

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL - GUARAPUAVA  
ENGENHARIA CIVIL**

**DIEGO RIBEIRO DOS SANTOS**

**COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE  
ESTRUTURAS REFORÇADAS COM GEOSINTÉTICOS EM TALUDE:  
ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**GUARAPUAVA**

**2021**

**DIEGO RIBEIRO DOS SANTOS**

**COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE  
ESTRUTURAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS EM TALUDE:  
ANÁLISE DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, da Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

**Orientador: Profº Petrônio R. M. Montezuma**

**Coorientador: Profº Jean L. P. Belo**

**GUARAPUAVA**

**2021**

## ATA DA DEFESA

Realizou-se no dia **17**, de **maio** de 2021, às **16 h 30 min**, no Campus Guarapuava da UTFPR, a defesa Trabalho de Conclusão de Curso, como requisito parcial para aprovação do aluno **Diego Ribeiro dos Santos**, na disciplina de TCC2 do Curso de Engenharia Civil intitulado: **Comparativo de metodologias de dimensionamento de estruturas reforçadas com geossintéticos em talude: análise determinística e probabilística.**

A Banca foi composta pelo Presidente:

Prof. Petrônio Rodrigo Mello Montezuma (Orientador), e pelos seguintes membros:

Prof. Jean Lucas dos Passos Belo (Coorientador)

Prof. Nelson Henrique Joly (Membro titular)

Guarapuava, 17 de maio de 2021.

Dedico este trabalho aos meus pais, a minha  
esposa e ao meu filho, por todo o apoio e  
incentivo em toda a minha caminhada  
acadêmica

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus e Jesus Cristo por me amparar nos momentos difíceis, em que passei durante minha jornada acadêmica.

Sou imensamente agradecido pelos meus pais e irmã, por terem me apoiado nessa minha jornada acadêmica, prestando todo apoio moral, mental e emocional.

Sou grato pela minha amada esposa e meu filho, que estiveram presentes todos os dias me dando apoio nos momentos em que passei elaborando este trabalho, me inspirando e me dando forças para não abandonar meu maior sonho que é ser um grande profissional da engenharia civil. Agradeço desde já, com todo meu amor, admiração e alegria por estarem comigo nessa etapa tão especial da minha vida.

Aos meus queridos amigos, Cleverson Ribeiro Dalcortivo, João Marcelino Lacerda Pereira, Matheus Buongermينو e Guilherme Frare Ribeiro, obrigado por todo incentivo e apoio durante minha jornada acadêmica, a nunca desistir dos meus objetivos. Que as nossas amizades estejam sempre atreladas tanto nessa nova etapa que se inicia e para a vida.

Ao meu amigo e orientador Prof. Petrônio Rodrigo de Mello Montezuma que me proporcionou todo seu apoio na estruturação e elaboração deste trabalho, com toda sua experiência como profissional e também como pessoa ao longo da minha jornada acadêmica. Agradeço de forma honrosa, por me passar todo seu conhecimento no âmbito da geotecnia, que nossa amizade seja levada para a vida.

E por fim, ao meu querido Prof. Jean Lucas dos Passos Belo, que de início, me despertou interesse a este assunto discutido ao longo deste trabalho. Obrigado pelo apoio e suporte inicial.

## RESUMO

DOS SANTOS, Diego Ribeiro. **Comparativo de metodologias de dimensionamento de estruturas reforçadas com geossintéticos em talude:** análise determinística e probabilística. 2021. 96 f. Trabalho de Conclusão de Curso Bacharelado em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2021.

São diversas as metodologias disponíveis na literatura e em normativas que visam o dimensionamento de estruturas de solo reforçadas com geossintético. No entanto, a escolha do método de dimensionamento adequado, junto ao levantamento dos parâmetros do solo em estudo, fornecerá os melhores meios para o dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado. Dessa forma, este trabalho aborda o comparativo entre dois métodos de dimensionamento de reforço de solo com geossintético, em taludes, para absorver as tensões de tração e deformações que a estrutura reforçada é submetida. As dimensões do talude serão assumidas com base em uma estrutura real de um estudo de caso, com dados, disponíveis em literatura, e os parâmetros do solo serão adotados de acordo com o caso estudado. O referido caso é de um talude que veio à ruptura, provavelmente, devido a elevação rápida do nível d'água. Foi feita uma modelagem computacional deste talude, considerando-se a hipótese de inserção de reforços geossintéticos para verificar o acréscimo do fator de segurança global do talude e com isso, analisar esta modelagem como uma proposta que poderia ter sido adotada como medida preventiva à ruptura deste talude. Após as simulações, obteve-se o fator de segurança da estrutura global (FS) de forma determinística, com o uso de método de equilíbrio limite. Para a aplicação deste método, foi utilizado o *software* GeoStudio 2021 R2. De maneira análoga, utilizando-se o mesmo software, obtiveram-se os parâmetros de probabilidade de falha ( $P_f$ ) e índice de confiabilidade ( $\beta$ ) de forma probabilística, com o uso do método de simulação de Monte Carlo (SMC). Esse procedimento foi realizado com o propósito de identificar a metodologia de dimensionamento que acarretasse um fator de segurança global que fornecesse valores para espaçamento e comprimento de ancoragem dos reforços, da forma mais otimizada possível.

**Palavras-chave:** Geossintéticos. Taludes (Mecânica dos Solos) - Estabilidade. Confiabilidade (Engenharia).

## ABSTRACT

DOS SANTOS, Diego Ribeiro. **Comparison of methodologies for sizing structures reinforced with geosynthetics in slope: deterministic and probabilistic analysis.** 2021. 96 f. Trabalho de Conclusão de Curso Bacharelado em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2021.

There are several methodologies available in the literature and in regulations that aim at the design of soil structures reinforced with geosynthetics. However, the choice of the appropriate design method, together with the survey of the soil parameters under study, will provide the best means for the design of a reinforced soil structure. Thus, this work addresses the comparison between two methods of dimensioning soil reinforcement with geosynthetics, on slopes, to absorb the tensile strains and deformations that the reinforced structure is subjected to. The dimensions of the slope will be assumed based on a real structure of a study case, with data available in the literature, and the parameters of the soil will be adopted according to the case studied. The referred case is of a slope that came to rupture, probably due to the rapid rise in the water level. A computational modeling of this embankment was made, considering the hypothesis of insertion of geosynthetic reinforcements to verify the addition of the global safety factor of the embankment and, with this, analyze this modeling as a proposal that could have been adopted as a preventive measure to the rupture of that slope. After the simulations, the safety factor of the global structure (FS) was obtained in a deterministic way, using the limit equilibrium method. For the application of this method, the GeoStudio 2021 R2 software was used. Similarly, using the same software, the parameters of probability of failure (Pf) and reliability index ( $\beta$ ) were obtained in a probabilistic way, using the Monte Carlo simulation method (SMC). This procedure was carried out with the purpose of identifying the design methodology that would supply a global safety factor that would provide values for the spacing and anchoring length of the reinforcements, in the most optimized way possible.

**Keywords:** Geosynthetics. Slopes (Soil Mechanics) - Stability. Reliability (Engineering).

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Geotêxtil.....	22
Figura 02 – Geotêxtil não tecido.....	22
Figura 03 – Geotêxtil tecido.....	23
Figura 04 – Geogrelha bidirecional.....	24
Figura 05 – Atuação de forças internas no talude com possível ruptura circular.....	25
Figura 06 – Atuação de forças internas no talude com possível ruptura plana.....	26
Figura 07 – Ruptura em cunha.....	27
Figura 08 – Solo com reforço (a) Muro de contenção, (b) Talude.....	28
Figura 09 – Seção de corte de um solo reforçado.....	28
Figura 10 – Parâmetros e variáveis para o dimensionamento de solo-reforço.....	29
Figura 11 – Análise da instabilidade externa do solo reforçado. (a) ruptura por deslizamento; (b) ruptura por tombamento; (c) ruptura pelo esgotamento da capacidade carga; (d) ruptura global.....	30
Figura 12 – Esforços internos e externo no solo reforçado.....	31
Figura 13 – Disposição das tensões verticais no maciço de solo.....	34
Figura 14 – Análise da instabilidade interna do solo reforçado. (a) ruptura do geossintético; (b) arranque do geossintético; (c) perda de aderência com a face; (d) falta de equilíbrio, instabilidade.....	35
Figura 15 – Zonas de falhas com reforço em taludes.....	39
Figura 16 – Análise do traçado das linhas zonais em talude reforçado.....	39
Figura 17 – Análise da cunha de ruptura para a estabilidade do solo-reforço.....	41
Figura 18 – Determinação do coeficiente de empuxo pela ruptura vista no método de Jewell (1989). (a) forças atuantes no maciço; (b) forças atuantes na borda da cunha.....	42
Figura 19 – Disposição do comprimento de ancoragem do reforço na base e ao longo da altura do talude..	43
Figura 20 – Linhas de rupturas conforme os esforços internos. (a) força exigida do reforço; (b) comprimento do reforço na parte superior; (c) comprimento do reforço na parte inferior.....	45
Figura 21 – Sentido da tensão máxima em muros de contenção reforçado com geossintético. (a) comportamento da tensão máxima com reforço flexível; (b) comportamento da tensão máxima com reforço rígido.....	47
Figura 22 – Linha de ruptura de um talude analisado pelo MEL (método de equilíbrio limite).....	52
Figura 23 – Linha potencial de ruptura em talude reforçado com geossintético.....	53
Figura 24 – Forças horizontais nas laterais da fatia analisada por Bishop Simplificado.....	56
Figura 25 – Forças horizontais nas laterais da fatia analisada por Fellenius.....	58
Figura 26 – Valores de $f_0$ em relação a $d/L$ e do tipo de solo por Janbu Simplificado.....	59
Figura 27 – Forças atuantes sobre a fatia de solo analisada por Morgenstein-Price .....	60
Figura 28: Distribuição log-normal.....	61
Figura 29: Distribuição normal.....	61



Figura 30: Probabilidade de falha em relação do índice $\beta$ .....	63
Figura 31 – D Modelagem do talude do estudo de caso sem reforço no <i>software</i> GeoStudio 2021 R2.....	67
Figura 32: Distribuição probabilística normal do peso específico do solo saturado do talude no <i>software</i> Geostudio 2021 R2.....	74
Figura 33: Distribuição probabilística normal da coesão do solo saturado do talude no <i>software</i> Geostudio 2021 R2.....	74
Figura 34: Distribuição probabilística log-normal do ângulo de atrito do solo saturado do talude no <i>software</i> Geostudio 2021 R2.....	74
Figura 35 – Método determinístico por Bishop Simplificado e lamelas (fatias) sem reforço.....	76
Figura 36 – Diagrama da primeira lamela (fatia) e polígono de forças da análise determinística por Bishop Simplificado sem reforço.....	77
Figura 37 – Fator de segurança na superfície crítica pelo método determinístico de Bishop Simplificado sem reforço.....	78
Figura 38 – Histograma do fator de segurança médio pela análise probabilística de Monte Carlo sem reforço.....	78
Figura 39 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após a análise probabilística por Monte Carlo sem reforço.....	79
Figura 40 – Fator de segurança médio probabilístico, índice de confiabilidade e % Pf (ruptura) de falha sem reforço.....	79
Figura 41 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise probabilística por Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	79
Figura 42 – Histograma do fator de segurança médio após inserção do reforço com geossintético pela análise probabilística de Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	80
Figura 43 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após análise probabilística por Monte Carlo com a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	81
Figura 44 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	81
Figura 45 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise determinística por Bishop Simplificado através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	83
Figura 46 – Diagrama de fatias e polígono de forças nas lamelas com reforço pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	82
Figura 47 – Fator de segurança na superfície crítica pelo método determinístico de Bishop Simplificado com reforço pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).....	83
Figura 48 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise probabilística por Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	83
Figura 49 – Histograma do fator de segurança médio após inserção do reforço com geossintético pela análise probabilística de Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	84

Figura 50 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após análise probabilística por Monte Carlo com a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	85
Figura 51 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	85
Figura 52 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise determinística por Bishop Simplificado através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	86
Figura 53 – Diagrama de fatias e polígono de forças nas lamelas com reforço pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	87
Figura 54 – Fator de segurança na superfície crítica pelo método determinístico de Bishop Simplificado com reforço pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).....	87

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 01 – Tipos de polímeros utilizados no geossintéticos.....	20
Quadro 02 – Considerações de cálculo para o MEL.....	55

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Coeficiente de segurança $f_m$ e seus fatores para a determinação da resistência do reforço.....	37
Tabela 02 – Classificação do solo e seus parâmetros.....	46
Tabela 03 – Parâmetros de verificação para o arranque do reforço.....	48
Tabela 04 – Coeficientes parciais de segurança para o reforço de taludes.....	48
Tabela 05 – Parâmetros do solo retirados do estudo de caso por Joly (2016).....	67
Tabela 06 – Dados iniciais para os cálculos.....	67
Tabela 07 – Dados para início dos cálculos de comprimento e espaçamento geossintético.....	68
Tabela 08 – Parâmetros físicos do solo de aterro saturado.....	68
Tabela 09 – Espaçamento vertical mínimo do reforço calculado por Jewell (1996).....	69
Tabela 10 – Tração mínima do reforço por geossintético e o comprimento de ancoragem adotado.....	69
Tabela 11 – Dimensionamento do espaçamento entre reforço por FHWA (2001).....	70
Tabela 12 – Distribuições e incertezas de variáveis aleatórias.....	71
Tabela 13 – Parâmetros probabilísticos obtidos no <i>software</i> GeoStudio 2021 R2.....	72

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
IGS Brasil	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOSINTÉTICOS

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
<b>2 OBJETIVOS.....</b>	<b>18</b>
2.1 OBJETIVO GERAL.....	18
2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS.....	18
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>19</b>
3.1 ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO.....	19
3.2 GEOSSINTÉTICOS.....	19
3.2.1 Tipos de geossintéticos.....	21
3.3 MEIOS DE RUPTURA.....	24
3.3.1 Ruptura circular.....	24
3.3.2 Ruptura plana.....	25
3.3.3 Ruptura em cunha.....	26
3.4 REFORÇO DE TALUDES OU MUROS DE CONTENÇÃO COM GEOSSINTÉTICOS.....	26
3.5 ESTABILIDADE EXTERNA.....	29
3.6 ESTABILIDADE INTERNA.....	34
3.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) E ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	35
3.8 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO EM TALUDES COM GEOSSINTÉTICOS.....	37
3.8.1 Dimensionamento interno de tensão exigida.....	38
3.8.1.1 Método de Jewell (1996).....	39
3.8.2 Análise de estabilidade de taludes reforçados.....	39
3.8.3 Dimensionamento por Jewell (1996).....	41
3.8.4 Dimensionamento por Schmertmann et. al. (1987).....	43
3.8.5 Dimensionamento por Ehrlich e Mitchell (1994).....	44
3.8.6 Dimensionamento pela BS 8006 (British Standard Institution) (1995).....	48
3.8.7 Dimensionamento pela FHWA (2001).....	50
3.9 MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE (MEL).....	54
3.9.1 Bishop simplificado (1955).....	55
3.9.2 Fellenius simplificado (1936).....	56
3.9.3 Janbu simplificado (1973).....	57
3.9.4 Morgenstein-Price (1965).....	58
3.10 ANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	59
3.10.1 Informações estatísticas sobre variáveis.....	60
3.10.2 Confiabilidade.....	61
3.10.3 Método de simulação de Monte Carlo (SMC).....	63
<b>4 METODOLOGIA .....</b>	<b>65</b>
4.1 METODOLOGIA GERAL.....	65
<b>5 SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS REALIZADOS NA MODELAGEM.....</b>	<b>67</b>
5.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS.....	67
5.2 PARÂMETROS USADOS NO DIMENSIONAMENTO POR JEWELL (1996) E FHWA (2001).....	67
5.3 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO POR FHWA.....	70

5.4 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS USADOS NA ANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	71
5.5 DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA SEM REFORÇO E COM REFORÇO.....	74
<b>6 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>75</b>
6.1 ANÁLISE DO TALUDE NATURAL.....	75
6.2 ANÁLISE DO TALUDE COM REFORÇOS.....	79
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>88</b>
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>90</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>93</b>
<b>ANEXO B.....</b>	<b>94</b>
<b>ANEXO C.....</b>	<b>95</b>
<b>ANEXO D.....</b>	<b>96</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Segundo a IGS Brasil (Associação Brasileira de Geossintéticos) (2019) os geossintéticos são materiais que, pelo menos um dos seus componentes, é formado por polímeros especialmente fabricados com a finalidade de aplicação em obras de engenharia, principalmente a soluções geotécnicas. Esses materiais podem ser classificados de acordo com a sua função: separação, filtração, drenagem, reforço, contenção de fluidos/gases, ou controle de processos erosivos; podendo até assumir dupla função. A aplicação do geossintético depende de fatores como a qualidade do solo, tipo de projeto que necessita de um volume de aterro menor, sobrecargas previstas sobre o maciço de solo, entre outros. Além disso, Amaral (2019) cita que a implementação de geossintéticos na área da geotecnia tem ganho cada vez maior destaque e força devido a capacidade deste material ter a versatilidade de substituir o concreto, aço, areia e brita. Isto posto, o geossintético favorece uma instalação fácil e não causa possíveis impactos ambientais, devido ser um material polimérico.

As obras como taludes e muros de contenção, normalmente, exigem a utilização de materiais de reforço, como os geossintéticos, de modo que possam resistir às solicitações nelas impostas. No entanto, apesar de reforçadas, as estruturas estão sujeitas a fatores tais como as falhas no dimensionamento, variabilidades dos parâmetros dos solos, problemas de sondagens, entre outros, que podem ocasionar em uma situação de estado limite de serviço (deslocamentos excessivos), ou até mesmo estado limite último (ruptura) (BELO, 2018).

Segundo Ehrlich et al., (2004), o reforço do solo com materiais permite uma maior estabilidade das estruturas geotécnicas, pois facilita a dispersão das tensões de tração no solo já que a resistência do solo à tração é praticamente nula.

São vários os métodos disponíveis para o dimensionamento das estruturas de solos reforçados com geossintéticos (*e.g.*: Jewell (1996), Schmertmann et. al (1987), Ehrlich e Mitchell (1994), BS 8006 (1995), FHWA (2001)), a partir dos quais se definem, por exemplo, o tipo de geossintético a ser empregado, a resistência característica desse material, a espessura das camadas de solo ou espaçamento vertical entre reforços, o comprimento de ancoragem do reforço, entre outras características necessárias para o dimensionamento.

Além disso, os condicionantes como sondagens inadequadas, falta de conhecimento do reforço pela mão de obra, variabilidade dos parâmetros de resistência do solo com o reforço polimérico, podem acarretar em possíveis erros de dimensionamento do projeto, de procedimento de execução e de definição do material de reforço. É recomendado estipular um FS (Fator de Segurança) global que possa reduzir os riscos associados a tais condicionantes. No



entanto, de acordo com Ehrlich et al., (2004), é necessário conhecer a resistência à tração última e admissível do geossintético, que são condicionantes primordiais para o dimensionamento dos comprimentos de reforços e seus posicionamentos no maciço reforçado. Deve-se também, considerar as variáveis contidas à estrutura, como a resistência do solo, a altura do talude, a sua inclinação, o ângulo de cisalhamento do solo, as sobrecargas, o FS de estabilidade, entre outros.

Com essas variáveis, o solo trabalha em conjunto com o geossintético, formando uma estrutura reforçada que busca evitar a ocorrência de movimentações que possam gerar instabilidades externas ou internas.

Isso posto, este trabalho pretende analisar os diferentes métodos propostos para o dimensionamento das estruturas reforçadas com geossintéticos (*e.g.*: taludes ou muros), atentando-se para a relação entre os fatores de reforço calculados por somente dois métodos. Esses métodos são por Jewell (1996) e FHWA (2001) com os fatores de segurança alcançados. No entanto, além dessa comparação determinística sob a ótica do fator de segurança, também serão realizadas análises de confiabilidade que visam quantificar a segurança, por meio probabilístico, a fim de compará-las com os custos levantados para cada dimensionamento ou método proposto.

## 2. OBJETIVOS

A seguir, são apresentados os objetivos, principal e secundários a serem alcançados por este trabalho.

### 2.1. Objetivo geral

Estabelecer parâmetros determinísticos e probabilísticos que relacionem o fator de segurança de estabilidade com a probabilidade de falha, e a confiabilidade da estrutura sem o reforço e quando reforçadas com geossintéticos.

### 2.2. Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- Analisar de forma determinística os fatores de segurança com os parâmetros resultantes dos métodos de dimensionamento como comprimento de ancoragem mínimo e tração mínima do geossintético.
- Analisar a confiabilidade ou a segurança probabilística associada aos parâmetros calculados, dito anteriormente, com e sem o reforço com o geossintético.

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

As características do solo são variáveis por conta de diferentes regiões apresentarem processos erosivos distintos através do tipo de clima predominante, e com isso, há a variação do tipo de solo em profundidades diferentes. Em movimentações de terra é levada em consideração, sua descontinuidade, baixa resistência ao cisalhamento por uma sobrecarga, entre outras. A geotecnia busca características estáveis de solos, como sua homogeneidade, ausência do nível d'água superficial, baixa deformabilidade e não colapsabilidade, para que as soluções possíveis não descartem a execução da obra (VERTEMATTI, 2004).

Como o solo na engenharia trabalha de forma compressível e cisalhante, a resistência a tração é praticamente nula, sendo desprezada. A presença do geossintético no maciço de terra eleva o ganho de tração que antes não era presente, contribuindo em obras como execução de taludes ou muros de contenção (RODRIGUES, 2017).

A estrutura de solo reforçado consiste em melhorar as características do maciço de terra, aumentando a resistência devido à capacidade de carga solicitada e deformabilidade. As solicitações sobre o solo são variáveis, e com adição do geossintético, altera a estrutura de forma global, tornando-a estrutural (LOPES, 1992).

De acordo com Cardoso (1987), o reforço de solo é caracterizado conforme a direção em que será colocado o geossintético, de forma em que tenha uma homogeneidade entre o solo e o reforço, para que não ocorra deformações não previstas pela disposição inadequada do geossintético na estrutura solo-reforço. A garantia da disposição do reforço sobre o solo possibilita o contato homogêneo dos materiais, porém por serem anisotrópicos, é necessário a regularidade para que se defina a disposição unidimensional ou bidimensional.

#### 3.2. GEOSSINTÉTICOS

O geossintético é um material polimérico sintético, com baixo teor de aditivos em sua composição, podendo até ser adicionado fibras de sisal, côco e outros, para a formação de geotêxteis e biomantas. Esse material é classificado de acordo com sua resistência, capacidade mecânica e formato, podendo ser utilizado em separação de camadas de solos anisotrópicos, aplicado também em filtração, retendo o material sólidos e expulsando a água (BUENO; LOTTI, 2004).

As propriedades dos geossintéticos atendem a diversos tipos de técnicas, e quando submetidos à interação com o solo, permite que a estrutura reforçada ganhe vida útil, e por ser um material inerte, estabelecendo o controle absoluto da estrutura (BUENO 2003).

Obras de drenagem em solos com baixa taxa de permeabilidade permitem que o geossintético se torne uma solução plausível, envolvendo os tubos de drenagem para que se tenha uma consolidação do solo com coesão (solo mole). Assim como reforço de solo, contenção de fluidos/gases e controle de erosão são outros tipos de solução com o uso do material polimérico (IGS, 2019).

É notório que o geossintético se enquadra nas obras de geotecnia, e nas últimas décadas, permitiu combinações associadas a soluções rápidas, leves e com baixo custo. Mesmo sendo um material tecnológico, que por diversas vezes é imposto um alto custo de implementação, o ganho a longo prazo torna-se viável, e quando trabalhado como elemento de reforço, função essa mais utilizada atualmente, com diversos tipos de formatos, nomenclaturas e aplicações, gera um crescimento da sua utilização, para suprir propriedades que faltam no solo do local (VERTEMATTI, 2004).

O quadro 01, mostra os polímeros mais utilizados para a formação do geossintético e o produto final para diferentes aplicações.

Quadro 01 – Tipos de polímeros utilizados no geossintéticos.

