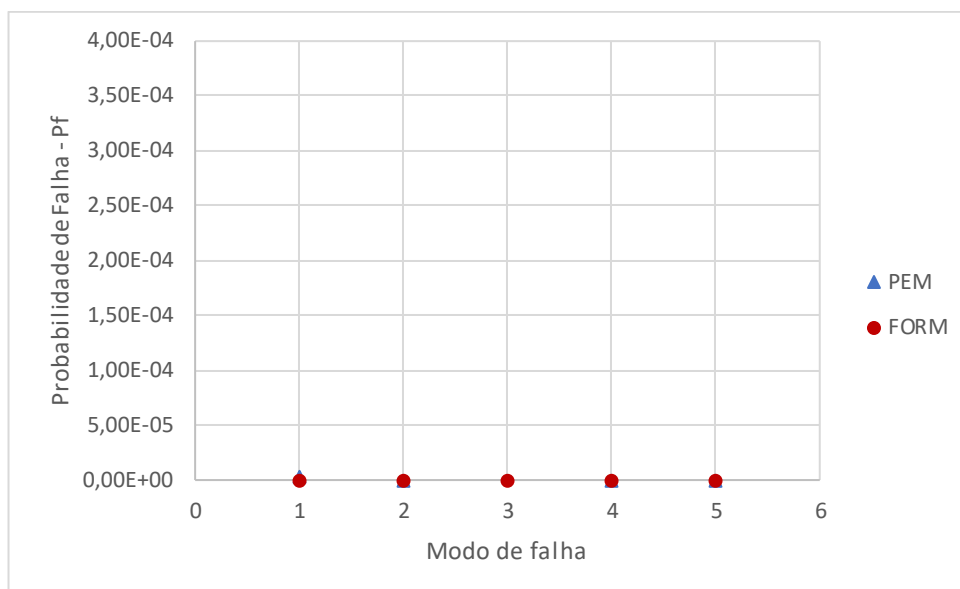


Figura 4.4: Valores de probabilidade de falha para cada modo de falha da Estrutura de Contenção de Referência.

4.2 Análises Paramétricas

4.2.1 Efeito da Resistência à Tração

Para a verificação do efeito da resistência à tração nos valores de índice de confiabilidade as análises foram separadas por tipo de geotêxtil, ou seja, geotêxtil tecido e não tecido. Essa separação foi feita para a observação do comportamento de cada tipo de geossintético, pois são materiais com processos de fabricação e estruturas diferentes. Assim, possuem coeficientes de variação da resistência à tração também distintos.

Os coeficientes de variação utilizados para essa análise foram os apresentados na Tabela 4.2 e na Tabela 4.4. Já as resistências usadas foram compatíveis com cada tipo de geossintético, como indica a Tabela 3.10. Inicialmente serão apresentados os resultados para a ruptura das inclusões para o geotêxtil não tecido. Não serão apresentados resultados da análise de confiabilidade para o arrancamento das inclusões para nenhum tipo de geossintético na análise desse efeito, pois a resistência à tração do geotêxtil não influencia nesse modo de falha, uma vez que esse parâmetro

não é variável da sua função de desempenho, assim o resultado seria o mesmo do encontrado para a Estrutura de Contenção de Referência.

Como é possível observar na Figura 4.6, o aumento da variabilidade do geotêxtil provocou a diminuição dos valores do índice de confiabilidade obtidos pelos dois métodos. Além disso, com o aumento do coeficiente de variação, os valores de β apresentaram uma tendência de estabilização, pois se fosse possível atingir um o coeficiente de variação muito grande para a resistência à tração, 50% por exemplo, o valor do índice de confiabilidade permaneceria inalterado (Figura 4.7).

Comparando-se os dois métodos para um mesmo valor de resistência do geotêxtil, as maiores diferenças entre os valores de β , ocorreram quando o C.V foi muito pequeno, isto é, 1 e 2%. Porém, na análise realizada com o C.V médio (10%) os valores dos índices de confiabilidade encontrados pelo FORM se igualaram aos encontrados para o PEM para um mesmo valor de resistência. Essa equivalência também foi verificada nos demais índices em que foram utilizados coeficientes de variabilidade maiores.

Isso significa que quanto maior o coeficiente de variação da resistência à tração menos os métodos divergem entre si, no que se refere ao índice de confiabilidade. Além disso, a partir do coeficiente de variação de 10%, as alterações nos valores dos índices de confiabilidade se tornaram cada vez menores para os dois métodos, independentemente do valor de resistência do geotêxtil. Devido a essa boa convergência entre os métodos, seria indiferente, em relação ao resultado, qual método utilizar, cabendo ao projetista optar pelo método que for mais adequado a cada situação. Essas constatações indicam que a diferença de resultado entre métodos depende do C.V da resistência à tração do geotêxtil.

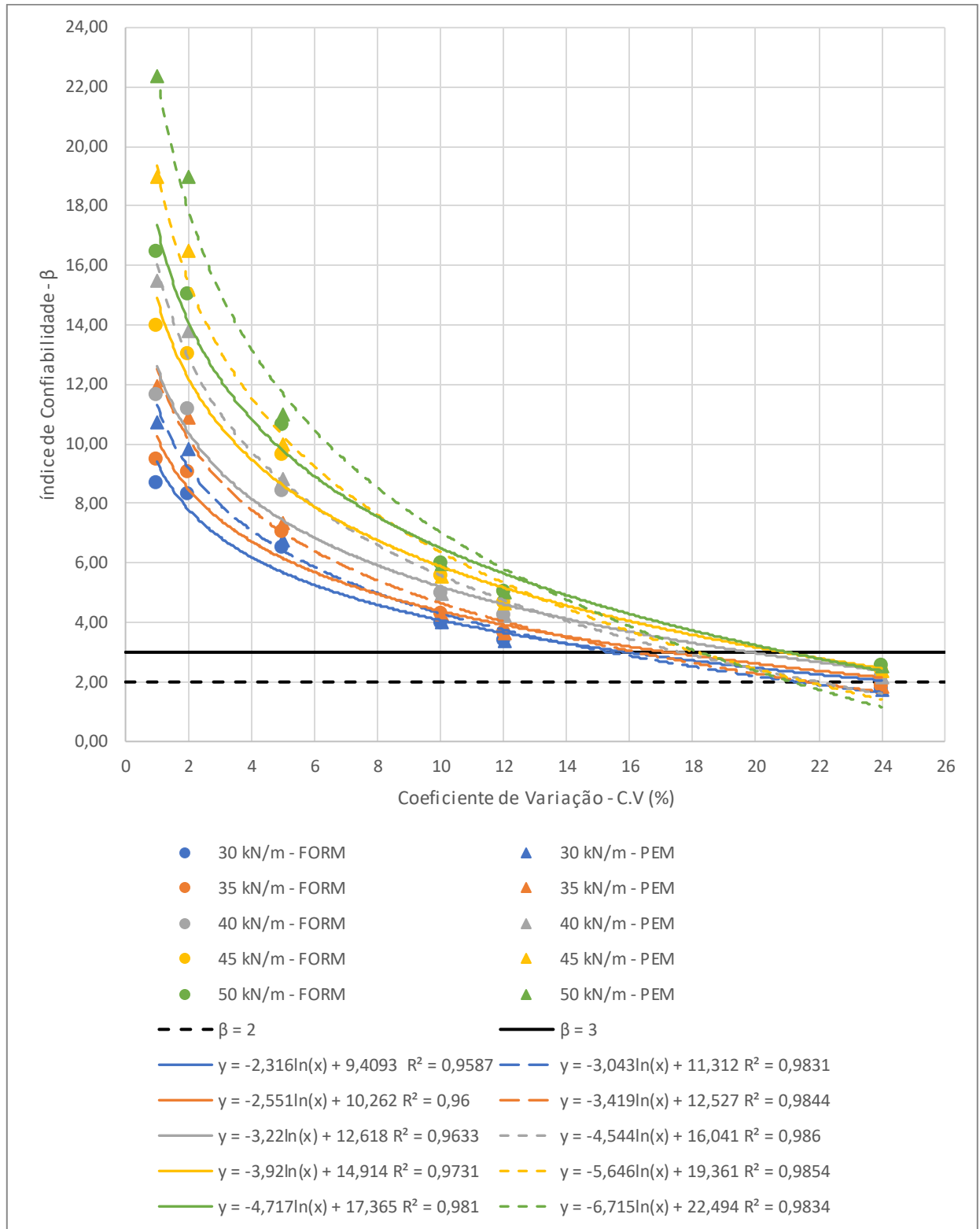


Figura 4.5: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação da resistência à tração.

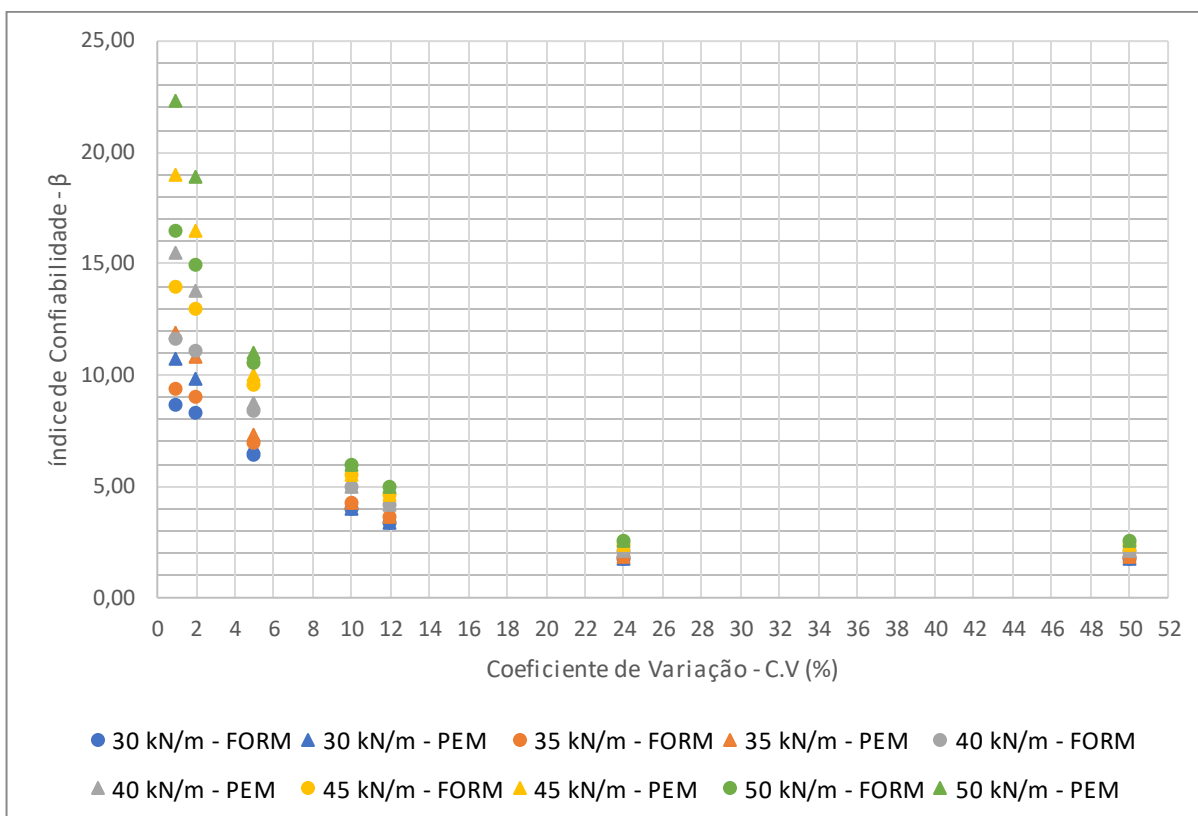


Figura 4.6: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido com a variação dos coeficientes de variação da resistência à tração até o valor de 50%.

Para os coeficientes de variação pequenos, porém possíveis como 5% por exemplo, o valor do índice de confiabilidade tem uma margem muito boa, ou seja, existe uma grande distância entre esses valores obtidos para aqueles indicados como satisfatórios pela literatura. Porém, para coeficientes de variação maiores, como por exemplo 24%, que também são possíveis para geotêxteis não tecido, os valores de β diminuem muito, podendo atingir valores não adequados para projeto, principalmente para menores valores de resistência à tração.

