

Mateus Prazeres Orsi

**MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS
ROTACIONAIS EM FLORIANÓPOLIS**

Florianópolis

2018



MATEUS PRAZERES ORSI

**MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS
ROTACIONAIS EM FLORIANÓPOLIS**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em
Engenharia Civil do Centro Tecnológico da
Universidade Federal de Santa Catarina como
requisito para a obtenção do Título de Bacharel em
Engenharia Civil
Orientador: Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis
Higashi

Florianópolis

2018

Ficha de identificação da obra

A ficha de identificação é elaborada pelo próprio autor.

Orientações em:

<http://portalbu.ufsc.br/ficha>

Mateus Prazeres Orsi

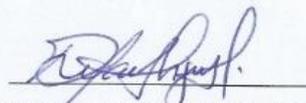
**MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS
ROTACIONAIS EM FLORIANÓPOLIS**

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, 06 de novembro de 2018.

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

Banca Examinadora:



Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

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

Este trabalho é dedicado aos meus colegas de classe e aos meus queridos pais.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e minha irmã, que sempre me apoiaram e incentivaram servindo de motivação.

Ao meu orientador Prof.º Rafael Augusto dos Reis Higashi, pela confiança, dedicação, paciência e amizade.

A minha coorientadora Caroline Christ, do Laboratório de Mapeamento Geotécnico, pelo auxílio na utilização do *software* de SIG.

A minha namorada Ana Riqueti, pela paciência e companheirismo ao longo do desenvolvimento dessa pesquisa.

Aos membros da banca examinadora, por aceitarem o meu convite e acrescentarem conhecimento e informações a essa pesquisa.

A todos aqueles que, embora não tenham sido citados, me auxiliaram de alguma forma na realização dessa pesquisa.

RESUMO

O Brasil em consequência das suas condições climáticas e geomorfológicas está muito vulnerável à ocorrência dos movimentos de massa. Quando este fenômeno se dá em áreas urbanas, as perdas socioeconômicas podem ser muito elevadas. Diante deste cenário, torna-se imprescindível o estudo dos solos e sua forma de ocupação para assegurar a estabilidade dos mesmos. Esta pesquisa tem como objetivo a elaboração do mapa de suscetibilidade da área de estudo a partir da análise pelo método de Bishop. Para isso, utilizando o *software* de Sistema de Informações Geográficas, ArcGIS, foi elaborado o Modelo Digital do Terreno (MDT) e também o mapa de declividades. Estes mapas foram obtidos com base no mapa geotécnico preexistente de Florianópolis, elaborado por Santos (1997) em escala 1:25.000, e no mapa planialtimétrico de Florianópolis, desenvolvido pela Secretaria do Estado de Desenvolvimento Sustentável (SDS) em escala 1:10.000. A pesquisa conta também com a atualização do mapa geotécnico preexistente por meio da análise das curvas de nível e de tradagens realizadas em campo. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram obtidos pelo ensaio *Borehole Shear Test*, realizado nas unidades geotécnicas presentes na área de estudo e, posteriormente, serviram como dados de entrada para as simulações realizadas no *software* MACSTARS® 2000. Dessa forma, foi possível simular perfis com variadas inclinações e parâmetros de resistência com base no método de Bishop, a fim de se obter gráficos relacionando as declividades e os valores de Fator de Segurança para cada unidade geotécnica. A norma NBR 11682 (ABNT, 1991), Estabilidade de Taludes, traz os fatores de segurança que devem ser atendidos de acordo com o método de cálculo aplicado à encosta. Para este trabalho, os valores 1,5, 1,3 e 1,15 foram obtidos da norma e então, com base no gráfico elaborado, relacionados às respectivas inclinações. Os ângulos encontrados representam as inclinações limite para cada grau de segurança e, portanto, com a reclassificação dos intervalos de declividade se obtém o mapa final de suscetibilidade a movimentos de massa. Este mapa classifica as encostas presentes na área de estudo em quatro intervalos de acordo com o grau de segurança. As áreas em vermelho, com grau de segurança baixo, representam 9,5% da área total. As áreas de cor amarelo e laranja somam 6% da área de estudo e são consideradas como grau de segurança médio. Por fim, as áreas em verde representativas do alto nível de segurança correspondem a 84,5% da área total. Essa distribuição indica que apesar da área de estudo apresentar predominância de áreas seguras, existem locais em que seria necessária a execução de obras de contenção para a ocupação dos mesmos.