<b>Principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos</b>		
<b>Polímero</b>	<b>Sigla</b>	<b>Aplicações</b>
Polietileno	PE	Geotêxteis, barreiras geossintéticas, geogrelhas, tubos drenos geossintéticos, georredes e geocompostos
Poliestireno expandido	EPS	Geoexpandidos
Polipropileno	PP	Geotêxteis, barreiras geossintéticas, geogrelhas e geocompostos
Polivinil clorado	PVC	barreiras geossintéticas, tubos drenos geossintéticos e geocompostos
Poliéster	PET	Geotêxteis e geogrelhas
Poliestireno	PS	Geocompostos e geoexpandidos
Poliamida	PA	Geotêxteis, geogrelhas e geocompostos
Etileno-propileno Monômero diênico	EPDM	Barreiras geossintéticas e geocompostos
Polivinil álcool	PVA	Geotêxteis, geogrelhas e geocompostos
Polietileno clorado	CPE	Barreiras geossintéticas e geocompostos
Poliaramida	PPTA	Geotêxteis, geogrelhas e geocompostos

FONTE: Adaptado VERTEMATTI, (2004)

O conhecimento das propriedades do material tem relevância nos projetos. O dimensionamento, e a correta especificação do tipo de geossintético a ser empregado, garante o

conhecimento de quais características será adicionado ao solo. Assim, tem-se algumas propriedades como resistência à tração ( $T$ , kN/m), alongação sob tração ( $\varepsilon$ , %), taxa de deformação ( $\varepsilon'$ , %/s), módulo de rigidez à tração ( $J$ , kN/m), comportamento em fluência, resistência de esforços na instalação, resistência à degradação do ambiente, interação mecânica solo-reforço e os fatores de redução. Com a variação de polímeros disponíveis, a qualidade entra como fator de ponderação no momento da escolha do material quando empregado na obra (VERTEMATTI, 2004).

A norma NBR ISO 10318-1/2018 apresenta as características, propriedades e os tipos de geossintéticos existentes no mercado. Já a norma NBR ISO 10319:2013 traz os índices de tração dos geossintéticos em faixa larga por ensaios de alongamento, que define a rigidez secante e curva da carga de alongamento, pois os polímeros são elastômeros de elasticidade e plasticidade como características, escolhidas em soluções que buscam esse tipo de qualidade. A tração máxima ( $T_{máx}$ ),  $\varepsilon_{máx}$  (alongação máxima) e o módulo de rigidez ( $J$ ) são fatores que diferenciam os tipos de geossintéticos existentes no mercado, com diferentes funções devido a variação da alongação, resistência de tração e rigidez (VERTEMATTI, 2004).

### 3.2.1. Tipos de geossintéticos

A resistência mecânica, forma e função do polímero na geotecnia causa um impacto positivo quando implementado, e conforme a norma NBR ISO 10319:2013 define, por meio de ensaios os índices de tração do geotêxtil, geotêxtil tecido, geotêxtil não tecido, geogrelha, entre outros geossintéticos. Assim, serão apresentadas suas definições de acordo com a norma citada (SANTOS, 2014).

- 1) Geotêxtil: É um composto de fibras bidimensionais, com filamentos contínuos ou fios, que formam estruturas diferentes por conta da forma de junção dos filamentos, e através das propriedades mecânicas e hidrófugas, permite sua aplicação em obras de solo.

Figura 01 – Geotêxtil bidim.



Fonte: Manta Brasil, 2020.

- 1.1) Geotêxtil não tecido: É um composto formado por filamentos contínuos, tendo sua disposição aleatória e sua junção é feita por processos diferentes, como por exemplo, térmicos, mecânicos ou químicos.

Figura 02 – Geotêxtil não tecido.



Fonte: ArchiExpo, 2020.

- 1.2) Geotêxtil tecido: É um composto formado por filamentos entrelaçados, formando uma trama de sentido transversal e longitudinal.

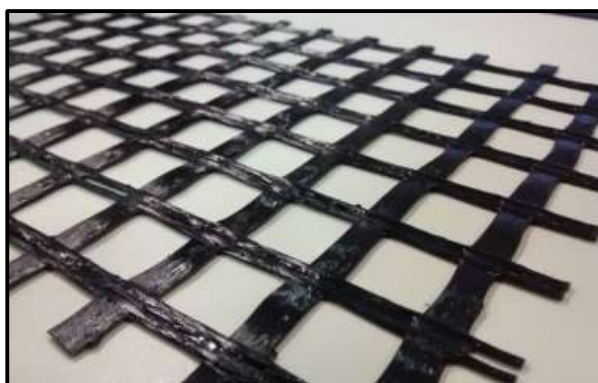
Figura 03 – Geotêxtil tecido



Fonte: Huesker, 2020.

- 2) Geogrelha: É um composto em forma de grelha, com características de reforço, devido a sua interação com o solo, onde os vazios na malha fornecem o travamento através do atrito das partículas. Assim, a resistência à tração desse tipo de geossintético é o ganho de tração nas duas direções.

Figura 04 – Geogrelha bidirecional.



Fonte: Tegape, 2020.

A adequação na escolha do tipo de geossintético se torna um fator importante quando é necessário limitar a deformação e tração no maciço de solo. Porém, como essas características são de larga escala, com o tempo, pode ocorrer a manifestação do fenômeno de fluência – variação da resistência de longo prazo, em função das deformações sofridas pelo material polimérico – impactando negativamente na resistência de estruturas que serão permanentes ou não. Segundo Lopes (1992), a viabilidade econômica, interação solo-reforço, resistência a manifestações patológicas como variação de temperatura brusca ou agentes físico-químicos são critérios que satisfazem a implementação dos polímeros nas soluções geotécnicas.

### 3.3. MODOS DE RUPTURA

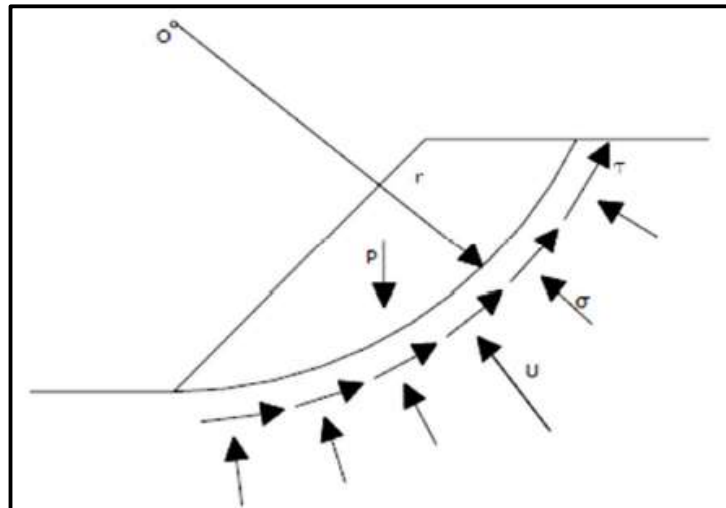
Os meios de ruptura variam conforme a disposição da geometrias formadas pelas camadas de solo. Assim, os possíveis meios de ruptura em talude que serão mostrados neste capítulo são três: circular, plana e em cunha (JOLY, 2014).

#### 3.3.1. Ruptura circular

O solo é um material normalmente heterogêneo, devido a variações de tipos de solo conforme varia a profundidade. Isto pode resultar na ruptura circular do maciço, quando não há o monitoramento constante. A ruptura circular é verificada pelos métodos de Bishop Simplificado, Bishop, Fellenius e Janbu Simplificado.

Dito isto, a estabilidade do talude é relacionada às forças atuantes na parte interna e externa do maciço, avaliando as lamelas ou fatias de solos, acima da linha circular crítica, como mostrado na figura 05 (JOLY, 2014).

Figura 05 – Atuação de forças internas no talude com possível ruptura circular.



Fonte: Guidicini e Nieble, 1976 apud Joly, 2014.

onde:

$r$  = raio gerado pela superfície circular de ruptura;

$P$  = peso do material;

$U$  = resultante das pressões neutras;

$\sigma$  = tensão normal efetiva;

$\tau$  = tensão cisalhante sobre superfície de escorregamento.

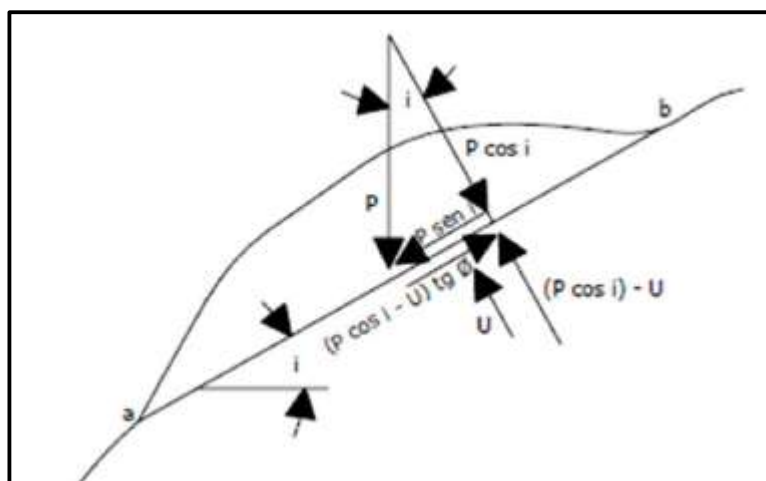


### 3.3.2. Ruptura plana

De acordo com Guidicini e Nieble, 1976 apud Joly, 2014, a ruptura plana ocorre normalmente em taludes que possuem uma grande quantidade de rochas junto ao solo, como mostrado na figura 06. Os parâmetros que favorecem este tipo de ruptura são:

- O ângulo do plano de ruptura deverá ser inferior ângulo da face externa do talude;
- O ângulo do plano de ruptura deverá ser maior que o ângulo de atrito;
- Direção paralela ou subparalela do plano junto a face externa do talude;
- As superfícies de alívio deverão possuir tensões resistentes quase nulas junto a possibilidade de escorregamento de base.

Figura 06 – Atuação de forças internas no talude com possível ruptura plana.



Fonte: Guidicini e Nieble, 1976 apud Joly, 2014.

onde:

$P$  = peso do material;

$U$  = subpressão atuante na base;

$i$  = ângulo do plano de ruptura;

$\phi$  = ângulo de atrito entre o maciço e o plano;

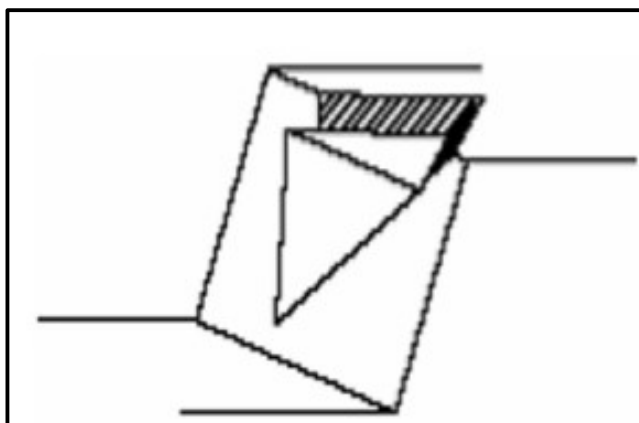
$(P \cos i - U) \operatorname{tg} \phi$  = força resistente ao escorregamento da base;

$P \operatorname{sen} i$  = força atuante.

### 3.3.3. Ruptura em cunha

De acordo com Guidicini e Nieble, 1976 apud Joly, 2014, a ruptura em cunha ocorre devido a combinação de dois planos descontínuos, gerando uma linha de intersecção. Este tipo de ruptura geralmente acontece em maciços rochosos. A ruptura do tipo em cunha é mostrada na figura 07.

Figura 07 – Ruptura em cunha.



Fonte: Guidicini e Nieble, 1976 apud Joly, 2014.

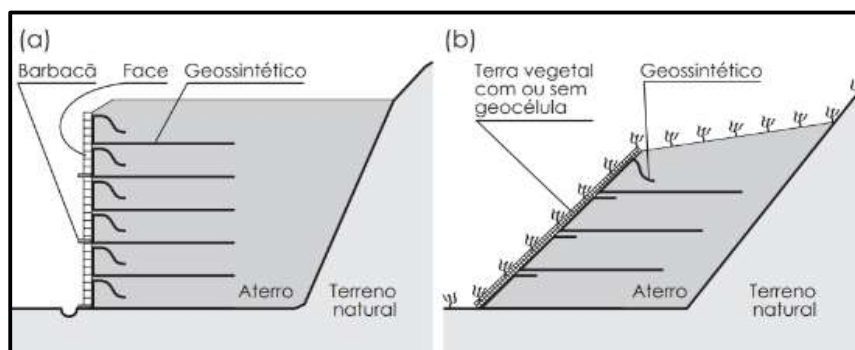
## 3.4. REFORÇO DE TALUDES OU MUROS DE CONTENÇÃO COM GEOSSINTÉTICOS

O geossintético como principal elemento dentro de solos que não possuem estabilidade a partir de ângulos pré definidos em projeto, possibilita que as tensões e deformações globais se dissipem nesse material, visando o ganho de alturas e inclinações mais íngremes. É importante ressaltar que o custo com a adição deste material na obra irá elevar, mas no ponto de vista da execução e da segurança da contenção do maciço de solo, sua utilização trará benefícios como citado a seguir (VERTEMATTI, 2004):

- Inclinações mais íngremes;
- polímero sustentável, sem contaminação do solo;
- permite a adição de paredes rochosas ou maciças com interação geossintético-acabamento;
- baixa necessidade de mão de obra especializada;
- ganho de tempo no cronograma da obra.

Na figura 08, é ilustrado como é disposto o geossintético no muro de contenção ou taludes.

Figura 08 – Solo com reforço (a) Muro de contenção, (b) Talude.

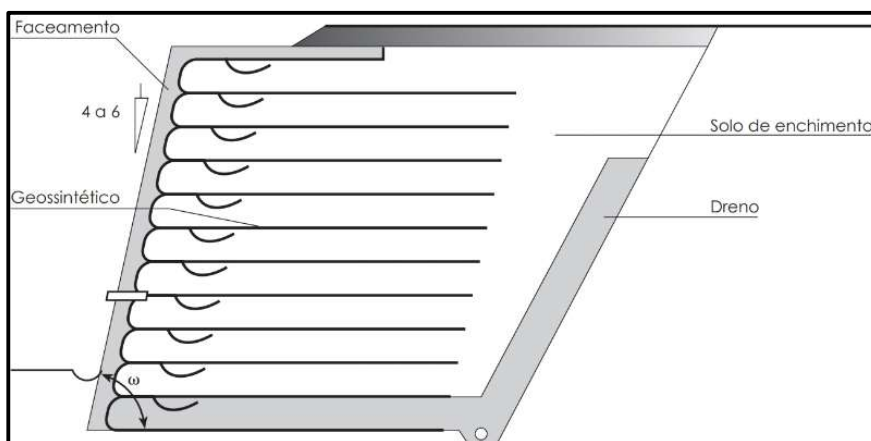


Fonte: Adaptado EHRlich et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

Essa interação do geossintético com o solo permite que haja uma resistência à tração quando são impostas tensões de confinamento na parte sobrejacente. Mas quando submetido a essas tensões com sobrecargas não previstas, o maciço reforçado pode atingir deformações imediatas ou a longo prazo, engrandecendo a importância da utilização do reforço nessas condições. É necessário estabelecer valores que limitam a variabilidade da resistência, corrigindo o fator de segurança global com a tensão admissível característica do material (VERTEMATTI, 2004).

O reforço pode ser com geogrelhas, geotêxteis tecidos ou não tecidos, isso depende de qual resistência e função é requerida. Na figura 09, é ilustrado como é a disposição do geossintético (VERTEMATTI, 2004):

Figura 09 – Seção de corte de um solo reforçado.



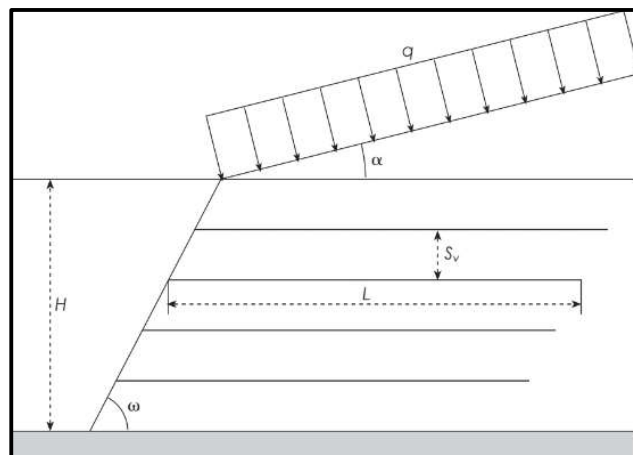
Fonte: Adaptado EHRlich et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

Os parâmetros geométricos e variáveis geotécnicas da estrutura de solo são considerados no dimensionamento, surgindo estabilidades dentro da área reforçada e fora da área, denominados estabilidades interna e externa. As estabilidades estão interligadas com os parâmetros e variáveis antes mencionado, sendo eles (VERTEMATTI, 2004):

- Altura do maciço de solo;
- inclinação da estrutura;
- ângulo do terreno existente;
- resistência do solo (na base e na estrutura);
- interação solo-geossintético;
- comprimento e espaçamento do geossintético;
- volume de vazios de acordo com a compactação;
- sobrecargas e carregamentos externos;
- fatores de segurança globais.

Na figura 10, são ilustrados os parâmetros e variáveis para o dimensionamento do reforço em uma geometria de solo padrão tipo talude (VERTEMATTI, 2004):

Figura 10 – Parâmetros e variáveis para o dimensionamento de solo-reforço.



Fonte: Adaptado EHRlich et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

onde:

$S_v$  = espaçamento vertical entre os reforços;

$q$  = sobrecarga sobre terraplano;

$\alpha$  = inclinação do terraplano;

$\omega$  = ângulo da face inferior do talude;

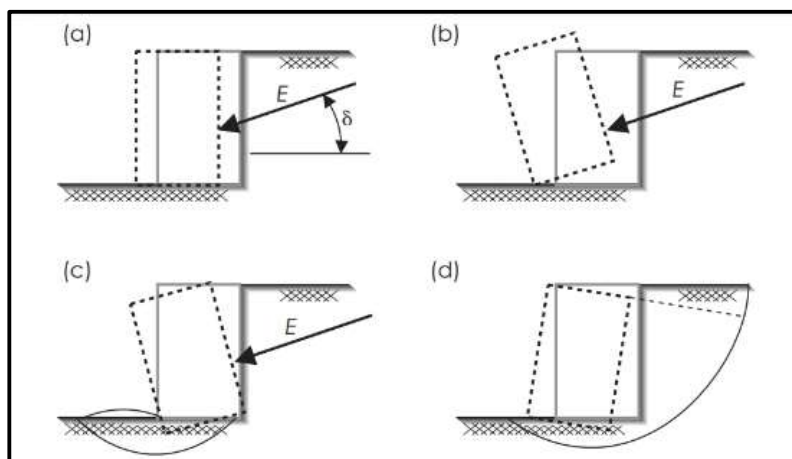
$H$  = altura do talude;

$L$  = comprimento de ancoragem do reforço.

### 3.5. ESTABILIDADE EXTERNA

É necessário serem analisadas as formas de ruptura externa que a estrutura será submetida, pois de forma natural, o empuxo do solo tenderá a deslocar o maciço de solo no sentido horizontal inclinado. O empuxo do solo não reforçado possui um ângulo de atrito interno com o solo reforçado, surgindo um estado crítico nesse ponto. O método de equilíbrio (MEL) limite verifica a superfície de falha, analisando as condições de instabilidade entre o maciço reforçado e não reforçado. Na figura 11, somente o item d, é demonstrado a instabilidade global da estrutura verificada pelo MEL (VERTEMATTI, 2004):

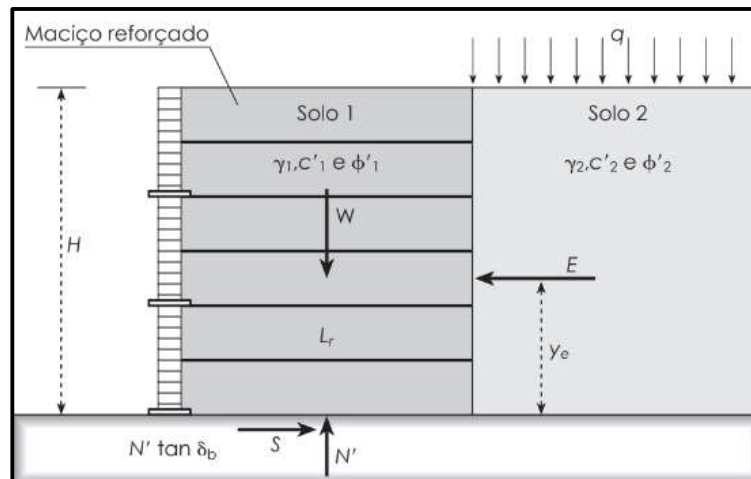
Figura 11 – Análise da instabilidade externa do solo reforçado. (a) ruptura por deslizamento; (b) ruptura por tombamento; (c) ruptura pelo esgotamento da capacidade carga; (d) ruptura global.



Fonte: Adaptado EHRLICH et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

O empuxo do solo causa instabilidade da estrutura, sendo um fator desfavorável. Também há fatores favoráveis que tornam o solo estável, fatores naturais, por exemplo. Mas o peso próprio e sobrecargas (permanentes ou não permanentes) atuam sobre o maciço reforçado, que no cálculo do dimensionamento é previsto e considerado. Na figura 12 são mostrados esses esforços sobre a estrutura (VERTEMATTI, 2004):

Figura 12 – Esforços internos e externo no solo reforçado.



Fonte: Adaptado EHRlich et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

onde:

$W$  = peso do solo;

$q$  = sobrecarga sobre terrapleno;

$y_e$  = distância vertical da aplicação do empuxo ativo sobre maciço reforçado;

$L_r$  = comprimento de ancoragem do reforço;

$H$  = altura do maciço;

$\delta_b$  = ângulo de atrito da interface entre o solo e reforço;

$S$  = atrito do solo reforçado com a base;

$N'$  = força normal do maciço reforçado junto a base;

$\gamma_1$  = peso específico do solo;

$c'_1$  = coesão efetiva do solo reforçado;

$\phi'_1$  = ângulo de atrito do solo reforçado;

$\gamma_2$  = peso específico do solo não reforçado;

$c'_2$  = coesão efetiva do solo não reforçado;

$\phi'_2$  = ângulo de atrito do solo não reforçado;

- Estabilidade ao deslizamento

A partir das variáveis anteriormente mencionadas, o fator de segurança de cálculo que restringe o deslizamento do maciço de solo na base é dado pela equação [1] e o comprimento de ancoragem do geossintético é dada pela equação [2] (VERTEMATTI, 2004):

$$FS_d = \frac{(\gamma_1 * H + q) * L_r * tg\phi'_1}{E} \geq 1,5 \quad [1]$$

$$L_r = \frac{FS_d * E}{(\gamma_1 * H + q) * tg\phi'_1} \quad [2]$$

onde:

q = a sobrecarga distribuída de forma uniforme;

$FS_d$  = fator de segurança na base de valor  $\geq 1,5$ ;

$\gamma_1$  = peso específico do solo 1;

H = altura do solo reforçado;

$\phi'_{solo1}$  = ângulo de atrito entre a base do talude ou muro de contenção com o solo de apoio;

E = empuxo ativo no solo.

- Estabilidade ao tombamento

A análise do tombamento da estrutura também requer um fator de segurança de cálculo que o restrinja e não ocorra o rompimento do reforço. Dessa forma, o  $FS_t$  é determinado pelo equilíbrio dos momentos estabilizantes e instabilizantes através com a equação [3] e o comprimento do reforço. A estabilidade contra o tombamento é dada pela equação [4] (VERTEMATTI, 2004):

$$FS_t = \frac{(\gamma_1 * H + q) * (L_r)^2}{2 * E * y_E} \geq 2,0 \quad [3]$$

$$L_r = \sqrt{\frac{2 * FS_t * E * y_E}{(\gamma_1 * H + q)}} \quad [4]$$

onde:

$L_r$  = comprimento do geossintético ou dimensão da base do solo reforçado;

$FS_t$  = fator de segurança que restringe o tombamento  $\geq 2,0$ ;

$y_E$  = momento do empuxo ativo em relação a base do solo reforçado.

