

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

JOÃO VITOR EMMERT MAXIMILIANO

IMPLEMENTAÇÃO DE MÉTODOS PROBABILÍSTICOS NA ANÁLISE DE
ESTABILIDADE DE TALUDES: APLICAÇÃO EM TALUDE DE SOLO RESIDUAL DE
GNAISSE EM JOINVILLE

Joinville

2022

JOÃO VITOR EMMERT MAXIMILIANO

IMPLEMENTAÇÃO DE MÉTODOS PROBABILÍSTICOS NA ANÁLISE DE
ESTABILIDADE DE TALUDES: APLICAÇÃO EM TALUDE DE SOLO RESIDUAL DE
GNAISSE EM JOINVILLE

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann.

Joinville

2022

JOÃO VITOR EMMERT MAXIMILIANO

IMPLEMENTAÇÃO DE MÉTODOS PROBABILÍSTICOS NA ANÁLISE DE
ESTABILIDADE DE TALUDES: APLICAÇÃO EM TALUDE DE SOLO RESIDUAL DE
GNAISSE EM JOINVILLE

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 26 de julho de 2022.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann
Orientador/Presidente
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Yader Alfonso Guerrero Pérez
Coorientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Msc. Jonatas Sosnoski
Universidade do Estado de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus pais, por me incentivarem e estarem comigo nas decisões mais difíceis da minha vida, sendo meus alicerces desde sempre.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, expresso minha gratidão à Deus, pela vida, pela força, pela saúde, pela motivação nos dias fáceis e nos difíceis, pelas oportunidades, simplesmente por tudo.

Aos meus pais, Gerson e Elister, pela presença, pelo amor, pela paciência e pelo estímulo ao longo de todos os mais importantes eventos da minha vida, por serem fonte de inspiração para as decisões que fiz, faço e farei ao longo da vida, e por toda a força sempre fornecida nos momentos mais difíceis.

Às minhas avós, Zulma e Olinda, pelo exemplo de força, fé e perseverança, por serem pessoas muito especiais na minha vida, e aos meus finados avôs, Zé e Darcy, que muito desejaram ver o neto graduado, pelos bons momentos vividos que sempre serão lembrados com carinho.

A todos os meus queridos tios e tias, pelo amor, pelo carinho, e pela presença, sempre que possível, na minha vida. Especial gratidão ao tio Matheus Fernando Emmert, que com apenas uma ligação de telefone teve papel fundamental na minha decisão de cursar Engenharia Civil de Infraestrutura em Joinville.

À todas as minhas amadas primas, pelos ótimos momentos compartilhados nos encontros de família. Agradeço em especial à Bella, que mesmo distante, sempre esteve por perto.

Ao meu amigo e orientador, Marcelo Heidemann, pela confiança, pelo exemplo como pessoa e profissional, pelas oportunidades fornecidas em meio acadêmico e profissional, pelas excelentes aulas ministradas e pelo tempo extra após as aulas conversando sobre as disciplinas da área de geotecnia, que muito contribuíram para despertar meu interesse em estudar esta área.

Ao meu amigo e sócio, Cássio Hister Bellan, pelas longas e produtivas conversas, pelas oportunidades profissionais, pela confiança e pela parceria em projetos que originou a Serra do Mar Engenharia.

Aos meus colegas de curso e amigos, em especial ao Rafael Cristyan Fronza, que esteve comigo em praticamente todos os momentos desta faculdade, e à Debora Rafaela Favetti, pelo carinho, pela motivação, pelas palavras de conforto e pelas ótimas conversas diárias sobre os mais diversos assuntos.

A todos os professores e funcionários da UFSC, e àqueles que por ventura participaram desta jornada e não foram aqui agradecidos, expresso minha gratidão.

“A procura da verdade é difícil e é fácil, já que ninguém poderá desvendá-la por completo ou ignorá-la inteiramente. Contudo, cada um de nós poderá acrescentar um pouco do nosso conhecimento sobre a natureza e, disto, uma certa grandeza emergirá.”

(Aristóteles)

RESUMO

Este trabalho objetiva apresentar a implementação da abordagem probabilística na análise de estabilidade geotécnica, empregando métodos determinísticos e probabilísticos em um talude de solo residual de gnaisse localizado em terreno pertencente à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) na Curva do Arroz, em Joinville-SC. A aplicação apresentada se trata de um problema com incertezas principalmente em dois parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo gnáissico-migmatítico regional: coesão e ângulo de atrito. Estas incertezas influenciam consideravelmente na estabilidade de taludes, e sua inclusão em análises permite a avaliação da confiabilidade dos resultados obtidos e na respectiva probabilidade de desempenho insatisfatório do talude, em oposição às análises determinísticas tradicionais. A abordagem probabilística não substitui, no entanto, as abordagens determinísticas, mas se constitui em uma abordagem adicional de notável relevância em problemas envolvendo considerável número de incertezas. Neste trabalho foram empregados cinco métodos determinísticos para verificação da estabilidade de taludes, todos baseados no equilíbrio-limite, com destaque ao método proposto por Morgenstern e Price, considerado base para implementação dos métodos probabilísticos. Essas abordagens probabilísticas, por sua vez, basearam-se em três métodos: o Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM), o Método das Estimativas Pontuais (PEM) e o Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM). Os resultados obtidos foram comparados, verificando similaridades e divergências entre os métodos, permitindo a avaliação da adequabilidade e aplicabilidade dos mesmos. Na abordagem determinística, fatores de segurança e superfícies de provável ruptura muito similares foram obtidas entre os métodos de Bishop simplificado, Spencer e Morgenstern e Price, enquanto na abordagem probabilística, maior confiabilidade e menores valores para a probabilidade de desempenho insatisfatório foram obtidos para o MSM em comparação aos demais métodos avaliados.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes. Análise probabilística. Método do Segundo Momento de Primeira Ordem. Método das Estimativas Pontuais. Método de Simulação de Monte-Carlo.

ABSTRACT

This work aims to present the implementation of the probabilistic approach in geotechnical stability analysis, using deterministic and probabilistic methods on a residual gneiss soil slope located in a terrain belonging to the Federal University of Santa Catarina (UFSC) at Curva do Arroz, in Joinville-SC. The application presented is about a problem with uncertainties mainly in two parameters of shear strength of the regional gneiss-migmatitic soil: cohesion and friction angle. These uncertainties have a considerable influence on slope stability, and their inclusion in analysis allows the evaluation of the reliability of the results obtained and the respective probability of unsatisfactory performance of the slope, as opposed to traditional deterministic analysis. The probabilistic approach, however, does not replace the deterministic approaches, but consists in an additional approach of notable relevance in problems involving a considerable number of uncertainties. In this work, five deterministic methods were used to verify slope stability, all based on limit-equilibrium, with emphasis on the method proposed by Morgenstern and Price, which was considered basis for the implementation of probabilistic methods. These probabilistic approaches, on the other hand, were based on three methods: the First Order Second Moment Method (FOSM), the Point Estimate Method (PEM) and the Monte-Carlo Simulation Method (MSM). The results obtained were compared, verifying similarities and differences between the methods, allowing the evaluation of their suitability and applicability. In the deterministic approach, very similar safety factors and probable failure surfaces were obtained between the simplified Bishop, Spencer and Morgenstern and Price methods, while in the probabilistic approach, higher reliability and lower values for the probability of unsatisfactory performance were obtained for the MSM compared to the other evaluated methods.

Keywords: Slope stability. Probabilistic analysis. First Order Second Moment Method. Point Estimate Method. Monte-Carlo Simulation Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.....	22
Figura 2 – Comportamento típico de areias em ensaio de cisalhamento direto.....	25
Figura 3 – Comportamento típico de argilas em ensaio de cisalhamento direto.	27
Figura 4 – Resistência ao cisalhamento residual.	28
Figura 5 – Taludes naturais, artificiais de corte e aterro.	30
Figura 6 – Tipos de movimentos gravitacionais de massa.	32
Figura 7 – Escala de Varnes para movimentos gravitacionais de massa.	34
Figura 8 – Queda de rocha na Serra do Rio do Rastro – SC.....	35
Figura 9 – Bloco prestes a tombar em Fort St. John, British Columbia, Canadá.	36
Figura 10 – Deslizamento rotacional em talude de Rio Claro – RJ.....	37
Figura 11 – Deslizamento translacional em Nova Friburgo – RJ.	38
Figura 12 – Espalhamento lateral devido ao terremoto Loma Prieta, em 1989.	38
Figura 13 – Corrida de detritos em Caraballeda, na Venezuela, em 1999.....	39
Figura 14 – Rastejo em área próxima a East Sussex, no Reino Unido.	40
Figura 15 – Esquema básico de talude infinito sujeito a deslizamento translacional.	49
Figura 16 – Esquema de talude infinito sujeito a percolação de água.	50
Figura 17 – Esquema do método da espiral logarítmica.....	51
Figura 18 – Esquema do método do círculo de atrito.	53
Figura 19 – Esquema de lamela e superfície de ruptura para métodos de fatias.	54
Figura 20 – Relação geométrica para correção de FS do método de Janbu.	59
Figura 21 – Comparação entre PDF's normal, log-normal e triangular.	68
Figura 22 – Localização do município de Joinville.....	80
Figura 23 – Localização do talude objeto.	81
Figura 24 – Ortofoto de parte do terreno da UFSC na Curva do Arroz.	82
Figura 25 – MDT de parte do terreno da UFSC na Curva do Arroz.	82
Figura 26 – Seção-tipo do talude estudado.....	83
Figura 27 – Arcabouço geológico regional.	84
Figura 28 – Fluxograma da metodologia empregada neste trabalho.....	88
Figura 29 – Envoltórias (pico) dos solos gnáissico-migmatíticos.	99
Figura 30 – Envoltórias (pós-pico) dos solos gnáissico-migmatíticos.	100
Figura 31 – Gráfico de dispersão ($c';\varphi'$) em pico das amostras.....	101
Figura 32 – Gráfico de dispersão ($c';\varphi'$) em pós-pico das amostras.....	102

Figura 33 – Modelo geomecânico geral empregado nas análises de estabilidade.	104
Figura 34 – Resultados das análises determinísticas de estabilidade.	105
Figura 35 – Resultados de FS para implementação do FOSM.	109
Figura 36 – PDF e CDF de FS em função dos resultados do FOSM.	112
Figura 37 – Resultados de FS para implementação do PEM.	115
Figura 38 – PDF e CDF de FS em função dos resultados do PEM.	118
Figura 39 – PDF's e CDF's normal e log-normal para c' e φ' (pico).	121
Figura 40 – Combinações de c' e φ' amostradas (4.575 pares) para o MSM.	121
Figura 41 – Representação gráfica do nível de confiança do MSM.	123
Figura 42 – Superfícies de ruptura de algumas análises pelo MSM.	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.....	47
Tabela 2 – Nível de performance esperado em função de β e Pf	70
Tabela 3 – Coeficientes de variação de algumas propriedades dos solos.....	71
Tabela 4 – Número mínimo de análises pelo MSM e nível de confiança.....	78
Tabela 5 – Dados empregados para a obtenção de parâmetros estatísticos.	90
Tabela 6 – Parâmetros estatísticos de interesse obtidos.	99
Tabela 7 – Fatores de segurança das análises determinísticas de estabilidade.....	106
Tabela 8 – Parâmetros estatísticos das análises determinísticas realizadas.....	107
Tabela 9 – Resultados numéricos de FS para implementação do FOSM.....	110
Tabela 10 – Resultados do FOSM.	110
Tabela 11 – β e Pf para o FOSM, com base em PDF's normal e log-normal.....	111
Tabela 12 – Resultados numéricos de FS para implementação do PEM.	116
Tabela 13 – Resultados do PEM.....	117
Tabela 14 – β e Pf para o PEM, com base em PDF's normal e log-normal.....	117
Tabela 15 – Resultados do MSM.	122
Tabela 16 – β e Pf obtidos pelo MSM.	122
Tabela 17 – β e Pf calculados para o MSM.....	123
Tabela 18 – Resumo dos valores de obtidos pelo FOSM, PEM e MSM.....	125

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação abreviada de movimentos gravitacionais de massa.	31
Quadro 2 – Glossário para nomenclatura de movimentos gravitacionais de massa.	32
Quadro 3 – Estados de movimentos gravitacionais de massa.	33
Quadro 4 – Distribuições de movimentos gravitacionais de massa.	33
Quadro 5 – Estilos de movimentos gravitacionais de massa.	34
Quadro 6 – Fatores que aumentam as solicitações cisalhantes na massa.	41
Quadro 7 – Fatores que reduzem a resistência ao cisalhamento da massa.	41
Quadro 8 – Origens e causas de movimentos gravitacionais de massa.	42
Quadro 9 – Movimentos de massa e seus mecanismos desencadeadores.	43
Quadro 10 – Nível de segurança contra perda de vidas humanas.	46
Quadro 11 – Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.	46
Quadro 12 – Equações e incógnitas de métodos de fatias.	55
Quadro 13 – Estados de equilíbrio satisfeitos por métodos de fatias.	56
Quadro 14 – Origens geológicas e localização dos solos analisados no LMS-CTJ.	89
Quadro 15 – Modelos de análise e de comportamento disponíveis no <i>SLOPE/W</i>	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A4PP2lao	Ortognaisses Granulíticos Luís Alves
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CDF	Função de Distribuição Cumulativa
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CTJ	Centro Tecnológico de Joinville
DC	Domínio dos Sedimentos Cenozoicos Inconsolidados ou Pouco Consolidados, Depositados em Meio Aquoso
DCa	Ambiente de Planícies Aluvionares Recentes
DCGMGL	Domínio dos Complexos Gnáissico-Migmatíticos e Granulíticos
DCGMGLglo	Gnaisses Granulíticos Ortoderivados
DCP	Cone de Penetração Dinâmica
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FOSM	Método do Segundo Momento de Primeira Ordem
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPPUJ	Fundação Instituto de Pesquisa e Planejamento para o Desenvolvimento Sustentável de Joinville
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
MDT	Modelo Digital de Terreno
MEF	Método de Elementos Finitos
MFOSM	Método do Segundo Momento de Primeira Ordem do Valor Médio
MSM	Método de Simulação de Monte-Carlo
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PDF	Função de Densidade de Probabilidade
PEM	Método das Estimativas Pontuais
PMJ	Prefeitura Municipal de Joinville
Q2ca	Depósitos Colúvio-Aluvionares
<i>SHANSEP</i>	<i>Stress History and Normalized Soil Engineering Properties</i>
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
<i>USACE</i>	<i>United States Army Corps of Engineers</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

σ	tensão normal total
σ'	tensão normal efetiva
u	pressão neutra, exercida pela água (poropressão, pressão hidrostática)
τ	resistência ao cisalhamento
c'	intercepto coesivo
φ'	ângulo de atrito interno efetivo
$\sigma'_{(n-)}$	tensão normal aplicada em ensaio de cisalhamento direto
ε_v	deformação vertical em ensaio de cisalhamento direto
ε_h	deformação horizontal em ensaio de cisalhamento direto
φ'_p	ângulo de atrito interno efetivo de pico
φ'_{cv}	ângulo de atrito interno efetivo de estado crítico
ψ	ângulo de dilatância
σ'_p	tensão de pré-adensamento
S_U	resistência não drenada
F_S	fator de segurança
τ_f	resistência média ao cisalhamento do solo
τ_d	tensão média de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura potencial
c'_d	intercepto coesivo ao longo da superfície de ruptura potencial
φ'_d	ângulo de atrito efetivo ao longo da superfície de ruptura potencial
H	altura do talude
W	peso da massa de solo
l	comprimento angular da superfície plana de ruptura ou fatia
α	ângulo que a superfície de ruptura faz com o plano horizontal
γ	peso específico do material
z	altura vertical entre a superfície do talude e a de potencial ruptura
S	força de cisalhamento
N	força normal
β	ângulo que a superfície do talude faz com o plano horizontal
γ_w	peso específico da água
γ_{sub}	peso específico submerso
γ_{sat}	peso específico saturado

θ_f	ângulo entre a superfície do talude e a direção das linhas de fluxo
z_w	altura de água no solo
m	razão entre altura de água no solo e altura total da camada de solo
R	raio da superfície de ruptura
b	largura da fatia
h	altura média da fatia
h_c	altura até o ponto médio da fatia
\bar{x}	distância horizontal entre ponto médio da lamela e eixo da superfície
$X_{D,E}$	força interlamelar vertical direita e esquerda, respectivamente
$E_{D,E}$	força interlamelar horizontal direita e esquerda, respectivamente
$Z_{D,E}$	resultante da força interlamelar direita e esquerda, respectivamente
$\theta_{D,E}$	ângulo com a horizontal da resultante de força interlamelar em cada lado
m_α	relação entre força cisalhante na base da fatia e fator de segurança
$F_{S,cor}$	fator de segurança corrigido (Janbu simplificado)
f_0	fator de correção (Janbu simplificado)
b_f	parâmetro de tipo de solo (Janbu simplificado)
Q	resultante de par de forças interlamelares
λ	parâmetro escalar resultante da solução de F_S (Morgenstern e Price)
$f(x)$	função arbitrária assumida relativa à largura da fatia (Morgenstern e Price)
r_u	razão de poropressão
S_U/σ'_p	razão de resistência não drenada
β	índice de confiabilidade
P_f	probabilidade de desempenho insatisfatório

Observação: termos especificamente estatísticos não foram incluídos nesta lista.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS.....	19
1.1.1 Objetivo geral	19
1.1.2 Objetivos específicos	19
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS	21
2.1.1 Areias	24
2.1.2 Argilas	26
2.1.3 Siltes	29
2.2 MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA EM TALUDES	29
2.2.1 Tipos de movimentos gravitacionais de massa	35
<u>2.2.1.1 Queda</u>	<u>35</u>
<u>2.2.1.2 Tombamento</u>	<u>35</u>
<u>2.2.1.3 Deslizamento</u>	<u>36</u>
<u>2.2.1.4 Espalhamento</u>	<u>38</u>
<u>2.2.1.5 Escoamento</u>	<u>39</u>
<u>2.2.1.6 Rastejo</u>	<u>39</u>
2.2.2 Causas e deflagradores de movimentos de massa	40
2.2.3 Fator de segurança e norma brasileira de estabilidade de taludes	44
2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	47
2.3.1 Métodos determinísticos básicos	48
<u>2.3.1.1 Método dos taludes infinitos para deslizamentos translacionais</u>	<u>48</u>
<u>2.3.1.2 Método da espiral logarítmica</u>	<u>51</u>
<u>2.3.1.3 Método do círculo de atrito para deslizamentos rotacionais</u>	<u>52</u>
2.3.2 Métodos determinísticos de fatias	53
<u>2.3.2.1 Método de Fellenius</u>	<u>56</u>
<u>2.3.2.2 Método de Bishop simplificado</u>	<u>57</u>
<u>2.3.2.3 Método de Janbu simplificado</u>	<u>58</u>
<u>2.3.2.4 Método de Spencer</u>	<u>60</u>
<u>2.3.2.5 Método de Morgenstern e Price</u>	<u>61</u>
2.3.3 Métodos probabilísticos	64
<u>2.3.3.1 Conceitos básicos de probabilidade e estatística</u>	<u>64</u>

2.3.3.2 Funções de densidade de probabilidade	67
2.3.3.3 Confiabilidade e probabilidade de falha	69
2.3.3.4 Fontes de incertezas	70
2.3.3.5 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)	72
2.3.3.6 Método das Estimativas Pontuais (PEM).....	74
2.3.3.7 Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM).....	77
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	80
3.1 LOCALIZAÇÃO E PANORAMA MUNICIPAL	80
3.2 TOPOGRAFIA.....	81
3.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS, PEDOLÓGICOS E GEOMORFOLÓGICOS	83
4 METODOLOGIA	88
4.1 ANÁLISE DE BANCO DE DADOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	88
4.1.1 Obtenção de parâmetros estatísticos	90
4.2 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO	91
4.2.1 Software GeoStudio	92
4.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE	93
4.4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE	94
4.4.1 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)	94
4.4.2 Método das Estimativas Pontuais (PEM).....	96
4.4.3 Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM)	96
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	99
5.1 PARÂMETROS ESTATÍSTICOS OBTIDOS.....	99
5.2 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO GERAL	103
5.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE	104
5.4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE	108
5.4.1 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)	108
5.4.2 Método das Estimativas Pontuais (PEM).....	115
5.4.3 Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM)	119
6 CONCLUSÕES	128
REFERÊNCIAS	132

1 INTRODUÇÃO

Talude é um termo genérico que compreende qualquer feição topográfica com superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos, e que pode ser distinguido por sua origem, natural ou artificial, conforme influência de ação antrópica (GUIDICINI, 1984; FIORI, 2015). De acordo com Fiori (2015), a estabilidade de taludes depende fundamentalmente de condicionantes relativos à natureza dos materiais que os constituem e de agentes perturbadores.

Os agentes perturbadores podem ser de origem geológica, antrópica ou geotécnica, tornando o estudo da estabilidade de taludes algo extremamente complexo, mas de indiscutível relevância, haja visto os numerosos e frequentes acidentes relatados em todo o mundo, e não raramente com perdas de vidas humanas e elevados danos materiais (FIORI, 2015).

Mesmo assim, os movimentos gravitacionais de massa constituem processos geológicos de significativo impacto na dinâmica de evolução do cenário paisagístico global, sendo fenômenos reportados por muitos séculos, sobretudo na Ásia e na Europa (SCHUSTER, 1996). De acordo com Xue-Cai e An-ning (1986, apud SCHUSTER, 1996), os primeiros relatos de movimentos de massa remetem à província de Hunã, na China central em 1767 a.C., quando terremotos causaram deslizamentos que represaram os rios Yi e Lo.

Ainda da Idade Antiga, Marinatos (1960, apud SCHUSTER, 1996) destaca relatos de catastróficos movimentos gravitacionais de massa na Grécia Antiga, como o ocorrido em 373 a.C. na polis grega de Helike, na costa norte do Peloponeso, região de Acaia. A cidade foi submersa por um tsunami após ser destruída por um terremoto de grandes magnitudes, onde nenhuma pessoa teria sobrevivido (MARINATOS, 1960, apud KOUKOUVELAS et al., 2020).

Schuster e Highland (2007) abordam impactos socioeconômicos de eventos de grande porte envolvendo movimentos gravitacionais de massa em regiões urbanizadas, como o deflagrado na montanha Huascarán em 1962 e 1970, nos Andes peruanos, o acontecido na cidade de Armero na Colômbia em 1985 e o relatado no estado de Varga, na Venezuela, em 1999. Nos eventos peruanos, mais de 22 mil pessoas faleceram, enquanto o episódio colombiano acarretou a perda de ao menos 22 mil vidas, e o venezuelano de outras 30 mil (SCHUSTER; HIGHLAND, 2007).

No Brasil, Schuster e Highland (2007) destacam acontecimentos nos municípios do Rio de Janeiro e de Petrópolis em 1966, 1967 e 1988. Batista (2019) relembra o deflagrado em Caraguatatuba, município paulista, em 1967, quando 436 pessoas faleceram como consequência de enchentes e deslizamentos de terra. A história recente remete aos casos de chuvas e deslizamentos ocorridos em Santa Catarina no ano de 2008, no Rio de Janeiro em 2011, e ao rompimento das barragens de Mariana, em 2015, e de Brumadinho, em 2019 (BATISTA, 2019).

Conforme Schuster (1996), os movimentos de massa causam numerosas vítimas e grandes perdas econômicas nos mais diversos países, sendo responsáveis por prejuízos socioeconômicos consideravelmente superiores ao geralmente contabilizado. Muitas vezes a contabilização dos danos causados por movimentos de massa é incorreta, uma vez que esses fenômenos são usualmente deflagrados por gatilhos externos, como efeitos sísmicos, erupções vulcânicas, inundações e furacões (SCHUSTER, 1996).

Mesmo com a evolução da tecnologia de reconhecimento e previsão, medidas de mitigação e sistemas de alerta, o desenvolvimento de movimentos gravitacionais de massa vem crescendo, e se espera que essa tendência continue ao longo do século. De acordo com Schuster (1996), a intensificação da ocorrência desses eventos está associada à crescente urbanização e ocupação de taludes suscetíveis à instabilidade, ao contínuo desmatamento de encostas e ao aumento da precipitação causada pelas mudanças climáticas.

Assim, dada a complexidade dos fenômenos associados aos movimentos gravitacionais de massa, torna-se indispensável a determinação de métodos eficazes para análise de estabilidade de taludes. De modo semelhante, a obtenção e interpretação de dados coerentes acerca do comportamento dos solos para suporte da análise de estabilidade é indispensável, garantindo que os modelos simulem adequadamente as condições envolvendo o talude estudado.

Uma vez que a engenharia geotécnica lida principalmente com materiais de origem natural, o desempenho de um talude é função de diversas variáveis, como parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, estratigrafia regional e variabilidade espacial, níveis freáticos e poropressões presentes, solicitações externas e condições topográficas. Dessa forma, as variáveis estão imbuídas de incertezas, as quais não são adequadamente avaliadas em abordagens determinísticas tradicionais.

Nesse sentido, abordagens probabilísticas se constituem em relevante ferramenta de análise, introduzindo conceitos estatísticos aos problemas envolvendo a estabilidade de taludes. Dessa forma, o risco geotécnico é avaliado de acordo com a confiabilidade dos resultados obtidos por meio da probabilidade de desempenho insatisfatório do talude, em oposição às análises determinísticas tradicionais, onde o resultado obtido é simplesmente um valor que indica a segurança do talude, não incluindo as numerosas incertezas associadas às variáveis do problema estudado.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo empregar métodos determinísticos e probabilísticos de análise de estabilidade de taludes em um problema com incertezas nos parâmetros de entrada das análises, comparando os resultados obtidos e verificando a adequabilidade da utilização de abordagens probabilísticas para a avaliação da segurança e do risco geotécnico do talude estudado.

1.1.2 Objetivos específicos

No intuito de alcançar o objetivo principal do trabalho, estabeleceu-se os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar revisão bibliográfica acerca de métodos determinísticos e probabilísticos para análise de estabilidade de taludes, incluindo conceitos básicos de probabilidade e estatística;
- Definir a condição topográfica do talude estudado, assim como condicionantes geológicos, pedológicos e geomorfológicos relevantes acerca do solo local;
- Avaliar um banco de dados de parâmetros geotécnicos de solos, obtendo parâmetros estatísticos necessários às análises propostas para materiais com características semelhantes ao solo da área de estudo;

- Definir um modelo geomecânico geral representativo para o talude objeto, o qual serve de base para a execução das análises propostas;
- Executar análises de estabilidade por métodos determinísticos associados ao equilíbrio-limite, assim como por métodos probabilísticos;
- Comparar os resultados das análises determinísticas de estabilidade, de modo a verificar similaridades e divergências entre os métodos avaliados;
- Comparar os resultados das análises probabilísticas de estabilidade, de modo a verificar similaridades e divergências, assim como avaliar a aplicabilidade dos métodos estudados.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são revisados temas que embasam a análise de problemas relativos à estabilidade de taludes, abordando conceitos importantes acerca da resistência ao cisalhamento dos solos, tipos e deflagradores de movimentos gravitacionais de massa e definição de fator de segurança. Além disso, aborda-se procedimentos consagrados no meio geotécnico para análise de estabilidade de taludes, tanto por métodos determinísticos quanto probabilísticos.

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

As rupturas de um maciço terroso ou rochoso são fenômenos essencialmente associados ao cisalhamento desses materiais, sendo a movimentação deflagrada quando as tensões cisalhantes superam a resistência do maciço frente essa ação cortante. Em condições especiais, ocorrem rupturas por tracionamento (HEIDEMANN, 2020).

Não somente situações relativas ao desenvolvimento de movimentos gravitacionais de massa são projetadas em função da resistência de um solo ao cisalhamento. Fundações, aterros sobre solos moles e contenções em escavações, como a execução de cortinas atirantadas em subsolos de edificações têm, nos parâmetros relativos à resistência ao cisalhamento, as referências para assegurar estabilidade e segurança (HEIDEMANN, 2020).

Conforme Highland e Bobrowsky (2008), o cisalhamento pode ser definido como a deformação resultante de tensões que causam o deslizamento entre si de partes contíguas de um corpo, em direção paralela ao plano de contato. Destaca-se, também, a relação existente entre esse fenômeno e a capacidade de carga (suporte) de um solo, assim como os empuxos laterais exercidos por maciços em estruturas neles assentadas.

Uma definição mais concreta da resistência ao cisalhamento dos solos só foi possível após a década de 1920, quando Karl von Terzaghi estabeleceu o princípio das tensões efetivas (DAS; SOBHAN, 2014), conforme exposto na Equação (1):

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

Onde:

σ tensão normal total;

σ' tensão normal efetiva;

u pressão neutra, exercida pela água (poropressão, pressão hidrostática).

A Equação (1), relativa à função proposta por Mohr, tende a apresentar um comportamento curvo, mas conforme alega Coulomb (1776, apud DAS; SOBHAN, 2014), a aproximação dessa função a uma equação linear é suficiente para grande parcela dos problemas envolvendo a mecânica dos solos. Surge, em função de parâmetros efetivos, a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb (Equação (2) e Figura 1):

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (2)$$

Onde:

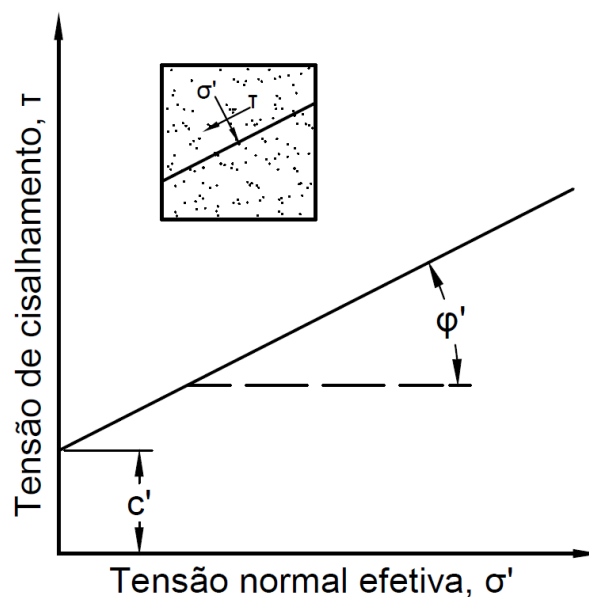
τ resistência ao cisalhamento;

c' intercepto coesivo;

σ' tensão normal efetiva no plano de ruptura;

φ' ângulo de atrito interno efetivo.

Figura 1 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.



Fonte: adaptado de Das e Sobhan (2014, p. 356).

Das e Sobhan (2014) ressaltam que o intercepto coesivo de solos arenosos e siltes inorgânicos é nulo, enquanto para argilas normalmente adensadas é próximo a zero, e para argilas pré-adensadas, superior a zero. De acordo com Pinto (2006), o intercepto coesivo do critério de Mohr-Coulomb está associado ao fenômeno físico de coesão, que pode ser real ou aparente:

- Coesão real: parcela de resistência ao cisalhamento relativa ao desenvolvimento de ligações químicas intergranulares que independem da tensão normal atuante, estando associada a diversos fatores e agentes, como a cimentação proporcionada por carbonatação, presença de sílica, óxidos de ferro, dentre outras substâncias;
- Coesão aparente: parcela de resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, que não possui relação com cimentação ou demais forças intrínsecas de atração, estando geralmente associada ao efeito da pressão capilar da água, que desaparece com a completa secagem ou saturação do solo.

O ângulo de atrito, por sua vez, pode ser interpretado como o maior ângulo em que a força exercida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que deflagre deslizamento do material. No entanto, o fenômeno de atrito se desenvolve de forma diferente em solos, já que o deslocamento envolve um grande número de grãos, que deslizam sobre si ou rolam uns sobre os outros, preenchendo vazios disponíveis nesse percurso (PINTO, 2006).

Conforme Pinto (2006), as forças transmitidas nos contatos entre grãos de solos arenosos são suficientes para expulsar a água da superfície, ocorrendo contato direto entre os minerais. Em contrapartida, solos argilosos possuem quantidade expressivamente superior de partículas, reduzindo as forças transmitidas no contato. Assim, as moléculas de água não são expulsas, e acabam transmitindo essas forças.

Não somente as dimensões e a mineralogia dos grãos influem na resistência ao cisalhamento de um solo, mas também seu formato, índice de vazios e teor de umidade, assim como o histórico de tensões, este exclusivamente para solos argilosos (DAS; SOBHAN, 2014).

Haja visto essas particularidades de argilas, pode-se inferir que o mecanismo de resistência ao cisalhamento de solos finos é relativamente mais complexo se comparado ao de areias. O comportamento típico dos solos frente ao ensaio de cisalhamento direto e a aplicabilidade desses parâmetros serão discutidos na sequência.

2.1.1 Areias

De acordo com Duncan e Wright (2005), a resistência ao cisalhamento de areias é função principalmente de sua densidade e graduação: quanto mais bem densificada e bem graduada a areia, maior seu ângulo de atrito. Partículas menores preenchem os vazios entre os grãos maiores, promovendo um empacotamento mais denso, elevando a resistência ao cisalhamento. O comportamento típico de areias fofas e densas é, portanto, diferente.

As areias fofas, quando submetidas a uma tensão desvio, apresentam gradativo aumento da deformação do material concomitantemente à redução de seu volume, mas sem que haja presença de um pico (ORTIGÃO, 1995). A partir de uma determinada tensão axial imposta se verifica a estabilização da variação volumétrica com o constante aumento da deformação horizontal, ou seja, nota-se que dessa tensão em diante os esforços cisalhantes adicionais não são requeridos para continuidade da deformação do solo, com ele atingindo seu estado crítico (Figura 2).

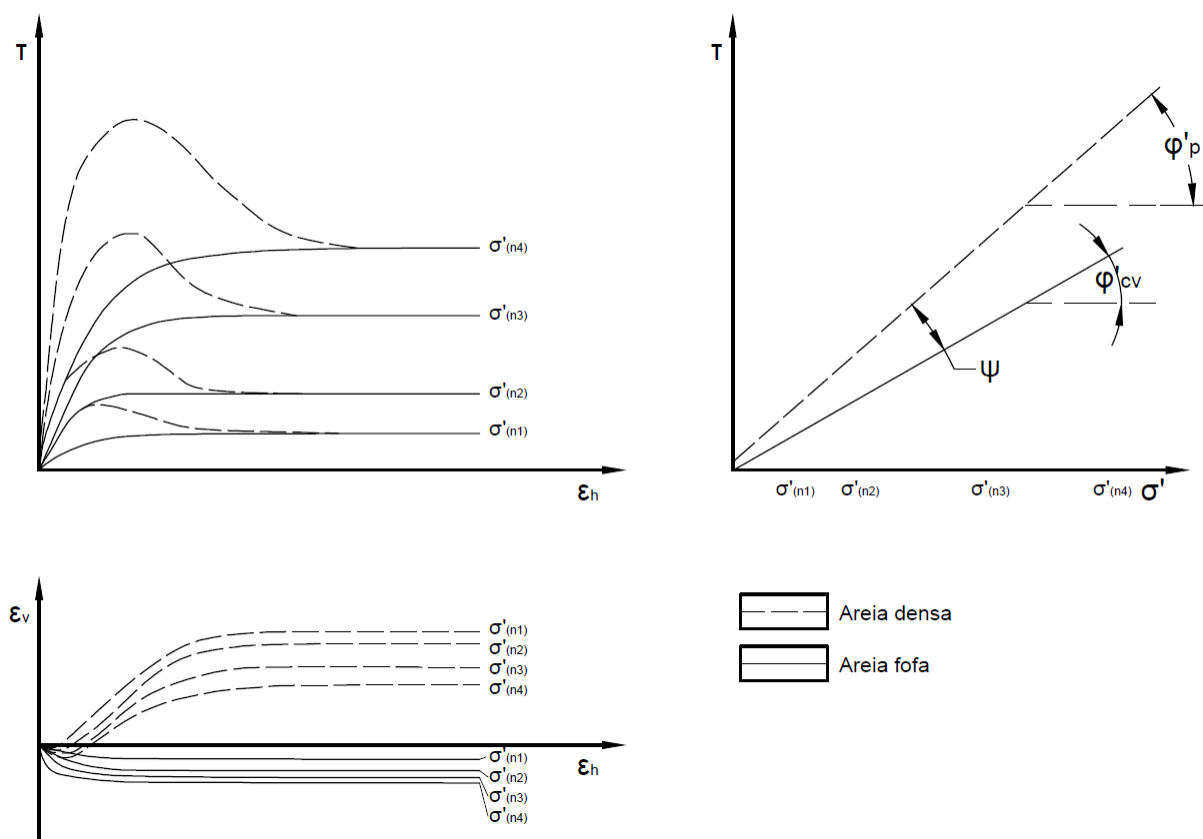
De modo geral, pode-se compreender o estado crítico de um solo como a condição em que deformações plásticas podem evoluir indefinidamente sem que haja variação volumétrica ou alteração de seu estado de tensões efetivas (WU, 1996). Os parâmetros associados ao estado crítico geralmente são empregados em diversos projetos geotécnicos, como de escavações ou fundações, além de possuir destaque em depósitos coluvionares com comportamento granular e taludes que já sofreram deslocamentos no passado.