Já para o geotêxtil tecido, os índices de confiabilidade obtidos para o modo de falha por ruptura das inclusões apresentaram o comportamento apresentado na Figura 4.8. Como se pode observar, quanto maior a resistência à tração do geotêxtil maior o valor de β .

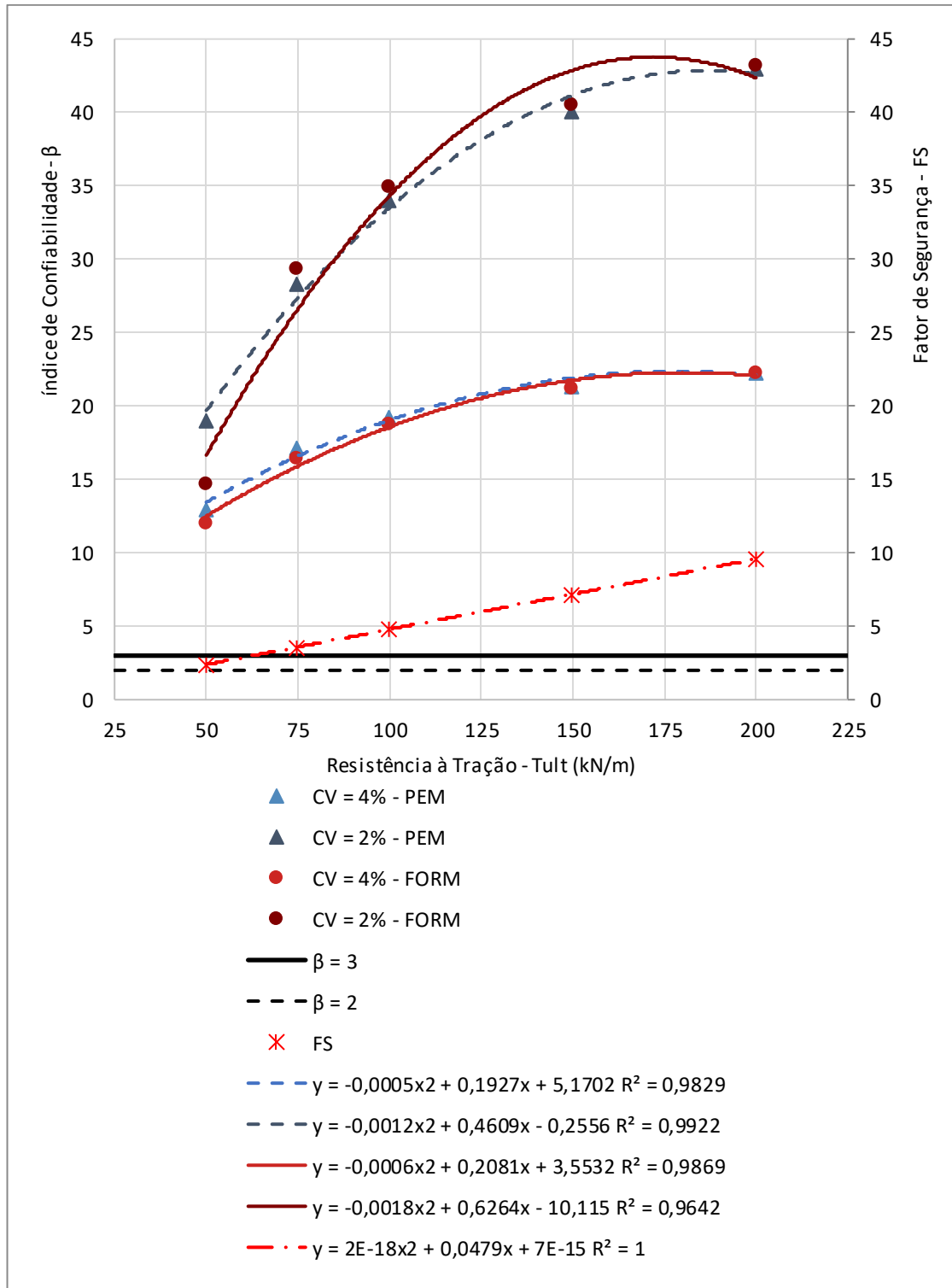


Figura 4.7: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação da resistência à tração.

A mudança no valor de coeficiente de variação gerou valores de β bastante diferentes para um mesmo método, porém todos os valores encontrados são muito

altos em relação aos valores de referência. Para o mesmo coeficiente de variação o aumento da resistência à tração do geossintético provocou uma diminuição da diferença dos valores de índice de confiabilidade entre os métodos.

Para as análises realizadas com o C.V de 4% o método PEM gerou valores de índice de confiabilidade maiores do que para o FORM. Já para as estruturas analisadas com um C.V de 2% o FORM gerou maiores valores de β do que o método PEM para as maiores resistências a tração.

A maior diferença entre o valor de β para um mesmo C.V ocorre para as menores resistências, principalmente 50 kN/m. No entanto, essa diferença não é relevante, pois como já mencionado todos os valores do índice de confiabilidade obtidos para essas estruturas foram superiores aos aceitos como referência pela literatura.

Além disso, o índice de confiabilidade aumentou com o acréscimo da resistência à tração do reforço, isso ocorre possivelmente pois uma maior resistência do geotêxtil oferecerá também uma maior resistência ao solo. Assim, como consequência dos altos valores de β , a probabilidade de ruína devido a ruptura dos geotêxteis tecido foi nula em todas as situações.

4.2.2 Efeito do Ângulo de Atrito Efetivo do Solo

A análise do efeito que o ângulo de atrito tem sobre os valores de índice de confiabilidade também foi dividida por tipo de geotêxtil, tecido e não tecido. Apesar da divisão por tipo de geotêxtil, ambos os geossintéticos considerados nessa análise possuíam resistência à tração de 50 kN/m. Assim a diferença entre os materiais foi apenas o C.V da resistência à tração, pois cada geotêxtil possui um valor diferente. Assim, considerou-se C.V de 10% para não tecido e 4% para tecido.

Os ângulos de atrito considerados foram 30°; 32,5°; 35°; 37,5° e 40°. Esses valores foram escolhidos de forma que fossem representativos, ou seja, pertencessem a uma faixa real para solos arenosos, uma vez que esse é o tipo de solo considerado no trabalho.

Além da mudança dos valores de ϕ , também foram variados os valores dos seus coeficientes de variação. Assim, para cada ângulo de atrito foram utilizados três valores de C.V: 5%, 10% e 15%. Com a mudança do ângulo de atrito há a mudança inerente do ângulo de atrito de interface, uma vez que o δ é dependente do ϕ (equação 3.1). Da mesma forma, os coeficientes de variação para esse parâmetro foram os mesmos utilizados para os ângulos de atrito.

Os primeiros resultados apresentados são os relativos ao modo de falha por ruptura da inclusão para as estruturas simuladas com geotêxtil não tecido. Nos dois gráficos representados na Figura 4.9 é possível perceber um comportamento bem definido do valor do índice de confiabilidade, que diminui com o aumento do coeficiente de variação.

Na Figura 4.9 (a) estão os resultados de índice de confiabilidade para o método FORM. Como é possível observar, todas as curvas apresentaram um comportamento semelhante e parece existir uma tendência de convergência para um valor único de β com o aumento do C.V. Para os valores de índice de confiabilidade para o PEM aconteceu o mesmo comportamento, porém a tendência de convergência se deu de forma menos pronunciada, Figura 4.9 (b). Assim, o índice de confiabilidade diminuiu com o aumento do coeficiente de variação nos dois métodos.

Ao sobrepor os dois gráficos apresentados anteriormente, Figura 4.10, percebe-se que os valores de β encontrados para cada ângulo com o coeficiente de variação de 5% foram iguais, ou seja, para esse valor de C.V não há diferenciação do valor do índice de confiabilidade entre os métodos.

Porém, com o aumento do coeficiente de variação observa-se que, em cada ângulo, os valores de índice de confiabilidade do PEM se distanciam dos valores encontrados para o FORM, sendo o maior afastamento para o ângulo de 40° para o C.V de 15%, pois é possível perceber que quanto maior o ângulo de atrito maior será também o distanciamento dos valores entre os diferentes métodos. No entanto, as curvas referentes ao PEM posicionaram-se sempre acima das curvas pertencentes ao método FORM. Como esperado, os valores de índice de confiabilidade foram maiores com o aumento do ângulo de atrito efetivo do solo.

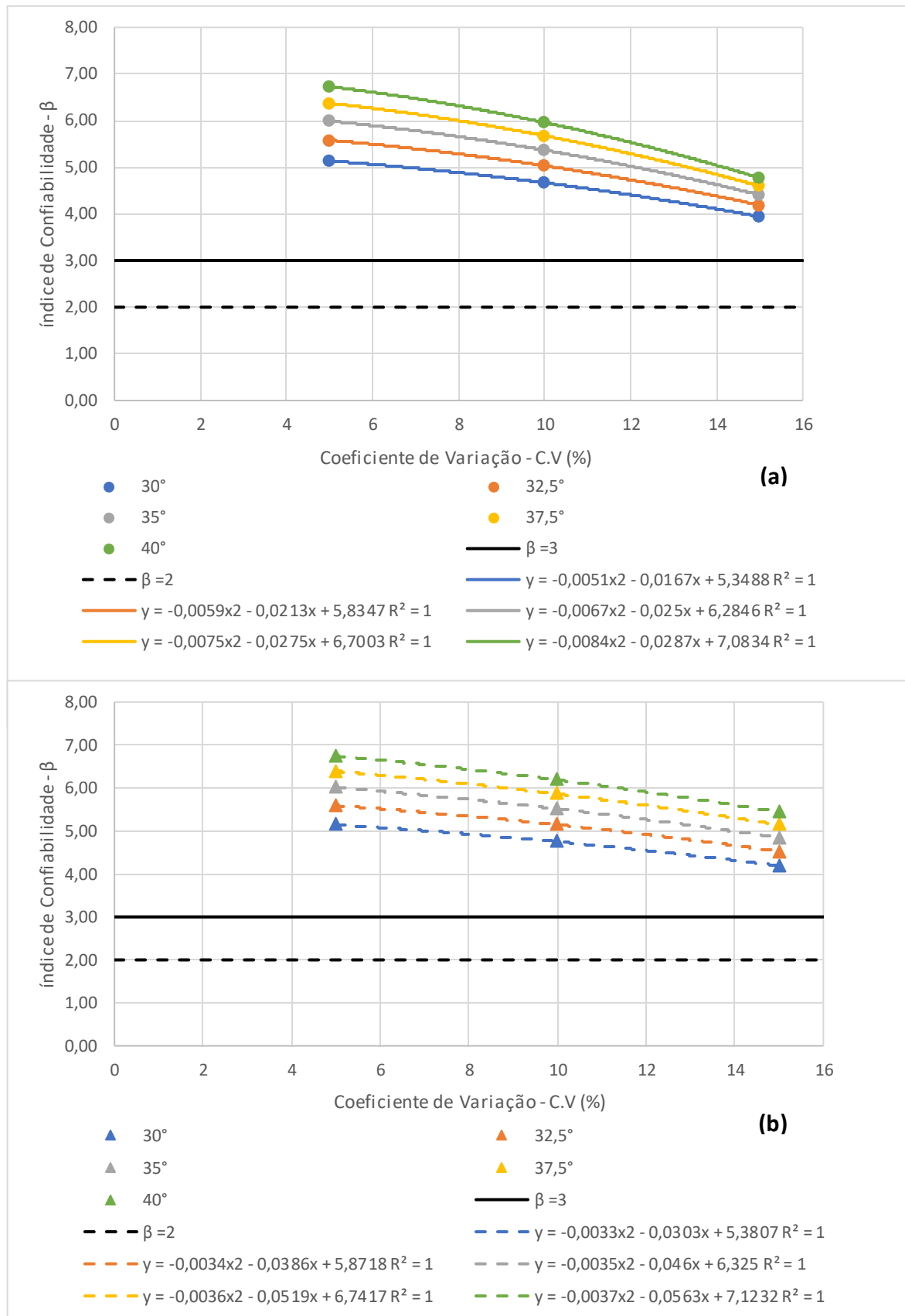


Figura 4.8: Valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação da resistência à tração.

