

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ENGENHARIA CIVIL

JULIO ANTONIO NARDI RIGOTTI

**ANÁLISE DE DESLIZAMENTO ROTACIONAL E TRANSLACIONAL DE UM
CAMBISSOLO DE SUBSTRATO DE DEPÓSITO DE ENCOSTA NA BACIA DO
ITACORUBI EM FLORIANÓPOLIS / SC**

FLORIANÓPOLIS

2019

JULIO ANTONIO NARDI RIGOTTI

**ANÁLISE DE DESLIZAMENTO ROTACIONAL E TRANSLACIONAL DE UM
CAMBISSOLO DE SUBSTRATO DE DEPÓSITO DE ENCOSTA NA BACIA DO
ITACORUBI EM FLORIANÓPOLIS / SC**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico (CTC) da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2019

Rigotti, Julio Antonio Nardi
ANÁLISE DE DESLIZAMENTO ROTACIONAL E TRANSLACIONAL DE
UM CAMBISSOLO DE SUBSTRATO DE DEPÓSITO DE ENCOSTA NA BACIA
DO ITACORUBI / Julio Antonio Nardi Rigotti ; orientador,
Rafael Augusto dos Reis Higashi, 2019.
111 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Análise de estabilidade. 3.
Deslizamento rotacional. 4. Deslizamento translacional .
5. Borehole Shear Test. I. Higashi, Rafael Augusto dos
Reis . II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

JULIO ANTONIO NARDI RIGOTTI

**ANÁLISE DE DESLIZAMENTO ROTACIONAL E TRANSLACIONAL DE UM
CAMBISSOLO DE SUBSTRATO DE DEPÓSITO DE ENCOSTA NA BACIA DO
ITACORUBI**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Bacharel em Engenharia Civil” e aprovado em sua forma final pelo curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 22 de novembro de 2019

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.^a
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Liseane Padilha Thives, Dr.^a.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Gisele Marilha Pereira Reginatto, Me.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico à minha avó Gelsa Carletti Nardi (*in memoriam*),
minha avó e amiga eterna.

AGRADECIMENTOS

O sonho de me tornar um Engenheiro Civil começou cedo e, de maneira geral, agradeço a todos que de alguma forma me ajudaram a realizá-lo.

Obrigado a todos brasileiros, pagadores de impostos, que mesmo de forma não-espontânea sustentam, também, a educação estatal. Espero que algum dia possa retribuir à sociedade o dinheiro gasto em meu ensino.

Agradeço aos meus pais, Ben-Hur e Giovana, que sempre me incentivaram e apoiaram em toda a minha vida não sendo diferente durante minha trajetória acadêmica, mesmo estando longes. Amo vocês de forma incondicional.

Aos meus avós, Arnaldo e Gelsa, seres excepcionais que tive o privilégio de viver desde criança e até hoje são os guardiões de minha vida, me assistindo em todos os momentos. Sempre serei seu ‘amigão’, Vô. E Vó, nunca deixarei de sentar em seu colo.

À minha irmã, Luiza, que me acolheu desde o meu primeiro dia em Florianópolis, nunca me deixou sentir sozinho e mostrou que tijolos podem construir uma casa, mas não um lar.

À minha namorada, Laura, que com o seu jeito sempre me alegra em momentos difíceis e divide os melhores comigo.

Agradeço a toda a Universidade e, em especial, os Professores do Curso de Engenharia Civil que, sabendo que a maioria dos alunos não são de Florianópolis, tentam transformar o ambiente em nosso Centro muito mais familiar e agradável. Com certeza não encontraria isso em qualquer outra instituição.

Ao meu amigo e professor, Rafael Higashi, que nessa ocasião se tornou, também, meu orientador. Conseguiu tornar um ensaio BST em um feriado chuvoso tão agradável quanto os futebóis nas terças e quintas.

Obrigado todo o grupo do LAMGEO pelos ensinamentos e ajuda! Especialmente à Gisele Reginatto, por toda a disposição e paciência comigo e à Caroline Christ, pelas dicas e todas dúvidas sanadas.

Por fim, agradeço à Deus pela vida, saúde e proteção me possibilitando a correr atrás de meus objetivos.

“É muito melhor arriscar coisas grandiosas, alcançar triunfos e glórias, mesmo expondo-se a derrota, do que formar fila com os pobres de espírito que nem gozam muito nem sofrem muito, porque vivem nessa penumbra cinzenta que não conhece vitória nem derrota.”

Theodore Roosevelt.

RESUMO

Os deslizamentos de taludes naturais, também denominados de encostas, são um dos desastres naturais mais recorrentes em nosso país, afetando de forma direta e indireta a população brasileira. Como medida preventiva, é interessante dispor-se de estudos e análises que avaliam a segurança de encostas e a sua suscetibilidade a ocorrência de tais eventos. Este trabalho refere-se à análise de estabilidade global de uma seção de um talude, após passar por um processo de retaludamento. Foi-se investigado sua estabilidade para a ocorrência de deslizamento rotacional, cuja superfície de ruptura é considerada circular, fazendo-se o uso do *software* Mac.STARS 2000, e também para deslizamento translacional, que possui curta duração e grande poder de destruição, utilizando o Método dos Taludes Infinitos. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão e ângulo de atrito, consistem em variáveis *sine qua non* para a análise da suscetibilidade a deslizamentos de encostas. Neste trabalho, para as suas determinações, primeiramente, fez-se o uso do ensaio *in situ* *Borehole Shear Test*, que vem apresentando resultados muito satisfatórios e com maior rapidez em comparação com o ensaio mais utilizado nestas análises, o Cisalhamento Direto. Após isso foi feito um comparativo utilizando os parâmetros apresentados no mapeamento de Christ (2019), utilizando como base o mapeamento geotécnico de Santos (1997), para a unidade geotécnica da encosta em estudo. Utilizando a geometria do corte encontrada em campo e fazendo alterações pertinentes para a análise, encontrou-se o Fator de Segurança. Os parâmetros médios de Christ foram os que se mostraram mais adequados em comparação com os obtidos *in situ*.

Palavras-chave: Análise de estabilidade, deslizamento rotacional, deslizamento translacional, *Borehole Shear Test*.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Deslizamento durante a enchente no Vale do Itajaí em 2008.....	24
Figura 2 – Deslizamento na região do Saco dos Limões (Florianópolis) causou danos materiais e vitimou um jovem	25
Figura 3 – Talude de corte e aterro.....	26
Figura 4 – Queda de blocos.....	30
Figura 5 – Tombamento	31
Figura 6 – Deslizamento Rotacional	32
Figura 7 – Deslizamento Translacional.....	33
Figura 8 – Rastejo.....	35
Figura 9 – Corrida de massa.....	35
Figura 10 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano (σ , τ).....	39
Figura 11 – Esquema da câmara de ensaio triaxial	41
Figura 12 – Ensaio de Cisalhamento Direto.....	43
Figura 13 – Manual de Uso e Operação do equipamento	44
Figura 14 – Comparação das envoltórias obtidas por C.D e BST.....	46
Figura 15 – Componentes do equipamento BST.....	48
Figura 16 – Utilização do trado para a execução do furo de sondagem.....	49
Figura 17 – Base do equipamento instalada corretamente	50
Figura 18 – Cabeça de Cisalhamento da sonda.....	51
Figura 19 – Registro do aumento da tensão cisalhante ao rotacionar a manivela.....	52
Figura 20 – Mapa geotécnico ajustado por Caraméz	55
Figura 21 – Mapa geotécnico atualizado de Florianópolis.....	57
Figura 22 – Localização da Bacia Hidrográfica do Itacorubi	63
Figura 23 – Localização da encosta de estudo	64
Figura 24 – Histograma de precipitações anuais entre 1969 e 2010.....	65
Figura 25 – Fluxograma do trabalho	69
Figura 26 – Execução de tradagem no local de estudos.....	73
Figura 27 – Retirada de amostra indeformada	74
Figura 28 – Equipamento devidamente instalado	75
Figura 29 – Bomba manual usada para aplicação da tensão de consolidação	76
Figura 30 – Exemplo de uma envoltória de Mohr-Coulomb gerada a partir do resultado de BST	77

Figura 31 – Teste de dispersão de uma esfera do solo amostrado	82
Figura 32 – Envoltória de Mohr-Coulomb.....	84
Figura 33 – Comparação parâmetros de resistência.....	85
Figura 34 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -1m86	
Figura 35 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -2m87	
Figura 36 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -3m87	
Figura 37 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -4m88	
Figura 38 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros obtidos pelo BST para este trabalho	88
Figura 39 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -1m.....	89
Figura 40 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -2m.....	90
Figura 41 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -3m.....	90
Figura 42 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -4m.....	91
Figura 43 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros de máximo de Christ (2019)	91
Figura 44 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = 1m.....	92
Figura 45 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -2m.....	93
Figura 46 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -3m.....	93
Figura 47 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -4m.....	94
Figura 48 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros médios de Christ (2019).	94
Figura 49 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = 1m.....	95
Figura 50 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -2m.....	96

Figura 51 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = - 3m.....	96
Figura 52 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = - 4m.....	97
Figura 53 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros de mínimo de Christ (2019)	97
Figura 54 – Fatores de Segurança do talude com o aumento da profundidade do N.A (2019)	98
Figura 55 – Fatores de Segurança para quando não há percolação.....	100
Figura 56 – Fatores de Segurança para quando não ocorre percolação	101
Figura 57 – Fatores de Segurança para quando há percolação.....	103
Figura 58 – Fatores de Segurança para quando há percolação.....	104

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação e Codificação Brasileira de Desastres	28
Quadro 2 – Fatores que geram acréscimo da solicitação	36
Quadro 3 – Fatores que geram diminuição da resistência.....	37
Quadro 4 – Descrição das unidades contempladas no Mapeamento de Caraméz.....	56
Quadro 5 – Parâmetros para o Cambissolo de substrato depósito de encostas obtidos no mapeamento de Christ	71
Quadro 6 – Características do solo.....	81
Quadro 7 – Valores obtidos utilizando o ensaio BST	83
Quadro 8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento	83
Quadro 9 – Resultados de coesão e ângulo de atrito (inundado) utilizados por Christ no Cde.....	84
Quadro 10 – Comparação dos resultados	85
Quadro 11 – Resultados obtidos por C.D na mesma unidade	85
Quadro 12 – Fatores de Segurança para quando não há percolação	100
Quadro 13 – Diferença percentual entre os F.S sem percolação.....	102
Quadro 14 – Fatores de Segurança para quando há percolação	103
Quadro 15 - Diferença percentual entre os F.S sem percolação	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de Movimentos de Massa	29
Tabela 2 – Variação (V) entre resultados de coesão e ângulo de atrito para os ensaios de Cisalhamento Direto (CD) <i>Borehole Shear Test</i> (BST) nas condições natural (N)/inundada (I).	45
Tabela 3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos	46
Tabela 4 – Principais características climáticas classificam Florianópolis como tropical, temperado, chuvoso e quente	65
Tabela 5 – Crescimento da população de Florianópolis.....	66
Tabela 6 – Fatores de segurança mínimos para os deslizamentos	78

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- AQPsq – Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários
- ASTM – *American Society for Testing and Materials*
- C.D – Cisalhamento Direto
- Cde – Cambissolo de substrato de depósito de encosta
- Cde – Cambissolo de Substrato de Depósito de Encosta
- Cg.gn – Cambissolo de substrato granito gnaiss
- Cgi – Cambissolo de substrato de granito Ilha
- Cgsp – Cambissolo de substrato de granito São Pedro de Alcântara
- Cgt – Cambissolo de substrato de granito Itacorubi
- COBRADE – Classificação e Codificação Brasileira de Desastres
- CPT – Teste de Penetração de Cone
- CRED – Centro para Pesquisa sobre Epidemiologia de Desastres
- Dan – Dique de andesito
- Dda – Dique de dacito
- Ddia – Dique de diabásico
- DNsq – Dunas de substrato sedimentos quaternários
- Dr – Dique de riolito
- EPAGRI – Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina
- F.S – Fator de Segurança
- Geosul – Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul
- Gsq – Gleia substrato sedimentos quaternários
- HOsq – Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários
- IAEG – *International Association for Engineering Geology and the Environment*
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
- INMET – Instituto Nacional de Meteorologia
- LAMGEO – Laboratório de Mapeamento Geotécnico
- MDT – Modelo Digital do Terreno
- N.A – Nível da Água
- PNAD – Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios
- PNPDEC – Política Nacional de Proteção e Defesa Civil
- PUC-Rio – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
- PVg – Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito

PVg.gn – Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito gnaisse

PVgi – Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito Ilha

PVgsp – Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito São Pedro de Alcântara

PVgt – Podzólico Vermelho–amarelo de substrato granito Itacorubi

PZsq – Podzol Hidromórfico + Areias Quartzosas Hidromórficas de substrato sedimentos quaternários

Rd – Litólico de diabásio

Rg – Litólico de substrato granito

Rr – Litólico substrato riolito

SDS – Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina

SIG – Sistemas de Informações Geográficas

SMSq – Solos Indiscriminados de Mangue

UFBA – Universidade Federal da Bahia

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

UNESCO – Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura

UNESP – Universidade do Estado de São Paulo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVO	22
1.1.1	Objetivo geral	22
1.1.2	Objetivos específicos.....	22
2	REFERENCIAL TEÓRICO	23
2.1	OCUPAÇÃO E USO DO SOLO URBANO	23
2.2	TALUDE	26
2.3	MOVIMENTOS DE MASSA.....	27
2.3.1	Quedas de blocos	29
2.3.2	Tombamento	30
2.3.3	Deslizamentos.....	31
2.3.4	Deslizamentos rotacionais.....	32
2.3.5	Deslizamentos translacionais.....	33
2.3.6	Escoamento	34
2.3.6.1	<i>Rastejo</i>	34
2.3.6.2	<i>Corrida de massa</i>	35
2.4	AGENTES E MECANISMO DOS MOVIMENTOS DE MASSA.....	36
2.5	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	37
2.5.1	Critério de resistência de Mohr-Coulomb	38
2.5.2	Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.....	39
2.5.2.1	<i>Ângulo de atrito interno</i>	39
2.5.2.2	<i>Coesão</i>	40
2.5.3	Ensaio para determinação dos parâmetros de resistência	40
2.5.3.1	<i>Ensaio Triaxial</i>	41
2.5.3.2	<i>Ensaio de Cisalhamento Direto</i>	42
2.5.3.3	<i>Borehole Shear Test</i>	43

2.6	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	53
2.7	MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	53
2.8	SOFTWARES PARA A DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA	61
2.9	SISTEMAS DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS – SIG	61
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	63
3.1	LOCALIZAÇÃO.....	63
3.2	CLIMA	64
3.3	OCUPAÇÃO DO SOLO EM FLORIANÓPOLIS	66
3.4	GEOTECNIA E TOPOGRAFIA	67
4	MATERIAIS E MÉTODO	69
4.1	ESCOLHA DA ÁREA DE ESTUDOS.....	70
4.2	LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES.....	70
4.2.1	Dados cartográficos	70
4.2.2	Parâmetros geotécnicos do solo.....	71
4.3	CARACTERIZAÇÃO DA SEÇÃO ANALISADA	72
4.3.1	Obtenção de dados em campo	72
<i>4.3.1.1</i>	<i>Execução de tradagem</i>	<i>72</i>
<i>4.3.1.2</i>	<i>Coleta e análise de amostras do solo.....</i>	<i>73</i>
<i>4.3.1.3</i>	<i>Execução dos ensaios Borehole Shear Test (BST).....</i>	<i>74</i>
4.4	DEFINIÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA.....	78
4.5	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE	78
4.5.1	Análise de Estabilidade do talude	78
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
5.1	ANÁLISE DO SOLO.....	81
5.2	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	83
5.3	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE	86
5.3.1	Deslizamento rotacional.....	86
<i>5.3.1.1</i>	<i>Simulação com parâmetros obtidos para este trabalho.....</i>	<i>86</i>

5.3.1.2	<i>Simulação com parâmetros máximos retirados do mapeamento de Christ</i>	89
5.3.1.3	<i>Simulação com parâmetros médios retirados do mapeamento de Christ</i>	92
5.3.1.4	<i>Simulação com parâmetros mínimos retirados do mapeamento de Christ</i>	95
5.3.2	Deslizamento translacional	99
5.3.2.1	<i>Método dos Taludes Infinitos – sem percolação</i>	99
5.3.2.2	<i>Método dos Taludes Infinitos – com percolação</i>	102
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	107
6.1	CONCLUSÕES.....	107
6.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	108
	REFERÊNCIAS	109

1 INTRODUÇÃO

Como algumas das consequências da falta de um adequado processo de ordenação do solo e correlata política habitacional, inúmeros problemas aos habitantes das cidades urbanas ficam evidentes em nosso cotidiano, por exemplo, o déficit de moradias e terra urbanizada, de infraestruturas (trânsito, saneamento básico, segurança, saúde, etc.), desemprego, gerando falta de qualidade e condições dignas de vida para muitos, com exclusão e segregação espacial e social.

Tal carência faz com que, muitas vezes, a ocupação habitacional da *urbe* seja feita mediante a desconsideração de fatores geotécnicos e ambientais, como a resistência e estabilidade do solo, podendo ocasionar problemas como os deslizamentos, nos casos de ocupação de áreas de inclinações mais elevadas. Estes eventos são potencializados pela ação da água, que provoca um acréscimo da sollicitação devido a sobrecarga no peso do talude e redução da resistência ao cisalhamento em razão das mudanças dos parâmetros dos solos

Os deslizamentos de taludes naturais, também denominados de encostas, são um dos desastres naturais mais recorrentes em nosso país, afetando de forma direta e indireta a população brasileira. Muitos deles acarretam não só em danos materiais, como também, não raramente, em perdas de vidas.

Em vista disso, é essencial que os profissionais competentes na área realizem, constantemente, estudos e análises que forneçam uma base de dados para orientar a ocupação e avaliar a seguridade de espaços já habitados.

Estes estudos devem aliar confiabilidade e agilidade nos resultados, principalmente em situações emergenciais. Neste âmbito, cita-se o uso do ensaio de campo *Borehole Shear Test* (BST) para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, pouco utilizado no Brasil mas que vem apresentando resultados muito satisfatórios em pesquisas realizadas pela equipe do LAMGEO/UFSC (Laboratório de Mapeamento Geotécnico), ao qual se comparou com os parâmetros contidos no trabalho de mapeamento realizado por Christ (2019), que buscou atualizar e acrescentar informações no mapeamento geotécnico feito por Santos (1997), assim como mapear áreas de risco.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar a estabilidade global de uma seção de encosta analisando superfícies de ruptura do tipo circular e planar, utilizando os parâmetros de resistência obtidos em campo com o BST e os dados obtidos de um estudo anterior.

1.1.2 Objetivos específicos

- Definir a seção do talude que será analisada e a unidade geotécnica em que se encontra;
- Fazer a análise do solo encontrado no local de estudos;
- Definir as propriedades geotécnicas do perfil analisado;
- Determinar o fator de segurança da seção pelo método de Bishop e Taludes Infinitos sem e com percolação;
- Comparar os resultados obtidos a partir dos diferentes parâmetros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

No presente capítulo serão apresentados conceitos revisados, pesquisas de outros autores e princípios que serviram de referência para a elaboração e desenvolvimento do trabalho, tais como: definição de taludes, movimentos de massas e seus diversos tipos, parâmetros de resistência, características necessárias para a avaliação da estabilidade de um talude e as formas de obtenção destes dados, pesquisas e mapeamentos que serviram de apoio para o trabalho.

2.1 OCUPAÇÃO E USO DO SOLO URBANO

Como consequência do processo de industrialização e modernização da agricultura no Brasil a partir da década de 1960, a população brasileira deixou de ser predominantemente rural no período de 1960-1970, com a acentuação do êxodo rural, ou seja, a saída do homem do campo para a cidade.

De acordo com dados da Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD) de 2015 a maior parte da população brasileira, 84,72%, vive em áreas urbanas.

O uso do solo urbano gera alterações do meio físico, caracterizado pela concentração de áreas construídas ocupadas por residências, indústrias, equipamentos e comércio (SANTOS, 1997).

Segundo relata o Ministério Público, essa concentração populacional no território urbano nem sempre despertou a devida atenção com um adequado processo de ordenação do solo e correlata política habitacional, resultando inúmeros problemas aos habitantes da cidade, como déficit de moradias e terra urbanizada, de infraestruturas (trânsito, saneamento básico, segurança, saúde, etc.), desemprego, gerando falta de qualidade e condições dignas de vida para muitos, com exclusão e segregação espacial e social.

Para Higashi (2006) a desconsideração de fatores geotécnicos e ambientais, como resistência do solo de fundação, comportamento dos solos no estado compactado para a aplicação em vias públicas, à estabilidade de taludes pela ocupação de áreas íngremes, a caracterização da suscetibilidade dos solos a processos erosivos entre outras, tendo em vista a consequente aceleração da expansão urbana, tem apresentado problemas de considerável gravidade para as cidades.

Figura 1 – Deslizamento durante a enchente no Vale do Itajaí em 2008



Fonte: CEPED/UFSC (2015).

Segundo Andrade (2006), o plano diretor de Florianópolis de 1988 permitia construção em qualquer setor de encostas com declividades inferiores a 30%, apesar da preocupação em relação à declividade das encostas o plano diretor da época não levava em conta as características das unidades geotécnicas presentes nas encostas. Raimundo (1998) realizou um levantamento dos registros referentes a escorregamentos em Florianópolis encontrados de 1960 a 1996, encontrando 236 casos relatados, a maioria desses deslizamentos estava ligada ao contato entre granito/diabásio em áreas bastante povoadas dos morros, mostrando que a criação de limites de ocupação baseados apenas na declividade não era suficiente.

A partir da criação da Política Nacional de Proteção e Defesa Civil – PNPDEC criada a partir da sanção do projeto de lei PLV 4/2012, tornou obrigatório que municípios sujeitos a processos geológicos potencialmente danosos, a adequação dos planos diretores às cartas geotécnicas, incluindo o mapeamento de áreas de risco (VOLTOLINI, 2012 apud NAMBA e ROSNIECK, 2013).

Apesar dessas medidas, ainda ocorrem diversos deslizamentos em áreas ocupadas, muitas vezes, com vítimas fatais e grandes prejuízos materiais.

Figura 2 – Deslizamento na região do Saco dos Limões (Florianópolis) causou danos materiais e vitimou um jovem



Fonte: Bombeiros/Divulgação ND (2017).

Um estudo mais recente de Generini (2018) relatou uma grande quantidade de desastres ligados a movimentos de massa na cidade de Florianópolis entre os anos de 2012 a 2018. No total, foram contabilizados 686 registros, sendo que destes, 658 foram levados em consideração para análises espaciais e 657 para temporais. Os eventos foram separados em 8 categorias: queda de muro, movimentação de solo, movimentação de solo e queda de muro, movimentação de rocha, movimentação de solo e rocha, movimentação de solo e rocha e queda de muro, corrida de lama e queda de barreira. A tipologia de evento mais encontrada foi a movimentação de solo, seguida da queda de muros e movimentação de rochas.

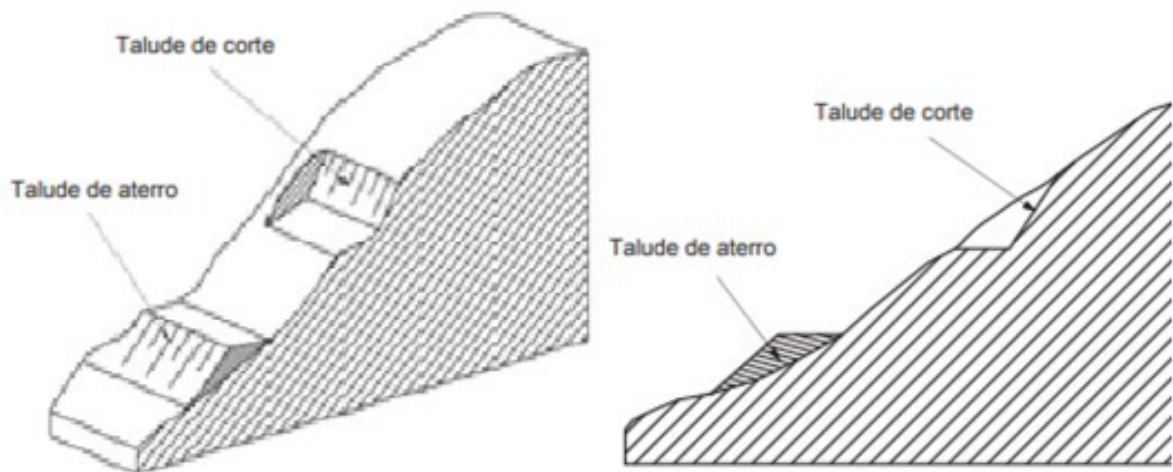
2.2 TALUDE

De acordo com Das (2011) uma superfície de solo exposta formando um ângulo com o plano horizontal é chamada de talude.

Este pode ter origem natural, como no caso de encostas, ou artificial (por ação humana), em cortes e aterros, como mostra a Figura 3.

Segundo Marangon (2015), os taludes artificiais frequentemente exibem uma homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais e, por isto, adequam-se melhor às teorias desenvolvidas para as análises de estabilidade.

Figura 3 – Talude de corte e aterro



Fonte: ABNT (2009).

Para Queiroz (2009), o estudo da execução de taludes sempre foi de grande importância dentro da área de geotecnia e da construção civil, visto que analisa diversos fatores como condições hidrostáticas, esforços internos e externos, características mecânicas das camadas envolvidas, geometria e limitações das escavações na área de ocupação da obra e também a economia e segurança.

Nesse trabalho, será dada ênfase aos taludes naturais de encostas, que vem sendo cada vez mais ocupados, muitas vezes expondo seus habitantes a riscos uma vez que seu uso nem sempre é racional e ordenado.

2.3 MOVIMENTOS DE MASSA

Segundo Guidicini e Nieble (1984) os movimentos de massa são movimentos de materiais de origem terrosa, rochosa, ou combinação de ambos, independentemente das causas, velocidade, forma e demais características.

Tais eventos ocorrem sob o efeito da gravidade e estão geralmente associados a instabilidade de encostas (GERSCOVICH, 2012), potencializados pela ação da água.

Devido a sua importância como agente atuante na formação do relevo e com intuito de auxiliar na ordenada ocupação do solo, diversos estudos têm sido realizados em todo o mundo. Muitos estudiosos elaboraram sistemas para a classificação dos movimentos de massa, dentre quais se podem citar: Varnes, 1958 e 1978; Freire, 1965; Hutchinson, 1968; Guidicini e Nieble, 1983.

Essa diversidade de classificações se dá, não só pela infinidade de enfoques possíveis na análise do fenômeno, mas também pelas condições ambientais em que o autor as elaborou (GUIDICINI e NIEBLE, 2013)

A COBRADE foi elaborada com o intuito de se adaptar ao sistema de classificação de desastres do Banco de Dados Internacional de Desastres (EM-DAT), do Centro para Pesquisa sobre Epidemiologia de Desastres (CRED), da Organização Mundial da Saúde (OMS/ONU), a fim de contribuir na alimentação do banco de dados internacional (BRASIL, 2012).

O Quadro 1, a seguir, apresenta a classificação dos desastres naturais do grupo geológico segundo a COBRADE. O Subgrupo '3' é o de maior interesse neste Trabalho.

Quadro 1 – Classificação e Codificação Brasileira de Desastres

Categoria	Grupo	Subgrupo	Tipo	Subtipo	COBRADE
1. Naturais	1. Geológico	1. Terremoto	1. Tremor de Terra	0	1.1.1.1.0
			2. Tsunami	0	1.1.1.2.0
		2. Emissão Vulcânica	0	0	1.1.2.0.0
		3. Movimento de massa	1. Quedas, tombamentos e rolamentos	1. Bloco	1.1.3.1.1
				2. Lascas	1.1.3.1.2
				3. Matacões	1.1.3.1.3
				4. Lajes	1.1.3.1.4
			2. Deslizamentos	1. Deslizamentos de solo e/ou rocha	1.1.3.2.1
			3. Corridas de massa	1. Solo/Lama	1.1.3.3.1
				2. Rocha/Detrito	1.1.3.3.2
		4. Subsídências e colapsos	0	1.1.3.4.0	
		4. Erosão	1. Erosão costeira/Marinha	0	1.1.4.1.0
			2. Erosão de margem fluvial	0	1.1.4.2.0
			3. Erosão continental	1. Laminar	1.1.4.3.1
				2. Ravinas	1.1.4.3.2
				3. Boçorocas	1.1.4.3.3

Fonte:SEDEC (2012).