- Capacidade de carga da fundação

O rompimento da base que apoia o maciço de solo depende da distância da aplicação da carga com o centro de gravidade da estrutura. Essa distância é definida como excentricidade resultante, definida pela equação [5] a seguir (VERTEMATTI, 2004):

$$e = \frac{k_{a2} \left(1 + \frac{3 * q}{\gamma_2 * H}\right)}{6 \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 * H}\right)} * \left(\frac{H^2}{L_r}\right) \quad [5]$$

O solo reforçado possui parâmetros diferentes do solo de reaterro, sendo necessário a razão desses dois parâmetros. No entanto, a base sendo somente solicitada à força de compressão implica que o comprimento do geossintético terá relação com a excentricidade da equação [5], porém o que será considerado é o maior  $L_r$  calculado nas equações [2], [4] e [5] para a verificação da excentricidade na equação [6] a seguir (VERTEMATTI, 2004):

$$e \leq \frac{L_r}{6} \quad [6]$$

Através do atrito entre as partículas de solo, sendo essa interação dada pelo coeficiente de coesão  $c'$ , a capacidade de carga pode ser obtida pela equação [7] e os parâmetros  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são obtidos pelas equações [8], [9] e [10] (TERZAGUI; PECK, 1967):

$$q_{m\acute{a}x} = c' * N_c + q_s * N_q + 0,5 * \gamma_f * B' * N_\gamma \quad [7]$$

$$N_q = e^{(\pi * \tan \phi')} * \tan^2(45 + \phi'/2) \quad [8]$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cotan \phi' \quad [9]$$

$$N_\gamma = 1,80 * (N_q - 1) * \tan \phi' \quad [10]$$

onde:

$q_{m\acute{a}x}$  = capacidade de carga máxima no solo;

$c'$  = coesão do solo;

$q_s$  = sobrecarga da base;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores da capacidade de carga máxima no solo.

As tensões variam no maciço de solo tanto na base quanto ao longo da altura, devido à excentricidade com o centro de gravidade da carga vertical e horizontal, sendo elas distribuídas de acordo com o peso específico do solo, sobrecargas e empuxo. Com isso, a tensão normal na base pode ser obtida pela equação [11] e o fator de segurança que restringe o rompimento da base é obtida pela equação [12] (VERTEMATTI, 2004):

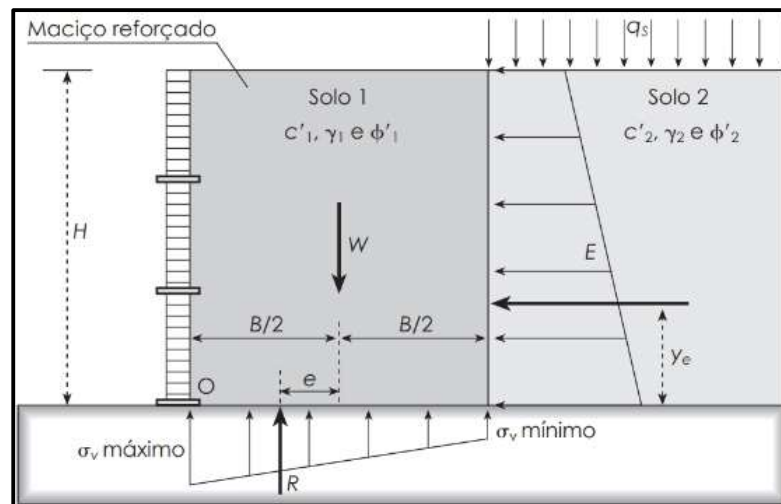


$$\sigma_{base} = \frac{3(\gamma_1 * H + q)}{3 - k_{a2} \left( \frac{\gamma_2 * H + 3 * q}{\gamma_1 * H + q} \right) * \left( \frac{H^2}{L_r} \right)} \quad [11]$$

$$FS_{base} = \frac{q_{m\acute{a}x}}{\sigma_{base}} \geq 3,0 \quad [12]$$

Todas as variáveis mencionadas anteriormente são demonstradas na figura 13, e para isso, devem alcançar um fator de segurança de 3,0 ou maior, para que não ocorra o colapso da base de fundação (VERTEMATTI, 2004):

Figura 13 – Disposição das tensões verticais no maciço de solo.



Fonte: Adaptado EHRlich et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

- Ruptura global

A ruptura global do maciço de solo pode ocorrer de forma cilíndrica, circular ou elíptica, formando uma zona crítica devido à falha da resistência ao cisalhamento atuante. O deslocamento do solo reforçado é negativo para a estabilidade da estrutura, e quando submetido ao giro do bloco rígido formado pelo solo-reforço, gera momentos resistentes e sollicitantes de acordo com o centro de giro, e podem ser analisados pelo método de equilíbrio limite (MEL). E para a restrição dessa rotação, é calculado o fator de segurança que restringe a ruptura global na sua zona crítica, dada pelas equações [13] para reforço provisório e [14] para reforço permanente (VERTEMATTI, 2004):

$$FS_{giro} = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \geq 1,3 \quad [13]$$

$$FS_{giro} = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \geq 1,5 \quad [14]$$

onde:

$FS_{giro}$  = fator de segurança que restringe a rotação;

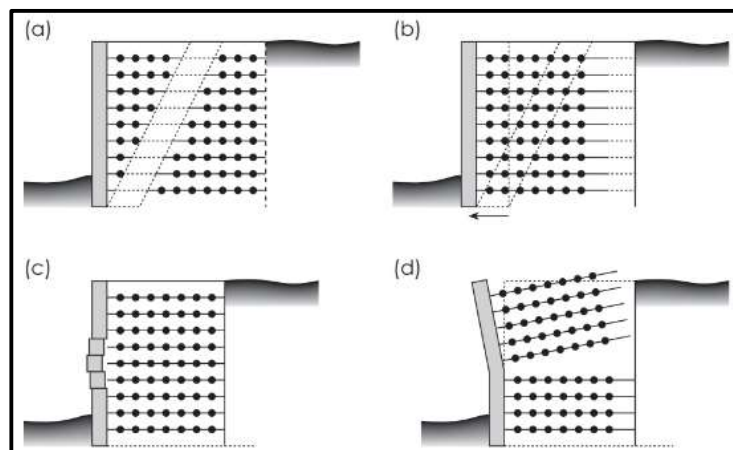
$M_R$  = momento resistente;

$M_S$  = momento solicitante.

### 3.6. ESTABILIDADE INTERNA

O reforço de solo leva em consideração os parâmetros internos da estrutura, que ao ser submetida a esforços permanentes e sobrecargas, o geossintético tende a suportar o deslizamento do solo pelo baixo travamento e à tração. Caso o esforço solicitante  $T_{m\acute{a}x}$  for maior que o esforço de cálculo resistente do material  $T_d$ , poderá ocorrer o rompimento do geossintético entre camadas distintas, devido a redistribuição dos esforços solicitantes. A fixação do reforço dado, por  $P_r$ , que nesse caso, deverá ser maior que o  $T_{m\acute{a}x}$  solicitante para que não haja arranque do geossintético. Na figura 14 são representadas as formas de instabilidade interna do maciço de solo (VERTEMATTI, 2004):

Figura 14 – Análise da instabilidade interna do solo reforçado. (a) ruptura do geossintético; (b) arranque do geossintético; (c) perda de aderência com a face; (d) falta de equilíbrio, instabilidade.



Fonte: Adaptado EHRlich et. al., 2004 apud VERTEMATTI, 2004.

As tensões são distribuídas para os geossintéticos, base do maciço de solo (compressão) e para as bordas. Isto implica que, no dimensionamento, as tensões nas bordas são consideradas

$T_0 < T_{m\acute{a}x}$ , e o equilíbrio da estrutura junto a borda é dado pela resistência ao arranque  $P_{r0} > T_0$ , fazendo com que essa região fique estável (VERTEMATTI, 2004).

De acordo com ELIAS et. al. (2001), os fatores de segurança variam conforme o tipo de condição que se busca alcançar, ou de forma análoga, fatores que inibem pontos negativos à estrutura. A equação [15] possui fator de segurança 1,50 para construções permanentes e críticas e 1,15 para construções temporárias e não críticas, que inibe a possível ruptura do geossintético, a equação [16] possui fator de segurança 1,50 que inibe o arranque do geossintético. A equação [17] possui fator de segurança 1,50 para a estabilidade das conexões, sendo elas:

$$T_d \geq T_{m\acute{a}x} * FS \quad (FS = 1,5) \quad e \quad (FS = 1,15) \quad [15]$$

$$P_r \geq T_{m\acute{a}x} * FS \quad (FS = 1,50) \quad [16]$$

$$P_{r0} \geq T_0 * FS \quad (FS = 1,50) \quad [17]$$

### 3.7. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) E ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

O solo reforçado com geossintético pode estar submetido ao ELS, que é o estado limite de utilização da estrutura, e também ao ELU, que seria o estado limite de ruptura do maciço reforçado. O ELS pode ser causado pelas deformações excessivas que não causam a ruptura do maciço de solo, porém dependendo do grau do seu estado, a estrutura pode se tornar inutilizável devido as elevadas deformações. Caso não haja a ruptura da estrutura, submeto-a a condição de limite de utilização, assim o maciço estará dentro do ELS previsto. No entanto, o ELU está relacionado a ruptura do maciço reforçado, ou seja, entra em colapso (BELO, 2018).

As análises que são feitas no ELS são as deformações excessivas, resultado da ruptura interna de algum dos elementos de reforço que não acarretam no colapso da estrutura, mantendo ainda a estabilidade estrutural. Já no ELU, as análises que causam a instabilidade do maciço como um todo é devido a ruptura por deslizamento, ruptura por tombamento, ruptura pelo esgotamento da capacidade de carga da fundação e ruptura global (BELO, 2018).

De acordo com BS 8006 (British Standard Institution) (1995), a tração de cálculo  $T_d$  depende dos fatores de segurança parciais. A equação [18] define a tração de cálculo no estado limite último (ELU) e a equação [19] define a tração de cálculo no estado limite de serviço (ELS) (BS 8006, 1995):

$$T_d = \frac{T_{char}}{FRP_{FL} * f_m} \quad [18]$$

onde:

$T_d$  = resistência a tração de cálculo no ELU;

$T_{char}$  = resistência a tração para cargas de pouca duração;

$FRP_{FL}$  = fator de redução para o escoamento;

$f_m = FRP_{DI} * FRP_{MA} * FRP_{AQ} * f_s$ ;

$FRP_{DI}$  = fator de redução para defeitos na instalação;

$FRP_{MA}$  = fator de redução para variação do clima;

$FRP_{AQ}$  = fator de redução para reações químicas;

$f_s$  = fator de segurança para correção de superdimensionamento.

$$T_d = \frac{T_{CS}}{f_m} \quad [19]$$

onde:

$T_d$  = resistência a tração de cálculo para ELS;

$T_{CS}$  = valor do dimensionamento calculado para o ELS, sem majoração de ações;

$f_m = FRP_{DI} * FRP_{MA} * FRP_{AQ} * f_{s,1}$ ;

$FRP_{DI}$  = fator de redução para defeitos na instalação;

$FRP_{MA}$  = fator de redução para variação do clima;

$FRP_{AQ}$  = fator de redução para reações químicas;

$f_{s,1}$  = fator de segurança para correção de superdimensionamento.

Tabela 01 – Coeficiente de segurança  $f_m$  e seus fatores para a determinação da resistência do reforço.

Fatores de segurança		Fatores componentes	
$f_m = f_{m1} * f_{m2}$			
$f_{m1}$ – propriedades intrínsecas do material.  $f_{m1} = f_{m11} * f_{m12}$	$f_{m11}$ – consistência de fábrica do reforço e forma como sua resistência pode ser afetada.  $f_{m11} = f_{m111} * f_{m112}$	$f_{m111}$ – forma como é definida a resistência	$f_{m11} = 1,0$ - resistência definido pelo valor característico $f_{m11} = 1 + \frac{1,64 * \sigma}{\mu - 1,64 * \sigma}$ $\mu$ – média; $\sigma$ – desvio padrão.
		$f_{m112}$ – tolerância nas dimensões dos reforços.	$f_{m112} = 1,0$ – geossintéticos $f_{m112} \geq 1,0$ – reforços metálicos
	$f_{m12}$ – extrapolação dos resultados de ensaio na definição da resistência.  $f_{m12} = f_{m121} * f_{m122}$	$f_{m121}$ – avaliação dos dados disponíveis para obtenção da envolvente estatística.	$f_{m121} = 1,0$ - resultados obtidos em ensaios de fluência realizados para temperatura igual ao valor máximo previsto.
		$f_{m122}$ – extrapolação dessa envolvente estatística à vida útil do reforço.	$f_{m122} = \log_{10} \left( \frac{t_d}{t_e} \right)$ $t_d$ – tempo de vida útil $t_e$ – duração do ensaio de fluência
$f_{m2}$ – construção e efeitos ambientais.  $f_{m2} = f_{m21} * f_{m22}$	$f_{m21}$ – suscetibilidade de danificação durante a construção.  $f_{m21} = f_{m211} * f_{m212}$	$f_{m211}$ – efeito a curto prazo da danificação durante a instalação.	Produtores e autoridades certificadas podem fornecer valores para $f_{m211}$
		$f_{m212}$ – efeito a longo prazo da danificação durante a instalação.	$f_{m212}$ depende da estrutura do reforço, do polímero constituinte e do ambiente onde está inserido.
	$f_{m22}$ – ambiente onde está inserido o reforço.	Quando existe a probabilidade de químicos agressivos entrarem em contato com o reforço, este fato pode ser tido em consideração no fator $f_{m22}$ ou prevenir a sua ocorrência através de sistema de drenagem.	

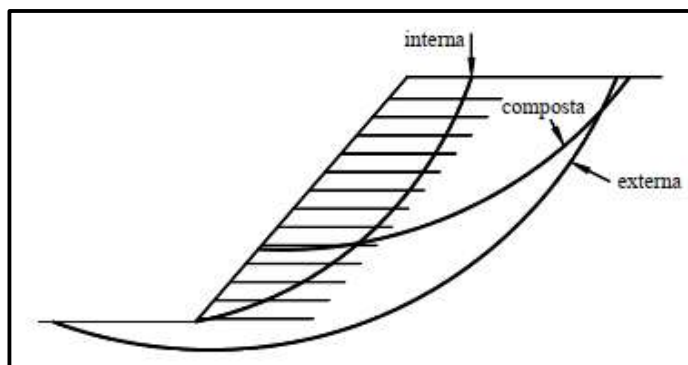
Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

O coeficiente de segurança  $f_m$  pode ser obtido através de outros coeficientes distintos, que dependendo do estado limite de utilização (ELS), varia conforme a natureza de projeto. A tabela 01 acima compõe diversos tipos de fatores  $f_m$  para a obtenção do esforço resistente de cálculo do geossintético (VIEIRA, 2008).

### 3.8. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO EM TALUDES COM GEOSSINTÉTICOS

O dimensionamento dos taludes com geossintéticos consegue superar inclinações as quais sem o reforço, não seria possível. Elementos reforçados apresentam instabilidades que geram as zonas de falhas, podendo ser internas, externas e compostas, como mostrado na figura 15 (VIEIRA, 2008):

Figura 15 – Zonas de falhas com reforço em taludes.



Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

A inclinação do talude se dá por um ângulo  $\beta < 70^\circ$ , com zonas de ruptura ou falhas analisadas a partir da estabilidade interna e externa do maciço reforçado. Caso o reforço se torne insuficiente, a segurança relativa do solo-reforço tanto na base quanto nas camadas ao longo da sua altura é reduzida (VIEIRA, 2008).

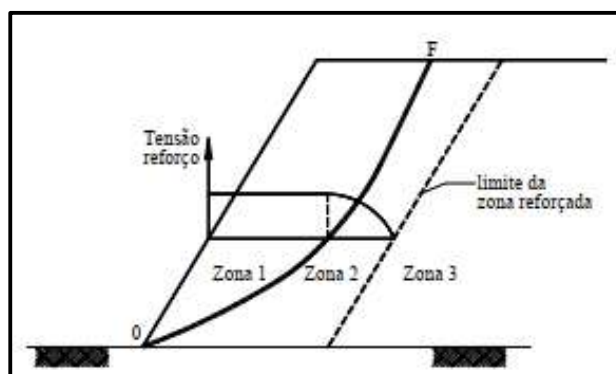
### 3.8.1. Dimensionamento interno de tensão exigida

Com base no conceito da tensão exigida, o talude apresenta 03 zonas, sendo:

- Zona 01: dita como o deslizamento do maciço de solo;
- Zona 02 dita como zona resistente de fixação do geossintético entre a zona 01 e a zona 03 reforçada;
- Zona 03: Projeção da zona limite a ser reforçada pelo geossintético.

A figura 16 demonstra como são traçadas as zonas do solo reforçado (VIEIRA, 2008):

Figura 16 – Análise do traçado das linhas zonais em talude reforçado.



Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

### 3.8.1.1. Método de Jewell (1996)

O método de Jewell para a tensão exigida admite que a estrutura reforçada na zona 01 deve estar em equilíbrio, para que esta tensão no reforço seja absorvida na variação de profundidade  $z$ , dada pela equação [20]. Através da resistência de cálculo à tração  $T_d$ , espaçamento entre camadas de solo  $S_v$  e espaçamento longitudinal  $S_h$ , utilizados na equação [21], determina-se o valor da tensão que o geossintético poderá absorver quando ocorre a perda de aderência solo-reforço (VIEIRA, 2008):

$$\sigma_{req,i} = K_{req} * \gamma * z_i \quad [20]$$

$$\sigma_{disp,i} = \frac{T_{d,i}}{S_{v,i} * S_h} \quad [21]$$

onde:

$\sigma_{req}$  = tensão exigida de absorção do reforço;

$K_{req}$  = coeficiente de empuxo;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$z$  = variação da profundidade no talude;

$\sigma_{disp}$  = tensão de absorção do reforço;

$T_d$  = tração de cálculo;

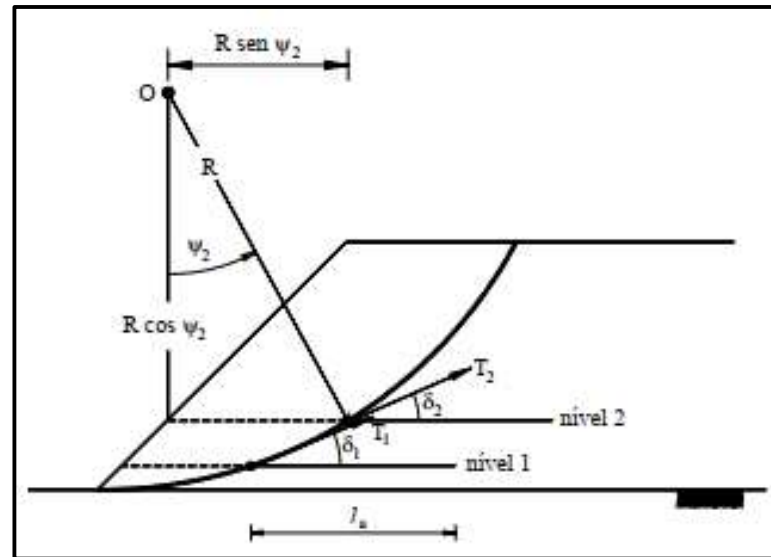
$S_v$  = altura do espaçamento entre camadas de solo;

$S_h$  = comprimento analisado a cada 1 metro.

### 3.8.2. Análise de estabilidade de taludes reforçados

A estabilidade do talude reforçado com geossintético é determinado pelo fator de segurança contra o colapso, sendo suficientemente interligado a tensão de absorção do reforço, através do momento de estabilidade relativa em relação a distância  $R$  (raio) formada pela cunha de ruptura até o ponto  $O$ , na figura 17 (VIEIRA, 2008):

Figura 17 – Análise da cunha de ruptura para a estabilidade do solo-reforço.



Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

A equação [22] estabelece o fator de segurança através do equilíbrio dos momentos obtidos pelas equações [23] momento de estabilidade, [24] acréscimo de momento e [25] momento desestabilizante (VIEIRA, 2008):

$$FS = \frac{M_e + \Delta M_e}{M_d} \quad [22]$$

$$M_d = \sum W[(1 \pm k_v) * R * \text{sen} \alpha + k_h * y] \quad [23]$$

$$M_e = (1 \pm k_v) * R * \sum \frac{W * \text{tg} \phi * \text{sec} \alpha}{1 + \text{tg} \alpha * \text{tg} \phi} \quad [24]$$

$$\Delta M_e = R * \sum_{i=1}^n T_i * \cos(\psi_i - \delta_i) \quad [25]$$

onde:

$M_e$  = momento de estabilidade;

$\Delta M_e$  = acréscimo do momento de estabilidade por conta do reforço;

$M_d$  = momento desestabilizante;

$k_v$  = coeficiente de estabilidade;

$R$  = raio até o ponto O (figura 10);

$T_i$  = esforço resistente de tração do reforço;



$\psi_i$  = ângulo entre o raio e a vertical (figura 10);

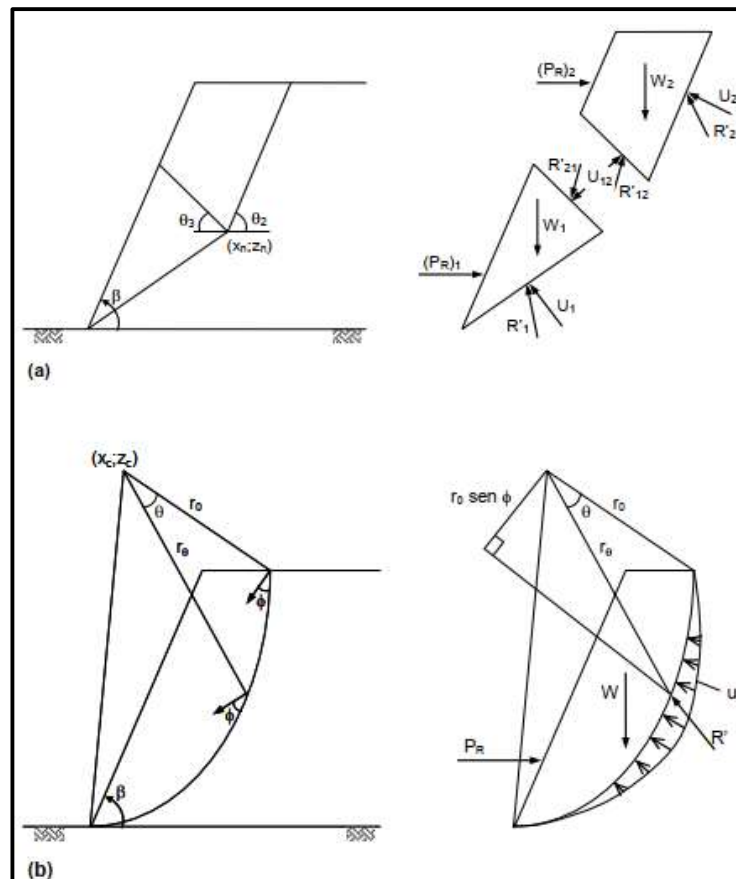
$\delta_i$  = ângulo entre o esforço resistente com a horizontal.

### 3.8.3. Dimensionamento por Jewell (1996)

O método de Jewell considera o equilíbrio interno e global, para a determinação o comprimento mínimo do geossintético, garantindo a estabilidade da estrutura, tanto na parte interna quanto na parte externa. Esse método se baseia na tensão exigida na zona 01, onde o coeficiente de empuxo define se a tensão disponível é maior ou menor do que a exigida. A resistência do arrancamento  $P_r$  é aplicado a 1/3 da altura do talude, que hipoteticamente, forma um triângulo retângulo, e assim o raio tem variação ao longo da superfície pela equação [26] conforme mostrado na figura 18 (VIEIRA, 2008):

$$\frac{dr}{r * d\theta} = tg\phi \quad [26]$$

Figura 18 – Determinação do coeficiente de empuxo pela ruptura vista no método de Jewell (1989). (a) forças atuantes no maciço; (b) forças atuantes na borda da cunha.



Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

A variação do espaçamento entre os reforços ao longo da altura do talude deve satisfazer as tensões exigidas, que porventura possam garantir a estabilidade interna e externa, como também o equilíbrio global. Com a definição da altura entre camadas de solo, é preciso determinar o comprimento mínimo de ancoragem conforme a figura 19. Na base do talude o comprimento é determinado pela equação [27] (VIEIRA, 2008):

$$\frac{l_{a,base}}{H} = \left( \frac{T_d}{2 * w_r * \gamma * H^2} \right) * \left( \frac{1}{1 - r_u} \right) * \left( \frac{1}{f_a * tg\phi} \right) \quad [27]$$

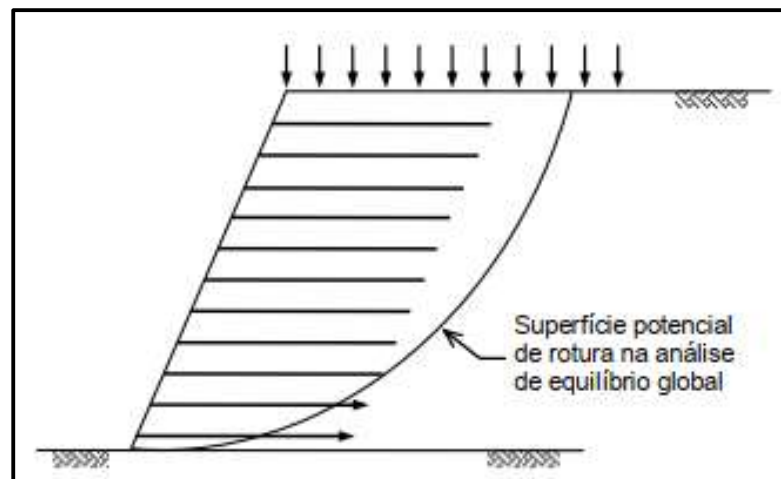
onde:

$T_d$  = resistência à tração de cálculo

$w_r$  = largura do geossintético;

$f_a$  = coeficiente de ruptura por arranque do solo-reforço.