As areias densas, por outro lado, apresentam pico de resistência, tão mais expressivos quanto maior a tensão confinante aplicada, cuja presença é justificada na necessidade de mobilizar a quebra do intertravamento entre os grãos, resultado de uma densificação elevada (ORTIGÃO, 1995). Essa quebra geralmente se dá pelo desencaixe das partículas, que deverão apresentar trajetória ascendente para vencer

esse entrosamento, mas também pode ser deflagrada pelo rompimento dos grãos, o que ocorre em areias muito densas sujeitas a carregamentos extremos.

A inclinação em que as partículas deverão se dispôr para mobilizar esse desencaixe é denominada ângulo de dilatância (ψ) da areia, e quanto maior seu valor, mais pronunciado o pico de resistência do solo. Analiticamente, este ângulo é dado pela diferença entre os ângulos de atrito de pico e estado crítico, sendo responsável pela eventual aparição de um intercepto coesivo na envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb de pico, o qual deverá ser desconsiderado, já que a resistência ao cisalhamento de uma areia é puramente friccional (PINTO, 2006).

Figura 2 – Comportamento típico de areias em ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: adaptado de Das e Sobhan (2014, p. 361-362).

Em um ensaio de cisalhamento direto, a areia densa apresenta, inicialmente, redução volumétrica, seguido de expansão pouco antes de atingir a resistência máxima (de pico), que se estabiliza após exceder seu pico, conforme o exposto na Figura 2. A resistência de pico possui relevância em solos indeformados ou quando é possível garantir que a condição de ruptura não foi alcançada, sendo indispensável

na análise de fatores deflagradores de movimentos gravitacionais de massa em encostas ou aterros compactados (WU, 1996).

Conforme Wu (1996), a resistência não drenada pode ser importante em algumas ocasiões, sobretudo as envolvendo areias finas fofas saturadas e de média a alta densidade relativa sujeitas a carregamentos cíclicos, uma vez que tendem a desenvolver os fenômenos de liquefação e mobilidade cíclica, respectivamente. Casagrande (1936, apud WU, 1996) descreve o fenômeno de liquefação como o resultado do excesso de poropressão que alguns materiais fofos podem apresentar após atingir seu máximo de resistência ao cisalhamento. Esse excesso reduz bruscamente a resistência do material e promove grandes deslocamentos, apresentando direta relação com o índice de vazios de estado crítico do solo.

2.1.2 Argilas

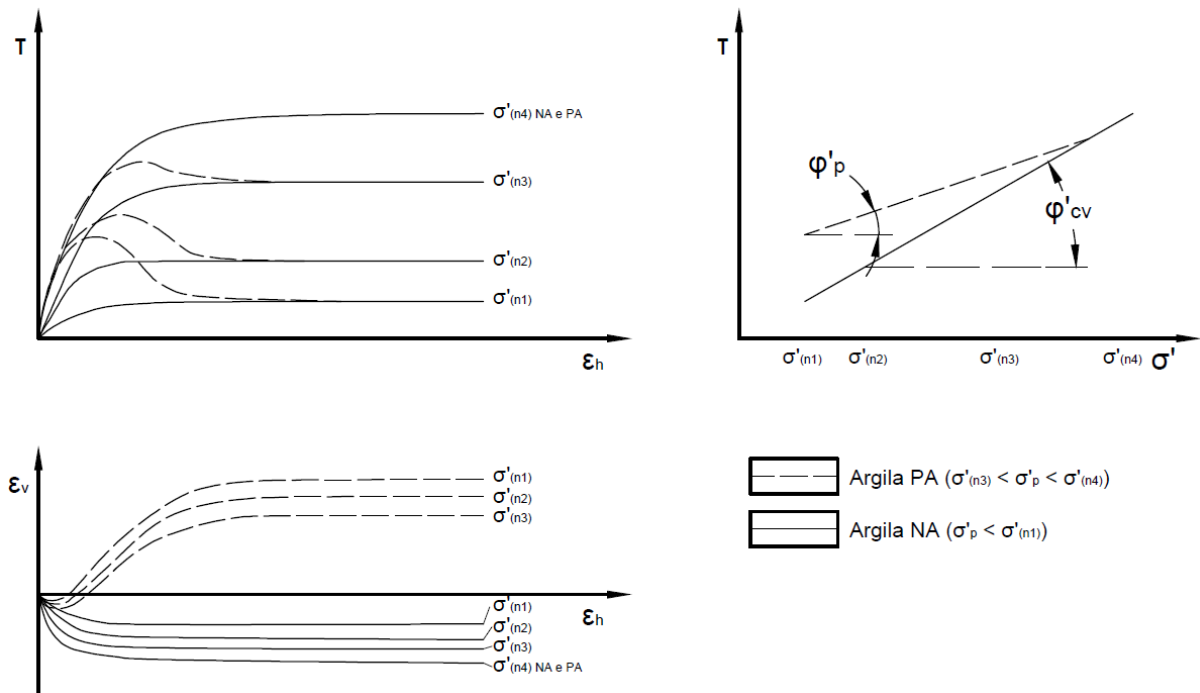
Duncan e Wright (2005) ressaltam que, devido à complexa interação com a água, as argilas são responsáveis por grande porcentagem dos problemas envolvendo estabilidade de taludes. Se a resistência não drenada é relevante em poucas situações de estabilidade envolvendo areias, para argilas ela possui grande importância, sobretudo em situações em que os carregamentos são rápidos, como na execução de aterros sobre solos moles. Desse modo, para argilas, a condição drenada é relevante a longo prazo, enquanto a não drenada é importante a curto prazo (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

Em se tratando da resistência drenada de argilas, pode-se afirmar que o comportamento desses solos é função da razão de sobreadensamento: argilas normalmente adensadas não apresentam pico de resistência e se comportam de maneira análoga às areias fofas, enquanto argilas pré-adensadas possuem comportamento semelhante ao de areias densas, com exceção na análise da variação volumétrica, que é dilatante para tensões inferiores à de pré-adensamento, e contrativa para tensões superiores (Figura 3) (HEIDEMAN, 2020).

Conforme Pinto (2006), as argilas sedimentares se formam sempre com elevado índice de vazios, sendo o pré-adensamento destes solos responsável pela redução desse índice, fenômeno que não ocorre em areias, cuja densificação se dá basicamente por efeitos vibratórios. Em argilas pré-adensadas, o pico de resistência é um fenômeno associado a carga elétrica das partículas e da água que envolve os

grãos, sendo mais difícil mobilizar os grãos quanto menor for a camada de água, ou seja, quanto maior for a razão de sobreadensamento.

Figura 3 – Comportamento típico de argilas em ensaio de cisalhamento direto.

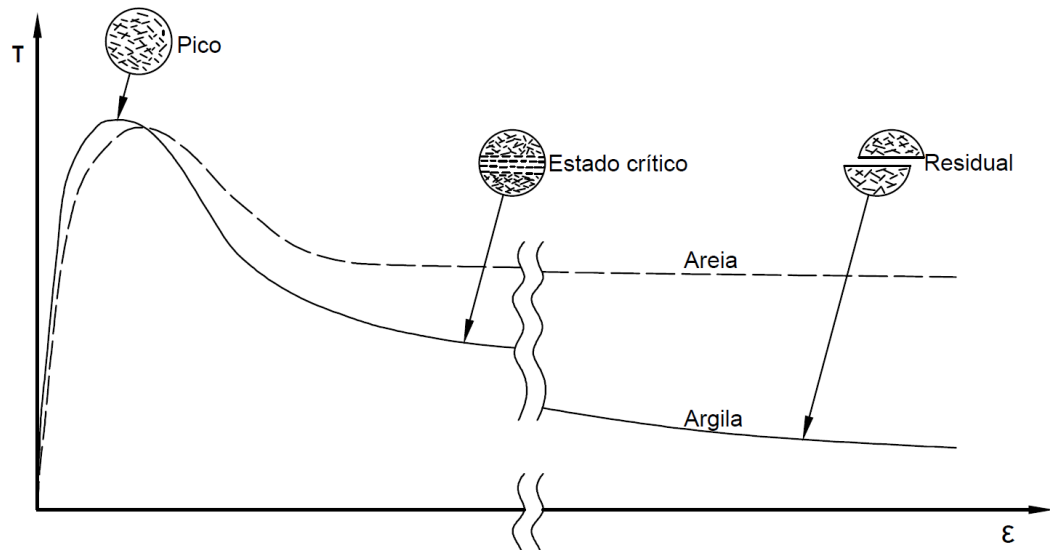


Fonte: adaptado de Das e Sobhan (2014, p. 363).

A resistência não drenada (S_U) de argilas, por sua vez, pode ser compreendida como a coesão associada a um ângulo de atrito nulo, uma vez que a envoltória de ruptura, em condição não drenada, tende a ser uma reta paralela à abscissa. No entanto, ressalta-se que o ângulo de atrito não é verdadeiramente nulo, e o que ocorre na prática é que os incrementos de tensão não influem na resistência do solo enquanto não houver dissipação das poropressões (WU, 1996).

Outra resistência muito relevante em solos finos, especialmente os que possuem elevada concentração de argila plástica ou mica, é a resistência ao cisalhamento residual (Figura 4). Quando sujeitos a expressivas deformações, os solos com partículas lamelares apresentam reorientação das mesmas, que se dispõem paralelamente entre si ao longo da superfície de ruptura, reduzindo o atrito entre os grãos e a resistência ao cisalhamento (RIGO, 2005).

Figura 4 – Resistência ao cisalhamento residual.



Fonte: adaptado de Wu (1996, p. 330); Ortigão (1995, p. 339).

Conforme Rigo (2005), em situações de campo, as superfícies que foram sujeitas a mobilização da resistência residual se tornam descontinuidades permanentes e de baixa resistência ao cisalhamento no interior da massa de solo, apresentando grande importância prática na estabilidade de rupturas reativadas (SKEMPTON, 1964 apud RIGO, 2005). Ressalta-se, também, a relevância dessa resistência em retroanálises de movimentos de massa.

De acordo com Irfan e Woods (1988, apud HEIDEMANN, 2015), um dos fatores geológicos mais significativos a afetar a estabilidade de taludes é a presença de descontinuidades reliquias, já que ao longo das mesmas a resistência ao cisalhamento é reduzida, muito devido ao intenso intemperismo nessas zonas. Em solos tropicais, sobretudo nos saprolíticos, a presença de estruturas reliquias herdadas da rocha matriz implica no aparecimento de regiões mais suscetíveis a instabilização (WOLLE, 1985; NIEBLE, 1985 apud HEIDEMANN, 2015).

A resistência em condição não saturada também deve ser ressaltada. De acordo com Pinto (2006), o comportamento de argilas não saturadas difere das saturadas por dois motivos: seus vazios estão parcialmente preenchidos por ar, provocando compressão do mesmo mediante aplicação de carregamento, surgindo aumento da tensão efetiva mesmo sem ocorrência de drenagem; a pressão da água é distinta da do ar em função da tensão superficial da água nos meniscos capilares formados no interior do solo.

Assim, a teoria de tensões efetivas de Terzaghi não pode ser diretamente empregada nesses casos. Alguns procedimentos para consideração das duas fases de fluidos foram propostos por autores como Bishop e Fredlund, mas são de difícil aplicação geral (PINTO, 2006).

Além disso, apesar de relevante para ocasiões com clima e fluxo de água que permitam aplicação da resistência não saturada, como a parcela de sucção eleva a resistência ao cisalhamento do solo e a mensuração das pressões é difícil, Das e Sobhan (2014) ressaltam que, mediante o mínimo risco do solo se tornar saturado, não se deve utilizar a resistência não saturada para considerações de projeto.

2.1.3 Siltes

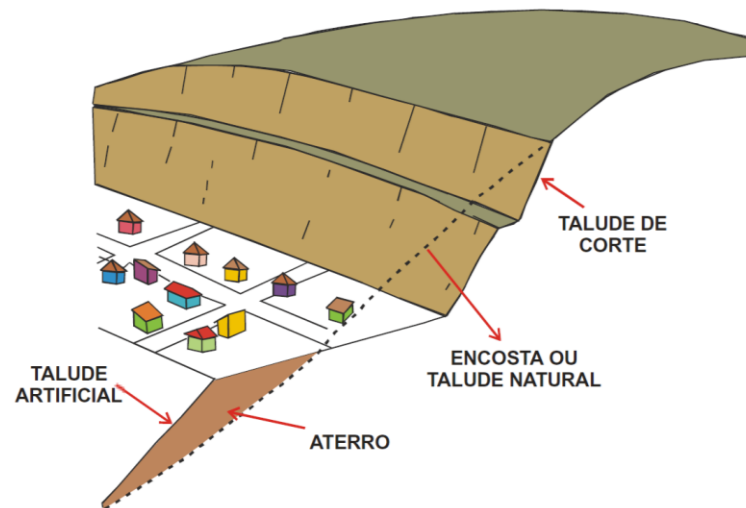
De acordo com Duncan e Wright (2005), o comportamento de siltes não foi extensivamente estudado como o comportamento de materiais granulares e argilas. Segundo os autores, mesmo que as resistências de siltes sejam regidas pelos mesmos princípios que governam outros solos, a abrangência de seu comportamento é muito grande e não é possível estimar seus parâmetros com o mesmo grau de confiança de solos granulares e argilosos.

Nesse sentido, conforme Duncan e Wright (2005), é interessante subdividir os siltes em duas categorias: siltes não plásticos, que se comportam como areias finas; e siltes plásticos, com comportamento semelhante ao de argilas. Os autores ressaltam, ainda, a possibilidade da ocorrência do fenômeno de cavitação em siltes não plásticos, resultado da tendência dilatante desses solos, formando bolhas que podem afetar seu comportamento. Como consequência, é prudente considerar condições drenadas e não drenadas para análises de estabilidade de substratos siltosos (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

2.2 MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA EM TALUDES

Conforme Das e Sobhan (2014), taludes são superfícies de solo que formam determinado ângulo com o plano horizontal, limitando um maciço terroso, rochoso ou misto. Distinguem-se em artificiais, de corte ou aterro, e naturais (Figura 5).

Figura 5 – Taludes naturais, artificiais de corte e aterro.



Fonte: UNESP/IGLA apud LIMA (2002, p. 9).

Os taludes naturais, encostas ou vertentes, são formados por agentes naturais, ou seja, por processos físicos, químicos e biológicos associados aos efeitos do intemperismo na dinâmica geológica e geomorfológica ordinária, relativos predominantemente à causalidade provocada pela ação de água, vento e variação de temperatura (LIMA, 2002).

Em contrapartida, os taludes artificiais são superfícies intencionalmente e expressivamente alteradas por ações antrópicas, subdivididos em taludes de corte quando associados a processos de escavação, e de aterro quando relativos à disposição de materiais sobrejacentemente ao perfil original do terreno (LIMA, 2002).

Segundo Cardoso (2002), o maior ângulo de inclinação de um solo exposto ao tempo é o ângulo de um talude natural, uma vez que o mesmo é obtido sem a ruptura do equilíbrio do maciço. Em areias, esse ângulo é muito próximo ao seu ângulo de atrito interno, enquanto em solos argilosos se situa na faixa dos 40°. O autor afirma, ainda, que esse ângulo é o limite a partir do qual as escavações devem ser escoradas ou contidas, garantindo segurança à obra executada.

Os valores mencionados correspondem a uma ordem de grandeza para o tipo de substrato analisado, uma vez que o ângulo de talude natural de um solo depende de condições locais específicas, como as características da formação do substrato, o grau de compactação, a homogeneidade do solo, sua permeabilidade, a presença de vibrações e escavações circunvizinhas, e a presença de sobrecargas adicionais (CARDOSO, 2002).

Taludes estão sujeitos ao fenômeno de movimento gravitacional de massa. Terzaghi (1950) definiu esse fenômeno como o deslocamento rápido de uma massa de rocha, solo residual ou sedimentos adjacentes a uma encosta, com tendência de movimento expulsivo e descendente.

Em 1978, David J. Varnes publica um trabalho detalhando os tipos e processos de movimentos gravitacionais de massa, estabelecendo, portanto, a necessidade de definição mais abrangente para esse macrofenômeno. Cruden (1991, apud CRUDEN; VARNES, 1996, p. 36) os define, portanto, como “[...] movimento de massa de rocha, detrito ou terra descendo um talude”.

A definição de Cruden determina que esses fenômenos não se restringem apenas a deslizamentos rápidos, e também não se limitam a movimentos exclusivos de maciço terroso, como alguns autores sugeriam (CRUDEN, 1991 apud CRUDEN; VARNES, 1996).

Com o intuito de desenvolver e tornar mais preciso um vocabulário útil de termos pelos quais movimentos gravitacionais de massa podem ser descritos, Cruden e Varnes publicam, em 1996, baseando-se no trabalho original de Varnes de 1978, um novo trabalho abordando os tipos e processos de movimentos gravitacionais de massa, o qual se tornou referência no meio geotécnico.

De acordo com Varnes (1978), o principal critério de classificação desses movimentos possui ênfase no tipo de material envolvido e no movimento deflagrado, conforme apresentado no Quadro 1 e na Figura 6.

Quadro 1 – Classificação abreviada de movimentos gravitacionais de massa.

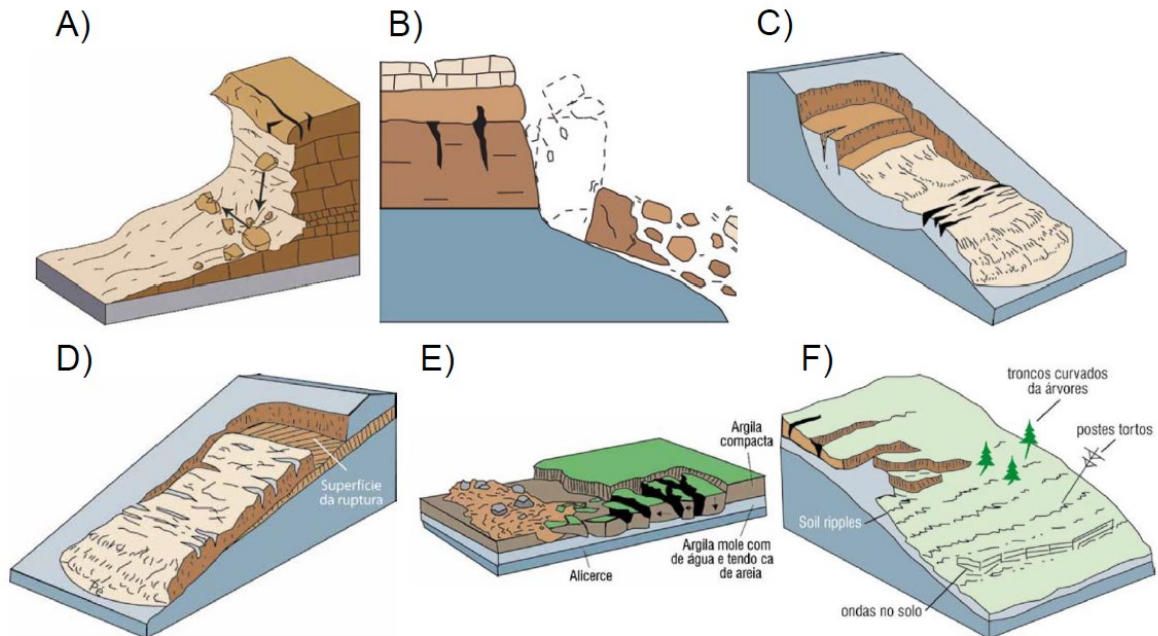
TIPO DE MOVIMENTO	TIPO DE MATERIAL		
	ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
		GROSSEIRO	FINO
Queda	de rocha	de detritos	de terra
Tombamento	de rocha	de detritos	de terra
Deslizamento	de rocha	de detritos	de terra
Espalhamento	de rocha	de detritos	de terra
Escoamento	de rocha	de detritos	de terra

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 38).

Cruden e Varnes (1996) apresentam, adicionalmente, um glossário para formação da nomenclatura de movimentos gravitacionais, conforme o exposto no Quadro 2. Além disso, os autores definem os estados de atividade de movimentos

gravitacionais de massa (Quadro 3) e as definições das formas de distribuição desses movimentos (Quadro 4), assim como os estilos possíveis (Quadro 5).

Figura 6 – Tipos de movimentos gravitacionais de massa.



Fonte: adaptado de Highland e Bobrowsky (2008, p. 10, 12, 14, 17, 21, 34).

Quadro 2 – Glossário para nomenclatura de movimentos gravitacionais de massa.

ATIVIDADE			
ESTADO	DISTRIBUIÇÃO	ESTILO	
Ativo	Em avanço	Complexo	
Reativado	Retrogressivo	Composto	
Suspenso	Com alargamento	Múltiplo	
Inativo	Com ampliação	Sucessivo	
Dormente	Confinado	Simples	
Abandonado	Com diminuição		
Estabilizado	Em movimento		
Reliquiar			
MOVIMENTO			
VELOCIDADE	TEOR DE UMIDADE	MATERIAL	TIPO
Extremamente rápido	Seco	Rocha	Queda
Muito rápido	Úmido	Solo	Tombamento
Rápido	Muito úmido	Terra	Deslizamento
Moderado	Saturado	Detrito	Espalhamento
Lento			Escoamento
Muito lento			
Extremamente lento			

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 38).

Quadro 3 – Estados de movimentos gravitacionais de massa.

ESTADO	DESCRIÇÃO
Ativo	Ocorrem no momento da análise.
Reativado	Deflagram-se após permanecerem inativos por um tempo, geralmente apresentando superfícies de cisalhamento regidas sob parâmetros de resistência residual.
Suspensão	Não ocorrem no momento da análise, mas se deflagraram no último ciclo anual de estações.
Inativo	Não ocorrem no momento da análise, mas se deflagraram em um período de tempo superior ao último ciclo sazonal.
Dormente	Subdivisão dos movimentos inativos em que suas causas de deflagração permanecem aparentes.
Abandonado	Subdivisão dos movimentos inativos em que suas prévias causas de deflagração não afetam mais a estabilidade do talude em questão.
Estabilizado	Subdivisão dos movimentos inativos em que suas causas de deflagração foram artificialmente estabilizadas ou corrigidas.
Reliquiar	Tratam-se da reativação de movimentos claramente desenvolvidos sob distintas condições geomórficas e climáticas, associadas a ocorrências em um passado distante (milhares de anos).

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 46-47).

Quadro 4 – Distribuições de movimentos gravitacionais de massa.

DISTRIBUIÇÃO	DESCRIÇÃO
Em avanço	A superfície de ruptura se estende na direção do movimento.
Retrogressivo	A superfície de ruptura se estende na direção oposta do movimento.
Com alargamento	A superfície de ruptura se estende em uma ou em ambas as margens laterais.
Com ampliação	A superfície de ruptura se estende, aumentando continuamente o volume de material mobilizado, o qual possui movimento limitado pelo próprio material deslocado ou pela superfície de ruptura em questão.
Confinado	A superfície de ruptura não é visível no pé da massa mobilizada.
Com diminuição	O volume de material mobilizado diminui com o tempo.
Em movimento	Os materiais permanecem sendo mobilizados, mas não se percebe mudanças visíveis na superfície de ruptura.

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 47-48).

O material envolvido em um movimento de massa pode ser compreendido como rocha ou solo, este subdividido em detrito e terra. Os detritos apresentam de 20% a 80% de partículas com diâmetro superior a 2 mm, enquanto a terra compreende

materiais em que mais de 80% das partículas possuem granulometria inferior a 2 mm. Apesar de simplório, este critério de classificação permite determinar o tipo de material rapidamente e visualmente, sem necessidade de execução de ensaios laboratoriais (VARNES, 1978).

Quadro 5 – Estilos de movimentos gravitacionais de massa.

ESTILO	DESCRIÇÃO
Complexo	Compreende no mínimo dois tipos de movimento de massa que ocorrem sucessivamente.
Composto	Compreende diferentes tipos de movimento de massa que ocorrem em áreas distintas da massa mobilizada, as vezes simultaneamente.
Múltiplo	Compreende seqüência de movimentos de massa do mesmo tipo, geralmente associados ao alargamento da superfície de ruptura.
Sucessivo	Semelhante ao movimento múltiplo, mas sem compartilhamento da mesma superfície de ruptura ou do material mobilizado.
Simple	Compreende a mobilização de apenas um tipo de movimento gravitacional de massa.

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 48-49).

Enquanto alguns critérios de classificação são qualitativos e analíticos, a velocidade do movimento é essencialmente quantitativa. Aplica-se, nessa característica de movimento, a escala de Varnes, disposta na Figura 7.

Figura 7 – Escala de Varnes para movimentos gravitacionais de massa.

Classe de velocidade	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica	Provável dano relativo
7	Extremamente rápido	$5 \cdot 10^3$	5 m/s	Dano catastrófico; construções destruídas pelo impacto; muitas mortes; fuga improvável.
6	Muito rápido	$5 \cdot 10^1$	3 m/min	Algumas mortes; fuga de todas as pessoas difícil devido à alta velocidade do movimento.
5	Rápido	$5 \cdot 10^{-1}$	1,8 m/h	Fuga possível; destruição de estruturas, bens e equipamentos.
4	Moderado	$5 \cdot 10^{-3}$	13 m/mês	Algumas estruturas temporárias e insensíveis podem ser mantidas momentaneamente.
3	Lento	$5 \cdot 10^{-5}$	1,6 m/ano	Obras de remediação podem ser realizadas durante a ocorrência; estruturas insensíveis podem ser mantidas com manutenção frequente.
2	Muito lento	$5 \cdot 10^{-7}$	16 mm/ano	Algumas estruturas permanentes não sofrem danos.
1	Extremamente lento			Imperceptível sem instrumentação; construções possíveis desde que tomadas precauções.

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 49-52).

2.2.1 Tipos de movimentos gravitacionais de massa

2.2.1.1 Queda

O fenômeno de queda (Figura 6-A) parte da separação do solo, rocha ou ambos, ao longo da superfície de um talude íngreme, na qual tenha ocorrido significativos deslocamentos por cisalhamento, com subsequente movimento descendente por queda, salto ou rolamento (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

Trata-se de movimentos predominantemente rápidos ou muito rápidos, exceto quando o maciço deslocado é subcortado, fazendo com que a queda seja precedida por pequenos movimentos de deslizamento ou tombamento que separam esse maciço da porção indeformada, situação representativa de substratos coesos ou maciços rochosos sob efeito erosivo provocado por ação de água (CRUDEN; VARNES, 1996).

Figura 8 – Queda de rocha na Serra do Rio do Rastro – SC.



Fonte: Rosso (2021, apud ENGEPLUS, 2021).

2.2.1.2 Tombamento

Conforme Highland e Bobrowsky (2008), o tombamento (Figura 6-B) é identificado por uma rotação frontal de uma massa de solo ou rocha para fora do talude, em torno de um ponto ou eixo localizado abaixo do centro de gravidade da

massa deslocada. Trata-se de um fenômeno impulsionado pela gravidade exercida sobre o peso do material na parte superior da massa mobilizada.

Tombamentos podem ocasionar quedas ou deslizamentos do corpo deslocado, dependendo da geometria da massa em movimento, da superfície de separação e da extensão e orientação das descontinuidades cinematicamente ativas do maciço, apresentando variações na sua velocidade de deflagração, de muito rápidas até muito lentas (CRUDEN; VARNES, 1996).

Figura 9 – Bloco prestes a tombar em Fort St. John, British Columbia, Canadá.



Fonte: Fasani apud HIGHLAND; BOBROWSKI (2008, p. 12).

2.2.1.3 Deslizamento

Os deslizamentos, ou escorregamentos, são movimentos de massa de solo, rocha, ou ambos, que ocorrem sobre superfícies em ruptura com intensa deformação por cisalhamento, não se deflagrando inicialmente de forma simultânea pela área que se tornará a superfície de ruptura, mas com progressivo aumento do volume mobilizado a partir de uma área no local de separação (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

De acordo com Cruden e Varnes (1996), os primeiros sinais de movimento de solo em deslizamento são, frequentemente, rachaduras ao longo da superfície original do solo em que a ruptura se formará. A massa mobilizada pode deslizar para além do pé da superfície de ruptura, cobrindo assim a superfície original do talude, o qual se torna uma superfície de separação. Os deslizamentos podem ser basicamente

rotacionais (Figura 6-C) ou translacionais (Figura 6-D), correntemente apresentando movimento de escoamento sequencial do material mobilizado pelo escorregamento.

Deslizamentos rotacionais se desenvolvem ao longo de superfície de ruptura curva e côncava, em formato aproximado de colher, sendo o movimento aproximadamente rotatório em torno de um eixo paralelo ao contorno do talude. Como esse escorregamento se deflagra principalmente em substratos homogêneos, trata-se do tipo de ruptura por deslizamento mais comum em aterros (CRUDEN; VARNES, 1996).

Figura 10 – Deslizamento rotacional em talude de Rio Claro – RJ.



Fonte: CPRM (2021).

Conforme Cruden e Varnes (1996), em deslizamentos translacionais, a massa se mobiliza ao longo de uma superfície de ruptura planar ou ondulada, movendo-se plenamente para fora, ou com movimento associando tendências descendentes e expulsivas. Highland e Bobrowsky (2008) ressaltam que esse tipo de movimento se deflagra comumente ao longo de discontinuidades geológicas, como falhas, junções, superfícies, estratificações e pontos de contato entre substratos rochosos e terrosos.

Ressalta-se, também, a existência de deslizamentos estruturados, ou em cunha, que se desenvolvem ao longo de dois ou mais planos de falhas não favoráveis à estabilidade do maciço, estando relacionados principalmente a saprólitos e rochas (VARNES, 1978).

Figura 11 – Deslizamento translacional em Nova Friburgo – RJ.



Fonte: CPRM (2021).

2.2.1.4 Espalhamento

Segundo Highland e Bobrowsky (2008), o espalhamento (Figura 6-E) é caracterizado pela associação da extensão de uma massa coesiva com o generalizado afundamento dessa massa fraturada para uma camada inferior, composta por material menos rígido. Tratam-se de movimentos resultantes de liquefação ou extrusão desse material menos rígido, podendo ser mobilizados em blocos, por liquefação ou lateralmente.

Figura 12 – Espalhamento lateral devido ao terremoto Loma Prieta, em 1989.



Fonte: Ellen apud HIGHLAND; BOBROWSKY (2008, p. 21).

2.2.1.5 Escoamento

O escoamento é um movimento espacialmente contínuo em que as superfícies de cisalhamento possuem curto prazo, espaço reduzido e não são preservadas, sendo as componentes de velocidade da massa mobilizada semelhantes às de um líquido viscoso (CRUDEN; VARNES, 1996).

Highland e Bobrowsky (2008) ressaltam que, frequentemente, existe uma mudança gradativa de deslizamentos para escoamentos, dependendo principalmente de fatores como a quantidade de água presente, a mobilidade e evolução do movimento gravitacional de massa. Comumente, os escoamentos são divididos em corrida e rastejo, conforme as características do movimento e sua velocidade.

De acordo com Gerscovich (2016), corridas (ou fluxos) são movimentos de alta velocidade e que atingem extensões significativas, deflagradas devido à perda completa de características de resistência do solo, que passa a se comportar como um fluido. Para Guidicini (1984), esses movimentos são basicamente hidrodinâmicos, possuindo íntima relação com a presença excessiva de água no maciço, estando associados, também, a efeitos sísmicos naturais ou antrópicos nas imediações do talude mobilizado.

Figura 13 – Corrida de detritos em Caraballeda, na Venezuela, em 1999.



Fonte: Smith apud HIGHLAND; BOBROWSKY (2008, p. 24).

2.2.1.6 Rastejo

O rastejo (Figura 6-F), por sua vez, é um movimento lento e contínuo, sem superfície de ruptura bem definida e sem diferenciação clara entre massa mobilizada

e maciço estável (GERSCOVICH, 2016). Conforme Highland e Bobrowsky (2008), esse deslocamento é causado por tensão de cisalhamento capaz de promover deformação, mas incapaz de gerar ruptura. Os autores apresentam, ainda, três tipos de rastejo:

- Sazonal: movimento deflagrado no interior e no fundo do solo afetado por alterações sazonais, em mistura e temperatura;
- Contínuo: movimento em que a tensão cisalhante contínua excede a resistência do material mobilizado;
- Progressivo: movimento que atinge o ponto de ruptura e deflagra outros movimentos gravitacionais de massa no terreno.

Figura 14 – Rastejo em área próxima a East Sussex, no Reino Unido.



Fonte: Alexander apud HIGHLAND; BOBROWSKY (2008, p. 35).

2.2.2 Causas e deflagradores de movimentos de massa

De acordo com Varnes (1978), os agentes que causam movimentos gravitacionais de massa estão diretamente associados a dois grupos de ações: as que promovem incremento da tensão de cisalhamento por aumento de sollicitação no maciço e as que promovem redução da resistência ao cisalhamento do substrato. Trata-se de uma adaptação do proposto por Terzaghi (1950), que abordava as causas como de origem externa e interna.

Quadro 6 – Fatores que aumentam as solicitações cisalhantes na massa.

FATORES	FENÔMENOS
Remoção da camada de suporte lateral e/ou de base	Erosão por córregos, rios, geleiras, maré e intemperismo subaquático; queda, deslizamento, subsidência e falhas de larga escala; influência antrópica em cortes, pedreiras, poços, canais, muros de contenção, reservatórios artificiais.
Sobrecarga	Chuva, granizo, neve; depósito natural de solo em talus; colapso de materiais de origem vulcânica; vegetação; percolação de água; influência antrópica em aterros e construções gerais.
Tensões transitórias	Terremotos; vibrações causadas por explosões, máquinas, tráfego, trovões e movimentos de massa.
Geometria	Alteração de características geomecânicas regionais.
Pressão lateral	Água em trincas; congelamento de água em fendas; dilatação do solo; mobilização de resistência residual.

Fonte: adaptado de Varnes (1978, p. 26-28).

Quadro 7 – Fatores que reduzem a resistência ao cisalhamento da massa.

FATORES	FENÔMENOS
Composição	Aumento gradual da fragilidade de materiais já frágeis, ocorrendo em solos com matéria orgânica, argilas sedimentares, xistos, rochas decompostas ou de tufos vulcânicos que resultarão em solo argiloso e materiais com presença de minerais como mica, talco e serpentina.
Geometria de grãos	Compressibilidade e a fricção interna aumentam com partículas de alta angularidade.
Macroestrutura e geometria do talude	Incluem descontinuidades, como falhas, estratificações, foliação em xistos, clivagem, juntas, superfícies de fricção e zonas brechadas; grande quantidade de massa sobre solo frágil; estratos inclinados na direção da face externa; alteração entre substratos permeáveis e impermeáveis, ou de alta e baixa capacidade de suporte; orientação do talude.
Intemperismo e reações físico-químicas	Amolecimento de argilas fissuradas; desintegração de rochas; hidratação de solos argilosos, reduzindo a coesão pela quebra de ligações ou expansão gerada por presença de montmorilonita; alteração de ligações iônicas; influência de água; fissuração por secagem; remoção de cimentação.
Presença de água	Quebra dos efeitos benéficos da sucção pela saturação do solo; chuvas, degelo; influência antrópica em córregos, bloqueio de drenagem, irrigação, represas, desmatamento; efeitos climáticos gerais; alteração do lençol freático.
Alterações estruturais	Fissuração de xistos e argilas pré-adensadas; perturbação do estado indeformado do solo, alterando suas características naturais; remoldamento do solo.
Causas diversas	Rastejo progressivo; influência da vegetação, casos especiais de interação solo-raiz; intensidade de ventos; animais que cavam buracos ou que vivem sob a terra.

Fonte: adaptado de Varnes (1978, p. 26-28).

Cruden e Varnes (1996) estabeleceram uma lista correlacionando as principais origens e ações, geológicas, morfológicas, físicas e antrópicas, com algumas causas de movimentos de massa. Essas informações estão dispostas no Quadro 8.

De acordo com Varnes (1978, apud HEIDEMANN, 2011), os movimentos gravitacionais de massa podem apresentar diversas causas, mas somente um mecanismo deflagrador, o qual é geralmente associado a um estímulo externo, como chuvas intensas, terremotos e erupções vulcânicas. Desse modo, é possível distinguir esses conceitos, apresentando fatores predisponentes (preparatórios) e efetivos (deflagradores) (GUIDICINI; NIEBLE, 1984, apud HEIDEMANN, 2011).