Palavras-chave: Mapa de suscetibilidade. *Borehole Shear Test*. Bishop.

ABSTRACT

Brazil as a consequence of its climatic and geomorphological conditions is very vulnerable to the occurrence of mass movements. When this phenomenon occurs in urban areas, socioeconomic losses can be very high. Given this scenario, it is essential to study the soils and their form of occupation to ensure their stability. This research has the objective of elaborating a susceptibility map regarding the study area from the analysis by the Bishop method. In order to do so, a Digital Terrain Model (DTM) and a declivity map of the study area was developed using the ArcGIS Geographic Information System software. These maps were obtained based on the preexisting geotechnical map of Florianópolis, elaborated by Santos (1997) in scale 1: 25,000, and in the planialtimetric map of Florianópolis, developed by the State Secretariat for Sustainable Development (SDS) in a scale of 1: 10,000. The research also updates the preexistent geotechnical map through contour lines analysis and fieldwork boreholes. The shear strength parameters of the soil were obtained from the Borehole Shear Test conducted at the geotechnical units present in the study area and later used as input data for the simulations carried out in MACSTARS® 2000 software. For this paper, the values 1.5, 1.3 and 1.15 were obtained from the norm and then, based on the drawn graph, related to the respective slopes. The encountered angles represent the limit slopes for each degree of safety and, therefore, with the reclassification of the slope intervals, the final map of susceptibility to mass movements is obtained. This map classifies the slopes present in the study area in four intervals according to the safety degree. The areas in red, with low security, represent 9.5% of the total area. The yellow and orange areas add up to 6% of the study area and are considered as the average safety degree. Finally, the green areas representing the high level of security correspond to 84.5% of the total area. This distribution indicates that although the study area has a predominance of safe areas, there are places where it would be necessary to carry out containment works to be occupied.

Keywords: Susceptibility map. Borehole Shear Test. Bishop.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Queda de blocos	20
Figura 2: Escorregamento Rotacional	21
Figura 3: Escorregamento Planar	22
Figura 4: Escorregamento em Cunha	23
Figura 5: Corrida de terra	24
Figura 6: Rastejo	25
Figura 7: Representação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb	26
Figura 8: Esquema da câmara de ensaio triaxial.....	28
Figura 9: Esquema do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.....	29
Figura 10: Representação do resultado típico do ensaio.	30
Figura 11: Base de reação do equipamento BST.....	31
Figura 12: Equipamento Borehole Shear Test.....	32
Figura 13: Bomba manual.	33
Figura 14: Utilização do trado para execução do furo.	34
Figura 15: Base do equipamento instalada corretamente.....	35
Figura 16: Registro do aumento da tensão cisalhante.....	36
Figura 17: Método sueco ou das lamelas.	38
Figura 18: Convenção de sinais do ângulo θ	40
Figura 19: Lamela de Fellenius.....	41
Figura 20: Lamela de Bishop.....	42
Figura 21: Análise da estabilidade de talude (superfície de deslizamento poligonal).	44
Figura 22: Superfícies de ruptura traçadas no talude pelo software utilizando método de Bishop.....	45
Figura 23: Processo de vetorização de um elemento matricial.....	46
Figura 24: Recorte da área de estudo.	48
Figura 25: Horizontes do solo.....	Erro! Indicador não definido.
Figura 26: Recorte do mapa geotécnico de Florianópolis de Santos (1997).	51
Figura 27: Fluxograma de metodologia aplicada.....	54
Figura 28: Execução da perfuração com trado pedológico e coleta de amostra.....	56
Figura 29: Perfuração com trado pedológico e preenchimento do furo com água. ...	57
Figura 30: Obtenção da tensão máxima cisalhante para a primeira tensão efetiva....	58

Figura 31: MDT da área de estudo.....	59
Figura 32: Mapa de declividades da área de estudo.....	61
Figura 33: Superfícies de ruptura traçadas pelo software utilizando o método de Bishop.....	63
Figura 34: Gráfico ilustrativo da relação obtida entre a declividade de um talude e o respectivo Fator de Segurança.....	64
Figura 35: Mapa geotécnico obtido por Santos (1997).....	67
Figura 36: Atualização do mapa geotécnico da área de estudo.....	68
Figura 37: Gráfico de tensão cisalhante por tensão efetiva obtido do ensaio BST na unidade Cgi.....	70
Figura 38: Gráfico da tensão cisalhante em função da tensão efetiva.....	71
Figura 39: Gráfico de tensão cisalhante por tensão efetiva obtido do ensaio BST na unidade Cde.....	73
Figura 40: Gráfico da tensão cisalhante em função da tensão efetiva.....	74
Figura 41: Gráfico da declividade em função do Fator de segurança para a unidade Cgi.....	76
Figura 42: Gráfico da declividade em função do Fator de segurança para a unidade Cge.....	77
Figura 43: Mapa de suscetibilidade a movimentos de massa.....	79
Figura 44: Distribuição dos níveis de segurança.....	80

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classificação dos movimentos de massa segundo Varnes (1978)..... 18

Quadro 2: Classificação e Codificação Brasileira de Desastres – COBRADE (2012).