Figura 19 – Disposição do comprimento de ancoragem do reforço na base e ao longo da altura do talude.



Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

O alongamento da base pode acarretar na ruptura do solo de fundação, e para evitar essa condicionante é necessário considerar os ábacos de Jewell (1996) no anexo A, que mostra qual o coeficiente de interação solo-reforço adequado. Também é relevante determinar a inclinação adequada do talude, prevendo o ângulo de atrito interno do solo de fundação superior ao ângulo de atrito interno do solo de reaterro a jusante (VIEIRA, 2008).

De acordo com Jewell (1996), o método do equilíbrio limite (MEL) analisa o comportamento global da estrutura, separando o reforço de taludes com geossintético através de 03 procedimentos. O primeiro procedimento é determinar as características do reforço, o

coeficiente de empuxo de solo  $K_{req}$  e as relações  $\left(\frac{L}{H}\right)_{global}$  e  $\left(\frac{L}{H}\right)_{ds}$ . Dessa maneira, o comprimento do geossintético é definido por (VIEIRA, 2008):

- Caso o  $\left(\frac{L}{H}\right)_{global} > \left(\frac{L}{H}\right)_{ds}$ , será adotado o comprimento  $\left(\frac{L}{H}\right)_{global}$  e altura constante;
- Caso o  $\left(\frac{L}{H}\right)_{ds} > \left(\frac{L}{H}\right)_{global}$ , será adotado o comprimento variável na altura,  $\left(\frac{L}{H}\right)_{global}$  para a parte superior (topo) e  $\left(\frac{L}{H}\right)_{ds}$  na parte inferior (base).

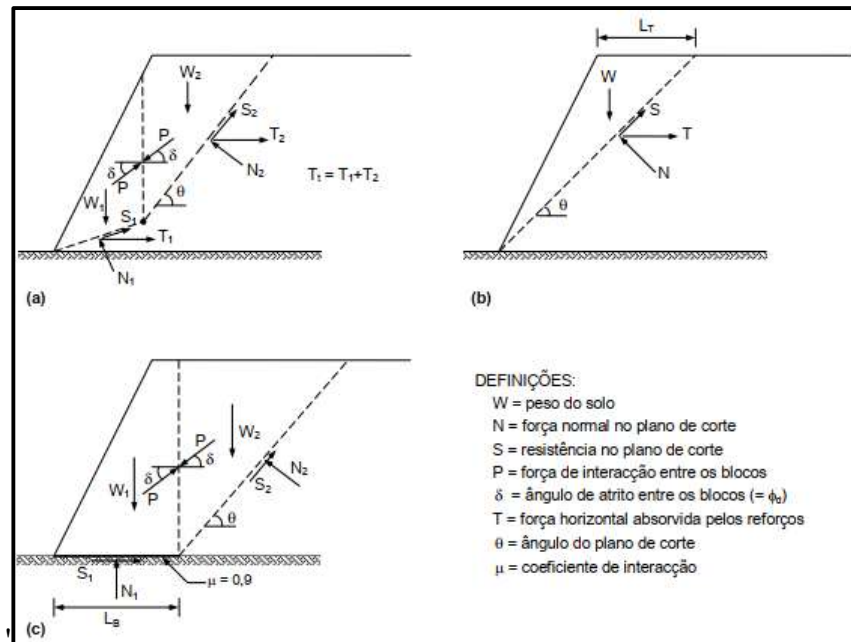
O segundo procedimento é determinar o coeficiente de cálculo do empuxo  $K_d$  pela equação [28], quando antes foi analisado o comprimento mínimo de arranque e as tensões exigidas. No pré-dimensionamento é considerado 15 Kpa de tensão residual (compactação) na parte superior (VIEIRA, 2008):

$$K_d = \frac{K_{req}}{1 - \frac{l_{a,base}}{L}} \quad [28]$$

#### 3.8.4. Dimensionamento por Schmertmann et. al (1987)

O dimensionamento apresentado por Schmertmann define 03 formas de ruptura de Mohr-Coulomb para o comprimento de ancoragem e coeficiente de impulso estabelecidos. A resistência entre a ligação dos dois maciços chega a 90% do cisalhamento do solo, sendo que as tensões se distribuem de forma triangular. Na figura 20 é mostrado o comportamento das tensões a partir dos esforços internos do maciço (VIEIRA, 2008):

Figura 20 – Linhas de rupturas conforme os esforços internos. (a) força exigida do reforço; (b) comprimento do reforço na parte superior; (c) comprimento do reforço na parte inferior.



Fonte: Schmertmann et. al., 1987 apud VIEIRA, 2008.

Segundo Schmertmann et. al. (1987) o comprimento  $L_B$  do geossintético varia de forma crescente em relação à altura da estrutura reforçada, controlando a estabilidade externa, já o comprimento  $L_T$  controla a estabilidade interna, considerando o coeficiente de interação  $C_{ds} = 0,9$ . O método de equilíbrio limite no dimensionamento obteve uma majoração variável, acarretando no aumento do comprimento de ancoragem e coeficiente de empuxo, porém não é considerado outras condições como acréscimo de cargas uniformemente distribuídas, falta do reforço horizontal, entre outras. E por isso, o coeficiente de interação nesse método é de 0,9 (VIEIRA, 2008).

### 3.8.5. Dimensionamento por Ehrlich e Mitchell (1994)

O método de dimensionamento de Ehrlich e Mitchell (1994) analisa o aspecto de funcionalidade do solo reforçado, considerando o módulo de elasticidade do geossintético e a compactação do solo. O método define o coeficiente de deformabilidade  $\beta$  através dos ábacos do anexo B, verificando as tensões verticais ao longo do maciço e tensões devido a compactação, dada pela equação [29] (EHRlich et. al., 2004):

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n}{S_i} \quad [29]$$

onde:

$n$  = expoente de curva tensão-deformação por Ducan et. al., 1980 apud EHRLICH et. al., 2004;

$S_i$  = índice de rigidez da interação solo-reforço;

$P_a$  = pressão atmosférica;

$\sigma'_{zc}$  = tensão devido à compactação.

O coeficiente de deformabilidade para o geossintético como reforço de solo varia de  $8 < \beta < 300$ , e quanto maior o seu módulo de rigidez, menor será o coeficiente  $\beta$ . A tensão vertical máxima é dada pela equação [30], que leva em consideração o empuxo ativo e peso próprio da estrutura, mas caso não tenha compactação, as tensões de profundidade no maciço de solo é considerado igual as tensões de compactação  $\sigma'_z = \sigma'_{zc}$ . Para o cálculo da tração do reforço pela equação [31], o ábaco no anexo B fornece valores de  $\chi$  e a tabela 03 classifica os parâmetros necessários para o dimensionamento de acordo com o tipo de solo mais encontrado em natura, sendo  $k^*$  um parâmetro tangencial que relaciona a tensão e a deformação em forma de hipérbole conforme mostrado na tabela 02 (EHRLICH et. al., 2004):

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{k_a}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{L_r}\right)^2} \quad [30]$$

$$\chi = \frac{T}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{zc}} \quad [31]$$

onde:

$L_r$  = comprimento efetivo do geossintético;

$k_a$  = coeficiente de Rankine (empuxo ativo).

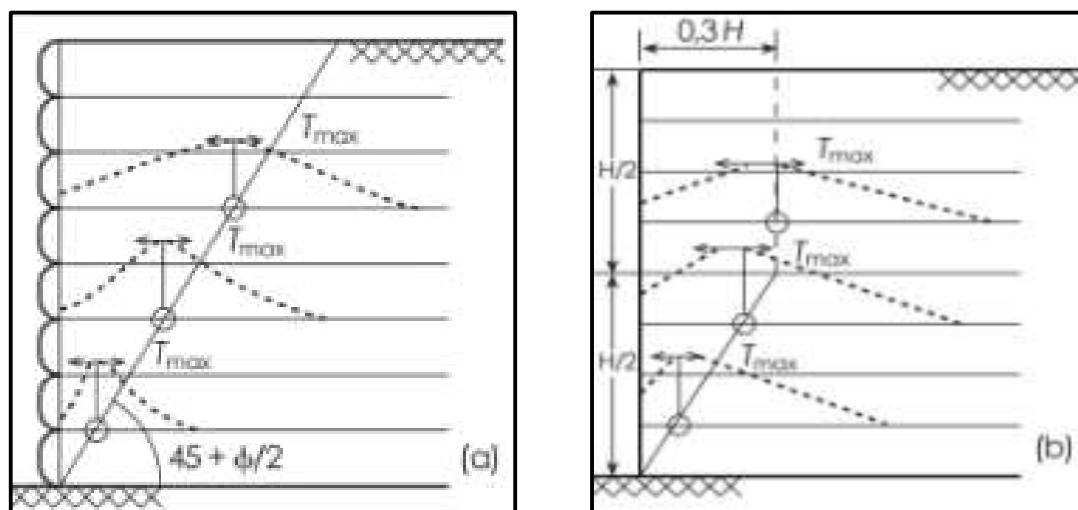
Tabela 02 – Classificação do solo e seus parâmetros.

Classificação do solo	GC (AASHTO) (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	$k^*$	$n$
Areais e cascalhos	105	24	42	0	600	0,4
	100	23	39	0	450	0,4
	95	22	36	0	300	0,4
	90	21	33	0	200	0,4
Areia siltosa	100	21	36	0	600	0,25
	95	20	34	0	450	0,25
	90	19	32	0	300	0,25
	85	18	30	0	150	0,25
Areia argilosa	100	21	33	24	400	0,6
	95	20	33	19	200	0,6
	90	19	33	14	150	0,6
	85	18	33	10	100	0,6
Areia arenosa	100	21	30	19	150	0,45
	95	20	30	14	120	0,45
	90	19	30	10	90	0,45
	85	18	30	5	60	0,45

Fonte: Duncan et. al., 1980 apud Ehrlich, 2004.

A tensão máxima no geossintético ocorre na linha de potencial de ruptura do maciço, sendo que para solos coesivos, o  $T_{m\acute{a}x}$  é determinado a partir do ábaco no anexo C. O empuxo ativo favorece deformações no reforço flexível. No entanto, nas camadas da estrutura reforçada, o sentido do  $T_{m\acute{a}x}$  será de acordo com o módulo de elasticidade do material, mostrado pela figura 21. Em taludes com grandes inclinações, o ponto do  $T_{m\acute{a}x}$  varia com o ângulo  $\omega$ , onde a tensão atua em  $h = x/3$  entre  $45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ$  e  $h = x/2$  entre  $65^\circ \leq \omega \leq 90^\circ$  (EHRlich et. al., 2004).

Figura 21 – Sentido da tensão máxima em muros de contenção reforçado com geossintético. (a) comportamento da tensão máxima com reforço flexível; (b) comportamento da tensão máxima com reforço rígido.



Fonte: Chris-Topher et. al., 1990 apud Ehrlich, 2004.

Como o reforço é engastado no maciço de solo para absorver as tensões máximas, mostrado na figura 21, a força de arranque  $P_r$  é determinada pela equação [32], e o fator  $F^*$  da resistência desse arranque é estabelecido pela equação [33] devido à interação entre o solo e o geossintético (Christopher et. al., 1990 apud Ehrlich et. al., 2004):

$$P_r = 2 \cdot F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \geq FS \cdot T_{máx} \quad [32]$$

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \mu^* \cdot \alpha_f \quad [33]$$

onde:

$L_e$  = comprimento efetivo do geossintético envolvendo a zona de resistência, passando a linha de ruptura;

$F^*$  = fator de resistência do arrancamento;

$\alpha$  = fator de correção para escala;

$\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical no solo reforçado;

$F_q$  = fator de capacidade de carga do engaste;

$\alpha_\beta$  = fator geométrico da estrutura para a resistência passiva;

$\alpha_f$  = fator geométrico da estrutura para a resistência do atrito.

De acordo com Ehrlich e Mitchell (1994), o fator  $F^*$  estabelece a junção das resistências na interação do solo-reforço com o parâmetro  $\alpha_\beta$ , que reflete diretamente nas tensões que provocam o arranque do material. Com isso posto, o coeficiente  $f_a$ , que considera a aderência do reforço, é considerado para calcular  $F^*$ , dada pela equação [34] e também pelo tipo de geossintético empregado, mostrado na tabela 3 (EHLICH et. al., 2004):

$$F^* = f_a \cdot \tan\emptyset \quad [33]$$

onde:

$\emptyset$  = ângulo de atrito do solo;

$f_a$  = coeficiente de aderência da ancoragem.

Tabela 03 – Parâmetros de verificação para o arranque do reforço.

Tipo de geossintético	Componente de atrito		Componente passivo		Fator de escala ( $\alpha$ )*
	$\mu^*$	$\alpha_f$	$F_q$	$\alpha_\beta$	
Geogrelhas	$\tan \rho$	$\alpha_s$	~20	$\frac{f_b \cdot t}{2 \cdot S_x}$	0,7 a 1,0
Geotêxteis	$\tan \rho$	1	-	-	0,6 a 0,8

Fonte: Adaptado EHRLICH et. al., 2004.

onde:

$\rho$  = ângulo de atrito que mobiliza a interação solo-reforço;

$\alpha_s$  = superfície da geogrelha;

$f_b$  = coeficiente de resistência passiva desenvolvida;

$t$  = espessura do reforço transversal;

$S_x$  = espaçamento longitudinal entre os reforços

### 3.8.6. Dimensionamento pela BS 8006 (British Standard Institution) (1995)

De acordo com a norma britânica BS 8006 (1995), se a inclinação do solo for superior a 20°, é considerado um talude. No entanto, os coeficientes de segurança parciais para taludes reforçados com geossintéticos, apresentados na tabela 04, envolvem o aumento das cargas atuantes sobre o maciço e a minoração das propriedades do solo.

Tabela 04 – Coeficientes parciais de segurança para o reforço de taludes.

Coeficientes parciais de segurança		Estados Limites Últimos	Estados Limites de Utilização
Ações	Peso do solo	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,5$
	Cargas externas permanentes	$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$
	Cargas externas variáveis (ex: tráfego)	$f_q = 1,0$	$f_q = 1,0$
Propriedades resistentes do solo	$tg = \phi'_p$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	$c'$	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$
Reforço	Resistência a tração	Determinada com base no tipo de reforço e na vida útil da estrutura	
Interação solo-reforço	Deslizamento ao longo do reforço	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Resistência ao arranque do reforço	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$
Coeficientes parciais de segurança	Deslizamento pela base da estrutura (solo-solo)	$f_s = 1,2$	NA

Fonte: Adaptado VIEIRA, 2008.

O método de equilíbrio limite pela BS 8006 (1995) analisa as possíveis linhas de rupturas devido as tensões horizontais presentes no maciço de solo. Sob o mesmo ponto de vista, as



tensões definidas devido a força de tração  $T$ , serão absorvidas pelo reforço, espaçados ao longo da altura do talude, definido por  $S_v$ . O espaçamento entre as camadas reforçadas comumente varia de 150 mm até 300 mm, não extrapolando o valor máximo de 1 metro, e pela equação [34] é definido o espaçamento máximo entre os reforços, correlacionando a ruptura com a resistência à tração do geossintético (VIEIRA, 2008):

$$S_v \leq \frac{T}{K * (f_{fs} * \gamma * h + f_q * q)} \quad [34]$$

onde:

$T$  = tensão de tração máxima do geossintético;

$K$  = coeficiente de empuxo do solo;

$f_{fs}$  e  $f_q$  = coeficiente parciais de segurança (tabela 04).

A estabilidade de taludes leva em consideração a geometria do maciço e as linhas zonais de ruptura, onde o momento de estabilização da estrutura, que deve ser maior que o momento desestabilizante, é definido pela resistência do solo-reforço. A equação [35] analisa o momento estabilizador através da quantidade de  $n$  fatias com a presença do reforço, considerando  $\chi = 1,25$  para ELU, e  $\chi = 1,0$  para ELS, sendo valores corretivos para o momento, torando o momento estabilizador resultante maior ou igual ao momento desestabilizador (VIEIRA, 2008):

$$\sum_{i=1}^m T * Y \geq \sum_{j=1}^n \left[ \left( \frac{f_{fs} * W}{\chi} + f_b * b * q \right) * r_d * \cos\theta \right] \quad [35]$$

onde:

$f_{fs}$  = coeficiente parciais de segurança (tabela 04);

$r_d$  = raio formado pela linha de ruptura;

$W$  = peso da fatia analisada;

$\chi$  = fator de correção para o momento;

$b$  = largura da fatia analisada;

$q$  = sobrecarga sobre a fatia analisada;

$\theta$  = ângulo da fatia analisada.

O comprimento efetivo  $l_a$  de fixação do geossintético é determinado por valores mínimos de resistência que o material dispõe. Dessa forma, podemos definir o comprimento do arrancamento do reforço pela equação [36] (VIEIRA, 2008):

$$l_a \geq \frac{f_\rho * f_n * T}{2 * \left[ (\gamma * h + q) * \frac{c * \text{tg} \phi'_\rho}{f_{ms}} + \frac{a' * c'}{f_{ms}} \right]} \quad [36]$$

onde:

$f_\rho$  = coeficiente de arrancamento do reforço (tabela 04);

$f_n$  = grau de importância da estrutura;

$c$  = coeficiente de interação do reforço com o solo;

$a'$  = coeficiente de adesão do reforço com o solo;

$q$  = sobrecargas sobre o maciço reforçado;

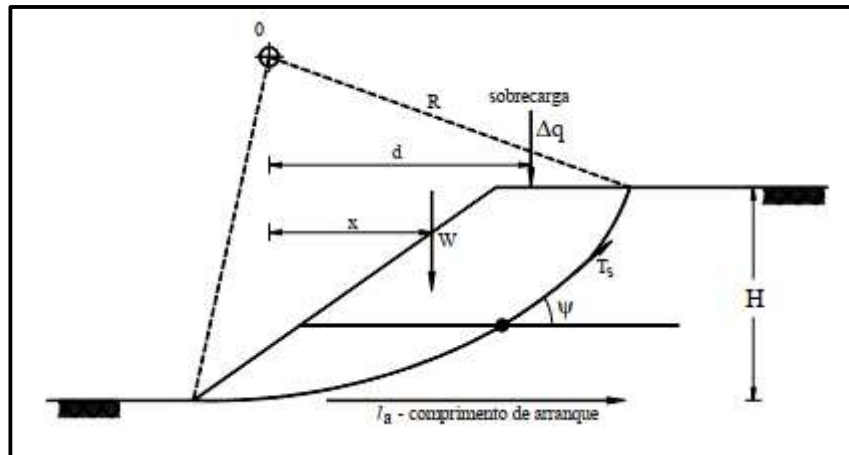
$c'$  = tensão efetiva no solo;

$\phi'_\rho$  = ângulo de relação entre atrito e coesão.

### 3.8.7. Dimensionamento pela FHWA (2001)

De acordo com a Federal Highway Administration (FHWA) (2001), é considerado um talude quando sua inclinação é no máximo 70°. O MEL (método de equilíbrio limite), é analisado a estabilidade do maciço reforçado, como mostra a figura 22. No entanto, a ruptura do tipo circular é traçada na estrutura, similar aos outros dimensionamentos mencionados anteriormente. E, através da linha de ruptura, é verificado o momento estabilizador e desestabilizador, assim como o comprimento efetivo disponível do reforço para a ancoragem entre o maciço estável com o instável, devido as tensões internas e forças externas (VIEIRA, 2008).

Figura 22 – Linha de ruptura de um talude analisado pelo MEL (método de equilíbrio limite).



Fonte: Adaptado FWHA, 2001.

O fator de segurança crítico favorece a estabilidade do maciço, visto que a linha de ruptura esteja assegurada pelo reforço, para que o momento estabilizador esteja em equilíbrio com o momento desestabilizador. Esse coeficiente de segurança pode relacionar a quantidade de geossintético sobre a linha de ruptura prevista, e também as estabilidades globais conforme a disposição do reforço por camadas ou comprimentos de ancoragem. Pela equação [37], o coeficiente de segurança engloba o momento resistente para a estabilidade do talude pelo reforço (VIEIRA, 2008):

$$FS_R = \frac{M_e + T_s \cdot r}{M_d} \geq 1,3 \quad [37]$$

onde:

$M_e$  = momento estabilizador;

$M_d$  = momento desestabilizador para eventuais sobrecargas;

$T_s$  = soma das trações para cada comprimento de talude que os reforços estão ligados com o raio (distância) até a linha de ruptura tipo cunha (circular).

É necessário levar em consideração, no dimensionamento as linhas críticas de ruptura, conforme a figura 23 que o coeficiente de segurança será o valor mínimo para o reforço do talude. A tensão máxima de tração para cada comprimento de talude é o mínimo para cálculo do fator de segurança segundo as linhas potenciais de ruptura. A equação [38] estabelece o cálculo da tensão que o reforço deve suprir (VIEIRA, 2008):

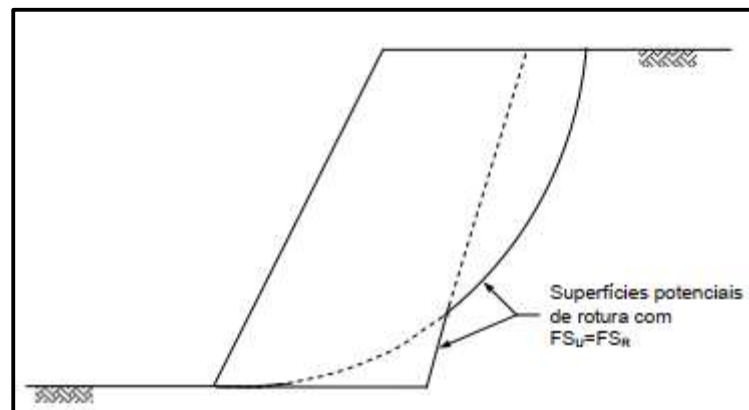
$$T_s = (FS_R - FS_U) * \frac{M_d}{r} \quad [38]$$

onde:

$T_s$  = tensão máxima de tração;

$FS_U$  = razão entre momento estabilizador com o momento desestabilizador.

Figura 23 – Linha potencial de ruptura em talude reforçado com geossintético.



Fonte: Adaptado FHWA, 2001.

A tração máxima que o reforço será submetido varia conforme o ábaco de Schmertmann et. al. (1987) no anexo D, onde o coeficiente de empuxo do solo influencia na distribuição das tensões ao longo da altura do talude reforçado. Para talude com altura igual ou inferior a 6 metros, é considerado que as tensões são uniformemente distribuídas, de acordo com a tensão máxima de tração a que o reforço deve resistir é adotado um espaçamento vertical. Já para taludes superiores a 6 metros de altura, a estrutura reforçada é dividida em duas a três zonas, sendo elas base e topo e, base, meio e topo, respectivamente. Assim, essas tensões divididas em zonas são determinadas pelas equações [39] (duas zonas) e [40] (três zonas) (VIEIRA, 2008):

$$T_{base} = \frac{3}{4} \cdot T_{s,máx} \quad [39]$$

$$T_{topo} = \frac{1}{4} \cdot T_{s,máx}$$

$$T_{base} = \frac{1}{2} \cdot T_{s,m\acute{a}x}$$

$$T_{meio} = \frac{1}{3} \cdot T_{s,m\acute{a}x} \quad [40]$$

$$T_{topo} = \frac{1}{6} \cdot T_{s,m\acute{a}x}$$

O espaçamento entre reforço na linha vertical dos taludes com altura superior a 6 metros, é calculado pela equação [41], onde considera a tensão máxima distribuída a longo do maciço para cada zona mencionada anteriormente (VIEIRA, 2008):

$$S_v = \frac{T_{max} * H_{zona}}{T_{zona}} = \frac{T_{zona}}{N} \leq T_d \cdot r_c \quad [41]$$

onde:

$H_{zona}$  = altura da zona;

$T_d$  = tensão admissível por comprimento de reforço;

$r_c$  = razão de área coberta;

$N$  = número de reforços na zona estudada.