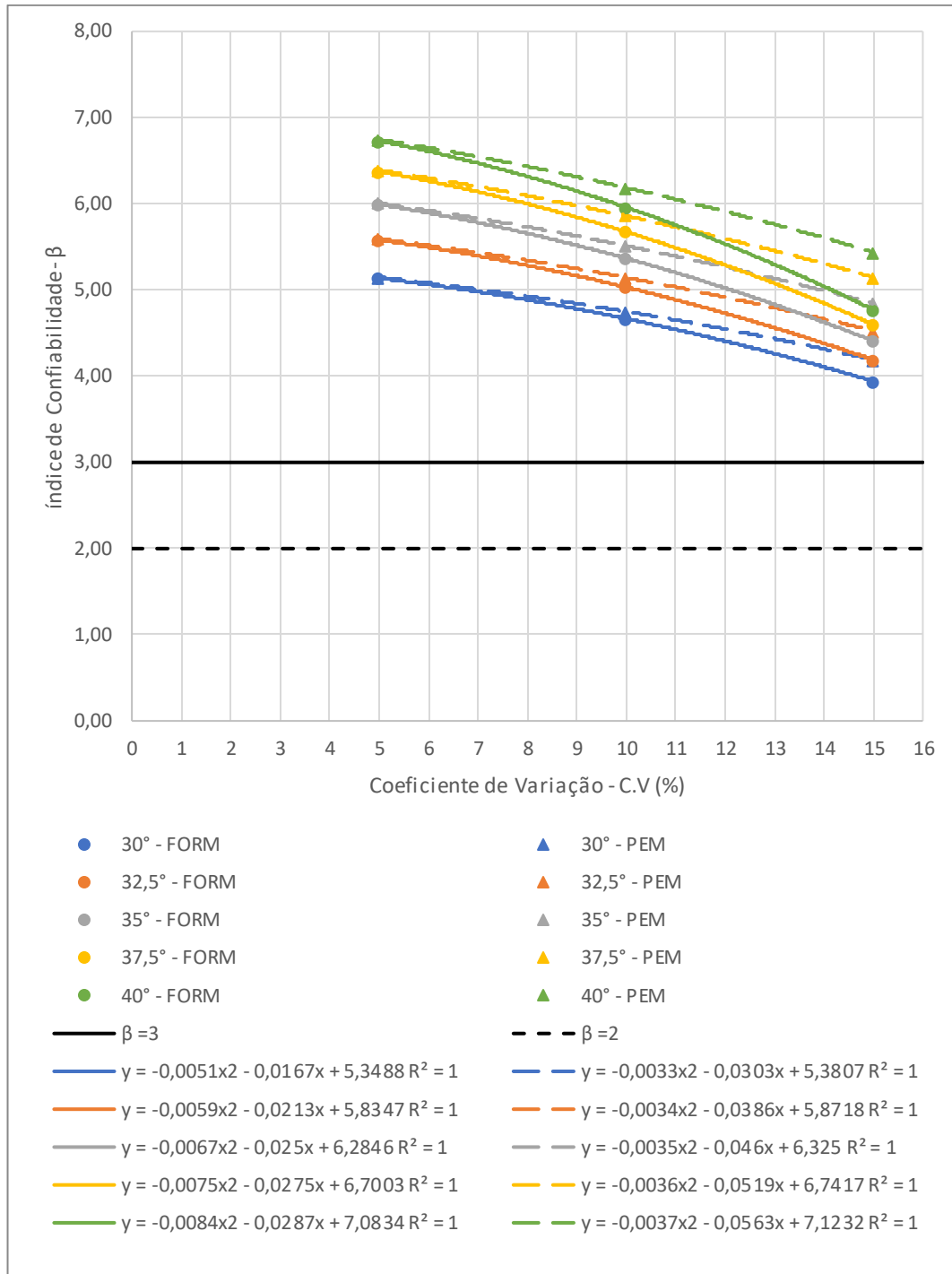


Figura 4.9: Valores índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.

Permanecendo nas análises das estruturas com geotêxtil não tecido, a Figura 4.11 demonstra o comportamento, pelos dois métodos, do índice de confiabilidade para o arrancamento das inclusões. Com o aumento do coeficiente de variação o índice de confiabilidade diminuiu.

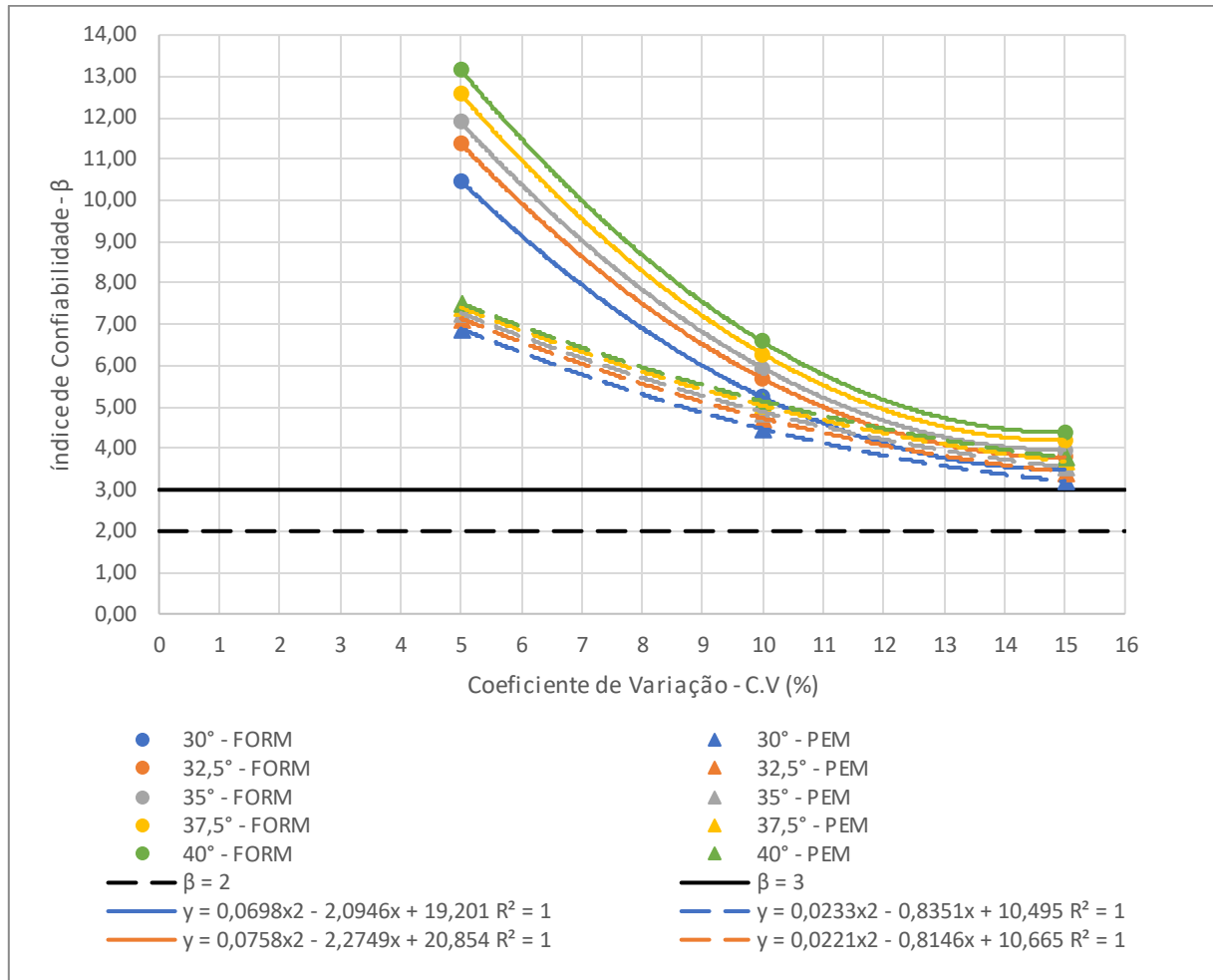


Figura 4.10: Valores de índice de confiabilidade encontrados para o arrancamento das inclusões dos geotêxteis não tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.

Uma característica significativa dessa análise é a tendência de estabilização que todas as curvas apresentaram, independentemente do método. Essa estabilização ocorreu de forma que as curvas convergiram para uma faixa de valores bastante aproximados. Porém, diferentemente do que aconteceu na ruptura, as curvas relativas ao FORM posicionaram-se sempre acima das curvas referentes ao PEM.

Na Figura 4.12 estão representados os valores encontrados para as estruturas simuladas com geotêxtil tecido com relação ao índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões. Observa-se, como esperado, que nos dois métodos, o β diminuiu com o aumento do coeficiente de variação.

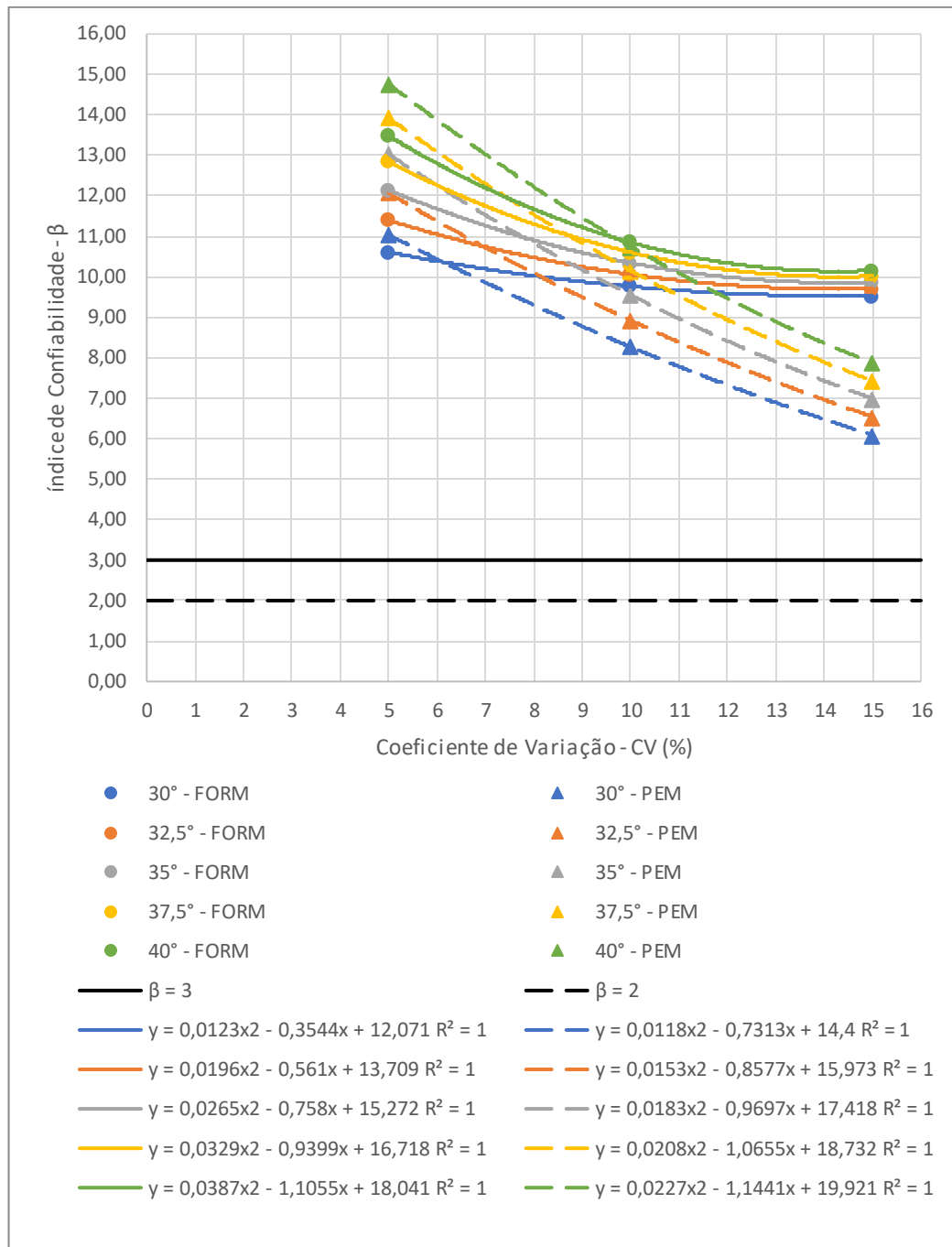


Figura 4.11: Valores de índice de confiabilidade encontrados para o arrancamento das inclusões dos geotêxteis tecido de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.