Quadro 8 – Origens e causas de movimentos gravitacionais de massa.

ORIGEM DA CAUSA			
GEOLÓGICA	MORFOLÓGICA	FÍSICA	ANTRÓPICA
Materiais frágeis	Soerguimento tectônico ou vulcânico	Chuvas intensas	Escavação da encosta ou de seu pé
Materiais sensíveis	Efeito do descongelamento glacial	Rápido descongelamento de gelo	Carregamento da encosta ou de sua crista
Materiais sujeitos ao intemperismo	Erosão fluvial em pé de talude	Precipitações excepcionais prolongadas	Rebaixamento de reservatório
Materiais cisalhados	Erosão marinha em pé de talude	Rápido rebaixamento de inundações e marés	Desmatamento
Materiais com juntas ou fissuras	Erosão glacial em pé de talude	Terremotos	Irrigação
Descontinuidades de massa orientada adversamente	Erosão de margens laterais	Erupções vulcânicas	Mineração
Descontinuidade estrutural orientada adversamente	Erosão subterrânea	Degelo	Vibrações artificiais
Contraste em permeabilidade	Carregamento por deposição no talude	Intemperismo por ciclos de congelamento e descongelamento	Vazamento de água em redes de abastecimento
Contraste em rigidez	Remoção de vegetação	Intemperismo por ciclos de contração e expansão	

Fonte: adaptado de Cruden e Varnes (1996, p. 70).

Highland e Bobrowsky (2008) especificam alguns mecanismos desencadeadores de movimentos de massa de forma detalhada, abordando sua relação de causalidade com os principais tipos de movimentos classificáveis conforme o proposto por Cruden e Varnes, em 1996. Estes mecanismos estão dispostos no Quadro 9.

Quadro 9 – Movimentos de massa e seus mecanismos desencadeadores.

MOVIMENTO	MECANISMOS DESENCADEADORES
Quedas e rolamentos	Erosão regressiva do talude por processos naturais como rios e ribeirões, ou por condições climáticas diferenciadas, como ciclos de congelamento e degelo; atividades humanas como escavações e vibrações artificiais; terremotos e dinâmica tectônica; subpressões devidas ao acúmulo de água; penetração de raízes em descontinuidades; remoção de apoio de base.
Tombamentos	Gravidade exercida pelo material da parte superior da massa deslocada; presença de água ou gelo em fissuras; vibrações; erosão regressiva; erosão por curso d'água; condições climáticas diferenciadas; escavações.
Deslizamentos rotacionais	Precipitações intensas e/ou contínuas; rápido degelo; escoamento rápido de rios após enchentes; enchimento de represas; aumento do nível de ribeirões, lagos e rios; erosão no pé do talude; terremotos; aterros sobre solos moles.
Deslizamentos translacionais	Chuvas intensas, saturando o solo; degelo; inundações; irrigações; vazamentos de tubulações; erosão regressiva; terremotos.
Espalhamentos laterais	Liquefação de camadas frágeis por ação tectônica; sobrecarga por ação natural ou antropogênica; precipitações; degelo; liquefação de camada de argila marinha instável por distúrbios erosivos na base do talude; deformação plástica de material instável e profundo.
Corridas	Precipitações elevadas ou rápido degelo, gerando fluxo superficial intenso de água, erodindo o talude; atividade vulcânica; atividade tectônica; desintegração de camada rochosa; rápido rebaixamento de lençol freático; erosão por curso d'água; sobrecarga excessiva; outros movimentos gravitacionais de massa.
Rastejos	Chuva; degelo; condições climáticas, químicas ou físicas; drenagem ineficiente; vazamento de tubulações; construções desestabilizadoras.

Fonte: adaptado de Highland e Bobrowsky (2008, p. 8-34).

De acordo com Lima (2002), pode-se afirmar que o principal agente físico deflagrador de movimentos gravitacionais de massa no Brasil são as chuvas, que contribuem para instabilização de taludes em decorrência de alguns efeitos:

- Alteração do nível de água;
- Geração de forças de percolação;
- Preenchimento temporário de fendas, trincas e estruturas em solos saprolíticos e rochas, com geração de pressões hidrostáticas;
- Formação de frentes de saturação, reduzindo a resistência de solos pela perda de coesão.

Ressalta-se, também, a influência antrópica no desencadeamento de movimentos de massa (LIMA, 2002), seja por uso e ocupação imprudente de áreas suscetíveis a essa mobilização, seja por interferências associadas à atividade humana, como:

- Remoção de cobertura vegetal;
- Lançamento e concentração de águas servidas;
- Lançamento de entulho e lixo em encostas;
- Vazamentos na rede de abastecimento de água;
- Vazamentos na rede de coleta de esgoto;
- Presença de fossas;
- Execução de cortes com geometria inadequada;
- Execução incorreta de aterros;
- Vibrações produzidas por tráfego intenso.

2.2.3 Fator de segurança e norma brasileira de estabilidade de taludes

O fator de segurança expressa quantitativamente a relação entre os agentes que estabilizam e os que instabilizam determinado elemento analisado, ou seja, estabelece relação entre forças resistentes e mobilizadas de um material. Para uma análise determinística geotécnica, ele pode ser definido como:

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (3)$$

Onde:

F_S fator de segurança;

- τ_f resistência média ao cisalhamento do solo;
 τ_d tensão média de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura.

Conforme Das e Sobhan (2014), considerando o modelo de ruptura geotecnicamente mais empregado, de Mohr-Coulomb, pode-se definir o fator de segurança como:

$$F_S = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'}{c_d' + \sigma' \cdot \tan \varphi_d'} \quad (4)$$

Os subscritos “d” indicam parâmetros relativos à superfície de ruptura potencial. A interpretação do fator de segurança se dá em função do seu valor unitário:

- $F_S > 1$ talude estável;
- $F_S = 1$ ocorrência de ruptura;
- $F_S < 1$ sem significado físico (na teoria o talude já teria rompido).

A ocorrência de um fator de segurança superior a 1 não implica necessariamente na presença de um talude ou obra de estabilização seguro, mas sim estável. A segurança de um talude ou de uma obra relativa a taludes está associada ao atendimento com valores definidos por projeto, os quais são superiores ao valor unitário. Das e Sobhan (2014), por exemplo, apresentam o valor de 1,5 como geralmente aceitável para o projeto de um talude seguro.

Nesse sentido, destaca-se a importância da norma brasileira de estabilidade de taludes, a ABNT NBR 11682/2009, que prescreve “[...] os requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes resultantes de cortes e aterros [...]”, abrangendo, também, “[...] as condições para estudo, projeto, execução, controle e observação de obras de estabilização [...]”, não incluindo os requisitos específicos relativos a taludes de cavas de mineração, de barragens, de solos pediais, de cavas de metrô, aterros sobre solos moles e encontros de pontes (ABNT, 2009, p. 1).

A abrangência dessa norma assegura menção a definições e procedimentos relevantes acerca de diversas situações envolvendo estabilidade de taludes. No

entanto, no âmbito deste trabalho, destaca-se especialmente o apresentado na seção relativa ao projeto executivo que aborda os fatores de segurança.

Conforme a NBR 11682/2009, os fatores de segurança almejam cobrir as incertezas naturais das etapas de projeto e construção, sendo a metodologia proposta em função da situação potencial de ruptura do talude, em relação ao perigo de perda de vidas humanas e possibilidade de danos materiais e ao meio ambiente, de acordo com o apresentado no Quadro 10 e no Quadro 11.

Quadro 10 – Nível de segurança contra perda de vidas humanas.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 17).

Quadro 11 – Nível de segurança contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 18).

A interpretação dos critérios expostos nos quadros apresentados permite a identificação do fator de segurança relativo à situação em análise, conforme a Tabela 1. Os valores do fator de segurança são válidos para todos os casos de carregamento definidos pelo engenheiro responsável pelo projeto, o qual deve elaborar hipóteses de variação do nível de água, sobrecargas e demais ações em função do tempo de vida útil previsto.

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 18).

Os fatores indicados na Tabela 1 dizem respeito tanto à estabilidade interna do maciço, relativa a superfícies potenciais de ruptura localizada, quanto à estabilidade externa, associada a superfícies de deslizamento globais, ou seja, generalizadas.

A norma ressalta a necessidade de majoração do F_s em 10% para casos de ampla variabilidade de resultados de ensaios geotécnicos, e a possibilidade de análises distintas para situações adversas, como no caso de encostas (taludes naturais), por exemplo, onde a variabilidade dos materiais naturais pode reduzir consideravelmente a segurança do maciço.

2.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Definidos conceitos relevantes inerentes à resistência ao cisalhamento de solos e à mobilização de movimentos gravitacionais de massa, cálculos de estabilidade de taludes se tornam indispensáveis para a garantia de que as forças resistentes sejam superiores às instabilizantes. As metodologias determinísticas geralmente consistem na determinação do fator de segurança por procedimentos de análise do equilíbrio-limite utilizando equações do equilíbrio estático.

Conforme Duncan e Wright (2005), os métodos para analisar a estabilidade de taludes incluem equações simples, gráficos, softwares de planilha e programas de computador, sendo que em muitos casos, mais de um método pode ser empregado. De acordo com Fiori (2015), depreende-se da sua definição que na estabilidade de taludes intervêm condicionantes relativos à natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores. Na visão teórica, um talude é uma massa de corpo sujeita a

três campos distintos de força, as quais estão associadas ao peso do material, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento (FIORI, 2015).

Duncan e Wright (2005) ressaltam que três condições de equilíbrio estático devem ser garantidas, tanto para análises de corpo livre quanto de fatias verticais: o equilíbrio de forças na direção vertical, na direção horizontal e o equilíbrio de momentos em qualquer ponto. Dependendo do procedimento de análise, o completo equilíbrio estático não é garantido, e algumas considerações são realizadas para cada método, a fim de tornar os problemas estaticamente determináveis.

Em modelos de análise de estabilidade, os materiais costumam ser tratados como rígido-plásticos, sendo as deformações relativas à ruptura desconsideradas nas análises. Para análises mais abrangentes, geralmente opta-se pela aplicação de métodos de elementos finitos ou diferenças finitas, os quais são complementados com análises do comportamento tensão-deformação dos materiais.

2.3.1 Métodos determinísticos básicos

2.3.1.1 Método dos taludes infinitos para deslizamentos translacionais

O método dos taludes infinitos, como o próprio nome define, assume um talude de extensão ilimitada, cuja ruptura se deflagra em uma superfície plana paralela à face do talude. Trata-se de um método baseado no procedimento do corpo-livre único, de aplicabilidade simples e que apresenta resultados satisfatórios dentro de sua aplicabilidade (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

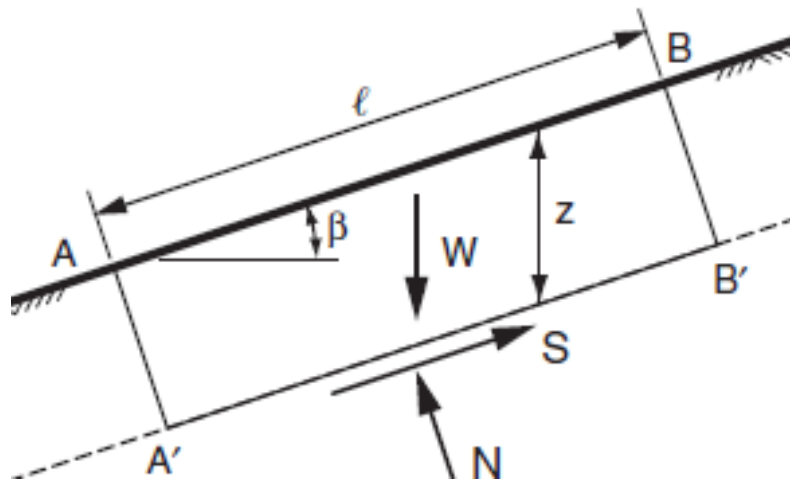
Considerando os taludes como infinitos, as tensões são idênticas em quaisquer planos perpendiculares à superfície de deslizamento, e as equações de equilíbrio são derivadas de um bloco delimitado pela superfície de ruptura, superfície do talude e dois planos perpendiculares a ambas as superfícies, conforme o apresentado na Figura 15.

Para a situação inicialmente apresentada, não se considera o efeito da percolação da água. As variáveis envolvidas são:

- W peso da massa de solo;
- l comprimento angular da superfície plana de ruptura;
- α ângulo que a superfície de ruptura faz com o plano horizontal;

- γ peso específico do material.
 z altura vertical entre a superfície do talude e a de potencial ruptura;
 S força de cisalhamento;
 N força normal;
 β ângulo que a superfície do talude faz com o plano horizontal.

Figura 15 – Esquema básico de talude infinito sujeito a deslizamento translacional.



Fonte: Duncan e Wright (2005, p. 57).

As forças normal e de cisalhamento são componentes do peso do bloco analisado, que é função de seu peso específico. Se essas forças são constantes ao longo do talude, o comprimento analisado é irrelevante, já que a área de aplicação dessas forças é $(l \cdot 1)$. Desse modo, pode-se inferir que:

$$S = (\gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos \beta) \cdot \sin \beta \therefore \tau = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \quad (5)$$

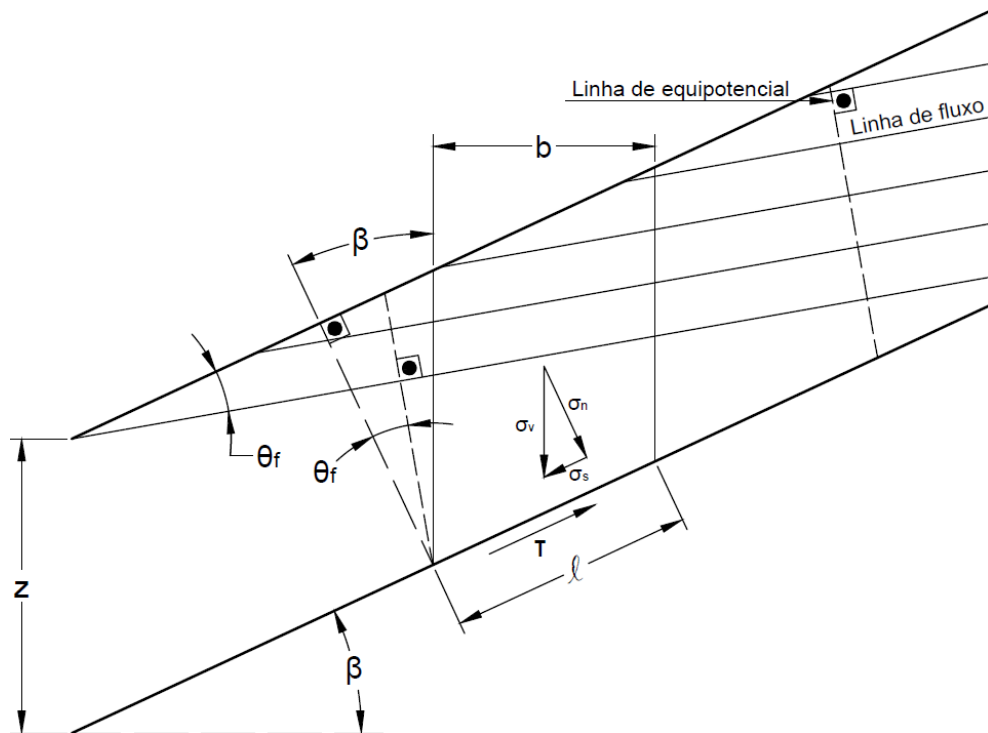
$$N = (\gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos \beta) \cdot \cos \beta \therefore \sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (6)$$

$$F_S = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'}{\tau} \therefore F_S = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta - u) \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (7)$$

Caso o talude esteja submerso e sujeito a percolação de água, a análise deverá ocorrer em função de linhas equipotenciais e de fluxo, conforme a Figura 16. Conforme Fiori (2015), o fator de segurança para uma situação geral envolvendo a percolação de água em que solo está submerso é matematicamente expresso por:

$$F_S = \frac{c' + (\gamma_{sub} \cdot z \cdot \cos^2 \beta - \gamma_w \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \tan \theta_f) \cdot \tan \varphi'}{\gamma_{sat} \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (8)$$

Figura 16 – Esquema de talude infinito sujeito a percolação de água.



Fonte: adaptado de Fiori (2015, p. 169).

Onde:

γ_w peso específico da água;

γ_{sub} peso específico submerso;

γ_{sat} peso específico saturado;

θ_f ângulo entre a superfície do talude e a direção das linhas de fluxo.

Sabendo que $\gamma_{sat} = \gamma_{sub} + \gamma_w$, e que $\gamma_{sat} \approx \gamma$, e supondo que a percolação de água se dá paralelamente à superfície do talude, então $\theta_f = 0^\circ$, e o fator de segurança é:

$$F_S = \frac{c' + (\gamma - \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (9)$$

Caso a percolação paralela à superfície do terreno envolva um solo que não está submerso, sujeito ao fluxo do lençol freático, então o fator de segurança pode ser determinado em função da relação entre altura da água no solo (z_w) e altura total da camada entre o plano de ruptura e a superfície do talude, expresso pelo termo m , conforme o seguinte:

$$m = \frac{z_w}{z} \quad (10)$$

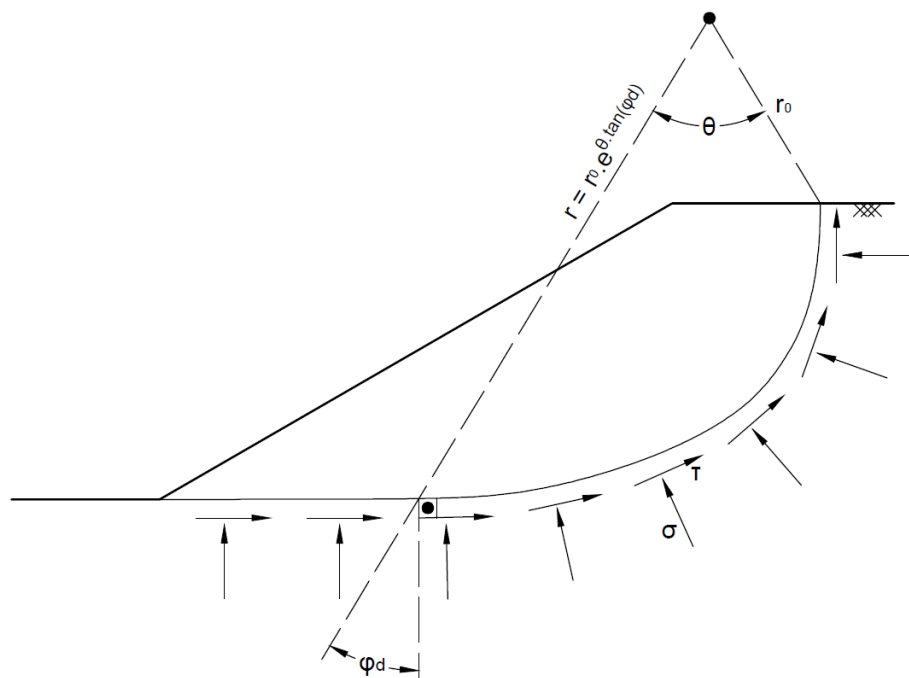
$$F_s = \frac{c' + (\gamma - m \cdot \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (11)$$

Conforme ressaltam Duncan e Wright (2005), o método do talude infinito satisfaz todas as condições de equilíbrio estático, possuindo destaque na análise da estabilidade de taludes compostos por solos homogêneos não coesivos e em que a estratigrafia restringe a superfície de ruptura a baixas profundidades e deslizando paralelamente à face do talude. A análise por esse método de taludes cuja estratigrafia apresenta materiais distintos é possível desde que considerações sejam realizadas, como a ponderação de algumas propriedades desse substrato.

2.3.1.2 Método da espiral logarítmica

De acordo com Duncan e Wright (2005), trata-se de um método muito aplicável para taludes homogêneos e com potencial no desenvolvimento de ábacos para análise de estabilidade de taludes. Pode-se compreender esse procedimento como relativamente preciso, uma vez que, assim como no caso do método dos taludes infinitos, todas as condições de equilíbrio são satisfeitas.

Figura 17 – Esquema do método da espiral logarítmica.



Fonte: adaptado de Duncan e Wright (2005, p. 59).

No método da espiral logarítmica, a superfície de ruptura é assumida como uma espiral logarítmica definida por um ponto central e um raio inicial, sendo o raio variável conforme o ângulo de rotação da superfície analisada. Dessa forma, há infinitas combinações de tensões normais e cisalhantes ao longo do plano potencial de ruptura (DUNCAN e WRIGHT, 2005).

No entanto, apesar da acurácia do método, a execução manual de cálculos é complexa e difícil, já que a forma da superfície de ruptura assumida é uma espiral logarítmica. Em contrapartida, trata-se de um método extremamente eficiente para implementação em computadores, sobretudo em análise de taludes reforçados com geogrelhas e grampeamento de solo, por exemplo (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

2.3.1.3 Método do círculo de atrito para deslizamentos rotacionais

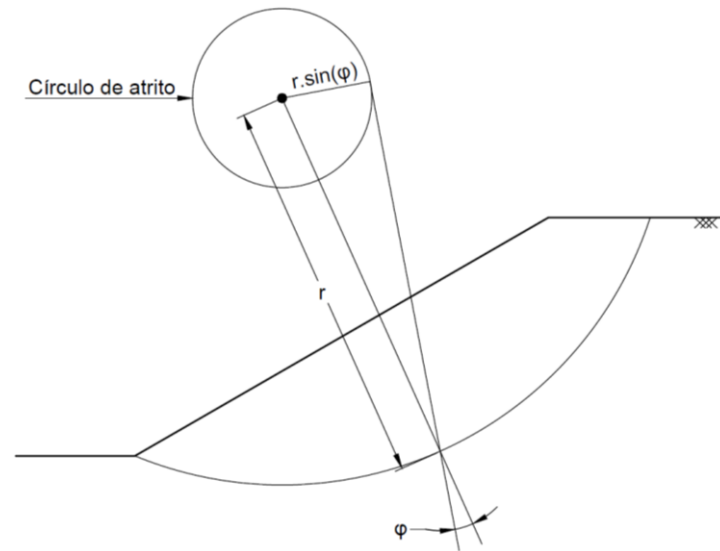
Conforme Chowdhury et al. (2010), trata-se de um método historicamente relevante para o desenvolvimento das análises de estabilidade de taludes, uma vez que permitiu a elaboração dos primeiros ábacos com parâmetros adimensionais, mas cuja aplicabilidade é, atualmente, reduzida.

Assim como nos procedimentos previamente apresentados, o método do círculo de atrito é útil na análise de taludes com solos homogêneos e em que sua resistência ao cisalhamento depende das tensões normais. O círculo de atrito é um círculo em que seu ponto central coincide com o centro da superfície de ruptura circular do talude, e cujo raio é dado em função do ângulo de atrito do solo, conforme a Figura 18.

O método se baseia na hipótese de que qualquer vetor que represente uma resultante de fricção ao longo de um elemento infinitesimal do arco de ruptura é tangencial ao círculo de atrito. Essa proposição gera, na prática, um pequeno erro a favor da segurança, uma vez que o valor de F_s obtido tende a ser inferior ao verificado em campo (CHOWDHURY et al., 2010).

Segundo Chowdhury et al. (2010), o método do círculo de atrito serviu como base para o desenvolvimento de diversos procedimentos gráficos para análise de estabilidade de taludes, como é o caso dos ábacos propostos por Taylor (1948), Hoek (1970), Cousins (1977) e Hoek e Bray (1977). Esses ábacos não serão detalhados especificamente ao longo deste trabalho, mas é importante ressaltar sua relevância em análises e retroanálises preliminares devido à sua simplicidade interpretativa.

Figura 18 – Esquema do método do círculo de atrito.



Fonte: adaptado de Chowdhury et al. (2010, p. 237).

2.3.2 Métodos determinísticos de fatias

Os métodos das fatias se destacam pela ampla aplicabilidade, já que permitem analisar situações em que as superfícies de ruptura são irregulares e o solo não é homogêneo, admitindo empregar parâmetros de resistência ao cisalhamento distintos ao longo da superfície potencial de ruptura (CHOWDHURY et al., 2010).

De acordo com Chowdhury et al. (2010), atribui-se a idealização de interpretar a estabilidade de taludes por meio de fatias entre a face do talude e a superfície de ruptura a Fellenius (1927, 1936) e Taylor (1937, 1948). O método foi modificado ao longo do tempo, de modo a aprimorar sua confiabilidade e acurácia, e estendendo seu alcance de aplicação.

Conforme Morrison e Greenwood (1989), algumas considerações são presumidas para a aplicação desses métodos, dentre as quais se destaca a premissa de comportamento rígido-plástico do solo, em conformidade com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o que implica na não ocorrência de deformação antes da deflagração do rompimento do talude. Quando há ruptura, os blocos de solo deslizam conjuntamente, de forma lenta e sem aceleração.

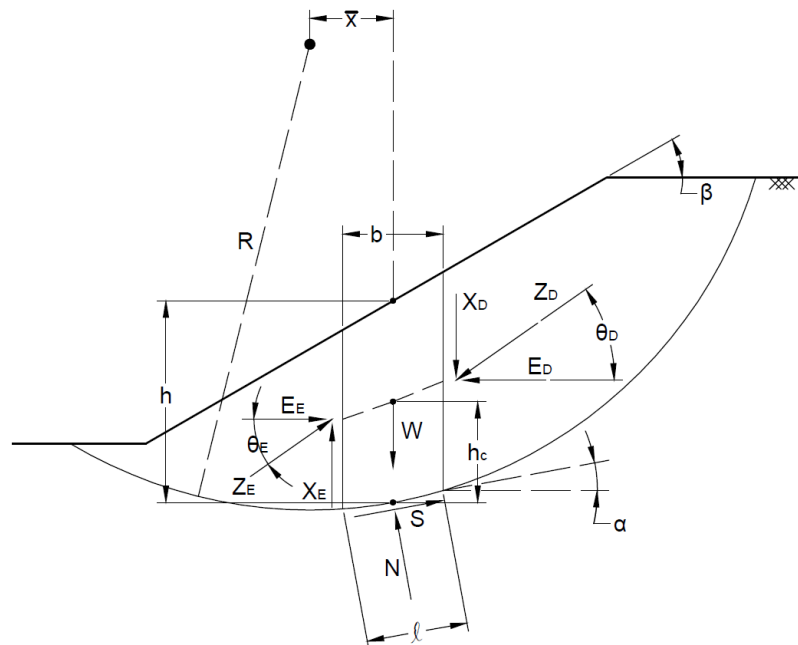
Duncan e Wright (2005) e Abramson et al. (2001) ressaltam que a variabilidade das hipóteses associadas aos métodos das fatias são, principalmente, presunções oriundas das metodologias propostas por diferentes autores, geralmente associadas a relação entre as forças horizontais e verticais entre fatias analisadas.

Além disso, ressalta-se que, nestes métodos, o fator de segurança do talude é constante ao longo da superfície de ruptura. Assim, o procedimento desses métodos se baseia nas seguintes etapas:

- Presumir uma superfície de ruptura para o talude;
- Dividir a massa de solo em fatias verticais, as quais não deverão possuir base compartilhando materiais distintos e nem descontinuidades na geometria;
- Realizar o equilíbrio de força e momento para cada fatia;
- Determinar o fator de segurança da superfície de ruptura presumida;
- Encontrar o menor fator de segurança, verificando outras superfícies potenciais.

Conforme mencionado, esses métodos podem ser aplicados para superfícies de ruptura com geometrias não usuais. Uma situação geral para hipotética superfície de ruptura circular é apresentada na Figura 19.

Figura 19 – Esquema de lamela e superfície de ruptura para métodos de fatias.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Onde:

R raio da superfície de ruptura;

- b largura da fatia;
- h altura média da fatia;
- h_c altura até o ponto médio da fatia;
- \bar{x} distância horizontal entre ponto médio da lamela e eixo da superfície;
- $X_{D,E}$ força interlamelar vertical direita e esquerda, respectivamente;
- $E_{D,E}$ força interlamelar horizontal direita e esquerda, respectivamente;
- $Z_{D,E}$ resultante da força interlamelar direita e esquerda, respectivamente;
- $\theta_{D,E}$ ângulo com a horizontal da resultante de força interlamelar em cada lado.

Segundo Bromhead (1998) e Abramson et al. (2001), uma análise genérica pelo método das fatias para um número “ n ” de fatias compreende “ $4n$ ” equações para o equilíbrio-limite do sistema e “ $6n - 2$ ” incógnitas, as quais estão descritas no Quadro 12. Assim, Bromhead (1998) ressalta que para apenas uma fatia, o problema é trivial, mas para mais de uma fatia, é indeterminado.

Uma consideração muito usual é a de que a força normal na base da fatia age no ponto central na lamela, reduzindo as incógnitas para “ $5n - 2$ ” (ABRAMSON et al., 2001). Os métodos mais simples associados ao procedimento das fatias ignoram os efeitos das forças entre lamelas, alcançando um número de incógnitas idêntico ao de equações, mas obtendo resultados de precisão relativamente inferior (BROMHEAD, 1998).

Quadro 12 – Equações e incógnitas de métodos de fatias.

EQUAÇÕES	CONDIÇÕES
n	Equilíbrio de momento para cada fatia
$2n$	Equilíbrio de forças em duas direções para cada fatia
n	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (relação entre tensão de cisalhamento e tensão normal efetiva)
$4n$	Total de equações
INCÓGNITAS	VARIÁVEIS
1	Fator de segurança (F_S)
n	Força normal “efetiva” na base de cada fatia (N')
n	Localização da força normal “efetiva” (N')
n	Força de cisalhamento na base de cada fatia (S)
$n - 1$	Forças interlamelares (Z)
$n - 1$	Inclinação das forças interlamelares (θ)
$n - 1$	Localização das forças interlamelares (linha de confiança)
$6n - 2$	Total de incógnitas

Fonte: adaptado de Abramson et al. (2001, p. 355).

Bromhead (1998) apresenta a equação geral em termos de tensões efetivas para esses métodos:

$$F_s = \frac{\sum[c'.l + (N - u.l). \tan \varphi']}{\sum(W.\sin \alpha)} \quad (12)$$

Para o caso de solos sob resistência não drenada, considera-se $\varphi' = 0^\circ$, e o fator de segurança se dá em função de S_U :

$$F_s = \frac{\sum(S_U.l)}{\sum(W.\sin \alpha)} \quad (13)$$

Abramson et al. (2001) destaca as condições de equilíbrio para alguns métodos associado ao processo das fatias, conforme o Quadro 13, que apresenta apenas os métodos abordados neste trabalho.

Quadro 13 – Estados de equilíbrio satisfeitos por métodos de fatias.

MÉTODO	EQUILÍBRIO DE FORÇAS		EQUILÍBRIO DE MOMENTO
	HORIZONTAL	VERTICAL	
Fellenius	Não	Não	Sim
Bishop simplificado	Sim	Não	Sim
Janbu simplificado	Sim	Sim	Não
Spencer	Sim	Sim	Sim
Morgenstern e Price	Sim	Sim	Sim

Fonte: adaptado de Abramson et al. (2001, p. 355).

2.3.2.1 Método de Fellenius

Também conhecido como método ordinário de fatias, método sueco ou convencional, o método proposto por Fellenius (1927, 1936) não considera os efeitos das forças entre fatias, falhando, portanto, em satisfazer o equilíbrio de forças tanto para as lamelas quanto para toda a massa de solo a desprender o deslizamento (ABRAMSON et al., 2001).

Em contrapartida, Duncan e Wright (2005) ressaltam a aplicabilidade desse método na análise de estabilidade onde a superfície de ruptura pode ser aproximada por um círculo, e destacam sua conveniência para cálculos manuais. No entanto, os autores afirmam que o método de Fellenius não é adequado para análises em função

de tensões efetivas com elevadas poropressões, justamente pelo fato de não considerar os efeitos interlamelares. A equação básica para o método de Fellenius é:

$$F_S = \frac{\sum[c'.l + (\gamma.h.\cos^2\alpha - u).l.\tan\varphi']}{\sum(\gamma.h.l.\cos\alpha.\sin\alpha)} \quad (14)$$

Duncan e Wright (2005) apresentam uma formulação para o método que promete torná-lo mais acurado para análises em termos de tensões efetivas, evitando resultados de tensões efetivas negativas ao longo da superfície de ruptura:

$$F_S = \frac{\sum[c'.l + (W.\cos\alpha - u.l.\cos^2\alpha).\tan\varphi']}{\sum(W.\sin\alpha)} \quad (15)$$

2.3.2.2 Método de Bishop simplificado

Assim como para o método ordinário de fatias, o método simplificado de Bishop também ignora os efeitos das forças entre fatias, assumindo que uma força normal ou horizontal é capaz de definir adequadamente essas forças interlamelares (BISHOP, 1955). Para o método, o balanço de forças verticais fornece, conforme Bishop (1955), a seguinte força normal em termos de tensões efetivas:

$$N' = \frac{W + X_n - X_{n-1} - l.\left(u.\cos\alpha + \frac{c'.\sin\alpha}{F_S}\right)}{\cos\alpha + \frac{\tan\varphi'.\sin\alpha}{F_S}} \quad (16)$$

Trata-se de uma situação iterativa, uma vez que não é possível isolar F_S . É usual, portanto, rearranjar o equacionamento adicionando um termo m_α , associado ao denominador da Equação (16):

$$m_\alpha = \cos\alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan\varphi' \cdot \tan\alpha}{F_S}\right) \quad (17)$$

De acordo com Bishop (1955), o fator m_α estabelece uma relação entre a força cisalhante na base da fatia e o fator de segurança. Além disso, o método simplificado

proposto considera que os efeitos interlamelares se anulam, sendo o fator de segurança:

$$F_S = \frac{\sum \left\{ \frac{1}{m_\alpha} \cdot [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \varphi'] \right\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha)} \quad (18)$$

Duncan e Wright (2005) reafirmam que, supondo-se que o solo está sob ruptura não drenada, a equação se transforma na mesma apresentada para o Método de Fellenius, exposta na Equação (13), uma vez que esses métodos consideram equilíbrio de momentos no ponto central do círculo que rege o deslizamento.

2.3.2.3 Método de Janbu simplificado

O método proposto por Janbu (1956, 1973) consiste em uma abordagem de rupturas de taludes com superfícies não necessariamente circulares, cujas fatias apresentam forças laterais horizontais, ou seja, ignorando as tensões cisalhantes interlamelares (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

Dessa forma, Janbu propôs a utilização de fatores de correção para contrabalancear os fatores de segurança obtidos pela presunção de forças interlamelares essencialmente horizontais (DUNCAN; WRIGHT, 2005), obtendo valores de F_S mais próximos aos relativos a métodos mais rigorosos.

A forma normal em termos efetivos para esse método é semelhante ao apresentado por Bishop. Assim, a equação proposta por Janbu (apud BROMHEAD, 1998) é, basicamente:

$$F_S = \frac{\sum \left\{ [c' \cdot b + (W + X_n - X_{n-1} - u \cdot b) \cdot \tan \varphi'] \cdot \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \varphi'}{F_S}} \right\}}{\sum (W \cdot \tan \alpha)} \quad (19)$$

Trata-se, também, de uma solução iterativa, já que a quantidade de equações manipuladas não é idêntica ou superior ao número de incógnitas. O efeito das forças interlamelares verticais também é desprezado. Portanto, admite-se trabalhar com modelagem semelhante ao método de Bishop simplificado, em função de m_α :

$$F_S = \frac{\sum \left\{ [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \varphi'] \cdot \frac{1}{m_\alpha \cdot \cos \alpha} \right\}}{\sum (W \cdot \tan \alpha)} \quad (20)$$

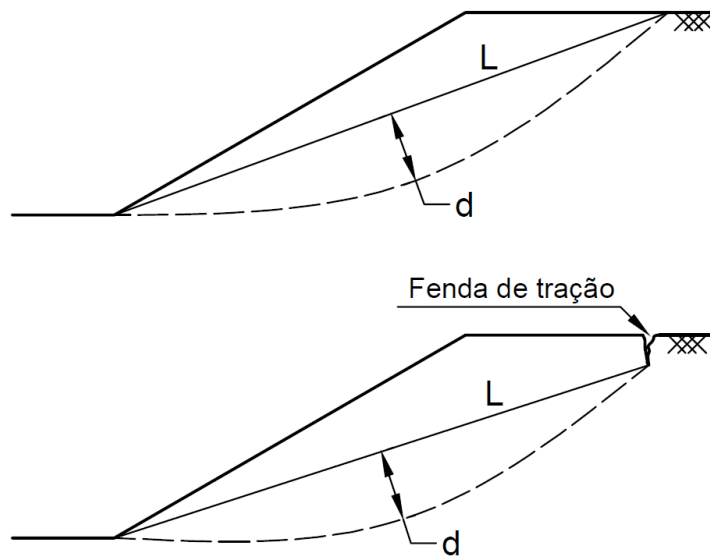
Analisando a equação para o método de Janbu simplificado com a de Bishop simplificado, percebe-se que os resultados obtidos são idênticos. No entanto, conforme Janbu (1956), o valor do fator de segurança deverá ser corrigido, conforme a seguinte relação:

$$F_{S,cor} = f_0 \cdot F_S \quad (21)$$

Sendo f_0 calculável em função das distâncias d e L , conforme a equação apresentada por Abramson et al. (2001):

$$f_0 = 1 + b_f \cdot \left[\frac{d}{L} - 1,4 \cdot \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (22)$$

Figura 20 – Relação geométrica para correção de F_S do método de Janbu.