De acordo com a FHWA (2001), a estabilidade externa do maciço é verificada pelo fator de segurança em relação ao desprendimento da face de interação solo-geossintético, sendo assim, o coeficiente de segurança para o desprendimento é dado pela equação [42] e o peso do solo reforçado é dada pela equação [43] (VIEIRA, 2008):

$$F_{s,d} = \frac{(W + P_a * \text{sen}\phi_r) * \text{tg}\delta_{min}}{P_a * \text{cos}\phi_r} \quad [42]$$

$$W = \frac{1}{2} * \gamma * L^2 * \text{tg}\beta \quad \text{para } L < H \quad [43]$$

$$W = \left( L * H - \frac{H^2}{2 * \text{tg}\beta} \right) * \gamma \quad \text{para } L > H$$

onde:

$P_a$  = empuxo ativo do solo suportado;

$\phi_r$  = ângulo de atrito do solo suportado;

$\delta_{min}$  = ângulo de atrito da face entre o solo e o reforço;

L = comprimento dos reforços;

H = altura do talude;

$\beta$  = ângulo de inclinação da face.

### 3.9. MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE (MEL)

Os métodos de equilíbrio limite (MEL) relacionam as forças atuantes com os momentos, desestabilizador e estabilizador, para o traço da linha zonal de ruptura na estrutura reforçada. No entanto, as variáveis como os parâmetros de solo até a forma executiva, promovem algumas possibilidades de erros. Estes erros são as camadas de solos que não foram possíveis de verificar, visto na análise probabilística no método de Monte Carlo. (BELO, 2018).

Esse MEL como dito anteriormente, analisa as forças atuantes na estrutura reforçada a partir dos momentos resistentes e atuantes, definindo assim o fator de segurança (FS) pela equação [44] (BELO, 2018):

$$FS = \frac{\sum R}{\sum S} \quad [44]$$

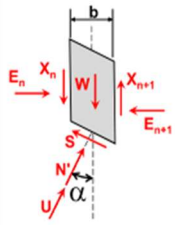
onde:

R = forças atuantes e/ou momentos resistentes;

S = momentos solicitantes.

Os parâmetros como as características do solo e variabilidade da umidade interna, são considerados nesse método, determinando as linhas zonais de ruptura do maciço. Em vista disso, os esforços atuantes nas lamelas verticais são analisados em situações de equilíbrio, conforme o quadro 02, e nesse trabalho serão abordados quatro tipos de métodos com considerações de cálculo diferentes, sendo Bishop Simplificado (1955), Fellenius (1936), Jambu Simplificado (1973) e Morgenstein-Price (1965). Porém somente foi verificado por Bishop Simplificado, para ter foco em alguns resultados, como a hipótese de uma ruptura circular em estudo (BELO, 2018). No quadro 02 abaixo, exemplifica quais parâmetros cada método determinístico considera em sua análise.

Quadro 02 – Considerações de cálculo para o MEL.

Esquema dos esforços atuantes de cada lamela	MEL	Considerações nos cálculos				Resultante de X e E na superfície
		$\sum M = 0$	$\sum F = 0$	E	X	
	Fellenius	Sim	Não	Não	Não	-
	Bishop Simplif.	Sim	Não	Sim	Não	Horizontal
	Janbu Simplif.	Não	Sim	Sim	Não	Horizontal
	Spencer	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
	Morgenstein-Price	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável

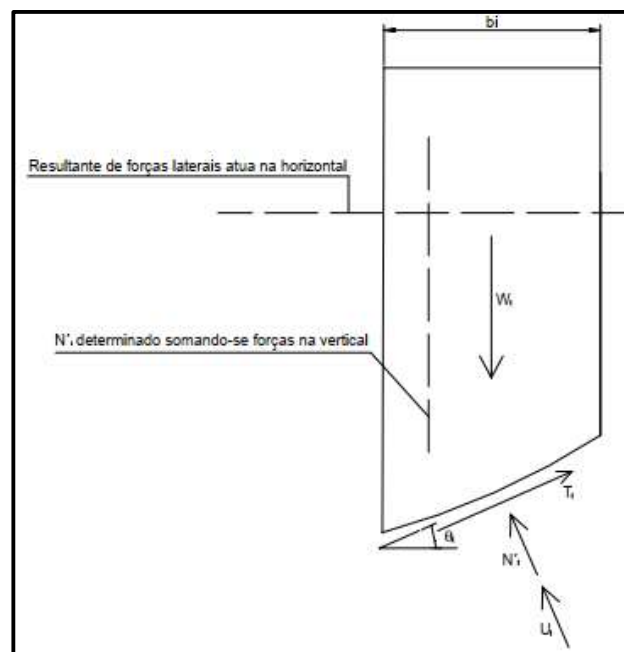
Fonte: Adaptado BELO, 2018.

### 3.9.1. Bishop Simplificado (1955)

De acordo com Bishop Simplificado (1955), a superfície de ruptura é considerada circular com as forças horizontais nas laterais da fatia de solo analisada conforme a figura 24. O fator de segurança de equilíbrio devido as forças atuantes são dadas pela equação [45] (RIBEIRO, 2008):

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W * \text{sen}\theta} * \sum_{i=1}^n [c' * b + (W - u * b) * \text{tg}\phi'] / \cos\theta * \left[ 1 + \frac{\text{tg}\theta * \text{tg}\phi'}{FS} \right] \quad [45]$$

Figura 24 – Forças horizontais nas laterais da fatia analisada por Bishop Simplificado.



Fonte: Bishop Simplificado, 1955 apud Ribeiro, 2008.

De acordo com FILHO, R.,J.,A.,T. e ANDRADE, V., C. (2015), o método determinístico de Bishop Simplificado analisa as lamelas de solo sobre a linha crítica de ruptura, onde estas lamelas possuem reações variáveis a cada lamela analisada de forma individual. Assim este método, propõe as interações somente em fatias de forma horizontal. Na figura 20 acima, é demonstrado as reações individuais de uma lamela genérica, onde ao variar o ângulo, gera diferentes reações como esforço de tração, normal, poro-pressão (caso tenha a presença da linha piezométrica) e peso do solo. Conforme BRAJA (2007, apud FILHO, R.,J.,A.,T. e ANDRADE, V., C., 2015, p. 30) o método determinístico de Bishop Simplificado é o mais utilizado atualmente, por apresentar resultados satisfatórios quando aplicado de programas como o GeoStudio, determinando assim o valor de fator de segurança médio de estabilidade da estrutura analisada.

### 3.9.2. Fellenius Simplificado (1936)

De acordo com Fellenius Simplificado (1936), o fator de segurança é obtido unicamente pelo equilíbrio dos momentos resistentes e solicitantes. Porém, como as forças normais e as tangenciais não são consideradas nas laterais da fatia de solo analisada, mostrado na figura 25. A equação [46] estabelece o fator de segurança conforme o equilíbrio dos momentos e linha de ruptura no maciço de solo (RIBEIRO, 2008):

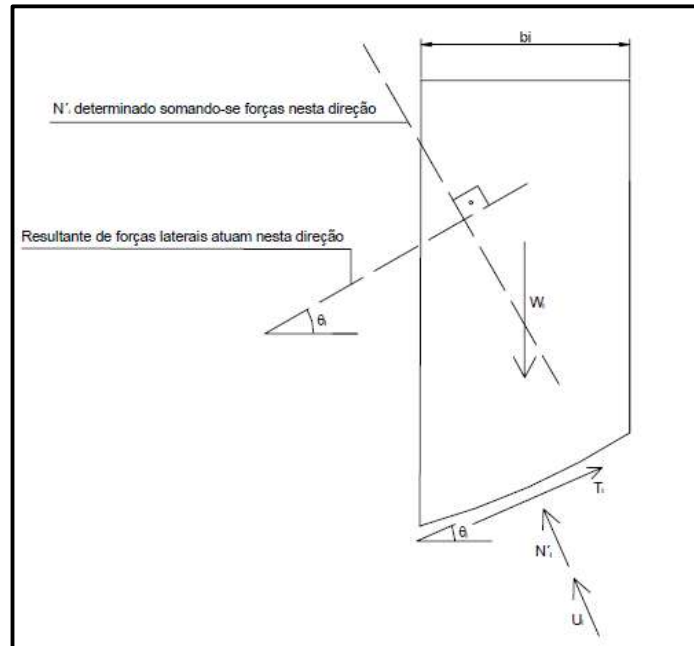
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c' * (b/\cos\theta) + (W * \cos\theta - u * (b/\cos\theta)) * \operatorname{tg}\phi']}{\sum_{i=1}^n W * \operatorname{sen}\theta} \quad [46]$$

onde:

$u$  = média da poro-pressão na fatia de solo analisada.



Figura 25 – Forças horizontais nas laterais da fatia analisada por Fellenius.



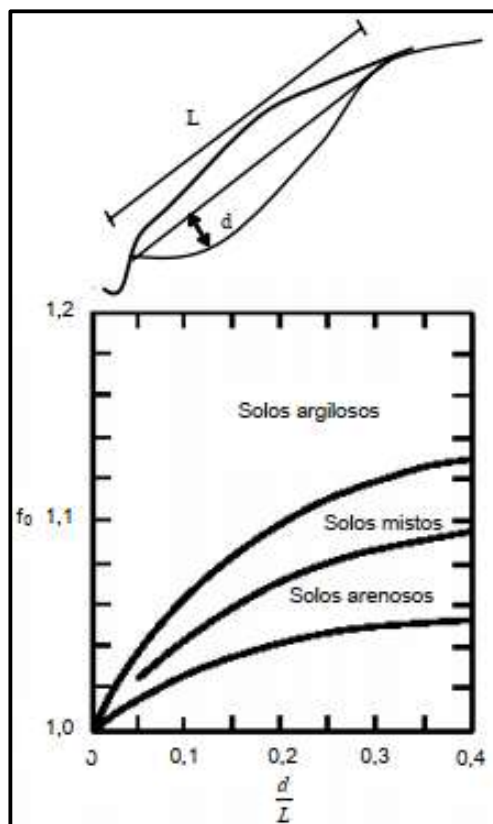
Fonte: Fellenius, 1936 apud Ribeiro, 2008.

### 3.9.3. Janbu Simplificado (1973)

De acordo com Janbu Simplificado (1973), o fator de segurança possui um coeficiente de correção dado por  $f_0$ , e com esse fator de correção, para o equilíbrio dos momentos. Mas o valor dessa correção é determinado pelo tipo de solo, conforme a figura 26. Dessa maneira, o fator de segurança é obtido pela equação [47] (RIBEIRO, 2008):

$$FS = \frac{f_0}{\sum_{i=1}^n W * tg\theta} * \sum_{i=1}^n [c' * b + (W - u * b) * tg\phi'] / \cos^2\theta * \left[ 1 + \frac{tg\theta * tg\phi'}{FS} \right] \quad [47]$$

Figura 26 – Valores de  $f_0$  em relação a  $d/L$  e do tipo de solo por Janbu Simplificado.



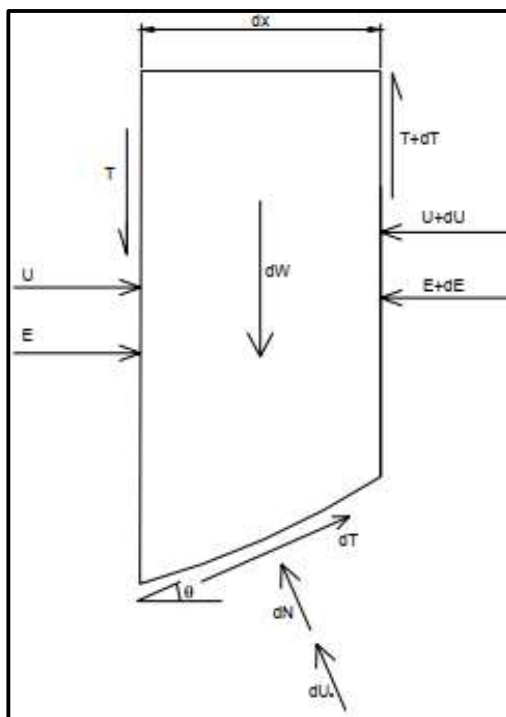
Fonte: Janbu Sinplificado, 1973 apud Ribeiro, 2008.

#### 3.9.4. Morgenstein-Price (1965)

O método de equilíbrio limite por Morgenstein-Price (1965) analisa qualquer superfície de ruptura, considerando as forças e momentos de forma concomitante, conforme a figura 27. Dessa forma, as fatias são particularmente divididas em pequenos elementos, surgindo dificuldades de solução. No entanto, é adotado a equação [48] que relaciona  $T$  (força tangencial entre as fatias) com  $E$  (força normal entre as fatias) (RIBEIRO, 2008):

$$T = \lambda * f(X) * E \quad [48]$$

Figura 27 – Forças atuantes sobre a fatia de solo analisada por Morgenstein-Price.



. Fonte: Morgenstein-Price, 1965 apud Ribeiro, 2008.

### 3.10. ANÁLISE PROBABILÍSTICA

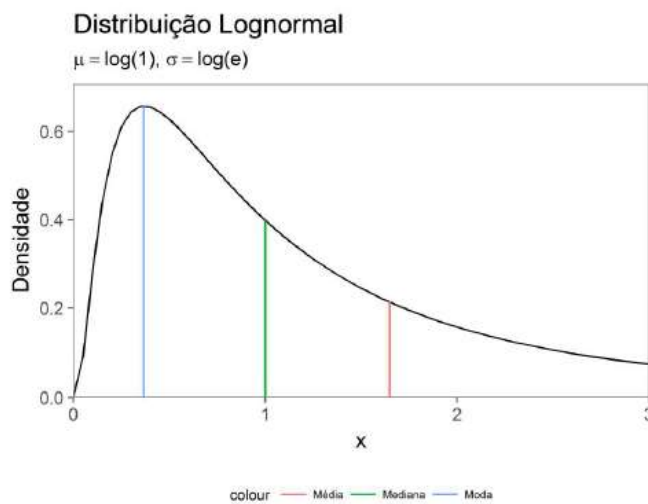
De acordo com CRUZ, NEVES (2001), a análise probabilística é importante devido a diversas variáveis que uma estrutura está submetida, sendo que a visão de possíveis instabilidades como ruptura estrutural, é determinada em um espaço de tempo nos cálculos do dimensionamento da estrutura analisada. Porém, as incertezas de como a estrutura irá se comportar quando pronta é objetivo dessa análise, que almeja alcançar dados que simulem hipóteses de possíveis instabilidades, limitados aos métodos de dimensionamento. O MEL (método de equilíbrio limite) assume valores negativos em uma análise probabilística simplificada, em situações desfavoráveis. Deste modo, ocorre o princípio de superfícies que não são possíveis de avaliar via software por passaram por regiões que não são viáveis, ou até mesmo em situações impossíveis. Esse valor negativo não deve ser utilizado quando há probabilidade de ruptura em relação a erros não cometidos no próprio dimensionamento ou na execução.

Com isto, há muitos parâmetros a serem considerados, devido as variações de incertezas no solo do talude analisado, acarretando sem mais nem menos o rompimento do mesmo devido estas circunstancias, podendo, portanto, obter um olhar critico no valor do fator de segurança ser maior que 1,0 (FILHO, R.,J.,A.,T. e ANDRADE, V., C., 2015).

### 3.10.1. Informações estatísticas sobre variáveis

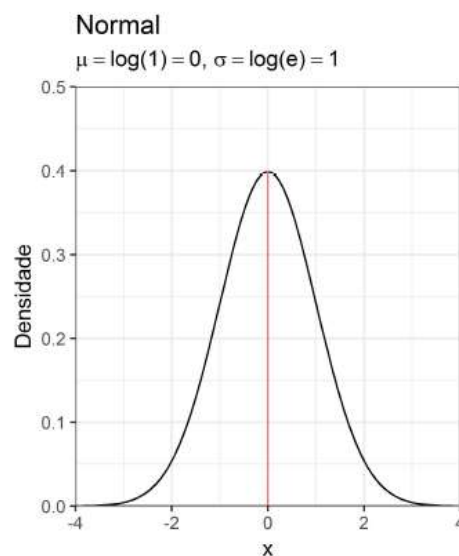
As distribuições normal ou gaussiana e log-normal possuem uma variável aleatória  $X$  que, juntamente com o valor do desvio padrão e média, resulta no valor da probabilidade. De acordo com DROUBI, L.F.P et. al. (2018), a distribuição log-normal possui o  $\ln(x)$  como uma distribuição normal, não sendo uma função simétrica em relação ao valor médio. Já a distribuição normal ou gaussiana, possui uma distribuição simétrica, com valor de média, moda e mediada idênticas. A distribuição log-normal e a distribuição normal ou gaussiana são representadas pelas figuras 28 e 29 a seguir.

Figura 28: Distribuição log-normal.



Fonte: Adaptado DROUBI, L.F.P et. al. (2018).

Figura 29: Distribuição normal.



Fonte: Adaptado DROUBI, L.F.P et. al. (2018).

Os valores do desvio padrão para cada distribuição é determinado pelo intervalo de análise, entre o valor máximo e mínimo, relacionando diretamente o valor médio do problema, para uma distribuição normal ou gaussiana, e a distribuição log-normal, que possui desvio padrão variável, curva com comportando truncado e variável constante, com um pico no valor da moda, afirma DROUBI, L.F.P et. al. (2018). E por fim o valor da média, valor este presente na distribuição normal ou gaussiana e log-normal, sendo o valor central de uma distribuição normal e inicial para uma distribuição log-normal.

### 3.10.2. Confiabilidade

De acordo com Ribeiro (2008), a confiabilidade analisa o sucesso e o insucesso para o estudo do MEL (método de equilíbrio limite), relacionando resistência (R) com a solicitação (S) como probabilidade. Se  $G(X)$  for maior que zero, a região é considerada estável, caso  $G(X)$  for menor que zero, se torna uma região instável, e para  $G(X)$  for igual a zero, a superfície em análise está no estado limite. Sendo assim,  $G(X)$  é dada pela equação [49]:

$$G(X) = R - S \quad [49]$$

onde:

$G(X)$  = função de estabilidade que mostra a diferença entre R e S, direcionada pelo vetor X.

A confiabilidade é definida por um índice  $\beta$ , que leva em consideração de forma não direta, o resultado de  $G(X)$ . Porém, é absoluto a análise antecipada da estrutura em função do seu desempenho com a sua segurança. Com isso definido, o índice  $\beta$  é dado pela equação [44], e a probabilidade de ruptura, equações [51] [52] [53] [54] e [55], são determinadas através da relação entre a equação [49] e [50] (RIBEIRO, 2008):

$$\beta = \frac{FS - 1}{\sigma_{FS}} \quad [50]$$

$$P_f = P[G(X) \leq 0] \quad [51]$$

$$P_f = P\left[\frac{G(X) - \mu_G}{\sigma_G} \leq \frac{-\mu_G}{\sigma_G}\right] \quad [52]$$

$$P_f = P[Z \leq -\beta] \quad [53]$$

$$P_f = \int_{-\infty}^{-\beta} \phi(Z) dZ \quad [54]$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad [55]$$

onde:

$\mu_G$  = valor médio do desempenho  $G(X)$ ;

$\sigma_G$  = desvio padrão do desempenho  $G(X)$ ;

$P_f$  = probabilidade de falha;

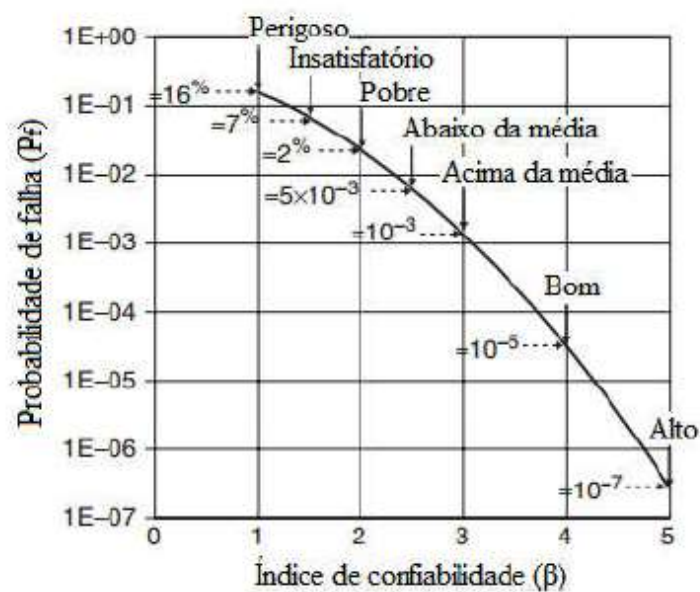
$Z$  = variável padrão;

$\phi(Z)$  = densidade de probabilidade;

$\Phi(-\beta)$  = distribuição acumulada.

Desta forma, o fator de confiabilidade  $\beta$  é definido como seguro a partir do valor 3, definido na figura 30 (BELO, 2018).

Figura 30: Probabilidade de falha em relação do índice  $\beta$ .



Fonte: Adaptado (BELO, 2018).

### 3.10.3. Método de simulação de Monte Carlo (SMC)

A análise probabilística de uma estrutura reforçada tem como vantagem estabelecer possíveis variáveis que acarretam nas incertezas quando aplicado os métodos de dimensionamento de solo reforçado com geossintético. No entanto, cabe analisar o fator de segurança resultante global, pelas estabilidades internas e externas, que resultam incertezas na estrutura (RODRIGUES, 2017).

O método de simulação de Monte Carlo propõe combinações de dados aleatórios que que respeitam as informações estatísticas dos parâmetros de análises, através das variáveis (R) e (S), resistência e solicitação, respectivamente. Conseqüentemente, resulta na probabilidade de falha (RODRIGUES, 2017).

A falha é delimitada pelo índice de confiabilidade ou por outras combinações, dada na equação [56]:

$$I[X] = 1, \text{ se } x \in D_f \text{ (falha)} \quad [56]$$

$$I[X] = 0, \text{ se } x \in D_s \text{ (sobrevivência)}$$

onde:

$D_f$  = domínio de falha;

$D_s$  = domínio de segurança.

Definido o domínio, é possível ser calculado a possibilidade de falha, através da equação [57] devido a função indicadora  $I[X]$ . Assim, é possível obter a probabilidade falha pela equação [58], sendo que as barras significam uma estimativa e  $n_{si}$  é a quantidade de simulações feitas (BECK, 2008):

$$P_f = \int_D I[X] \cdot f_X(X) dx \quad [57]$$

$$\bar{P}_f = \int_D \overline{I[X]} = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[x_i] \quad [58]$$

O número de amostras no método de simulação de Monte Carlo verifica a falha e a possibilidade de falha, conforme o fator de segurança definido, em conjunto com a realidade. De acordo com Melchers (1999), o número mínimo de amostras simuladas é dado pela equação [59], e para uma confiabilidade em torno de 95%, possibilidade de falha de 0,001.

$$N \geq \frac{-\ln (1 - C)}{P_f} \quad [59]$$

onde:

$C$  = índice de confiança;

$P_f$  = probabilidade de falha.



## 4. METODOLOGIA

Neste capítulo serão mostrados os dados utilizados sobre um estudo de caso de um talude, onde foram feitas as análises deterministas e probabilísticas, descritos na revisão bibliográfica.

### 4.1. METODOLOGIA GERAL

Para o presente trabalho, o estudo da revisão bibliográfica, fez determinar uma pesquisa quantitativa, pois teve como visão considerar os dados reais de campo, de um estudo de caso feito por Nelson Henrique Joly, graduando da UTFPR de Campo Mourão. Nisto, foi analisado o ocorrido no estudo de caso, visando a importância do reforço de solo com geossintético do maciço colapsado, levando em consideração os aspectos geotécnicos.

Com isto, foi realizado a avaliação do estudo de caso que levanta como principal problema o colapso do solo de aterro do talude situado na pista sul da Rodovia Presidente Dutra, município de Queluz, no Estado de São Paulo, mostrado na figura 24.