Resumidamente, a ABNT (2009) dividiu os movimentos de massa em escoamentos, escorregamentos, quedas de blocos e tombamentos, como pode-se ver na Tabela 1

Tabela 1 – Tipos de Movimentos de Massa

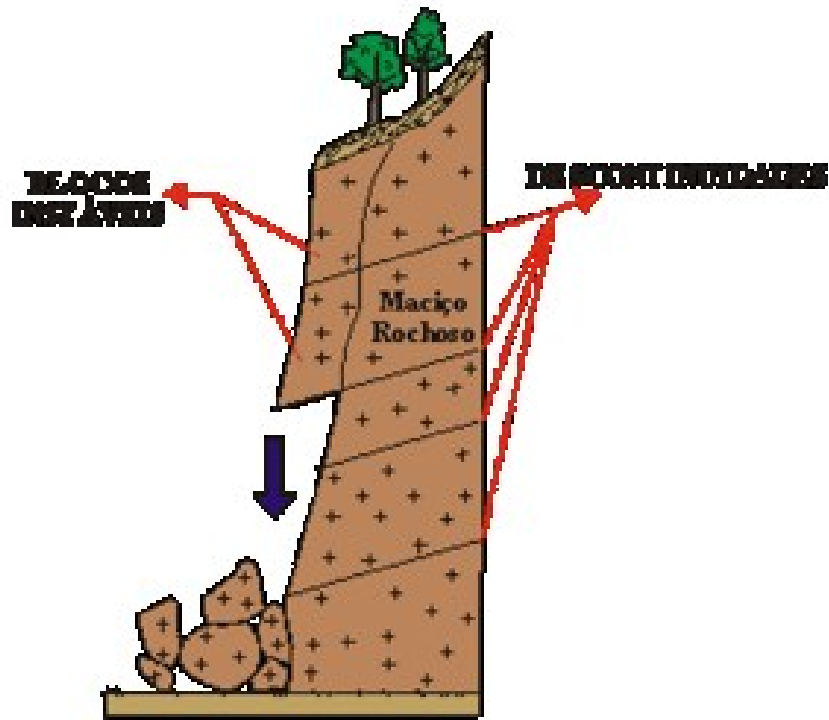
Tipos de Movimentos de Massa	Definição
Queda/ Rolamento	Desprendimento de fragmentos do terreno, de qualquer tamanho, que caem de certa altura, em queda livre ou com qualquer outra trajetória e tipo de movimento
Tombamento	Movimento de massa em forma de báscula com eixo na base
Escorregamento	Movimento de massa por deslocamento sobre uma ou mais superfícies
Escoamento	Movimento de massa com propriedades de fluido, lento (rastejo) ou rápido (corrida)

Fonte: ABNT (2009).

2.3.1 Quedas de blocos

As quedas de blocos são movimentos de massa envolvendo blocos rochosos em deslocamentos verticais com alta velocidade, geralmente na ordem de m/s. Segundo Guidicini e Nieble (1983), a queda de blocos é definida por uma ação de queda livre a partir de uma altura de queda, com ausência de superfície de movimentato, como mostra a Figura 4.

Figura 4 – Queda de blocos



Fonte: UNESP (2018).

O desprendimento dos blocos tem origem na ação do intemperismo, pressões hidrostáticas nas fraturas, perda de confinamento decorrente de obras subterrâneas e vibrações (GERSCOVICH, 2016).

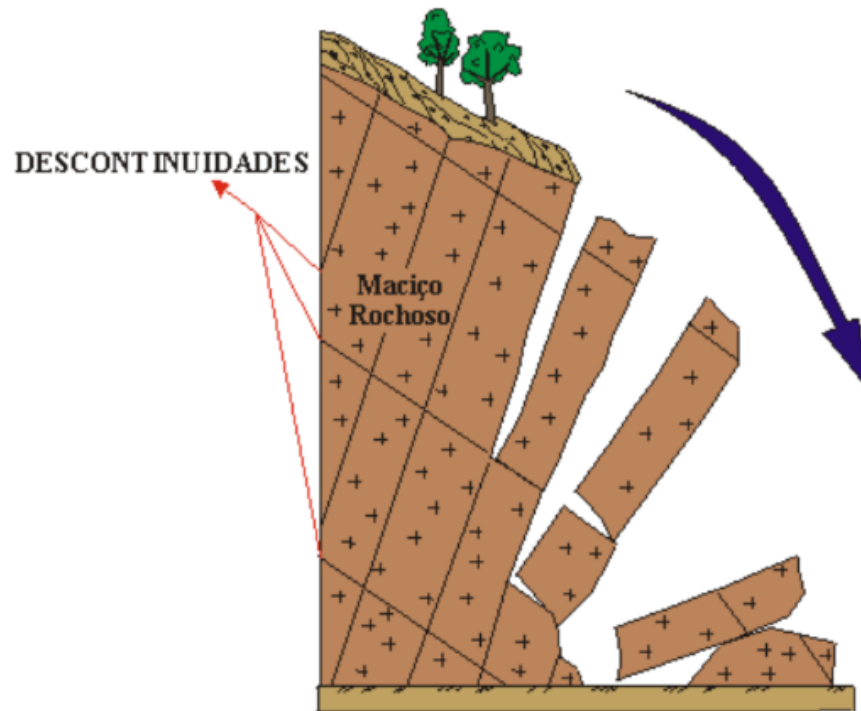
2.3.2 Tombamento

É o movimento de rotação à frente do solo e/ou de massas rochosas aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade da rocha que está sendo deslocada (Figura 5).

De acordo com Turner e Schuster (1996) esses eventos podem ser causados por material gerando sobrecarga no talude e água ou gelo nas descontinuidades da massa deslocada.

Ocorrem com maior frequência em taludes de corte, onde a alteração na geometria acaba desconfinando os planos de fraqueza causando o tombamento das paredes do talude, sendo movimentos mais lentos que as quedas de blocos (IPT, 1991).

Figura 5 – Tombamento



Fonte: UNESP (2016).

2.3.3 Deslizamentos

Deslizamentos, ou escorregamentos, são os movimentos descendentes de uma massa de solo, geralmente com volume bem definido, para fora do talude, que ocorre na superfície da ruptura. Para Queiroz (2009), caracterizam-se por ocorrerem de forma rápida e com curta duração.

Ocorrem quando tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material, com as superfícies de ruptura apresentando-se como planar, circular, em cunha ou mistas, segundo suas condições geomorfológicas (GERSCOVICH, 2012).

Os deslizamentos de taludes são causados por uma redução da resistência interna do solo que se opõe ao movimento da massa deslizante ou por acréscimo das solicitações externas aplicadas ao maciço (TERZAGHI, 1925).

Altos índices de precipitação (por meio de chuvas contínuas ou curtas de alta intensidade) fornecem condições propícias para esse tipo de evento que possui alto poder destrutivo, em função do material transportado (solo, rocha, árvores, detritos, etc.).

Por ser um fenômeno bastante comum em todo mundo, a sociedade busca entender a dinâmica do fenômeno (modelagem) e mapear as áreas de risco, com a intenção de evitar grandes danos e prejuízos (GUIDICINI e NIEBLE, 1993; AUGUSTO FILHO, 1994 apud KOBIYAMA et al., 2006).

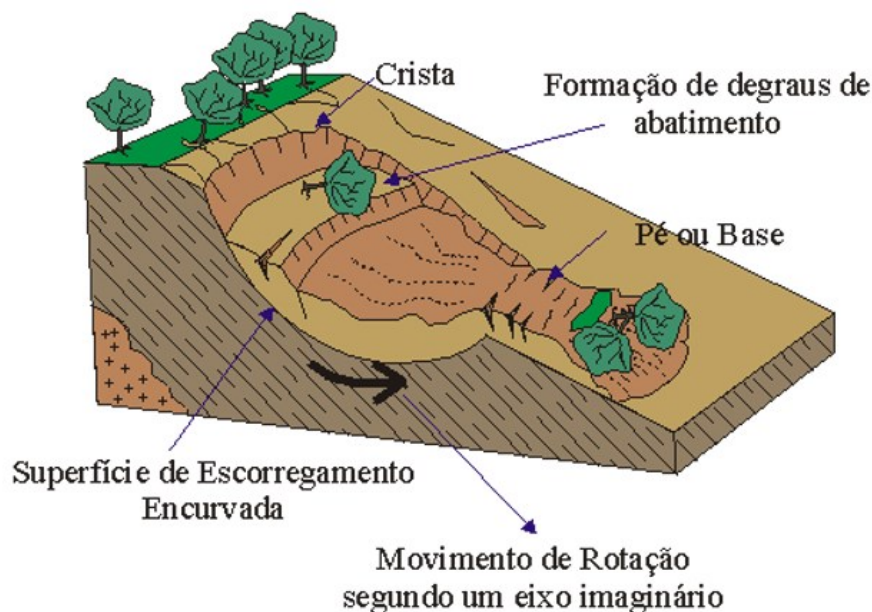
Abaixo serão apresentados os dois grupos mais comumente abordados em estudos: escorregamentos rotacionais (ou circulares) e translacionais (ou planares).

2.3.4 Deslizamentos rotacionais

Os deslizamentos rotacionais, geralmente, estão associados a solos homogêneos, desagregados ou pouco consolidados, em que a superfície de ruptura é considerada um trecho de círculo.

Dão-se desde deslizamentos individuais pequenos, como os que ocorrem ao longo das margens fluviais, a deslizamentos múltiplos e maciços, que afetam grandes áreas e causam prejuízos consideráveis (WICANDER e MONROE, 2009).

Figura 6 – Deslizamento Rotacional



Fonte: UNESP (2001).

Estes movimentos estão comumente associados à existência de camadas espessas e homogêneas de solo, tendo como mecanismos deflagradores a execução de cortes na base do talude para implantação de estradas e construção de edifícios, além da erosão fluvial no sopé da vertente (FERNANDES e AMARAL, 1996).

Foram objeto de estudo e mapeados em Florianópolis em trabalhos como o de Orsi (2018).

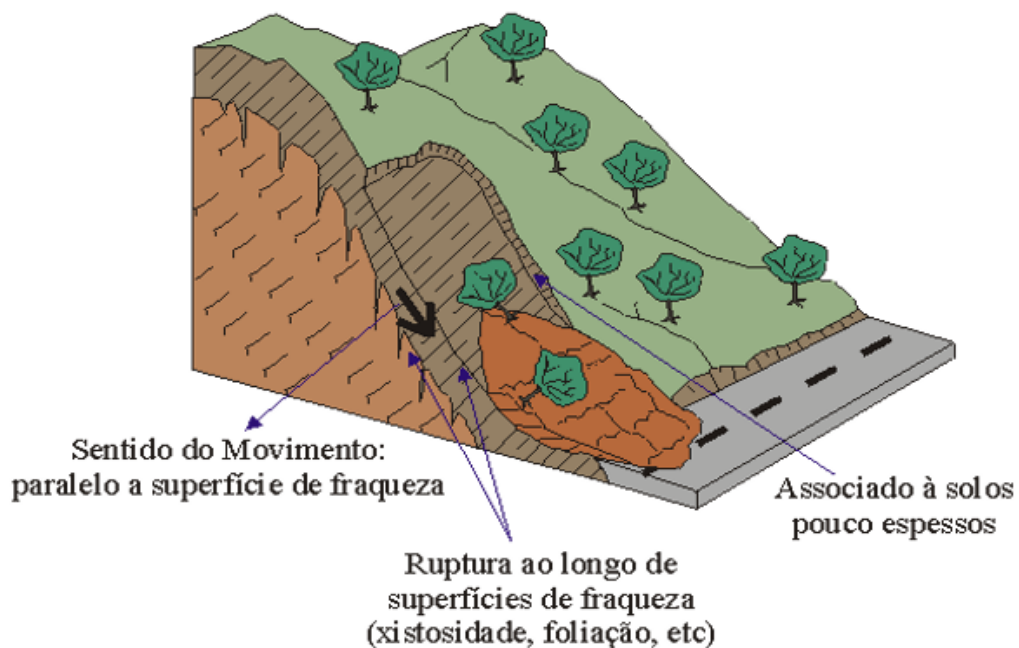
2.3.5 Deslizamentos translacionais

Esses deslizamentos se diferenciam dos rotacionais pelo tipo de solo e pela forma de ruptura. Costumam ocorrer ao longo de descontinuidades geológicas, falhas, estratificações ou no ponto de contato entre o solo e a rocha, em taludes de menor altura e na sua grande maioria são extensos em comprimento, podendo atingir grandes amplitudes (Figura 7).

Nos translacionais, normalmente, o solo possui descontinuidades ao longo da superfície de ruptura, caracterizando a heterogeneidade e anisotropia (QUEIROZ, 2009).

O movimento é de curta duração, velocidade elevada e possui grande poder de destruição.

Figura 7 – Deslizamento Translacional



Fonte: UNESP (2001).

Seu comportamento foi objeto de estudo na geração de mapas de suscetibilidade e dois métodos de Taludes Infinitos foram comparados por Garcia (2018) na parte central de Florianópolis.

2.3.6 Escoamento

Os escoamentos correspondem a uma deformação, ou movimento contínuo com ou sem superfície definida de movimentação (FREIRE, 1965). Podem ser subclassificados de acordo com sua velocidade de ocorrência, sendo lentos (rastejo) e rápidos (corridas).

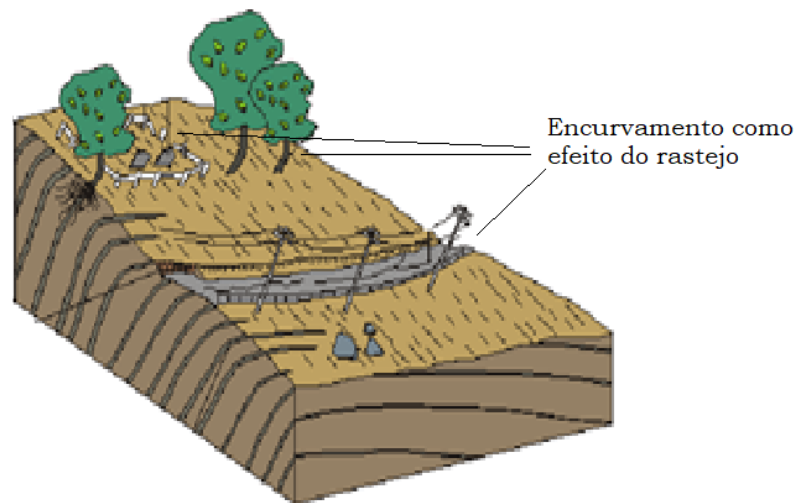
2.3.6.1 Rastejo

Os rastejos são movimentos lentos, cujo deslocamento resultante ao longo do tempo é mínimo (poucos centímetros/ano), podem ser contínuos ou pulsantes, caracterizando uma deformação plástica, sem geometria e superfície de ruptura definidas. Usualmente estão associados a alterações climáticas sazonais (umedecimento e secagem).

Se diferenciam dos escorregamentos não só pela baixa velocidade no movimento, há também uma diferença no mecanismo de deformação. Se, nos escorregamentos, o mecanismo de deformação do terreno é o de um sólido que tenha atingido a tensão cedência ao cisalhamento, o mecanismo de deformação nos rastejos se assemelha ao de um líquido muito viscoso (GUIDICINI e NIEBLE, 1984).

De acordo com Infanti Junior e Fornasari Filho (1998), a ocorrência de rastejo pode ser identificada através da observação de indícios indiretos, tais como: encurvamento de árvores, postes e cercas, fraturamento da superfície do solo e de pavimentos, além do “embarrigamento” de muros de arrimo, como mostra a Figura 8.

Figura 8 – Rastejo



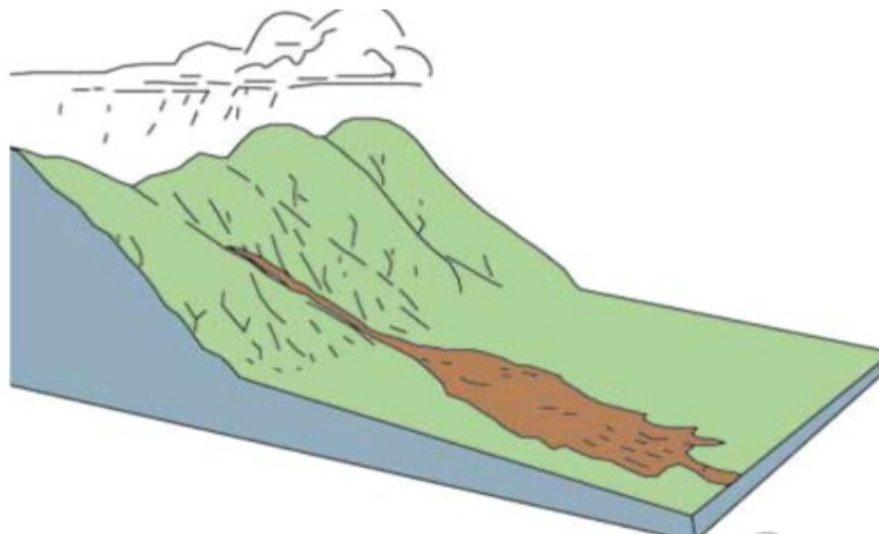
Fonte: UNESP (2001). Adaptado pelo Autor.

2.3.6.2 Corrida de massa

As corridas são movimentos rápidos ($>10\text{km/h}$) de escoamento, geralmente associados a chuvas intensas saturando o maciço, causando diminuição do atrito e o aumento da poropressão, gerando a perda completa das características de resistência do solo.

Esse tipo de movimento de massa se caracteriza por ter extenso raio de ação e alto poder destrutivo, como representado na Figura 9.

Figura 9 – Corrida de massa



Fonte: The Landslide Handbook (2008).

2.4 AGENTES E MECANISMO DOS MOVIMENTOS DE MASSA

A análise de mecanismos de ruptura de um talude é realizada levando em conta os agentes e causas dos movimentos de massa. Um mesmo agente, ou uma mesma causa, pode ser responsável por diferentes formas de movimentos coletivos de solo e rocha (GUIDICINI E NIEBLE, 1984).

O aumento de peso do talude, por meio de cargas aplicadas, por exemplo, e a diminuição da resistência ao cisalhamento do material constituem as principais causas dos escorregamentos segundo Caputo (2000).

A ruptura pode acontecer tanto pelo aumento das tensões cisalhantes, como pela redução da resistência ao cisalhamento. Portanto, essas causas podem ser divididas em 2 grupos conforme exposto nos Quadros 2 e 3 (VARNES, 1978 apud GERSCOVICH, 2016).

Quadro 2 – Fatores que geram acréscimo da sollicitação

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/Antrópicos
Aumento da sollicitação	Remoção da massa lateral ou da base	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, acúmulo natural de material, peso da vegetação, construção de estruturas, aterros
	Sollicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego
	Pressões laterais	Água em trincas Congelamento Material expansivo

Fonte: Varnes (1978). Adaptada pelo Autor.

Quadro 3 – Fatores que geram diminuição da resistência

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/Antrópicos
Redução da resistência ao cisalhamento	Características do material, como geometria, estrutura, etc.	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: alterações físico-químicas Variação das poropressões Elevação do lençol freático Infiltração de água

Fonte: Varnes (1978). Adaptada pelo Autor.

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A determinação da resistência ao cisalhamento nos solos constitui um dos pontos fundamentais de toda a Mecânica dos Solos.

Terzaghi conseguiu conceituar essa resistência como consequência imediata da pressão normal ao plano de ruptura correspondente a pressão grão a grão ou pressão efetiva. Isto é, anteriormente considerava-se a pressão total o que não correspondia ao real fenômeno de desenvolvimento de resistência interna, mas, na nova conceituação, amplamente constatada, conclui-se que somente as pressões efetivas mobilizam resistência ao cisalhamento. (MARANGON, 2018).

Segundo Gerscovich (2009) a análise em termos efetivos é teoricamente a mais correta uma vez que a resposta do solo a qualquer tipo de solicitação depende da tensão efetiva. Quando se opta por análises em termos totais, o projetista está automaticamente assumindo que as poropressões geradas em campo são idênticas às desenvolvidas nos ensaios

Carregamentos externos aplicados, ou mesmo a própria geometria da superfície da massa de solo, contribuem para o desenvolvimento de tensões tangenciais (ou de cisalhamento), que podem chegar a valores da máxima tensão cisalhante que o solo suporta, ocasionando a ruptura do material.

É importante conhecer a resistência ao cisalhamento para quantificar problemas de estabilidade dos solos, como por exemplo, a capacidade de cargas, a estabilidade de taludes e a pressão lateral em estrutura de contenção de terras (DAS, 2007)

2.5.1 Critério de resistência de Mohr-Coulomb

Pinto (2000) afirma que critérios de resistência são formulações que procuram refletir as condições em termos de tensões em que ocorre a ruptura dos materiais.

Dentre esses critérios pode-se citar como os mais conhecidos os modelos de Rankine, Tresca, Von Mises e Mohr-Coulomb.

A teoria de Mohr afirma que um material se rompe por causa da combinação da tensão normal e de cisalhamento e não da máxima tensão normal ou da tensão de cisalhamento isoladas.

Tal critério estabelece que a resistência do solo é dada em uma função linear, definida pelos parâmetros ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c), demonstrada na Equação 1, sendo muito utilizada para a caracterização dos solos.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (\text{Equação 1})$$

Onde: c = coesão;

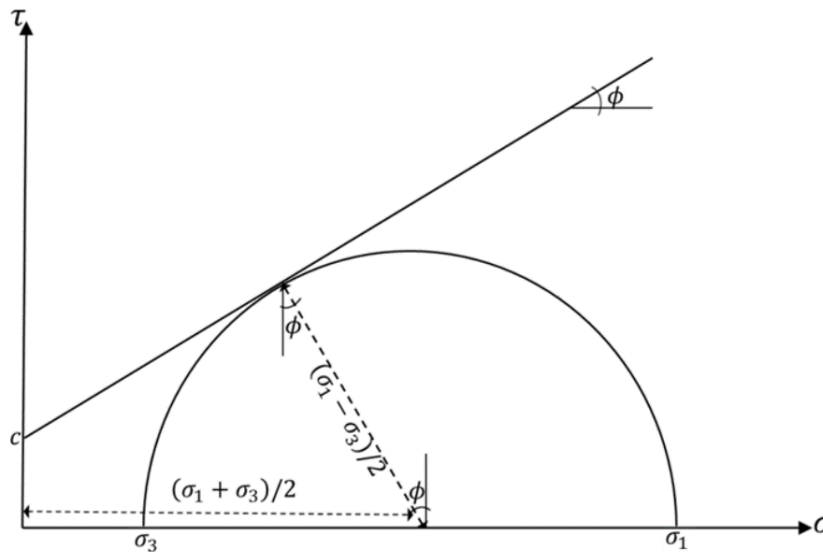
ϕ = ângulo de atrito interno;

σ = tensão normal do plano de ruptura;

τ = resistência ao cisalhamento.

Gerscovich (2016) explica que o critério trabalha com o conceito de envoltória de ruptura, representada na Figura 10, em que estados de tensão inferiores aos pertencentes à envoltória correspondem a situações de estabilidade; estados de tensão coincidentes com a envoltória caracterizam ruptura; e pontos acima da envoltória correspondem a estados de tensão impossíveis de acontecer.

Figura 10 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano (σ , τ).



Fonte: PUC-Rio. Adaptada pelo Autor.

2.5.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo

2.5.2.1 Ângulo de atrito interno

Define-se atrito interno como a parcela da resistência ao cisalhamento de um solo, correspondente à força de atrito desenvolvida no deslizamento entre os grãos (ABNT NBR6502, 1995).

Segundo Caputo (2008), o atrito interno pode não só apenas ser “físico”, mas também por “atrito fictício”, pelo entrosamento de suas partículas. Logo, o fenômeno de atrito nos solos diferencia-se do fenômeno de atrito entre dois corpos porque o deslocamento envolve um grande número de grãos não existindo uma superfície nítida de contato, podendo os grãos de o solo deslizar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso.

O ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal, é chamado de ângulo de atrito (ϕ), sendo o máximo ângulo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento (SBROGLIA, 2015).

Pode variar com a natureza do solo ou com condições adversas, como a umidade e forma dos grãos. É representada pela letra ‘ ϕ ’, sendo um “subproduto” dos ensaios que determinam a resistência ao cisalhamento, junto com a coesão (GONÇALVES, 2007).

2.5.2.2 Coesão

De um modo geral, pode-se definir a coesão como a parcela de resistência ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante, provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas (ABNT NBR6502, 1995).

2.5.3 Ensaios para determinação dos parâmetros de resistência

Existem diversos ensaios para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, isto é, coesão e ângulo de atrito. Entre as técnicas mais utilizadas em laboratório pode-se citar o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial, além desses, existem ainda os ensaios de cisalhamento simples, ensaio triaxial de deformação plana e ensaio de cisalhamento anelar ou ring shear. Todos os mencionados são ensaios realizados em laboratório.

Além dos ensaios de laboratório há a possibilidade de obter os parâmetros “*in situ*”, ou seja, em campo, por meio de ensaios como o Ensaio de Penetração de Cone (CPT – *Cone Penetration Test*), normalizado pela ABNT através da NBR 12069/1991, e o *Vane Shear Test* (conhecido também como ensaio de palheta), também normalizado pela ABNT através da NBR 10905/1989. Contudo, ressalta-se que ambos os ensaios citados não são comumente utilizados em análises de estabilidade de encostas, sendo aplicados de forma mais usual para a determinação de parâmetros geotécnicos de argilas sedimentares moles.

Além dos ensaios citados, existem outros pouco difundidos no Brasil, como o *Borehole Shear Test* (BST), que vem sendo utilizado em diversas pesquisas realizadas na UFSC como, por exemplo, Sbroglia (2015), Christ (2019), Sakamoto (2015) e Caraméz (2017).

O BST foi empregado nesse trabalho, sendo que sua precisão já foi atestada em outras ocasiões como as citadas anteriormente. A Universidade Federal de Santa Catarina, em 2014, foi a pioneira na utilização deste ensaio no Brasil, gerando bons resultados quando comparados

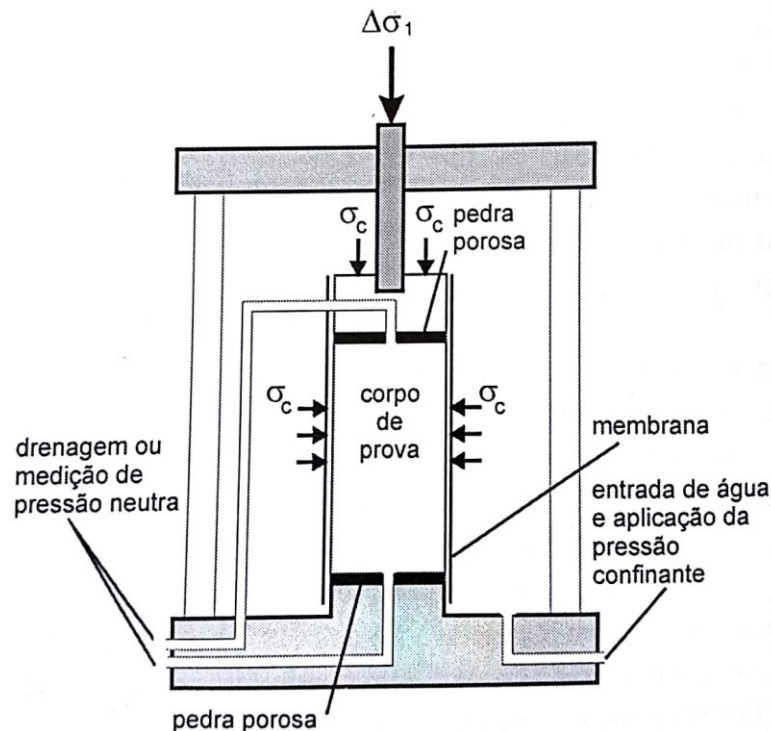
com o Cisalhamento Direto, ensaio mais comumente utilizado para a determinação dos parâmetros de resistência de encostas no Brasil.

2.5.3.1 Ensaio Triaxial

Esse ensaio é bastante utilizado na atualidade, por sua condição de aparelhagem, mais refinada, capaz de garantir uma impermeabilização total da amostra, controle absoluto da drenagem e medida do valor da pressão neutra (MARANGON, 2009).

Nesse ensaio, geralmente é utilizado um corpo de prova de solo de aproximadamente 36 mm de diâmetro e 76 mm de (3 pol.) de comprimento. O corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema é mostrado na Figura 11 e envolto por uma membrana de borracha. A câmara é cheia de água, à qual se aplica uma pressão, que é chamada pressão confinante ou pressão de confinamento do ensaio. A pressão confinante atua em todas as direções, inclusive na direção vertical. O corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões (PINTO, 2000).