Fonte: adaptado de Abramson et al. (2001, p. 362).

Onde o parâmetro b_f é função do tipo de solo:

- $b_f = 0,69$ para solos onde $\varphi' = 0^\circ$;
- $b_f = 0,31$ para solos onde $c' = 0$;
- $b_f = 0,50$ para demais solos.

Portanto, o que diferencia os métodos simplificados de Bishop e Janbu é apenas o fator f_0 .

2.3.2.4 Método de Spencer

De acordo com Nash (1987, apud STRAUSS, 1998), o método de Spencer foi inicialmente proposto para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser adaptado para superfícies com formas irregulares desde que se suponha centro de rotação fictício.

Segundo Spencer (1967), assume-se que as forças interlamelares são sempre paralelas entre si, sendo a relação entre as forças cisalhantes e normais entre fatias constante e dada pelo ângulo θ , formado com a horizontal:

$$\tan \theta = \frac{X_n}{E_n} \quad (23)$$

Assim, compreende-se a resultante de um par de forças interlamelares (Q) como o apresentado pelo autor:

$$Q = \frac{\frac{c' \cdot b}{F_s} \cdot \sec \alpha + \frac{\tan \varphi'}{F_s} \cdot (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) - W \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \cdot \left[1 + \frac{\tan \varphi' \cdot \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]} \quad (24)$$

Mas a soma das componentes vertical e horizontal dessas forças deverá ser nula, assim como a soma dos momentos em torno do centro de rotação do deslizamento, garantindo equilíbrio do maciço. Assumindo que as forças entre fatias são paralelas, o somatório de suas resultantes também é nulo. Desse modo, Spencer (1967) ressalta que a resolução é bem simplificada, bastando resolver duas equações:

$$\sum Q = 0 \quad (25)$$

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (26)$$

Evidentemente, o fator de segurança está implícito na modelagem matemática da resultante de forças interlamelares, sendo sua resolução iterativa. Spencer (1967) apresenta, ainda, o procedimento resolutivo de seu método:

- Definem-se diversos valores para θ e se encontram os valores que satisfazem o equilíbrio de forças relativo à Equação (25), os quais se denominam F_f ;
- Definem-se diversos valores para θ e se encontram os valores que satisfazem o equilíbrio de momentos relativo à Equação (26), os quais se denominam F_m ;
- Plotam-se curvas de F_f e F_m em função de θ em um mesmo gráfico, obtendo-se os valores do ponto de interseção delas, denominados F_i e θ_i . Este ponto representa o fator que satisfaz tanto o equilíbrio de momentos quanto o de forças.

Conforme Duncan e Wright (2005), o método de Spencer é o mais simples dos procedimentos que contemplam todas as condições de equilíbrio, apresentando ótima acurácia para quaisquer combinações de geometria de superfície de ruptura e perfil estratigráfico.

2.3.2.5 Método de Morgenstern e Price

Trata-se de um método cuja aplicação manual é inviável, dada a complexidade dos cálculos propostos devido ao elevado número de iterações necessárias, sendo indispensável o uso de computadores.

Morgenstern e Price (1965) propuseram um método similar ao de Spencer, mas assumindo que a inclinação da força interlamelar resultante não é constante, e sim varia de acordo com uma função arbitrária (ABRAMSON et al., 2001). Assim, a relação entre as forças interlamelares é:

$$\lambda \cdot f(x) = \frac{X}{E} \quad (27)$$

Onde:

λ parâmetro escalar resultante da solução de F_S ;
 $f(x)$ função arbitrária assumida relativa à largura da fatia.

Fredlund e Krahn (1977) apresentam alguns tipos de funções típicas que podem ser empregadas, tais como: função constante, senoidal (arco de seno, seno incompleto), trapezoidal, e especificada.

Caso seja assumida uma função nula, a solução será semelhante ao método de Bishop simplificado. Presumindo função constante, o resultado será idêntico ao método de Spencer. Desse modo, a vantagem da abordagem de Morgenstern e Price está na flexibilidade das considerações relativas à inclinação das forças entre fatias (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

O estudo de Fredlund e Krahn (1977) denominado “comparação de métodos de análise de estabilidade de taludes” verificou que os resultados para a hipótese de variação semi-senoidal (arco de seno) atingiam valores adequados para o fator de segurança, assim como funções constantes (método de Spencer). Desse modo, pode-se afirmar que a função-padrão para o método de Morgenstern e Price empregada em *softwares* de análise de estabilidade de taludes é a de arco de seno.

Enquanto a dedução e apresentação dos métodos previamente expostos se dá em termos de uma soma de n fatias, a abordagem proposta por Morgenstern e Price para seu método se dá em função de uma fatia infinitesimal, ou seja, o estudo dos autores está associado à integração e derivação. Conforme os autores, cada fatia possui os seguintes parâmetros, em função da largura x :

$$y = A \cdot x + B \quad (28)$$

$$\frac{dW}{dx} = p \cdot x + q \quad (29)$$

$$f = k \cdot x + m \quad (30)$$

Que resultam na relação:

$$(K \cdot x + L) \cdot \frac{dE}{dx} + K \cdot E = N \cdot x + P \quad (31)$$

Onde:

$$K = \lambda \cdot k \cdot \left(\frac{\tan \varphi'}{F_S} + A \right) \quad (32)$$

$$L = \lambda \cdot m \cdot \left(\frac{\tan \varphi'}{F_S} + A \right) + 1 - A \cdot \frac{\tan \varphi'}{F_S} \quad (33)$$

$$n = p \cdot \left[\frac{\tan \varphi'}{F_S} + A - r_u \cdot (1 + A^2) \cdot \frac{\tan \varphi'}{F_S} \right] \quad (34)$$

$$P = \frac{c'}{F_S} \cdot (1 + A^2) + q \cdot \left[\frac{\tan \varphi'}{F_S} + A - r_u \cdot (1 + A^2) \cdot \frac{\tan \varphi'}{F_S} \right] \quad (35)$$

A integração da Equação (31) fornece:

$$E(x) = \frac{1}{L + K \cdot x} \cdot \left[E_i \cdot L + \frac{N \cdot x^2}{2} + P \cdot x \right] \quad (36)$$

Assume-se que quando $x = 0$, $E = E_i$, da mesma forma que quando $x = x_n$, $E = E_n$. Supondo uma fatia com largura b , sendo $b = (x_{i+1} - x_i)$, tem-se:

$$E_{i+1} = \frac{1}{L + K \cdot b} \cdot \left[E_i \cdot L + \frac{N \cdot b^2}{2} + P \cdot b \right] \quad (37)$$

Conforme Morgenstern e Price (1965), o processo iterativo está intimamente associado à determinação dos parâmetros λ e F_S , que resultarão em E e X para cada fatia. As condições de contorno geralmente são:

$$M(x = x_0) = 0 \quad (38)$$

$$M(x = x_n) = 0 \quad (39)$$

$$E(x = x_0) = 0 \quad (40)$$

$$E(x = x_n) = 0 \quad (41)$$

Sendo o momento:

$$M(x) = \int_{x_0}^x \left(-P_w \cdot \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w \cdot (y - h)]_{x_0}^x + \int_{x_0}^x E \cdot \left(\lambda \cdot f - \frac{dy}{dx} \right) dx \quad (42)$$

De acordo com Bishop e Morgenstern (1960) é relevante trabalhar com a razão de propressão (r_u), definida como:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h} = \frac{u \cdot b}{W} \quad (43)$$

E, portanto, para Morgenstern e Price (1965), tem-se:

$$dN' = r_u \cdot dW \cdot \sec \alpha \quad (44)$$

As condições de contorno não são satisfeitas em uma primeira análise. Para tal, as iterações só finalizam quando os resultados estejam em consonância com essas condições. Como trata-se de condições relativas ao equilíbrio de forças e momentos, e se variam tanto F_S quanto λ , geram-se valores distintos para os fatores de segurança, assim como o que ocorre no método de Spencer. Desse modo, o fator de segurança do talude é obtido quando $F_f = F_m$.

2.3.3 Métodos probabilísticos

De acordo com Chowdhury et al. (2010), as análises probabilísticas de estabilidade de taludes devem ser consideradas complementares às análises determinísticas. Conforme os autores, engenheiros geotécnicos têm reconhecido cada vez mais a importância de abordagens probabilísticas para análise e tomada de decisão em problemas envolvendo a estabilidade de taludes.

Nesse sentido, faz-se necessária a compreensão de conceitos básicos de probabilidade e estatística, assim como de noções acerca de fontes de incertezas, as quais serão brevemente apresentadas na sequência. Serão abordados três métodos probabilísticos recorrentes para análise de estabilidade de taludes, ressaltando-se a existência de diversas outras metodologias e adaptações, assim como destacando o constante avanço nos estudos da área em questão.

2.3.3.1 Conceitos básicos de probabilidade e estatística

Conforme Chowdhury et al. (2010), ao empregar um modelo probabilístico para formular e resolver um problema, assume-se que o problema está associado a um ou mais fenômenos aleatórios. Parâmetros significativos e que influenciam nos

resultados do problema são considerados variáveis aleatórias, as quais podem ser discretas, contínuas, ou uma combinação de ambas (CHOWDHURY et al., 2010).

Variáveis aleatórias são comumente denotadas por letras maiúsculas (X, Y), enquanto os valores numéricos a elas associadas costumam ser denotados por letras minúsculas (x, y). A descrição de medidas de probabilidade relativas a todos os valores possíveis para uma variável aleatória é função de uma lei ou distribuição de probabilidade. Para variáveis aleatórias contínuas, essa lei ou distribuição é definida por uma função de densidade de probabilidade (PDF) (CHOWDHURY et al., 2010).

Se $f(x)$ é a PDF da variável aleatória X , então a probabilidade de X estar compreendida no intervalo entre a e b é:

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b f(x)dx \quad (45)$$

Uma lei ou distribuição de probabilidade também pode ser definida por uma função de distribuição cumulativa (CDF), conforme a Equação (46). Empregando-se uma CDF para tal, pode-se obter uma medida de probabilidade diretamente, ao passo que a determinação a partir de uma PDF se dá pelo cálculo da área sob $f(x)$ (CHOWDHURY et al., 2010).

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx \quad (46)$$

Assim, entende-se que a PDF é a derivada primeira da CDF:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (47)$$

Algumas das principais distribuições de probabilidade são:

- Normal;
- Log-normal;
- Uniforme contínua;
- Exponencial;
- Gama;

- Qui-quadrado;
- Weibul;
- Gumbel.

Se $f(x)$ é a PDF da variável aleatória X , a média (μ_X) ou valor esperado ($E(X)$) é definida pela seguinte equação:

$$E(X) = \mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f(x) dx \quad (48)$$

A média também é denominada “primeiro momento central”, ou simplesmente “primeiro momento” da variável aleatória (CHOWDHURY et al., 2010). A variância (σ_X^2), também denominada “segundo momento central”, ou apenas “segundo momento” da variável aleatória, descreve a extensão do intervalo da variável sobre a média, conforme a equação apresentada na sequência:

$$Var(X) = E[(X - \mu_X)^2] = \sigma_X^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f(x) dx \quad (49)$$

O desvio-padrão (σ_X) está associado com a variância pela seguinte relação:

$$\sigma_X = \sqrt{Var(X)} \quad (50)$$

Uma medida relativa da dispersão de uma variável aleatória é o seu coeficiente de variação (V_X), razão entre o desvio-padrão e a média:

$$V_X = CV_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (51)$$

Quando um par de variáveis aleatórias (X, Y) possui relação de interdependência, as variáveis são consideradas correlatas, e a covariância ($Cov(X, Y)$) pode ser calculada:

$$Cov(X, Y) = E[(X - \mu_X) \cdot (Y - \mu_Y)] \quad (52)$$

Nota-se que a covariância é muito semelhante à variância. Normalizando-se a covariância pelos desvios-padrão das variáveis aleatórias, obtém-se o coeficiente de correlação (ρ_{XY}), conforme a Equação (53).

$$\rho_{XY} = \text{Corr}(X, Y) = \frac{\text{Cov}(X, Y)}{\sigma_X \cdot \sigma_Y} \quad (53)$$

O coeficiente de variação apresenta valores entre 1 e -1. O caso em que " $\rho_{XY} = 1$ " indica uma correlação linear positiva entre as variáveis X e Y , implicando no aumento dos valores de Y com o aumento dos de X . Já quando " $\rho_{XY} = -1$ ", o que ocorre é uma correlação negativa, onde valores de Y aumentam com a redução de X . No caso onde " $\rho_{XY} = 0$ ", assume-se que ambas as variáveis são linearmente independentes.

2.3.3.2 Funções de densidade de probabilidade

A função densidade de probabilidade (PDF) define a distribuição de uma variável aleatória, podendo tomar diversas formas. Conforme Abramson et al. (2001), as PDF's mais empregadas na engenharia geotécnica são as distribuições normal e log-normal.

A distribuição normal, também conhecida como Gaussiana, é uma PDF contínua e simétrica, definida pela Equação (54), onde a variável aleatória pode assumir valores entre $-\infty$ e $+\infty$. A distribuição de Gauss é geralmente denotada por $N(\mu, \sigma^2)$.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma^2}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2} \quad (54)$$

Mesmo que o domínio da distribuição normal seja os números reais, as variáveis aleatórias tendem a se concentrar próximo da média, onde 68,27% dos valores são encontrados em um intervalo de $\pm 1\sigma$ da média, 95,45% em um intervalo de $\pm 2\sigma$ e 99,73% em um intervalo de $\pm 3\sigma$ (MONTGOMERY; RUNGER, 2009).

A crítica no emprego da distribuição normal na engenharia geotécnica se concentra no domínio da função, uma vez que a maioria dos parâmetros geotécnicos são estritamente não negativos (FENTON, 1999 apud SANDOVAL, 2012). Nesse

sentido, a distribuição log-normal pode se constituir em uma alternativa que melhor descreve esses parâmetros (SANDOVAL, 2012).

Para uma variável aleatória “X” distribuída log-normalmente, com média (μ_X) e desvio-padrão (σ_X), o seu logaritmo natural “ $\ln X = Y$ ” será normalmente distribuído (ABRAMSON et al, 2001). Dessa forma, a equação que representa a PDF de uma distribuição Gaussiana é modificada, empregando valores transformados para a média ($\mu_{\ln X}$) e o desvio-padrão ($\sigma_{\ln X}$), conforme as equações subsequentes:

$$\sigma_{\ln X} = \sqrt{\ln(1 + V_X^2)} \quad (55)$$

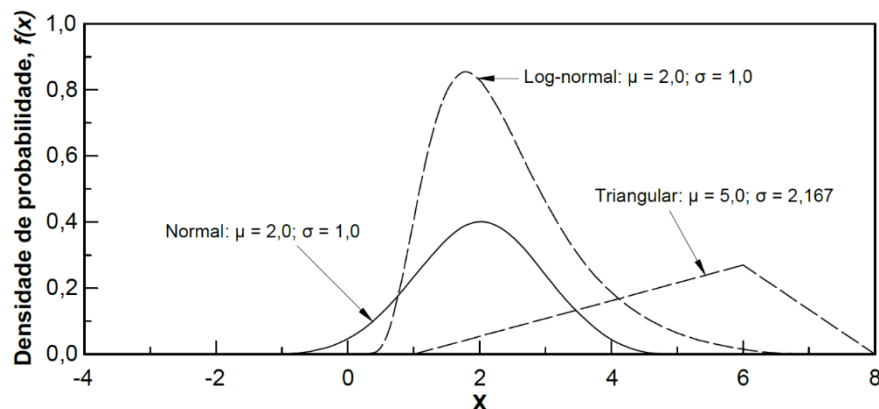
$$\mu_{\ln X} = \ln(\mu_X) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln X}^2 \quad (56)$$

A PDF de uma distribuição log-normal é, portanto, dada pela Equação (57). O domínio da distribuição log-normal são os números reais positivos, ou seja, a faixa entre 0 e $+\infty$, não incluindo valores negativos.

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma_{\ln X} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}} \right)^2} \quad (57)$$

Mesmo que a distribuição log-normal se constitua em relevante PDF para modelagem de parâmetros geotécnicos por não incluir valores negativos para as variáveis aleatórias, o domínio dessa função se estende ao infinito, e valores excessivamente elevados podem ser obtidos. Nesse sentido, Abramson et al. (2001) ressaltam o avanço no emprego de distribuições triangulares para essa finalidade, as quais permitem especificar os limites efetivos para os valores das variáveis aleatórias.

Figura 21 – Comparação entre PDF's normal, log-normal e triangular.



Fonte: adaptado de Abramson et al. (2001, p. 423).

2.3.3.3 Confiabilidade e probabilidade de falha

Como resultado de uma análise probabilística de estabilidade de taludes, obtêm-se valores para o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (P_f). Esses indicadores de performance estão associados com a faixa de variação relativa ao fator de segurança (F_S), distribuído em uma PDF, fruto da análise pelo método probabilístico empregado, a partir dos parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias que influem no resultado do F_S (ABRAMSON et al., 2001; CHOWDHURY et al., 2010).

Conforme ressaltam Duncan e Wright (2005), um evento cuja probabilidade de ocorrência é descrita como probabilidade de falha ou ruptura não é necessariamente um evento catastrófico. Nesse sentido, USACE (1998, apud DUNCAN; WRIGHT, 2005) sugere o emprego do termo “probabilidade de desempenho insatisfatório”, reconhecendo eventuais interpretações inadequadas dos termos “falha” ou “ruptura”.

O índice de confiabilidade descreve a segurança como uma medida do número de desvios-padrão que separam a melhor estimativa do parâmetro em questão e seu valor crítico determinado (ABRAMSON et al., 2001). Graficamente, este índice é um fator que, quando multiplicado pelo desvio-padrão, mede a distância entre o valor crítico presumido e a média do parâmetro em análise.

Supondo-se uma PDF normal e a obtenção do fator de segurança (F_S), o índice de confiabilidade (β) é definido pela Equação (58). Considerando o emprego de uma PDF log-normal, o índice de confiabilidade por ser calculado pela Equação (59).

$$\beta = \frac{|F_S - \mu_{F_S}|}{\sigma_{F_S}} \quad (58)$$

$$\beta = \frac{|\ln(F_S) - \mu_{\ln F_S}|}{\sigma_{\ln F_S}} \quad (59)$$

A partir do índice de confiabilidade, pode-se determinar a probabilidade de falha de um problema envolvendo a estabilidade de taludes (DUNCAN; WRIGHT, 2005). Considerando a CDF da distribuição normal (ϕ), entende-se que a probabilidade de falha (P_f) pode ser calculada conforme a Equação (60) (ABRAMSON et al., 2001).

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (60)$$

USACE (1997, apud ABRAMSON et al., 2001) apresenta uma relação entre o índice de confiabilidade, a probabilidade de desempenho insatisfatório e o nível de performance esperado para a análise probabilística executada (Tabela 2).

Tabela 2 – Nível de performance esperado em função de β e P_f .

NÍVEL DE PERFORMANCE ESPERADO	ÍNDICE DE CONFIABILIDADE (β)	PROBABILIDADE DE DESEMPENHO INSATISFATÓRIO (P_f)
Elevado	5,0	0,0000287%
Bom	4,0	0,00317%
Acima da média	3,0	0,135%
Abaixo da média	2,5	0,621%
Ruim	2,0	2,275%
Insatisfatório	1,5	6,681%
Perigoso	1,0	15,866%

Fonte: adaptado de USACE (1997, apud ABRAMSON et al., 2001, p. 427).

2.3.3.4 Fontes de incertezas

A presença de incertezas é recorrente nas mais diversas áreas da engenharia, não sendo diferente na engenharia geotécnica. Morgenstern (1995, apud SILVA, 2016) subdividiu a incerteza geotécnica em três categorias, as quais:

- Incerteza dos parâmetros: trata-se de incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos, como resistência ao cisalhamento, poropressão e compressibilidade, os quais estão relacionados com a variabilidade espacial das propriedades do solo, erros aleatórios nas medições e limitações da amostragem;
- Incerteza do modelo: trata-se de incertezas associadas às limitações dos modelos empregados, de origem numérica ou teórico-conceitual;
- Incerteza humana: trata-se de incertezas associadas a enganos humanos, geralmente imprevisíveis e aleatórias.

Abramson et al. (2001) elenca os seguintes itens como incertezas relacionadas à problemas envolvendo a estabilidade de taludes:

- Topografia local;
- Estratigrafia local e variabilidade espacial;
- Origens geológicas e características dos materiais subsuperficiais;
- Níveis freáticos;
- Características *in situ* do solo ou rocha;
- Parâmetros de engenharia;
- Comportamento do solo ou rocha;
- Previsão de futuras solicitações de origem externa;
- Previsão de futuros eventos sísmicos;
- Previsão de poropressões induzidas por precipitações futuras.

As análises probabilísticas geralmente assumem como variáveis aleatórias os parâmetros relativos ao solo, as cargas atuantes, a geometria do terreno e o nível freático (ABRAMSON et al., 2001; FABRÍCIO, 2006). Conforme Abramson et al. (2001), em análises determinísticas esses parâmetros apresentam valores únicos, enquanto em análises probabilísticas dispõem de um intervalo de valores.

Este intervalo de valores pode ser estimado em função de coeficientes de variação recomendados por diversos autores na área da geotecnia, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Coeficientes de variação de algumas propriedades dos solos.

PROPRIEDADE DO SOLO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (CV)	REFERÊNCIAS
Peso específico (γ)	3% – 7%	Harr (1987), Kulhawy (1992)
Peso específico submerso (γ_{sub})	0% – 10%	Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)
Coesão efetiva (c')	20% – 80%	Pacheco (1990), Sandroni e Sayão (1992)
Ângulo de atrito efetivo (φ')	2% – 13%	Harr (1987), Kulhawy (1992), Duncan (2000)
Resistência não drenada (S_U)	13% – 40%	Harr (1987), Kulhawy (1992), Lacasse e Nadim (1997)
Razão de resistência não drenada (S_U/σ'_p)	5% – 15%	Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)

Fonte: adaptado de Duncan e Wright (2005, p. 203); Costa (2005, p. 131).

O intervalo de valores para parâmetros geotécnicos pode ser estimado também pela “regra dos três desvios-padrão” (ABRAMSON et al., 2001; DUNCAN; WRIGHT, 2005). De acordo com Dai e Wang (1992, apud DUNCAN; WRIGHT, 2005), esta regra está associada ao fato de que 99,73% de todos os valores de um parâmetro normalmente distribuído estão dentro de três desvios-padrão da média.

Assumindo-se um maior valor concebível ($X_{máx}$) e um menor valor concebível ($X_{mín}$) para um parâmetro geotécnico, o desvio-padrão pode ser estimado pela “regra dos três desvios-padrão”, conforme a Equação (61).

$$\sigma = \frac{X_{máx} - X_{mín}}{6} \quad (61)$$

No entanto, se a diferença entre $X_{máx}$ e $X_{mín}$ for muito pequena, os valores dos coeficientes de variação também serão muito pequenos, resultando em um viés pouco conservador na análise de confiabilidade (DUNCAN et al., 2005). A partir de análises estatísticas, alguns autores, como Duncan (2000, apud ABRAMSON et al., 2001) e Christian e Baecher (2001, apud DUNCAN et al., 2005), recomendam reescrever a Equação (61) dividindo a faixa entre $X_{máx}$ e $X_{mín}$ por 4 ao invés de 6 (Equação (62)).

$$\sigma = \frac{X_{máx} - X_{mín}}{4} \quad (62)$$

2.3.3.5 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)

Assumindo-se o fator de segurança (F_S) como uma função de performance $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ que envolve parâmetros básicos e variáveis aleatórias, essa função pode ser expandida como uma série de Taylor, de modo com que apenas os termos de primeira ordem (lineares) são mantidos, e somente os dois primeiros momentos (média e desvio-padrão) são considerados (USACE, 1997; ABRAMSON et al., 2001; CHOWDHURY et al., 2010).

Supondo que a função de performance é expandida em torno dos valores esperados (médios) das variáveis aleatórias independentes como uma série de Taylor da função g em μ_X , tem-se:

$$g(X) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{g^{(n)}(\mu_X)}{n!} (X - \mu_X)^n \quad (63)$$

$$g(X) = g(\mu_X) + \frac{g'(\mu_X)}{1!} (X - \mu_X) + \frac{g''(\mu_X)}{2!} (X - \mu_X)^2 + \dots + \frac{g^{(n)}(\mu_X)}{n!} (X - \mu_X)^n \quad (64)$$

$$E(F_S) = \mu_{F_S} \approx g[E(X_1), E(X_2), \dots, E(X_n)] \quad (65)$$

Para o caso em que um par de variáveis aleatórias apresenta alguma dependência ($\rho_{X_i X_j} \neq 0$), o valor esperado pode ser aproximado pela seguinte equação:

$$E(F_S) = \mu_{F_S} \approx g[E(X_1), E(X_2), \dots, E(X_n)] + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \frac{\partial^2 F_S}{\partial X_i \partial X_j} Cov(X_i, X_j) \quad (66)$$

A série de Taylor também pode ser usada para estimar a variância da resposta da função de performance às variáveis aleatórias, limitando a série apenas aos termos de primeira ordem, conforme a equação subsequente:

$$Var(F_S) = \sigma_{F_S}^2 \approx \sum_{i=1}^k \left[\left(\frac{\partial F_S}{\partial X_i} \right)^2 Var(X_i) \right] + 2 \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \left[\left(\frac{\partial F_S}{\partial X_i} \frac{\partial F_S}{\partial X_j} \right) Cov(X_i, X_j) \right] \quad (67)$$

Conforme Chowdhury et al. (2010), quando as aproximações de primeira ordem são avaliadas nos valores médios das variáveis, o FOSM muitas vezes é referido como Método do Segundo Momento de Primeira Ordem do Valor Médio (MFOSM), ou simplesmente como Método da Série de Taylor.

De acordo com Abramson et al. (2001), ainda que esse método apresente resultados excelentes para funções lineares, as aproximações de primeira ordem introduzem erros para funções de performance não lineares, como para funções tipicamente empregadas na determinação do F_S .

Dessa forma, USACE (1997) ressalta que embora a derivada em um ponto seja avaliada com mais precisão empregando um incremento muito pequeno, avaliar a mesma em uma faixa de um desvio-padrão para mais e para menos pode representar satisfatoriamente parte do comportamento não linear da função em uma faixa de valores prováveis, conforme as equações apresentadas na sequência.

$$\frac{\partial F_S}{\partial X_1} = \frac{g(X_1 + \sigma_1, X_2, \dots, X_n) - g(X_1 - \sigma_1, X_2, \dots, X_n)}{2\sigma_1} = \frac{\Delta F_{S,1}}{2\sigma_1} \quad (68)$$

$$\frac{\partial F_S}{\partial X_2} = \frac{g(X_1, X_2 + \sigma_2, \dots, X_n) - g(X_1, X_2 - \sigma_2, \dots, X_n)}{2\sigma_2} = \frac{\Delta F_{S,2}}{2\sigma_2} \quad (69)$$

$$\frac{\partial F_S}{\partial X_n} = \frac{g(X_1, X_2, \dots, X_n + \sigma_n) - g(X_1, X_2, \dots, X_n - \sigma_n)}{2\sigma_n} = \frac{\Delta F_{S,n}}{2\sigma_n} \quad (70)$$

As variáveis aleatórias (X_n) são os valores esperados (médias) dos parâmetros tidos como variáveis aleatórias, e as diferenças $\Delta F_{S,n}$ são obtidas a partir de um desvio-padrão para mais e um para menos de uma variável (ABRAMSON et al., 2001). Elevando-se essa expressão matemática ao quadrado e multiplicando pela variância, o desvio-padrão no denominador da equação cancela a variância, resultando na Equação (71) (USACE, 1997).

$$\left(\frac{\partial F_S}{\partial X_n}\right)^2 Var(X_n) = \left(\frac{\Delta F_{S,n}}{2\sigma_n}\right)^2 \sigma_n^2 = \frac{1}{4} (\Delta F_{S,n})^2 \quad (71)$$

Dessa forma, para variáveis aleatórias independentes, a variância é calculável pela Equação (72). Considerando variáveis dependentes, usa-se a Equação (73).

$$Var(F_S) = \sigma_{F_S}^2 \approx \frac{1}{4} \sum_{i=1}^k (\Delta F_{S,i})^2 \quad (72)$$

$$Var(F_S) = \sigma_{F_S}^2 \approx \frac{1}{4} \sum_{i=1}^k (\Delta F_{S,i})^2 + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k (\Delta F_{S,i} \cdot \Delta F_{S,j} \cdot \rho_{ij}) \quad (73)$$

De acordo com Abramson et al. (2001), empregando-se essa versão do FOSM, a função de performance deverá ser avaliada uma vez para o valor esperado e $2n$ vezes para n variáveis aleatórias, totalizando “ $2n + 1$ ” análises. Ressalta-se, ainda, os erros de modelagem do método, os quais estão associados aos erros para funções de performance não lineares induzidos pelas aproximações de primeira ordem e truncamento dos demais termos da série de Taylor (USACE, 1997; ABRAMSON et al., 2001; BAECHER; CHRISTIAN, 2003).

2.3.3.6 Método das Estimativas Pontuais (PEM)

Rosenblueth (1975) propôs um método para aproximar numericamente os momentos de funções com variáveis aleatórias (BAECHER; CHRISTIAN, 2003). Neste método, os valores discretos da função de performance são avaliados nas médias das variáveis, acrescidos e subtraídos em um desvio-padrão com relação aos valores médios (CHOWDHURY, 2010).

De acordo com Chowdhury et al. (2010), a partir desses valores são obtidos os momentos estatísticos da função de performance, empregando-se equações simples envolvendo a adição de dois termos caso haja apenas uma variável aleatória, quatro termos se houverem duas variáveis aleatórias e nove termos para três variáveis aleatórias, ou seja, a adição de 2^n termos a cada n variável aleatória.

Em termos práticos, o método modela uma variável contínua como discreta, associando os pontos acrescidos e diminuídos em um desvio-padrão com concentrações de probabilidade (USACE, 1997; FLORES, 2008). Considerando que a função de performance (fator de segurança) é função de duas variáveis aleatórias (X_1, X_2) , a primeira etapa do PEM é a verificação do valor de F_S para as quatro combinações únicas das variáveis aleatórias.

$$F_S = g(X_1, X_2) \quad (74)$$

$$F_{S,++} = g[(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} + \sigma_{X_2})] \quad (75)$$

$$F_{S,+ -} = g[(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} - \sigma_{X_2})] \quad (76)$$

$$F_{S,- +} = g[(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} + \sigma_{X_2})] \quad (77)$$

$$F_{S,--} = g[(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} - \sigma_{X_2})] \quad (78)$$

A partir da verificação dos valores de F_S para as combinações apresentadas, determina-se o valor esperado do F_S por meio da Equação (79), onde são empregados coeficientes de ponderação, os quais representam as concentrações de probabilidade (Equações (80) e (81)).

$$E(F_S) = \mu_{F_S} = P_{++} \cdot F_{S,++} + P_{+-} \cdot F_{S,+ -} + P_{-+} \cdot F_{S,- +} + P_{--} \cdot F_{S,--} \quad (79)$$

$$P_{++} = P_{--} = \frac{1}{4} (1 + \rho_{X_1, X_2}) \quad (80)$$

$$P_{+-} = P_{-+} = \frac{1}{4} (1 - \rho_{X_1, X_2}) \quad (81)$$

A variância de F_S é dada pela Equação (82), sendo $E(F_S^2)$ calculado pela Equação (83).

$$Var(F_S) = \sigma_{F_S}^2 = E(F_S^2) - [E(F_S)]^2 \quad (82)$$

$$E(F_S^2) = P_{+++} \cdot F_{S,+++}^2 + P_{++-} \cdot F_{S,++-}^2 + P_{+-+} \cdot F_{S,+-+}^2 + P_{---} \cdot F_{S,---}^2 \quad (83)$$

Considerando que a função de performance (fator de segurança) é função de três variáveis aleatórias (X_1, X_2, X_3), será necessário avaliar oito combinações únicas das variáveis aleatórias, e o método se resume nas equações subsequentes.

$$F_S = g(X_1, X_2, X_3) \quad (84)$$

$$F_{S,+++} = g[(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} + \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} + \sigma_{X_3})] \quad (85)$$

$$F_{S,++-} = g[(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} + \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} - \sigma_{X_3})] \quad (86)$$

$$F_{S,+--} = g[(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} - \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} + \sigma_{X_3})] \quad (87)$$

$$F_{S,+-+} = g[(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} - \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} - \sigma_{X_3})] \quad (88)$$

$$F_{S,-++} = g[(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} + \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} + \sigma_{X_3})] \quad (89)$$

$$F_{S,-+-} = g[(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} + \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} - \sigma_{X_3})] \quad (90)$$

$$F_{S,--++} = g[(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} - \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} + \sigma_{X_3})] \quad (91)$$

$$F_{S,----} = g[(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}), (\mu_{X_2} - \sigma_{X_2}), (\mu_{X_3} - \sigma_{X_3})] \quad (92)$$

$$P_{+++} = P_{---} = \frac{1}{8} (1 + \rho_{X_1, X_2} + \rho_{X_2, X_3} + \rho_{X_3, X_1}) \quad (93)$$

$$P_{++-} = P_{--+} = \frac{1}{8} (1 + \rho_{X_1, X_2} - \rho_{X_2, X_3} - \rho_{X_3, X_1}) \quad (94)$$

$$P_{+--} = P_{-+-} = \frac{1}{8} (1 - \rho_{X_1, X_2} - \rho_{X_2, X_3} + \rho_{X_3, X_1}) \quad (95)$$

$$P_{+-+} = P_{-++} = \frac{1}{8} (1 - \rho_{X_1, X_2} + \rho_{X_2, X_3} - \rho_{X_3, X_1}) \quad (96)$$

O valor esperado para F_S , nesse caso, é resultado de oito produtos, conforme a Equação (97).

$$E(F_S) = \mu_{F_S} = P_{+++} \cdot F_{S,+++} + P_{++-} \cdot F_{S,++-} + P_{+-+} \cdot F_{S,+-+} + P_{+--} \cdot F_{S,+--} \\ + P_{-++} \cdot F_{S,-++} + P_{-+-} \cdot F_{S,-+-} + P_{--+} \cdot F_{S,--++} + P_{----} \cdot F_{S,----} \quad (97)$$

Independentemente do número de variáveis aleatórias, a variância continua sendo dada pela Equação (82). Para mais de três variáveis aleatórias, o método se torna relativamente mais dispendioso, mas mantém a mesma lógica apresentada para duas e três variáveis (CHOWDHURY et al., 2010).

Supondo-se a inexistência de dependência entre todas as variáveis aleatórias ($\rho_{X_i X_j} = 0$), o método se torna mais simples, uma vez que as concentrações de probabilidade se mantêm idênticas para quaisquer combinações únicas das variáveis

aleatórias, podendo-se empregar a equação subsequente, onde n é o número de variáveis aleatórias assumidas.

$$P = \frac{1}{2^n} \quad (98)$$

2.3.3.7 Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM)

O Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM) é um processo numérico que consiste em calcular repetitivamente um operador matemático ou empírico (função de performance) cujas variáveis são aleatórias ou contêm incertezas, baseando-se em distribuições de probabilidade predeterminadas (ANG; TANG, 2007).

Conforme Ang e Tang (2007), o resultado numérico de cada repetição desse processo deve ser considerado como uma amostra da solução real. Quando variáveis aleatórias são envolvidas no processo, seus valores são amostrados das respectivas distribuições de probabilidade em cada repetição.

Chowdhury et al. (2010) afirmam que o MSM é conhecido e empregado há várias décadas em problemas de engenharia, com destaque na engenharia geotécnica. De acordo com Baecher e Christian (2003), o MSM é muito adequado em situações em que existem muitas variáveis independentes, ou em que a função de performance é fortemente não-linear, o que torna sua integração difícil, caso da maioria das equações para determinação do F_S em estabilidade de taludes.