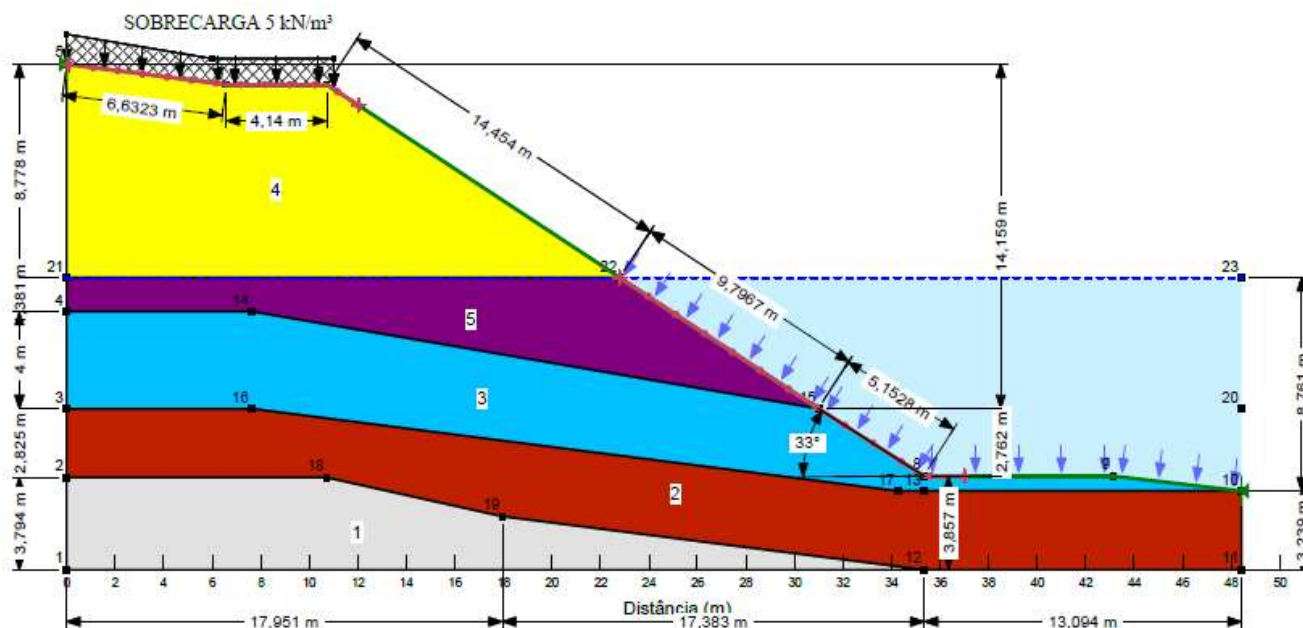
Considerando-se o estudo em análise, foram escolhidos dois métodos de dimensionamento de reforço com geossintéticos dentre os cinco métodos apresentados. Tais métodos são os de Jewell (1996) e FHWA (2001). Os métodos escolhidos foram devido a facilidade de compreensão dos cálculos, afim de encontrar o comprimento de ancoragem e espaçamento entre reforços.

Os parâmetros anteriormente mencionados, como comprimento de ancoragem e espaçamento foram inseridos no *software* GeoStudio 2021 R2. Este *software* é utilizado nas áreas da geotecnia e engenharia, com intuito de analisar possíveis instabilidades de obras de terra, deterministicamente e probabilisticamente.

Com isso, pretendeu-se determinar o fator de segurança (FS) global do maciço sem o reforço e com o reforço, de forma análoga, através do método determinístico por Bishop Simplificado, e probabilística por Monte Carlo. Ambas as análises consideraram os parâmetros dos solos que formam o talude, como por exemplo, o peso específico  $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>), a coesão  $c$  (kPa) e o ângulo de atrito do solo ( $^{\circ}$ ). Na análise probabilística foram variados os parâmetros do solo, através das distribuições normais e log-normais. Conforme a norma NBR 7188:1982 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre, o valor da sobrecarga sobre o greide da via é de 5 kN/m<sup>2</sup>. Como no software não tem a opção desta grandeza de kN/m<sup>2</sup>, foi inserido uma sobrecarga de 5 kN/m<sup>3</sup>, pois o software se comporta de forma bidimensional, com uma profundidade de 1 m, com isto, o valor da sobrecarga inserida ficou baseado na norma.

Desta forma, foi feita a comparação entre os métodos de análise determinística e probabilística antes e depois da inserção dos reforços com geossintéticos. A modelagem do estudo de caso foi inserida no *software* GeoStudio para tais análises, como visto na figura 31 abaixo.

Figura 31 – Modelagem do talude do estudo de caso sem reforço no *software* GeoStudio 2021 R2.



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Na figura 31 mostra a divisão entre as camadas de solo gerados pelo ensaio do tipo SPT (*Standard Penetration Test*), com 3 pontos em diagonal em relação a superfície do talude, dito na norma NBR 6484:2020 – Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio.

Assim os tipos de solos encontrados através da sondagem feita em campo foram:

- Solo 1 – Impenetrável (rocha);
- Solo 2 e 3 – Solo residual, argila siltosa.
- Solo 4 – Aterro silte argiloso, micáceo, muito mole a mole;
- Solo 5 – Aterro silte argiloso saturado, micáceo, muito mole a mole.

## 5. SEQUÊNCIA DE PROCEDIMENTOS REALIZADOS NA MODELAGEM

### 5.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS

Com o estudo de caso definido, foram inseridos na modelagem do talude os parâmetros de solo, como peso específico ( $\text{kN/m}^3$ ), coesão efetiva (kPa) e o ângulo de atrito ( $^\circ$ ). Esses três parâmetros foram inseridos nos dados dos materiais, para gerar resultados como a estabilidade do talude. Tais parâmetros, como dito anteriormente servem para verificar resultados determinísticos por Bishop Simplificado e probabilísticos por Monte Carlo. Na análise determinística os parâmetros considerados na solução do problema são os valores médios, obtidos com base na análise estatística de campo, inseridos nos dados dos materiais, já na análise probabilística, os parâmetros são modelados conforme as distribuições probabilísticas, tais distribuições definidas no tópico 6.1 deste trabalho. Os valores efetivos adotados formam retirados da tabela 05.

Tabela 05 – Parâmetros do solo retirados do estudo de caso por Joly (2016).

Camada	NSPT	$\gamma_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito ( $^\circ$ )
Aterro	2	15	16	19,5
Aterro Saturado	2	16	9	21
Solo Residual A	11,5	18	20	30,2
Solo Residual B	33	21	25	36,4

Fonte: Adaptado JOLY, 2016.

### 5.2. PARÂMETROS USADOS NO DIMENSIONAMENTO POR JEWELL (1996) E FHWA (2001)

Através da literatura da revisão bibliográfica, foram calculados o comprimento de ancoragem mínimo por Jewell (1996), onde tais dados iniciais estão representados na tabela 06. A sobrecarga do terrapleno é baseada na norma NBR 7188: 1982, discutido anteriormente.

Tabela 06 – Dados iniciais para os cálculos.

DADOS INICIAIS	
Fator de Segurança Mínimo Adotado	1,5
Tensão de Tração adotada (T)	40
Tensão de Tração Cálculo (Td)	60
Sobrecarga sobre terrapleno ( $\text{kN/m}^3$ )	5,00

Fonte: Autor.

A tensão de tração de cálculo foi definida através de um fator de segurança mínimo adotado, conforme a norma NBR 11.682:2009 – Estabilidade de Taludes, de 1,5. Com isso foi multiplicado 1,5 por 40 kN/m, resultando em 60 kN/m. Nota-se que a tensão de tração adotada foi baseada no geossintético do tipo geogrelha tecida de super alta tenacidade para reforço de solos. Este material é representado como MacGrid®WG, da Maccaferri.

Com estes valores definidos, o cálculo de comprimento mínimo de ancoragem do geossintético e espaçamento do mesmo, por Jewell (1996) foram definidos através dos parâmetros da tabela 07.

Tabela 07 – Dados para início dos cálculos de comprimento e espaçamento geossintético.

<b>MÉTODO POR JEWELL (1996)</b>	
Espessura solo sobrecarga (m)	0,32
Altura real da estrutura (m)	14,159
Altura efetiva de cálculo (m)	14,48
Inclinação do Talude (°)	33
Peso Específico Solo (kN/m <sup>3</sup> )	15
Peso Específico Solo Saturado (kN/m <sup>3</sup> )	16
Média Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	15,5
Ângulo de Atrito do Solo Saturado (°)	21

Fonte: Adaptado JOLY, 2016.

Podemos observar que a espessura do solo de sobrecarga mencionado na tabela 07 é obtido pela razão entre o valor da sobrecarga sobre a média do peso específico. Foi adotado a média do peso específico e ângulo de atrito do solo de aterro (solo 4 e 5), pois o intuito foi verificar as posteriores análise com base no solo de aterro saturado, conforme a figura 31.

Com os valores do peso específico médio adotado entre o solo de aterro não saturado e o aterro saturado, é calculado na tabela 08 o valor da poro-pressão, sendo 0,03564, valor muito próximo a 0. Assim conforme o ábaco no anexo A, ábaco este feito por Jewell (1996), foi adotado  $ru = 0$ .

Tabela 08 – Parâmetros físicos do solo de aterro saturado.

Parâmetro de Poropressão (u)	0,03564
Coesão do Aterro Saturado (kPa)	9
Coesão Aterro Não Saturado (Kpa)	15
Média Coesão (Kpa)	12

Fonte: Autor.

Portanto, foi possível determinar o  $(L/H)$  global e o  $(L/H)$  deslizamento. O valor de  $H$  é o valor da altura efetiva, sendo  $H+h_0$ . Com isto, foi possível determinar o espaçamento mínimo entre reforços, resultando no valor de 1,61 m. E a tensão requerida que foi determinada para o dimensionamento do geossintético mínimo a ser aplicado no reforço foi a multiplicação do  $K_{req}$  pelo peso específico médio do solo, encontrado na tabela 09, multiplicado ainda pela altura efetiva de cálculo do talude encontrado na tabela 09 também.

Tabela 09 – Espaçamento vertical mínimo do reforço calculado por Jewell (1996).

$K_{req}$	0,16
$(L/H)_{global}$	1,14
$(L/H)_{deslizamento}$	1,28
$L_b$ , comprimento ancoragem (m)	0,06
$K_d$ , coeficiente empuxo	0,17
Empuxo Ativo (kN/m)	675,58
$L_r$ , comprimento reforço (m)	1,73
Tensão Requerida (kN)	35,91
$S_v$ , espaçamento vertical (m)	1,61

Fonte: Autor.

Por fim, foi encontrado  $L_{mín}$  de ancoragem do geossintético no maciço de solo em estudo. Este valor resultou em 18,10 m, ou seja, valor mínimo de ancoragem começando pela base do talude. Como conceito, é na base do talude que se concentram as maiores tensões, ocasionado pelo peso específico do solo, como exemplo, e outros fatores, multiplicado pela altura efetiva do talude. A tabela 10 mostra os fatores de redução de projeto, encontrado na literatura do Manual dos Geossintéticos.

Tabela 10 – Tração mínima do reforço por geossintético e o comprimento de ancoragem adotado.

Trd (kN/m)	57,78
Tr,considerado (kN/m)	18,34
Tr,adotado	40
$L_{min,ancoragem}$ (m)	18,10
$L_{anc,adotado}$ (m)	18,10
<b>TABELA FATORES DE REDUÇÃO PROJETO</b>	
FLUÊNCIA EM TRAÇÃO	2
DANOS DE INSTALAÇÃO	1,5
DEGRADAÇÃO AMBIENTAL	1,05
ATAQUE QUÍMICO	1

Fonte: Autor.

### 5.3. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO POR FHWA

No método de dimensionamento por FHWA (2001) foi encontrado como valor final o espaçamento dentre reforço por geossintético, abaixo é mostrado a tabela 11, sendo o resumo dos valores encontrados pelo método.

Tabela 11 – Dimensionamento do espaçamento entre reforço por FHWA (2001).

DIMENSIONAMENTO POR FHWA (2001)		
	COM REFORÇO	SEM REFORÇO
FSr	1,32	-
Momento estabilizador (kN.m)	18.471,91	15.828,56
Momento desestabilizador (kN.m)	10.615,88	12.850,56
Tração Máxima Reforço (kN)	40,00	-
Raio com a superfície (m)	23,46	-
Ts (kN/m)	69,60	-
Fsu	0,00	1,232
Fs,d	1,55	-
W (kN/m)	917,25	-
Tbase (kN/m)	34,80	-
Hzona (m)	4,83	-
Sv,calculado (m)	5,55	-
Td (kN/m)	12,70	-
rc (vb)	0,1	-
Sv,adotado (m)	<b>1,27</b>	-

Fonte: Autor.

Para a determinação do fator de segurança crítico de estabilidade do talude (FSr), dado pela equação [37], conforme mostra na tabela 11, foi utilizado uma tração adotada de 40 kN/m, pois a tração da base atuante no solo de aterro saturado é de 34,80 kN/m, ou seja, 40 kN/m é maior que 34,80 kN/m.

Este valor de tração de base é calculado pela equação [40] que depende diretamente do resultado da tração máxima encontrada na equação [38], que foi de 69,60 kN/m, sendo o valor de Ts (tração máxima do geossintético), valores este mostrados na tabela 13.

Após isto, é verificado o fator de segurança sem o reforço, dado por FSu. Este fator de segurança é encontrado pela razão do momento estabilizador e do desestabilizador. O valor de FSu encontrado foi de 1,232, pois os valores de momento estabilizador foram de 15.828,56 kN.m e desestabilizador 12.850,56 kN.m. Os valores dos momentos encontrados foram devidos a solução pelo método determinístico por Bishop Simplificado, valores estes retirados do relatório resultante da solução da modelagem sem reforço no GeoStudio.

Assim, é determinado o fator de segurança de desprendimento entre o solo e o reforço, onde este é dado por FS,d, encontrado pela equação [42], sendo este valor resultante de 1,55.

Para a determinação do espaçamento entre reforços, foi determinado que o  $H_{zona}$ , que é a altura efetiva de cálculo dividido por 3, sendo que por este método, é analisado duas ou três zonas. Com isto o valor de  $H_{zona}$  resultou em 4,83 m.

E por fim, com o  $H_{zona}$ , tração atuante na base do aterro e tração máxima adotada, cálculo este mostrado na equação [41], resultou no do espaçamento entre reforços com geossintético de 5,55 m, mostrado na tabela 11. Porém este valor do espaçamento foi comparado com valor resultante da tração admissível do reforço, minorado pelos fatores de redução mostrado na tabela 10, multiplicado ao valor de  $r_c$ , que é a razão de área coberta do reforço sobre a camada de solo a ser inserido.

Foi adotado um valor de  $r_c$  de 10%, ou seja, 0,10 multiplicado pela tração admissível do geossintético, pois a o geossintético do tipo geogrelha possui vazios entre as fitas dos materiais, possuindo assim área de cobertura sobre o solo de 10%, resultando assim em um valor de 1,27 m. Como 5,55 m é maior que 1,27 m, foi adotado o espaçamento entre reforços de 1,27 m.

Com o valor do espaçamento de 1,27 m entre o reforço com geossintético, foi adotado o comprimento de ancoragem idêntico ao método anterior, no valor de 18,10 m, pois o método por FHWA (2001) somente determina o espaçamento horizontais entre reforços, como dito anteriormente e descrito na revisão deste trabalho. Valor estes finais que foram inseridos no GeoStudio para as análises determinísticas e probabilísticas.

#### 5.4. DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS USADOS NA ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Nas configurações dos parâmetros probabilísticos, são definidos os valores dos desvios padrões pela multiplicação de um valor médio COV %, encontrado na tabela 5.4 de BELO, 2018, e a média é determinada através da distribuição normal ou log-normal.

Tabela 12 – Distribuições e incertezas de variáveis aleatórias.

Parâmetro	Tipo de Distribuição	CoV (%)		
		mín	méd	máx
Peso Específico ( $\gamma$ )	Normal	2,5	7,5	12,5
Coesão (c)	Normal	10	40	70
Ângulo de atrito ( $\phi$ )	Log-Normal	5	10	15

Fonte: Adaptado BELO, 2018.

Os valores do desvio padrão e valores médios do peso específico e coesão efetiva é definido pela distribuição normal, porém o ângulo de atrito é feito pela distribuição log-normal.

A tabela 13 especifica os valores que são utilizados para multiplicar os parâmetros dentro da análise probabilística, ou seja, o valor médio para cada parâmetro, este adotado e inserido no *software* GeoStudio, gera uma variação entorno dos valores reais médios da tabela 12, podendo assim gerar um histograma em formato de curva média, entorno de um valor de fator de segurança médio resultante das simulações por Monte Carlo.

Os valores médios encontrados na tabela 12, foram utilizados para gerar o desvio padrão de cada parâmetro do solo. Com isto, encontrou-se um intervalo de valores mínimos e máximos para cada parâmetro, que por fim, a análise probabilística por Monte Carlo resulta o fator de segurança médio ( $FS_m$ ), índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e probabilidade de falha ( $P_f$ ) dentro deste intervalo, através do *software* GeoStudio.

Assim, tabela 13 mostra os parâmetros probabilísticos como desvio padrão ( $\sigma$ ) e intervalo de variação.

Tabela 13 – Parâmetros probabilísticos obtidos no *software* GeoStudio 2021 R2.

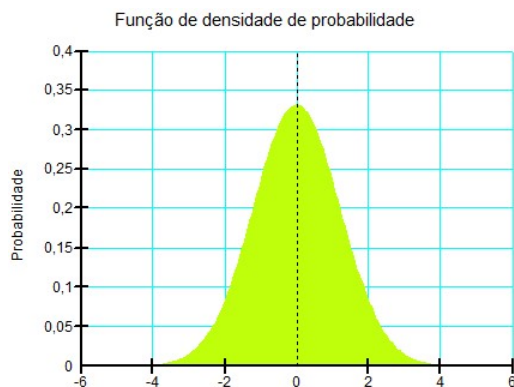
Tipo de Solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Desvio Padrão (kN/m <sup>3</sup> )	Intervalo Mín - Máx (kN/m <sup>3</sup> )
Aterro	15	1,125	9,375 - 20,625
Aterro Saturado	16	1,2	10,0 - 22,0
Solo Residual A	18	1,35	11,25 - 24,75
Solo Residual B	21	1,575	13,125 - 28,875
	Coesão (kPa)	Desvio Padrão (kPa)	Intervalo Mín - Máx (kPa)
Aterro	15	6	0 - 45,0
Aterro Saturado	9	3,6	0 - 27,0
Solo Residual A	18	7,2	0 - 54,0
Solo Residual B	23	9,2	0 - 69,0
	Ângulo de atrito (°)	Desvio Padrão (°)	Intervalo Mín - Máx (°)
Aterro	21	2,1	0 - 39,655
Aterro Saturado	21	2,1	0 - 39,655
Solo Residual A	30	3	0 - 56,65
Solo Residual B	40	4	0 - 75,534

Fonte: Autor.

Com todos os parâmetros ajustados a distribuição probabilística de análise da possibilidade de ruptura da estrutura do estudo de caso, as distribuições de probabilidade são encontradas em “exibir distribuição”, tendo uma visão de qual valor mínimo e máximo a variável aleatória poderá assumir nas simulações por Monte Carlo. Portanto, foram geradas algumas distribuições do solo saturado, mostrado na figura 32, 33 e 34, onde estas distribuições, peso específico ( $\gamma$ ), coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de atrito (°) são mostradas, respectivamente, abaixo.

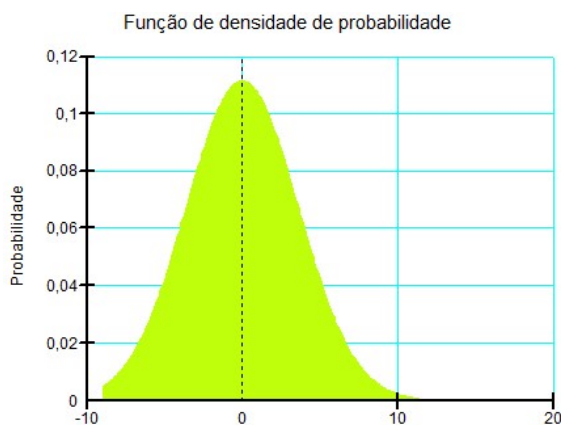


Figura 32: Distribuição probabilística normal do peso específico do solo saturado do talude no *software* Geostudio 2021 R2.



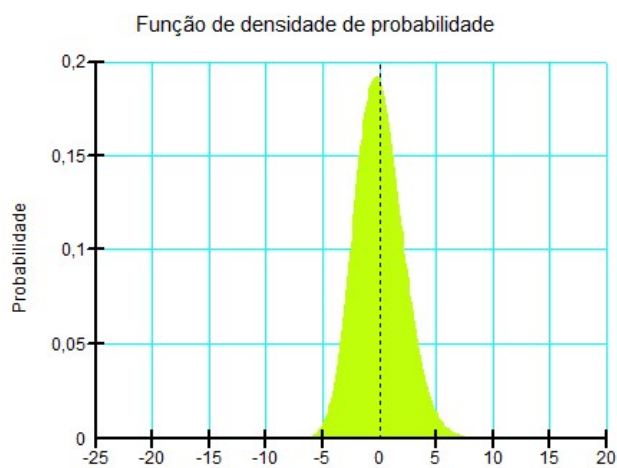
Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 33: Distribuição probabilística normal da coesão do solo saturado do talude no *software* Geostudio 2021 R2.



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 34: Distribuição probabilística log-normal do ângulo de atrito do solo saturado do talude no *software* Geostudio 2021 R2.



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Para a coesão do solo saturado foi necessário também informar nos parâmetros probabilísticos o coeficiente de correlação entre coesão e ângulo de atrito, coeficiente este que faz se aproximar as variações mais próximas da realidade, ou seja, das variações que existe in situ, mais especificamente, no talude existente na rodovia, dito anteriormente no começo deste capítulo. Assim, o valor definido de correlação é -0,3, valor este retirado da tabela 5.5 de BELO, 2018.

Portanto, com todos os valores probabilísticos definidos, foi gerado 2.000 simulações de Monte Carlo dentro do *software* GeoStudio, onde gerou um fator de ator de segurança global do talude em estudo, a probabilidade de falha deste talude e o índice de confiabilidade resultante desta estrutura.

## 5.5. DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA SEM REFORÇO E COM REFORÇO

O módulo utilizado para a análise do método de equilíbrio limite (MEL) foi o SLOPE/W, pacote contido no *software* GeoStudio. Com a modelagem definida e com os parâmetros também já definidos, o modelo foi solucionado apenas pela análise determinística por Bishop Simplificado, gerando um fator de segurança global da estrutura, sem o reforço e com o reforço com geossintético logo em seguida.

Assim, após a determinação deste fator de segurança pela análise determinística, foi feito logo em seguida pela análise probabilística, onde os parâmetros inseridos estão variando entorno do valor médio de cada parâmetro de solo, no *software* GeoStudio. Com isto, gerou-se um fator de segurança diferente do determinístico, juntamente com a probabilidade de falha e índice de confiabilidade do talude do estudo de caso já mencionado. O fator de segurança, a probabilidade falha e o índice de confiabilidade, são resultados chave da análise probabilística por Monte Carlo, estes encontrados para o talude sem o reforço e com o reforço com geossintético, onde os valores de ancoragem mínima e tração máxima adotada foram definidos pelos métodos de dimensionamento já mencionados neste capítulo.

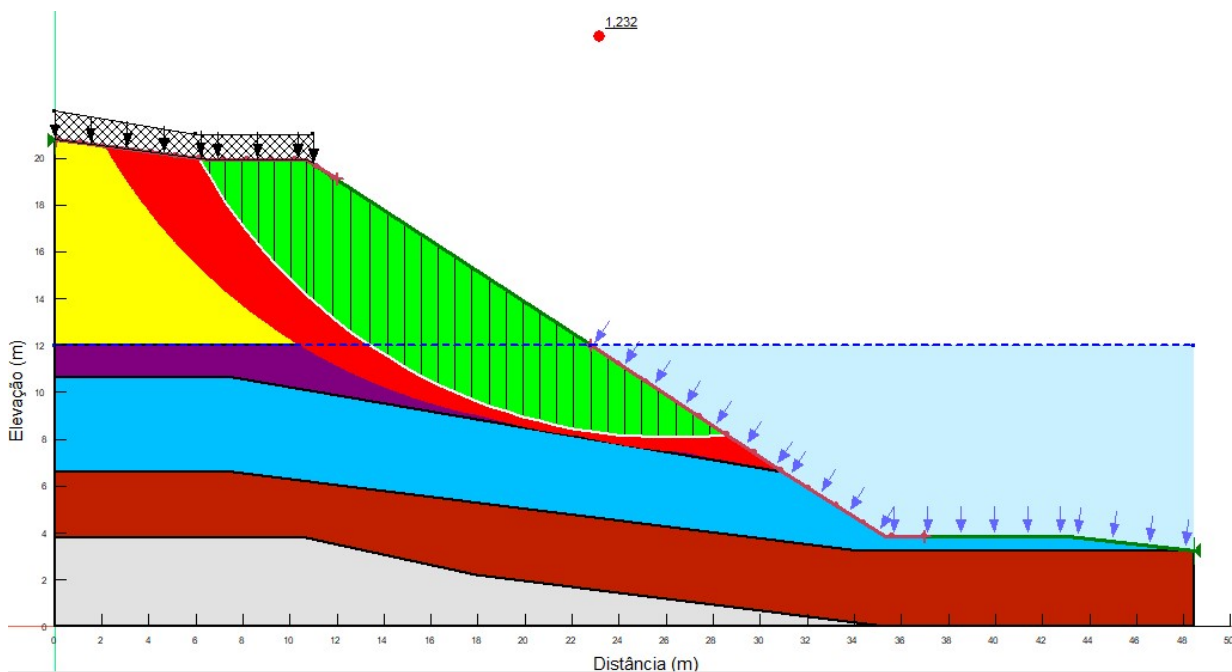
## 6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 6.1. ANÁLISE DO TALUDE NATURAL

Com a realização das verificações determinísticas e probabilísticas do estudo de caso, foram alcançados resultados satisfatórios destas análises. Na análise probabilística foram variados os parâmetros entre valores máximos e mínimos nas simulações de Monte Carlo dentro do *software*, baseado no intervalo mostrado na tabela 13.