Figura 11 – Esquema da câmara de ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2000).

Para causar uma ruptura de cisalhamento no corpo de prova, deve-se aplicar a tensão axial pela haste de carregamento vertical, podendo ser feita de duas maneiras:

- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais e medida da deformação axial por meio de um extensômetro até que o corpo de prova rompa.
- Aplicação de deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânico ou hidráulica.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a dada deformação axial é medida por um anel dinamométrico ou célula de carga fixada à haste. Geralmente são executados três tipos de ensaios triaxiais padrão, o ensaio adensado drenado (CD), o ensaio adensado não drenado (CU) e o ensaio não adensado não drenado (UU) (DAS e SOBHAN, 2014).

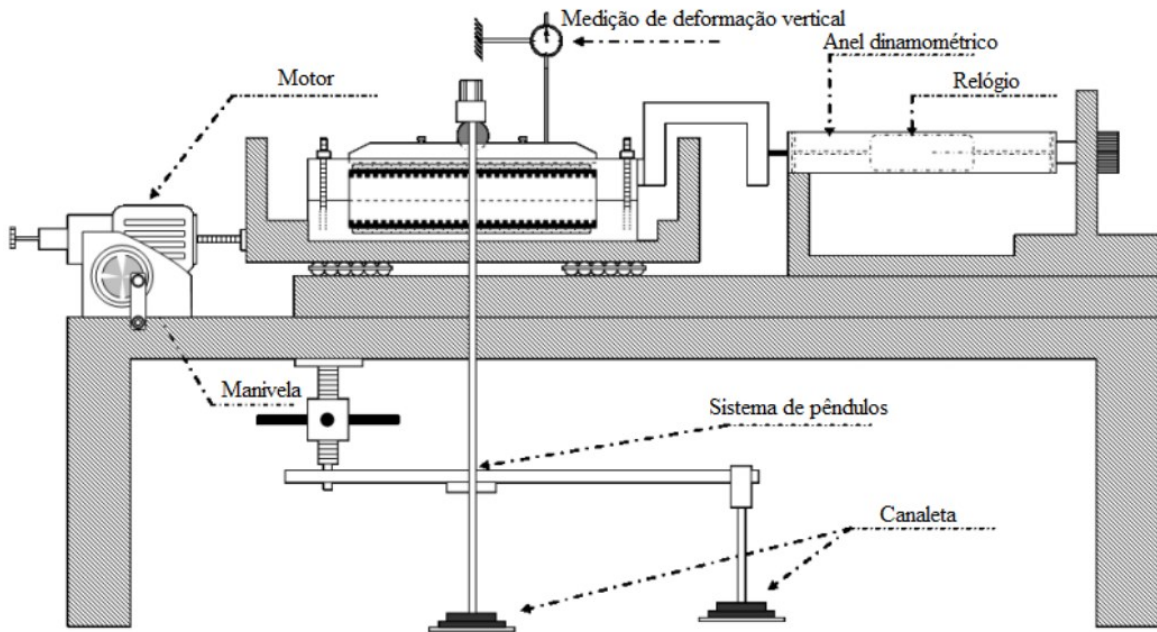
2.5.3.2 *Ensaio de Cisalhamento Direto*

O ensaio de cisalhamento direto é, segundo Das e Sobhan (2014), a forma mais antiga para determinação dos parâmetros de resistência do solo, seguindo as diretrizes da norma americana ASTM D3080, e pode ser dividido em duas etapas: primeiramente a consolidação e, após isso, o cisalhamento.

Na consolidação, aplica-se uma tensão normal constante (σ_v), no corpo de prova até que sua deformação vertical se estabilize.

Para o cisalhamento fazendo o uso de uma máquina de deformação controlada, promove-se o deslocamento relativo das metades da caixa bipartida com uma velocidade constante, aplicando uma tensão cisalhante (τ) que é aumentada gradativamente, até produzir a ruptura do corpo de prova por cisalhamento ao longo do plano de corte da caixa.

Figura 12 – Ensaio de Cisalhamento Direto



Fonte: Higashi (2009) Adaptado pelo Autor.

A velocidade constante de ruptura é dependente do tipo de solo (velocidades menores para solos mais coesivos e maiores para solos granulares) e o modo que o ensaio será realizado (consolidado drenado - CD, consolidado não-drenado – CU) pode permitir ou não a drenagem da amostra.

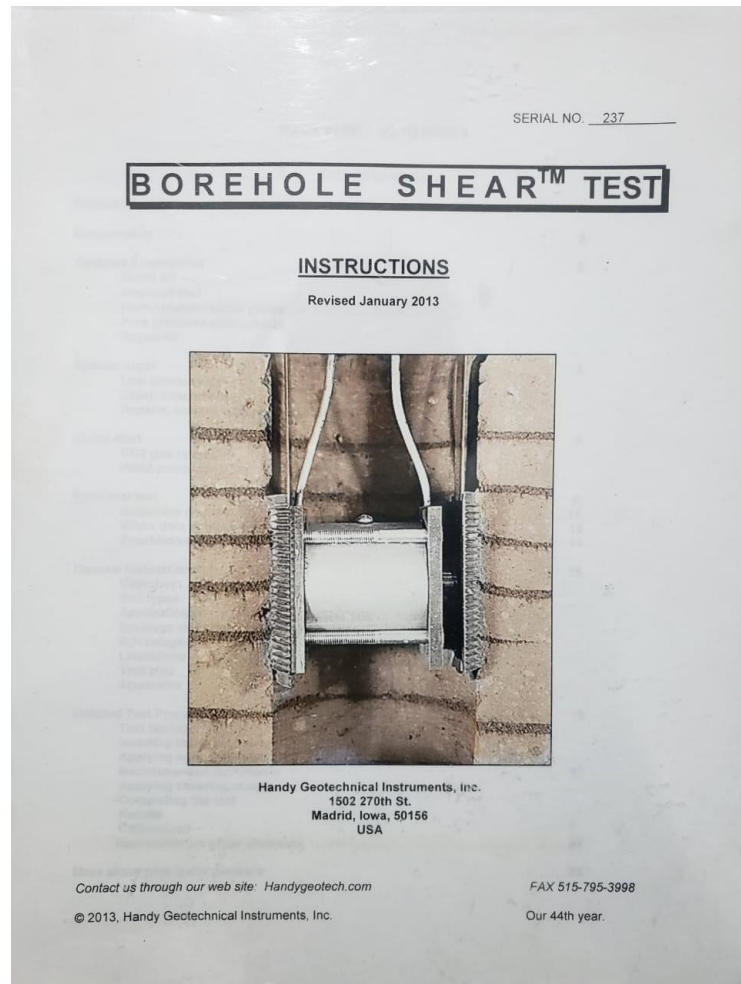
Apesar de não permitir a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e nem do módulo de cisalhamento, segundo Pinto (2000), o ensaio de cisalhamento direto é muito usado, devido a sua simplicidade, quando se deseja medir simplesmente a sua resistência e resistência residual.

2.5.3.3 Borehole Shear Test

O *Borehole Shear Test* é um ensaio de campo desenvolvido pela *Handy Geotechnical Instruments, Inc.*, que se apresenta como uma alternativa para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo a ser analisado. Esse ensaio possui como sua maior vantagem a facilidade de execução, pois não necessita de coleta de amostras indeformadas, sendo executado *in situ*. Para a realização do ensaio, é necessário apenas perfurar o solo com a ajuda de um trado, para que possa ser introduzido o equipamento e efetuado o ensaio.

A Universidade Federal de Santa Catarina, principalmente por meio do Laboratório de Mapeamento Geotécnico (LAMGEO), vem realizando diversas relevantes pesquisas para validar o seu uso como um método confiável de investigação.

Figura 13 – Manual de Uso e Operação do equipamento



Fonte: Handy Geotechnical Instruments, Inc. (2013).

Segundo Contessi (2016), em comparação com o cisalhamento direto, o BST apresenta parâmetros de resistência bastante semelhantes, com envoltórias paralelas e interceptos coesivos muito semelhantes. Na Tabela 2 são apresentadas diversas comparações entre ensaios de Cisalhamento Direto e de Borehole Shear Test na condição natural e inundada de diferentes autores.

Tabela 2 – Variação (V) entre resultados de coesão e ângulo de atrito para os ensaios de Cisalhamento Direto (CD) *Borehole Shear Test* (BST) nas condições natural (N)/inundada (I).

	Tipo de solos	Coesão [kPa]			Ângulo de atrito [graus]		
		CD	BST	V	CD	BST	V
I	Residual de Granito ¹	9,4	13,1	3,7	35,7	46,5	10,8
N	Residual de Granito ¹	22,8	14,5	8,3	43,5	45,1	1,6
N	Residual de Granito ²	7,4	21,0	13,6	38,0	43,1	5,1
I	Residual de Granito ²	3,8	4,0	0,2	34,4	32,6	1,8
N	Residual de Granito ²	18,4	9,0	9,4	42,1	26,6	15,5
I	Residual de Granito ²	5,4	1,0	4,4	35,8	35,6	0,2
N	Residual de Granito ²	51,3	13,0	38,3	54,2	42,6	11,6
I	Residual de Granito ²	18,2	6,0	12,6	28,8	35,0	6,2
N	Sedimentar ²	28,3	9,0	19,3	27,0	36,3	9,3
I	Sedimentar ²	5,1	0,0	5,1	29,4	35,6	6,2
I	Residual de Granitóide ³	1,0	3,6	2,6	41,5	39,3	2,2
I	Residual de Gnaisse ³	8,3	12,0	3,7	30,2	31,0	0,8
I	Residual de Migmatito ³	15,4	11,0	4,4	29,8	32,0	2,2
I	Residual de Granito ³	13,8	7,0	6,8	36,4	33,3	3,1
I	Residual de Granulito ³	14,7	16,6	1,9	30,8	34,7	3,9
I	Residual de Riolito ³	14,6	26,3	11,7	22,7	23,6	0,9

Fonte: ¹Contessi, 2016; ²Sakamoto et al., 2016; ³Sbroglia et al., 2018.

Tal semelhança foi atestada, também, em recente artigo exposto no Geosul de 2019 desenvolvido por membros do LAMGEO intitulado “Comparativo Entre o Ensaio de Cisalhamento Direto e o Borehole Shear Test na Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento dos Solos”, o qual realizou ensaios em laboratório fazendo o uso de um solo “artificial” baseado em uma mistura de areia e cal hidratada com as tensões de consolidação de 20, 40, 60 e 80 kPa, que obteve os seguintes resultados:

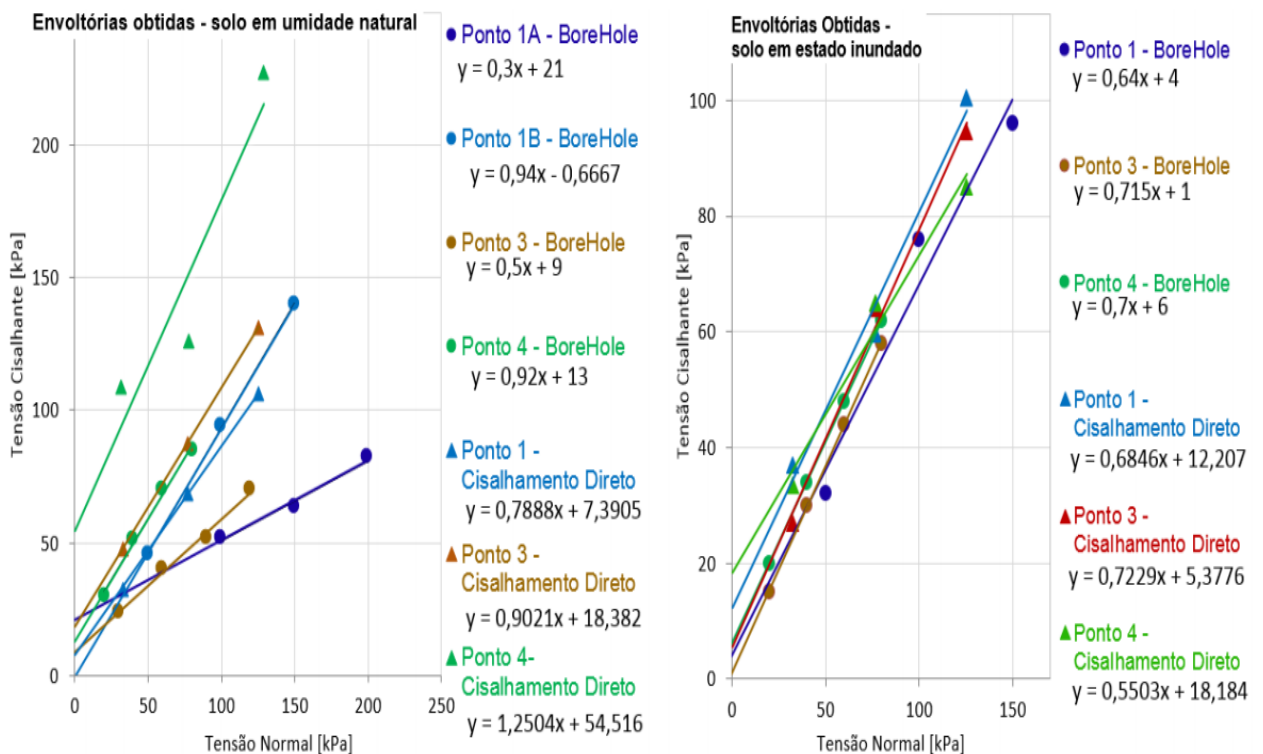
Tabela 3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos

Ensaio	Coesão [kPa]	Ângulo de atrito [graus]
Cilhamento Direto	8,6	37,4
<i>Borehole Shear Test</i>	9,5	31,4

Fonte: Autor (2019).

Outro trabalho que abordou a comparação de resultados do BST aos do Cisalhamento Direto, desta vez em campo, foi o de Sakamoto et al. (2015) em o Uso do Método *Borehole Shear Test* no Mapeamento Geotécnico de Áreas de Risco. A Figura 14 apresenta envoltórias comparativas entre os dois métodos executadas na unidade PVg (Podzólico Vermelho-Amarelo de Substrato Granito), que possui características residuais.

Figura 14 – Comparação das envoltórias obtidas por C.D e BST



Fonte: Sakamoto et al. (2015).

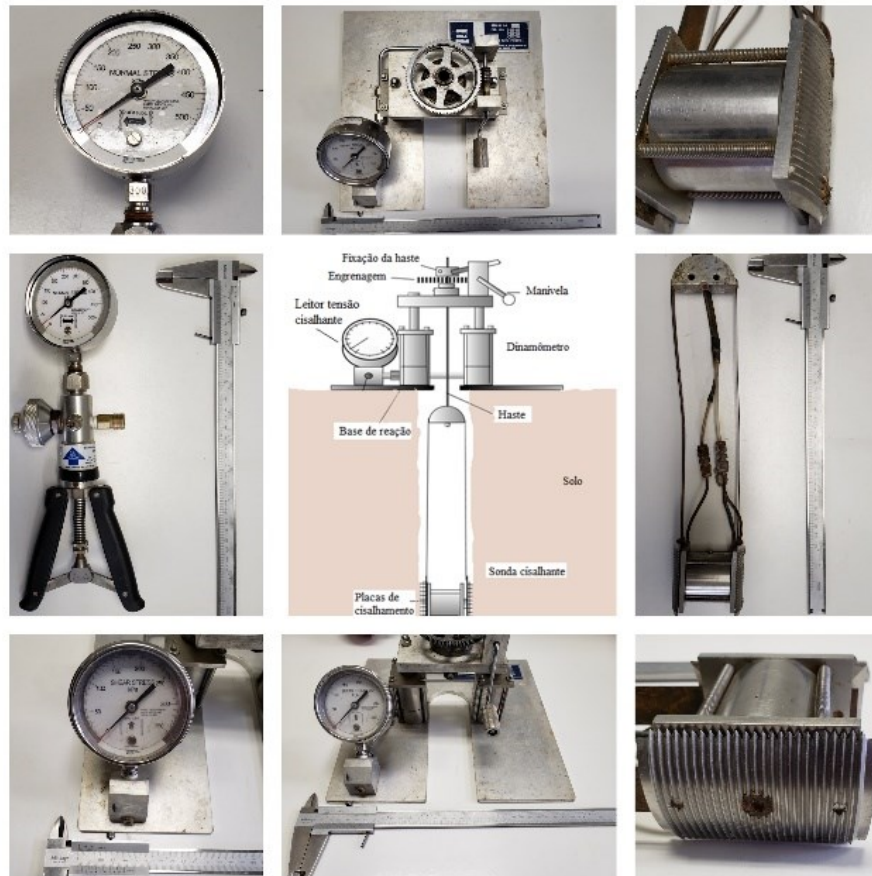
Para o BST, Lutenegeger e Hallberg (1981) abordam as seguintes vantagens:

- Os resultados podem ser analisados no campo, permitindo ao operador avaliar a necessidade ou substituição dos pontos a serem plotados.
- O BST ocupa uma área pequena, diferente dos ensaios laboratoriais que necessitam da coleta de amostras indeformadas, interferindo em uma área além das dimensões da amostra.
- O problema decorrente da perturbação da amostra é menor, uma vez que está se ensaiando as paredes do furo e estas sofreram uma menor interferência.
- O equipamento é de simples utilização, permitindo que o ensaio seja realizado por técnicos.
- O equipamento é completamente portátil e não requer fontes de energia externas ou acessórios de perfuração especializados.

Para Christ (2019), como desvantagens, pode-se dizer que o ensaio é relativamente novo, ou ao menos pouco difundido, portanto há escassez de dados para que se possam gerar comparativos e correlações entre os diferentes tipos de solos. O ensaio de cisalhamento direto e o de compressão triaxial apresentam uma maior gama de estudos, o que lhes assegura uma maior confiabilidade.

O equipamento é composto por três partes principais, sendo elas uma base, uma sonda e uma bomba manual. A base de reação é apoiada no solo sobre o furo e transfere a força de cisalhamento para a sonda através de hastes. Essa base consiste em um sistema de medição de força hidráulica fechado com uma pressão que pode variar na faixa de sensibilidade conforme requerido. Um mecanismo com engrenagens e uma manivela permitem que seja transmitido o esforço às hastes (LAMGEO, 2017).

Figura 15 – Componentes do equipamento BST



Fonte: *Handy Geotechnical Instruments, Inc.* Modificada pelo Autor (2019).

Com ajuda de um trado, deve-se realizar a perfuração do solo no local de investigação. Para evitar o amolgamento, diminuir a perturbação criada no solo e perda de sua estrutura original, é recomendável fazer o uso de dois trados pedológicos com diferentes diâmetros. O primeiro com 65 mm, para verificação do solo, e o segundo com 82 mm, para auxiliar na execução do ensaio. A sonda deve ser posicionada no horizonte de solo o qual se deseja a obtenção da coesão e ângulo de atrito.

Figura 16 – Utilização do trado para a execução do furo de sondagem



Fonte: LAMGEO (2017).

Após a execução do furo, com seus devidos cuidados, introduz-se a sonda cisalhante, com a haste devidamente rosqueada, até a profundidade a qual se deseja ensaiar. O furo é então preenchido com água para que seja simulada a condição saturada no momento do ensaio. Em seguida, instala-se a placa com os manômetros, atentando para o fato de a placa possuir um orifício para a passagem da haste. Deve-se garantir que a placa permaneça perpendicular ao eixo do furo no solo, Figura 17, para que o esforço transmitido seja distribuído adequadamente.

Figura 17 – Base do equipamento instalada corretamente



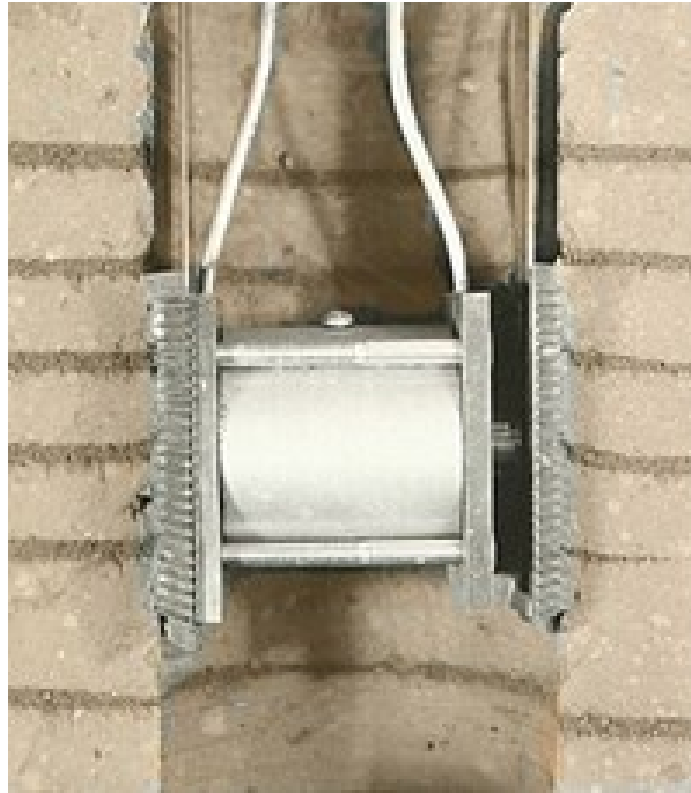
Fonte: College of Engineering Wordpress (2012).

Em seguida, é executada a etapa de consolidação. Uma carga é aplicada nos pratos, que por sua vez a transferem para a parede do furo e, então, deve-se esperar um tempo para que haja a consolidação das paredes. Segundo Contessi (2016), o tempo de espera deve ser superior a 5 minutos, a depender do tipo de solo encontrado em campo (solo argilosos possuem tempo de consolidação maior que os solos arenosos).

Após a etapa de consolidação do solo da parede do furo, aplica-se a força de cisalhamento por meio do giro da manivela na base. Esta deve ser rotacionada a uma velocidade de aproximadamente 2 voltas por segundo, como indica a Figura 19, e deve-se manter o ritmo até que o ponteiro do manômetro indique a tensão máxima de ruptura alcançada.

Segundo a *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2010), órgão que normatizou tal ensaio, o BST é executado com uma sonda que se expande com o auxílio de uma bomba de vácuo que comprime a parede do solo conforme a Figura 18.

Figura 18 – Cabeça de Cisalhamento da sonda



Fonte Handy Geotechnical Instruments, Inc. (2011).

A indicação da tensão de cisalhamento máxima pode ser visualizada de duas formas distintas, uma delas por uma queda repentina da tensão cisalhante marcada pelo ponteiro no manômetro, seguido da permanência dela em valores menores que aqueles vistos até o momento. A tensão máxima é aquela imediatamente anterior à queda da marcação do ponteiro, ou seja, a maior tensão verificada no mostrador. A outra forma de se observar a tensão máxima de cisalhamento para uma dada tensão normal é pela estabilização da tensão cisalhante, isto é verificado pela marcação constante do ponteiro em um valor de tensão, ou por uma elevação tênue do mesmo.

O critério para a paralização do ensaio é dado ao se girar a manivela de 20 a 25 vezes não apresentando qualquer elevação marcante da tensão cisalhante (CONTESSI, 2016).

Figura 19 – Registro do aumento da tensão cisalhante ao rotacionar a manivela



Fonte: LAMGEO (2017).

Ao se atingir a tensão cisalhante máxima para o estágio em questão, paralisa-se o ensaio, retornando a tensão cisalhante para zero. Faz-se isso rotacionando a manivela no sentido contrário a uma velocidade qualquer. Recomenda-se, na transição entre estágios, realizar o reposicionamento da sonda. Para tal, é liberada a pressão normal aplicada e faz-se a retirada da sonda do furo, limpando as placas de cisalhamento e reinserindo a sonda em uma posição cerca de 10 cm acima da altura original ou ainda mantendo a mesma posição, mas rotacionando o equipamento em 90° (LAMGEO, 2017).

A obtenção dos parâmetros de resistência do solo é feita pelo método de Mohr-Coulomb, sendo plotados os resultados obtidos em um gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal e analisando a linha de tendência entre os pontos. A coesão é dada pela intersecção da reta com o eixo de tensão cisalhante e o ângulo de atrito é dado pela inclinação da mesma.

Esta tensão gerada pela expansão da sonda é normal ao plano de ruptura e é definida pelos limites impostos pelo mecanismo do próprio ensaio.

Com esta etapa concluída, ou seja, com a envoltória de ruptura traçada, são determinados os parâmetros de resistência do solo. Para que os erros sejam reduzidos, deve preocupar-se com a variabilidade do operador e do solo a ser estudado, uma vez que esses possíveis erros, causados por estas condições, possam ser minimizados ou até evitados com a utilização de calibradores e manutenções regulares (SAKAMOTO *et al.* 2015).

2.6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Devido a importância do tema, diversos autores desenvolveram métodos de cálculo e equações que possibilitassem para avaliar a segurança de taludes, dentre os quais pode-se citar: Culman (1866), Taylor (1948), Bishop (1955), Morgenstern (1960), Spencer (1967), Jambu (1972), Sarma (1973), Hoek e Bray (1974).

Os métodos distinguem-se entre si pelas hipóteses simplificadoras que cada autor adota, geralmente associadas à consideração da distribuição interna de esforços interlamelas. Sendo assim, alguns métodos são mais conservadores do que outros em função do nível de simplificação.

Os métodos que serão usados neste trabalho serão os de Bishop simplificado, para avaliar a suscetibilidade quanto a deslizamentos rotacionais, e o de Taludes Infinitos, para deslizamentos translacionais.

2.7 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

No caso de grandes áreas, uma maneira de se prever o comportamento do solo é por meio do mapeamento geotécnico, sendo uma ferramenta de extrema utilidade na gestão do meio físico. Esse mapeamento resulta na elaboração de um mapa ou carta geotécnica, que pode ser considerado uma forma significativa da representação geológica do ambiente (UNESCO, 1976 *apud* HIGASHI, 2006).

O Mapa Geotécnico é um tipo de mapa geológico que apresenta todos os componentes necessários para o planejamento correto do uso do solo e para projetos, construções e manutenção quando aplicados à engenharia civil e de minas.

De acordo com Diniz (1998) o mapeamento geotécnico é uma ferramenta conveniente ao planejamento do solo e resulta na elaboração de um mapa ou carta geotécnica, podendo ser classificado em carta de suscetibilidade de risco e de aptidão de uso.

Diversas metodologias foram desenvolvidas em diferentes países para realizar esse tipo de mapeamento, dentre as quais Higashi (2006) menciona a *International Association Engineering Geology* (IAEG), *Zones exposed to risks of soil movements* (ZERMOS) e nacionalmente a metodologia do Instituto de Pesquisa Tecnológica (IPT), Zuquette (1987) e de Davison Dias (1995).

Higashi (2006) cita que diversas metodologias de mapeamento geotécnico vêm sendo desenvolvidas também para determinar o comportamento geomecânico dos solos. Davison Dias (1995) desenvolveu uma metodologia de mapeamento geotécnico para grandes áreas em solos tropicais. Esta metodologia define que, a partir de informações pedológicas, litológicas e topográficas (curvas de nível), é possível obter um mapa de estimativas de unidades geotécnicas.

Segundo os preceitos desta metodologia o mapa litológico é elaborado a partir de interpretações do mapa geológico, representando o tipo de rocha predominante. As cartas topográficas, disponibilizadas em escalas maiores que os mapas geológicos e pedológicos, orientam na delimitação das unidades, uma vez que, na análise do relevo é possível identificar os locais onde podem ocorrer mudanças entre os tipos de solos.