Contudo, as curvas referentes ao método FORM demonstram claramente uma tendência de estabilização com o aumento do coeficiente de variação. O mesmo não pode ser afirmado para as curvas relativas ao PEM, pois apesar de haver a aproximação dos valores de β com o aumento do C.V, com os dados obtidos não é

possível assegurar que para coeficientes de variação maiores a estabilização irá ocorrer.

Além disso, observa-se que para o coeficiente de variação de 5% os valores do índice de confiabilidade pelos dois métodos foram mais próximos quanto menor o ângulo de atrito. Já para o C.V de 15%, os valores de β atingiram o maior distanciamento entre si. Porém, para todos os ângulos houve um momento em que houve a interseção das curvas dos diferentes métodos, ou seja, para cada ângulo de atrito existe um coeficiente de variação que irá gerar o mesmo valor de índice de confiabilidade para o método PEM e para o método FORM.

O aumento do ângulo de atrito gera maiores valores de índice de confiabilidade. Entretanto, independentemente do comportamento das curvas, todos os valores do índice de confiabilidade foram elevados, pois o menor valor de β foi de 6,09, encontrado para o ângulo de 30° pelo método PEM, e esse valor, de acordo com recomendações da literatura técnica, já é considerado satisfatório.

Os valores de índice de confiabilidade para o arrancamento das inclusões das estruturas simuladas com geotêxtil tecido foram os mesmos obtidos para as estruturas simuladas com geotêxtil não tecido. Dessa forma, não serão apresentados. Isso ocorre devido a diferença entre as análises ser apenas o valor do coeficiente de variação da resistência à tração, no entanto para o modo de falha por arrancamento o T_{ult} não é variável aleatória da função de desempenho, assim, essa mudança não influenciará no resultado.

Nas Figuras 4.13 e 4.14 estão representados de forma comparativa os valores de β para as estruturas simuladas com geotêxtil não tecido e tecido pelos métodos PEM e FORM, respectivamente, para ruptura das inclusões. É possível observar que, independente dos métodos, os valores do índice de confiabilidade para as estruturas simuladas com geotêxtil tecido foram bem superiores aos obtidos para as estruturas com geotêxtil não tecido.

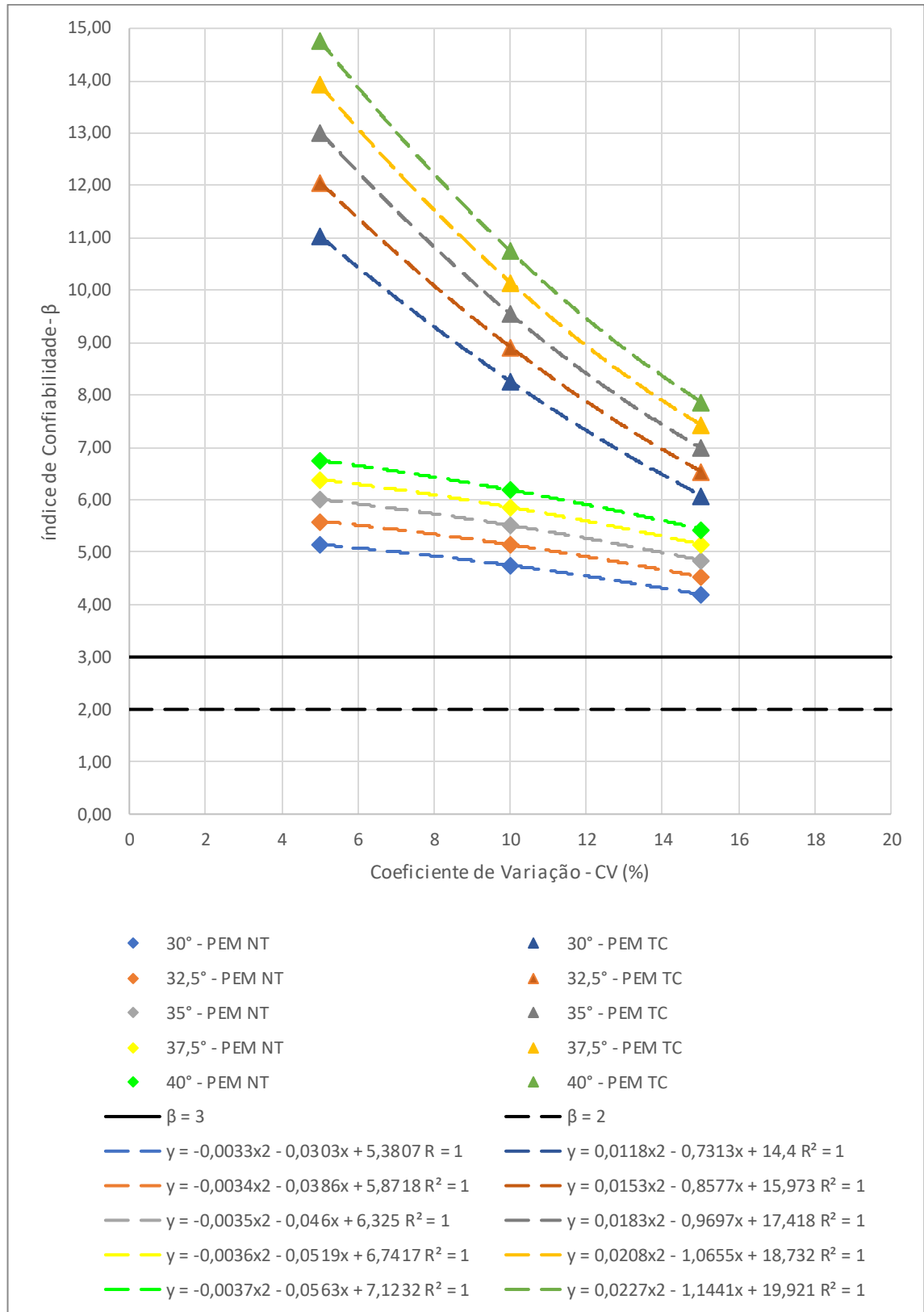


Figura 4.12: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido e tecido obtidos pelo método PEM de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.

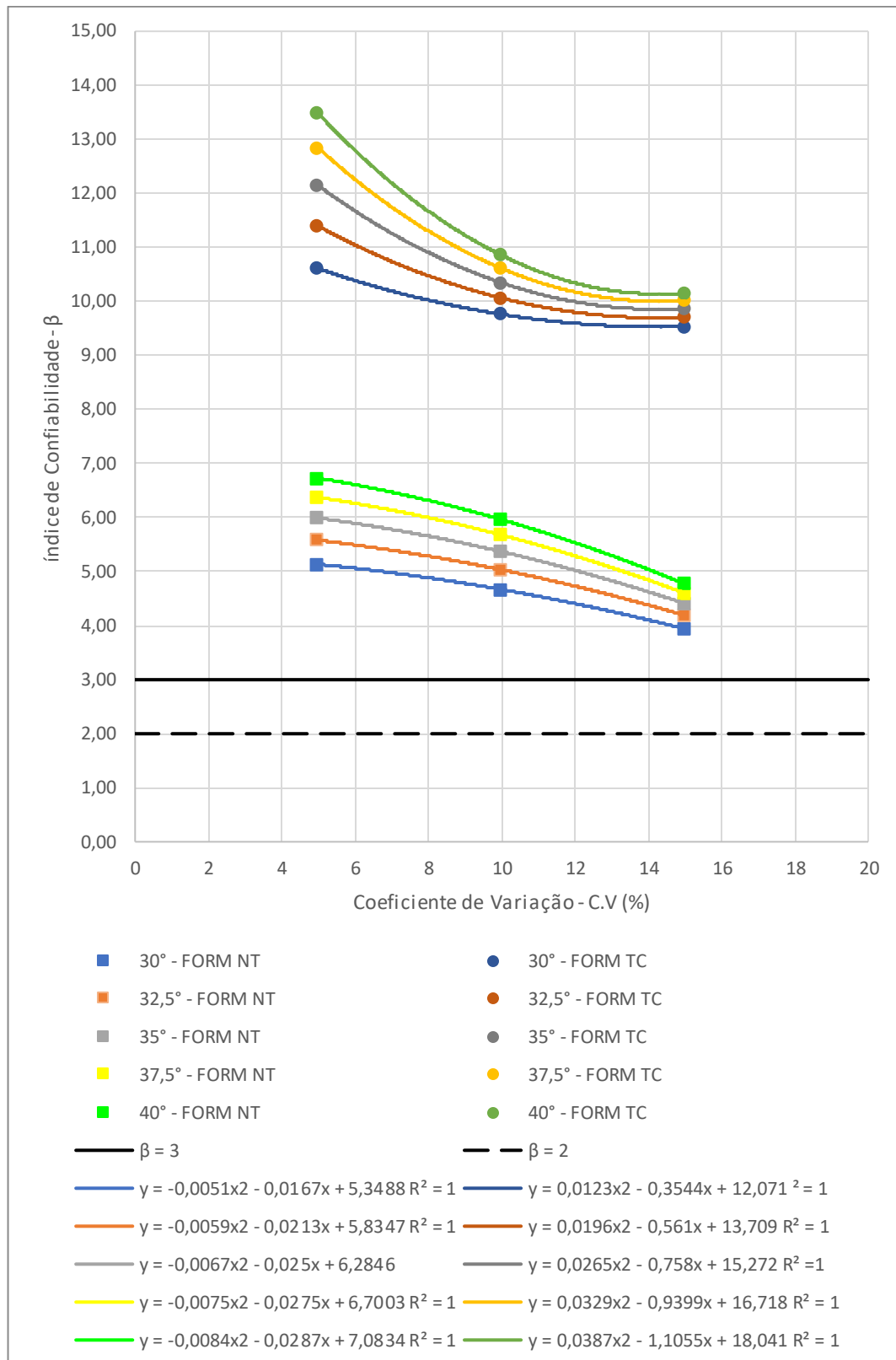


Figura 4.13: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade encontrados para a ruptura das inclusões dos geotêxteis não tecido e tecido obtidos pelo método FORM de acordo com a alteração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito.

4.2.3 Efeito da Altura

Para essa parte do estudo a altura das estruturas foram variadas em cinco valores: 3, 5, 7, 9 e 11 metros. Porém, antes da análise probabilística para essa análise paramétrica, foram calculados os fatores de segurança das estruturas com as diferentes alturas para todos os modos de falha. Esses resultados estão apresentados na Figura 4.15.

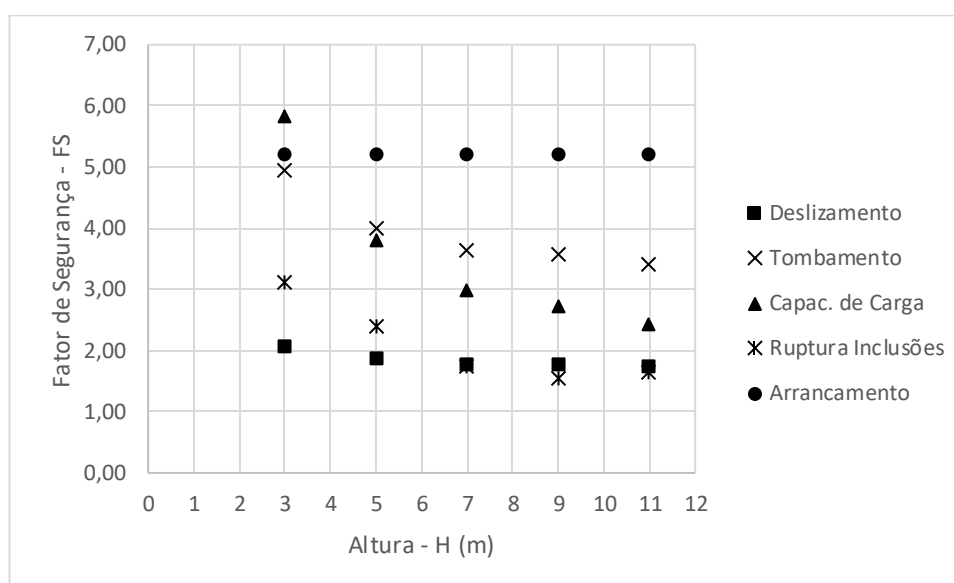


Figura 4.14: Valores de Fator de Segurança encontrados para todos os modos de falha das estruturas com geotêxteis não tecido e tecido a partir da alteração da altura da estrutura.