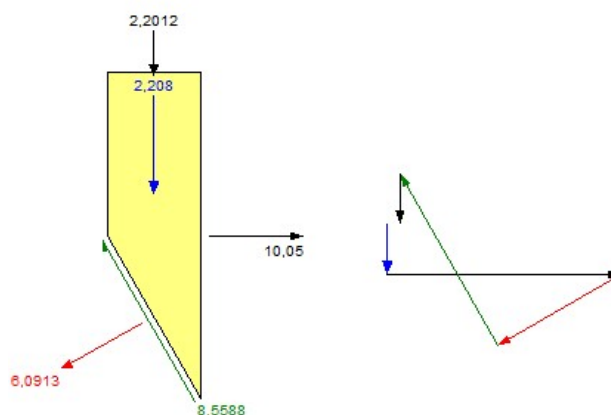
Para análise determinística por Bishop Simplificado, foi encontrado um fator de segurança de **1,232 (ponto vermelho)**, conforme modelagem solucionada no *software* GeoStudio na figura 35. Esta área verde são as lamelas de solo resultantes (fatias), ou seja, cada lamela desta possuem diferentes reações internas como peso do solo, sobrecarga, ângulo de atrito, força normal da base, força de cisalhamento na base e forças normais do lado esquerdo e direito, conforme mostrado no diagrama de fatia e polígono de forças pelo método determinístico de Bishop Simplificado na figura 36.

Figura 35 – Método determinístico por Bishop Simplificado e lamelas (fatias) sem reforço.



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 36 – Diagrama da primeira lamela (fatia) e polígono de forças da análise determinística por Bishop Simplificado sem reforço.



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Após a solução da modelagem pela análise determinística, como dito anteriormente o valor do fator de segurança resultou em 1,232, porém pela **NBR 11.682 – Estabilidade de Taludes**, o valor do grau de segurança recomendável para a estabilidade do talude é de 1,5 (alto), mas caso o valor esteja entre 1,0 e 1,5, como foi o resultado da análise determinística por Bishop Simplificado, a estrutura se encontra em estabilidade, pois o valor de 1,232 é maior que 1,15 (grau de segurança baixo). Observa-se que a ruptura do solo de aterro de silte argiloso, micáceo, muito mole a mole saturado, pode ter sido ter acarretada devido à perda de sucção do solo, como uma consequência de uma possível elevação rápida da linha d'água, levando ao rompimento da base do solo de aterro saturado.

Como dito anteriormente, o valor do fator de segurança encontrado pelo método determinístico foi 1,232, como mostra a figura 37. Podemos fazer uma análise crítica que o valor obtido do fator de segurança por Bishop Simplificado de 1,232, sendo este valor menor que 1,5, não quer dizer que a estrutura do talude se encontra perto do colapso. Ou seja, não quer dizer que um fator de segurança de 1,0 (forças desestabilizantes iguais a forças estabilizantes), mas não quer dizer que um fator de segurança maior que 1,0 não vai ocorrer a ruptura.

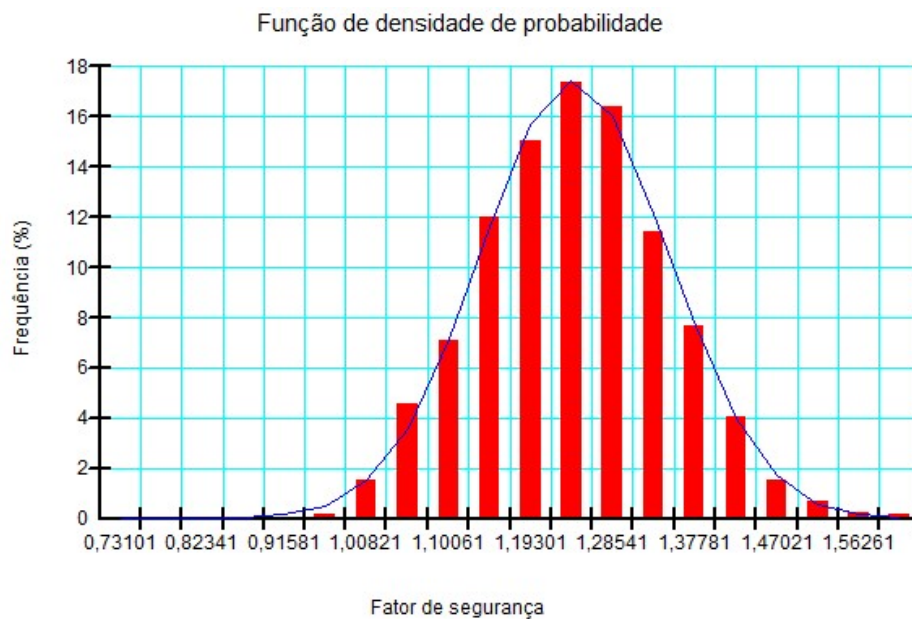
Figura 37 – Fator de segurança na superfície crítica pelo método determinístico de Bishop Simplificado sem reforço.

Superfície #	FS	Centro X (m)	Centro Y (m)	Raios (m)	Detalhes
418	1,232	26,243	30,971	22,894	Crítica (análise)
353	1,234	25,672	31,474	23,458	
483	1,242	26,92	30,566	22,43	
553	1,244	28,913	30,846	23,424	
544	1,249	23,17	23,849	15,488	
413	1,272	25,029	30,359	21,535	
548	1,274	27,688	30,233	22,054	
609	1,275	23,891	23,706	15,166	
348	1,276	24,464	30,863	22,105	
478	1,281	25,7	29,953	21,066	
283	1,285	23,909	31,369	22,685	

Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Para a análise probabilística do talude natural, foi feita um estudo da modelagem da figura 31. O valor do fator de segurança de estabilidade resultou o mesmo valor, de 1,232, porém o intuito da análise probabilística é verificar o  $P_f$  (probabilidade de falha da estrutura), juntamente com o diagrama de frequência do valor médio do fator de segurança que mais aparece na amostra do histograma, com formato de uma distribuição normal, conforme mostrado na figura 38.

Figura 38 – Histograma do fator de segurança médio pela análise probabilística de Monte Carlo sem reforço.



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Na análise probabilística por Monte Carlo foram feitas 2.000 simulações, sendo estas que verificaram as variações dos parâmetros dos solos conforme a tabela 13, e assim gerou-se uma probabilidade de falha resultante de 0,35% e índice de confiabilidade de 2,2905. Observa-se que o Pf resultante da modelagem sem reforço é considerado um valor baixo, estando fora de colapsabilidade, porém o índice de confiabilidade do maciço resultante é um valor menor que 3.

Ao analisarmos a figura 39, note-se que o valor de 2,2905 é menor que 3, assim podemos concluir que a estrutura sem reforço, visto na figura 30, encontra-se abaixo da média de confiabilidade. Tais valores de probabilidade de falha e índice de confiabilidade do talude natural são mostrados nas figuras 39 e 40.

Figura 39 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após a análise probabilística por Monte Carlo sem reforço.

Superfície #	FS	P(ruptura)	Índice de confiabilidade	FS médio
418	1,232	0,0035	2,2905	1,2421
353	1,234	0,003	2,3832	1,2435
483	1,242	0,0045	2,2631	1,2533
553	1,244	0,011	2,1548	1,2559
544	1,249	0,0015	2,381	1,2597
413	1,272	0,0015	2,5817	1,2822
548	1,274	0,0035	2,3347	1,2859
609	1,275	0,0015	2,4349	1,2864
348	1,276	0,001	2,7091	1,286
478	1,281	0,0015	2,5137	1,2917

Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 40 – Fator de segurança médio probabilístico, índice de confiabilidade e % Pf (ruptura) de falha sem reforço.

FS Médio	1,2421
Índice de confiabilidade	2,2905
P (Ruptura) (%)	0,350000
Desv Padrão	0,10568
FS Mín.	0,70791
FS Máx.	1,6315
Número de simulações	2.000

Fonte: GeoStudio 2021 R2.

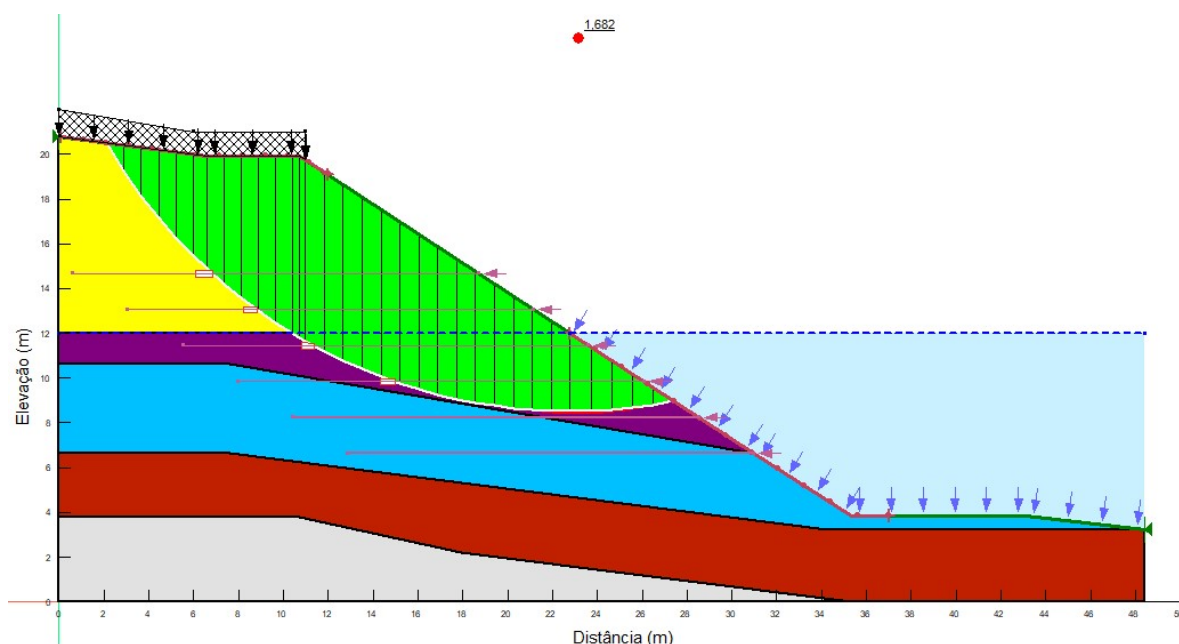
Conforme dito anteriormente, o rompimento do talude *in situ* pode ter sido devido ao levantamento brusco do nível da água naquele momento, que por circunstâncias, não deve ter suportado as pressões adicionais de poro-pressão, pois o fator de segurança mesmo estando maior que o mínimo pela norma de estabilidade de taludes, sofreu estas variações naturais externas. Com isto, foi verificado o fator de segurança quando adicionado o reforço de solo com a geogrelha (geossintético), material este definido como reforço devido as suas propriedades mecânicas de tração na grandeza de kN/m.

## 6.2. ANÁLISE DO TALUDE COM REFORÇOS

Considerando-se a ruptura do talude natural, foi modelada a inserção de reforços no talude, de acordo com as definições de espaçamento e comprimento de ancoragem citados na metodologia.

Para a análise probabilística do talude com reforços pelo método Jewell (1996), foi utilizada a seção mostrada na figura 41. O espaçamento e comprimento de ancoragem são 1,61 m e 18,10 m, respectivamente.

Figura 41 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise probabilística por Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).



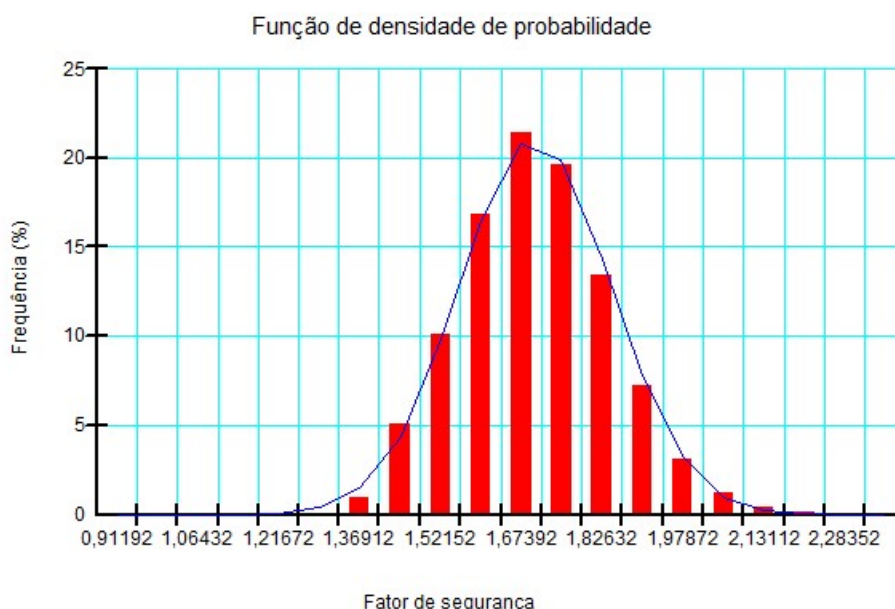
Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Notou-se que a linha crítica de ruptura se deslocou para trás, pois com a inserção do reforço, esta linha tendeu-se a ficar atrás do reforço, até que no momento da ancoragem máxima

da área desfavorável na área favorável, a linha de ruptura crítica se estabilizou e ancorou-se no reforço, aumentando assim o fator de segurança de **1,232** (sem reforço) para **1,682** (com o reforço).

Na análise probabilística por Monte Carlo foram feitas 2.000 simulações, onde o histograma mostrado na figura 42 mostra o valor médio do fator de segurança após a inserção do reforço no talude desde a base do solo de aterro saturado, com o espaçamento horizontal de 1,61 entre reforços, chegando próximo ao topo do talude, com comprimento de ancoragem de 18,10 m, valor adotado após o cálculo destes, pelo método de dimensionamento por Jewell (1996), mostrado na metodologia.

Figura 42 – Histograma do fator de segurança médio após inserção do reforço com geossintético pela análise probabilística de Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

A análise com a aplicação do reforço de geossintéticos resultou em valores satisfatórios acima dos valores mínimos de estabilidade global da estrutura do estudo de caso discutido neste capítulo.

As figuras 43 e 44 mostram os valores de Pf que resultaram em 0,05% e o valor do índice de confiabilidade, que resultou em 4,8744. De acordo com a figura 30, este índice é alto, tornando a estrutura estável e fora de situação de colapso.



Figura 43 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após análise probabilística por Monte Carlo com a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).

Superfície #	FS	P(ruptura)	Índice de confiabilidade	FS médio
153	1,682	0,0005	4,8744	1,6995
218	1,693	0,0005	4,7942	1,7111
283	1,714	0,0005	4,7196	1,7326
544	1,725	0,0005	4,3935	1,7467
409	1,737	0,0005	4,7779	1,757
348	1,746	0,0005	4,6552	1,767
474	1,783	0,0005	4,7342	1,805
88	1,791	0	5,8726	1,8069
413	1,798	0	4,6063	1,8206
353	1,805	0,0005	4,7015	1,8284

Fonte: GeoStudio 2021 R2

Figura 44 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).

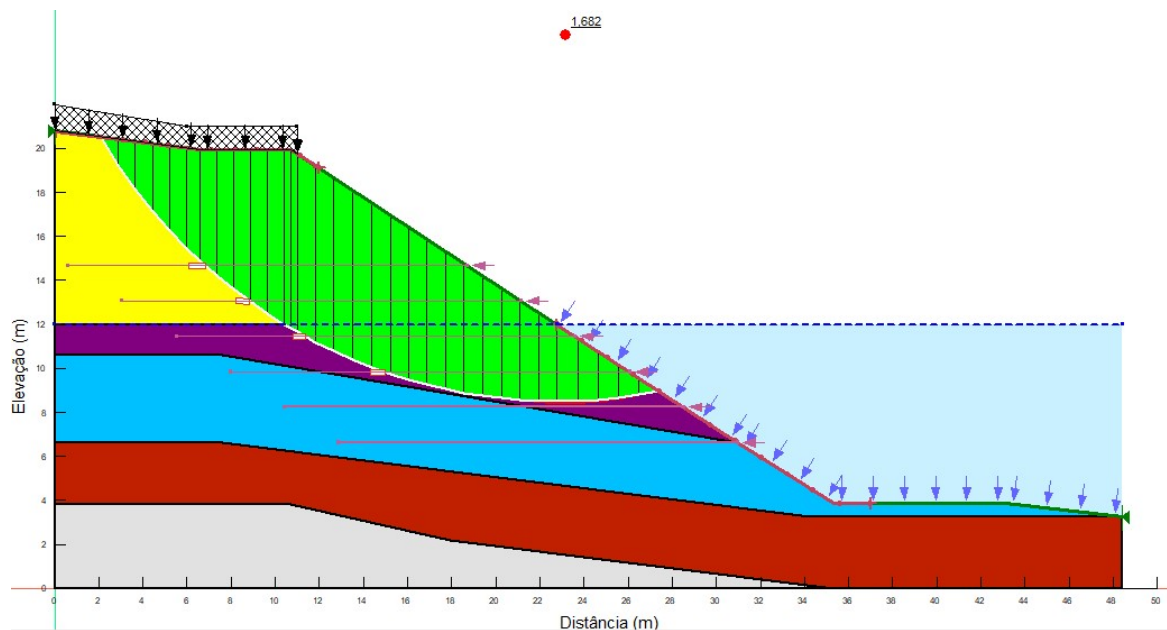
FS Médio	1,6995
Índice de confiabilidade	4,8744
P (Ruptura) (%)	0,050000
Desv Padrão	0,14351
FS Mín.	0,87383
FS Máx.	2,3968
Número de simulações	2.000

Fonte: GeoStudio 2021 R2

Para a análise determinística por Bishop Simplificado, foi verificado o fator de segurança de estabilidade do talude após a inserção do reforço. Nesta análise, foram considerados o espaçamento entre reforços e comprimento de ancoragem, que foram encontrados pelo método de Jewell (1996), como visto anteriormente.

Nas figuras 45 e 47, mostram o fator de segurança encontrado na análise determinística de **1,682 (ponto vermelho)**. Esta área verde são as lamelas de solo resultantes (fatias), ou seja, cada lamela resultou em diferentes reações internas como peso do solo, sobrecarga, ângulo de atrito, força normal da base, força de cisalhamento na base e forças normais do lado esquerdo e direito, conforme mostrado no diagrama de fatia e polígono de forças pelo método determinístico de Bishop Simplificado na figura 44.

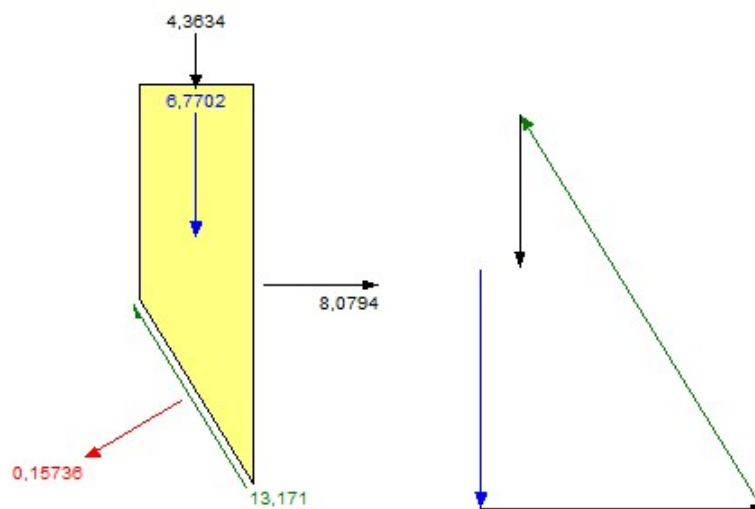
Figura 45 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise determinística por Bishop Simplificado através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

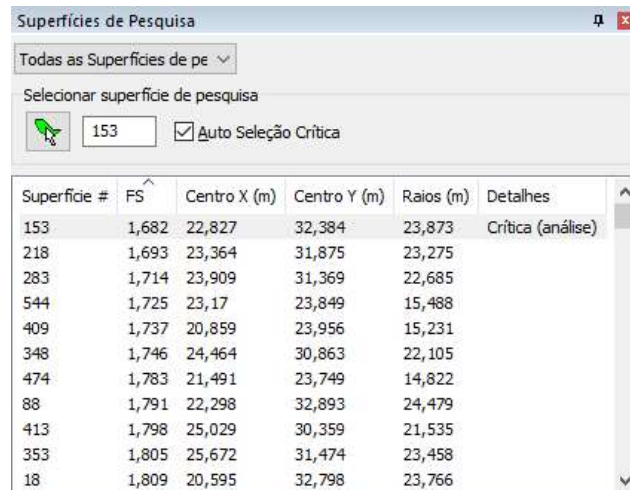
Podemos notar que o fator de segurança pela análise probabilística por Monte Carlo (2.000 simulações) e determinística por Bishop Simplificado deram exatamente iguais, no valor de 1,682. Isto mostra que ambas as análises chegam a valores de fator de segurança semelhantes, mesmo a análise probabilística variar os parâmetros do solo de forma aleatória.

Figura 46 – Diagrama de fatias e polígono de forças nas lamelas com reforço pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 47 – Fator de segurança na superfície crítica pelo método determinístico de Bishop Simplificado com reforço pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).



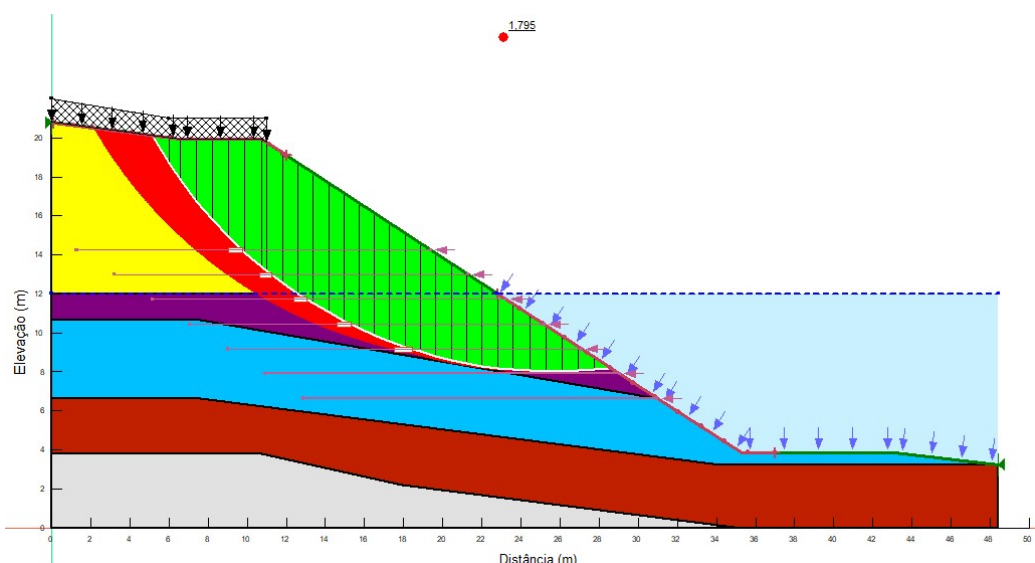
Superfície #	FS	Centro X (m)	Centro Y (m)	Raios (m)	Detalhes
153	1,682	22,827	32,384	23,873	Crítica (análise)
218	1,693	23,364	31,875	23,275	
283	1,714	23,909	31,369	22,685	
544	1,725	23,17	23,849	15,488	
409	1,737	20,859	23,956	15,231	
348	1,746	24,464	30,863	22,105	
474	1,783	21,491	23,749	14,822	
88	1,791	22,298	32,893	24,479	
413	1,798	25,029	30,359	21,535	
353	1,805	25,672	31,474	23,458	
18	1,809	20,595	32,798	23,766	

Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Para a análise probabilística aplicando os conceitos do Método FHWA (2001), foram encontrados os valores de espaçamento entre reforços com geossintético de 1,27 m e comprimento de ancoragem do reforço de 18,10 m. Note-se que foi adotado o mesmo valor de comprimento de ancoragem definido na aplicação do Método de Jewell (1996), pois método não determina o comprimento de ancoragem mínimo do reforço.