A partir de uma elevada quantidade de repetições do processo, a distribuição de probabilidade da função de performance é obtida, possibilitando a determinação dos dois primeiros momentos estatísticos, assim como da probabilidade de falha ou desempenho insatisfatório (USACE, 1997; CHOWDHURY et al., 2010). Segundo Abramson et al. (2001), a PDF e a CDF da função de performance (F_S) são obtidas a partir de um histograma com os resultados das análises executadas pelo MSM.

A precisão dos resultados aumenta à medida em que há incremento do número de análises (ANG; TANG, 2007; CHOWDHURY et al., 2010). Abramson et al. (2001) evidenciam que o número mínimo de análises requeridas em uma simulação de Monte-Carlo depende do número de variáveis aleatórias e do nível de confiança desejado. Harr (1987, apud SANDOVAL, 2012) apresenta a seguinte equação para estimativa do número mínimo de análises requeridas pelo MSM:

$$N_{\min,MSM} = \left[\frac{d^2}{4 \cdot (1 - \varepsilon)^2} \right]^m \quad (99)$$

Onde:

- $N_{\min,MSM}$ número mínimo de análises requeridas pelo MSM;
 d desvio-padrão normal relativo ao nível de confiança;
 ε nível de confiança (0-100%) desejado para o MSM;
 m número de variáveis aleatórias de entrada.

Supondo-se nível de confiança de 95%, o desvio-padrão normal associado a este nível equivale a aproximadamente 1,960, e o número mínimo de análises necessárias é de 385 para uma variável aleatória, 147.569 para duas variáveis e 56.693.913 para três variáveis. A Tabela 4 apresenta o número de análises necessárias para alguns níveis de confiança e até quatro variáveis aleatórias.

Tabela 4 – Número mínimo de análises pelo MSM e nível de confiança.

NÍVEL DE CONFIANÇA	DESVIO-PADRÃO NORMAL	NÚMERO MÍNIMO DE ANÁLISES REQUERIDAS PELO MSM			
		$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$	$m = 4$
80%	1,28155	11	106	1082	11103
85%	1,43953	24	531	12207	$2,81 \times 10^5$
90%	1,64485	68	4575	$3,09 \times 10^5$	$2,09 \times 10^7$
95%	1,95996	385	$1,48 \times 10^5$	$5,67 \times 10^7$	$2,18 \times 10^{10}$
99%	2,57583	16588	$2,75 \times 10^8$	$4,56 \times 10^{12}$	$7,57 \times 10^{16}$

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Dessa forma, o MSM pode se tornar um método de difícil aplicação para problemas com análises muito complexas ou que envolvam elevado nível de confiança ou grande número de variáveis aleatórias (BAECHER; CHRISTIAN, 2003; SANDOVAL, 2012). Ang e Tang (2007) ressaltam que a solução numérica obtida por uma simulação de Monte-Carlo deve diferir levemente de outra simulação com o mesmo número de análises, ou seja, os resultados obtidos para simulações de um mesmo problema tendem a ser sempre diferentes.

Simulações que envolvem a geração de números aleatórios requerem métodos de geração desses valores. Para tal, Baecher e Christian (2003) recomendam a consulta da literatura específica apresentada em Rubinstein (1981),

Kahaner et al. (1989), Press et al. (1992), Fishman (1995) e Knuth (1997). Abramson et al. (2001) abordam brevemente o método proposto por Box e Muller (1958).

Conforme Baecher e Christian (2003), o conceito de “série de números aleatórios uniformemente distribuídos” é complexo, apesar de parecer trivial. Segundo os autores, estatísticos desenvolveram um conjunto de critérios que devem ser satisfeitos para que uma sequência numérica seja verdadeiramente aleatória.

Primeiramente, os números devem ser distribuídos uniformemente ao longo do intervalo de definição, empregando-se testes como os de χ^2 (qui-quadrado) e o de Kolmogorov-Smirnov para essa verificação. Em seguida, deve-se garantir que quaisquer valores na sequência numérica sejam estatisticamente independentes entre si (BAECHER; CHRISTIAN, 2003).

Ainda de acordo com Baecher e Christian (2003), as sequências numéricas mais empregadas não são plenamente aleatórias, mas determinadas por algoritmos computacionais (empregando métodos como o das congruências lineares), sendo esses números denominados “pseudoaleatórios”.

Chowdhury et al. (2010) destacam a aplicabilidade do MSM quando há presença de variáveis correlacionadas, ou seja, não-independentes ($\rho_{X_i X_j} \neq 0$), conforme demonstrado por Nguyen e Chowdhury (1984, 1985). Nestes casos, os sistemas de números aleatórios devem possibilitar a geração de sequências correlacionadas (BAECHER; CHRISTIAN, 2003).

Testes laboratoriais realizados em uma vasta variedade de solos apontam que a coesão e o ângulo de atrito geralmente são parâmetros negativamente correlacionados, com faixa de variação geralmente entre -0,72 e 0,35 (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2021). Wang e Akeju (2016) apresentam um exemplo prático onde o coeficiente de correlação obtido para esses parâmetros foi -0,92, distanciando-se do intervalo de variação usual.

Os métodos para consideração de variáveis correlacionadas no MSM não são objeto do presente trabalho. Informações relevantes podem ser encontradas em Baecher e Christian (2003), que abordam um método baseado na decomposição (fatoração) de Cholesky, assim como uma simplificação de um caso específico para duas variáveis aleatórias externado por Morgan e Henrion (1990).

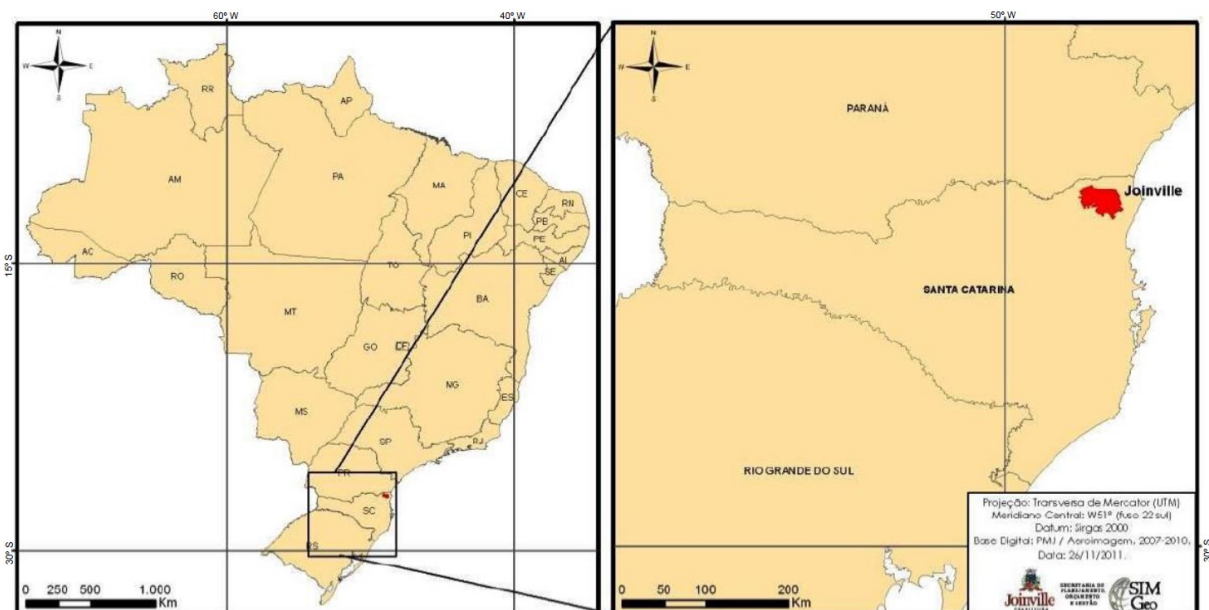
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

Este capítulo tem como objetivo caracterizar a área de estudo do presente trabalho. Para tal, apresentam-se dados gerais acerca da localização do talude estudado, assim como um panorama básico sobre o município de Joinville. Na sequência, são apresentados dados topográficos do terreno pertencente à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) e do talude em questão, assim como é abordado acerca de aspectos geológicos, pedológicos e geomorfológicos locais.

3.1 LOCALIZAÇÃO E PANORAMA MUNICIPAL

O talude analisado neste trabalho está localizado em um terreno pertencente à UFSC nas margens da BR-101, entre os quilômetros 51 e 53, em um trecho denominado “Curva do Arroz” na porção sul do município de Joinville, na microrregião homônima e mesorregião do Norte Catarinense. A Figura 22 apresenta a localização do município de Joinville, enquanto a Figura 23 dispõe a localização do talude objeto.

Figura 22 – Localização do município de Joinville.

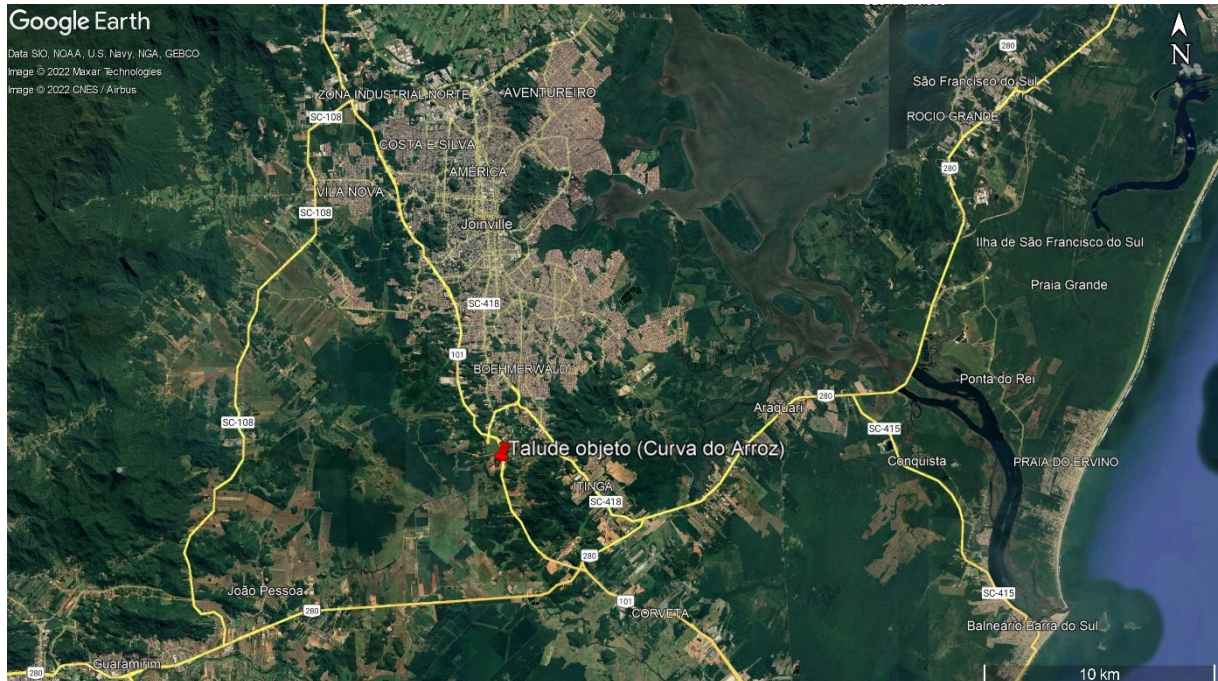


Fonte: adaptado de Uberti (2011, apud POSSAMAI, 2016).

De acordo com estimativas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) para 2021, o município de Joinville é o mais populoso do estado de Santa

Catarina, com 604.708 habitantes, totalizando densidade demográfica de 536,11 hab./km². Ainda conforme o IBGE (2022), Joinville possui área total de 1.127,947 km², tornando-a a décima maior cidade do estado neste quesito.

Figura 23 – Localização do talude objeto.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

3.2 TOPOGRAFIA

Dalmolin (2018) realizou um levantamento aerofotogramétrico georreferenciado no terreno pertencente à UFSC entre os dias 25 e 30 de abril de 2018, possibilitando a obtenção de Modelo Digital de Terreno (MDT) e ortofoto da região onde se localiza o talude estudado neste trabalho, conforme a Figura 24 e a Figura 25.

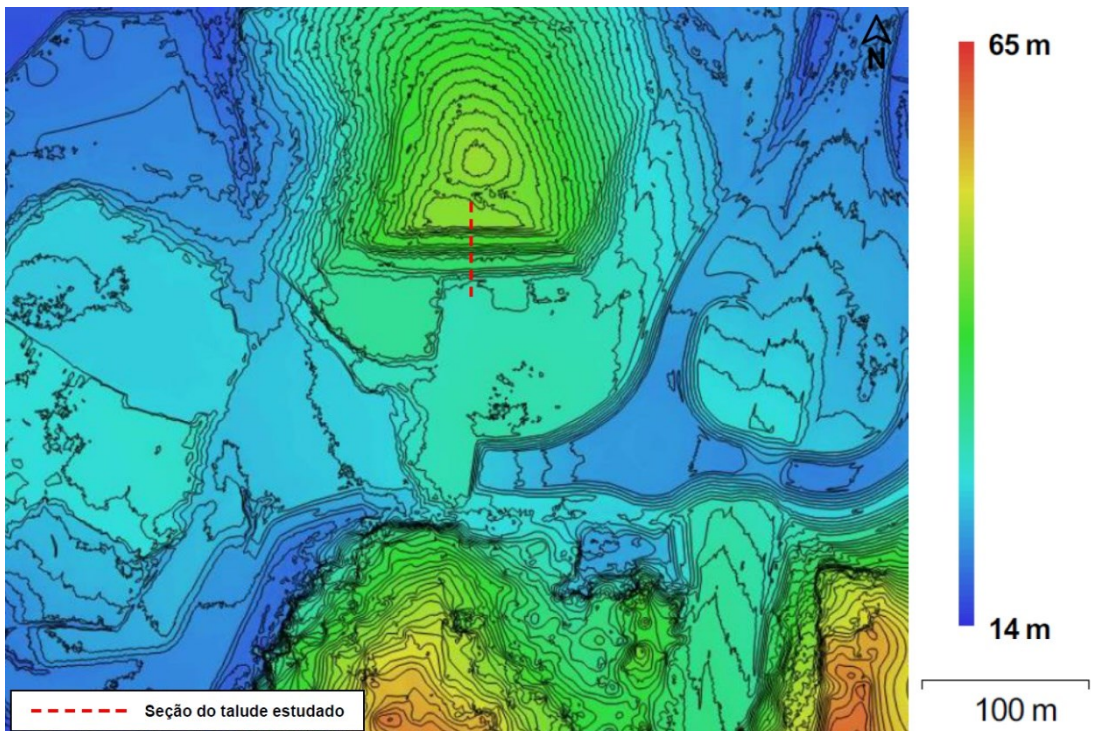
A partir do MDT e das curvas de nível para o terreno em questão, obteve-se a seção-tipo do talude objeto, apresentada na Figura 26. O talude foi obtido em corte e possui altura total de 16 metros, desenvolvendo-se entre as cotas de 21 m e 37 m, com duas banquetas e três rampas ao longo de sua extensão.

Figura 24 – Ortofoto de parte do terreno da UFSC na Curva do Arroz.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

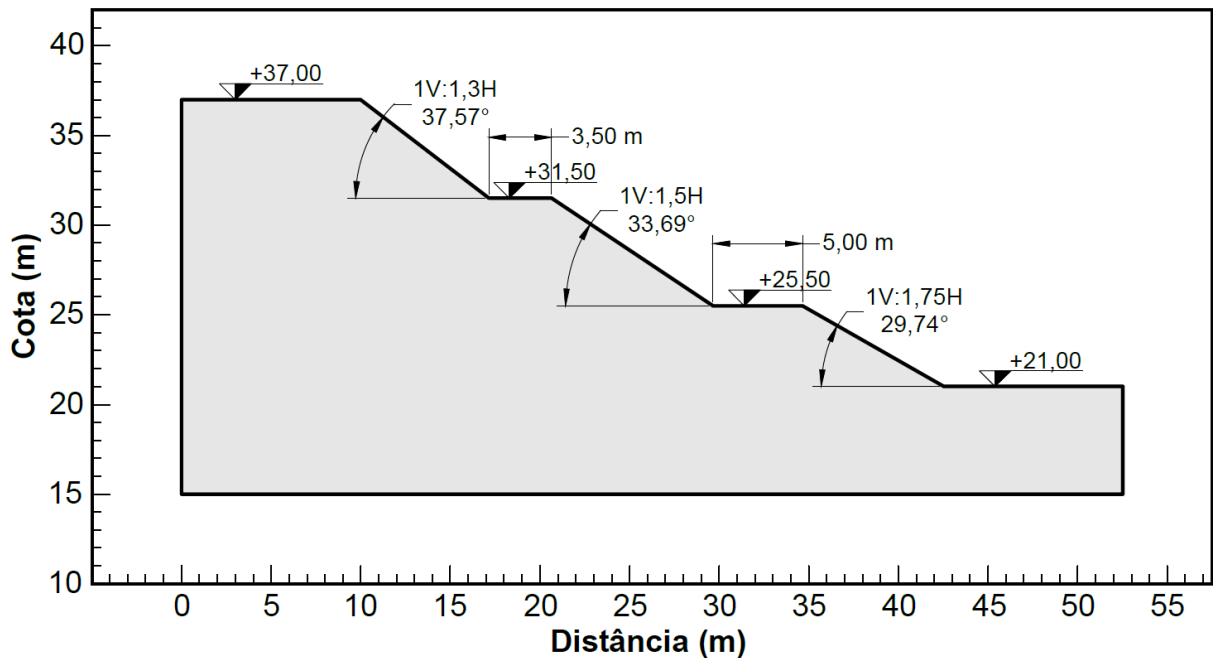
Figura 25 – MDT de parte do terreno da UFSC na Curva do Arroz.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Neste talude estão dispostas três rampas com declividades distintas: a rampa inferior apresenta inclinação de 1V:1,75H (29,74°), a intermediária possui declividade de 1V:1,5H (33,69°) e a superior de 1V:1,3H (37,57°). A banqueta inferior se estende por 5 metros, enquanto a superior tem 3,5 metros de largura. A topografia adjacente à crista e ao pé do talude apresenta pouca declividade, assumindo-se estas regiões como aproximadamente planas.

Figura 26 – Seção-tipo do talude estudado.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

3.3 ASPECTOS GEOLÓGICOS, PEDOLÓGICOS E GEOMORFOLÓGICOS

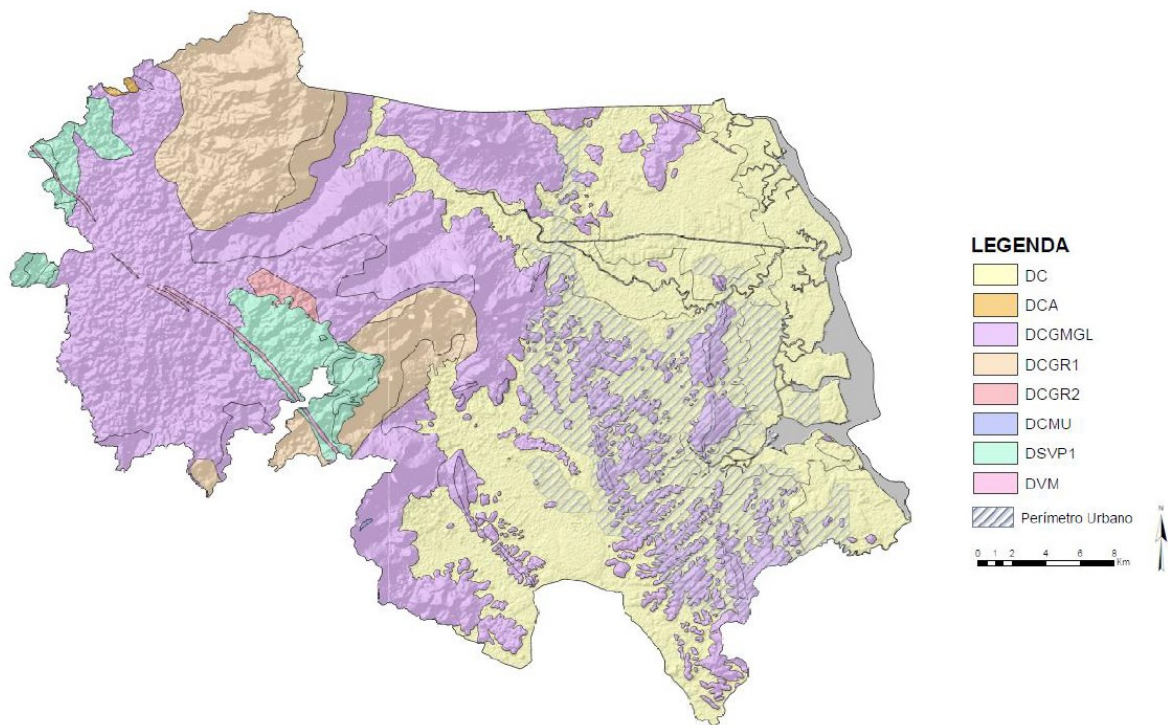
O município de Joinville está predominantemente inserido em duas unidades hidroestratigráficas: Sedimentos Cenozoicos e Embasamento Cristalino. Conforme a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM, 2013), a Unidade Hidroestratigráfica Sedimentos Cenozoicos está distribuída ao longo de toda a faixa litorânea atlântica do estado de Santa Catarina, com eventuais interrupções pouco significativas e geralmente associadas com unidades do embasamento cristalino.

Resultado das diversas condições deposicionais, esta unidade hidroestratigráfica apresenta diversos conjuntos litológicos, como leques aluviais, depósitos aluvionares (ocasionalmente associados com depósitos paleolagunares, praias marinhos e/ou eólicos), fluviais (predominantemente de fundo de canal, de

planície de inundação, de rompimento de diques marginais e de meandro), fluvio-deltaico-marinhos e fluvio-lagunares (CPRM, 2013).

A Unidade Estratigráfica Embasamento Cristalino, por sua vez, constitui-se de grande diversidade de rochas ígneas e metamórficas associadas a uma série de eventos pré-cambrianos, apresentando litologias tão diversas como granulitos, xistos, granitoides, granitos, mármore, gnaisses, anfibolitos, micaxistos, quartzitos e migmatitos (CPRM, 2013).

Figura 27 – Arcabouço geológico regional.



Fonte: Heidemann et al. (2018, p. 4).

De acordo com CPRM (2014, 2016), o terreno pertencente à UFSC na Curva do Arroz se enquadra em duas unidades litoestratigráficas, as quais estão associadas a dois domínios geológico-ambientais e unidades geológico-ambientais:

- Coberturas Sedimentares do Cenozoico, neste caso caracterizadas por depósitos colúvio-aluvionares (Q2ca), associadas ao Domínio Geológico-Ambiental dos Sedimentos Cenozoicos Inconsolidados ou Pouco Consolidados, Depositados em Meio Aquoso (DC) e Unidade

Geológico-Ambiental do Ambiente de Planícies Aluvionares Recentes (DCa);

- Complexo Granulítico de Santa Catarina, neste caso caracterizado por ortognaisses granulíticos Luís Alves (A4PP2lao), associados ao Domínio Geológico-Ambiental dos Complexos Gnáissico-Migmatíticos e Granulíticos (DCGMGL) e Unidade Geológico-Ambiental dos Gnaisses Granulíticos Ortoderivados (DCGMGLglo).

Os depósitos colúvio-aluvionares (Q2ca) são compostos por “conglomerados, arenitos conglomeráticos, areia grossa a fina, cascalheiras e sedimentos silítico-argilosos recobrando vertentes e encostas, calhas de rios e planícies de inundação”, incluindo “depósitos eluvionares recentes, de expressão restrita, com grande variação granulométrica e estratificação incipiente ou ausente” (CPRM, 2014).

Os ortognaisses granulíticos Luís Alves (A4PP2lao), por sua vez, são constituídos por “gnaisses enderbíticos, charnoenderbíticos e trondhjemitos com enclaves máficos de gabronoritos, piroxenitos e hornblenditos” (CPRM, 2014). A formação geológica desses ortognaisses se iniciou no éon Arqueano, nas eras Paleoproterozoica (período Riaciano) e Neoarqueana, com datações U-Pb (método baseado na desintegração radioativa de dois isótopos de urânio que dão origem a dois isótopos de chumbo) de 2.170, 2.680 e 2.716 milhões de anos (CPRM, 2014).

No que tange a geomorfologia desta unidade litoestratigráfica, CPRM (2016) ressalta a ocorrência de colinas amplas e suaves, colinas dissecadas e morros baixos, morros e serras baixas, domínios montanhosos e escarpas serranas. Os ortognaisses granulíticos Luís Alves (A4PP2lao) fazem parte da unidade estratigráfica do Complexo Granulítico de Santa Catarina, o qual está associado ao Cráton Luís Alves.

Segundo CPRM (2016), os ortognaisses intermediários, máficos e ultramáficos do Complexo Granulítico de Santa Catarina apresentam estrutura com foliação NE a NW subvertical e zonas de cisalhamento subverticais N-NE-EW, com fácies granulito dominante e anfibolito subordinada.

No tocante ao Domínio dos Complexos Gnáissico-Migmatíticos e Granulíticos (DCGMGL), CPRM (2016) destaca a formação por associação de rochas derivadas de outras mais antigas, submetidas a eventos tectonometamórficos compressivos com elevadas temperaturas e pressões, assim como a eventos de fusão, refusão,

assimilação de magma mais novo e tectonismo de transporte com alto grau de metamorfismo, originando litologias graníticas, gnáissicas, migmatíticas e granulíticas.

Nesse sentido, a Unidade Geológico-Ambiental dos Gnaisses Granulíticos Ortoderivados (DCGMGLglo) inclui a ocorrência de porções migmatíticas em suas litologias. CPRM (2016) apresenta algumas potencialidades para a unidade em questão:

- Os solos são geralmente argilo-siltosos e espessos;
- As rochas apresentam alta resistência ao corte e à penetração;
- Grande potencial de aproveitamento mineral, constituindo-se em jazidas de brita ou materiais de aproveitamento industrial, como muscovita, feldspato, quartzo e caulim;
- Os solos residuais podem ser empregados como material de empréstimo em operações de terraplenagem.

CPRM (2016) destaca algumas limitações para o DCGMGLglo:

- Os solos apresentam composições e espessuras variadas, com comportamentos geomecânicos e hidráulicos distintos;
- As rochas são muito fraturadas, com diversas superfícies planares que atuam como descontinuidades geomecânicas e hidráulicas, sendo o desprendimento de blocos e instabilidades em taludes de corte recorrentes quando as rochas se encontram muito alteradas;
- Há predominância de solos residuais rasos e pouco evoluídos, com fragmentos de rocha;
- A ocorrência de fragmentos de rocha no manto intemperizado pode dificultar a execução de obras subterrâneas e provocar instabilidades em edificações;
- Taludes e encostas com declividades mais acentuadas são suscetíveis à erosão e movimentos gravitacionais de massa.

De acordo com a Prefeitura Municipal de Joinville (PMJ, 2021), em territórios baixos com relevo suavemente ondulado, ondulado, fortemente ondulado e

montanhoso, onde a geologia local está associada à presença de rochas metamórficas do Complexo Granulítico de Santa Catarina, os solos possuem origem autóctone, ou seja, são formados a partir do intemperismo da rocha mãe.

A região do terreno pertencente à UFSC na Curva do Arroz onde se localiza o talude objeto apresenta solos enquadrados em duas classificações pedológicas: argissolos amarelos e cambissolos háplicos (IPPUJ, 2016). Segundo o IBGE (2007), argissolos apresentam como principal característica o aumento de argila do horizonte superficial A para o subsuperficial B, do tipo textural.

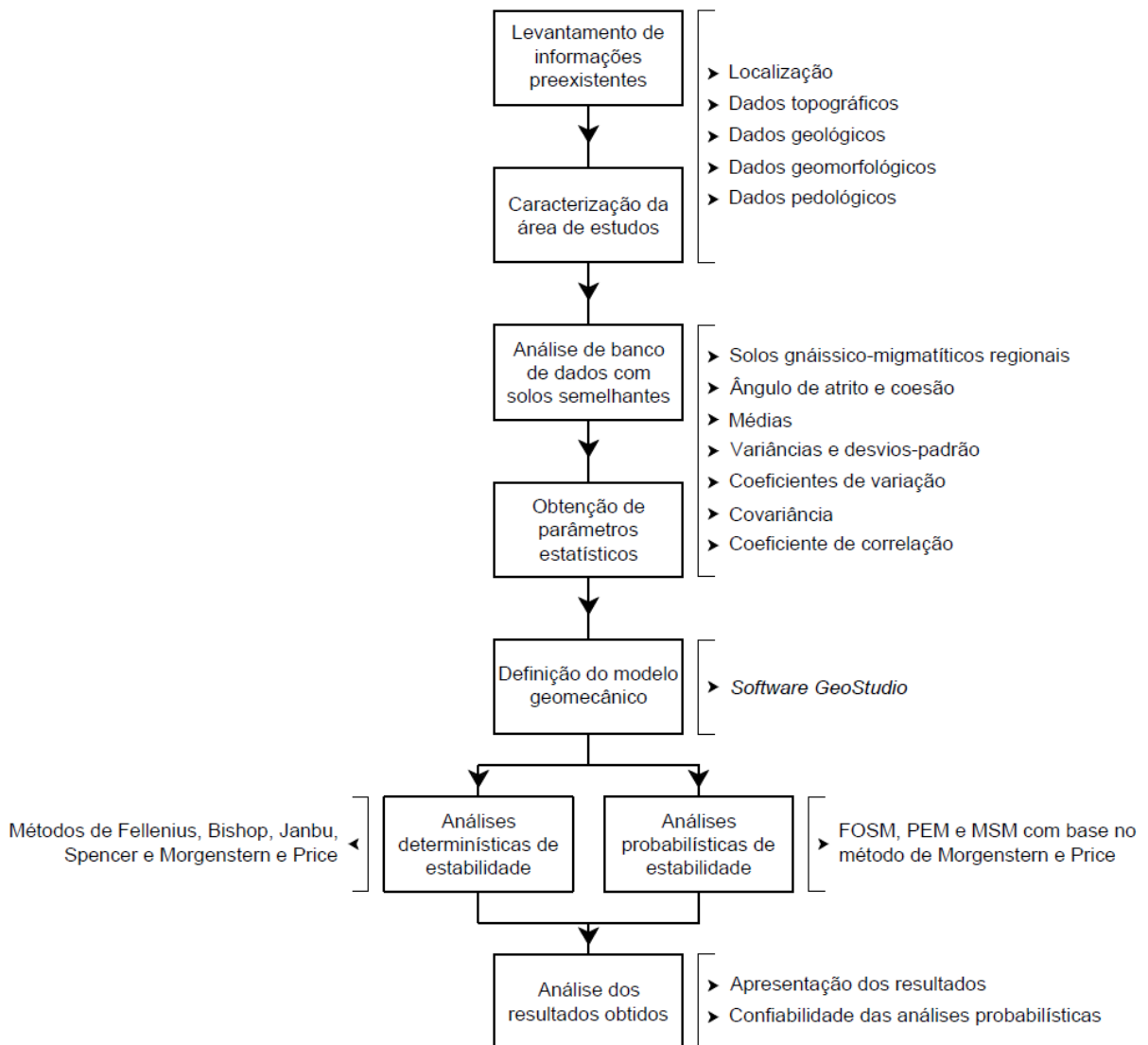
A profundidade dos argissolos é variável, sendo geralmente pouco profundos a profundos. O incremento de argila do horizonte B textural é resultante de acúmulo ou infiltração de argila ou argila e silte, com ou sem matéria orgânica, destruição de argila no horizonte A ou perda de argila por erosão diferencial neste horizonte (IBGE, 2007).

Cambissolos háplicos são solos em formação, com grande variabilidade de profundidade, desde rasos a profundos, com drenagem acentuada a imperfeita, caracterizados por qualquer tipo de horizonte A não húmico sobre um horizonte B incipiente, não desenvolvidos em várzeas fluviais. O horizonte B incipiente se trata de um horizonte subsuperficial físico-quimicamente pouco alterado, mas com cor e estrutura desenvolvida, com presença fragmentos da rocha mãe (IBGE, 2007).

4 METODOLOGIA

Neste capítulo são abordadas as etapas relativas ao procedimento empregado na realização deste trabalho. A Figura 28 apresenta o fluxograma que sumariza a metodologia em questão.

Figura 28 – Fluxograma da metodologia empregada neste trabalho.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

4.1 ANÁLISE DE BANCO DE DADOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS-CTJ) do Centro Tecnológico de Joinville (CTJ) é um laboratório integrado de ensino, pesquisa e extensão que serve

ao curso de Engenharia Civil de Infraestrutura e à comunidade em geral, atendendo a solicitações acadêmicas e demandas tecnológicas de empresas e organizações (LMS-CTJ, 2022).

O LMS-CTJ conta com um banco de dados de parâmetros de resistência ao cisalhamento e índices físicos de solos estudados no laboratório e de dados disponíveis na literatura publicados por diversos autores. Trata-se de mais de 185 dados, os quais apresentam distintas origens geológicas e representam solos de diversos municípios da região sul brasileira. O quadro subsequente apresenta localização e origens geológicas de solos estudados no LMS-CTJ.

Quadro 14 – Origens geológicas e localização dos solos analisados no LMS-CTJ.

ORIGENS GEOLÓGICAS	MUNICÍPIOS	
Gnássico	Joinville	SC
Migmatítico	Jaraguá do Sul	SC
Gnássico-migmatítico	Blumenau	SC
Arenítico	São José	SC
Siltítico	Florianópolis	SC
Granítico	Santo Amaro da Imperatriz	SC
Diabásico	São Pedro de Alcântara	SC
Basáltico	Lages	SC
Riolítico	Bombinhas	SC
Riodacítico	Tubarão	SC
Dacítico	Timbé do Sul	SC
	Porto Alegre	RS
	Santa Cruz do Sul	RS
	Caxias do Sul	RS
	Novo Hamburgo	RS
	Bento Gonçalves	RS
	Canela	RS
	Montenegro	RS
	Faxinal do Soturno	RS
	São Jerônimo	RS
	Alvorada	RS
	Teutônia	RS
	São Vendelino	RS
	São Sebastião do Caí	RS
	Três Coroas	RS
	Terra de Areia	RS

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Conforme LMS-CTJ (2022), o banco de dados é resultado de estudos acadêmicos e do programa de extensão “investigação do comportamento geotécnico

de solos e rochas aplicados à infraestrutura”, o qual objetiva a investigação das propriedades geotécnicas de solos e rochas da região sul do Brasil.

Da totalidade dos solos estudados no laboratório, apenas uma parcela é relevante para a execução deste trabalho. Trata-se dos solos de origem gnáissico-migmatítica que se localizam em regiões próximas ao talude objeto e que apresentam características geológicas, geomorfológicas e pedológicas semelhantes ao disposto no capítulo precedente. A Tabela 5 dispõe parâmetros geotécnicos relevantes acerca desses solos.

Tabela 5 – Dados empregados para a obtenção de parâmetros estatísticos.

NÚMERO DA AMOSTRA	PICO		PÓS-PICO		γ (kN/m ³)
	φ'	c' (kPa)	φ'	c' (kPa)	
01	33,60°	8,20	34,00°	4,00	18,16
02	34,30°	9,50	35,30°	4,30	18,95
03	31,90°	15,70	30,30°	14,40	17,68
04	29,60°	25,94	31,50°	15,72	18,88
05	27,30°	5,90	28,70°	0,00	15,28
06	29,50°	0,80	29,00°	0,00	15,03
07	18,40°	15,60	18,40°	14,30	17,61
08	31,00°	28,10	36,20°	0,00	17,79
09	22,40°	22,40	23,90°	16,30	16,79
10	29,20°	0,00	29,00°	0,00	15,78
11	22,00°	14,64	22,00°	13,04	16,66
12	31,60°	0,00	30,90°	0,00	16,33
13	26,50°	23,30	32,30°	0,00	17,67
14	30,50°	20,76	33,20°	0,00	19,29
15	27,65°	5,59	23,75°	0,00	15,96
16	31,70°	2,26	31,10°	0,00	16,26

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

4.1.1 Obtenção de parâmetros estatísticos

A Tabela 5 apresenta todos os parâmetros geotécnicos necessários para a análise da estabilidade do talude objeto: ângulo de atrito efetivo, intercepto coesivo e peso específico natural do solo. Esses parâmetros de resistência ao cisalhamento estão associados a envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb de pico e estado crítico (pós-pico).