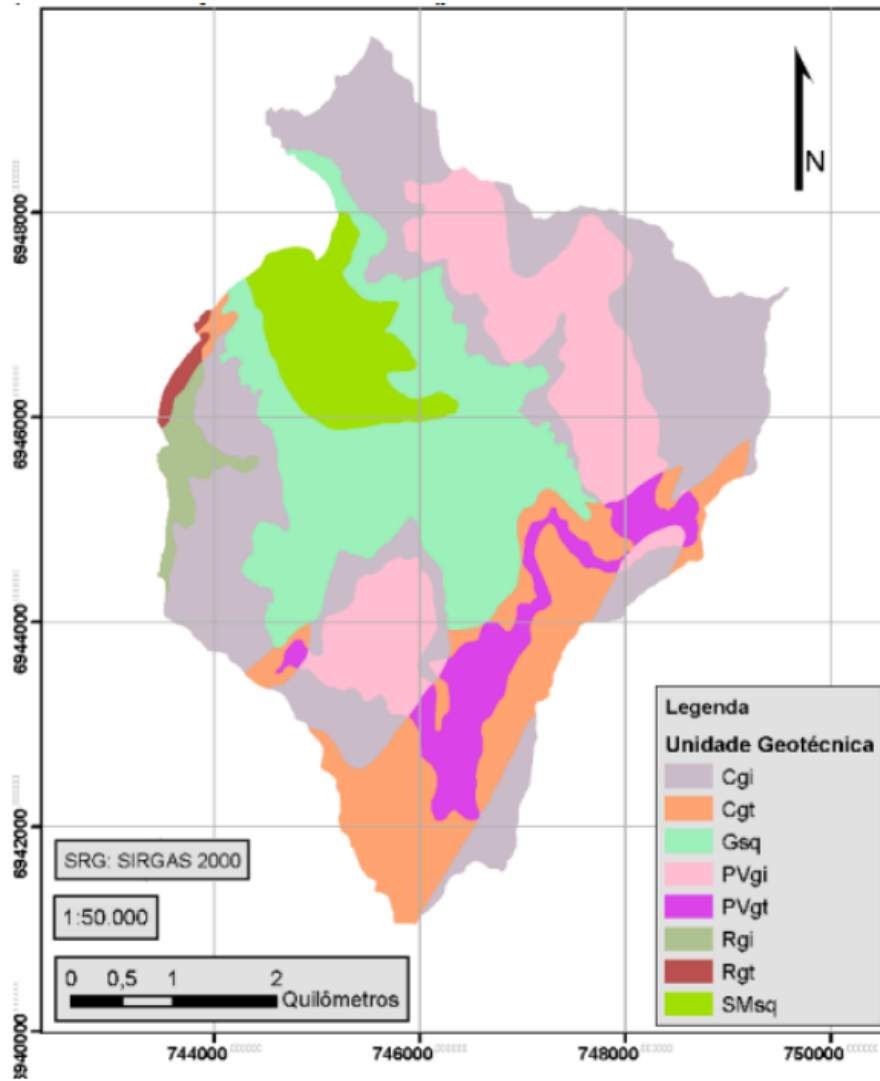
Segundo Davison Dias (1987) a investigação pedológica é relevante aos estudos geotécnicos, pois em alguns casos o substrato rochoso pode encontrar-se em profundidades elevadas, com uma espessa camada de solo laterítico sobrejacente, assim, ele não proporciona informações sobre os solos superficiais, relevantes em determinadas situações. No entanto, através da geologia é possível supor a granulometria do solo residual e transportado, bem como identificar os minerais presentes.

A metodologia proposta por Davison Dias (1995) identifica que solos originários da mesma unidade geológica/pedológica apresentam comportamento semelhante. Desta forma, os resultados obtidos para um ponto de estudo contido em uma unidade poderiam ser extrapolados para toda a unidade em questão. No entanto, sabe-se que solos oriundos de diferentes elevações podem apresentar comportamentos diferentes, mesmo estando em uma mesma unidade geotécnica. Esta condição é confirmada por Zuquette e Gandolfi (1988) quando estes autores propõem a utilização de landforms, ou feições topográficas, na execução de mapeamentos geotécnicos, considerando que o comportamento dos solos é diferenciado em função do relevo.

De acordo com Higashi (2006) o mapeamento geotécnico para fins de planejamento territorial tem considerado em suas análises diversos fatores do meio ambiente, como por exemplo, a erosão, a infiltrabilidade e a estabilidade de encostas. Esse autor apresentou uma metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras, baseando-se no comportamento geotécnico e ambiental dos solos, onde caracterizou solos de origem residual e sedimentar a partir de ensaios específicos.

Caraméz (2017) elaborou um mapeamento Geotécnico, apresentado na Figura 20, o qual apresenta as unidades geotécnicas de ocorrência na Microbacia Hidrográfica do Rio Itacorubi. O autor também exibe o Quadro 4, que descreve as unidades geotécnicas estudadas.

Figura 20 – Mapa geotécnico ajustado por Caraméz



Fonte: Caraméz (2017).

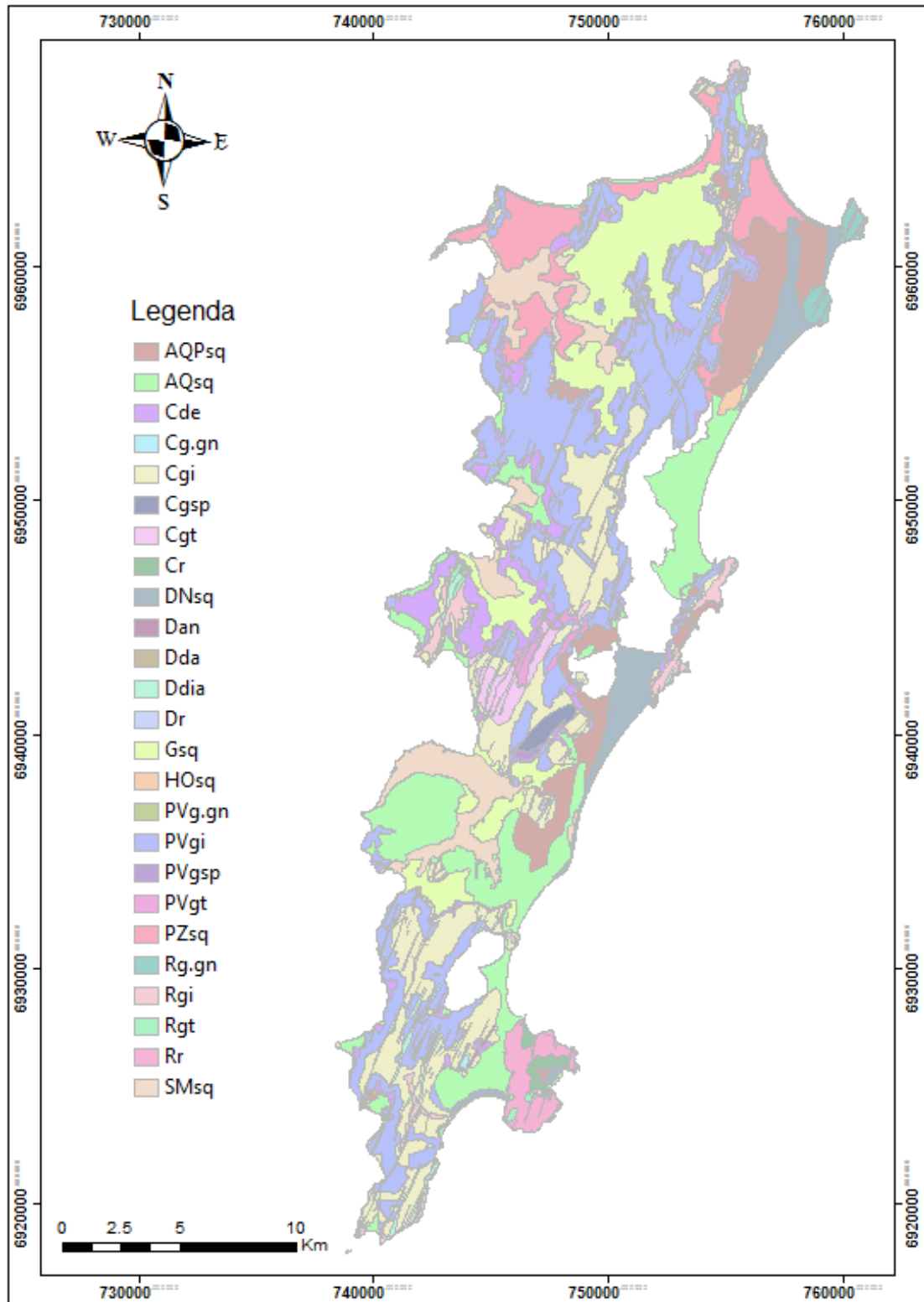
Quadro 4 – Descrição das unidades contempladas no Mapeamento de Caraméz

Unidade Geotécnica	Descrição	Área (Km²)	Área ocupada na Bacia (%)	Abrangência de Cotas (m)	Universo Geotécnico	Fases de Relevo
Cgi	Cambissolo substrato granito ilha	9,40	33,11%	5 a 493	Residual	Suave Ondulado a Escarpado
Cgt	Cambissolo substrato granito itacorubi	3,68	12,97%	5 a 425	Residual	Ondulado a Escarpado
Gsq	Glei substrato sedimentos quaternários	6,25	22,02%	0 a 38	Sedimentar	Plano a Ondulado
Pvgi	Podzólico Vermelho-Amarelo substrato granito ilha	4,65	16,38%	7 a 295	Residual	Forte Ondulado a Montanhoso
PVgt	Podzólico Vermelho-Amarelo substrato granito Itacorubi	1,66	5,83%	19 a 259	Residual	Ondulado a Escarpado
Rgi	Solos Litólicos substrato granito ilha	0,56	1,98%	43 a 281	Residual	Forte Ondulado a Escarpado
Rgt	Solos Litólicos substrato granito Itacorubi	0,13	0,48%	44 a 286	Residual	Forte Ondulado a Escarpado
SMSq	Solos Indiscriminados de Mangue substrato sedimentos quaternários	2,06	7,24%	0 a 5	Sedimentar	Plano Suave a Ondulado

Fonte: Caraméz (2017).

Outro mapeamento geotécnico, mais recente, é o apresentado na Figura 21, elaborado por Christ (2019) a partir do mapa geotécnico feito por Santos (1997), o qual apresenta as unidades geotécnicas presentes na Ilha de Florianópolis juntamente com parâmetros de resistência ao cisalhamento extrapolados para cada unidade. Tais informações podem ser utilizadas para auxiliar na racional ocupação do solo e na identificação de áreas suscetíveis a sofrerem movimentações de terra, por exemplo.

Figura 21 – Mapa geotécnico atualizado de Florianópolis



Fonte: Christ (2019). Modificado pelo Autor.

As unidades geotécnicas apresentadas por Christ são:

Unidade AQPsq

A unidade AQPsq corresponde a Areia Quartzosa Podzolizada de substrato sedimentos quaternários. Possui características sedimentares.

Unidade AQsq

A unidade AQsq corresponde a Areia Quartzosa de substrato sedimentos quaternários. Possui características sedimentares.

Unidade Cde

A unidade Cde corresponde a Cambissolo de depósito de encosta. Possui características residuais, porém pelo fato de sofrer transporte é classificado como sedimentar.

Unidade Cg.gn

A unidade Cg.gn corresponde a Cambissolo de substrato granito gnaiss. Possui características sedimentares.

Unidade Cgi

A unidade Cgi corresponde ao Cambissolo de substrato de granito Ilha. Possui características residuais.

Unidade Cgsp

A unidade Cgsp corresponde a corresponde ao Cambissolo de substrato de granito São Pedro de Alcântara. Possui características residuais.

Unidade Cgt

A unidade Cgt corresponde ao Cambissolo de substrato de granito Itacorubi. Possui características residuais.

Unidade Cr

A unidade Cr, correspondendo a associação de Cambissolo, textura arenosa e média + podzólico vermelho amarelo. Possui características residuais.

Unidade DNSq

A unidade DNSq, correspondendo a Dunas de substrato sedimentos quaternários. Possui características sedimentares.

Unidade Dan

A unidade Dan corresponde a dique de andesito. Possui características residuais.

Unidade Dda

A unidade Dda corresponde a dique de dacito. Possui características residuais.

Unidade Ddia

A unidade Ddia corresponde a dique de diabásio. Possui características residuais.

Unidade Dr

A unidade Dr corresponde a dique de riolito. Possui características residuais.

Unidade Gsq

A unidade Gsq corresponde a Glei substrato sedimentos quaternários. A unidade possui características sedimentares.

Unidade HOsq

A unidade HOsq, correspondendo a Solo Orgânico de substrato sedimentos quaternários. A unidade possui características sedimentares.

Unidade PVg

A unidade PVg, correspondendo a Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito, possui características residuais.

Unidade PVg.gn

A unidade PVg.gn, correspondendo a Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito gnaisse, possui características residuais.

Unidade PVgi

A unidade PVgi, correspondendo a Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito Ilha, possui características residuais.

Unidade PVgsp

A unidade PVgsp, correspondendo a Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito São Pedro de Alcântara, possui características residuais.

Unidade PVgt

A unidade PVgt, correspondendo a Podzólico Vermelho-amarelo de substrato granito Itacorubi, possui características residuais.

Unidade PZsq

A unidade PZsq, correspondendo a Podzol Hidromórfico + Areias Quartzosas Hidromórficas de substrato sedimentos quaternários. Possui características sedimentares.

Unidade Rd

A unidade Rd, correspondendo ao solo Litólico de diabásio. Possui características residuais.

Unidade Rg

A unidade Rg, correspondendo a Litólico de substrato granito. Possui características residuais.

Unidade Rr

A unidade Rr, correspondendo a Solos Litólicos substrato riolito. Possui características residuais.

Unidade SMSq

A unidade SMSq, correspondendo a Solos Indiscriminados de Mangue, textura arenosa e/ou argilosa, substrato sedimentos quaternários. Possui características residuais.

2.8 SOFTWARES PARA A DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

Três softwares são os mais conhecidos do mercado: o Geo-slope da empresa Geostudio, Slide da empresa Roscoscience e o Mac.STARS da Maccaferi. Os programas possuem a interface muito semelhante e de fácil entendimento ao usuário.

Segundo Souza (2017), o software Mac.STARS apesar de não apresentar as mesmas quantidades de informações e ferramentas que os outros dois programas, no meio acadêmico brasileiro possui boa aceitação com grande número de artigos e trabalhos publicados. Autores como Monteiro (2016), Fraga e Jung (2013), Chuquimuni (2005), Sinimbuh (2016), Veronez (2014) apresentaram trabalhos com o programa gerando resultados satisfatórios, mostrando que o Mac.STARS é uma importante ferramenta de auxílio nas análises de estabilidade, sendo o escolhido para a realização desse trabalho.

2.9 SISTEMAS DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS – SIG

Os Sistemas de Informações Geográficas consistem em softwares baseados no uso de dados georreferenciados, que significa na prática que o dado deve estar atrelado a uma rede geográfica. Estes sistemas integram informações espaciais e não espaciais, garantindo sua aplicação a diversas áreas que vão das geociências e engenharias englobando também as áreas de política e saúde (CHRIST, 2014).

O SIG é uma ferramenta que oferece a possibilidade de integrar os dados de diferentes fontes e tipos, assim como sua manipulação. As operações de análise espacial e a possibilidade de visualização dos dados em qualquer tempo, durante todo o processo, fizeram do SIG um poderoso aliado tanto para a análises espaciais como para tomada de decisões (LOCH, 2006).

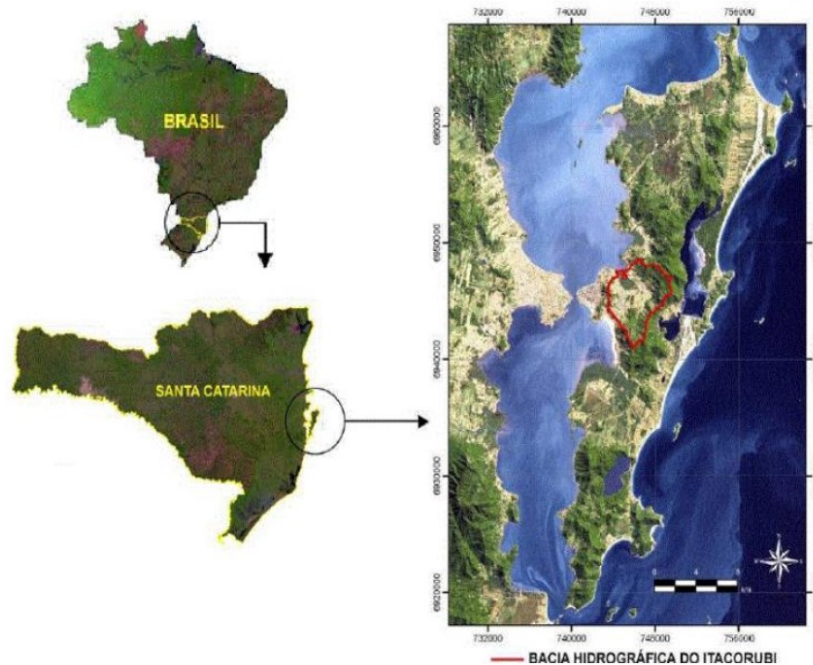
Segundo Higashi (2006), os Sistemas de Informações Geográficas apresentam diversas aplicações na área de Mapeamento Geotécnico. Estas aplicações viabilizam a elaboração de mapas temáticos, cartografia geotécnica, modelagem numérica de terrenos para análise de risco, avaliação geotécnica e gerenciamento ambiental. Um dos aspectos mais importantes é a capacidade que os SIGs possuem de produzir novas informações a partir de um banco de dados geográficos.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO

Localizada na região centro-oeste do município de Florianópolis, a encosta está situada na Microbacia Hidrográfica do Itacorubi, envolvendo os bairros Jardim Santa Mônica, Córrego Grande, Trindade, Parque São Jorge, Itacorubi, João Paulo, Pantanal e Carvoeira, com área aproximada de 28,4km².

Figura 22 – Localização da Bacia Hidrográfica do Itacorubi



Fonte: Silva (2010).

A área encontra-se em crescente desenvolvimento devido a acelerada expansão da construção civil tanto no âmbito de habitação familiar como comercial. Tornou-se polo de pequenas e médias empresas do setor de prestação de serviços e abriga, também, diversos órgãos públicos dos governos federal, estadual e municipal e é sede de concessionárias.

A encosta está localizada no bairro Córrego Grande, na Rua Ana Maria Nunes, próximo ao Departamento de Engenharia Civil e Centro Tecnológico da UFSC e possui coordenadas 27°36'11", latitude Sul, e 48°30'48", longitude Oeste. A Figura 23 mostra um modelito tridimensional do local de estudo.

Figura 23 – Localização da encosta de estudo



Fonte – Google Earth Pro (2019).

Em visita ao local pode-se constatar a cobertura por vegetação nativa nos pontos mais altos, vegetação predominantemente rasteira próximo às ocupações e perceber como as residências começam a ocupar áreas mais altas, gerando carregamentos externos adicionais.

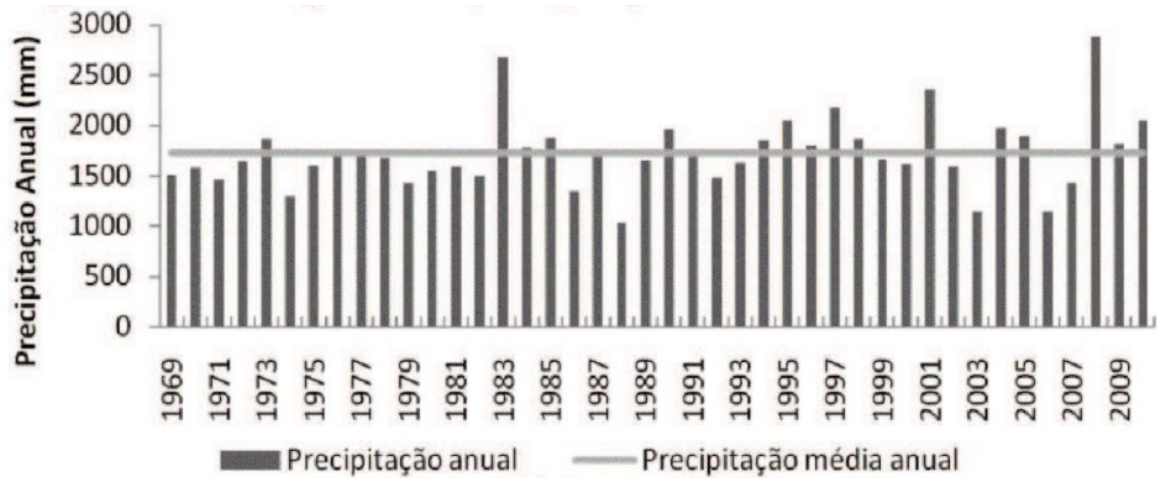
3.2 CLIMA

Florianópolis apresenta características climáticas inerentes ao litoral sul brasileiro (Mesotérmico Úmido). As estações do ano são bem caracterizadas, verão e inverno bem definidos, sendo o outono e primavera de características semelhantes.

O sistema de classificação genérica – Köppen – o qual se baseia em elementos climáticos, como temperaturas médias anuais e totais pluviométricas, além da vegetação, classifica a região como clima tropical chuvoso e quente “Af” (temperatura média superior a 18°C e úmido o ano inteiro) e clima temperado chuvoso e quente “Cfa” (temperatura média do mês mais quente superior a 22°C e úmido o ano inteiro).

O regime pluviométrico da bacia, baseado nos dados da estação código ‘02748006’, de responsabilidade do INMET e da EPAGRI, localizada nas coordenadas 27°36’07”, latitude Sul, e 48°37’11”, longitude Oeste, a 1,84m de altitude apresentou média anual de precipitações igual a 1722,72mm. Tal valor foi determinado através da análise de série histórica compreendendo os anos de 1969 a 2010. A distribuição anual de precipitações indica que 35,9% ocorrem no verão (Janeiro a Março), 27,3% na primavera (Setembro a Dezembro), 17,9% no outono (Abril a Junho) e 18,9% no inverno (Julho a Setembro) (CARAMEZ, 2017).

Figura 24 – Histograma de precipitações anuais entre 1969 e 2010



Fonte: Martin et al. *apud* Caraméz (2017).

Tabela 4 – Principais características climáticas classificam Florianópolis como tropical, temperado, chuvoso e quente

Mês	Temperatura (°C)			Precipitação (mm)		Dias de chuva	Umidade de relat. (%)	Ventos	
	méd.	máx.	mín.	total	máx. em 24h			Veloc (m/s)	Direção
Jan	24,5	38,2	10	196,7	56,8	14,8	80,9	3,5	N
Fev	24,6	38,8	14,8	186,7	58,8	14,6	81,5	3,6	N
Mar	24,1	36,9	10,2	170	52,8	14,2	81,7	3,4	N
Abr	21,8	35,4	7,7	128,8	40,2	11,2	81,6	3,1	N
Mai	19,4	33,5	3,3	107,2	46,5	8,9	82,4	2,8	N
Jun	17,4	32	1,7	85,2	29,5	8,4	83,3	2,9	N
Jul	16,3	32,7	1,4	82,6	30	8,8	83,1	3,1	N
Ago	16,8	35	1,3	94,3	32	9,1	82,5	3,6	N
Set	17,8	32,9	4,9	117,1	37,6	11,6	82,8	3,8	N
Out	19,4	32,5	7,8	132,4	39,6	12,8	81,4	4,1	N
Nov	21,2	37,5	9,4	131,8	46,5	12,5	79,6	4,2	N
Dez	23	38,2	12,5	141,9	46,3	13,1	79,5	4	N

Fonte: EPAGRI, 2007 *apud* Christ (2014).

O Sul é uma região sujeita a passagem da frente polar em frontogênese, tornando a região apta à brusca mudança de tempo. A posição marítima determina uma forte e constante concentração de núcleos de condensação nas camadas inferiores de sua atmosfera que, certamente, contribuem para o acréscimo de chuvas em seu território (NIMER, 1979 apud ORSI, 2018).

3.3 OCUPAÇÃO DO SOLO EM FLORIANÓPOLIS

A população de Florianópolis atingiu mais de meio milhão de habitantes neste ano segundo estimativas do IBGE. Como é de se esperar, boa parte dessa população fica aglomerada nos entornos de pólos concentradores, como é a UFSC.

É fácil constatar que o local de estudo tende a sofrer com alterações físicas no decorrer dos anos, visto que o crescimento demográfico ocorre de forma significativa, esquematizado na Tabela 5 e, assim, a ocupação de áreas muitas vezes impróprias é realizada.

Como relata a pesquisa de Generini (2018), uma grande quantidade de desastres ligados a movimentos de massa ocorreu entre os anos de 2012 a 2018, boa parte delas devido a ocupação desordenada de encostas.

Tabela 5 – Crescimento da população de Florianópolis

Censo	População	%+
1872	25.709	-
1900	32.229	25,40%
1920	41.338	28,30%
1940	46.771	13,10%
1950	51.317	9,70%
1960	98.520	92,00%
1970	138.337	40,40%
1980	187.880	35,80%
1991	255.390	35,90%
2000	342.315	34,00%
2010	421.240	23,10%
2019 (estimado)	500.973	18,90%

Fonte: IBGE (2019).

3.4 GEOTECNIA E TOPOGRAFIA

De acordo com Santos (1997) a Microbacia Hidrográfica do Rio Itacorubi era uma paleoenseada, que já fez parte de uma ilha isolada, e que fazia parte de um “arquipélago” de rochas cristalinas, atualmente, representadas pelos morros. Possivelmente, durante o período terciário e em períodos alternados do Quaternário, esse grupo de ilhas foi ligado por formações constituídas por sedimentos marinhos, lacustres, eólicos e fluviais, desenvolvendo-se as restingas, e à medida que se expandiam, aumentavam a extensão das praias e passavam a sofrer retrabalhamento pelo vento originando as dunas. O arquipélago se transformou na tão conhecida Ilha de Santa Catarina, componente insular do Município de Florianópolis.

O mapeamento e o estudo das unidades geotécnicas de Florianópolis foram objeto da pesquisa de Santos (1997). Nela foram caracterizadas as unidades geotécnicas encontradas na Ilha e suas delimitações na escala 1:50000.

Diversos pesquisadores utilizam o mapa de Santos e alguns deles o aperfeiçoam, melhoram escala e acrescentam informações a tal mapeamento, como foi o caso de Christ (2019) e seu mapa, apresentado no capítulo anterior por meio da Figura 21.

A partir das coordenadas obtidas no local de estudos e fazendo uso da plataforma SIG, ArcGIS, em conjunto com o mapa de Christ (2019) pode-se verificar que o talude em estudo pertence a unidade geotécnica Cambissolo substrato depósito de encostas – Cde.

A unidade Cambissolo de substrato depósito de encostas é uma classe de solos minerais não hidromórficos, onde a drenagem varia de acentuada a insuficiente. Os horizontes A e B (incipiente) não contém plintita. O horizonte B pode apresentar argila de atividade alta, caso o material de origem seja o diabásio. Embora não seja um solo Hidromórfico pode apresentar glei (profundidades superiores a 60 cm) (SANTOS, 1997).

De acordo com Sbroglia (2015), esse solo possui origem residual, no entanto, por sofrer transporte, atualmente é classificado como sedimentar. Devido a antigos deslizamentos e ao transporte pela água de massas de solo, é um material muito fofo e em geral contendo muitos blocos soltos.

Quanto ao relevo, estão localizados na transição entre planícies e morros. A textura varia de acordo com o material de origem e da energia de transporte das partículas, sendo que quanto maior a energia, maior o diâmetro das partículas. Para a análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foram obtidas amostras indeformadas de dois locais, e submetidas ao ensaio de cisalhamento direto. O ponto localizado na região do túnel da Beira-mar Sul

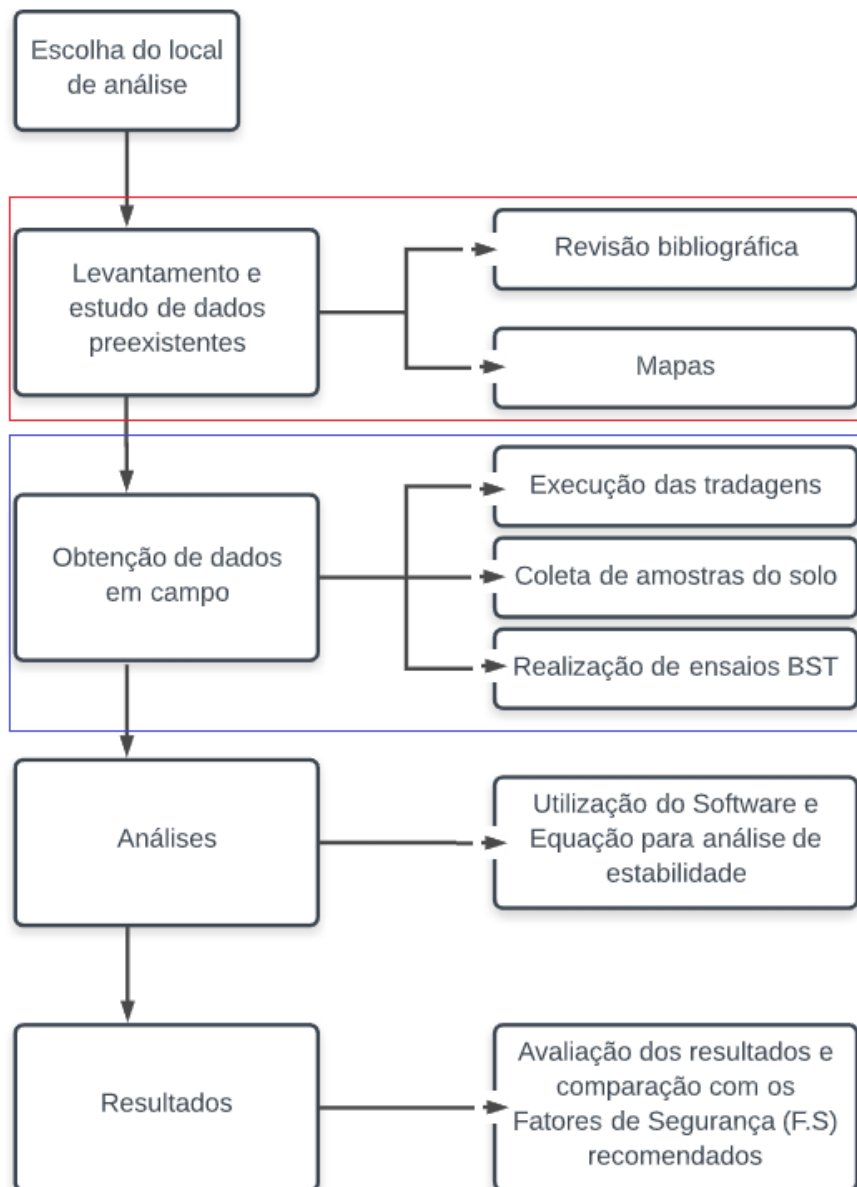
resultou em 4,0 kN/m² de coesão e 30° de ângulo de atrito. O ponto localizado no ponto do Lamim (região de Canasvieiras próxima a Jurerê Leste) resultou em 9,1kN/m² de coesão e 34° de ângulo de atrito (SANTOS, 1997).