Com isto, os valores de espaçamento e comprimento de ancoragem foram inseridos na modelagem do talude para verificar a sua estabilidade e se houve mudança no fator de segurança, assim como ocorreu no método por Jewell (1996).

Figura 48 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise probabilística por Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).

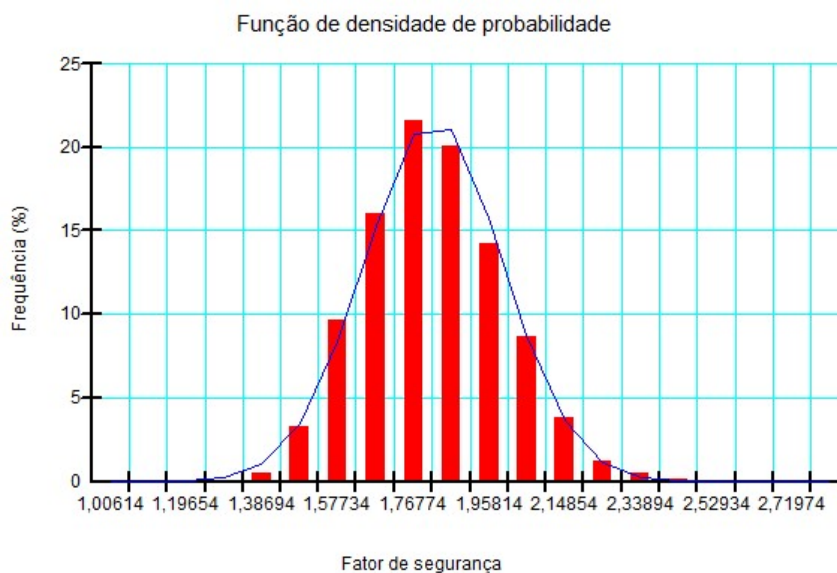


Fonte: GeoStudio 2021 R2.

A linha de ruptura crítica se estabilizou e ancorou-se no reforço, aumentando assim o fator de segurança de **1,232** (sem reforço) para **1,795** (com o reforço), diminuindo a zona de ruptura representada pela área vermelha, mostrado na figura 48.

Na análise por Monte Carlo foram feitas 2.000 simulações, o histograma mostrado na figura 49, mostra o valor médio do fator de segurança após a inserção do reforço no talude desde a base do solo de aterro saturado, com o espaçamento horizontal de 1,27 m entre reforços, chegando próximo ao topo do talude, com comprimento de ancoragem de 18,10 m, valor adotado, pois este método não calcula o comprimento de ancoragem.

Figura 49 – Histograma do fator de segurança médio após inserção do reforço com geossintético pela análise probabilística de Monte Carlo através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

A análise com a aplicação do reforço de geossintéticos resultou em valores satisfatórios acima dos valores mínimos de estabilidade global da estrutura do estudo de caso discutido neste capítulo.

As figuras 50 e 51 mostram os valores de Pf que resultou em 0,05% e o valor do índice de confiabilidade, que resultou em 4,6854. De acordo com a figura 30, este índice é alto, tornando a estrutura estável e fora de situação de colapso.

Figura 50 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após análise probabilística por Monte Carlo com a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).

Superfície #	FS	P(ruptura)	Índice de confiabilidade	FS médio
353	1,795	0,0005	4,6854	1,8182
148	1,813	0,0005	5,2969	1,8319
153	1,822	0,0005	5,1673	1,8431
213	1,827	0,0005	5,1833	1,8468
288	1,831	0	5,2651	1,8522
218	1,847	0,0005	5,0905	1,8692
278	1,851	0	5,0707	1,8727
418	1,864	0	4,663	1,8901
283	1,885	0	5,0143	1,9095
339	1,887	0,0005	5,3614	1,9088

Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 51 – Fator de segurança médio da linha crítica, probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade após a inserção do reforço com geossintético do tipo geogrelha através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).

FS Médio	1,8182
Índice de confiabilidade	4,6854
P (Ruptura) (%)	0,050000
Desv Padrão	0,17463
FS Mín.	0,95855
FS Máx.	2,8622
Número de simulações	2.000

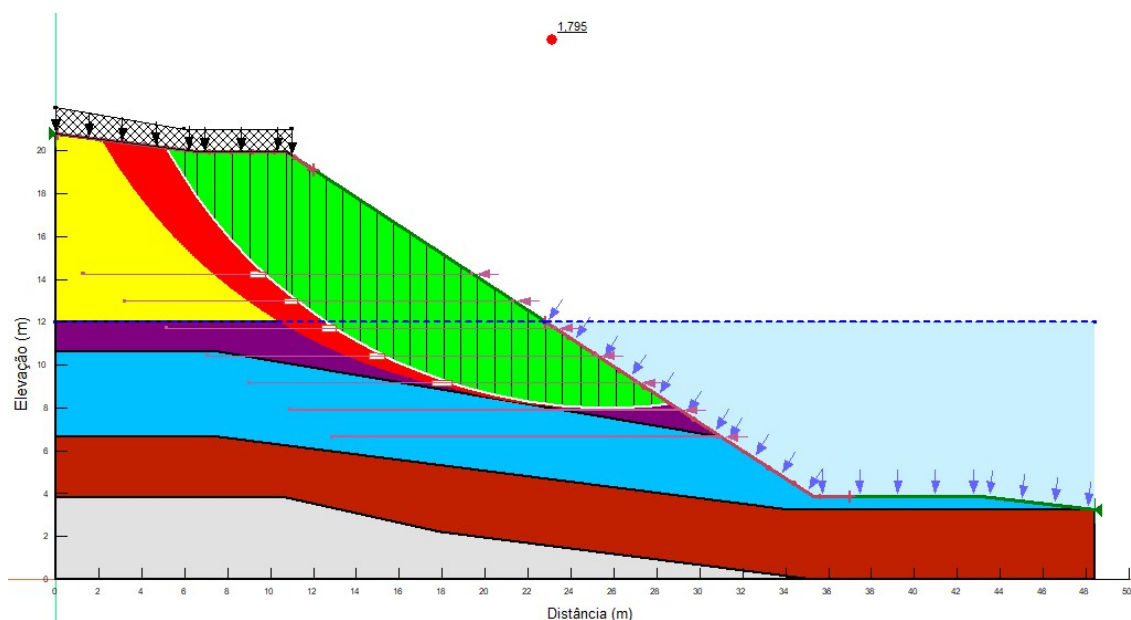
Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Para a análise determinística por Bishop Simplificado, foi verificado o fator de segurança de estabilidade do talude após a inserção do reforço. Nesta análise, foram considerados o espaçamento entre reforços e comprimento de ancoragem, que foram encontrados pelo método de FHWA (2001), como visto anteriormente.

Nas figuras 52 e 54, mostram o fator de segurança encontrado na análise determinística de **1,795 (ponto vermelho)**. Esta área verde são as lamelas de solo resultantes (fatias), ou seja, cada lamela resultou em diferentes reações internas como peso do solo, sobrecarga, ângulo de atrito, força normal da base, força de cisalhamento na base e forças normais do lado esquerdo e

direito, conforme mostrado no diagrama de fatia e polígono de forças pelo método determinístico de Bishop Simplificado na figura 52.

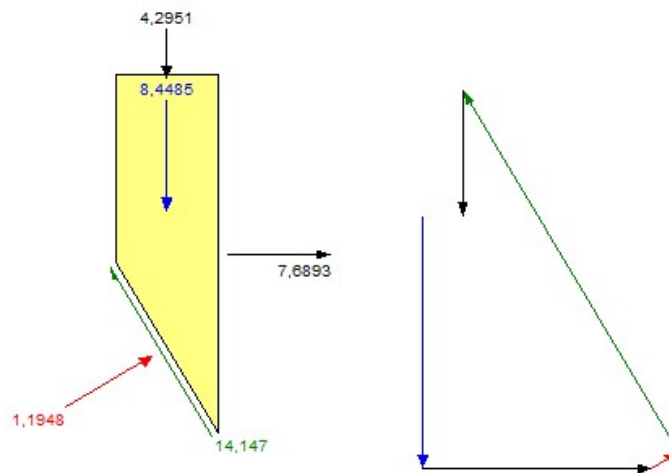
Figura 52 – Reforço do talude com geossintético do tipo geogrelha na análise determinística por Bishop Simplificado através dos parâmetros pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Nota-se que o fator de segurança pela análise probabilística por Monte Carlo (2.000 simulações) e determinística por Bishop Simplificado deram exatamente iguais, como visto na análise determinística com o valor de espaçamento entre reforços por Jewell (1996). O valor do fator de segurança pela análise determinística com a inserção dos parâmetros de espaçamento e ancoragem com reforço por FHWA (2001) resultou em 1,795. Isto mostra que ambas as análises chegam a valores de fator de segurança semelhantes, mesmo a análise probabilística variar os parâmetros do solo de forma aleatória.

Figura 53 – Diagrama de fatias e polígono de forças nas lamelas com reforço pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).



Fonte: GeoStudio 2021 R2.

Figura 54 – Fator de segurança na superfície crítica pelo método determinístico de Bishop Simplificado com reforço pelo método de dimensionamento por FHWA (2001).

Superfícies de Pesquisa					
Todas as Superfícies de pe					
Selecionar superfície de pesquisa					
	353	<input checked="" type="checkbox"/> Auto Seleção Crítica			
Superfície #	FS	Centro X (m)	Centro Y (m)	Raios (m)	Detalhes
353	1,795	25,672	31,474	23,458	Crítica (análise)
148	1,813	21,637	31,776	22,538	
153	1,822	22,827	32,384	23,873	
213	1,827	22,169	31,267	21,935	
288	1,831	25,113	31,979	24,033	
218	1,847	23,364	31,875	23,275	
278	1,851	22,708	30,759	21,34	
418	1,864	26,243	30,971	22,894	
283	1,885	23,909	31,369	22,685	
339	1,887	19,33	24,001	14,706	
343	1,891	23,258	30,253	20,754	

Fonte: GeoStudio 2021 R2.



## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No início da verificação do estudo de caso do talude que teve seu colapso como ponto fundamental de discussão deste trabalho, mostrou-se a importância da inserção do reforço com geossintéticos em obras de execução de taludes em rodovias, quando necessário estes tipos de soluções geotécnicas. Com isto, todas as análises feitas, determinísticas ou probabilísticas, resultaram em fatores de segurança similares. Porém, obteve-se parâmetros como a probabilidade do colapso da estrutura e seu índice de confiabilidade.

Para a análise de confiabilidade foi utilizado o método de simulação de Monte Carlo, o qual já se encontra disponível dentro do próprio GeoStudio. Logo, as análises probabilísticas foram realizadas através dessa ferramenta e teve como objetivo obter valores estatísticos relacionados à segurança de apenas 02 métodos de dimensionamentos, conforme os métodos citados na revisão desse trabalho.

No entanto, para serem realizadas, as análises probabilísticas, foi necessário fazer um levantamento das variabilidades associadas ao material da estrutura reforçada. Desta forma, foi definido o peso específico do aterro não saturado e saturado, do solo residual A e B, ângulo de atrito do aterro não saturado e saturado, do solo residual A e B, e por fim a coesão do aterro não saturado e saturado e do solo residual A e B. Os valores anteriormente mencionados são as propriedades do estudo de caso já mencionado. Mediante o exposto, essas informações foram inseridas no *software* para executar as análises, gerando a probabilidade de falha da estrutura e seu índice de confiabilidade. As informações estatísticas necessárias para executar a análise probabilística são: a curva de distribuição, que melhor representa a propriedade em análise; desvio padrão ou coeficiente de variação; média; e, correlações entre propriedades.

Ao observar os fatores de segurança dos métodos determinístico e probabilísticos, nota-se valores muito similares, conforme mostrado nos resultados e discussões deste trabalho, e assim esta proximidade entre o método determinístico por Bishop Simplificado e probabilístico por Monte Carlo pôde-se indicar uma proximidade da superfície crítica de ruptura em ambas as situações.

O fator de segurança de estabilidade do talude após a inserção do reforço com geossintético aumentou 36,52% em relação ao fator de segurança sem o reforço, valor de 1,232 para 1,682 pelo método de dimensionamento por Jewell (1996).

O fator de segurança de 1,795 obtido pelo método FHWA (2001) apresentou ganho de 45,7% em relação ao fator de segurança de 1,232 (sem reforço).



A ruptura do talude, como relatado anteriormente, pode ter sido devida ao aumento brusco da linha freática sobre o aterro.

Desta forma, destaca-se a importância de estudos sobre a elevação rápida do nível d'água de a montante de taludes perto de cursos de água.

Caso, essa ruptura tivesse sido prevista, a aplicação prévia de reforços teria evitado a ruptura do talude.

Este trabalho mostrou a aplicação de espaçamento entre os reforços com geossintético do tipo grelha ou geogrid, e o seu comprimento de ancoragem, ambos aplicados na modelagem dentro do *software* GeoStudio. Assim, notou-se a diferença entre os métodos que foram os espaçamentos entre reforços, onde pelo método de Jewell (1996) o valor foi de 1,61 m e pelo método de FHWA (2001) resultou em um espaçamento de 1,27 m. O comprimento de ancoragem utilizado foi de 18,10 m, sendo que este é o valor resultante do fator de deslizamento, mostrado na tabela 09. Pode-se concluir que, para esse caso em particular, o método por Jewell mostra-se mais adequado em função de indicar um espaçamento maior entre os reforços. Desta forma, seriam utilizados menos reforços, o que geraria uma economia na obra. Isso pode ser dito, ao verificar que, em ambos os espaçamentos, os valores do fator de segurança, índice de confiabilidade e probabilidade ruptura foram semelhantes.

Como sugestão para futuras pesquisas, pode-se comentar que devido à definição de apenas dois tipos de dimensionamentos de reforço por geossintéticos nessa pesquisa, recomenda-se que sejam feitas simulações com outros valores de ancoragem e espaçamento utilizando-se os outros métodos de cálculo citados nessa bibliografia.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, N. B. **Geossintéticos aplicados a geotecnia ambiental**. 2019. 82 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal da Paraíba, UFPA, João Pessoa, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10318-1**: Geossintéticos parte 1: Termos e definições. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10319**: Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

BELO, J. L. P. **Análise de confiabilidade de aterros sobre solos moles reforçados com geossintético considerando MEL e MEF**. 2018. 129 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

BISHOP, A. W. **The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes**. Geotechnique, Inglaterra, v. 5, n. 1, p.p. 7-17. 1955.

BS 8006 (1995). **Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills**. British Standard, BS 8006-1. Publicated BSI, p. 250, 2010.

CARDOSO, A. S. **A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações – métodos de análise e dimensionamento**. 1987. Dissertação (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto, 1987.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas – projeto geotécnico**. 2 ed. São Paulo, 2001. 140 p.

DROUBI, L. F. P. et. al. **Distribuição lognormal: propriedades e aplicações na engenharia de avaliações**. Florianópolis, COBRAC, n.1, p. 4-7, out./2018.

EHRlich, M.; GOMES, R. C.; SAYÃO, A. S. F.; AZAMBUJA, E. **Muros e taludes reforçados**. In: VERTEMATTI, J.C. Manual brasileiro de geossintéticos. 1ª edição. São Paulo: Editorial Edgard Blucher, 2004. Cap 4.5, p.106-149.

FILHO, R. J. A.; ANDRADE, V. C. **Comparação entre análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes em barragens: estudo de caso**. 2015. 83 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, Curitiba, 2015.

JOLY, N. H. **Análise paramétrica da estabilidade de um talude**. 2014. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, Campo Mourão, 2014.

FHWA (2001). **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes**, Washington D.C., EUA, Publicantion No. FHWA-NHI-00-043, p. 394.

GOLDMAN, Pedrinho. **Introdução ao Planejamento e Controle de Custos na Construção Civil Brasileira**. 4ª ed., São Paulo: Editora Pini, 2004. Cap 1, p. 11-26.

International Geosynthetics Society (IGS). **Funções dos geossintéticos**. Disponível em: <<http://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/geossinteticos/2.pdf>>. Acesso em: 01 de out. 2019.

LOPES, M. L. C. **Muros Reforçados com Geossintéticos**. 335 f. Dissertação (Doutorado) – Faculdade de Engenharia – FEUP-Porto, Portugal, Porto. 1992.

LOTTI, C. L.; BUENO, B. S. **Matérias-Primas**. In: VERTEMATTI, J.C. Manual brasileiro de geossintéticos. 1ª edição. São Paulo: Editorial Edgard Blucher, 2004. Cap 2, p.31-46.

NEVES, L. A. C.; CRUZ, P. J. S. **Introdução à Análise Probabilística Simplificada da Segurança Estrutural**, Guimarães, Portugal, n.12, p. 65-80, 2001.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicação de Probabilidade e Estatística em Análises Geotécnicas**. 2008. 161 f. Tese (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica – PUC-Rio, Brasil, Rio de Janeiro. 2008.

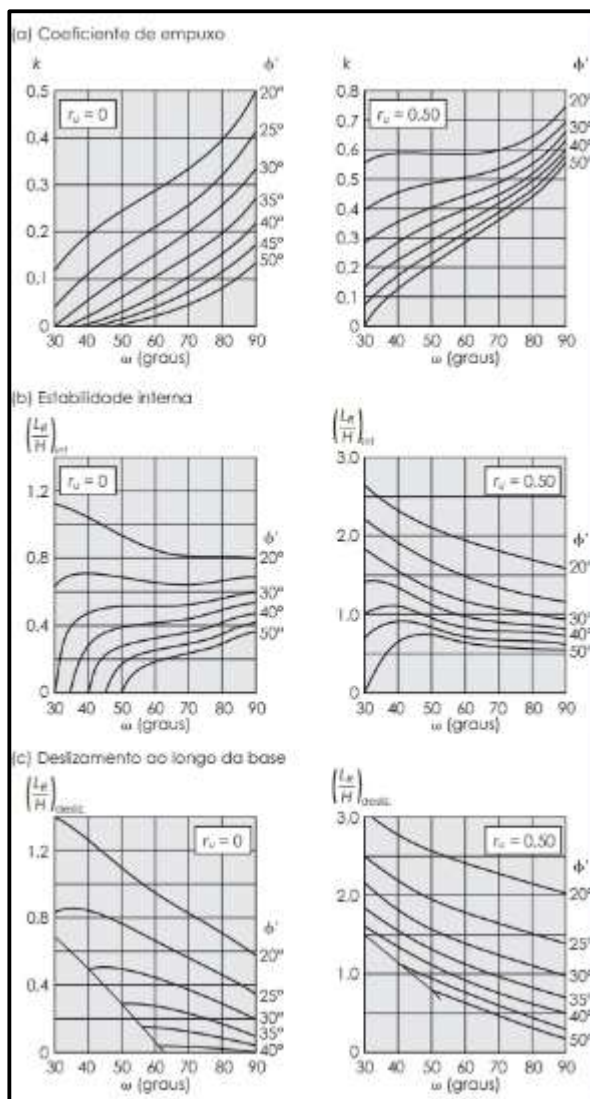
RODRIGUES, M. A. **Análise de confiabilidade de estruturas reforçadas com geossintéticos considerando diferentes métodos de dimensionamento**. 76 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 2017.

USACE. **Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies**, Autor: Melchers, U.S. Army Corps of Engineers, United States, 1999.

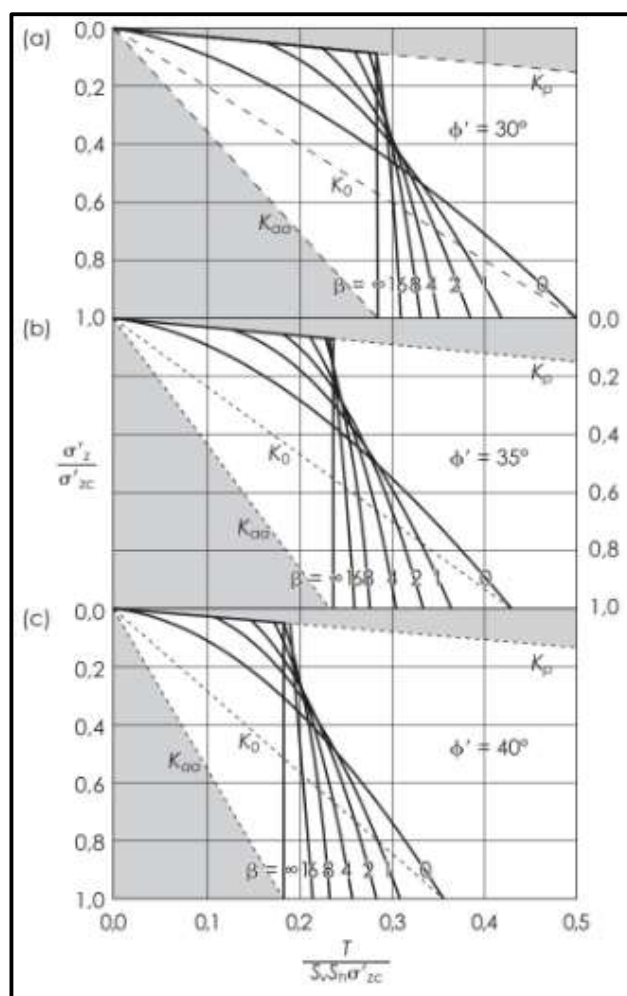
VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2ª edição. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2015. Cap 4, p.86-93.

VIEIRA, C. F. S. **Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos: Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento**. 2008. 575 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto (FEUP), Portugal, Porto. 2008.

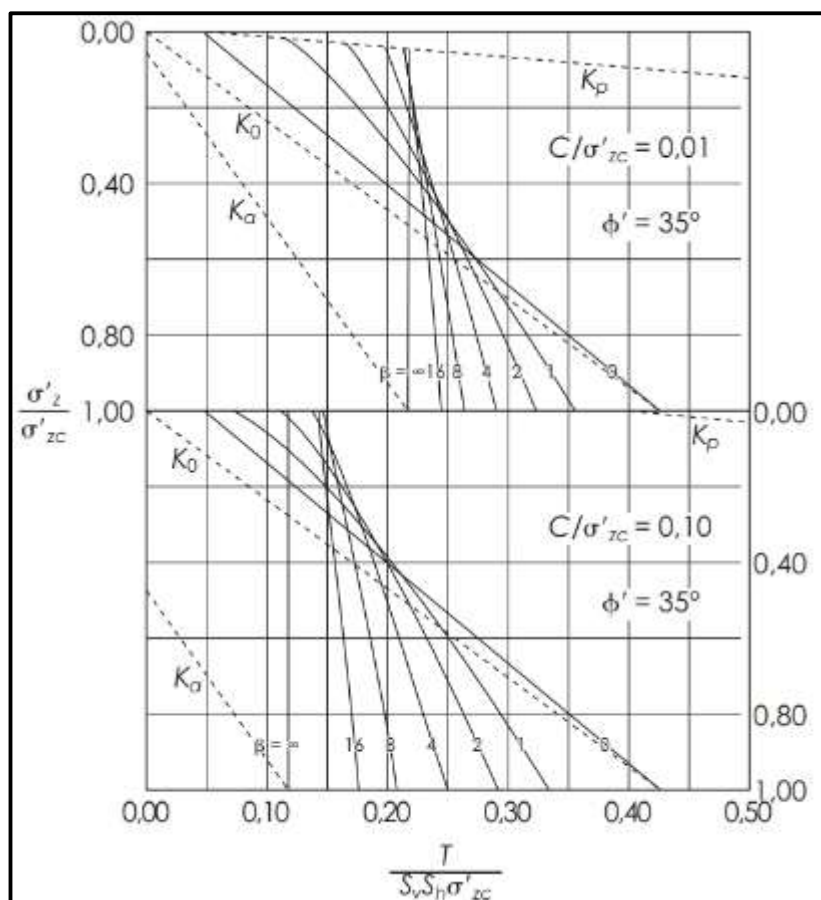
ANEXO A – Ábacos para o dimensionamento de taludes com grandes inclinações (JEWELL, 1996)



ANEXO B – Ábacos para a definição de  $\chi$  para o cálculo da tensão máxima (EHRlich, MITCHELL, 1994).



ANEXO C – Ábacos para a definição da tensão máxima em solos coesivos reforçados (Dantas; Ehrlich, 1999 apud Ehrlich et. al., 2004).



**ANEXO D** – Ábacos para o dimensionamento de talude reforçado conforme ângulo de atrito.  
 (a) coeficiente de impulso; (b) comprimento do reforço (Schmertmann et. al., 1987 apud Vieira, 2008).