Os valores foram iguais para os dois tipos de estruturas, simuladas com geotêxtil não tecido e com geotêxtil tecido. Para o arrancamento foram obtidos os mesmos valores em todas as alturas. Além disso, esse foi o modo de falha que apresentou os maiores valores de FS, exceto para a estrutura de 3,00 m para o modo de falha por deficiência da capacidade de carga do solo de fundação. Isso se deve a menores alturas gerarem menores cargas sobre o solo de fundação.

Em seguida, o modo de falha por tombamento possuiu fatores de segurança que foram diminuindo gradativamente com o aumento da altura, porém a maior diferença entre os valores ocorreu para as menores alturas. O mesmo ocorreu para a capacidade de carga e a ruptura das inclusões. Por fim, o deslizamento apresentou

os menores valores de fator de segurança e praticamente não sofreram alterações com a mudança de altura das estruturas. Os resultados obtidos com o estudo do fator de segurança demonstram que a Estrutura de Contenção de Referência ficou superdimensionada, o que justifica os altos valores de índice de confiabilidade obtidos em todas as análises probabilísticas.

As análises paramétricas para a verificação do efeito da altura nos valores de índice de confiabilidade, assim como nas análises anteriores, também foram divididas em análises das estruturas com geotêxtil não tecido e estruturas com geotêxtil tecido. Porém, como na avaliação do efeito do ângulo de atrito os geotêxteis usados para essa análise também possuíam 50 kN/m de resistência à tração, assim, da mesma forma que a anterior, a única diferença de característica entre os materiais foram o coeficiente de variação da resistência, 10% não tecido e 4% tecido.

Porém como o S_v é muito sensível a mudança desse parâmetro, não foi possível manter exatamente o mesmo valor em todas as estruturas. Entretanto, é possível considerar a comparação entre as estruturas como válida, pois a alteração foi pequena.

Como é possível perceber pela Figura 4.16, os valores de β obtidos pelo PEM e pelo FORM para a ruptura das inclusões das estruturas com geossintético não tecido foram praticamente coincidentes em todas as alturas, exceto para a altura de 11m. Porém atribui-se esse fato ao S_v da primeira camada, pois para a estrutura com essa altura não foi possível manter um espaçamento maior como nas demais, o que provavelmente provocou esse aumento no valor do β obtido pelo PEM, uma vez que é um método mais simplificado.

Comportamento semelhante ocorreu para os valores de índice de confiabilidade das estruturas simuladas com geotêxtil tecido, pois as curvas dos dois métodos apresentaram valores aproximados e descreveram linhas de tendência de comportamento semelhante. Assim como no caso das estruturas com geotêxtil não tecido, o valor do β do PEM para a estrutura com 11 m foi um pouco maior do que o obtido pelo FORM, este fato se justifica também da mesma forma.

Além disso, na Figura 4.16 observa-se que o índice de confiabilidade diminuiu com o aumento da altura, como esperado, tendo em vista que menores alturas geram maior estabilidade para a estrutura e assim a carga aplicada nos reforços é menor.

Para as estruturas simuladas com geotêxtil tecido, independentemente do método aplicado, os valores de índice de confiabilidade foram superiores aos valores obtidos para as estruturas simuladas com o não tecido. Contudo, todos os valores de índice de confiabilidade foram superiores aos valores considerados como aceitáveis pela literatura.

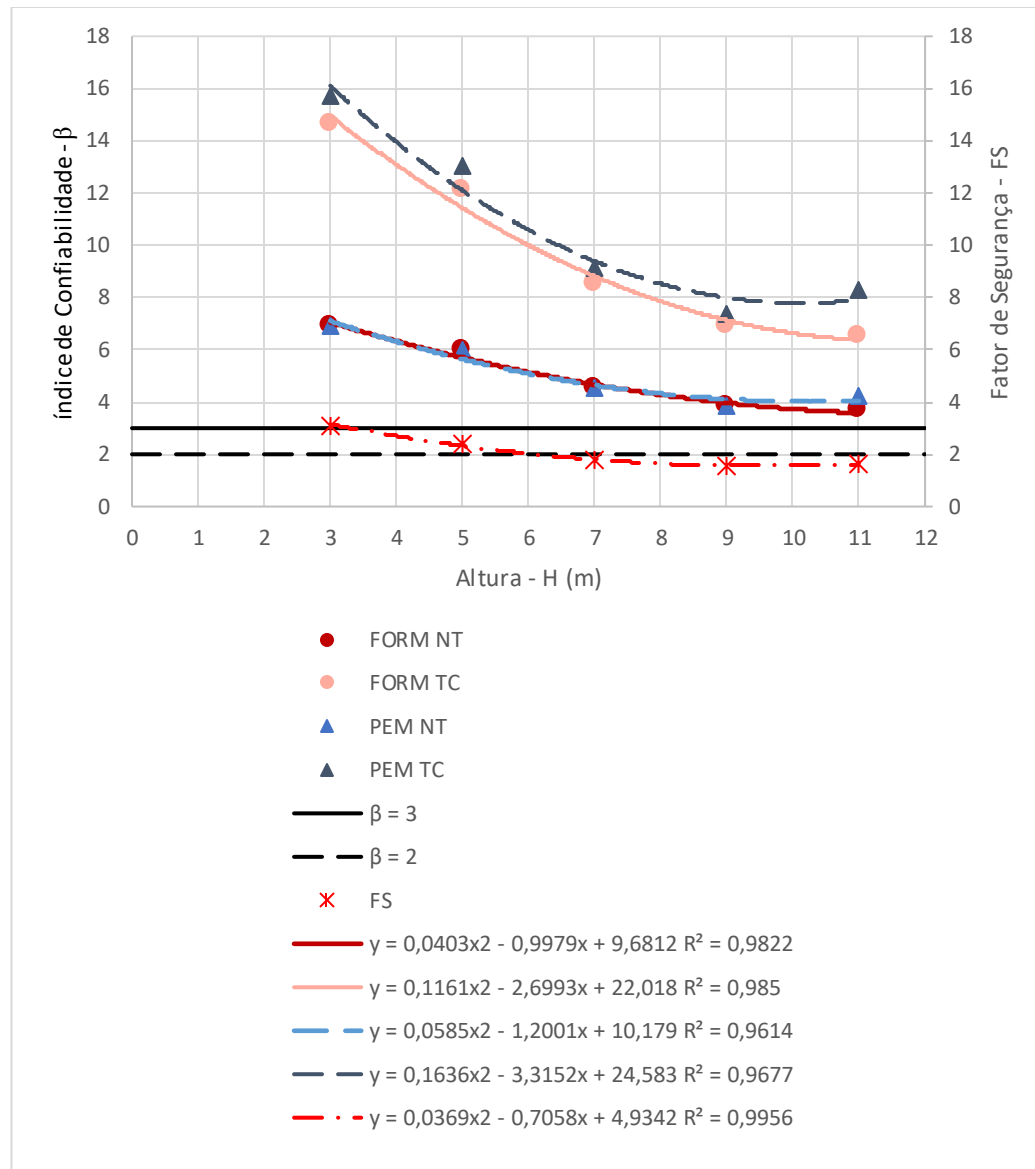


Figura 4.15: Valores de índice de confiabilidade e fatores de segurança encontrados para a ruptura das inclusões das estruturas com geotêxteis não tecido e tecido, de acordo com a alteração da altura

Como o arrancamento das inclusões depende apenas do S_v da camada crítica, ou seja, a última camada, todos os valores de índice de confiabilidade foram os

mesmo para as diversas alturas, esse fato é decorrente de todas as estruturas terem em seu dimensionamento determinístico o mesmo valor de S_v para essa camada (0,60 m). Porém o valor do β do FORM foi um pouco maior do que do β do PEM. O índice de confiabilidade do FORM foi de 11,89 e o do PEM foi de 7,28.

4.3 Análises Complementares

Para alcançar um fator de segurança próximo a 1,5; mínimo normalmente recomendado na literatura (ex. Ehrlich & Becker, 2009), a resistência foi reduzida para 30 kN/m, atingindo assim um fator de segurança de 1,6. Após esse redimensionamento da estrutura foram realizadas análises paramétricas para avaliar o efeito da resistência à tração do geossintético e do ângulo de atrito efetivo do solo. Essa análise será a partir de agora denominada “Análise 1”.

Porém, alguns autores consideram valores ainda menores do que 1,5 para o fator de segurança por ruptura das inclusões (ex. Koerner, 2005 e Cordeiro, 2013). Dessa forma, a Estrutura de Contenção de Referência foi novamente dimensionada de forma que fosse possível atingir um valor de fator de segurança para a ruptura do reforço próximo a 1,0. Assim, a resistência à tração foi reduzida para 20 kN/m, atingindo um fator de segurança para a ruptura de 1,06. Em seguida foram realizadas as análises paramétricas para analisar os mesmos efeitos verificados na Análise 1. Essa análise será doravante designada como “Análise 2”.

Para a realização das duas análises, a resistência à tração do geotêxtil foi mantida em 30 kN/m, Análise 1, e em 20 kN/m, Análise 2. Para a verificação do efeito da resistência à tração, nos dois casos, alterou-se apenas o coeficiente de variação desse parâmetro para os mesmos valores utilizados nas análises paramétricas iniciais (1%, 2%, 5%, 10%, 12% e 24%). Já na verificação do efeito do ângulo de atrito, alterou-se tanto o valor do ângulo de atrito (35°, 36°, 37°, 38°, 39° e 40°) quanto os valores de coeficientes de variação associados (5%, 10% e 15%).

Uma terceira análise (a partir de agora denominada “Análise 3”) foi conduzida de forma similar ao que tem sido feito atualmente na literatura, para que fosse possível comparar esses resultados com os valores já encontrados nas primeiras análises

paramétricas e nas Análises 1 e 2. Assim, foi considerado em todas as análises a resistência à tração de curto prazo associada a um coeficiente de variação de 10%.

Para a avaliação do efeito de resistência à tração, variou-se os valores de resistência (30 kN/m, 35 kN/m, 40 kN/m, 45 kN/m e 50 kN/m), porém deixando o coeficiente de variação sempre igual a 10%. Já para a verificação do efeito do ângulo de atrito, foi considerada uma resistência à tração fixa de 50 kN/m e C.V de 10% e foram variados os valores de ângulo de atrito e dos coeficientes de variação associados.

4.3.1 Efeito da Resistência à Tração

A Figura 4.17 apresenta a comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura do geotêxtil da estrutura não redimensionada e das obtidas pelas Análises 1 e 2. Para efeito de consideração foram selecionadas as estruturas que possuíam o mesmo coeficiente de variação da resistência, ou seja, 10%. Os índices de confiabilidade da estrutura não redimensionada foram iguais aos obtidos para a estrutura da Análise 1. Isso aconteceu pois, para que as primeiras análises paramétricas da estrutura com 30 kN/m pudessem ser executadas, foi necessário redimensioná-la de forma a atender ao dimensionamento determinístico, ficando, assim, com uma configuração semelhante à da Análise 1.

Já os índices de confiabilidade obtidos para a Análise 2 foram bastante inferiores aos obtidos nas demais análises, ficando na faixa de valores considerados adequados pela literatura para estruturas de contenção apenas os referentes aos menores coeficientes de variação. Os demais foram todos inferiores aos indicados como apropriados.

Esses resultados indicam que realmente o procedimento de dimensionamento determinístico adotado tem influência no valor de índice de confiabilidade. Além disso, os valores de β obtidos também demonstram que em algumas situações, apesar do fator de segurança ter sido considerado como adequado para a estrutura, o índice de confiabilidade foi inferior ao considerado como adequado, demonstrando que a metodologia de cálculo do dimensionamento determinístico não considera de forma

adequada as incertezas inerentes processos construtivos e à variabilidade dos materiais empregados.