4 MATERIAIS E MÉTODO

Este capítulo elucida as etapas, as ferramentas empregadas para a análise da estabilidade do talude em estudo, bem como apresenta os dados preexistentes que serviram de subsídio e informações sobre os Fatores de Segurança recomendados para, posteriormente, compará-los com os resultados obtidos.

Na Figura 25 encontra-se o Fluxograma elaborado pelo Autor que serviu como guia para execução das etapas do Trabalho.

Figura 25 – Fluxograma do trabalho



Fonte: Elaborado pelo autor (2019).

4.1 ESCOLHA DA ÁREA DE ESTUDOS

Consiste na etapa inicial do método. Durante essa etapa foi analisado o local de estudo, conforme a disponibilidade de dados preexistentes, como mapas temáticos, laudos de sondagens e ensaios laboratoriais, a importância e relevância do estudo a ser conduzido, o conhecimento pessoal, análise prévia de cronogramas, hipóteses de trabalho e definição dos objetivos.

A escolha da área de estudos deu-se a partir da necessidade de analisar a estabilidade do local visto o processo de ocupação acelerado da região, que vem ocorrendo muitas vezes de forma desordenada e sem controle.

Nessa região foi escolhido um talude em específico para realizar as análises de estabilidade, levando em consideração a topografia e a facilidade de acesso para a execução dos ensaios de campo (tradagens e BST), coleta de amostras e realização de ensaios de laboratório. Com os dados topográficos e visitas *in loco* definiu-se a seção observando o local que sofreu um processo de retaludamento e que possui declividade considerável.

4.2 LEVANTAMENTO DE DADOS PREEXISTENTES

Para auxiliar no desenvolvimento desse trabalho, bem como possibilitar as análises propostas, foram coletados dados já existentes que abrangem a área de estudos. Tais dados compreendem informações acerca dos tipos de solos, geologia, parâmetros geotécnicos e topográficos, obtidos em pesquisas realizadas por outros autores e junto a Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina (SDS).

4.2.1 Dados cartográficos

Nessa etapa foram obtidos os seguintes dados cartográficos da área de estudos:

- Mapa geotécnico da Ilha de Santa Catarina elaborado por Santos (1997) e modificado por Christ (2019), que inclui dados geotécnicos e parâmetros dos solos de cada unidade geotécnica;
- Mapa geotécnico da bacia do Itacorubi de Caraméz (2017);
- Modelo Digital do Terreno (MDT) da Ilha de Santa Catarina cedido pela Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina (SDS) na escala 1:10.000.

- Aerofotogrametria de Florianópolis, fornecida pela SDS, na escala 1:10.000.

4.2.2 Parâmetros geotécnicos do solo

Para a comparação com os dados obtidos pelo autor em campo por meio do ensaio BST, foram utilizados o peso específico natural do solo e os parâmetros de resistência ao cisalhamento (máximo, médio e mínimo) apresentados por Christ (2019) para a unidade geotécnica Cambissolo de substrato depósito de encostas, onde se localiza a encosta em estudo.

Quadro 5 – Parâmetros para o Cambissolo de substrato depósito de encostas obtidos no mapeamento de Christ

Unidade geotécnica	Cde	
Coesão máxima	10	kPa
Coesão média	6,11	kPa
Coesão mínima	4,83	kPa
Ângulo de atrito máximo	33,1	°
Ângulo de atrito médio	31,64	°
Ângulo de atrito mínimo	25,39	°
γ_{nat}	19,1	kN/m ³
γ_{sat}	19,3	kN/m ³

Fonte: Christ (2019).

Na adoção dos valores extremos, adotou-se o par coesão-ângulo de atrito do solo cujos valores resultassem no Fator de Segurança mais crítico no caso dos mínimos, e o maior Fator de Segurança possível no caso dos máximos.

4.3 CARACTERIZAÇÃO DA SEÇÃO ANALISADA

Após a determinação do local de estudos, definiu-se a sua geometria, aferindo as medidas e inclinações do corte presente na seção para que fossem usadas no software de análise.

Ainda mais, a obtenção de dados em campo incluiu a execução de tradagem, coleta de amostra de solo na forma deformada e indeformada e a execução de ensaios utilizando o BST visando obter os parâmetros de resistência.

4.3.1 Obtenção de dados em campo

4.3.1.1 Execução de tradagem

A investigação de campo iniciou-se com a execução de tradagem no local de estudos com a finalidade de determinar as características do solo da seção analisada, estimar sua espessura, cor e granulometria, as duas últimas definidas a partir da análise tátil-visual do solo retirado pelo trado. A partir dessas características, aliadas a geomorfologia do local, pode-se classificar o solo em função da sua origem (sedimentar ou residual).

A tradagem foi executada com o auxílio de um trado pedológico de 7 cm de diâmetro, como mostra a Figura 26, até a profundidade necessária para a realização do ensaio BST.

Figura 26 – Execução de tradagem no local de estudos



Fonte: Autor (2019).

4.3.1.2 Coleta e análise de amostras do solo

Durante a execução da tradagem, além de definir algumas das características do solo de forma tátil-visual, foram coletadas amostras deformadas do material retirado pelo trado para a realização do ensaio de massa específica (“ensaio do picnômetro”) em laboratório de acordo com a ABNT NBR 6508:1984.

Além da coleta de amostra deformada durante a tradagem, visto que o BST não possibilita a determinação do peso específico natural do solo, coletou-se uma mostra indeformada de solo com o auxílio de um molde de volume conhecido para a determinação de tal parâmetro em laboratório.

O molde utilizado possui medidas: 10,3 cm x 10,3 cm x 2,0 cm, totalizando um volume de 212,18 cm³.

Figura 27 – Retirada de amostra indeformada



Fonte: Autor (2019).

A amostra foi levada para o Laboratório de Mecânica dos Solos da Engenharia Civil para pesagem e determinação de sua umidade fazendo o uso da estufa a uma temperatura de 100°. Tanto a umidade natural (w_{nat}), ou seja, a umidade que o solo possuía no momento de retirada da amostra, quanto a umidade higroscópica (w_{hig}), que é a umidade apresentada pelo solo quando seco “ao ar”, foram analisadas.

4.3.1.3 Execução dos ensaios Borehole Shear Test (BST)

Foram realizados ensaios de BST na seção com o intuito de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo *in situ*.

Para a execução do ensaio, foi necessário que fosse escavado, com a ajuda de um trado, um furo de cerca de 7 cm de diâmetro, até a profundidade que possibilitou a entrada da sonda por completo. Em seguida o equipamento foi instalado buscando manter a sua base nivelada.

Figura 28 – Equipamento devidamente instalado



Fonte: Autor (2019).

Com o intuito de obter os parâmetros de resistência do solo na condição inundada, o furo foi preenchido com água até aproximadamente a superfície, aguardando 10 minutos e de acordo com a necessidade (baixa do nível d'água), era acrescentado água de forma a manter as placas de cisalhamento submersas.

Para a aplicação da tensão normal predeterminada (20, 40, 60 e 80 kPa), foi utilizada a bomba manual (conforme ilustra a Figura 29), a fim de gerar uma tensão perpendicular ao plano de ruptura. O tempo de consolidação aguardado para a primeira tensão normal (20 kPa) foi de 15 minutos, e para as tensões seguintes 10 minutos.

Figura 29 – Bomba manual usada para aplicação da tensão de consolidação



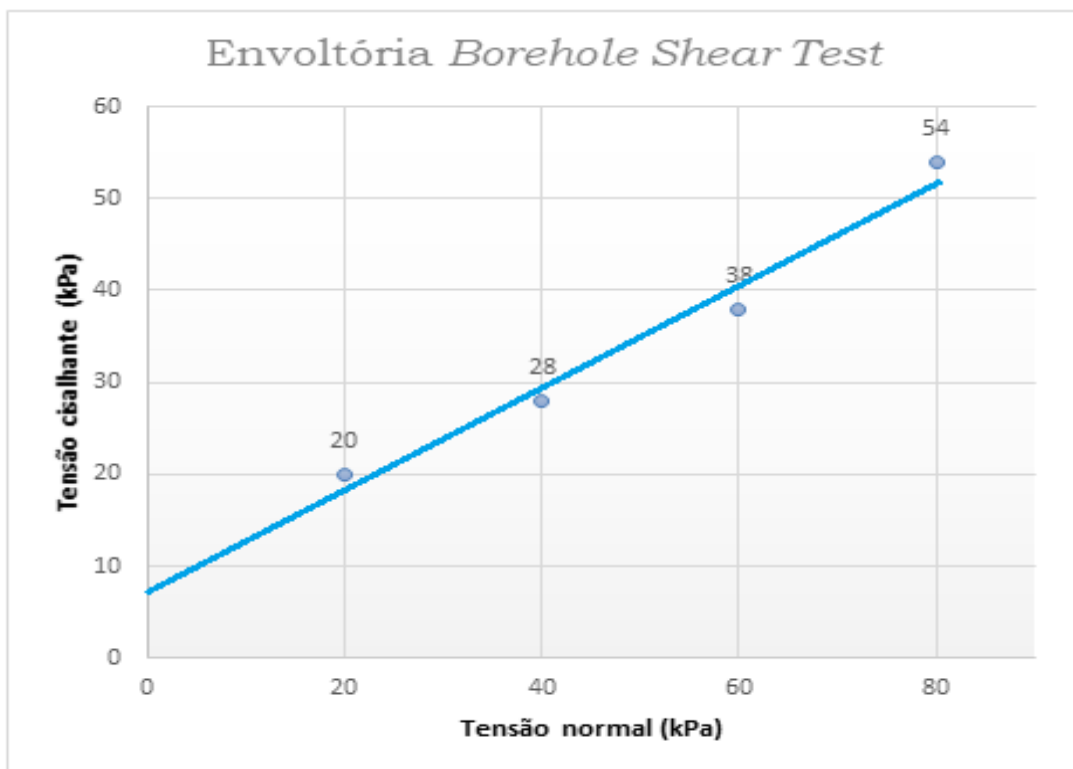
Fonte: Autor (2019).

Depois de aguardada a consolidação do solo avaliado, era então determinada a tensão cisalhante. Para tanto era rotacionada uma manivela à uma velocidade de 2 giros por segundo, conforme recomenda o manual do equipamento, de forma a aplicar a tensão progressivamente. O valor desta tensão era controlado por meio do indicador até que fosse atingida a maior tensão de cisalhamento correspondente a cada estágio do ensaio. O valor máximo obtido corresponde à tensão cisalhante, correspondente a tensão normal adotada.

Sempre que era finalizada a determinação da tensão cisalhante, a pressão era liberada, para que as placas de cisalhamento fossem limpas, garantindo melhor aderência com o solo, e a cabeça de cisalhamento era rotacionada no interior do furo, a fim de avaliar uma nova superfície de ruptura. Os procedimentos descritos anteriormente eram repetidos para os 4 estágios de tensão, sendo que as tensões normais adotadas foram de 20, 40, 60 e 80 kPa.

Com os dados obtidos no ensaio, as tensões normais e tensões cisalhantes, foi elaborada a envoltória de ruptura do solo ensaiado a partir de uma equação de reta ($y = b + ax$), como mostra a Figura 30, da qual foram determinados a coesão e o ângulo de atrito, a partir da Equação 1 apresentada no Tópico 2.5.1 deste trabalho: $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$.

Figura 30 – Exemplo de uma envoltória de Mohr-Coulomb gerada a partir do resultado de BST



Fonte: Autor (2019).

4.4 DEFINIÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA

Foram adotados os fatores de segurança mínimos apresentados abaixo provenientes da NBR11682/1991.

Tabela 6 – Fatores de segurança mínimos para os deslizamentos

Níveis de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	ALTO	MÉDIO	BAIXO
ALTO	1,5	1,5	1,4
MÉDIO	1,5	1,4	1,3
BAIXO	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682/1991.

No local pode-se observar que a região é predominantemente ocupada por residências, o que demanda um elevado nível de segurança contra danos materiais e a vidas humanas. Logo, adotou-se o F.S mínimo de 1,5.

4.5 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE

4.5.1 Análise de Estabilidade do talude

Após a obtenção dos dados preexistentes, delimitação da geometria, determinação dos parâmetros geotécnicos *in situ* e ensaios laboratoriais, foi realizada a análise de estabilidade global da seção utilizando o Método de Bishop para analisar a suscetibilidade a deslizamento rotacional fazendo o uso do *software* Mac.STARS 2000, da empresa Maccaferri.

Os dados de entrada necessários para as simulações no programa foram: propriedades do solo (peso específico natural, coesão e ângulo de atrito), geometria das camadas e superfície piezométrica. As propriedades do solo eram alteradas com os parâmetros de resistência obtidos em campo e os valores máximos, médios e mínimos presentes no trabalho de Christ (2019) para a unidade geotécnica em estudo. A superfície piezométrica foi estudada para a profundidade de um metro até quatro metros, uma vez que em profundidades maiores o Fator de Segurança tende a ser ainda maior e seu valor crítico ocorrendo quando o nível d'água se aproxima da superfície

do terreno. A geometria do talude era mantida imutável, de forma concordante à encontrada *in loco*.

Para a análise de suscetibilidade a deslizamento translacional, utilizando o Método dos Taludes Infinitos, uma tabela no *software* Excel foi elaborada na qual variava-se a profundidade do solo (H) para cada conjunto de parâmetros (parâmetros *in situ* do BST, parâmetros máximos, médios e mínimos da tese de Christ) , adotando a maior inclinação (β) do perfil = 20°.

Foi utilizado o Método dos Taludes Infinitos sem percolação (Equação 2) e com percolação (Equação 3).

Equação 2:

$$F.S = \frac{c}{\gamma.H.\cos^2\beta.\tan\beta} + \frac{\tan\phi}{\tan\beta}$$

Equação 3:

$$F.S = \frac{c}{\gamma_{sat}.H.\cos^2\beta.\tan\beta} + \frac{\gamma'.\tan\phi}{\gamma_{sat}.\tan\beta}$$

Onde, para as duas equações:

c = Coesão

H = Profundidade do solo

γ = Peso específico do solo

γ' = Peso específico efetivo do solo ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_{\text{água}}$)

γ_{sat} = Peso específico saturado do solo

β = Inclinação do talude

ϕ = Ângulo de atrito

F.S = Fator de Segurança

A profundidade do solo variou de um metro até a profundidade de seis metros, uma vez que, segundo Guidicini e Nieble (1983), os deslizamentos translacionais consistem em movimentos predominantemente rasos, característica também exposta por Augusto Filho (1992) *apud* Christ (2019), que fala em movimentos de solos pouco expessos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com o desenvolvimento do trabalho, os quais compreendem:

- Índices físicos e propriedades do solo coletado do perfil da encosta de estudo;
- Envoltória obtida a partir do ensaio Borehole Shear Test realizado em campo e os respectivos parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito);
- Análise de suscetibilidade a deslizamento rotacional utilizando o *software* Mac.STARS 2000.
- Análise de suscetibilidade a deslizamento translacional utilizando as equações do Método dos Taludes Infinitos sem e com percolação.

5.1 ANÁLISE DO SOLO

Após a coleta das amostras deformada e indeformada de solo e a realização dos ensaios em laboratório conforme indicado no Capítulo 4, se obteve os resultados abaixo que retratam as propriedades do solo da encosta em estudo.

Quadro 6 – Características do solo

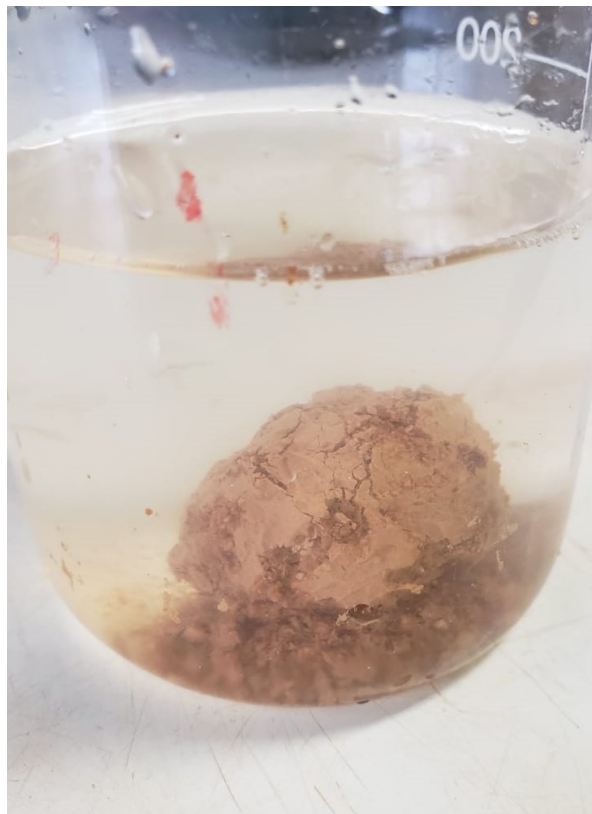
γ	18,7	kN/m ³
γ_{sat}	19,1	kN/m ³
γ_d	15,1	kN/m ³
γ'	9,3	kN/m ³
Densidade relativa dos grãos	2,63	
Peso específico dos sólidos	25,7	kN/m ³
W_{nat}	24,45	%
W_{hig}	4,11	%

Fonte: Autor (2019).

Observando tais resultados pode-se constatar a semelhança dos índices do solo estudado com os adotados por Christ (2019) em seu mapeamento. O peso específico de $18,7 \text{ kN/m}^3$ e peso específico saturado de $19,1 \text{ kN/m}^3$ obtidos condizem com os respectivos $19,1 \text{ kN/m}^3$ e $19,3 \text{ kN/m}^3$ utilizados pela autora para a unidade Cambissolo de substrato de depósito de encosta, já apresentados no capítulo anterior.

A análise tátil-visual do solo possibilitou observar a presença de areia, ao sentir a aspereza do solo ao esfregá-lo na mão e de silte ao testar a resistência do solo seco, que se mostrou mediana, e a dispersão em água que ocorreu de forma bastante rápida, conforme a Figura 31.

Figura 31 – Teste de dispersão de uma esfera do solo amostrado



Fonte: Autor (2019).

Também foi possível observar pontos de minerais brilhantes, o que pode indicar a presença de cristais de mica.

Esta análise corrobora com os dados expostos por Das e Sobhan (2015), onde pode-se inferir de acordo com o teor de umidade natural (w_{nat}), o índice de vazios e o peso específico seco (γ_d) que o material se enquadra como uma areia siltosa com granulação angular fofa.

É importante salientar, que de acordo com Pejon e Silveira (2007) *apud* Higashi *et al.* (2011), o material em estudo encontra-se na faixa de 25,1 até 27 kN/m³ relacionada à um alto índice de erodibilidade, ou seja, é um solo com tendência a sofrer erosão, um atributo intrínseco de cada solo e constitui um fator fundamental para a previsão de perdas de solo e planejamento de uso da terra.

5.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para o levantamento dos parâmetros de resistência necessários à análise de suscetibilidade, fez-se o uso do *Borehole Shear Test*, conforme exposto no item 4.3.1.3, no local de estudos, localizado na unidade geotécnica Cambissolo de depósito de encosta.

Cada tensão normal aplicada gerou um respectivo valor de tensão cisalhante, apresentadas no Quadro 7. As tensões normais adotadas foram de: 20, 40, 60 e 80 kPa e o ensaio foi realizado na condição inundada.

Quadro 7 – Valores obtidos utilizando o ensaio BST

Tensão normal - σ (kPa)	20	40	60	80
Tensão cisalhante - τ (kPa)	20	28	38	54

Fonte: Autor (2019).

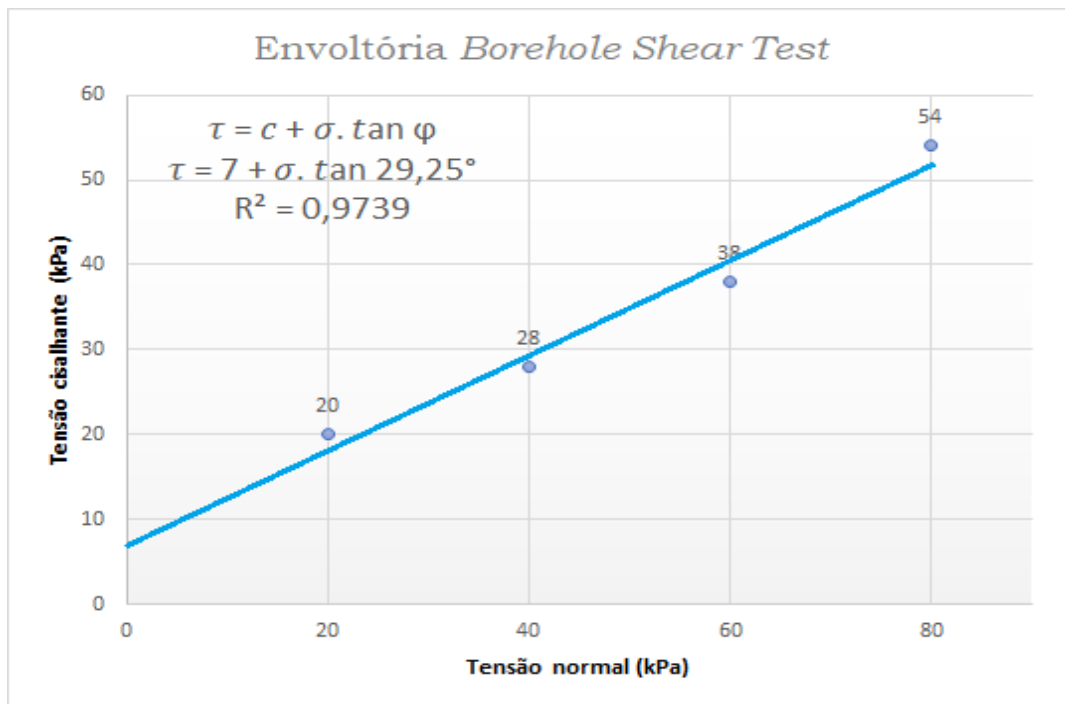
A partir dos valores do Quadro 7, foi possível traçar a Linha de Tendência (uma reta de equação $y = \mathbf{b} + \mathbf{ax}$ que representa a Envoltória de Mohr-Coulomb) para a obtenção dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito. Os parâmetros estão apresentados no Quadro 8 e a Envoltória na Figura 32.

Quadro 8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Ângulo de atrito - ϕ (°)	29,25
Coesão - c (kPa)	7

Fonte: Autor (2019).

Figura 32 – Envoltória de Mohr-Coulomb



Fonte: Autor (2019).

A melhor reta foi traçada com auxílio do *software Excel*, nele também foi observar o coeficiente de ajuste linear (R^2) de valor 0,9739.

Para comparação do resultado, os parâmetros foram comparados com os diversos pontos colhidos por Christ (2019) para a unidade Cambissolo de substrato de encosta a partir do BST. Assim, pode-se observar que o resultado ficou dentro do esperado para tal unidade geotécnica, próximos ao da referida autora.

Quadro 9 – Resultados de coesão e ângulo de atrito (inundado) utilizados por Christ no Cde

Unidade Cde	P1	P1	P3	P4	P5	P6
Ângulo de atrito - ϕ (°)	25,39	33,1	27,83	40,03	35,56	27,92
Coesão - c (kPa)	4,83	10	8	0	1	12,8

Fonte: Christ (2019).

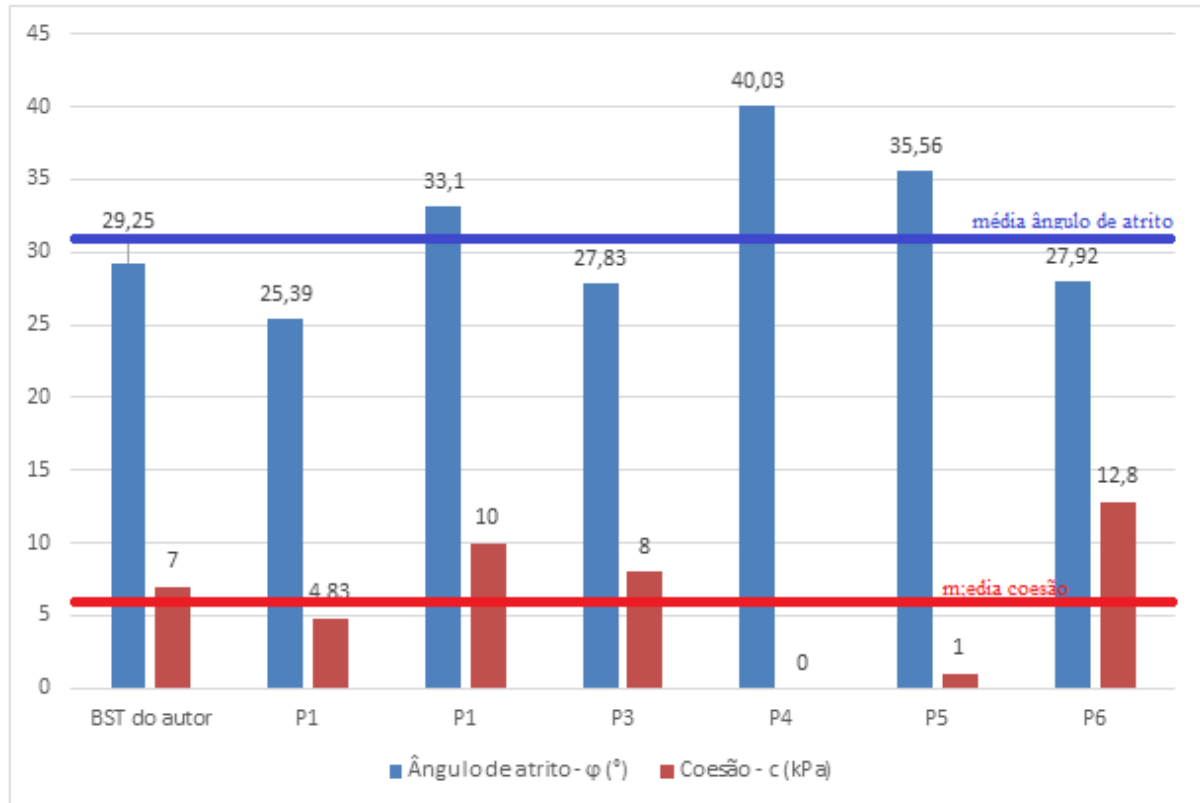
Os resultados se assemelham de tal forma ao ensaio realizado para esta pesquisa que a média da coesão e a média do ângulo de atrito dos pontos utilizados por Christ resultam e uma diferença percentual pequena.

Quadro 10 – Comparação dos resultados

Unidade Cde	BST do autor	Média dos pontos de Christ	Diferença percentual (%)
Ângulo de atrito - ϕ (°)	29,25	31,64	-8,17
Coesão - c (kPa)	7	6,105	12,79

Fonte: Autor (2019).

Figura 33 – Comparação parâmetros de resistência



Fonte: Autor (2019).

Ainda além, se comparados com parâmetros obtidos por outros autores, na mesma unidade geotécnica, que fizeram o uso do Cisalhamento Direto (o método mais utilizado até então para a obtenção de coesão e ângulo de atrito), percebe-se que o *Borehole Shear Test* produz resultados satisfatórios, principalmente na condição inundada.