Os parâmetros estatísticos associados a esses parâmetros geotécnicos foram calculados a partir das equações apresentadas na fundamentação teórica deste trabalho:

- Médias de φ' , c' e γ calculadas conforme a Equação (48);
- Variâncias de φ' , c' e γ calculadas conforme a Equação (49);
- Desvios-padrão de φ' , c' e γ calculadas conforme a Equação (50);
- Coeficientes de variação de φ' , c' e γ calculadas conforme a Equação (51);
- Covariância entre φ' e c' calculada conforme a Equação (52);
- Coeficiente de correlação entre φ' e c' calculada conforme a Equação (53).

Todas as análises estatísticas, assim como a implementação dos métodos probabilísticos do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM) e das Estimativas Pontuais (PEM), e a geração de alguns gráficos foram realizadas com o auxílio do *software Microsoft Excel*.

4.2 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO

A formulação de modelos geomecânicos é dependente da avaliação de dados de campo, da interpretação de ensaios laboratoriais e do levantamento de informações preexistentes acerca de dados que influenciam nas condições de estabilidade geotécnica do problema estudado. No que tange às condições planialtimétricas do talude objeto, tem-se os levantamentos topográficos realizados como base de sua definição, conforme previamente apresentado na Figura 26.

A ausência de sondagens e ensaios prospectivos na região do talude objeto, como sondagens de simples reconhecimento e ensaios piezométricos, dificulta a noção dos condicionantes hidrológicos e estratigráficos inerentes ao problema em questão. Em se tratando do nível freático, a carência dessas investigações impede a definição com acurácia de seu comportamento e distribuição ao longo do talude.

Em contrapartida, a análise de documentos com informações acerca de condicionantes geológicos, geomorfológicos, climatológicos e hidrológicos permite

inferir a ocorrência de água na região. Os dados topográficos locais ensejam que o nível do lençol freático no talude objeto não está localizado em baixa profundidade, mas dispendo-se em profundidade não desprezível na análise de estabilidade geotécnica.

De forma semelhante, a estratigrafia regional não pode ser definida pela ausência de dados de campo, mas a interpretação de documentos preexistentes sobre dados relevantes e a noção das condições topográficas locais permite assumir que a aproximação do substrato local como homogêneo pode representar satisfatoriamente o problema analisado.

Considerar o nível freático aflorante (na superfície do terreno) neste modelo geomecânico não constitui em avaliação adequada das condições hidrológicas locais, apesar de que esta abordagem atuaria pró-segurança, ao mesmo tempo que supor a inexistência de lençol freático não é preciso e real. No que se refere à estratigrafia, espera-se a ocorrência de material rochoso em profundidade, mas a espessura da camada de solo também não pode ser determinada com acurácia.

A partir destas informações, torna-se possível a elaboração de um modelo geomecânico que represente satisfatoriamente o comportamento do solo no talude objeto.

4.2.1 Software GeoStudio

As análises determinísticas de estabilidade geotécnica realizadas neste trabalho partiram do talude objeto cujo modelo geomecânico foi implementado em uma versão de avaliação (*trial version*) do *software GeoStudio*. A implementação do método probabilístico de Simulação de Monte-Carlo (MSM) também foi efetuada no *software* em questão, assim como as análises determinísticas necessárias para o FOSM e o PEM.

O *GeoStudio* é um conjunto integrado de programas para modelagem de estabilidade de taludes, deformação do solo e transferência de calor e massa em solo e rocha composto por sete módulos. Neste trabalho, empregou-se apenas o módulo *SLOPE/W* do *GeoStudio*, uma vez que o objeto de estudo é a análise de estabilidade geotécnica por meio de métodos baseados no equilíbrio-limite. O módulo em questão permite o emprego de diversos métodos determinísticos para a avaliação da

estabilidade de taludes, assim como de vários modelos de comportamento de solo e rocha, conforme o quadro subsequente.

Quadro 15 – Modelos de análise e de comportamento disponíveis no *SLOPE/W*.

MÉTODOS DETERMINÍSTICOS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	MODELOS DE COMPORTAMENTO DE SOLO E ROCHA
Fellenius	Mohr-Coulomb
Bishop simplificado	Mohr-Coulomb espacial
Janbu simplificado	Não drenado
Spencer	Alta resistência
Morgenstern e Price	Impenetrável (base rochosa)
USACE (suposição interlamelar 01)	Bilinear
USACE (suposição interlamelar 02)	Função de resistência especificada
Lowe e Karafiath	Resistência anisotrópica
Sarma	Função anisotrópica de resistência
Janbu generalizado	Resistência como função da profundidade
	Modelos combinados
	Hoek-Brown
	<i>Stress History and Normalized Soil Engineering Properties (SHANSEP)</i>

Fonte: adaptado de GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. (2021).

4.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE

Para a realização das análises determinísticas de estabilidade geotécnica no talude objeto, empregou-se um modelo geomecânico com parâmetros geotécnicos médios, resultado da análise do banco de dados de solos gnáissico-migmatíticos. A partir desse modelo, empregou-se os seguintes métodos determinísticos baseados no equilíbrio-limite:

- Método de Fellenius;
- Método de Bishop simplificado;
- Método de Janbu simplificado;
- Método de Spencer;
- Método de Morgenstern e Price.

A metodologia de pesquisa das envoltórias potenciais de ruptura empregada se baseou no estabelecimento de grade e raios, onde a grade define os centros de

rotação para as superfícies de pesquisa. O fator de segurança para cada combinação de centro e raio é obtido, armazenando-se a envoltória relativa ao menor fator de segurança, a qual é denominada superfície crítica.

Como o modelo geomecânico empregado nas análises é semelhante para todos os métodos determinísticos avaliados, os resultados obtidos divergirão em função das modelagens teórico-matemáticas e das simplificações da realidade adotadas nos métodos baseados no equilíbrio-limite. Dessa forma, é possível calcular alguns parâmetros estatísticos para ressaltar as divergências entre as abordagens determinísticas estudadas.

4.4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE

Para a execução das análises probabilísticas de estabilidade geotécnica no talude objeto, empregaram-se modelos geomecânicos com parâmetros de resistência ao cisalhamento distintos, os quais variam em função da análise necessária para cada método proposto (FOSM, PEM e MSM). As condições topográficas, estratigráficas, freáticas e o peso específico natural do solo, no entanto, mantiveram-se idênticas nos modelos geomecânicos empregados na totalidade das análises.

As análises probabilísticas efetuadas consideraram como variáveis aleatórias dois parâmetros de resistência ao cisalhamento: o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno efetivo. O método determinístico baseado no equilíbrio-limite utilizado nas análises foi o de Morgenstern e Price com função interlamelar semi-senoidal, e assim como nas análises determinísticas de estabilidade geotécnica, a metodologia de pesquisa da superfície crítica se baseou no estabelecimento de grade e raios.

A implementação dos processos matemáticos e estatísticos do FOSM e do PEM foi realizada no *software Microsoft Excel*, enquanto a avaliação da função de performance (F_S) foi executada por meio de análises determinísticas no módulo *SLOPE/W* do *GeoStudio*. Para o MSM, empregou-se apenas o módulo em questão do *software GeoStudio* na implementação e execução das análises necessárias.

4.4.1 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)

Considerando a opção por apenas um par de variáveis aleatórias, torna-se indispensável a realização de cinco avaliações da função de performance. Estas

avaliações constituem na primeira etapa do FOSM, baseando-se em análises determinísticas de estabilidade geotécnica. Em se tratando do intercepto coesivo (c') e do ângulo de atrito interno efetivo (φ'), e considerando o fator de segurança como função desses parâmetros ($F_S(c'; \varphi')$), as análises necessárias são as seguintes:

- $F_S(c'_\mu; \varphi'_\mu)$;
- $F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_\mu)$;
- $F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_\mu)$;
- $F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu+\sigma})$;
- $F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu-\sigma})$.

Onde os subscritos “ μ ” e “ σ ” indicam, respectivamente, os valores médios e os desvios-padrão dos parâmetros geotécnicos considerados como variáveis aleatórias. Na sequência, calcula-se a variação dos resultados da função de performance (ΔF_S) em consequência da variação entre os extremos de um mesmo parâmetro, fixando o valor médio do outro parâmetro:

$$\Delta F_{S,c'} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_\mu) - F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_\mu) \quad (100)$$

$$\Delta F_{S,\varphi'} = F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu+\sigma}) - F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu-\sigma}) \quad (101)$$

No FOSM, assume-se que o fator de segurança médio está associado ao resultado da função de performance para os valores médios das variáveis aleatórias ($F_S(c'_\mu; \varphi'_\mu)$). Calcula-se, portanto, a variância, por meio da equação subsequente, adaptada da Equação (73):

$$Var(F_S) = \frac{1}{4} [(\Delta F_{S,c'})^2 + (\Delta F_{S,\varphi'})^2] + \frac{1}{2} [\Delta F_{S,c'} \cdot \Delta F_{S,\varphi'} \cdot \rho_{c',\varphi'}] \quad (102)$$

A partir da variância, determinam-se o desvio-padrão e o coeficiente de variação do fator de segurança. Dessa forma, estimando um F_S limítrofe para a estabilidade do talude em questão, pode-se calcular o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de desempenho insatisfatório (P_f), levando em consideração a distribuição desses parâmetros estatísticos em uma função densidade de probabilidade (PDF).

4.4.2 Método das Estimativas Pontuais (PEM)

Assim como para o FOSM, a primeira etapa do PEM constitui na avaliação da função de performance para o par de variáveis aleatórias. Neste caso, avaliam-se os fatores de segurança obtidos com a variação dos parâmetros de entrada em seus valores extremos, totalizando, nesta análise, quatro avaliações:

- $F_{S,++} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_{\mu+\sigma});$
- $F_{S,+ -} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_{\mu-\sigma});$
- $F_{S,- +} = F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_{\mu+\sigma});$
- $F_{S,--} = F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_{\mu-\sigma}).$

Prossegue-se com o cálculo dos coeficientes de ponderação, de acordo com as equações subsequentes, adaptadas das Equações (80) e (81):

$$P_{++} = P_{--} = \frac{1}{4}(1 + \rho_{c',\varphi'}) \quad (103)$$

$$P_{+-} = P_{-+} = \frac{1}{4}(1 - \rho_{c',\varphi'}) \quad (104)$$

Na sequência, calcula-se o valor esperado (médio) do F_S por meio da Equação (79), assim como a variância de F_S , empregando-se a Equação (82). Para o cálculo da variância, faz-se necessário a determinação do valor de $E(F_S^2)$, conforme a Equação (83).

De posse desses parâmetros, determinam-se o desvio-padrão e o coeficiente de variação do fator de segurança. Assim como no FOSM, estimando um F_S limítrofe para a estabilidade do talude em questão é possível calcular o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de desempenho insatisfatório (P_f) a ele associada.

4.4.3 Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM)

O Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM) aplicado em análises de estabilidade de taludes consiste na verificação do valor do fator de segurança para distintas combinações de parâmetros que influenciam no resultado do F_S . Para tal,

estes parâmetros são tratados como variáveis aleatórias, selecionadas a partir de PDF's predeterminadas.

A repetição do processo de geração de valores aleatórios (ou pseudoaleatórios) para os parâmetros e avaliação do fator de segurança permite a elaboração de PDF e CDF para o F_S , encontrando-se, assim, os valores do índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de desempenho insatisfatório (P_f). Este procedimento pode ser realizado diretamente no módulo *SLOPE/W* do *GeoStudio*, o qual permite o emprego dos seguintes parâmetros como variáveis aleatórias:

- Parâmetros de resistência ao cisalhamento para os diversos modelos de comportamento de solo e rocha suportados pelo módulo;
- Parâmetros associados a sobrecargas e cargas externas em geral;
- Parâmetros relativos às condições hidrológicas locais, como o nível freático e as poropressões atuantes;
- Parâmetros sísmicos.

As funções de amostragem disponíveis no *software* são:

- Normal;
- Log-normal;
- Uniforme;
- Triangular;
- *Spline* generalizada.

A opção por uma função densidade de probabilidade “*spline* generalizada” permite a consideração de qualquer PDF não existente no programa de forma nativa, sendo especialmente útil para distribuições irregulares de parâmetros que satisfaçam valores obtidos na prática (GEO-SLOPE INTERNATIONAL INC., 2021).

Considerando como variáveis aleatórias o intercepto coesivo (c') e o ângulo de atrito interno efetivo (φ'), o *software* permite a adição do coeficiente de correlação entre esses parâmetros ($\rho_{c',\varphi'}$). Dessa forma, o sistema de geração de números aleatórios obtém sequências correlacionadas para o par de parâmetros em questão.

Tratando-se de um par de variáveis aleatórias, calcula-se o número mínimo de análises pelo MSM para a obtenção de determinado nível de confiança da simulação (Equação (99)), conforme resumido na Tabela 4. No caso avaliado para o talude objeto, 90% de confiança pode ser obtido com 4.575 análises, enquanto 95% de confiança só é possível com a execução de, ao menos, 147.569 análises.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da metodologia proposta.

5.1 PARÂMETROS ESTATÍSTICOS OBTIDOS

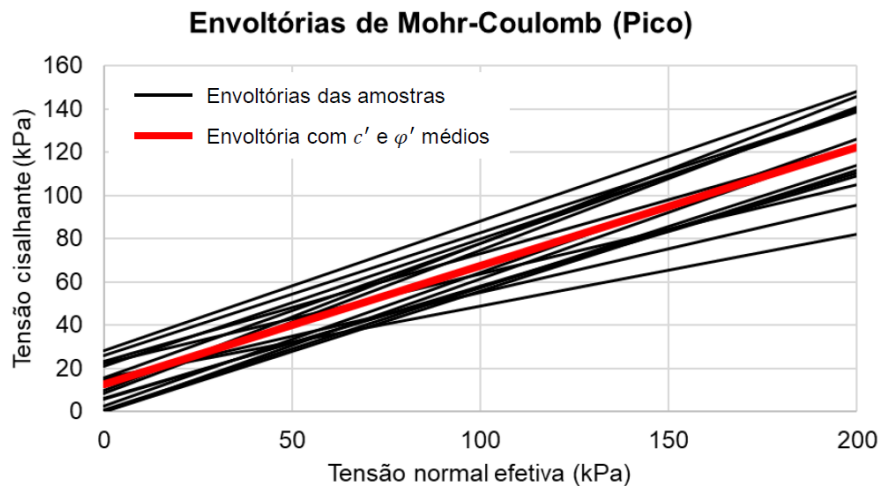
A partir dos dados relativos a solos de origem gnáissico-migmatítica localizados em regiões próximas ao talude objeto e com características geológicas, geomorfológicas e pedológicas semelhantes, apresentados na Tabela 5, determinou-se os parâmetros estatísticos de interesse para a execução da aplicação prática proposta neste trabalho, conforme disposto na Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros estatísticos de interesse obtidos.

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	PICO		PÓS-PICO		γ (kN/m ³)
	φ'	c' (kPa)	φ'	c' (kPa)	
Média (μ)	28,57°	12,44	29,35°	5,13	17,13
Desvio-padrão (σ)	4,41°	9,65	4,99°	6,87	1,32
Coefficiente de variação (CV)	15,43%	77,57%	17,02%	133,99%	7,70%
Coefficiente de correlação (ρ)		-0,25		-0,48	-

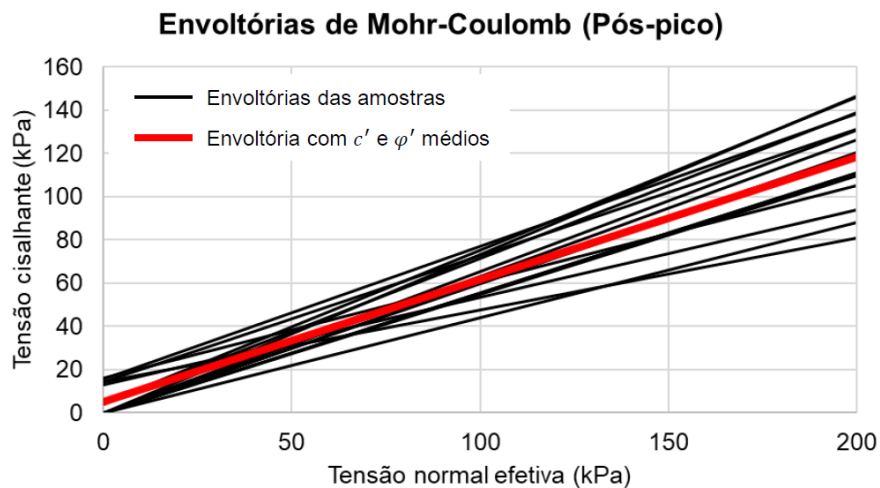
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 29 – Envoltórias (pico) dos solos gnáissico-migmatíticos.



Como a variância e a covariância são parâmetros estatísticos de interesse apenas para a determinação do desvio-padrão e do coeficiente de correlação, optou-se por não expor seus valores na Tabela 6. As envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para as resistências de pico e estado crítico (pós-pico) das 16 amostras de solos gnáissico-migmatíticos utilizados na análise proposta são apresentadas na Figura 29 e na Figura 30, respectivamente.

Figura 30 – Envoltórias (pós-pico) dos solos gnáissico-migmatíticos.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

As envoltórias de ruptura apresentadas na coloração preta estão associadas aos valores de intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno efetivo (φ') obtidos pela realização de ensaios de cisalhamento direto nas 16 amostras de solos gnáissico-migmatíticos analisadas. As envoltórias em coloração vermelha foram obtidas a partir dos valores médios de c' e φ' calculados e apresentados previamente.

Nota-se uma significativa variação da magnitude média do intercepto coesivo entre as condições de pico e estado crítico, enquanto os valores médios de ângulo de atrito interno efetivo se mantêm muito próximos quando comparados entre as condições avaliadas. Analisando os dados brutos do intercepto coesivo para as 16 amostras, constata-se que o valor de c' reduz para todas as amostras quando comparado entre as condições de pico e pós-pico, denotando a natureza estruturada desses solos.

Das 16 amostras de solo, nove apresentam c' nulo em pós-pico, dos quais apenas duas amostras apresentavam intercepto coesivo nulo na envoltória de pico.

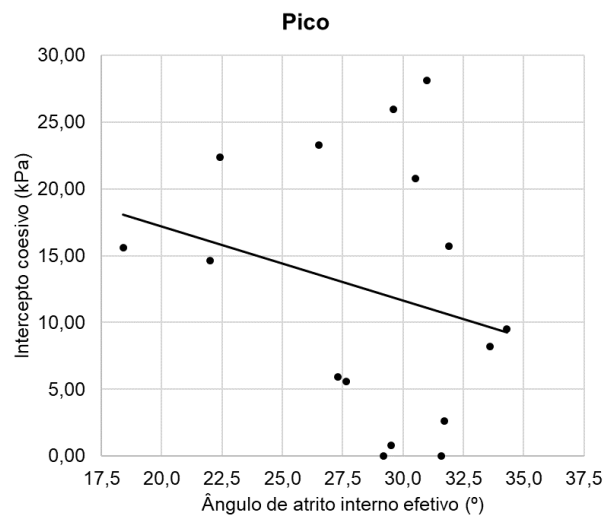
Como resultado, observa-se que o desvio-padrão de c' na condição pós-pico é superior que a própria média do parâmetro, de modo com que o coeficiente de variação exceda 100% e o valor de " $\mu - \sigma$ " obtido para esse parâmetro em estado crítico seja negativo.

Valores negativos para o intercepto de coesão não são teoricamente possíveis na mecânica dos solos, e no caso de sua ocorrência no ajuste linear da envoltória de Mohr-Coulomb, é usual a correção dessa medida para zero. De modo semelhante, valores negativos de c' não devem ser empregados em análises de estabilidade de taludes ou problemas em geral de engenharia geotécnica, uma vez que não possuem significado físico e são conceitualmente impossíveis.

No que tange à magnitude do ângulo de atrito interno efetivo, nota-se um leve aumento na média e no desvio-padrão desse parâmetro entre as condições de pico e pós-pico. Nove amostras apresentaram um incremento de φ' após atingido seu pico de resistência, enquanto duas mantiveram a magnitude para o ângulo de atrito e cinco manifestaram redução neste valor.

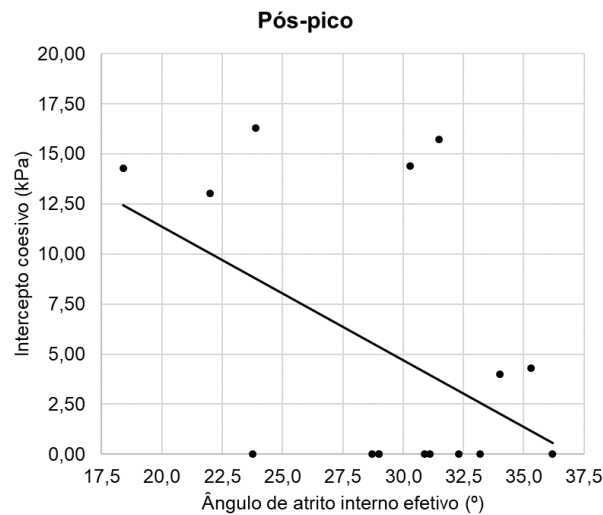
A análise das envoltórias de Mohr-Coulomb apresentadas na Figura 29 e na Figura 30 é relevante para a visualização gráfica da distribuição do intercepto coesivo (coeficiente linear) e do ângulo de atrito, cuja tangente é o coeficiente angular da envoltória. Plotando-se graficamente os pares de c' e φ' relativos às amostras de solos gnáissico-migmatíticos estudados, pode-se verificar a dispersão desses parâmetros (Figura 31 e Figura 32).

Figura 31 – Gráfico de dispersão (c' ; φ') em pico das amostras.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 32 – Gráfico de dispersão (c' ; φ') em pós-pico das amostras.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

A reta apresentada nos gráficos de dispersão representa a tentativa de aproximação linear dos parâmetros plotados. Nota-se que o coeficiente angular das linhas de tendência é negativo, com a reta assumindo comportamento decrescente, implicando na tendência do aumento dos valores de φ' com o decréscimo da magnitude de c' . Dessa forma, infere-se que o coeficiente de correlação ($\rho_{c',\varphi'}$) entre os parâmetros graficamente dispersos é negativo, conforme verificado na Tabela 6.

Na condição de pico, nota-se fraca correlação entre os parâmetros, com $\rho_{c',\varphi'}$ assumindo o valor de -0,25, enquanto em estado crítico é constatada correlação moderada, uma vez que o coeficiente de correlação equivale a -0,48. Neste caso, a correlação mais forte entre c' e φ' em estado crítico pode ser justificada pela concentração de nove pontos no eixo horizontal cartesiano, representando valores nulos de intercepto coesivo.

A análise dos gráficos de dispersão entre c' e φ' permite inferir, ainda, que mesmo que as condições geológicas, geomorfológicas e pedológicas dos solos gnáissico-migmatíticos avaliados sejam semelhantes, a pedogênese desses materiais, por via de regra, deu-se com processos de intemperismo distintos e particulares, gerando solos com ampla variabilidade de parâmetros geotécnicos entre si.

Em se tratando dos coeficientes de variação obtidos, é relevante comparar os resultados da análise do banco de dados com valores recorrentes recomendados por

diversos autores na área da geotecnia, conforme o disposto na Tabela 3. Para a condição de pico, o coeficiente de variação do intercepto coesivo foi de 77,57%, próximo ao extremo máximo do intervalo proposto por Pacheco (1990) e Sandroni e Sayão (1992), de 80%. O ângulo de atrito efetivo, por sua vez, extrapolou ligeiramente o limite máximo proposto por Harr (1987), Kulhawy (1992) e Lacasse e Nadim (1997), de 13%.

Já para a condição de estado crítico, nota-se moderada extrapolação dos limites máximos propostos para o ângulo de atrito efetivo, enquanto o coeficiente de variação do intercepto coesivo ultrapassou consideravelmente a margem superior do intervalo proposto.

No que tange ao peso específico natural, obteve-se coeficiente de variação de 7,70%, extrapolando levemente o máximo proposto por Harr (1987) e Kulhawy (1992), equivalente a 7%. Como este parâmetro é fundamentalmente dependente do grau de saturação, da umidade e do peso específico real dos grãos da amostra analisada, julga-se os valores obtidos como satisfatórios, sobretudo por se tratar de amostras retiradas de localizações distintas.

5.2 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO GERAL

A proposta de estudo prático deste trabalho inclui não somente análises determinísticas, mas análises probabilísticas baseadas em métodos que dependem da variação de parâmetros geotécnicos do modelo geomecânico. Nesse sentido, os parâmetros de resistência do modelo alternam entre distintas magnitudes em função das análises sugeridas e realizadas, de modo com que um modelo geomecânico geral seja definido.

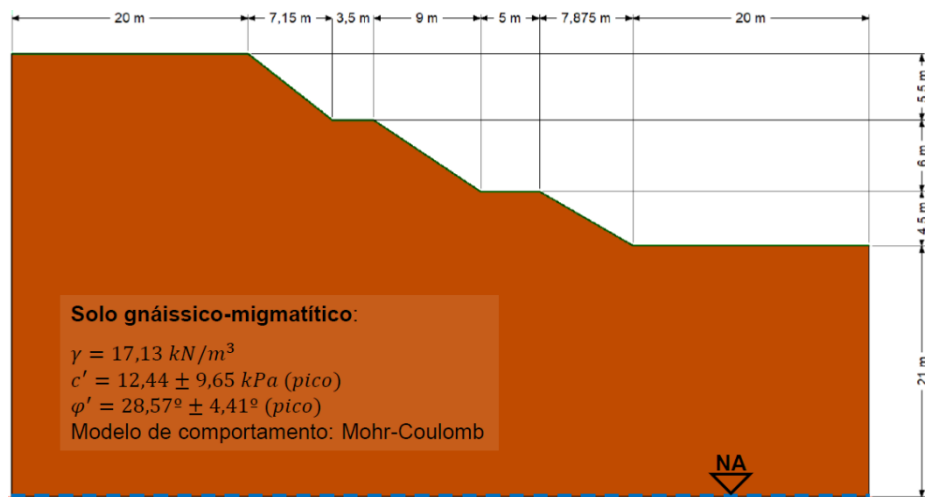
Dessa forma, considerou-se no modelo geomecânico que o talude é composto unicamente por solo gnáissico-migmatítico, sem a presença de material impenetrável (base rochosa) e de lençol freático. Entende-se que os limites de aplicação dos procedimentos propostos no que tange ao emprego de parâmetros estatísticos baseados em banco de dados se concentram em nível de anteprojeto, justificando assim o modelo geomecânico adotado.

Uma vez que não se espera que o solo do talude tenha sido submetido a tensões e deformações superiores às máximas possíveis, não alcançando a condição de ruptura previamente, considerou-se que os parâmetros de resistência ao

cisalhamento estão associados à resistência de pico para todas as análises de estabilidade realizadas. Em se tratando de parâmetros do solo do modelo geomecânico, apenas o peso específico natural se manteve idêntico em todas as análises, apresentando o valor médio exposto na Tabela 6, de $17,13 \text{ kN/m}^3$.

A Figura 33 apresenta o modelo geomecânico geral implementado no módulo *SLOPE/W* do *software GeoStudio* para execução das análises de estabilidade geotécnica.

Figura 33 – Modelo geomecânico geral empregado nas análises de estabilidade.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

5.3 ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE

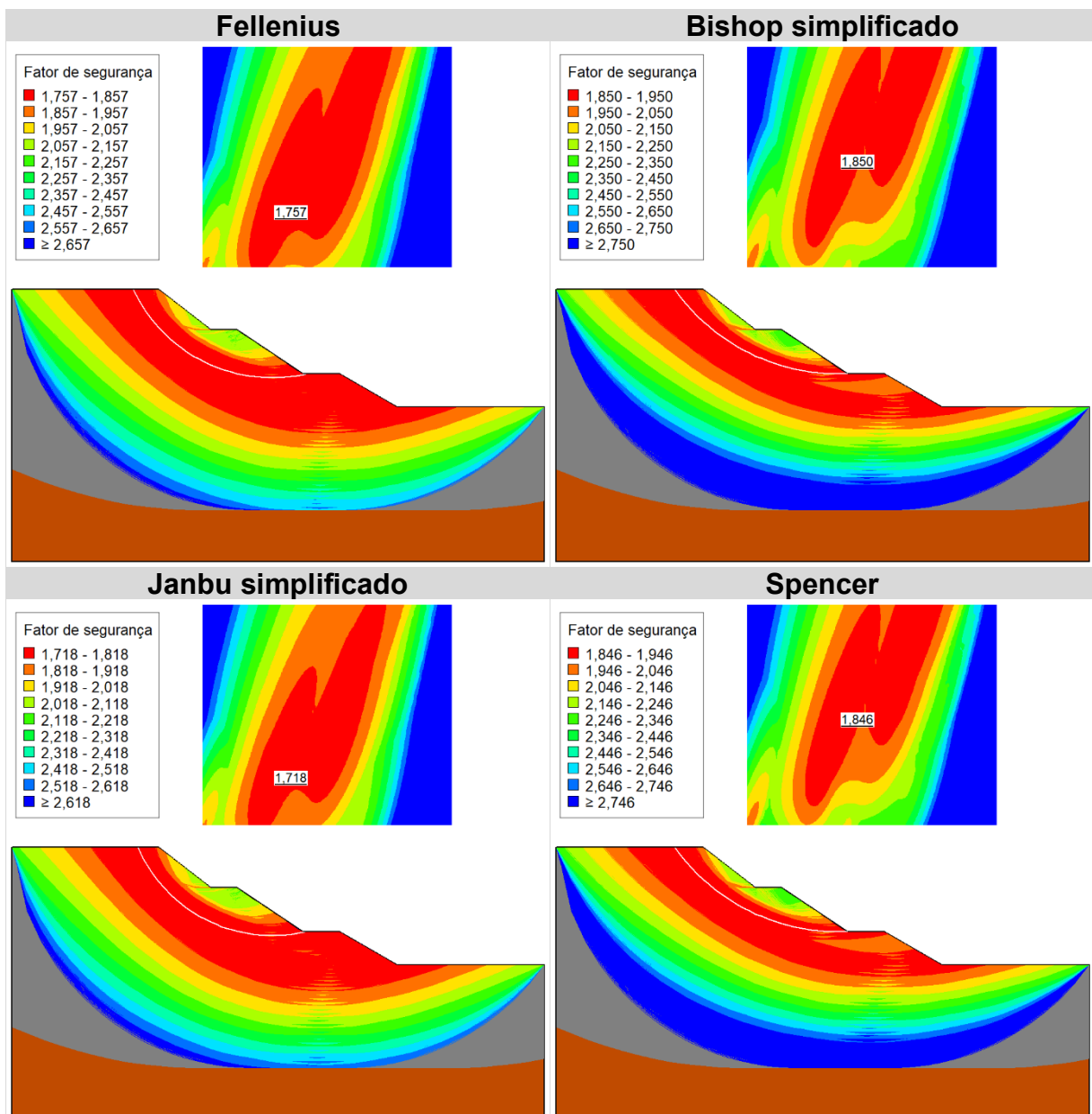
As análises determinísticas de estabilidade geotécnica realizadas se fundamentaram em distintos métodos baseados no equilíbrio-limite, empregando o modelo geomecânico geral definido na Figura 33 com os valores médios de parâmetros geotécnicos associados à envoltória de **Mohr-Coulomb de pico**, ou seja, intercepto coesivo de 12,44 kPa e ângulo de atrito interno efetivo de $28,57^\circ$.

A metodologia de pesquisa das envoltórias potenciais de ruptura de grade e raios empregada contemplou grade retangular com 34 m de largura e 30 m de altura, com interseções que demarcam centros de superfícies de ruptura a cada meio metro. Os raios hipotéticos foram procurados até uma profundidade de 30 metros a partir do topo do talude objeto, disposto na cota +37,00 m, com variação também a cada meio metro. Dessa forma, procuraram-se 256.749 superfícies em cada análise determinística realizada.

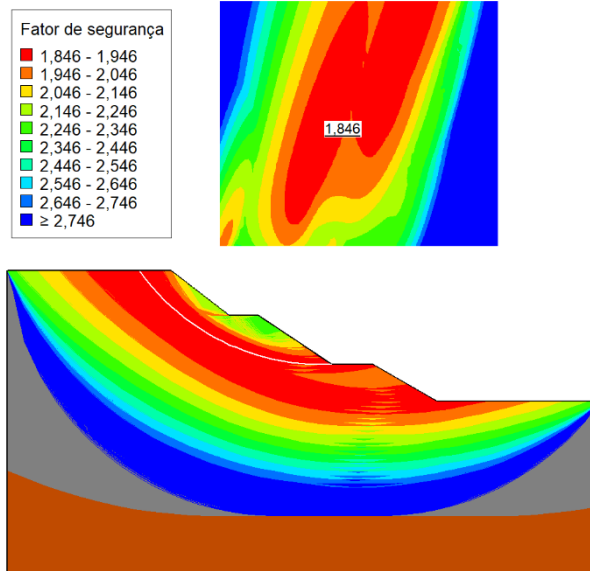
Todas as superfícies avaliadas foram apresentadas nos resultados obtidos, permitindo a identificação de um mapa de segurança com as superfícies de ruptura mais prováveis sendo dispostas em escala de cores. Os tons quentes representam os menores valores obtidos para o fator de segurança, enquanto os tons frios estão associados aos maiores valores de F_S .

Os resultados computados para as cinco análises realizadas (Fellenius, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer e Morgenstern e Price) são apresentados na Figura 34, e o resumo dos valores obtidos é apresentado na Tabela 7.

Figura 34 – Resultados das análises determinísticas de estabilidade.



Morgenstern e Price



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

É relevante ressaltar que o método de Morgenstern e Price contemplou função interlamelar semi-senoidal. Visualmente, os resultados obtidos pelos métodos de Spencer e Morgenstern e Price são muito semelhantes. Caso fosse assumido a resultante das forças entre as fatias como constante, os resultados obtidos seriam idênticos.

Notam-se apenas pequenas variações nos fatores de segurança de algumas superfícies hipotéticas entre os métodos em questão. A superfície crítica, por sua vez, manteve-se a mesma, com valor numérico similar dentro da precisão avaliada para ambos os métodos.

Tabela 7 – Fatores de segurança das análises determinísticas de estabilidade.

MÉTODO DETERMINÍSTICO	F_s
Fellenius	1,757
Bishop simplificado	1,850
Janbu simplificado	1,718
Spencer	1,846
Morgenstern e Price	1,846

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Caso fosse assumido a resultante de forças entre as fatias como nula, o método de Morgenstern e Price apresentaria resultados semelhantes ao de Bishop

simplificado. A variação entre os resultados numéricos obtidos entre esses métodos para o talude objeto é muito pequena, conforme apresentado na Tabela 7.

Ao se comparar as grades com centros de superfícies prováveis de ruptura e a geometria do mapa de segurança formado para os métodos de Bishop simplificado, Spencer e Morgenstern e Price, relata-se significativa correspondência entre estes métodos. Verificando-se especificamente a superfície crítica resultante para esses três métodos, nota-se convergência entre a posição do centro e o raio da mesma.

Apesar de grades e raios muito parecidos no tocante à superfície crítica de ruptura, convergência semelhante não foi verificada entre os métodos de Fellenius e Janbu simplificado. Considerando a amostragem dos resultados dos fatores de segurança obtidos pelos cinco métodos estudados, obtiveram-se os parâmetros estatísticos dispostos na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros estatísticos das análises determinísticas realizadas.

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	
Média (μ) de F_S	1,803
Desvio-padrão (σ) de F_S	0,062
Coefficiente de variação (CV) de F_S	3,42%

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Haja visto a similaridade dos resultados obtidos pelos métodos de Bishop simplificado, Spencer e Morgenstern e Price, verificou-se os parâmetros estatísticos considerando apenas os valores de F_S para estes métodos. Neste caso, obteve-se fator de segurança médio de 1,847, desvio-padrão de 0,002 e coeficiente de variação de 0,13%, ou seja, dados estatisticamente mais próximos, ressaltando as semelhanças entre os resultados (sobretudo numéricos) obtidos para os métodos em questão.

A partir da análise das grades com os centros das superfícies avaliadas, nota-se uma gradativa redução no F_S à medida em que o centro se desloca ao canto inferior esquerdo da grade. Haja visto a possibilidade de obtenção de fatores de segurança inferiores aos verificados nas análises de estabilidade apresentadas, avaliou-se essa possibilidade em análises complementares.

Como resultado, todos os métodos apresentaram superfícies sob a rampa superior do talude com F_S maior que as superfícies mais críticas, as quais possuem pé localizado sob as rampas intermediária ou inferior, indicando que análises mais

precisas e com maior número de centros para superfícies de ruptura não alterariam drasticamente as condições geométricas das superfícies apresentadas na Figura 34.