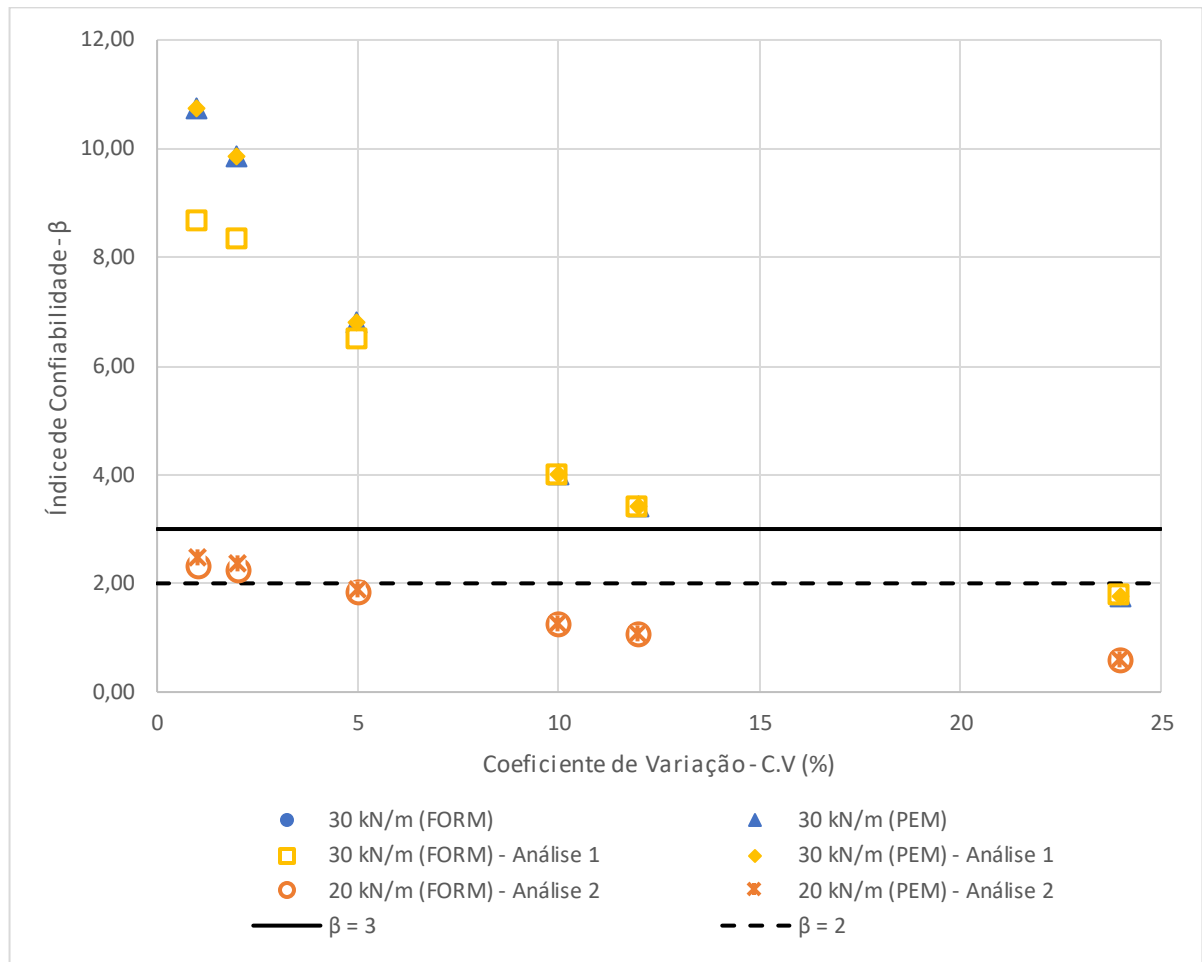


Figura 4.16: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões encontrados para as análises sem redimensionamento da estrutura, Análise 1, e Análise 2.

A Figura 4.18 apresenta a comparação dos valores de índice de confiabilidade das quatro análises realizadas (primeira análise paramétrica, estrutura sem redimensionamento, Análise 1, Análise 2 e Análise 3). Para que a comparação entre os valores ficasse mais adequada, foram apresentados apenas aos índices de confiabilidade para as estruturas com geotêxtil de resistência de 30 kN/m para a análise não redimensionada e para a Análise 3.

Novamente é possível perceber que os índices de confiabilidade obtidos para a Análise 2, menor fator de segurança associado, não atingiram valores satisfatórios

e que os valores de β da Análise 1 igualaram-se aos da análise da estrutura não redimensionada. Já os índices de confiabilidade encontrados para a Análise 3 (resistência a curto prazo e C.V de 10%) foram os de valor mais elevado. Isso se justifica, pois, apesar do coeficiente de variação ser igual aos das demais análises, a resistência considerada foi superior, uma vez que a resistência a curto prazo não considera nenhum fator de redução, nem por danos, nem pela fluência.

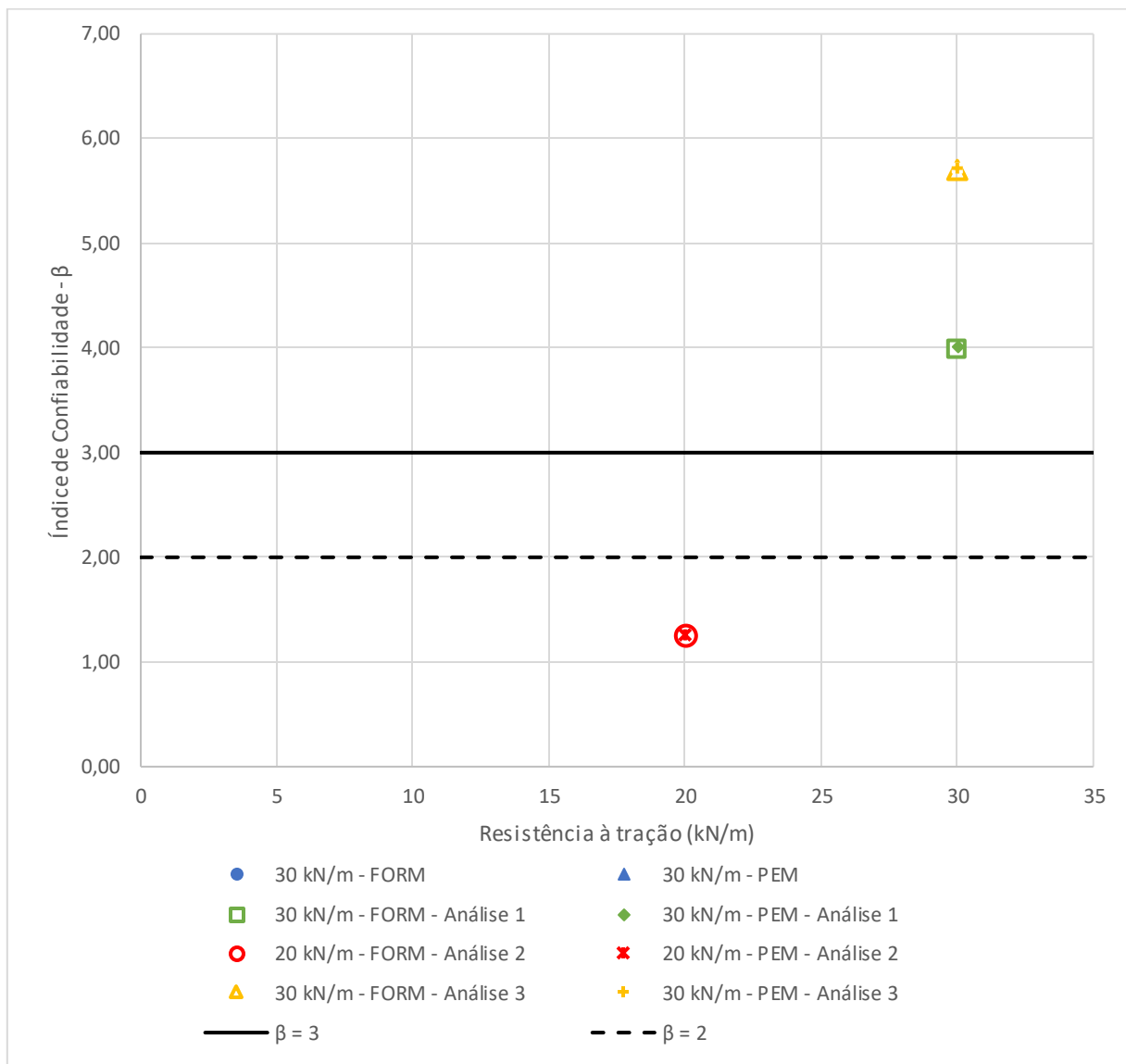


Figura 4.17: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões encontrados para as análises sem redimensionamento da estrutura, Análise 1, Análise 2 e Análise 3.

4.3.2 Efeito do Ângulo de Atrito

A Figura 4.19 apresenta os índices de confiabilidade para o modo de falha por ruptura das inclusões obtidos para as quatro análises realizadas (análise inicial - estrutura não redimensionada -, Análise 1, Análise 2 e Análise 3) para verificar o efeito da variação do ângulo de atrito. A Figura 4.20 apresenta a legenda referente a Figura 4.19.

A Análise 3 foi a que apresentou os maiores valores de índice de confiabilidade, demonstrando que a forma de consideração da resistência a tração influencia diretamente os valores de β . A Análise 2, assim como para o efeito da resistência à tração, foi a análise com os índices de confiabilidade mais baixos, ficando, inclusive, com a maioria dos valores abaixo da faixa considerada como adequada, reforçando que um fator de segurança considerado como adequado não necessariamente gera valores de índice de confiabilidade dentro da faixa satisfatória.

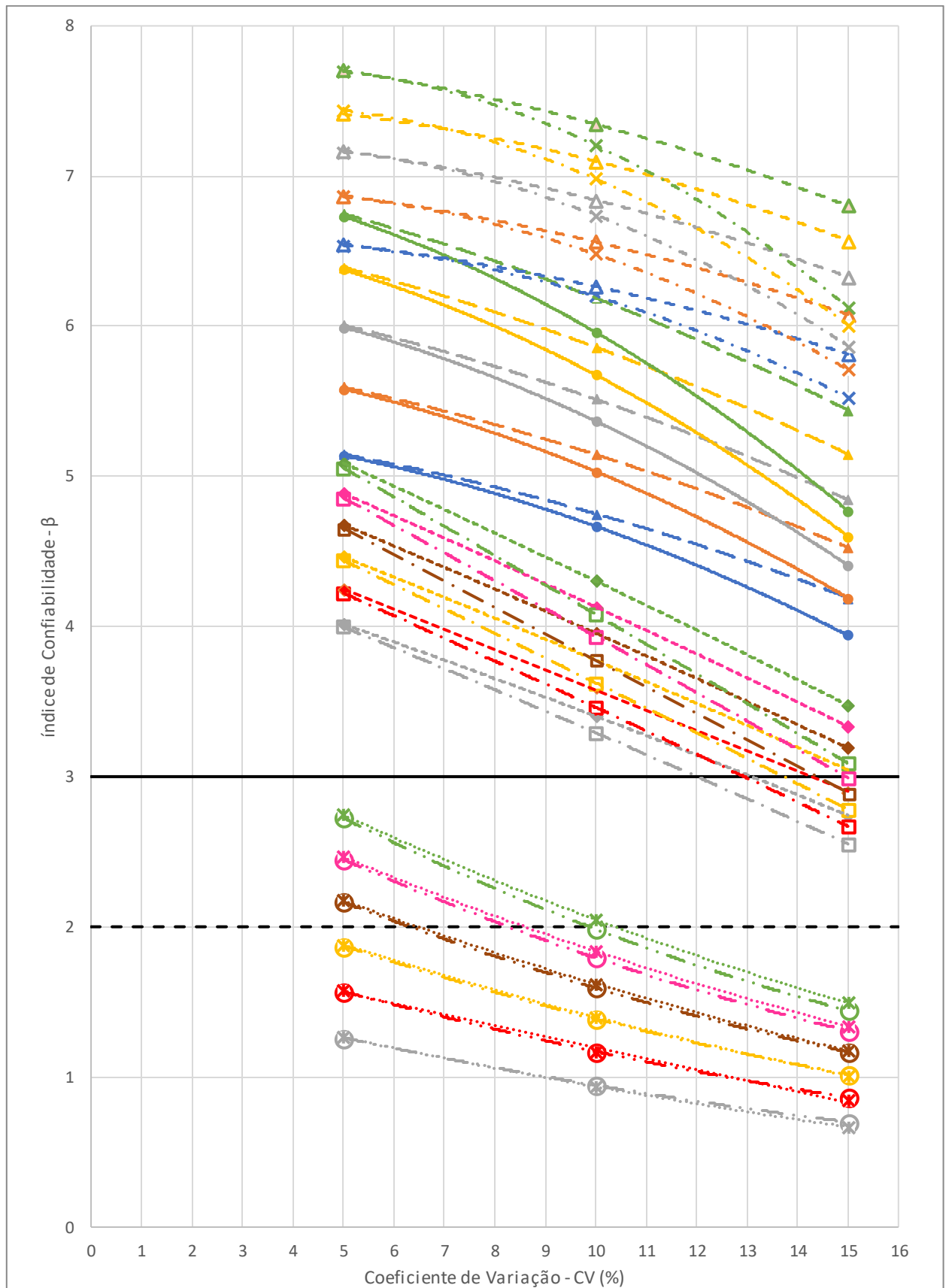


Figura 4.18: Comparação entre os valores de índice de confiabilidade para a ruptura das inclusões encontrados para as análises sem redimensionamento da estrutura, Análise 1, Análise 2 e Análise 3.