Quadro 11 – Resultados obtidos por C.D na mesma unidade

Local	Φ (°)	Coesão (kPa)
Canasvieiras - Cde	34	9,1
Canasvieiras - Cde	30	4

Fonte: Garcia (2018).

5.3 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE

5.3.1 Deslizamento rotacional

A análise de deslizamento rotacional foi realizada com auxílio do *software* Mac.STARS 2000 da empresa Maccaferri utilizando o método de Bishop, variando os parâmetros adotados para o solo e a profundidade do nível d'água (superfície piezométrica) de 1 à 4 metros, conforme exposto no item 4.5.2.

Os resultados das simulações dentro do *software* para os parâmetros obtidos para este trabalho *in situ* e máximo, médio e mínimo retirados do mapeamento de Christ serão apresentadas a seguir.

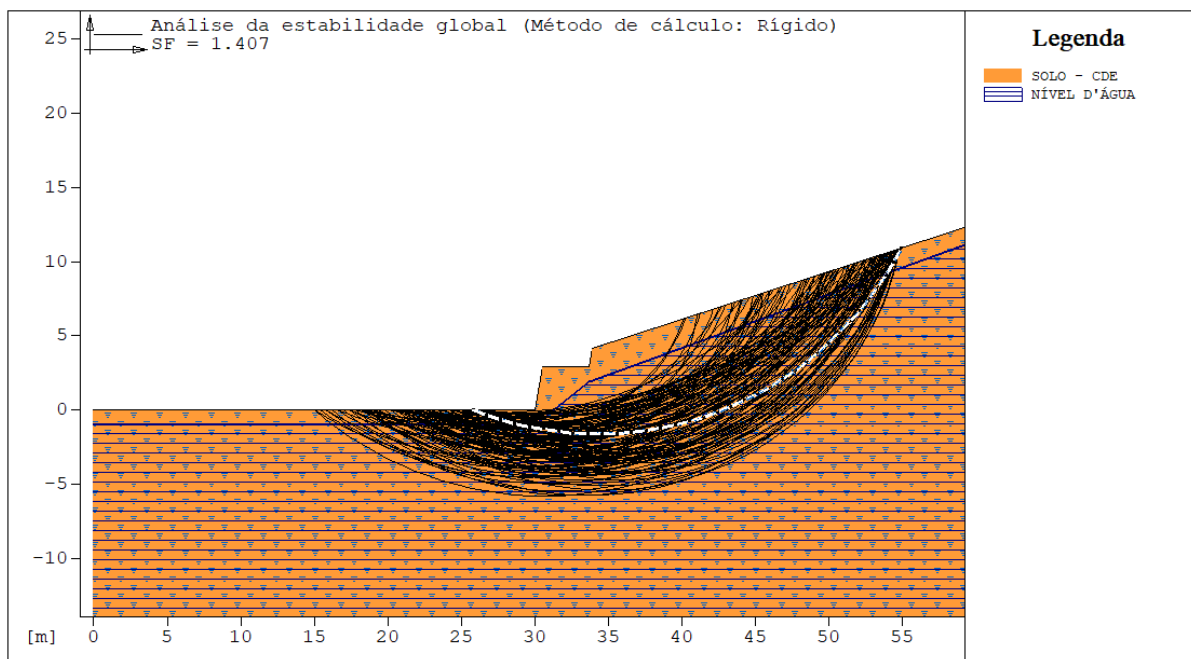
5.3.1.1 Simulação com parâmetros obtidos para este trabalho

Dados:

c (kPa)	7
ϕ (°)	29,25
γ_{nat} (kN/m³)	18,74
Nível d'água (m)	variável

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 1 metro:

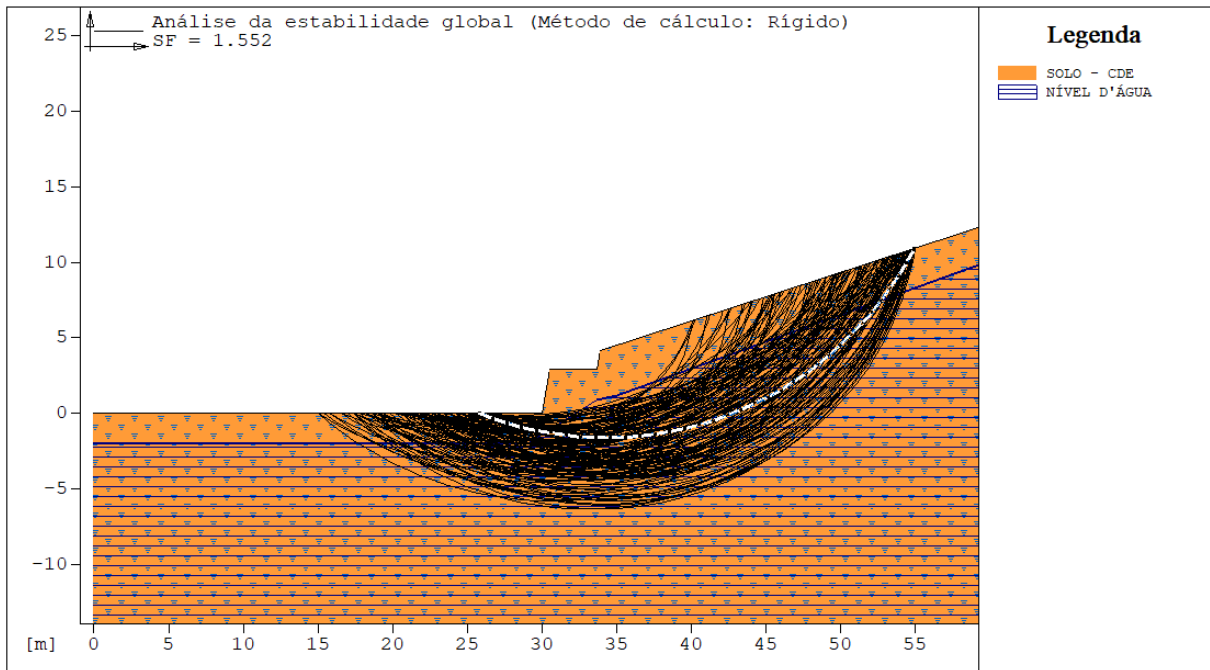
Figura 34 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -1m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 2 metros:

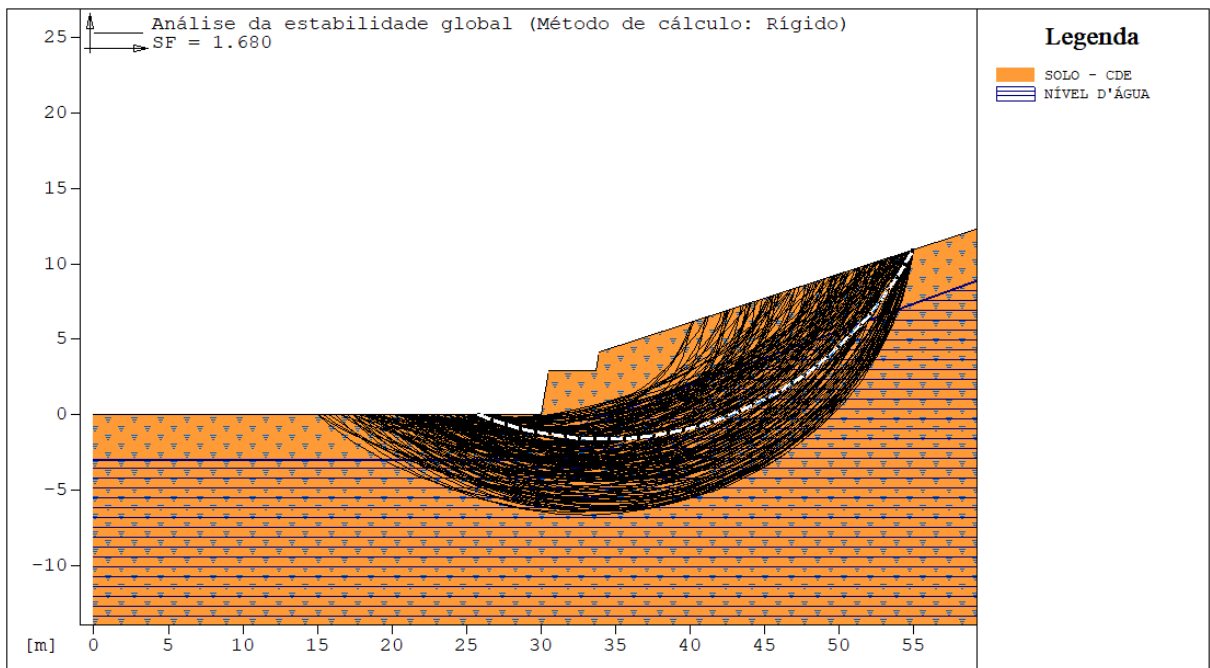
Figura 35 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -2m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 3 metros:

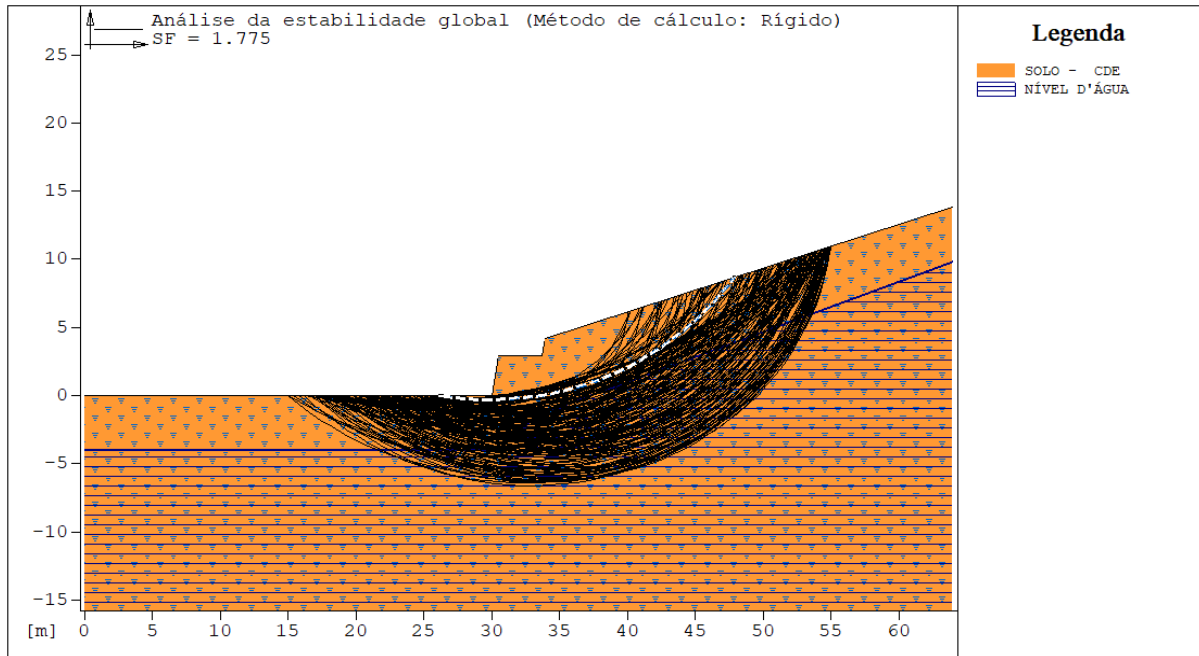
Figura 36 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -3m



Fonte: Autor (2019).

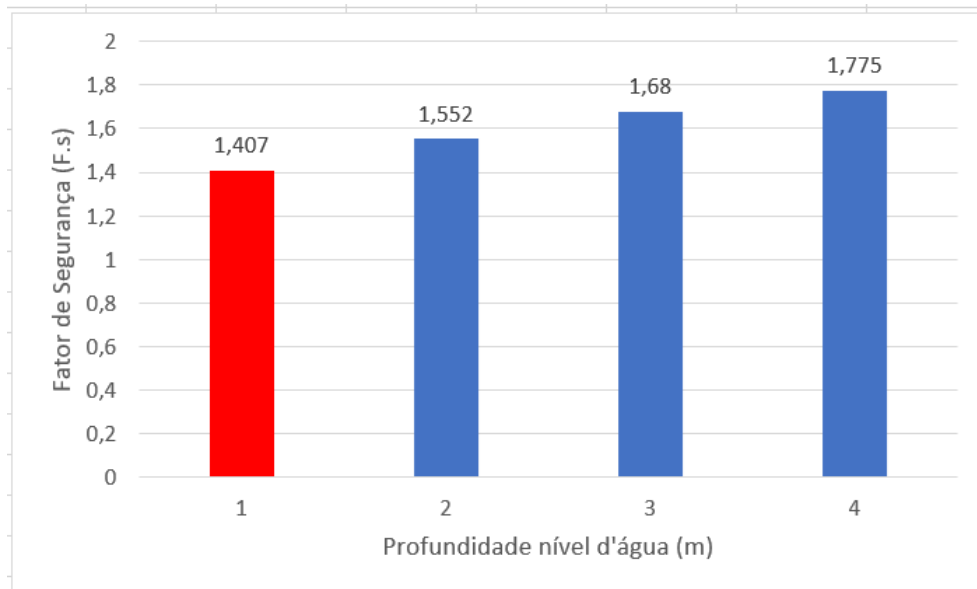
Para nível d'água (N.A) com profundidade de 4 metros:

Figura 37 – Análise da estabilidade com parâmetros deste trabalho com N.A = -4m



Fonte: Autor (2019).

Figura 38 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros obtidos pelo BST para este trabalho



Fonte: Autor (2019).

De acordo com os resultados gerados, apenas a simulação com o nível d'água na profundidade de 1 metro resultou um Fator de Segurança menor que o adotado como mínimo de 1,5 como demonstrado no capítulo anterior.

É importante salientar que, mesmo abaixo do F.S recomendado, o talude com a superfície piezométrica na cota de -1 metro, ainda possui esforços solicitantes menores que os resistentes (F.S = 1,407), não acarretando em um deslizamento. Os demais casos possuem valores maiores que 1,5, ou seja, estariam adequados para a ocupação.

Como esperado, os F.S's são mais elevados para as situações em que o nível d'água se afasta da superfície do terreno.

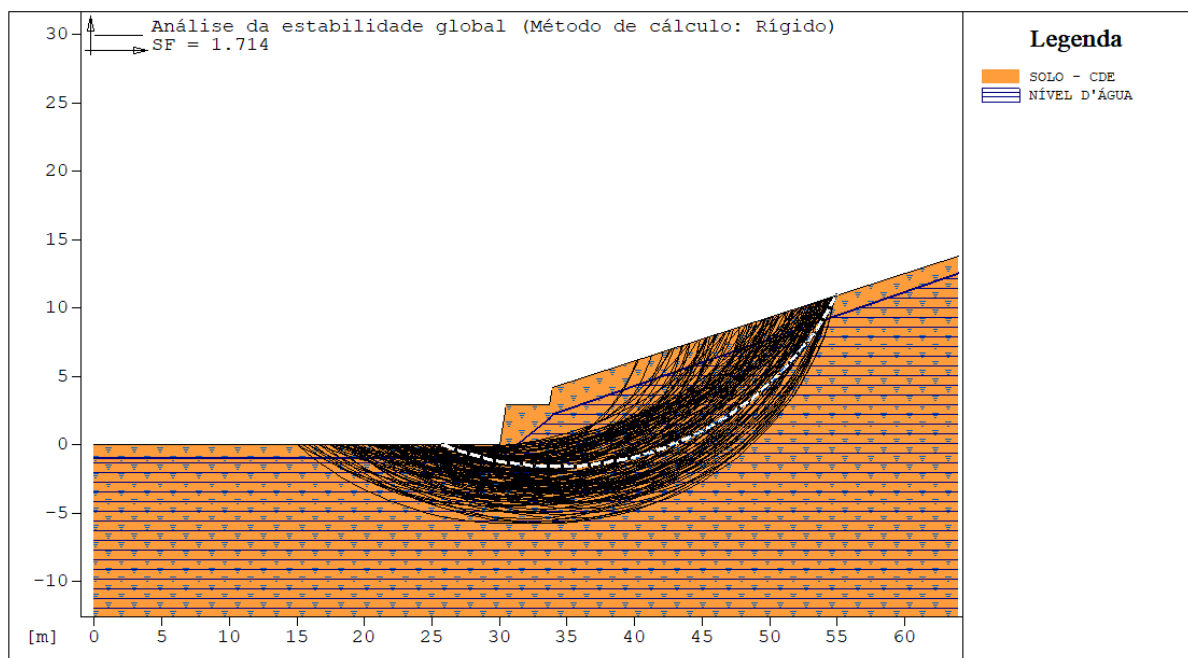
5.3.1.2 Simulação com parâmetros máximos retirados do mapeamento de Christ

Dados:

c (kPa)	10
ϕ (°)	33,1
γ_{nat} (kN/m³)	19,1
Nível d'água (m)	variável

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 1 metro:

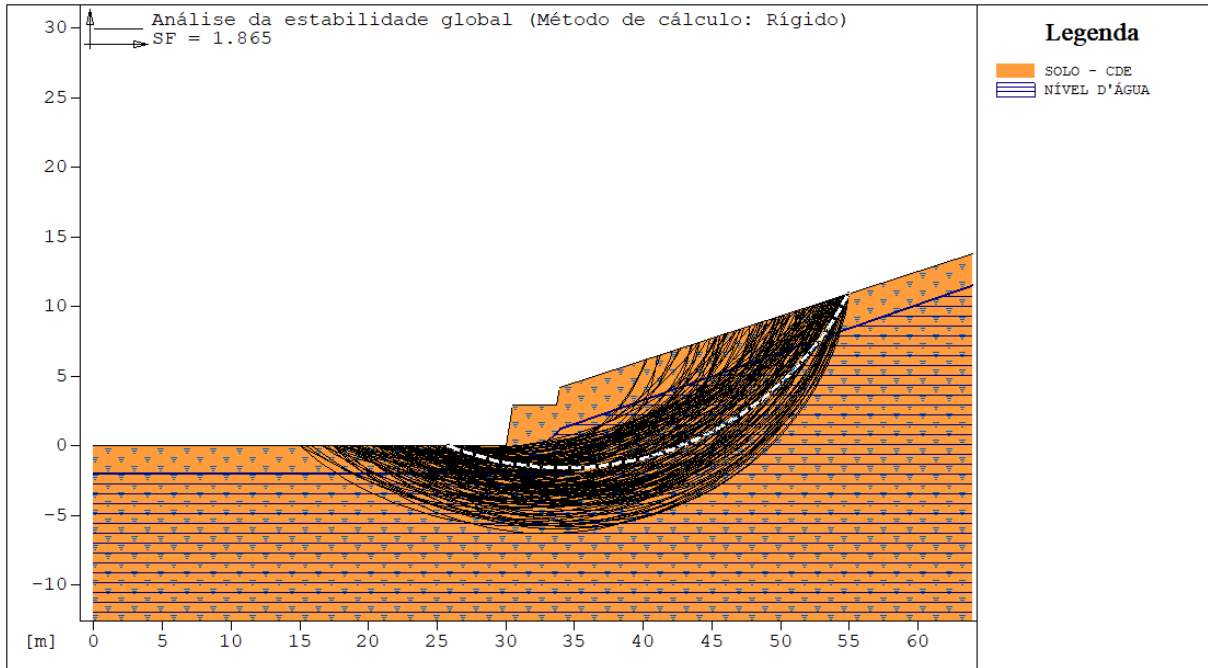
Figura 39 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -1m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 2 metros:

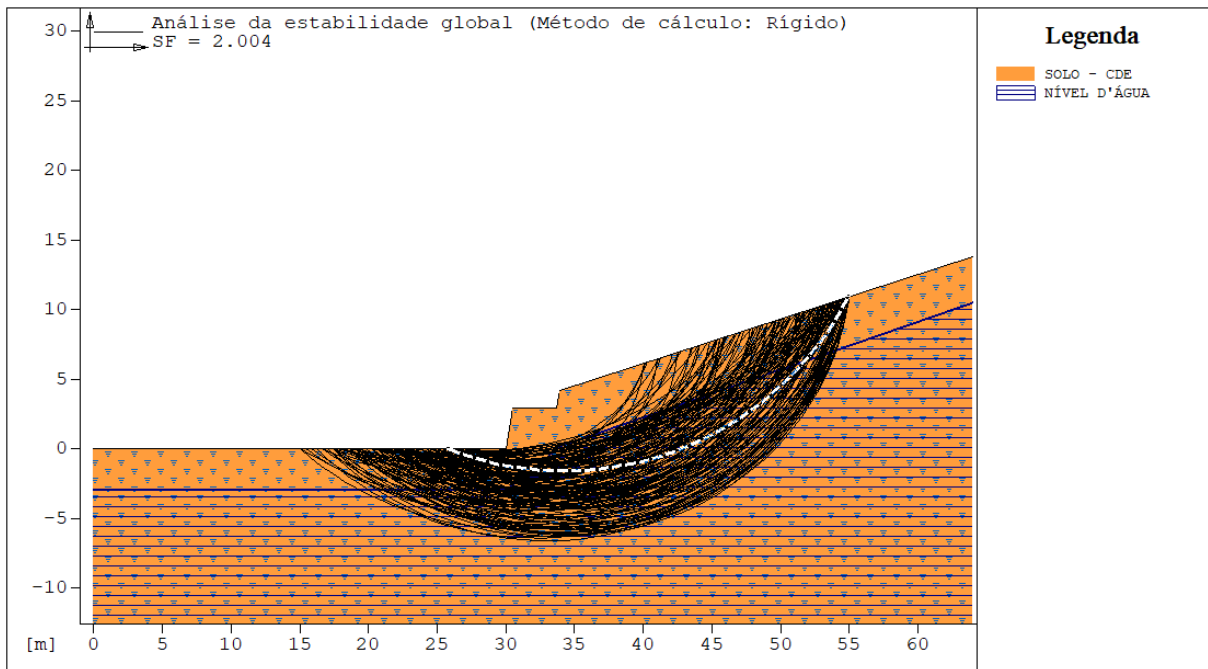
Figura 40 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -2m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 3 metros:

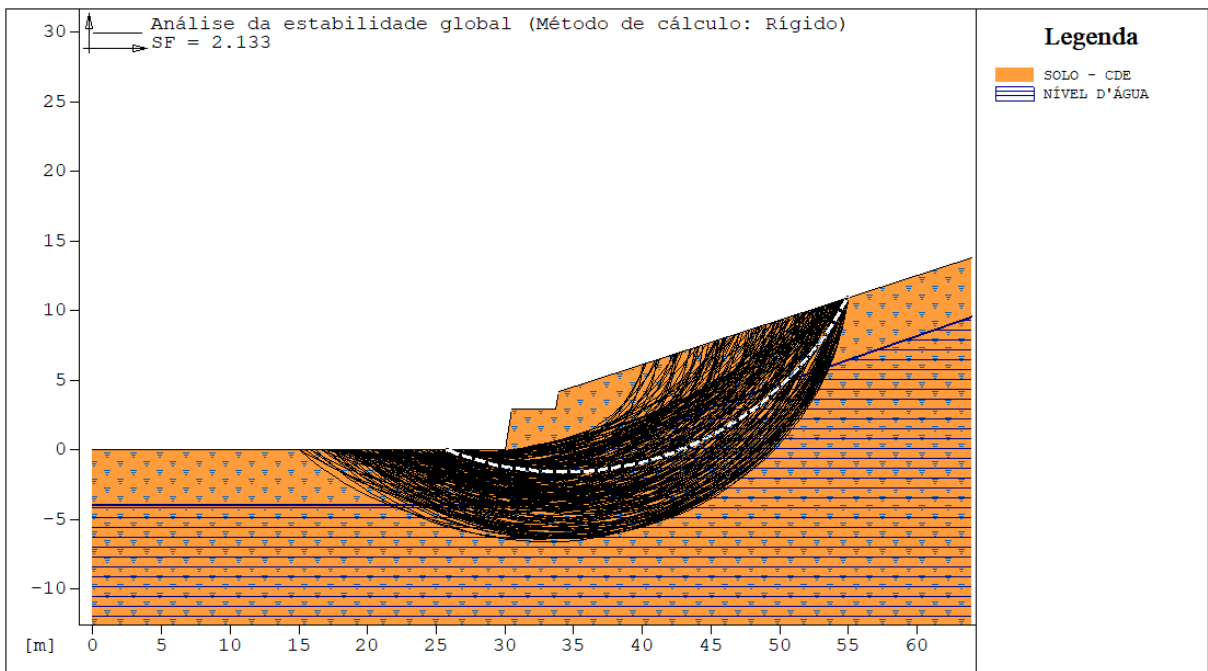
Figura 41 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -3m



Fonte: Autor (2019).

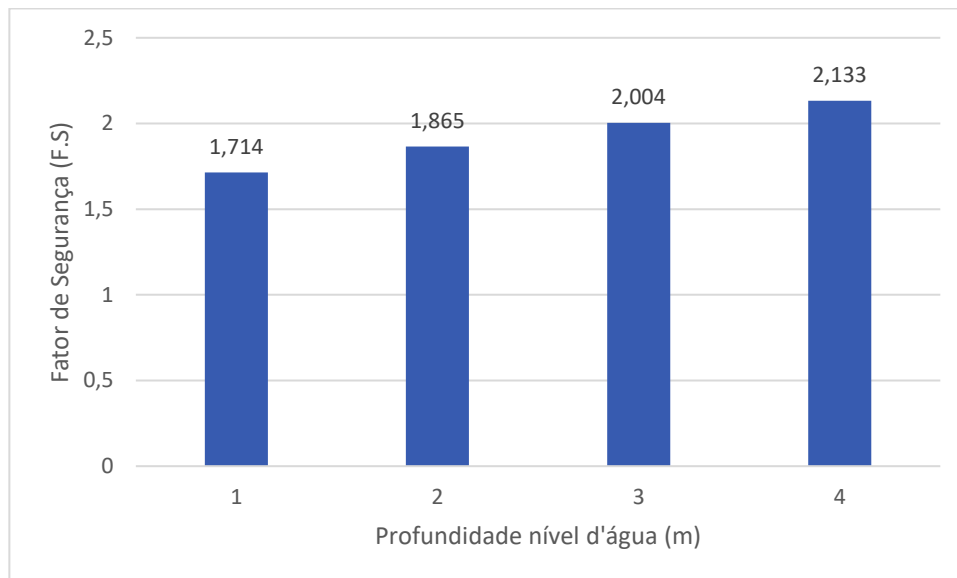
Para nível d'água (N.A) com profundidade de 4 metros:

Figura 42 – Análise da estabilidade parâmetros máximos de Christ (2019) com N.A = -4m



Fonte: Autor (2019).

Figura 43 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros de máximo de Christ (2019)



Fonte: Autor (2019).

Nestas simulações, todos os casos se apresentaram adequados de acordo com o F.S adotado como mínimo. Tal conclusão difere da encontrada quando utilizados os parâmetros obtidos *in situ* na situação com o nível d'água mais próximo à superfície quando o F.S se mostrou menor que 1,5 (inadequado, como apresentado no item 4.4). Da mesma forma, as demais situações sofreram um acréscimo no valor de Fator de Segurança, possibilitando inferir que a análise feita com os parâmetros máximos de Christ retornam valores menos favoráveis à segurança, já que para a mesma situação de solicitação os F.S são maiores.

O padrão apresentado no acréscimo dos valores em relação a análise anterior era esperado, uma vez que tanto coesão quanto ângulo de atrito são maiores para este caso.