Em se tratando do mapa de segurança, o qual se fundamenta em uma faixa de superfícies de provável ruptura com os menores valores para fator de segurança obtidos, nota-se que a crista da hipotética superfície se localiza entre 1 e 11 metros da crista da rampa superior do talude, enquanto a base da superfície tende a se concentrar entre 1,5 m de altitude do pé da rampa intermediária e 6 m de extensão do pé do talude inferior.

Conforme previamente enfatizado na metodologia deste trabalho, a divergência entre os resultados obtidos nas análises determinísticas é justificada pelas distintas modelagens teóricas e matemáticas associadas aos métodos empregados. A abordagem apresentada permitiu ressaltar as divergências em questão, assim como identificar tendências relevantes que servirão de base para as análises probabilísticas deste trabalho.

5.4 ANÁLISES PROBABILÍSTICAS DE ESTABILIDADE

Análises determinísticas da estabilidade de taludes sustentam as modelagens probabilísticas de estabilidade geotécnica. Nesse sentido, ressalta-se que o método probabilístico fundamentado no equilíbrio-limite empregado para as análises necessárias ao FOSM, PEM e MSM foi o de Morgenstern e Price, com função de variação da inclinação da resultante de forças interlamelares semi-senoidal.

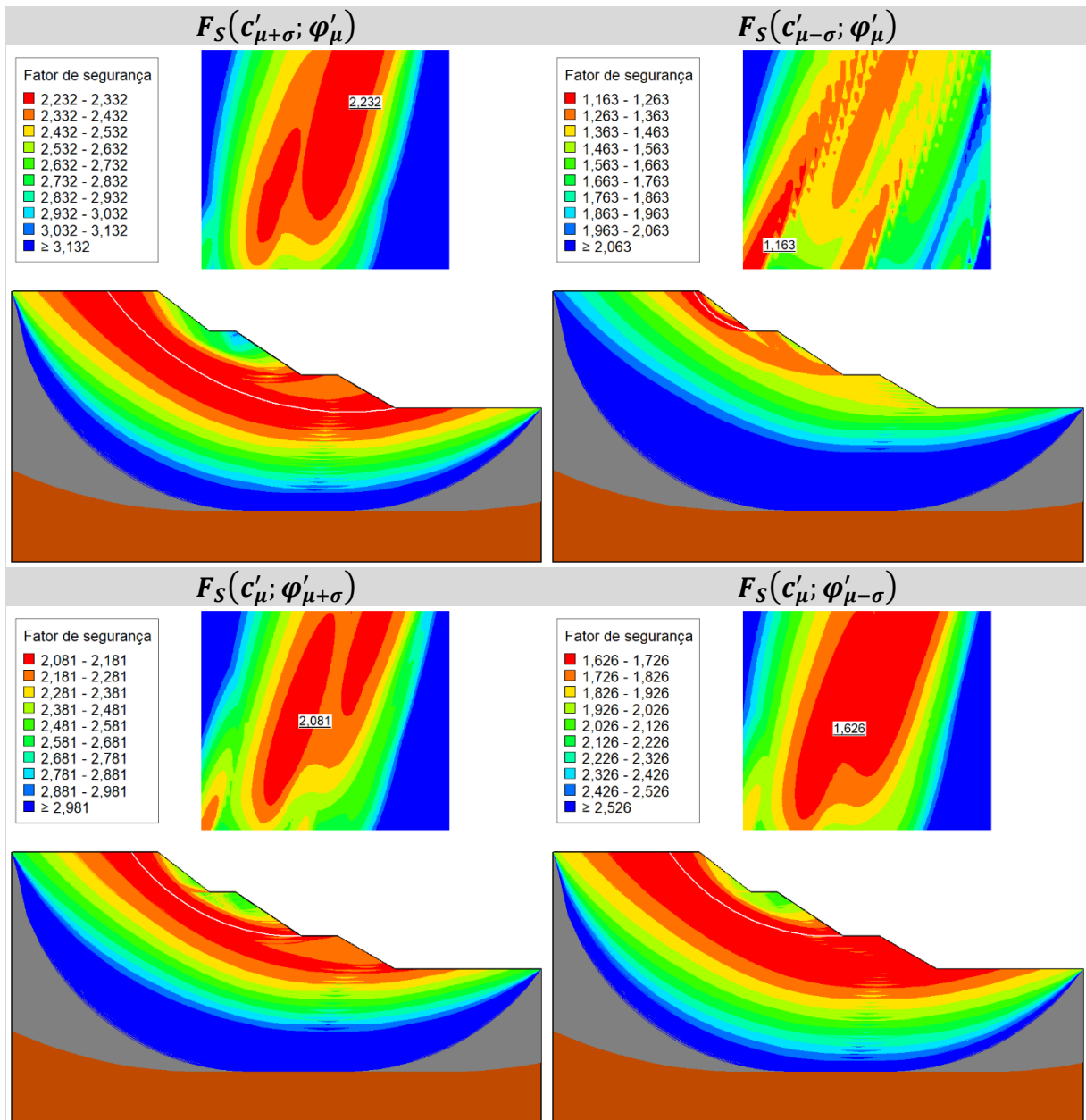
5.4.1 Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM)

Considerando o ângulo de atrito interno efetivo (φ') e o intercepto coesivo (c') como variáveis aleatórias, a função de performance (F_S) deve ser avaliada cinco vezes. Conforme explicitado na metodologia deste trabalho, trata-se da primeira etapa da implementação do FOSM. Os resultados destas análises são apresentados na Figura 35 e na Tabela 9.

A notação adotada e as magnitudes empregadas para os parâmetros de resistência ao cisalhamento são resumidas na sequência:

- $F_S(c'_\mu; \varphi'_\mu) \Rightarrow c'_\mu = 12,44 \text{ kPa}; \varphi'_\mu = 28,57^\circ;$
- $F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_\mu) \Rightarrow c'_{\mu+\sigma} = 22,09 \text{ kPa}; \varphi'_\mu = 28,57^\circ;$
- $F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_\mu) \Rightarrow c'_{\mu-\sigma} = 2,79 \text{ kPa}; \varphi'_\mu = 28,57^\circ;$
- $F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu+\sigma}) \Rightarrow c'_\mu = 12,44 \text{ kPa}; \varphi'_{\mu+\sigma} = 32,98^\circ;$
- $F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu-\sigma}) \Rightarrow c'_\mu = 12,44 \text{ kPa}; \varphi'_{\mu-\sigma} = 24,16^\circ.$

Figura 35 – Resultados de F_S para implementação do FOSM.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Tabela 9 – Resultados numéricos de F_S para implementação do FOSM.

ANÁLISE DETERMINÍSTICA	c' (kPa)	φ'	F_S
$F_S(c'_\mu; \varphi'_\mu)$	12,44	28,57°	1,846
$F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_\mu)$	22,09	28,57°	2,232
$F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_\mu)$	2,79	28,57°	1,163
$F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu+\sigma})$	12,44	32,98°	2,081
$F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu-\sigma})$	12,44	24,16°	1,626

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

O resultado obtido para $F_S(c'_\mu; \varphi'_\mu)$ não é apresentado na Figura 35, uma vez que consiste no exposto na Figura 34 para o método de Morgenstern e Price, contemplando os valores médios dos parâmetros geotécnicos tratados como variáveis aleatórias no FOSM. Este valor consiste na média de F_S para o método probabilístico em questão. A segunda etapa do FOSM consiste no cálculo da variação do fator de segurança, conforme as equações (100) e (101), obtendo-se os seguintes valores:

- $\Delta F_{S,c'} = 2,232 - 1,163 \therefore \Delta F_{S,c'} = 1,069$;
- $\Delta F_{S,\varphi'} = 2,081 - 1,626 \therefore \Delta F_{S,\varphi'} = 0,455$.

Na sequência, determina-se a variância de F_S , empregando para tal a Equação (102), assim como são calculados o desvio-padrão e o coeficiente de variação. A variância é função do coeficiente de correlação ($\rho_{c',\varphi'}$), o qual apresentou valor de -0,25 para os parâmetros geotécnicos em questão. A título comparativo, optou-se por calcular, também, os parâmetros estatísticos do FOSM considerando que o ângulo de atrito interno efetivo e o intercepto coesivo são variáveis independentes. A Tabela 10 apresenta os parâmetros estatísticos obtidos.

Tabela 10 – Resultados do FOSM.

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	$\rho_{c',\varphi'} = 0$	$\rho_{c',\varphi'} = -0,25$
Média (μ) de F_S	1,846	1,846
Variância (σ^2) de F_S	0,33745	0,27665
Desvio-padrão (σ) de F_S	0,58090	0,52597
Coeficiente de variação (CV) de F_S	31,47%	28,49%

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

De posse dos parâmetros estatísticos, torna-se possível a determinação do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de desempenho insatisfatório (P_f) para o talude objeto conforme o FOSM. Para tal, deve-se definir um valor-limite para o F_S , assim como uma função densidade de probabilidade (PDF) para distribuir os parâmetros estatísticos obtidos. De modo geral, costuma-se empregar as distribuições normal e log-normal para tal. A Tabela 11 apresenta os valores de β e P_f obtidos para as PDF's em questão.

Tabela 11 – β e P_f para o FOSM, com base em PDF's normal e log-normal.

PDF	NORMAL		LOG-NORMAL	
	0	-0,25	0	-0,25
$\rho_{c',\varphi'}$				
$\beta(F_S < 1,0)$	1,4564	1,6084	1,8413	2,0545
$P_f(F_S < 1,0)$	7,26%	5,39%	3,28%	2,00%
Nível de performance	Perigoso	Insatisfatório	Insatisfatório	Ruim
$\beta(F_S < 1,4)$	0,7678	0,8480	0,7463	0,8502
$P_f(F_S < 1,4)$	22,13%	19,82%	22,77%	19,76%
Nível de performance	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

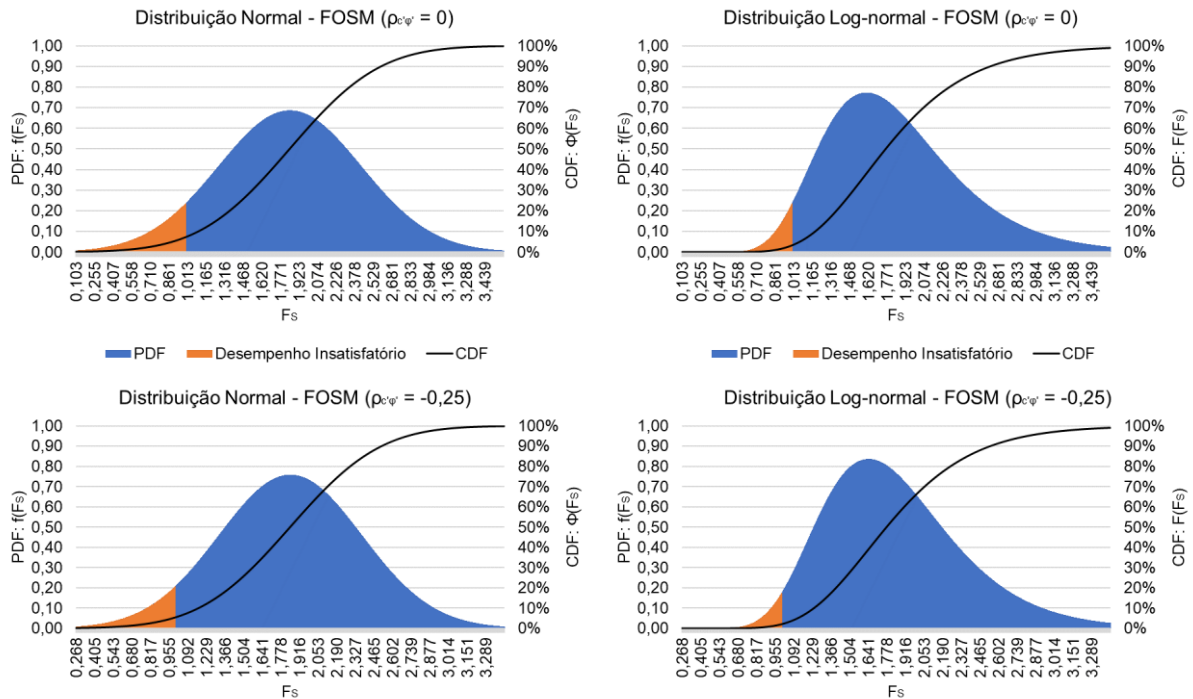
O valor-limite de 1,0 para o fator de segurança diz respeito ao limiar de estabilidade geotécnica, onde o talude transitaria entre estável e instável, ou seja, uma ruptura seria deflagrada. O valor de 1,4, por sua vez, corresponde ao F_S mínimo segundo a ABNT NBR 11682 (2009) considerando que o talude objeto apresenta nível de segurança contra danos a vidas humanas médio e contra danos materiais e ambientais também médio, ou seja, corresponde ao limiar de segurança do talude.

A partir dos parâmetros estatísticos e das probabilidades de desempenho insatisfatório, pode-se representar graficamente os resultados obtidos para o FOSM considerando a distribuição do fator de segurança com PDF's normal e log-normal. A função probabilidade de massa (PDF) é apresentada com sua área colorida, onde o tom alaranjado está associado à P_f , e o azul tem relação com o valor de “ $1 - P_f$ ”. A função de distribuição cumulativa (CDF), por sua vez, é a linha preta que relaciona P_f ao valor-limite estipulado para o F_S .

O valor da abscissa onde ocorre a troca de cores na PDF é o valor-limite do fator de segurança escolhido, e a partir dele é possível determinar P_f por meio da ordenada relativa à CDF graficamente apresentada. A Figura 36 dispõe a PDF e a

CDF para a variação de F_S resultante do FOSM, considerando o limiar de estabilidade geotécnica ($F_S = 1,0$), distribuições normal e log-normal, com e sem dependência entre c' e φ' .

Figura 36 – PDF e CDF de F_S em função dos resultados do FOSM.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Optou-se por apresentar apenas os gráficos relativos ao F_S unitário, uma vez que a PDF e a CDF são idênticas para quaisquer valores-limite de F_S estipulados. No que tange às probabilidades de desempenho insatisfatório, obtiveram-se resultados que destoaram do esperado, com índices de confiabilidade, em sua maioria, extremamente baixos, indicando um certo risco de instabilidade no talude objeto com os parâmetros geotécnicos empregados.

Estatisticamente, observa-se que quanto mais próximos de -1 os valores do coeficiente de correlação entre os parâmetros tratados com variáveis aleatórias (neste caso c' e φ'), maiores magnitudes para β são obtidas, acarretando valores inferiores para P_f , o que indica menor risco de desempenho insatisfatório e melhores níveis de performance da análise realizada.

Através da interpretação dos valores de P_f obtidos, nota-se que a definição da PDF adotada é de extrema relevância na avaliação probabilística da estabilidade de

taludes. Este fato possui influência particularmente mais notável ao se analisar os resultados considerando o valor unitário de F_S , onde três níveis distintos de performance foram verificados nas quatro avaliações efetuadas.

Ainda assim, o melhor nível de performance obtido para o objeto de estudo pelo FOSM considerando o limiar de estabilidade geotécnica, ou seja, a ruptura do talude objeto, segundo o USACE (1997) foi “ruim” (PDF log-normal), não convergindo com o resultado obtido na análise semelhante considerando uma PDF normal. Ressalta-se, portanto, que os resultados das análises probabilísticas pelo FOSM apontam para um desempenho pouco adequado do talude objeto, indicando que o modelo geomecânico empregado não é estatisticamente sólido.

Em se tratando da geometria da superfície crítica de ruptura, nota-se o seguinte:

- A superfície crítica na análise para $F_S(c'_\mu; \varphi'_\mu)$, onde parâmetros médios para c' e φ' foram empregados, apresentou base convergindo com o pé da rampa intermediária do talude;
- A superfície crítica na análise para $F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_\mu)$, onde foi empregado 22,09 kPa para c' e 28,57° para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa inferior do talude;
- A superfície crítica na análise para $F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_\mu)$, onde foi empregado 2,79 kPa para c' e 28,57° para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa superior do talude;
- A superfície crítica na análise para $F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu+\sigma})$, onde foi empregado 12,44 kPa para c' e 32,98° para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa intermediária do talude;
- A superfície crítica na análise para $F_S(c'_\mu; \varphi'_{\mu-\sigma})$, onde foi empregado 12,44 kPa para c' e 24,16° para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa intermediária do talude.

Especial ênfase se dá aos resultados obtidos na análise para $F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_\mu)$, onde verificou-se a ocorrência de superfície de ruptura potencial mais superficial e localizada na rampa superior, a qual possui maior declividade. O resultado está relacionado ao baixo valor de intercepto coesivo do modelo geomecânico.

Quando um solo não apresenta resistência ao cisalhamento associada à coesão, sendo ele puramente friccional, espera-se que um talude estável composto unicamente por este material presente, no mínimo, inclinação superior ao valor do ângulo de atrito interno efetivo do solo. De modo semelhante, a presença de pequenos interceptos coesivos não é capaz de garantir estabilidade geotécnica a um talude com declividade consideravelmente superior a φ' .

Como as rampas superior, intermediária e inferior do talude objeto apresentam, respectivamente, inclinação de $37,57^\circ$, $33,69^\circ$ e $29,74^\circ$, e os valores do ângulo de atrito interno efetivo alternam entre $24,16^\circ$ e $32,98^\circ$, a parcela de resistência associada ao intercepto coesivo é indispensável na estabilidade geotécnica do talude em questão.

Os valores de ΔF_S obtidos para a variação de c' foram, inclusive, notavelmente superiores aos valores associados à permutação de φ' . Isto indica que o elevado coeficiente de variação relativo ao intercepto coesivo para o solo gnáissico-migmatítico representativo para o talude objeto acarreta uma faixa de variação do fator de segurança extremamente elevada, o que justifica os valores muito baixos de P_f obtidos.

A provável superfície de ruptura estar mais próxima à superfície do terreno não pode ser confundida, no entanto, com erosão superficial. O que ocorre, na prática, é que uma pequena sobrecarga associada ao peso próprio do material já é suficiente para provocar a ruptura do talude, com esta superfície se manifestando, portanto, em baixas profundidades. Essa tendência é mais provável de ser verificada na rampa superior do talude objeto, uma vez que se trata da porção mais inclinada.

Ao mesmo tempo que este tipo de ruptura possui ocorrência mais plausível no talude objeto, a modelagem geomecânica empregada acarreta superfícies de ruptura distintas das possivelmente verificadas na prática e em fatores de segurança também inferiores ao esperado.

Nesta modelagem, é descartada a influência de fatores significativos, mas pouco considerados em análises típicas de estabilidade geotécnica, como a resistência gerada pelo sistema solo-raiz associado a vegetação e a parcela de resistência não saturada relativa à sucção, os quais tendem a elevar os valores de intercepto coesivo do solo regional, contribuindo positivamente na estabilidade geotécnica. Dessa forma, os resultados obtidos em análises probabilísticas e

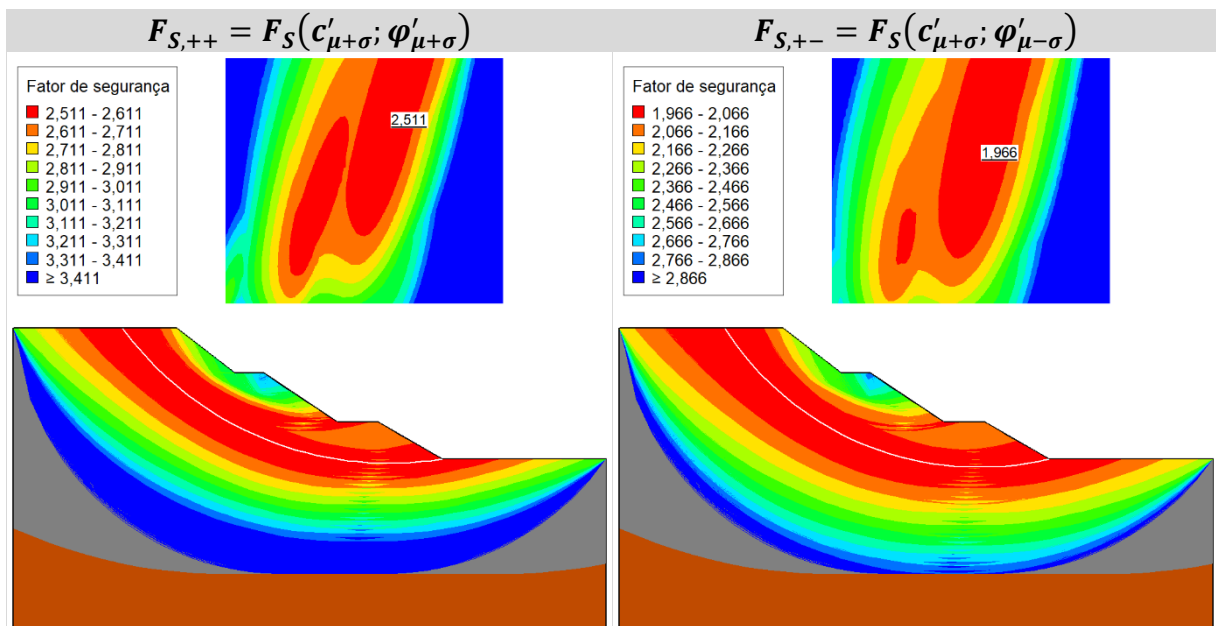
determinísticas devem sempre ser ponderados quanto à sua real representatividade dos problemas analisados.

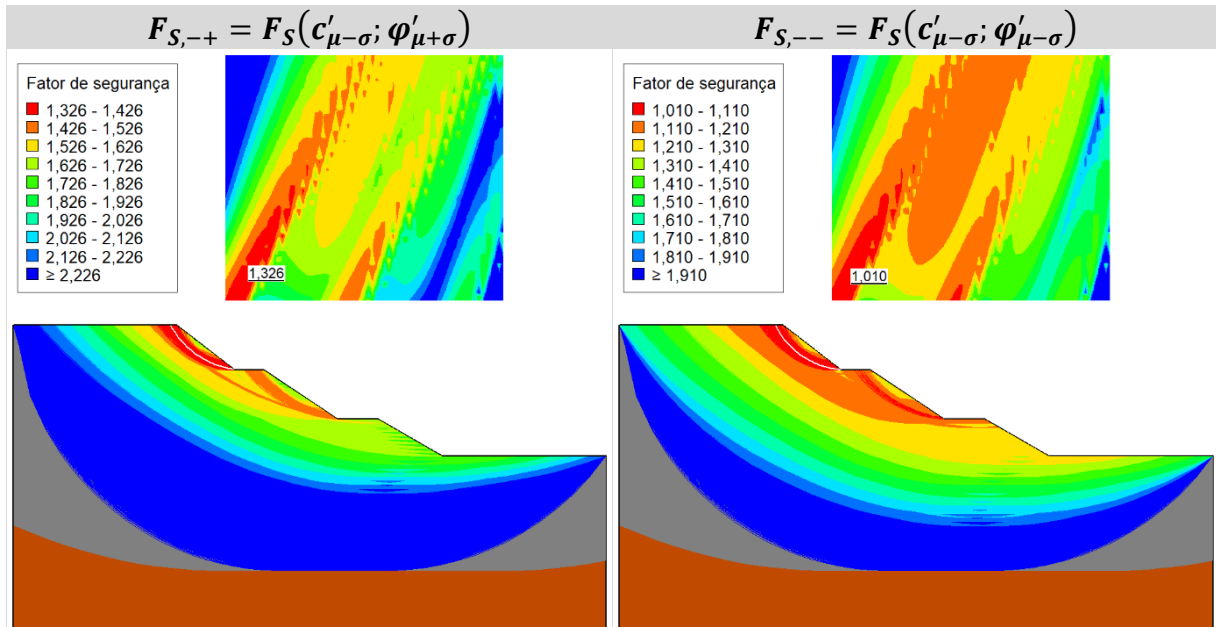
5.4.2 Método das Estimativas Pontuais (PEM)

De forma semelhante ao FOSM, no PEM o ângulo de atrito interno efetivo (φ') e o intercepto coesivo (c') são tratados com variáveis aleatórias. A função de performance (F_S), no entanto, deve ser avaliada quatro vezes, sendo os resultados destas análises apresentados na Figura 37 e na Tabela 12. A notação adotada e as magnitudes dos parâmetros de resistência ao cisalhamento empregadas são resumidas na sequência:

- $F_{S,++} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_{\mu+\sigma}) \Rightarrow c'_{\mu+\sigma} = 22,09 \text{ kPa}; \varphi'_{\mu+\sigma} = 32,98^\circ;$
- $F_{S,+ -} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_{\mu-\sigma}) \Rightarrow c'_{\mu+\sigma} = 22,09 \text{ kPa}; \varphi'_{\mu-\sigma} = 24,16^\circ;$
- $F_{S,- +} = F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_{\mu+\sigma}) \Rightarrow c'_{\mu-\sigma} = 2,79 \text{ kPa}; \varphi'_{\mu+\sigma} = 32,98^\circ;$
- $F_{S,--} = F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_{\mu-\sigma}) \Rightarrow c'_{\mu-\sigma} = 2,79 \text{ kPa}; \varphi'_{\mu-\sigma} = 24,16^\circ.$

Figura 37 – Resultados de F_S para implementação do PEM.





Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Tabela 12 – Resultados numéricos de F_S para implementação do PEM.

ANÁLISE DETERMINÍSTICA	c' (kPa)	φ'	F_S
$F_{S,++} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_{\mu+\sigma})$	22,09	32,98°	2,511
$F_{S,+} = F_S(c'_{\mu+\sigma}; \varphi'_{\mu-\sigma})$	22,09	24,16°	1,966
$F_{S,-+} = F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_{\mu+\sigma})$	2,79	32,98°	1,326
$F_{S,--} = F_S(c'_{\mu-\sigma}; \varphi'_{\mu-\sigma})$	2,79	24,16°	1,010

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Na sequência, calculam-se os coeficientes de ponderação a partir das Equações (103) e (104). Os coeficientes de ponderação do PEM são função do coeficiente de correlação entre o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno efetivo, e assim como para o FOSM, foram avaliados resultados considerando que estes parâmetros são variáveis independentes e dependentes (com $\rho_{c',\varphi'} = -0,25$).

A partir dos coeficientes de ponderação, calcula-se a média do fator de segurança pela Equação (79), o valor de $E(F_S^2)$ pela Equação (80), a variância de F_S conforme a Equação (82), o desvio-padrão e o coeficiente de variação. Estes parâmetros estatísticos são apresentados na Tabela 13, sendo possível, por meio deles, determinar o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de desempenho insatisfatório (P_f) para o talude objeto de acordo com o PEM.

Tabela 13 – Resultados do PEM.

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	$\rho_{c',\varphi'} = 0$	$\rho_{c',\varphi'} = -0,25$
$P_{++} = P_{--}$	0,2500	0,1875
$P_{+-} = P_{-+}$	0,2500	0,3125
Média (μ) de F_S	1,703	1,689
Média (μ) de F_S^2	3,237	3,131
Variância (σ^2) de F_S	0,33610	0,27829
Desvio-padrão (σ) de F_S	0,57974	0,52753
Coeficiente de variação (CV) de F_S	34,04%	31,23%

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Os valores de β e P_f para o talude objeto considerando PDF's normal e log-normal, assim como a classificação dos resultados frente ao proposto pelo USACE (1997) estão dispostos na Tabela 14. A Figura 38, por sua vez, apresenta a PDF e a CDF para a variação de F_S resultante do PEM.

Tabela 14 – β e P_f para o PEM, com base em PDF's normal e log-normal.

PDF	NORMAL		LOG-NORMAL	
	0	-0,25	0	-0,25
$\beta(F_S < 1,0)$	1,2130	1,3060	1,4429	1,5652
$P_f(F_S < 1,0)$	11,26%	9,58%	7,45%	5,88%
Nível de performance	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Insatisfatório
$\beta(F_S < 1,4)$	0,5231	0,5477	0,4266	0,4624
$P_f(F_S < 1,4)$	30,05%	29,19%	33,48%	32,19%
Nível de performance	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso

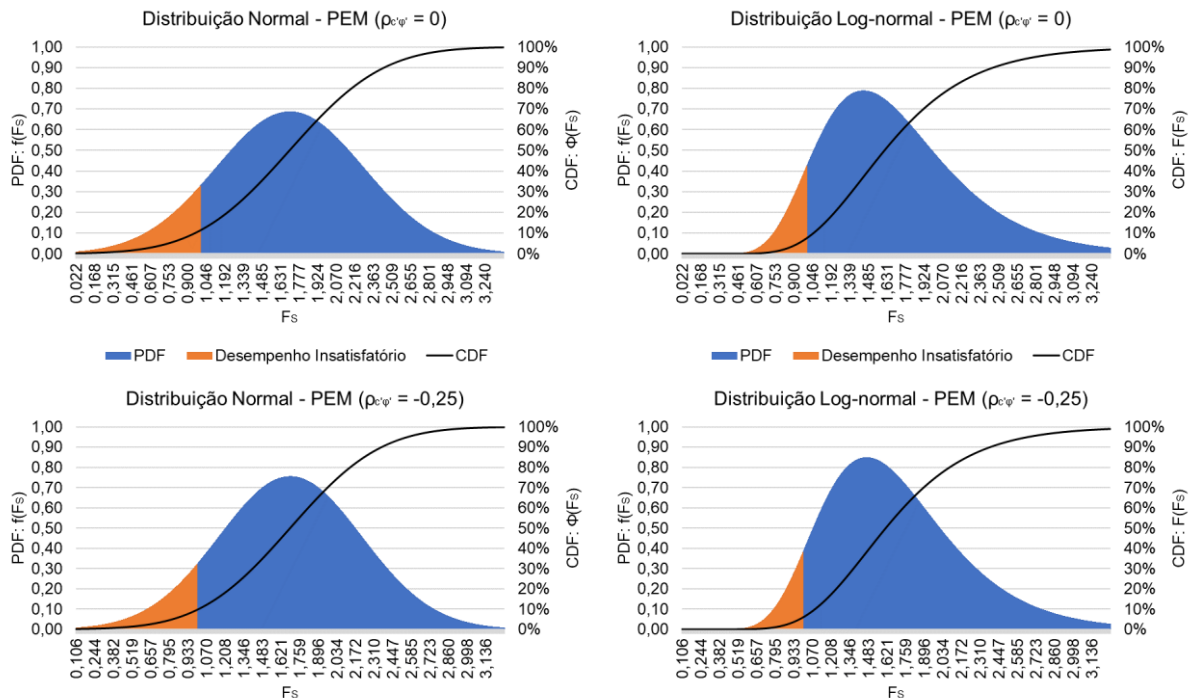
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Os valores-limite empregados para o fator de segurança são os mesmos justificados no FOSM, os quais estão associados aos limiares de estabilidade geotécnica ($F_S = 1,0$) e de segurança ($F_S = 1,4$) do talude. Assim como no FOSM, foram obtidos resultados ruins para a probabilidade de desempenho insatisfatório no PEM, com melhor nível de performance divergindo entre as PDF's normal e log-normal e definido como "insatisfatório", confirmando o risco de instabilidade existente no talude objeto.

De modo semelhante ao relatado no FOSM, à medida em que há redução dos valores do coeficiente de correlação entre c' e φ' , notam-se maiores magnitudes para β , ou seja, menores probabilidades de desempenho insatisfatório são obtidas no PEM.

Neste caso, trata-se de algo evidente ao se analisar a modelagem matemática dos fatores de ponderação empregados no método.

Figura 38 – PDF e CDF de F_S em função dos resultados do PEM.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

No que tange à geometria da superfície crítica de ruptura, destaca-se o seguinte:

- A superfície crítica na análise para $F_{S,++}$, onde foi empregado 22,09 kPa para c' e $32,98^\circ$ para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa inferior do talude;
- A superfície crítica na análise para $F_{S,+}$, onde foi empregado 22,09 kPa para c' e $24,16^\circ$ para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa inferior do talude;
- A superfície crítica na análise para $F_{S,-}$, onde foi empregado 2,79 kPa para c' e $32,98^\circ$ para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa superior do talude;

- A superfície crítica na análise para $F_{S,--}$, onde foi empregado 2,79 kPa para c' e $24,16^\circ$ para φ' , apresentou base convergindo com o pé da rampa superior do talude.

Superfícies de ruptura potencial localizadas mais próximo da superfície do terreno foram relatadas nos resultados obtidos para $F_{S,+}$ e $F_{S,--}$, quando menores valores de intercepto coesivo foram empregados no modelo geomecânico. Comportamento irregular da grade de centros de superfícies quando comparado com análises empregando maiores valores de c' também foi notado do PEM, de modo similar ao ocorrido em análises parecidas no FOSM.

Especial atenção deve ser dada aos resultados obtidos quando as duas variáveis aleatórias apresentam seus valores mínimos conjuntamente ($F_{S,--}$), com o valor crítico do fator de segurança atingindo 1,010, muito próximo ao limiar de estabilidade geotécnica. Neste caso, nota-se a ocorrência de valores baixos para F_S em superfícies com crista na banquetta superior à rampa intermediária e base no pé da mesma rampa.

Análises complementares confirmaram, no entanto, que os valores de F_S obtidos para essas superfícies sempre foram superiores aos obtidos em superfícies de ruptura potencial na rampa superior, algo justificável ao se analisar a relação entre o ângulo de atrito interno efetivo e a declividade das rampas do talude objeto. De forma semelhante ao ressaltado no FOSM, reafirma-se que o fato da provável superfície de ruptura estar mais próxima à superfície do terreno não deve ser confundida com erosão superficial, sendo um problema de estabilidade geotécnica.

5.4.3 Método de Simulação de Monte-Carlo (MSM)

As simulações de Monte-Carlo se fundamentam na geração de valores aleatórios para combinações de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno efetivo, as quais são consideradas variáveis aleatórias e selecionadas a partir de PDF's predefinidas. Neste estudo, foram realizadas quatro análises pelo MSM, as quais apresentaram configurações distintas:

- c' e φ' distribuídos normalmente (PDF normal), independentes;

- c' e φ' distribuídos normalmente (PDF normal), dependentes, com coeficiente de correlação de -0,25;
- c' e φ' distribuídos log-normalmente (PDF log-normal), independentes;
- c' e φ' distribuídos log-normalmente (PDF log-normal), dependentes, com coeficiente de correlação de -0,25.

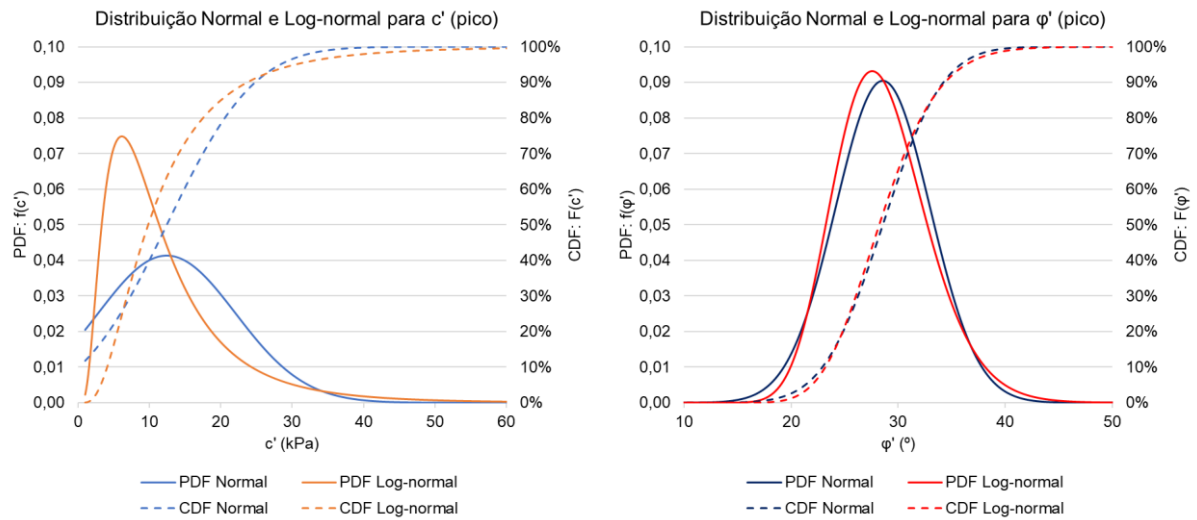
A definição de uma distribuição de probabilidade para c' e φ' faz com que os parâmetros geotécnicos tratados como variáveis aleatórias assumam o comportamento da PDF selecionada, de modo com que os limites possíveis para estes parâmetros se tornem os mesmos da PDF adotada. Assim, selecionando-se PDF normal, valores negativos podem ser obtidos para o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno efetivo, os quais são teoricamente impossíveis na mecânica dos solos.