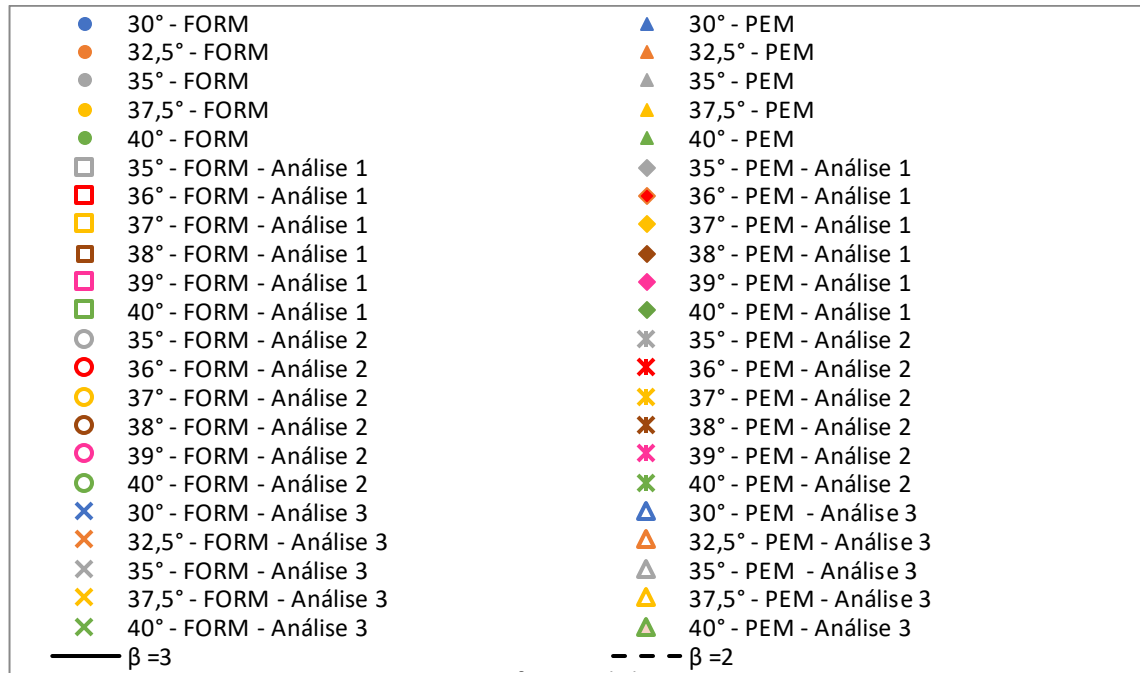


Figura 4.19: Legenda referente a Figura 4.19.

CAPÍTULO 5

Conclusões

No presente trabalho realizaram-se análises de confiabilidade em estruturas de solo reforçado com geotêxtil de forma que fosse possível avaliar os efeitos causados por modificação de métodos de cálculo (FORM e PEM), pela variação das características de resistência dos materiais e da altura da estrutura. A partir de todos os resultados obtidos, observou-se que a utilização da análise de confiabilidade de muros de solo reforçado mostrou resultados consistentes, sendo uma abordagem de projeto conceitualmente mais adequada para esse tipo de estrutura.

Do exposto no trabalho pode-se concluir que o valor de coeficiente de variação da resistência dos geotêxteis apresentou uma faixa de variação significativa com base nos resultados de ensaios de tração analisados. Para a resistência de curto prazo dos geotêxteis não tecidos o C.V variou de 2,1% a 24,7% e dos geotêxteis tecidos de 1,7% a 6,1%.

As análises efetuadas no presente estudo foram conduzidas adotando-se uma resistência de longo prazo, considerando a possibilidade de ruptura após fluência. Nesse caso, recomenda-se a adoção de C.V médio igual a 10% para os geotêxteis não tecido e 4% para os geotêxteis tecidos, quando esses forem de polipropileno e a metade desses valores quando os geotêxteis forem de poliéster.

Para a Estrutura de Contenção de Referência o modo de falha por deslizamento controlou os requisitos de estabilidade externa de acordo com os valores do índice de confiabilidade tanto do método FORM quanto do PEM. Para essa conclusão não está sendo considerado o valor de β para o modo de falha por insuficiência de capacidade de carga para o PEM, uma vez que o seu valor baixo pode ser justificado pela consideração da coesão nula e pelo próprio método probabilístico. O modo de falha devido a ruptura do geotêxtil controla os requisitos de estabilidade interna para a ECR.

Além disso, todos os valores de índice de confiabilidade encontrados para a Estrutura de Contenção de Referência pelos dois métodos foram superiores ou estavam localizados dentro da faixa de valores considerados aceitáveis pela literatura.

Esse comportamento é coerente com os altos valores de fator de segurança encontrados no dimensionamento determinístico.

Como esperado, o índice de confiabilidade encontrado tanto para o modo de falha por ruptura quanto para o modo de falha por arrancamento dos dois tipos de geotêxtil diminuiu com o aumento do coeficiente de variação do ângulo de atrito, indicando que a maior variabilidade do solo afeta de forma negativa a estabilidade da estrutura.

No modo de falha por ruptura dos geotêxteis não tecido os valores de β tendem a convergir para um valor único quando calculados a partir do método FORM, na análise do efeito do ângulo de atrito. Além disso, para os dois tipos de geotêxteis, cada ângulo de atrito possui um coeficiente de variação associado que irá gerar o mesmo valor de índice de confiabilidade tanto para o FORM quanto para o PEM, para o modo de falha por ruptura.

As curvas referentes ao PEM posicionaram-se sempre acima das curvas pertencentes ao método FORM na avaliação do efeito do ângulo de atrito no modo de falha de ruptura das inclusões. Já para o modo de falha por arrancamento das inclusões, as curvas referentes ao FORM posicionaram-se acima das curvas pertencentes ao PEM.

Como esperado, o índice de confiabilidade para a ruptura diminuiu com o aumento da altura da estrutura. Contudo, para as estruturas simuladas com geotêxtil tecido, independentemente do método aplicado, os valores de índice de confiabilidade foram superiores aos valores obtidos para as estruturas simuladas com o geotêxtil não tecido. Além disso, os valores de índice de confiabilidade obtidos pelo PEM foram um pouco maiores do que os obtidos pelo FORM no modo de falha por ruptura das inclusões.

Além disso, é possível concluir que para o modo de falha devido a ruptura do geotêxtil, o aumento nos valores de coeficiente de variação da resistência à tração de ambos os geotêxteis gerou menores índices de confiabilidade, causando também a diminuição da estabilidade da estrutura, o que indica que a maior variabilidade do reforço afeta negativamente o desempenho da estrutura.

Ainda, para o modo de falha devido a ruptura do geotêxtil, porém apenas para as estruturas simuladas com o geotêxtil não tecido, existe uma tendência de

estabilização dos valores de índice de confiabilidade com o aumento do coeficiente de variação da resistência à tração.

Na avaliação do efeito da resistência à tração para o modo de falha por ruptura do geotêxtil quanto maior o coeficiente de variação da resistência à tração menos os métodos (FORM e PEM) divergiram entre si. Devido a essa boa convergência entre os métodos, seria indiferente, em relação ao resultado, qual método utilizar, cabendo ao projetista optar pelo método que for mais adequado a cada situação. Essas constatações indicam que a diferença de resultado entre métodos depende do C.V da resistência à tração do geotêxtil.

Os geotêxteis tecidos resultaram sempre em índices de confiabilidade superiores aos obtidos pelos geotêxteis não tecido, independente das incertezas consideradas. Isso pode ser justificado pelos maiores valores de resistência a tração e pelos menores valores de coeficiente de variação da resistência à tração associados aos geotêxteis tecidos.

Para todos os modos de falha relativos a estabilidade externa e para o modo de falha por arrancamento do reforço, o método FORM resultou em valores de índice de confiabilidade maiores do que o método PEM, demonstrando assim, que o método de estimativas pontuais é mais conservador em relação ao de primeira ordem para os mecanismos citados. Para o mecanismo de ruptura do geossintético não houve uma tendência clara em relação ao método mais conservador para cálculo do índice de confiabilidade.

Conclui-se também que apesar dos altos valores de coeficiente de variação da resistência à tração de geotêxteis, identificados e adotados no presente trabalho, as estruturas analisadas apresentaram, em geral, valores do índice de confiabilidade maiores que os recomendados pela literatura. Esses altos valores obtidos para as primeiras análises foram consistentes com o conservadorismo do procedimento de dimensionamento determinístico adotado no presente trabalho, como comprovado pelos resultados obtidos pelas Análise 1 e 2.

Por fim, conclui-se que o método de consideração da resistência à tração do geossintético nas análises de confiabilidade influencia diretamente os valores de índice de confiabilidade. Porém, ressalta-se que a definição da resistência à tração a ser adotada em análises de confiabilidade ainda é muito pouco abordada na literatura,

assim faz-se necessária uma maior discussão da comunidade técnica a respeito desse tópico a fim de convergir para um procedimento padrão para a determinação da resistência a tração do geotêxtil a ser utilizada nas análises de confiabilidade.

5.1 Sugestões para Pesquisas Futuras

Para pesquisas futuras sugere-se a utilização de outros métodos de dimensionamento determinísticos para verificação da estabilidade interna das estruturas, como por exemplo o método de Ehrlich & Michell (1994), Bathurst *et al.* (2005), Mirmoradi & Ehrlich (2015) e Ehrlich & Mirmoradi (2016). Além disso, sugere-se também a utilização do método probabilístico de Monte Carlo, de forma que possibilite a comparação dos resultados com um terceiro método probabilístico e assim, possibilite uma análise mais complexa das aproximações envolvidas em cada método probabilístico empregado, uma vez que os resultados gerados por cada método não são incontestáveis.

Referências

ALLEN, T.M.; BATHURST, R.J. **Soil Reinforcement Loads in Geosynthetic Wall at Working Stress Conditions**. Geosynthetics International, 9, pp. 525 – 566. 2002.

ALLEN, T.M. BATHURST, R.J., HOLTZ, R.D.; WALTERS, D.; LEE W.F. **A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetics walls**. Canadian Geotechnical Journal, 40. pp. 976 – 994, 2003.

American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO. **Standard Specifications for Highway Bridges**, Seventeenth Edition, Washington, D.C, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7.188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 12.568 - Geotêxteis - Determinação da gramatura**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 12.824 - Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não confinada - Ensaio de tração de faixa larga**. Rio de Janeiro, 1992.

AZAMBUJA, E.; SAYÃO, A. S. F. J.; EHRLICH, M.; GOMES, R. C. Muros e Taludes Reforçados. In: VERTEMATTI *et al.* **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 1ª ed. São Paulo: Edgard Blucher, ABINT 2004. p. 84-123.