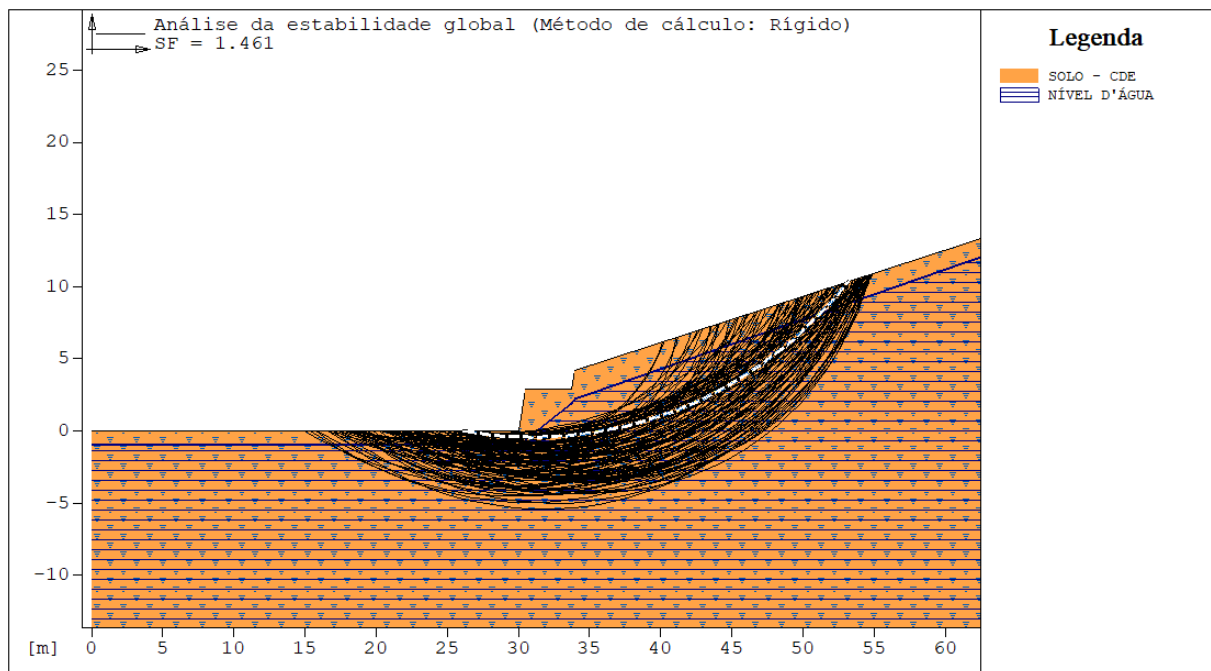
5.3.1.3 Simulação com parâmetros médios retirados do mapeamento de Christ

Dados:

c (kPa)	6,1
ϕ (°)	31,64
γ_{nat} (kN/m³)	19,1
Nível d'água (m)	variável

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 1 metro:

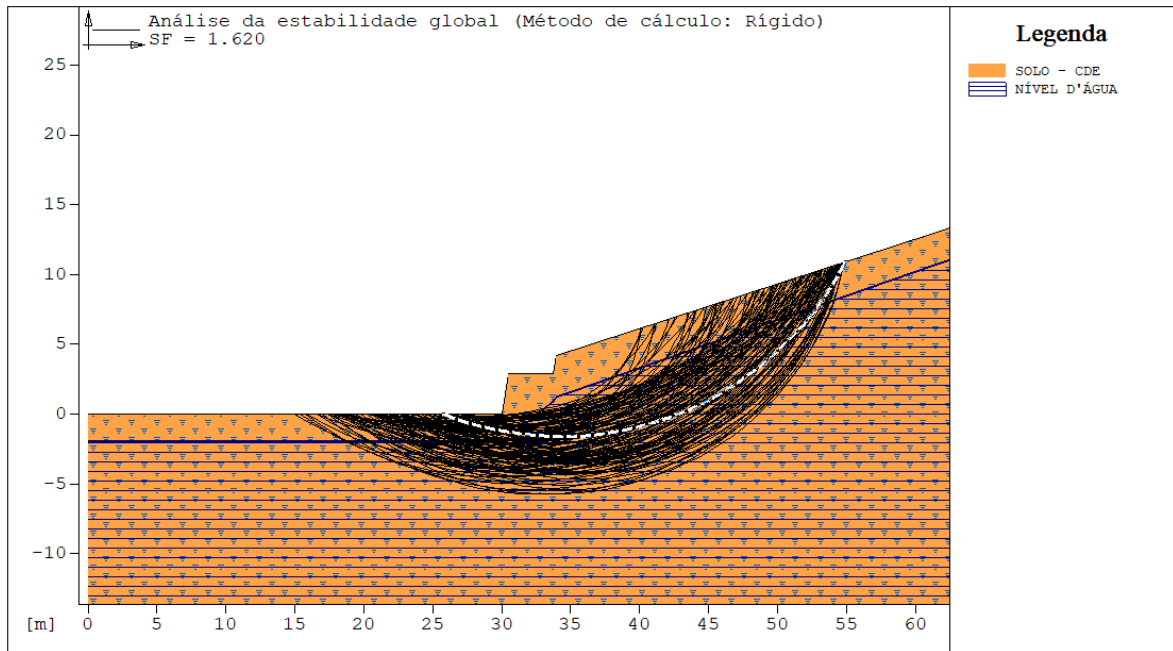
Figura 44 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -1m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 2 metros:

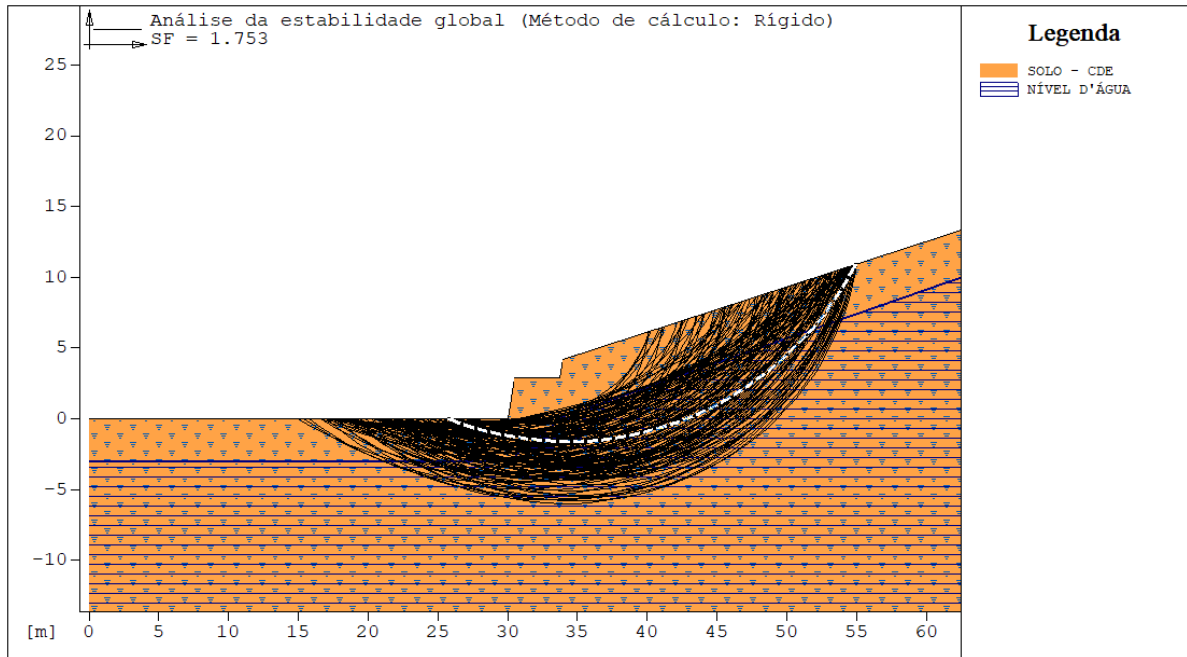
Figura 45 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -2m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 3 metros:

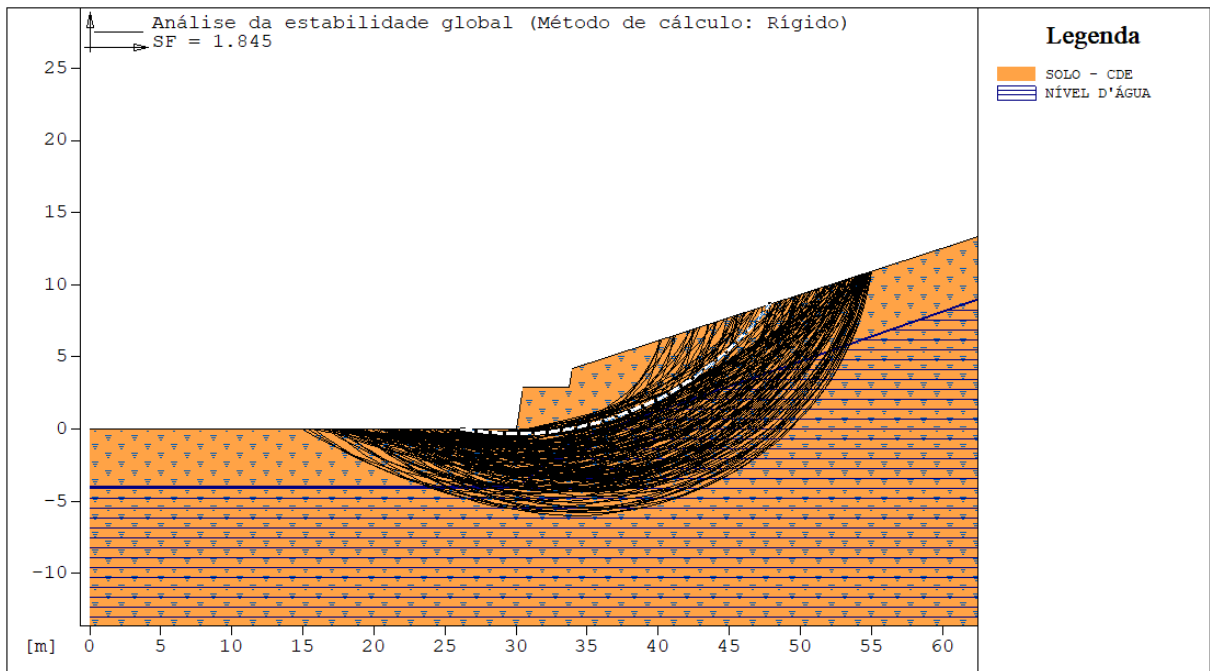
Figura 46 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -3m



Fonte: Autor (2019).

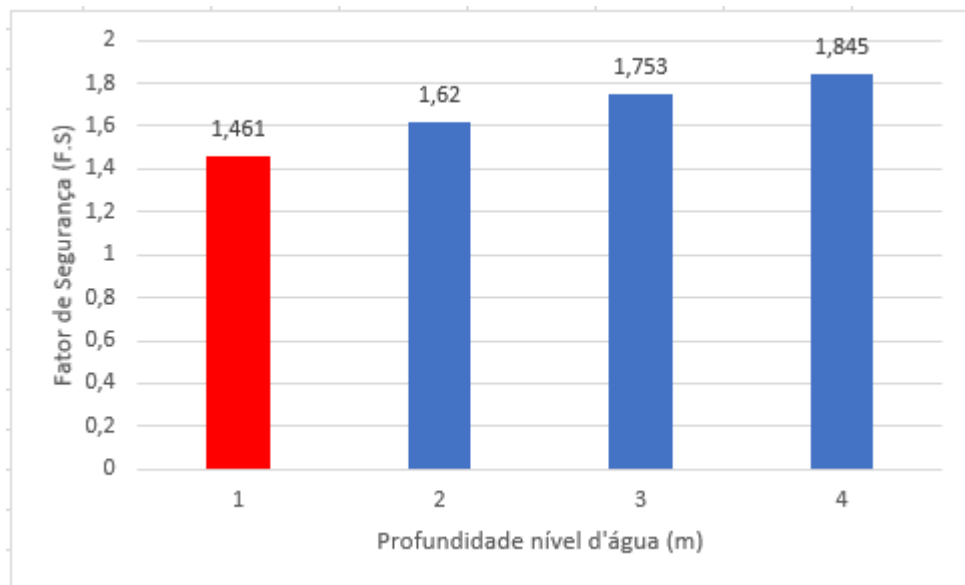
Para nível d'água (N.A) com profundidade de 4 metros:

Figura 47 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -4m



Fonte: Autor (2019).

Figura 48 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros médios de Christ (2019)



Fonte: Autor (2019).

De todos os parâmetros abordados, os valores médios de Christ foram os que mais que se aproximaram dos parâmetros obtidos no local de estudos (comparação apresentada no Quadro 9 do item 5.2). Corroborando com isso, os Fatores de Segurança gerados também se assemelham aos estimados utilizando os parâmetros *in situ*, e da mesma maneira, apenas para o nível d'água na profundidade de 1 metro o F.S fica abaixo do mínimo, aproximando-se para o valor de 1,5.

Esta análise possibilita inferir que soluções mais econômicas podem ser adequadas para garantir a segurança neste caso, como a adoção de boas medidas de drenagem que visem manter o nível d'água mais profundos.

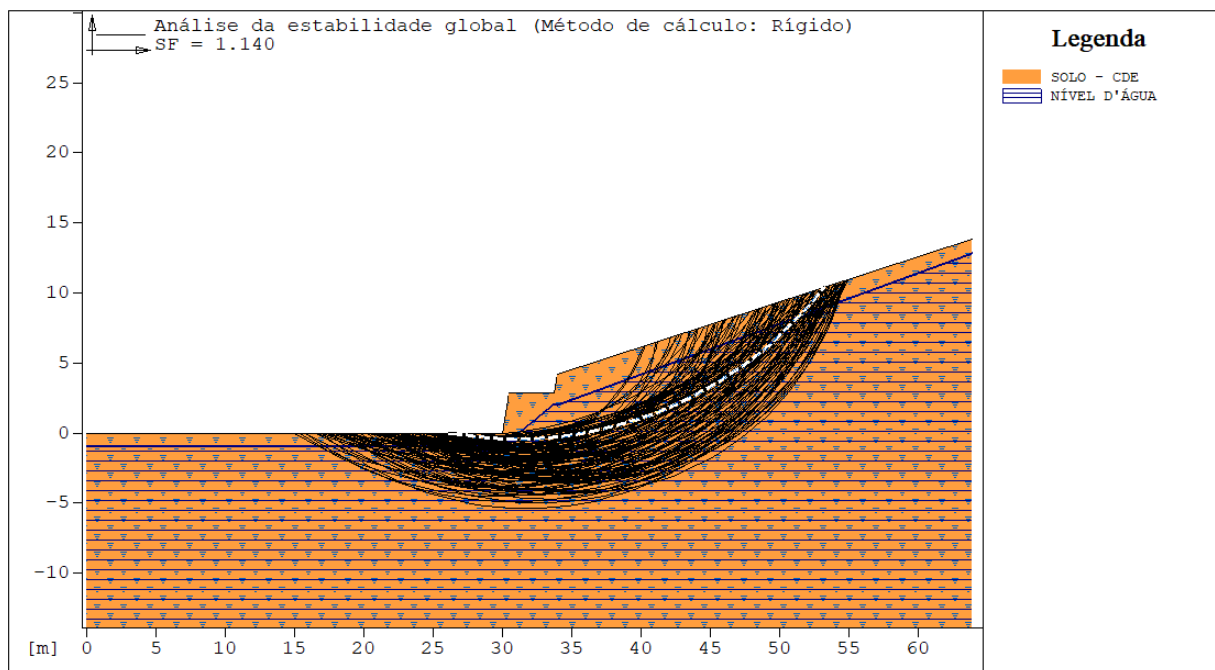
5.3.1.4 Simulação com parâmetros mínimos retirados do mapeamento de Christ

Dados:

c (kPa)	4,83
ϕ (°)	25,39
γ_{nat} (kN/m³)	19,1
Nível d'água (m)	variável

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 1 metro:

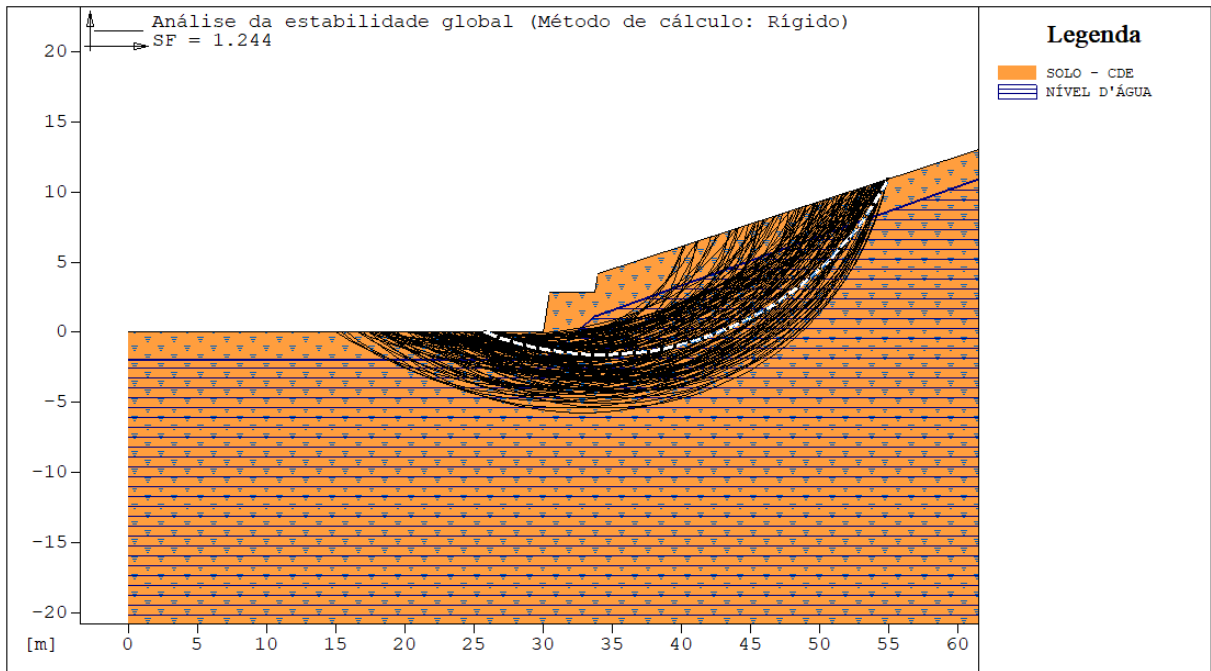
Figura 49 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -1m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 2 metros:

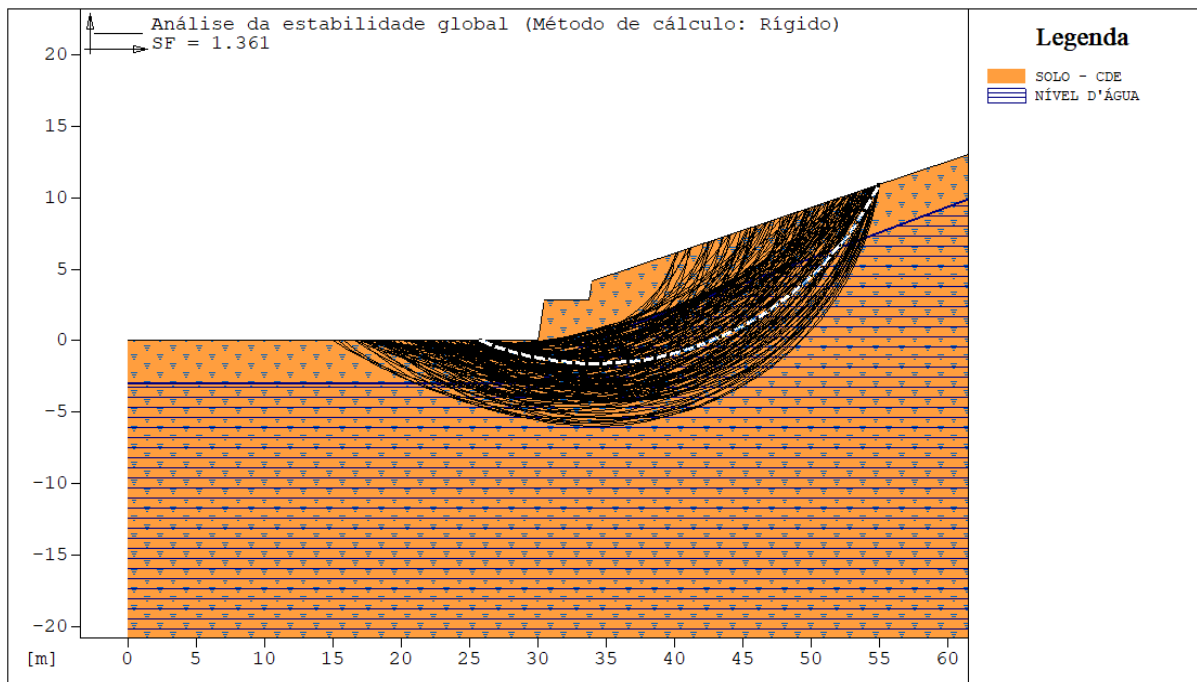
Figura 50 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -2m



Fonte: Autor (2019).

Para nível d'água (N.A) com profundidade de 3 metros:

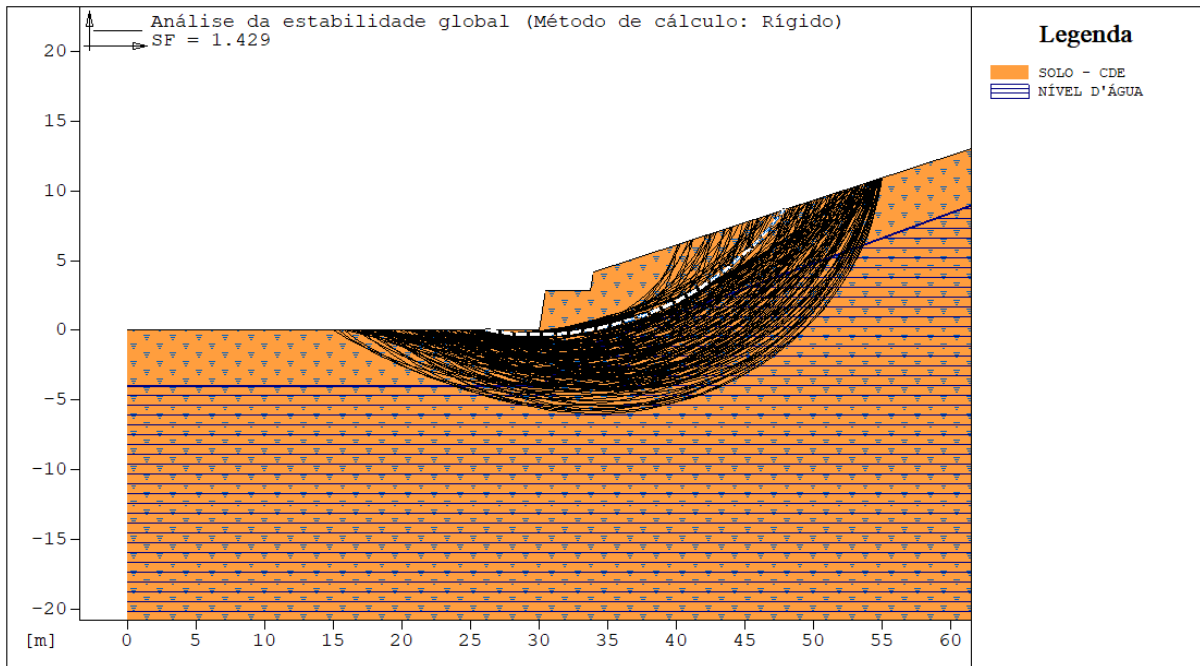
Figura 51 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -3m



Fonte: Autor (2019).

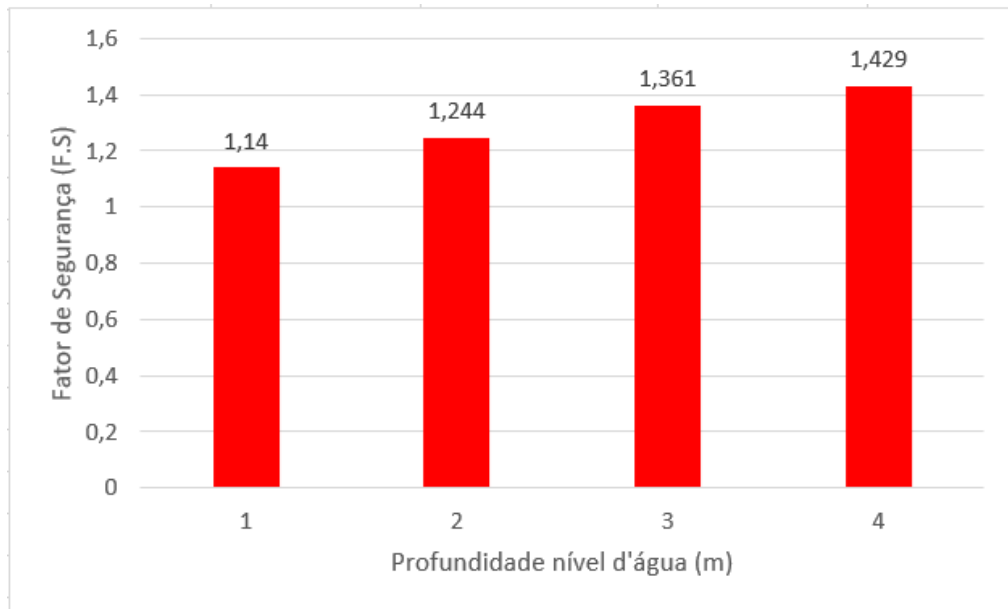
Para nível d'água (N.A) com profundidade de 4 metros:

Figura 52 – Análise da estabilidade parâmetros médios de Christ (2019) com N.A = -4m



Fonte: Autor (2019).

Figura 53 – Fatores de Segurança a partir dos parâmetros de mínimo de Christ (2019)



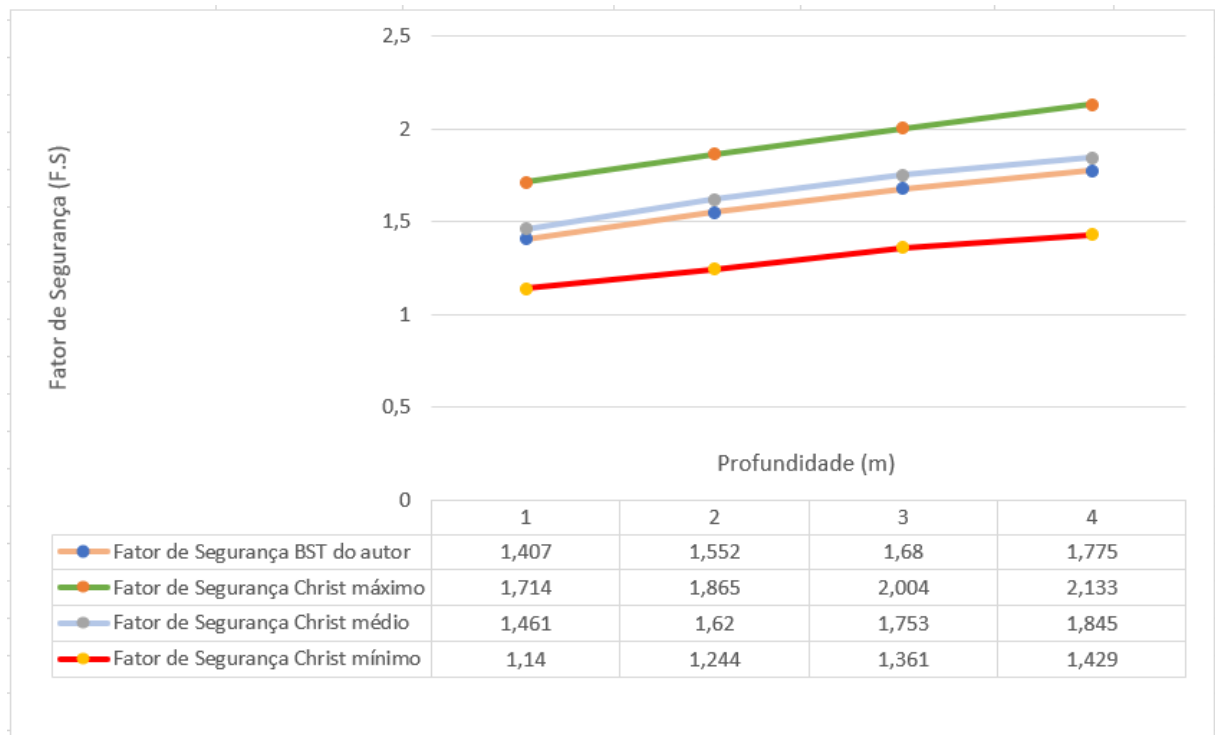
Fonte: Autor (2019).

Neste caso, em nenhuma das situações se obteve o nível mínimo de segurança requerido, logo não seria recomendado a ocupação sem a construção de estruturas de contenção adequadas e/ou mudança de geometria do talude. No entanto é possível observar que mesmo com o nível d'água mais próximo da superfície do terreno o Fator de Segurança se manteve acima de 1,0, indicando que o talude não romperia.

Isso demonstra que ao adotar parâmetros muito abaixo do real, os Fatores de Segurança podem se tornar muito conservadores, podendo acarretar em soluções antieconômicas para tornar o ambiente propício para o uso.

Em análises no *software* Mac.STARS foi possível observar que mesmo adotando profundidades maiores para o nível d'água o Fator de Segurança continuava baixo, o que demonstra que somente medidas que visam manter a boa drenagem não seriam suficientes neste caso.