Dessa forma, pode-se definir limites para os máximos e mínimos valores obtidos para estes parâmetros geotécnicos. Para todas as análises realizadas, optou-se por definir o valor mínimo de 1 kPa para o intercepto coesivo, uma vez que a definição de coesão nula em análises de estabilidade costuma acarretar resultados instáveis, frutos das modelagens matemáticas dos métodos baseados no equilíbrio-limite empregados.

Para φ' , o limite mínimo definido foi 0° , enquanto limites máximos não foram fixados para ambos os parâmetros geotécnicos em questão. Para as PDF's predefinidas, foram considerados os valores médios e os desvios-padrão calculados para c' e φ' conforme as envoltórias de **Mohr-Coulomb de pico**. A Figura 39 apresenta as PDF's e CDF's normal e log-normal dos parâmetros geotécnicos amostrados no MSM.

Além disso, haja visto as limitações computacionais para implementação do método, definiu-se grade e raios de pesquisa de superfícies de ruptura potencial com maiores intervalos, reduzindo o número de superfícies avaliadas para definição da menor magnitude de F_S . Nesse sentido, cada avaliação do MSM contemplou a pesquisa de 1.331 prováveis superfícies, repetindo-se este processo para a totalidade de simulações de Monte-Carlo definidas.

Figura 39 – PDF's e CDF's normal e log-normal para c' e φ' (pico).

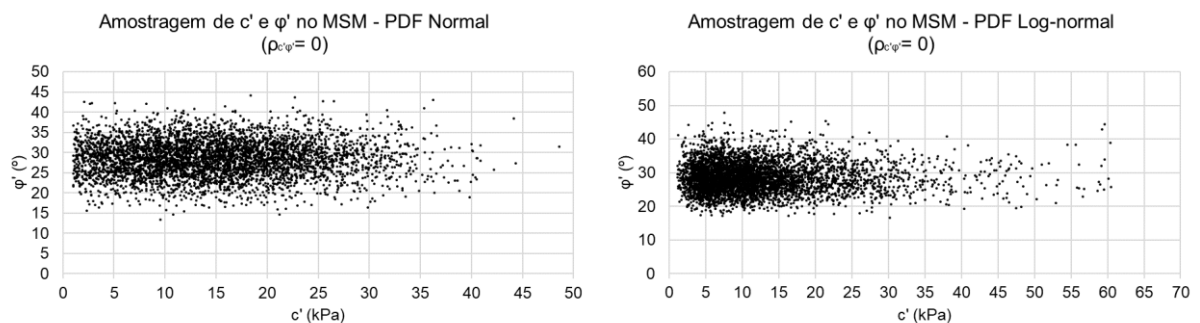


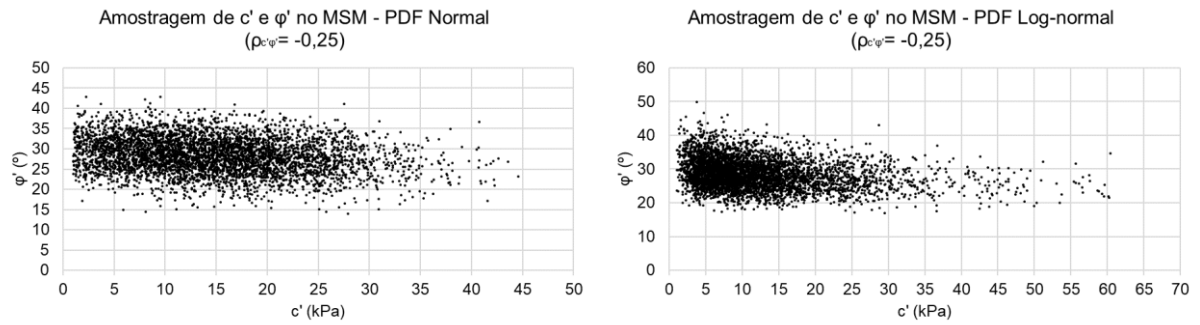
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Como a posição da grade e dos raios de pesquisa influencia diretamente nos resultados obtidos, realizaram-se algumas análises previamente à implementação do MSM, de modo com que fosse possível a disposição em posições representativas para a faixa de variação dos parâmetros geotécnicos associada às PDF's predefinidas. Além disso, cada configuração avaliada almejou a obtenção de um nível de confiança de 90%, sendo realizadas 4.575 simulações em cada análise, totalizando a avaliação de 6.089.325 prováveis superfícies de ruptura.

Dessa forma, faz-se necessária a amostragem de 4.575 pares de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno efetivo, os quais respeitam as funções de densidade de probabilidade selecionadas (Figura 39) e a relação de dependência entre os parâmetros. A Figura 40 apresenta os pares de c' e φ' amostrados para as quatro análises pelo MSM realizadas neste estudo.

Figura 40 – Combinações de c' e φ' amostradas (4.575 pares) para o MSM.





Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Para cada um dos 4.575 pares de c' e φ' amostrados foram analisadas 1.331 prováveis superfícies de ruptura, armazenando o menor valor de F_S para cada par de variáveis. A Tabela 15 apresenta os parâmetros estatísticos obtidos no MSM, enquanto a Tabela 16 dispõe os valores de probabilidade de desempenho insatisfatório (P_f) e índice de confiabilidade (β) obtidos diretamente das simulações de Monte-Carlo.

Tabela 15 – Resultados do MSM.

PDF DE c' E φ'	NORMAL		LOG-NORMAL	
	$\rho = 0$	$\rho = -0,25$	$\rho = 0$	$\rho = -0,25$
PARÂMETRO ESTATÍSTICO				
Média (μ) de F_S	1,925	1,903	1,814	1,801
Menor valor de F_S obtido	0,739	0,746	0,800	0,808
Maior valor de F_S obtido	3,793	3,401	4,662	3,876
Variância (σ^2) de F_S	0,19321	0,15324	0,20042	0,14563
Desvio-padrão (σ) de F_S	0,43956	0,39145	0,44769	0,38162
Coeficiente de variação (CV) de F_S	22,83%	20,57%	24,68%	21,19%

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Tabela 16 – β e P_f obtidos pelo MSM.

PDF	NORMAL		LOG-NORMAL	
	0	-0,25	0	-0,25
$\rho_{c',\varphi'}$				
$\beta(F_S < 1,0)$ obtido pelo MSM	2,1796	2,3005	2,4465	2,8196
$P_f(F_S < 1,0)$ obtido pelo MSM	1,46%	1,07%	0,72%	0,24%
Nível de performance	Ruim	Ruim	Ruim	Abaixo da média
$\beta(F_S < 1,4)$ obtido pelo MSM	1,1849	1,2601	0,9548	1,1077
$P_f(F_S < 1,4)$ obtido pelo MSM	11,80%	10,38%	16,98%	13,40%
Nível de performance	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

A Tabela 17, por sua vez, apresenta os valores de β e P_f calculados considerando as PDF's correspondentes e os parâmetros estatísticos obtidos pelo MSM e dispostos na Tabela 15. A obtenção desses valores por meio de cálculos consiste em relevante ferramenta para comparação entre os resultados simulados e os resultados matematicamente determinados, a fim de ressaltar o nível de confiabilidade alcançado nas simulações realizadas.

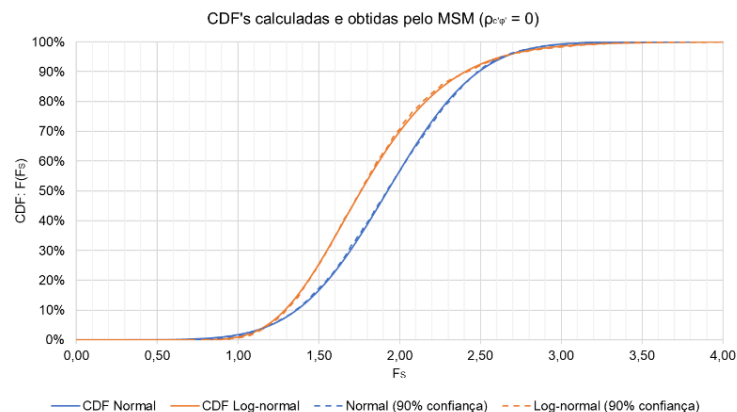
Tabela 17 – β e P_f calculados para o MSM.

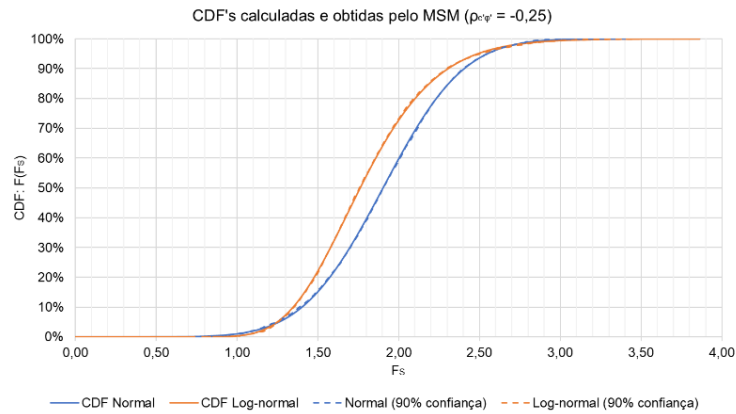
PDF	NORMAL		LOG-NORMAL	
	0	-0,25	0	-0,25
$\rho_{c',\phi'}$				
$\beta(F_S < 1,0)$ calculado	2,1053	2,3077	2,3275	2,7036
$P_f(F_S < 1,0)$ calculado	1,76%	1,05%	1,00%	0,34%
Nível de performance	Ruim	Ruim	Ruim	Abaixo da média
$\beta(F_S < 1,4)$ calculado	1,1953	1,2858	0,9437	1,0978
$P_f(F_S < 1,4)$ calculado	11,60%	9,93%	17,27%	13,61%
Nível de performance	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Os valores de β e P_f obtidos diretamente do MSM (Tabela 16) e os calculados a partir dos parâmetros estatísticos resultantes das simulações (Tabela 17) divergem levemente, mas coincidentemente convergem no que tange ao nível de performance segundo o USACE (1997). A proximidade entre estes valores é fruto do nível de confiança obtido pelo MSM, onde as 4.575 simulações realizadas indicam 90% de confiança nos resultados obtidos. A Figura 41 apresenta a comparação gráfica entre as CDF's obtidas diretamente e calculadas para as análises efetuadas.

Figura 41 – Representação gráfica do nível de confiança do MSM.





A proximidade entre as curvas cheias (calculadas) e as curvas tracejadas (obtidas) ressalta a confiabilidade das análises realizadas. Quanto maior o número de simulações de Monte-Carlo efetuadas, maior a proximidade entre estas curvas, indicando maior confiabilidade do MSM. À medida em que o coeficiente de correlação entre c' e φ' se aproxima de -1, espera-se que haja redução nos desvios-padrão dos F_S obtidos, com maior concentração de fatores de segurança próximo a média de F_S .

Ainda assim, como há geração de números aleatórios para as variáveis do MSM, espera-se que os resultados obtidos sejam sempre diferentes, mesmo para uma análise com modelo geomecânico idêntico, mesmas grades e raios de superfícies avaliadas, e PDF's e parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias semelhantes. Isso pode, no entanto, ser inverídico, uma vez que a geração desses valores se baseia em algoritmos computacionais, os quais muitas vezes empregam algum dado numérico definido como base para geração de números pseudoaleatórios, podendo, na prática, ocorrerem resultados idênticos.

Em se tratando dos valores obtidos e calculados para P_f no MSM, notam-se valores consideravelmente inferiores quando comparados com o obtido através da implementação do FOSM e do PEM (Tabela 18), demonstrando que o talude objeto apresenta menor risco geotécnico quando avaliado pelo MSM. No entanto, por se tratar de métodos probabilísticos de avaliação da estabilidade de taludes, as divergências nos resultados são esperadas, uma vez que as modelagens matemáticas e estatísticas são distintas entre os métodos.

Especial ênfase deve ser dada aos resultados para os coeficientes de variação obtidos para F_S pelos três métodos avaliados. Nota-se considerável variação na magnitude desse parâmetro estatístico entre os métodos probabilísticos, atingindo

os maiores valores no PEM, e os menores no MSM. Esta disparidade entre os valores de CV justifica parcialmente as divergências obtidas para β e P_f pelos métodos avaliados.

Tabela 18 – Resumo dos valores de obtidos pelo FOSM, PEM e MSM.

PDF	NORMAL		LOG-NORMAL	
	0	-0,25	0	-0,25
$\rho_{c',\varphi'}$				
Análise determinística pelo método de Morgenstern e Price	1,846	1,846	1,846	1,846
$P_f(F_S < 1,0)$ – FOSM	7,26%	5,39%	3,28%	2,00%
$P_f(F_S < 1,0)$ – PEM	11,26%	9,58%	7,45%	5,88%
$P_f(F_S < 1,0)$ – MSM obtido	1,46%	1,07%	0,72%	0,24%
$P_f(F_S < 1,0)$ – MSM calculado	1,76%	1,05%	1,00%	0,34%
Performance – FOSM	Perigoso	Insatisfatório	Insatisfatório	Ruim
Performance – PEM	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Insatisfatório
Performance – MSM obtido	Ruim	Ruim	Ruim	Abaixo da média
Performance – MSM calculado	Ruim	Ruim	Ruim	Abaixo da média
$P_f(F_S < 1,4)$ – FOSM	22,13%	19,82%	22,77%	19,76%
$P_f(F_S < 1,4)$ – PEM	30,05%	29,19%	33,48%	32,19%
$P_f(F_S < 1,4)$ – MSM obtido	11,80%	10,38%	16,98%	13,40%
$P_f(F_S < 1,4)$ – MSM calculado	11,60%	9,93%	17,27%	13,61%
Performance – FOSM	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso
Performance – PEM	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso
Performance – MSM obtido	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso
Performance – MSM calculado	Perigoso	Perigoso	Perigoso	Perigoso

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Para o limiar de estabilidade geotécnica ($F_S = 1,0$), obtiveram-se níveis de performance entre “perigoso” e “ruim” para o FOSM e o PEM, enquanto o MSM apresentou resultados entre “ruim” e “abaixo da média”. Mesmo que ainda insatisfatórios, estes níveis de confiança implicam em confiabilidade expressivamente superior para o MSM quando comparado com os demais métodos.

Para o limiar de segurança ($F_S = 1,4$), todos os métodos resultaram em nível de performance “perigoso”, mas os valores para a probabilidade de desempenho insatisfatório foram bastante distintos entre os métodos, concentrando-se entre 22,77% e 19,76% para o FOSM, 33,48% e 29,19% para o PEM e 17,27% e 9,93% para o MSM.

A limitação do valor do intercepto coesivo em 1 kPa para as análises pelo Método de Simulação de Monte-Carlo também justifica os menores valores para P_f obtidos neste método probabilístico. Como há possibilidade de limitar a faixa de variação de parâmetros geotécnicos no MSM, as PDF's destes parâmetros são modificadas, e as distribuições de probabilidade de F_S obtidas neste método refletem as limitações impostas às variáveis aleatórias.

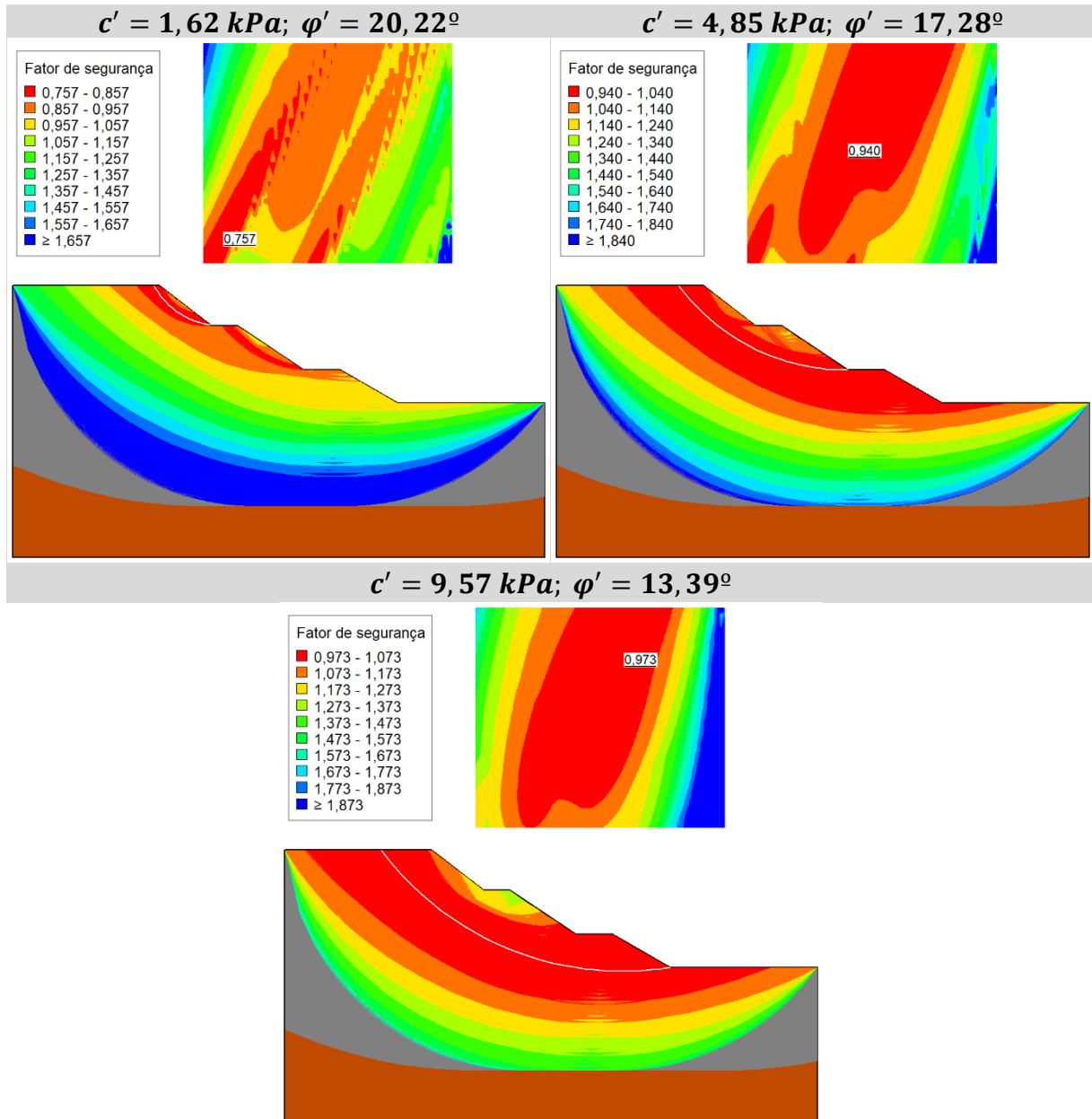
Para o FOSM e o PEM, como não há possibilidade de limitar os parâmetros geotécnicos em valores máximos e mínimos além dos especificados para a implementação dos métodos, os quais estão geralmente associados aos desvios-padrão dos parâmetros, os comportamentos das distribuições de probabilidade para o F_S não são modificados, acarretando em resultados por vezes bastante divergentes aos obtidos pelo MSM.

No que tange às características geométricas das superfícies críticas de ruptura, notou-se que a maioria dos valores de F_S inferiores a 1 foram obtidos em superfícies mais próximas ao terreno do talude e localizadas com base no pé da rampa superior. Rupturas com crista no topo da rampa superior e base no pé da rampa intermediária também foram obtidas com frequência, enquanto superfícies com base no pé da rampa inferior foram bastante raras.

De modo geral, as combinações de c' e φ' onde os valores de intercepto coesivo variaram entre 1 kPa e 4 kPa e o ângulo de atrito se manteve abaixo da declividade da rampa menos íngreme do talude ($29,74^\circ$) apresentaram superfície crítica sob a rampa superior. Quando φ' se manteve de modo semelhante e c' teve valores superiores a 4 kPa, observaram-se rupturas mais concentradas sob a rampa intermediária. Para valores mais altos de c' e baixos de φ' , verificou-se maior ocorrência de rupturas com superfície sob a rampa inferior.

Como todas as rampas apresentam inclinações superiores ao ângulo de atrito interno efetivo médio do solo gnáissico-migmatítico em questão, a parcela coesiva da resistência desse material se torna indispensável para a garantia da estabilidade do talude. A Figura 42 dispõe algumas superfícies de ruptura para combinações de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno efetivo empregadas nas simulações de Monte-Carlo.

Figura 42 – Superfícies de ruptura de algumas análises pelo MSM.



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

A possível ocorrência de rupturas na base das três rampas, consequência da variação dos pares de c' e φ' no MSM, ressalta a necessidade de obtenção de parâmetros de comportamento que representem adequadamente o solo avaliado. Supondo-se que uma campanha de investigação do solo seja realizada, obtendo parâmetros geotécnicos mais representativos, espera-se redução no coeficiente de variação destes parâmetros, acarretando resultados mais satisfatórios para as análises de estabilidade.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou fundamentos para a implementação de métodos probabilísticos na análise de estabilidade de taludes, os quais se baseiam no conceito de probabilidade de desempenho insatisfatório. Com o intuito de estabelecer relação entre teoria e prática, empregaram-se os três métodos probabilísticos abordados neste trabalho em um talude localizado no terreno da UFSC na Curva do Arroz, em Joinville.

As análises de estabilidade tiveram como base um banco de dados de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos estudados no LMS-CTJ, os quais têm origens geológicas distintas e foram extraídos de diversos municípios da região sul do Brasil. A partir da caracterização da área de estudos, selecionaram-se parâmetros de solos com características geológicas, geomorfológicas e pedológicas semelhantes, localizados no mesmo domínio geomorfológico, ou seja, foram obtidos parâmetros estatísticos para c' e φ' de solos gnáissico-migmatíticos de Joinville e Jaraguá do Sul.

Além das análises probabilísticas, executaram-se análises por cinco métodos determinísticos, a fim de verificar similaridades e diferenças entre os métodos em questão. Empregando valores médios para c' e φ' , obtiveram-se resultados muito semelhantes entre os métodos de Bishop simplificado, Spencer e Morgenstern e Price, tanto no tocante ao valor numérico do F_S , quanto às características geométricas da provável superfície de ruptura. Os métodos de Fellenius e Janbu simplificado, por sua vez, apresentaram soluções próximas entre si, mas resultaram em fatores de segurança consideravelmente inferiores quando comparados com os demais métodos.

Em se tratando das análises probabilísticas, as quais se basearam em um modelo geomecânico com variação dos parâmetros geotécnicos e soluções pelo método de Morgenstern e Price, notaram-se divergências consideráveis para os valores do índice de confiabilidade e da respectiva probabilidade de desempenho insatisfatório resultantes da implementação dos três métodos avaliados. Os resultados para P_f pelo MSM foram consideravelmente mais aceitáveis que os obtidos pelo FOSM, enquanto os piores resultados foram obtidos pelo PEM.

A análise pelo Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM) foi efetuada com as aproximações de primeira ordem sendo avaliadas nos valores

médios das variáveis. Desse modo, o procedimento realizado é semelhante ao denominado MFOSM ou Método da Série de Taylor. Como o F_S não é uma função linear, as aproximações de primeira ordem e o truncamento dos demais termos da série de Taylor introduzem erros de modelagem matemática e estatística, o que torna o método matematicamente pouco preciso, e, portanto, com resultados pouco representativos.

No Método das Estimativas Pontuais (PEM), os momentos da função de performance (fator de segurança) são calculados a partir da combinação dos dois primeiros momentos de cada variável aleatória, associando os resultados da função de performance com coeficientes de ponderação. Neste caso, a não-linearidade das funções de F_S não acarreta em erros de modelagem matemática e estatística, embora discussões acerca da precisão do método sejam pertinentes.

Enquanto no PEM a precisão dos resultados não é proporcional ao número de análises de F_S , no Método de Simulações de Monte-Carlo (MSM) o nível de confiança e a qualidade da análise é função do número de avaliações de F_S realizadas. Diferentemente dos demais métodos, no MSM os resultados são obtidos individualmente, plotando-se graficamente os valores discretos de F_S calculados para combinações aleatórias das variáveis randômicas, possibilitando a estimativa de funções de distribuição estatística a partir de dados discretos.

Operacionalmente, maior produtividade é obtida com a implementação do FOSM, uma vez que se trata de um método que exige menor número de análises para três ou mais variáveis aleatórias em um problema de estabilidade geotécnica. Para o PEM, o número de análises determinísticas necessárias cresce exponencialmente com o número de variáveis aleatórias. No MSM os resultados obtidos são função do nível de confiança desejado, e o número de análises realizadas, além de ser muito maior pela forma como o método funciona, também cresce exponencialmente com a quantidade de variáveis aleatórias selecionadas.

Dentre os métodos probabilísticos estudados, o MSM se destaca por permitir a definição de distribuições de probabilidade e limites para as variáveis aleatórias do problema estudado. A definição de limites máximos e mínimos para parâmetros geotécnicos influencia diretamente nos resultados possíveis em análises de estabilidade de talude, algo que não é considerado no FOSM e no PEM.

No que tange às funções densidade de probabilidade (PDF's), ressalta-se sua importância para os resultados obtidos nas análises probabilísticas de estabilidade. A

definição de uma PDF para as variáveis tratadas como aleatórias no MSM constitui na base da PDF e da CDF obtidas para o F_S neste método, enquanto o FOSM e o PEM dependem da plotagem do F_S em distribuições de probabilidade a partir dos momentos estatísticos calculados para a obtenção do índice de confiabilidade e da probabilidade de desempenho insatisfatório.

A abordagem probabilística, constitui, portanto, uma abordagem adicional que não substitui as abordagens determinísticas tradicionalmente empregadas. Para a aplicação apresentada, verificou-se que mesmo que o F_S deterministicamente obtido para os valores médios de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno tenha sido elevado (1,846 pelo método de Morgenstern e Price), do ponto de vista probabilístico o talude objeto apresentou risco geotécnico bastante considerável, podendo deflagrar uma ruptura.

Os elevados valores para o coeficiente de variação (razão entre desvio-padrão e média) dos parâmetros geotécnicos do banco de dados empregado justificam a obtenção de risco geotécnico insatisfatório. Neste sentido, conclui-se que o emprego de banco de dados de parâmetros geotécnicos para análise probabilística da estabilidade de taludes consiste em relevante ferramenta de avaliação em nível de anteprojeto. Para projetos executivos, o banco de dados deve obrigatoriamente ser substituído pelos resultados dos ensaios geotécnicos realizados para os materiais presentes no talude estudado.

A obtenção de parâmetros geotécnicos consistentes, assim como a adequada investigação de campo são indispensáveis para a execução de análises probabilísticas de qualidade. O valor do coeficiente de correlação entre c' e φ' permite ressaltar a importância de um excelente programa de investigação, uma vez que foi verificado que a existência de correlação negativa, onde o aumento de c' implica na redução de φ' (ou vice-versa), acarreta em melhores níveis de performance para o talude em questão.

Por fim, apresenta-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Executar investigação de campo e ensaios laboratoriais para os materiais presentes no talude objeto deste trabalho, a fim de obter um modelo geomecânico mais consistente e parâmetros geotécnicos mais assertivos, refazendo as análises probabilísticas e comparando os resultados com os apresentados neste trabalho;

- Realizar análises probabilísticas semelhantes para problemas de estabilidade geotécnica em taludes cujo programa de investigação geotécnica é mais completo;
- Verificar a aplicabilidade de métodos probabilísticos para a retroanálise de estabilidade de taludes;
- Realizar um estudo com mais métodos probabilísticos de análise de estabilidade de taludes, avaliando, também, modelos adaptados do FOSM e do PEM;
- Executar análises probabilísticas envolvendo variáveis aleatórias distintas, como a variação da resistência não drenada com a profundidade em um depósito de argila mole submetido a solicitações rápidas;
- Realizar um estudo para propor um procedimento de otimização para análises pelo Método de Simulações de Monte-Carlo, obtendo resultados dentro de níveis de confiança satisfatórios;
- Realizar um estudo analisando detalhadamente a influência da definição de PDF's nos resultados obtidos por distintos métodos probabilísticos de análise de estabilidade de taludes;
- Realizar um estudo para a proposição de níveis de performance mais adequados em função do índice de confiabilidade e da probabilidade de desempenho insatisfatório para as análises probabilísticas, levando em consideração o tipo de obra geotécnica, os riscos humanos, materiais e ambientais, e aspectos quantitativos e qualitativos do programa de investigação realizado.

REFERÊNCIAS

- ABRAMSON, L. W. *et al.* **Slope stability and stabilization methods**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 2001, 736 p.
- ANG, A. H.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering**: emphasis on applications to civil and environmental engineering. 2. ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 2007, 406 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11682**: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and statistics in geotechnical engineering**. Chichester: John Wiley & Sons Ltd., 2003, 605 p.
- BATISTA, L. Acervo estadual. *In*: ESTADÃO. **Grandes tragédias que marcaram a história do Brasil**. 2019. Disponível em: <https://acervo.estadao.com.br/noticias/acervo,grandes-tragedias-que-marcaram-a-historia-do-brasil,70002703878,0.htm>. Acesso em: 03 mai. 2021.
- BELLAN, C. H. **Retroanálise das condições hidrológicas associadas à instabilidade de uma encosta por meio do método dos elementos finitos**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2018.
- BISHOP, A. W. **The stability of earth dams**. 1952. Ph.D. Thesis – Imperial College, University of London, London, 1952.
- BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Géotechnique**, London, v. 5, p. 7-17, 1955.
- BISHOP, A. W.; MORGENSTERN, A. Stability coefficients for earth slopes. **Géotechnique**, London, v. 10, p. 129-150, 1960.
- BISHOP, A. W.; BJERRUM, L. The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. *In*: **Proceedings** of RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, p. 437-501, American Society of Civil Engineers, Boulder, Colorado, United States, 1960.
- BJERRUM, L. The effective shear strength parameters of sensitive clays. *In*: **Proceedings** of V INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, v. 1, p. 23-28, Paris, 1961.
- BROMHEAD, E. N. **The stability of slopes**. 2. ed. London: Taylor & Francis Group, CRC Press, 1998. 424 p.

CARDOSO, F. F. **Apostila de sistemas de contenção**. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CHOWDHURY, R.; FLENTJE, P.; BHATTACHARYA, G. **Geotechnical slope analysis**. London: Taylor & Francis Group, CRC Press, 2010. 772 p.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Mapa hidrogeológico do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2013.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Mapa geológico do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2014.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Geodiversidade do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2016. 160 p.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Galeria de fotos: cartas de perigo geológico: movimentos gravitacionais de massa**. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/Gestao-Territorial/Prevencao-de-Desastres/Galeria-de-fotos---Cartas-de-Perigo-Geologico-5387.html>. Acesso em: 26 abr. 2021.

COSTA, E. A. **Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslide types and processes. *In*: SCHUSTER, R. L.; TURNER, A. K. (Ed.). Special Report 247: **Landslides: investigation and mitigation**. Washington, 1996. p. 36-75.

DALMOLIN, J. A. **Avaliação do uso da fotogrametria digital em levantamentos topográficos**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2018.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014. 630 p.

DUNCAN, J. M; WRIGHT, S. G. **Soil strength and slope stability**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 2005. 312 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Solos de Santa Catarina**. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 576 p.

FLORES, E. A. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 14, p. 429-439, 1977.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DE JOINVILLE. **Mapa de cobertura pedológica de Joinville**. Joinville: IPPUJ, 2016.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Stability modeling with GeoStudio**. Calgary: GEO-SLOPE International Ltd., 2021, 246 p.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1984. 216 p.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook: a guide to understanding landslides**. Reston, Virginia: USGS, 2008. 129 p.

HEIDEMANN, M. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar-SC**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José – SC: intemperismo e comportamento geotécnico**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

HEIDEMANN, M. *et al.* Estudo do potencial erosivo de solos residuais de gnaiss migmatito do norte de SC. *In: Anais de XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL*, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, São Paulo, 2018.

HEIDEMANN, M. **Apostila de resistência ao cisalhamento**. Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2020.

HORST, R. **Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso**. 2007. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Cidades**: Joinville. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sc/joinville/panorama>. Acesso em: 12 jun. 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual técnico de pedologia**. 2. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2007. 316 p.

INSTITUTO DE PESQUISA TECNOLÓGICA DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Taludes de rodovias**: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, 1991. 388 p.

JANBU, N. **Stability analysis of slopes with dimensionless parameters**. 1954. Thesis (Doctorate of Science in the Field of Civil Engineering) – Faculty of Arts and Sciences, Harvard University, Cambridge, 1954.

JANBU, N. Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. *In: Proceedings of IV INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, v. 2, p. 207-212, London, 1957.

JANBU, N. Slope stability computations. *In: HIRSCHFIELD, E.; POULOS, S. (ed.). Embankment-dam engineering*. New York: John Wiley & Sons Inc., 1973. p. 47-86.

KOUKOUVELAS, I. K. *et al.* Earthquake-triggered landslides and mudflows: was this the wave that engulfed Ancient Helike? **The Holocene**, v. 30, p. 1653-1668, 2020.

LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS DO CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE. **Laboratório de Mecânica dos Solos**. Disponível em: <https://labms.paginas.ufsc.br/>. Acesso em: 19 jun. 2022.

LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da Formação Barreiras na área urbana da cidade do Recife**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

MONTEIRO, F. F. *et al.* Análise de métodos de estabilidade de taludes para determinação de fatores de segurança através de estudos analíticos e computacionais. *In: Anais de XVI ENCONTRO DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA*, Universidade de Fortaleza, Fortaleza, 2016.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2009. 490 p.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Geotechnique**, London, v. 15, p. 79-93, 1965.

MORRISON, I. M.; GREENWOOD, J. R. Assumptions in simplified slope stability analysis by the method of slices. **Geotechnique**, London, v. 39, p. 503-509, 1989.

NIERWINSKI, H. P. **Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração**. 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1995. 378 p.

PEREIRA, T. S. *et al.* Performance of analysis methods of slope stability for different geotechnical classes soil on earth dams. **Journal of Brazilian Association of Agricultural Engineering**, v. 36, p. 1027-1036, 2016.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 368 p.

POSSAMAI, R. C. **Análise dos recalques por adensamento primário: aterro sobre solos moles no campus da UFSC Joinville**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2016.

PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE. **Joinville: cidade em dados: 2021**. Joinville: SEPUD, 2021. 20 p.

RIGO, M. L. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da formação Serra Geral**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

RIGO, M. L. *et al.* The residual shear strength of tropical soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 43, p. 431-447, 2006.

ROESNER, F. J. **Retroanálise e proposta de estabilização de um talude da rodovia SC-435**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia de Infraestrutura) – Centro de Engenharias da Mobilidade, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2015.

ROSSO, J. Divulgação. *In*: ENGEPLUS. **Serra do Rio do Rastro permanece interditada: chuva aumentou o risco de queda de rochas**. 2021. Disponível em: <http://www.engeplus.com.br/noticia/transito/2021/serra-do-rio-do-rastro-permanece-interditada-chuva-aumentou-risco-de-queda-de-rochas>. Acesso em: 26 abr. 2021.

SANDOVAL, M. A. P. **Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

SCHUSTER, R. L. Socioeconomic significance of landslides. *In*: SCHUSTER, R. L.; TURNER, A. K. (Ed.). Special Report 247: **Landslides: investigation and mitigation**. Washington, 1996. p. 12-35.

SCHUSTER, R. L.; HIGHLAND, L. M. The Third Hans Cloos Lecture: Urban landslides: socioeconomic impacts and overview of mitigative strategies. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Berlin, v. 66, p. 1-27, 2007.

SILVA, J. K. **Avaliação do risco geotécnico de taludes**: revisão de práticas nacionais e internacionais. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. **Géotechnique**, London, v. 17, p. 11-26, 1967.

STRAUSS, M. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

TERZAGHI, K. Mechanism of landslides. *In*: THE GEOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA, **Application of geology to engineering practice**. Berkeley, p. 202-245, 1950.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 1996. 512 p.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERING. **ETL 1110-2-547**: introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering. Washington DC: USACE, 1997.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. *In*: SCHUSTER, R. L.; TURNER, A. K. (ed.). Special Report 176: **Landslides**: analysis and control. Washington, 1978. p. 11-33.

WANG, Y.; AKEJU, O. V. Quantifying the cross-relation between effective cohesion and friction angle of soil from limited site-specific data. **Soils and Foundations**. Amsterdam, v. 56, 6. ed., p. 1055-1070, 2016.

WU, T. H. Soils strength properties and their measurement. *In*: SCHUSTER, R. L.; TURNER, A. K. (ed.). Special Report 247: **Landslides**: investigation and mitigation. Washington, 1996. p. 319-336.