..... 19

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Características climáticas de Florianópolis.	49
Tabela 2: Classe de relevo baseado no Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos da EMBRAPA.	60
Tabela 3: Utilização de modelos matemáticos.	65
Tabela 4: Área total ocupada por unidade geotécnica.	69
Tabela 5: Valores de tensão cisalhante máxima obtidos do ensaio BST para unidade Cgi.	69
Tabela 6: Valores da coesão e ângulo de atrito para a unidade Cgi.	71
Tabela 7: Valores de tensão cisalhante máxima obtidos do ensaio BST para unidade Cde.	72
Tabela 8: Valores da coesão e ângulo de atrito para a unidade Cde.	73
Tabela 9: Fatores de Segurança calculados no software MACSTARS 2000 para a unidade Cgi.	75
Tabela 10: Fator de Segurança e a respectiva inclinação para a unidade Cgi.	76
Tabela 11: Fatores de Segurança calculados no software MACSTARS 2000 para a unidade Cde.	77
Tabela 12: Fator de Segurança e a respectiva inclinação para a unidade Cde.	78

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AQsq1 – Areia Quartzosa Marinha de substrato sedimentos quaternários

BST – *Borehole Shear Test*

Cde – Cambissolo de substrato depósito de encosta

Cgi – Cambissolo de substrato granito ilha

COBRADE - Classificação e Codificação Brasileira de Desastres

CRED - Centro para Pesquisa sobre Epidemiologia de Desastres

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

FS – Fator de Segurança

Gsq – Gleia de substrato sedimentos quaternários

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

MDT – Modelo Digital do Terreno

OMS - Organização Mundial da Saúde

ONU – Organização das Nações Unidas

SEDEC - Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil

SIG – Sistema de Informações Geográficas

TIN – Triangulated Irregular Network

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	Objetivo Geral.....	16
1.1.2	Objetivos Específicos.....	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	MOVIMENTOS DE MASSA	17
2.1.1	Tipos de Movimentos de Massa	19
a)	Quedas	19
b)	Deslizamentos	20
•	Deslizamento Circular ou Rotacional	21
•	Deslizamento Planar.....	21
•	Deslizamentos em Cunha	22
c)	Corridas de Massa ou Fluxo de Detritos	23
d)	Rastejo	24
2.2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	25
2.2.1	Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb.....	25
2.2.2	Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento	26
2.2.2.1	Coesão	26
2.2.2.2	Ângulo de Atrito	27
2.2.3	Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento	27
2.2.3.1	Ensaio Triaxial.....	27
2.2.3.2	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	29
2.2.3.3	<i>Borehole Shear Test</i>	30
a)	O Equipamento	31
b)	O Ensaio.....	33
2.3	ESTABILIDADE DE TALUDES	36

2.3.1	Tipos de Taludes.....	37
2.3.2	Métodos de Cálculo da Estabilidade de Taludes Finitos	37
2.3.2.1	Método Sueco ou das Fatias	38
2.3.2.2	Método de Fellenius	40
2.3.2.3	Método de Bishop Simplificado	42
2.3.3	Softwares para a determinação do Fator de Segurança de Taludes Finitos	43
2.4	SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS (SIG).....	45
2.4.1	Dados de um SIG.....	46
2.5	MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	46
2.5.1	Metodologia Davison Dias (1987)	47
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	48
3.1	CLIMA	48
3.2	GEOLOGIA E PEDOLOGIA	49
3.3	MAPA GEOTÉCNICO	50
3.3.1	Descrição das Unidade Geotécnicas Presentes na Área de Estudo.....	51
a)	Cambissolo de substrato granito ilha - Cgi	51
b)	Cambissolo de substrato depósitos de encosta - Cde	52
c)	Areia Quartzosa Marinha substrato sedimentos quaternários – AQsq1	52
d)	Glei substrato sedimentos quaternários - Gsq	53
4	MÉTODO	54
4.1	OBTENÇÃO DE DADOS	55
4.2	INVESTIGAÇÃO DE CAMPO	55
4.2.1	Execução de Tradagens para atualização do Mapeamento Geotécnico.....	55
4.2.2	Avaliação dos Parâmetros de Resistência – Borehole Shear Test	56
4.3	PROCESSAMENTO DE DADOS	59
4.3.1	Processamento de Dados no SIG	59
4.3.2	Estabilidade de Encostas.....	61
5	RESULTADOS.....	67