BABU, S. G. L.; SINGH, V. P. **Reliability-based load and resistance factors for soil-nail walls**. Canadian Geotechnical Journal, 48, 915-930, 2011.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. Inglaterra: Wiley, 2003.

BARRANTES, M. A. V. Comparações entre métodos de cálculo de esforços de tração em muros reforçados com geossintéticos. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, 2016. p. 107.

BASHA, B.M.; BABU, L.S. **Seismic reliability assessment of internal stability of reinforced soil walls using the pseudo-dynamic method**. Geosynthetics International vol. 18, Issue 5, pp. 221-241, 2011.

BATHURST, R. J.; ALLEN, T.; WALTERS, D. **Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method**. Geotextiles and Geomembranes, 23, No. 4, 287-322, 2005.

BECK, A. T. **Curso de confiabilidade estrutural**. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2015.

BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2006. p. 294.

BRUGGER, P.J.; MONTEZ, F.T. **Muros de contenção em solo reforçado com geogrelhas e blocos segmentais**. In: Simpósio brasileiro de geossintéticos, 4, Porto Alegre, 2003.

CAMPOS, M. V. W. **Probabilidade de colapso de muro de solo reforçado e considerações de projeto**. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012.

CHERUBINI, C. **Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls**. Computers and Geotechnics, 26, No. 4, 309–330, 2000.

CHUN, B. S.; KIM, K. M.; MIN, D. K. **A study on reliability analysis for reinforced earth retaining walls.** Third Asian Geotechnical Conference on Geosynthetics, Korea, June, pp. 248–254, 2004.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CORDEIRO, E. S. B. **Análise de confiabilidade de muros de solo envelopado com geotêxtil.** Trabalho de conclusão de curso - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013. p. 31.

CORREIA, N. S. **Comportamento de geotêxteis não tecidos impregnados com emulsão asfáltica usados como sistema anti-reflexão de trincas.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010. p. 131.

COSTA, C. M. L.; ZORNBERG, J. G.; BUENO, B. S.; COSTA, Y. D. J. **Centrifuge evaluation of the time-dependent behavior of geotextile-reinforced soil walls.** Geotextiles and Geomembranes 44, 188-200, 2016.

COSTANZI, M. A. **Emprego do método SIM para obtenção das curvas isócronas e de ruptura por fluência.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2003. p. 82.

DAS, B. **Principles of Foundation Engineering.** 7ª edição. Estados Unidos: Cengage Learning, 2011.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A.S. **Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes.** In: COBRAMSEG, 11, Brasília, Anais. Brasília, v. 2, p. 1289-1295, 1998.

DUNCAN, J. M. **Factors of safety and reliability in geotechnical engineering.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126, No. 4, 307–316, 2000.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução.** São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. **A simplified working stress design method for reinforced soil walls.** Géotechnique, v. 66, Issue 10, pp. 854-863, 2016.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. **Working stress design method for reinforced soil walls.** Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 4, Apr. 1994.

FERREIRA, F.; GOMES, A.; VIEIRA, C.; LOPES, M. **Reliability analysis of geosynthetic-reinforced steep slopes.** Geosynthetics International 23, No. 4, 301-315, 2016.

GERSCOVISH, D.; DANZINGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras.** São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

HOEG, K.; MURARKA, R. P. **Probabilistic Analysis of Retaining Wall.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 100 (GT3), pp. 349-370, 1974;

HARR, M. E. **Reliability-Based design in Civil Engineering.** Henry M. Shaw Lecture, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, 68 pp. 1984.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13431 - Geotextile and geotextile-related products - Determination of tensile creep and creep rupture behaviour.** Switzerland, 1998.

JAVANKHOSHDEL, S.; BATHURST, R. J. **Deterministic and probabilistic failure analysis of simple geosynthetic reinforced soil slopes.** Geosynthetics International vol. 24, Issue 1, pp. 14-29, 2017.

KAMIJI, T. S. M. M. **Fluência de geotêxteis não tecidos através de ensaios confinados.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2006. p. 133.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics.** 5ª edição. Estados Unidos: Prentice Hall, 2005.

KULHAWY, F. H. **On the Evaluation of Soil Properties.** ASCE. Geotechnical Special Publication, Nº 31, pp. 95-115. 1992.

LACASSE, S.; NADIM, F. **Uncertainties in characterizing soil properties.** Uncertainty in the Geological Environment, Madison, ASCE, pp. 49-75, 1996.

LOW, D. K. **Reliability-based design applied to retaining walls.** Géotechnique 55, No. 1, 63–75, 2005.

LOW, B. K.; PHOON, K. K. **Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach.** In.: Computers and Geotechnics, Vol. 65, pp. 30-44, 2015.

LOW, B. K.; TANG, W. H. **Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground.** Canadian Geotechnical Journal, 34, 672–685, 1997.

LOW, B. K.; ZHANG, J; TANG, W. H. **Efficient system reliability analysis illustrated for a retaining wall and soil slope.** Computers and Geotechnics 38, pp. 196-204, 2011.

LUMB, P. **Application of statistics in soil mechanics**. Soil Mechanics: New Horizons. Lee, I. K, ed., London, Newnes-Butterworth: 44-112, 221-239, 1974.

LUMB, P. **The variability of natural soils**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, pp. 74-97, 1966.

MIRANDA, M. F. **Avaliação da estabilidade de contenções através de métodos probabilísticos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2005.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. **Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls**. Geotextiles and Geomembranes, vol. 43, Issue 1, 82-88, 2015.

PALMEIRA, E. M. **Solo Reforçado – Taludes Estruturais de Contenção**. Manual Técnico Geotêxtil BIDIM. 1997.

PHOON. K. K., KULHAWY, F. H. **Characterization of geotechnical variability**. Canadian Geotechnical Journal 36, 4, 612-624, 1999.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR, A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH *et al.* **Fundações Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998. p.497-516.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Tese (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008.

RODRIGUES, A. R.; ZUCCOLO, P.L.; SANTOS, M. G. C.; SILVA, J. L. **Probabilidade de falha de muro de solo envelopado com geogrelha**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016.

SANTOS, M.; SILVA, J.; RODRIGUES, M.; GINES, P. **Probability of failure of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall**. XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), 2016.

SAGRILO, L. V. S.; LIMA, E. C. P., **Confiabilidade Estrutural: métodos analíticos FORM/SORM**. Apostila da disciplina Confiabilidade Estrutural – COPPE – UFRJ, 2012.

SAYED, S.; DODAGOUDAR, G. R.; RAJAGOPAL, K. **Reliability analysis of reinforced soil walls under static and seismic forces**. Geosynthetics International 15, No. 4, 246-257, 2008.

SCHULTZE, E. **Some aspects concerning the applications of statistics and probability to foundation structures**. Second International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Aachen: 457-494, 1975.

SERT, S.; LUO, Z.; XIAO, J.; GONG, W.; JUANG, C. H. **Probabilistic analysis of responses of cantilever wall supported excavations in sands considering vertical spatial variability**. Computers and Geotechnics, 75, 182-191, 2016.

SIA, A. H.; DIXON, N. **Deterministic and reliability-based design: veneer cover soil stability**. Geosynthetics International, 15, No. 1, 1–13, 2008.

SINGH, A. **How reliable is the factor of safety in foundation engineering?**. First International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Hong Kong, Hong Kong University Press: 389-424, 1971.

SWEIGER, H. F.; THURNER, R.; POTTLE, R. **Reliability analysis in geotechnics with deterministic finite elements**. The International Journal of Geomechanics, 1, No 4, 389–413, 2001.

VERTEMATTI, J. C. Propriedades Relevantes. In: VERTEMATTI *et al.* **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 1ª ed. São Paulo: Edgard Blucher, ABINT 2004. p. 64-71.

WANG, L.; POWERS, M.; GONG, W. **Reliability Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Walls**. Geo-Risk, 91-100, 2017.

YANG, Guangqing; ZHANG, Baojian; LV, Peng; ZHOU, Qiaoyong. **Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing**. Geotextiles and Geomembranes 27, 350-356, 2009.

YUAN, J. X., YANG, Y., THAM, L. G., LEE, P. K. K.; TSAI, Y. **New approach to limit equilibrium and reliability analysis of soil nailed walls**. International Journal of Geomechanics, asce, 3, No. 3, 145–151, 2003.

YU, Yan; BATHURST, Richard J.; ALLEN, Tony M. **Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls**. Geotextiles and Geomembranes 45, 237-249, 2017.

YU, Y.; BATHURST, R. J. **Probabilistic assessment of reinforced soil wall performance using response surface method**. Geosynthetics International vol. 24, Issue 5, pp. 524-542, 2017.

Anexo

Tabela 1: Valores de gramatura, resistência à tração e respectivos coeficientes de variação (C.V) para geotêxteis não tecidos obtidos pela literatura e EESC – USP.

Amostras	Data	Resistência Longitudinal (kN/m)	C.V (%)	Resistência Transversal (kN/m)	C.V (%)
1	2014	14,8	22,1	9,6	5,7
2		9,5	3,4	7,8	4,3
3		9,1	4,9	8,9	11,8
4		13,0	4,5	8,8	6,0
5		17,7	12,1	14,9	8,3
6		8,7	5,2	8,4	5,3
7		12,0	3,4	10,6	6,3
8		17,4	3,7	18,9	6,4
9		17,3	2,1	13,7	5,5
10		3,0	9,4	5,7	10,1
11		9,9	3,2	9,3	9,0
12		12,1	2,9	17,9	6,3
13	2015	10,4	12,6	7,9	8,0
14		12,2	13,8	10,8	9,1
15		18,8	16,1	16,5	13,4
16		8,2	12,7	8,3	18,2
17		11,6	16,0	10,6	10,3
18		17,0	10,0	17,3	8,8
19	2015	9,5	7,3	8,7	7,0
20		10,4	16,6	9,2	11,6
21		18,4	5,6	15,7	11,9
22		2,8	7,3	4,7	4,8
23		2,9	16,4	4,5	7,1
24		2,8	12,6	4,5	10,6
25		1,7	8,5	1,7	18,4
26		2,5	22,2	2,6	19,8
27		4,7	4,1	8,0	9,3
28		9,4	6,3	9,8	10,2
29		9,0	10,5	11,1	11,0
30		19,5	7,5	20,9	8,6
31		16,4	9,7	20,2	6,1

Tabela 1: Valores de gramatura, resistência à tração e respectivos coeficientes de variação (C.V) para geotêxteis não tecidos obtidos pela literatura e EESC – USP.
(Cont.)

Amostras	Data	Resistência Longitudinal (kN/m)	C.V (%)	Resistência Transversal (kN/m)	C.V (%)
32	2015	21,9	5,4	25,7	4,3
33		29,9	6,9	29,8	5,4
34	2010	2,6	16,8	5,1	14,1
35		4,5	18,6	6,9	15,1
36		8,8	16,4	7,3	19,1
37		4,8	12,7	8,9	9,3
38		6,6	24,7	10,9	7,5
39		10,7	12,9	8,5	14,3
40		5,9	9,7	8,6	20,1
41		7,3	10,4	12,6	18,4
42		39,8	10,8	40,8	5,0
43	2003	11,1	9,1	17,2	5,1
44		11,5	20,6	15,4	12,1
45	2006	6,3	6,5	10,0	12,9
46		4,6	14,3	8,1	10,4
47		8,8	23,7	16,7	9,8
48		1,5	7,4	-	-
49		4,4	3,6	-	-
50		4,0	9,8	-	-

Tabela 2: Valores de gramatura, resistência à tração e respectivos coeficientes de variação (C.V) para geotêxteis tecidos obtidos pela literatura e EESC – USP.

Amostras	Identificação	Resistência Longitudinal (kN/m)	C.V (%)	Resistência Transversal (kN/m)	C.V (%)
1	25x25	30,2	3,8	22,4	1,7
2	25x10	33,5	3,6	13,9	2,6
3	50x50	57,0	1,7	45,8	2,9
4	2524pl30	14,7	6,1	14,2	3,0
5	2553,0	16,0	3,6	16,0	3,1
6	2626,0	9,6	4,8	6,0	1,6
7	10x50 (2006)	54,2	3,9	13,9	3,9