Figura 54 – Fatores de Segurança do talude com o aumento da profundidade do N.A (2019)



Fonte: Autor (2019).

Dessa maneira percebe-se uma diferença considerável a depender dos parâmetros de resistência que são adotados para o solo.

Os parâmetros máximos geram resultados pouco conservadores, que mesmo com o nível d'água próximo a superfície atende o Fator de Segurança mínimo para ocupação. Já os mínimos resultam em Fatores cuja solução estabilizadora possa ser superdimensionada, tornando-a antieconômica.

Os F.S's que mais se equiparam à análise feita com os parâmetros obtidos no local de estudo foram os médios de Christ, mostrando a importância de realizar mais de um ensaio para a obtenção dos valores de coesão e ângulo de atrito para cada unidade geotécnica em mapeamentos de grandes áreas.

5.3.2 Deslizamento translacional

Para análise de deslizamento translacional fez-se o uso do Método dos Taludes Infinitos com as equações sem percolação e com percolação, apresentadas no item 4.5.2, automatizadas em uma planilha no *Software* Excel, onde variava-se a profundidade do solo (H) para os parâmetros de resistência ao cisalhamento já citados.

Os Fatores de Segurança serão apresentados abaixo nos Quadro 12 (sem percolação) e Quadro 13 (com percolação).

5.3.2.1 Método dos Taludes Infinitos – sem percolação

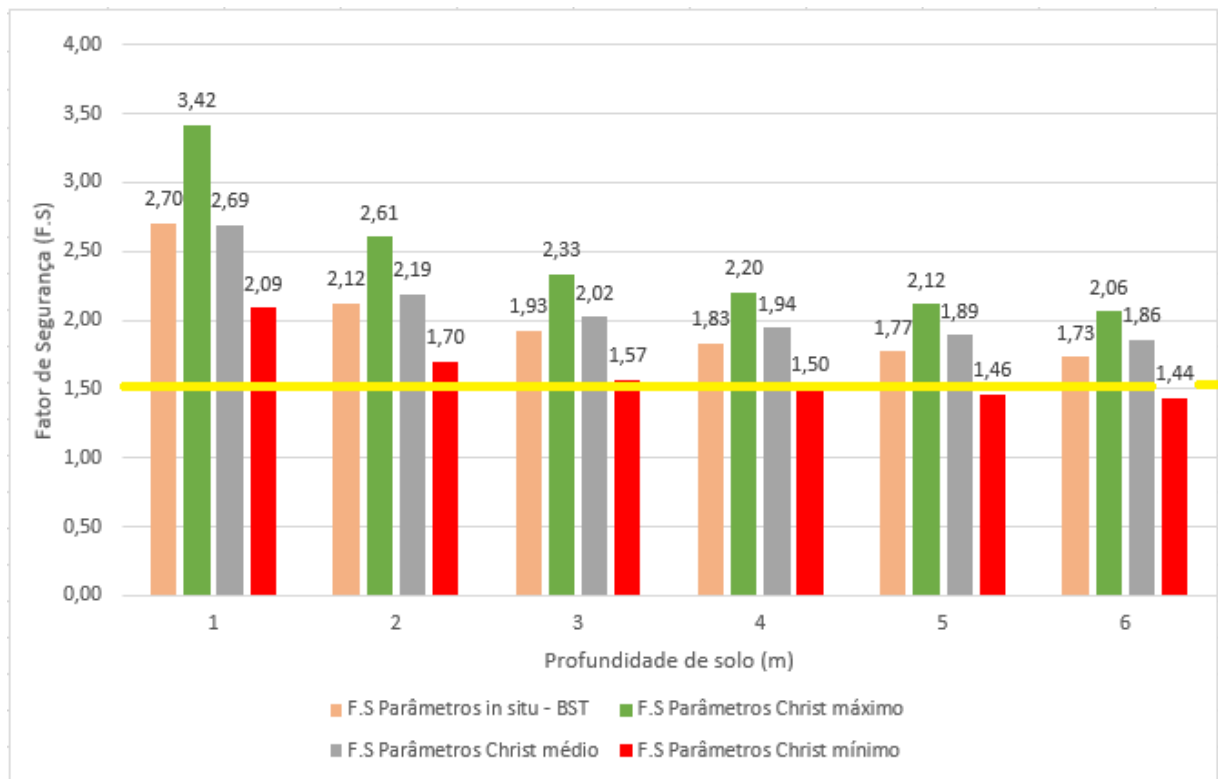
Presumindo que a poropressão seja zero e não haja a ocorrência de percolação da água, o Fator de Segurança foi avaliado em relação a uma possível falha do talude ao longo do plano localizado a uma profundidade 'H' abaixo da superfície do solo utilizando a Equação 2 e o conjunto de dados apresentados acima de cada coluna do Quadro 12.

Quadro 12 – Fatores de Segurança para quando não há percolação

Profundidade do solo (m)	<table border="0" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>$c = 7 \text{ kPa}$</td> <td>$c = 10 \text{ kPa}$</td> <td>$c = 6,11 \text{ kPa}$</td> <td>$c = 4,83 \text{ kPa}$</td> </tr> <tr> <td>$\gamma = 18,74 \text{ kN/m}^3$</td> <td>$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$</td> <td>$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$</td> <td>$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$</td> </tr> <tr> <td>$\phi = 29,25^\circ$</td> <td>$\phi = 33,1^\circ$</td> <td>$\phi = 31,64^\circ$</td> <td>$\phi = 25,39^\circ$</td> </tr> <tr> <td>$\beta = 20^\circ$</td> <td>$\beta = 20^\circ$</td> <td>$\beta = 20^\circ$</td> <td>$\beta = 20^\circ$</td> </tr> </table>				$c = 7 \text{ kPa}$	$c = 10 \text{ kPa}$	$c = 6,11 \text{ kPa}$	$c = 4,83 \text{ kPa}$	$\gamma = 18,74 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 29,25^\circ$	$\phi = 33,1^\circ$	$\phi = 31,64^\circ$	$\phi = 25,39^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 20^\circ$
	$c = 7 \text{ kPa}$	$c = 10 \text{ kPa}$	$c = 6,11 \text{ kPa}$	$c = 4,83 \text{ kPa}$																
$\gamma = 18,74 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$																	
$\phi = 29,25^\circ$	$\phi = 33,1^\circ$	$\phi = 31,64^\circ$	$\phi = 25,39^\circ$																	
$\beta = 20^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 20^\circ$	$\beta = 20^\circ$																	
	F.S Parâmetros <i>in situ</i> - BST	F.S Parâmetros Christ máximo	F.S Parâmetros Christ médio	F.S Parâmetros Christ mínimo																
1	2,70	3,42	2,69	2,09																
2	2,12	2,61	2,19	1,70																
3	1,93	2,33	2,02	1,57																
4	1,83	2,20	1,94	1,50																
5	1,77	2,12	1,89	1,46																
6	1,73	2,06	1,86	1,44																

Fonte: Autor (2019).

Figura 55 – Fatores de Segurança para quando não há percolação



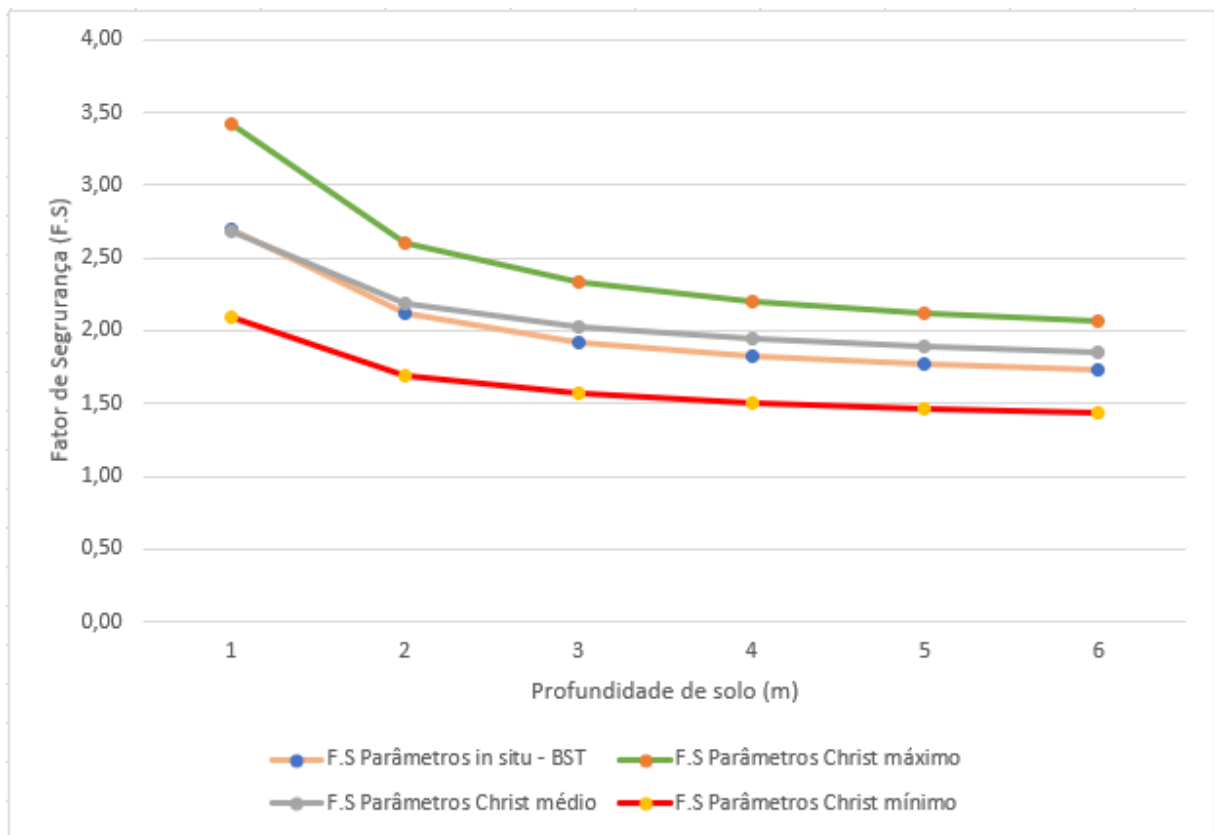
Fonte: Autor (2019).

Como esperado, os Fatores de Segurança são mais elevados para os pares de parâmetros de maior valor. Sendo que os parâmetros *in situ* e os máximos e médios de Christ, geraram resultados sempre acima do valor mínimo de 1,5. Já os F.S obtidos utilizando os

parâmetros de resistência mínimos se mostraram adequados até a simulação com profundidade de solo de 4 metros (em que o Fator de Segurança do talude equiparou-se ao valor mínimo) e ao se adotar profundidades maiores se mostrou inadequado à ocupação, porém com valores bastante próximos do F.S adequado (1,46 e 1,44 para as profundidades de 5 e 6 metros, respectivamente).

Previsivelmente, os Fatores de Segurança decrescem em razão do aumento da profundidade de solo passível a sofrer o deslizamento evidenciado na Figura 56.

Figura 56 – Fatores de Segurança para quando não ocorre percolação



Fonte: Autor (2019).

Há de se salientar que as profundidades maiores que 5 metros pouco provavelmente serão encontradas em campo, sendo estes valores analisados apenas para fins didáticos, uma vez que no local foi possível localizar pontos em que ocorria o afloramento de rocha, ou seja, havia exposição de rocha na superfície do terreno.

Pode-se perceber uma diminuição mais intensa no Fator de Segurança na transição da profundidade do solo de 1 para 2 metros e que o mesmo se tornou menos dependente do valor da profundidade quando $H > 3$ m.

A diferença entre os Fatores de Segurança sem percolação tendo como base os parâmetros resultantes do ensaio realizado no local fazendo o uso do BST é apresentado no Quadro 13. Os valores destacados em vermelho representam os valores em que o F.S obtido pelos parâmetros de comparação são maiores do que o real (BST), logo estes estariam desfavoráveis à segurança.

Quadro 13 – Diferença percentual entre os F.S sem percolação

Profundidade (m)	Diferença percentual BST - máximo (%)	Diferença percentual BST - médio (%)	Diferença percentual BST - mínimo (%)
1	-26,63	0,47	22,59
2	-22,92	-3,33	19,92
3	-21,18	-5,11	18,68
4	-20,18	-6,15	17,96
5	-19,52	-6,82	17,49
6	-19,06	-7,29	17,16

Fonte: Autor (2019)

5.3.2.2 Método dos Taludes Infinitos – com percolação

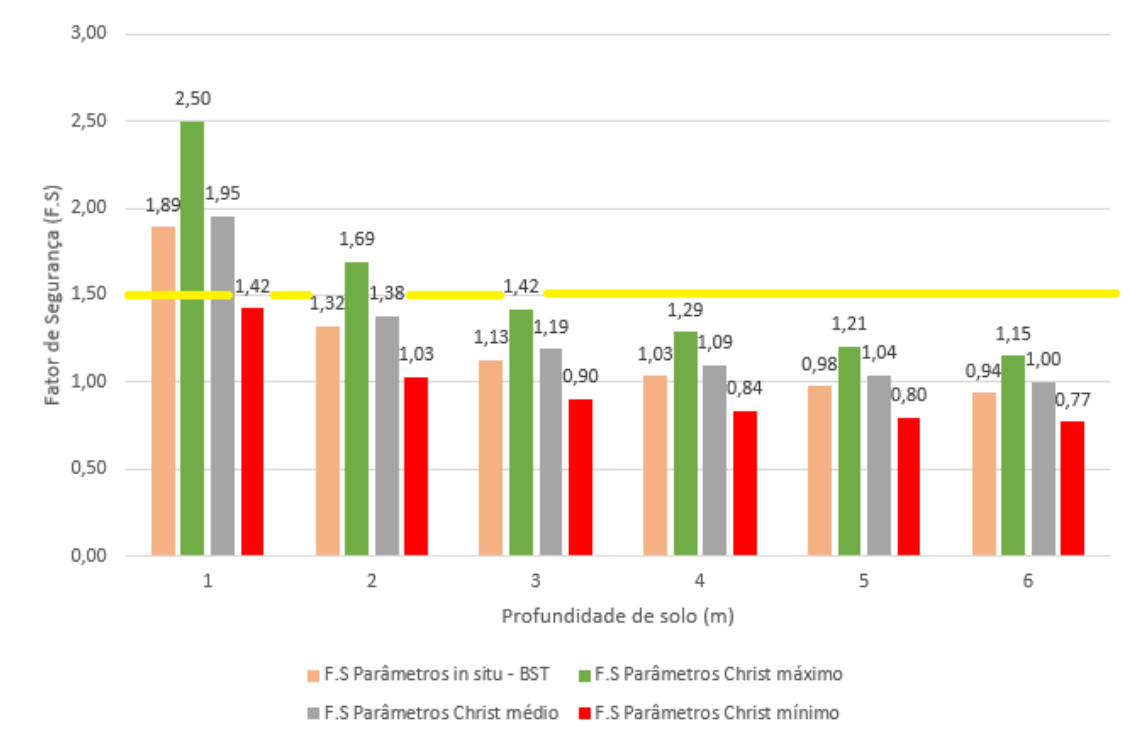
Ao fazer a análise admitindo a existência de percolação constante pelo solo e que o lençol freático coincida com a superfície do solo a equação a ser utilizada é a Equação 2, dependente do peso específico do solo saturado (γ_{sat}) e efetivo (γ') além dos demais dados apresentados acima de cada coluna do Quadro 14.

Quadro 14 – Fatores de Segurança para quando há percolação

Profundidade (m)	$c = 7 \text{ kPa}$ $c = 10 \text{ kPa}$ $c = 6,11 \text{ kPa}$ $c = 4,83 \text{ kPa}$ $\gamma' = 9,3 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 19,1 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 19,3 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 19,3 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 19,3 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 29,25^\circ$ $\phi = 33,1^\circ$ $\phi = 31,64^\circ$ $\phi = 25,39^\circ$ $\beta = 20^\circ$ $\beta = 20^\circ$ $\beta = 20^\circ$ $\beta = 20^\circ$			
	F.S Parâmetros in situ - BST	F.S Parâmetros Christ máximo	F.S Parâmetros Christ médio	F.S Parâmetros Christ mínimo
1	1,89	2,50	1,82	1,42
2	1,32	1,69	1,33	1,03
3	1,13	1,42	1,16	0,90
4	1,03	1,29	1,08	0,84
5	0,98	1,21	1,03	0,80
6	0,94	1,15	1,00	0,77

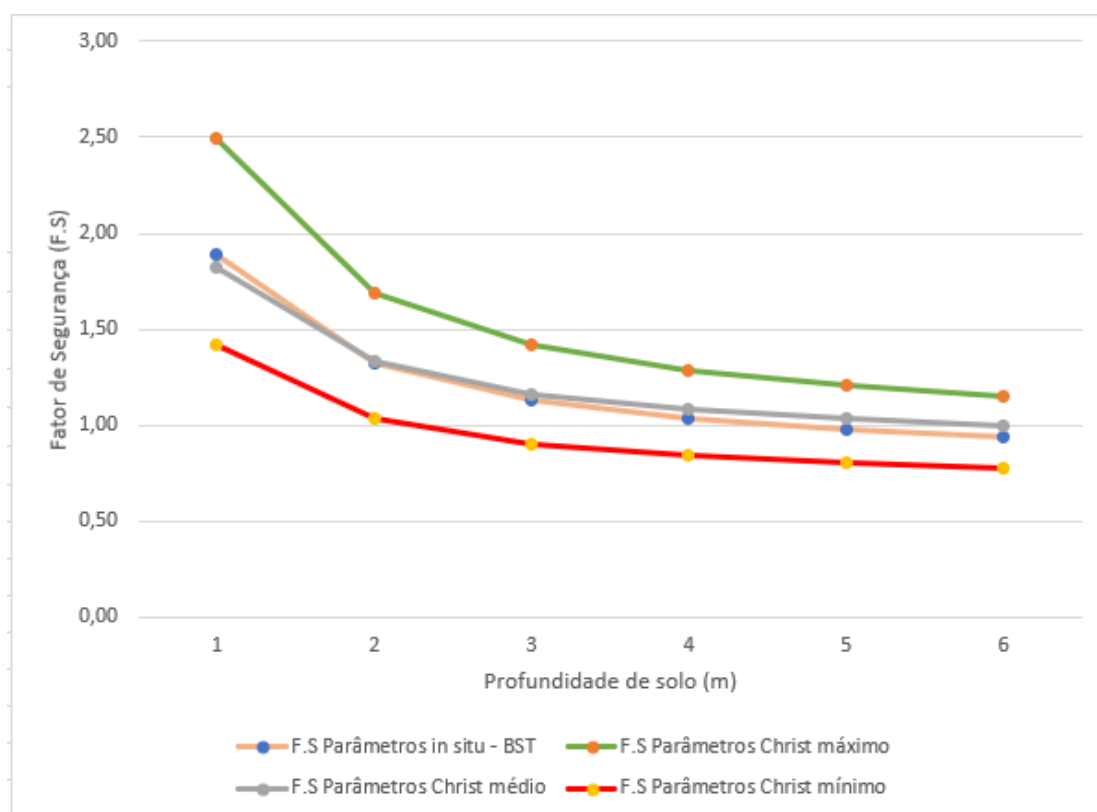
Fonte: Autor (2019)

Figura 57 – Fatores de Segurança para quando há percolação



Fonte: Autor (2019).

Figura 58 – Fatores de Segurança para quando há percolação



Fonte: Autor (2019).

Neste modelo de análise pode-se observar a diminuição acentuada da estabilidade do talude devido à ação da percolação da água e aumento da poropressão. Apenas na profundidade de solo de 1 metro para os parâmetros que foram obtidos *in situ* e parâmetros médios de Christ e na profundidade de 1 e 2 metros para os parâmetros máximos de Christ o Fator de Segurança se mostrou adequado. Todos os demais resultados resultaram valores menores que 1,5.

Novamente percebe-se a proximidade dos resultados obtidos a partir das propriedades do solo do local de estudos e os Fatores de Segurança dos parâmetros médios (proximidade essa evidenciada ao se observar os pontos da Figura 58). Já se comparados aos Fatores de Segurança dos parâmetros de máximo e mínimo a diferença torna-se considerável, apresentada no Quadro 15.

Quadro 15 - Diferença percentual entre os F.S sem percolação

Profundidade (m)	Diferença percentual BST - máximo (%)	Diferença percentual BST - médio (%)	Diferença percentual BST - mínimo (%)
1	-32,09	3,67	24,74
2	-28,08	-0,64	21,72
3	-25,84	-3,04	20,04
4	-24,41	-4,57	18,97
5	-23,42	-5,63	18,23
6	-22,70	-6,41	17,68

Fonte: Autor (2019).

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

O desenvolvimento desse estudo permitiu com que os objetivo geral e objetivos específicos fossem alcançados.

O *Borehole Shear Test* se mostrou, mais uma vez, uma ferramenta bastante útil para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. O ensaio foi executado de maneira fácil e ágil e gerou resultado bastante coerente ao ser comparado com outros diversos realizados na mesma unidade geotécnica Cambissolo de substrato de depósito de encosta.

A seção de encosta mostrou-se bastante estável na maioria dos cenários, com exceção dos casos em que se utilizou o par coesão-ângulo de atrito de Christ (2019) que resultou nos menores Fatores de Segurança (parâmetros mínimos) e nos casos em que se considera a percolação de água no solo com o lençol freático junto a superfície do terreno, indicando a forte influência que a presença da água tem na ocorrência de deslizamentos.

Os Fatores de Segurança que mais se assimilaram ao se utilizar os parâmetros encontrados *in situ* foram os obtidos pelos parâmetros médios de Christ, enquanto os máximos resultavam valores desfavoráveis à segurança e os mínimos poderiam ocasionar o dimensionamento antieconômico de estruturas de contenção. O resultado sugere que os mapeamentos de suscetibilidade, principalmente de grandes áreas, devem evitar realizar extrapolações para toda a unidade geotécnica com apenas um valor de coesão e ângulo de atrito.

Percebe-se a fundamental importância de realizar estudos que apreciem a estabilidade de taludes e sua suscetibilidade a deslizamentos.

Como a análise de todas as encostas de maneira individual demandaria muito tempo e tendo em vista o crescimento acelerado da população urbana, mapeamentos como o de Christ (2019) baseados em metodologias já testadas como a de Davison Dias (1995), se tornam essenciais para que estimulem a ocupação de maneira consciente e ordenada e devem ser levados como base para o Poder Público afim de estimular comportamentos de prevenção capazes de minimizar a ocorrência de desastres e para que, quando ocorrerem, seus estragos sejam mitigados.

6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Comparação de mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos utilizando apenas um valor de coesão-ângulo de atrito por unidade geotécnica com a de um utilizando diversos valores.
- Adicionar ao Banco de Dados SPT do LAMGEO diversos parâmetros de resistência ao cisalhamento georreferenciados.
- Utilizar o Banco de Dados para atualizar o mapeamento de Christ (2019).

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, 2009.
- CAPUTO, H. P., NEGREIROS, C. A. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações – Fundamentos**. Vol. 1. 7ª. ed. São Paulo: Grupo Gen – LTC, 2015.
- CARAMEZ, M. L. **Mapeamento geotécnico da microbacia do Itacorubi - Florianópolis/SC - Aplicação do modelo SHALSTAB para confecção de mapa de suscetibilidade a deslizamentos rasos de encostas**. 2017. Dissertação (mestrado) em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi.
- CHRIST, C. E. **Mapeamento de áreas suscetíveis ao colapso dos solos na Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição**. Florianópolis – SC: Dissertação (mestrado), em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2014.
- CHRIST, C. E. **Mapeamento geotécnico e análise da suscetibilidade a deslizamentos na ilha de Santa Catarina**. Florianópolis – SC: Tese (doutorado), em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2019.
- DAVISON DIAS, R. **Aplicação de pedologia e geotecnia do projeto de fundações de linhas de transmissão**. Rio de Janeiro - RJ: Tese (doutorado) em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1987.
- DAVISON DIAS, R. **Proposta de Metodologia de Definição de Carta Geotécnica Básica em Regiões Tropicais e Subtropicais**. In: REVISTA DO INSTITUTO GEOLÓGICO, São Paulo, SP, 1995, p.51-55.
- GARCIA, S.Z.N. **Comparativo entre dois métodos de taludes infinitos na geração de mapas de suscetibilidade a deslizamentos translacionais**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso. (graduação) em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi.
- GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. Edgard Blucher, 1984.
- HANDY, R.L. e FOX, N.S.. **A Soil Bore-Hole Direct Shear Test Device**. Highway Research News, Highway Research Board, No. 27, pp. 42-51, EUA, 1967.

HANDY, R.L., SCHMERTMANN, J.H., AND LUTENEGGER, A. J.. **Borehole Shear Tests in a Shallow Marine Environment**, Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements, ASTM STP 883, R. C. Chancy and K. R. Demars, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985.

HIGASHI, R.A.R *et al.* **On the Erosive Potential of Some Weathered Soils from Southern Brazil**. Revista Solos e Rochas, 2011.

HIGASHI, R.A.R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 486p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2006.

LUTENEGGER, A. J. e HALLBERG, G. R., **Borehole Shear Test in Geotechnical Investigations**. U.S.A.: Laboratory Shear Strength of Soil. ASTM STP 740. R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials, 1981.

ORSI, M. **Mapeamento de área suscetíveis a deslizamentos rotacionais em Florianópolis**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2a Edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

REGINATTO, G. M. P. **Caracterização de movimentos de massa na bacia hidrográfica do Rio Cunha, Rio dos Cedros - SC, com ênfase em escorregamentos translacionais**. 231p. Dissertação (mestrado) em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

REGINATTO, G.M.P; BERNARDI, C.; GRANDO, A.; MARTINS, J.A.; CORDEIRO, R.F.; OLIVEIRA, M.C.G. **Correlação entre movimentos de massa e pluviosidade para o município de Florianópolis, SC**. 225p. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi. 2018.

TEIXEIRA, V.H.; OLIVEIRA, O.M. **Estabilização de Taludes Rodoviários na SC-290 do Trecho entre a Divisa SC/RS e Praia Grande: Estudo de Caso**. In: Anais da XII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Florianópolis: ABMS, 2017.

ROSNIECEK, A. **Análise de áreas suscetíveis a deslizamentos rasos da bacia do rio Rationes - aplicação do modelo SHALSTAB**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi.

- SAKAMOTO, M.Y.; GUESSER, L.H.; CONTESSI, R.J.; HIGASHI, R.A.R. **Use of a Borehole Shear Test method for geotechnical**. In: 12th International Symposium on Landslides. 2016.
- SAKAMOTO, M.Y.; GUESSER, L.H.; OLIVEIRA, M.C.G.; CONTESSI, R.J.; ABREU, R.P.; HIGASHI, R.A.R. **Uso do método Borehole Shear Test no mapeamento geotécnico de áreas de risco**. XV Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Bento Gonçalves - RS. 2015.
- SANTOS, G. T. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia**. Dissertação (Tese de Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande Do Sul. Porto Alegre, p. 231. 1997.
- SANTOS, V. **Análise da escala no mapeamento de áreas suscetíveis a movimentos de massa com o SHALSTAB na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi.
- SBROGLIA, R. M. **Mapeamento geotécnico e das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC**. 2015. 187f. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.
- SOUZA, G. D. B. **Elaboração de um banco de dados de sondagem à percussão [SPT] para a caracterização de unidades geotécnicas com ênfase na capacidade de suporte do subsolo no município de Florianópolis/SC**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Orientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi.
- TAYLOR, D. W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons, 1948.
- TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. **Landslides-investigation and mitigation**. Washinton DC: Academy Press, 1996.
- UFBA. Geotecnia UFBA. **Laboratório de Geotecnia**, 2009. Disponível em: <<http://www.geotecnia.ufba.br/?vai=Extens%20E3o/Ensaio%20de%20Laborat%20F3rio/Cisalhamento%20Direto>>. Acesso em: 24 out. 2019.
- UNESP. UNESP. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead>>. Acesso em: 19 set. 2019.
- UNICAMP. Faculdade de Engenharia Civil. **FEC UNICAMP**, 2013. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~persio/ic570/rescis.pdf>>. Acesso em: 12 set. 2019.
- VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VARNES, D. J. **Landslides, analysis and control**. [S.l.]: National Academy of Sciences, 1978.

WICANDER, R.; MONROE, J. S. **Fundamentos de Geologia**. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

WOLLE, C.M.; CARVALHO, C.S. **Deslizamento em Encostas na Serra do Mar - Brasil**. Revista Solos e Rochas, Rio de Janeiro, v.12, p.27- 36, 1989.

ZUQUETTE, L. V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para as condições brasileiras**. Tese de Doutorado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987, 3v., 657p.