5.1	ATUALIZAÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO	67
5.2	<i>RESULTADO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS</i> 69	
a)	Cambissolo de substrato granito ilha – Cgi.....	69
b)	Cambissolo de substrato depósito de encosta – Cde	72
5.3	SIMULAÇÕES NO MACSTARS® 2000	75
a)	Cambissolo de substrato granito ilha – Cgi.....	75
b)	Cambissolo de substrato depósito de encosta – Cde	77
5.4	MAPA DE SUSCETIBILIDADE.....	79
6	CONCLUSÕES	81
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	83
	REFERÊNCIAS	84

1 INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa são processos naturais, que fazem parte da evolução do relevo terrestre e são resultantes do equilíbrio dinâmico da paisagem. A ocorrência desses processos está ligada à suscetibilidade do terreno, ou seja, a tendência à instabilidade do solo, decorrente de características geológicas e geomorfológicas, além da influência da precipitação. Em áreas urbanas, entretanto, apesar das características naturais, a deflagração de movimentos de massa pode ser impulsionada pela ação antrópica, causando prejuízos sociais, econômicos e ambientais.

O crescimento populacional, em especial em áreas densamente urbanizadas, tem levado a ocupação de locais naturalmente sujeitos a desastres geológicos, inseridas em condições ambientais que demonstram alto grau de fragilidade, com solos colapsíveis, declives acentuados, índices pluviométricos elevados, ou ainda, áreas que sofreram modificações na encosta, como corte de taludes.

Assim, a crescente necessidade de ocupar novos espaços, como resultado do gradativo aumento populacional, somada aos riscos materiais e humanos associados aos movimentos de massa, evidenciam a importância de uma avaliação da suscetibilidade a deslizamentos em áreas que se pretendam ocupar.

As pesquisas relacionadas às análises de estabilidade de taludes apresentam relevante importância na identificação de áreas com maiores ou menores riscos de deslizamentos, a fim de determinar quais áreas devem ser evitadas.

Com o objetivo de aplicar técnicas de mapeamento e de análise geotécnica para a avaliação da suscetibilidade à movimentos de massa, foi escolhida uma área central do município de Florianópolis para a realização do estudo.

A área compreende o limite entre os bairros Saco dos Limões e Carvoeira, sendo densamente povoada e com um elevado tráfego de veículos durante todos os períodos do dia. A região, próxima à Universidade Federal de Santa Catarina, encontra-se em avançado estado de urbanização com poucos pontos de vegetação.

Dentro deste contexto, foram realizadas sondagens na área de estudo que, juntamente com as curvas de nível, possibilitaram a atualização do mapa geotécnico da região. Ademais, optou-se por realizar o ensaio *Borehole Shear Test*, a fim de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo e, na sequência, através da ferramenta MACSTARS® 2000, calcular os fatores de segurança de diferentes declividades, com base no método de Bishop.

Dessa forma, foi possível elaborar o mapa preliminar de suscetibilidade a movimentos de massa do tipo rotacionais da área de estudos.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho consiste na identificação das áreas suscetíveis a deslizamentos rotacionais em Florianópolis para a elaboração de um mapa de suscetibilidade a movimentos de massa a partir da aplicação do método de Bishop.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- Atualizar o mapa geotécnico a partir de tradagens em campo e das curvas de nível;
- Executar o Borehole Shear Test para obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo;
- Calcular o Fator de Segurança no software MACSTARS® 2000 com base no método de Bishop para obter o ângulo de declividade limite das encostas para cada grau de segurança;
- Gerar um mapa de suscetibilidade a movimentos de massa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo devido o trabalho de mapear áreas suscetíveis a movimentos de massa, com o uso do SIG, são apresentados com base na literatura, os principais conceitos relacionados à estabilidade de taludes. Além disso, são abordados temas relativos ao mapeamento geotécnico, aos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo e como estes se relacionam aos movimentos de massa. Dessa forma, esse capítulo apresenta em tópicos o embasamento teórico necessário para a elaboração do mapa de suscetibilidade a movimentos de massa em Florianópolis. São eles:

- Movimentos de massa;
- Resistência ao cisalhamento do solo;
- Estabilidade de taludes;
- Sistema de informações geográficas (SIG);
- Mapeamento geotécnico;

2.1 MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa têm sido objeto de diversos estudos atualmente no cenário mundial, sua importância do ponto de vista econômico e como agente atuante na formação do relevo despertam o interesse de profissionais de diversas áreas de atuação. Segundo Gerscovich (2016), entende-se por movimento de massa qualquer deslocamento de um determinado volume de solo. Wicander, Monroe e Peters (2009) referem-se aos movimentos de massa como movimentos gravitacionais de massa, e os definem como a mobilização descendente de materiais pela encosta sob a influência da gravidade.

Muitos autores elaboraram sistemas de classificação para o fenômeno em questão, dentre eles cita-se: Varnes, 1958, 1978; Hutchinson, 1968; Freire, 1965; Guidicini, 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 classificação mais utilizada internacionalmente é a de Varnes (1978), representada no Quadro 1. O autor divide os movimentos de massa em: queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e complexo.

Quadro 1: Classificação dos movimentos de massa segundo Varnes (1978).

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo	
				Grosseiro	Fino
Quedas			de rocha	de detritos	de terra
Tombamentos			de rocha	de detritos	de terra
Escorrecamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha de blocos rochosos de rocha	Abatimento de Detritos de Blocos de Detritos de Detritos	Abatimento de Terra de Blocos de Terra de Terra
	Translacional	Muitas unidades			
Expansões laterais			de rocha	de detritos	de terra
Corridas/escoamentos			de rocha (rastejo profundo)	de detritos	de terra
				Rastejo de solo	
Complexos: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

Fonte: Varnes (1978 *apud* Gerscovich, 2016).

No Brasil, devido ao clima tropical, alguns autores propuseram correções para adequar o sistema de classificação de movimentos (Vargas, 1985; Costa Nunes, 1969, Augusto Filho, 1992). Diante da necessidade de acompanhar o cenário mundial na evolução da classificação de desastres, foi lançada em 2012, pela Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil (SEDEC), a Classificação e Codificação Brasileira de Desastres (COBRADE).

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 de 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 2 traz a classificação dos desastres naturais do grupo geológico, objeto do presente trabalho.

Quadro 2: Classificação e Codificação Brasileira de Desastres – COBRADE (2012).

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/Detrimento	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) adaptado pelo autor.

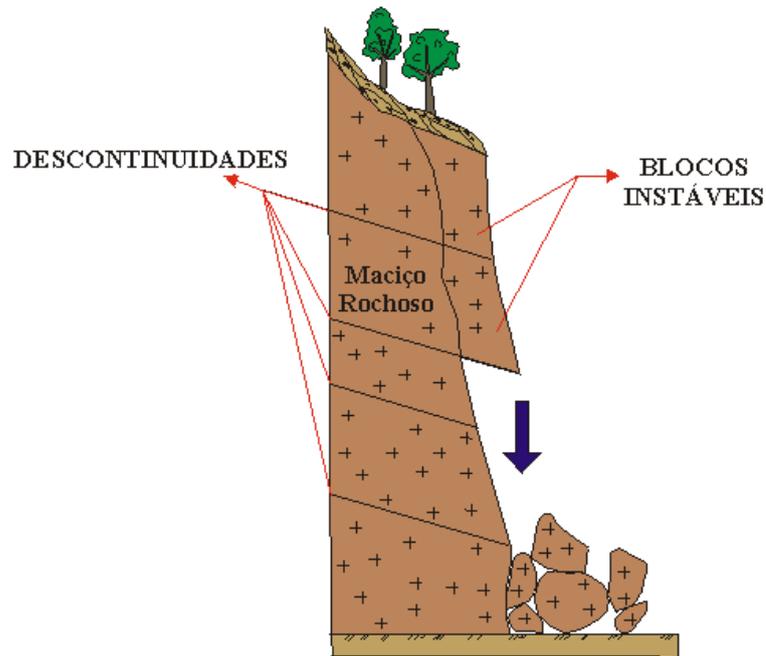
2.1.1 Tipos de Movimentos de Massa

a) Quedas

Os movimentos tipo queda são extremamente rápidos e envolvem blocos e/ou lascas de rochas em movimento tipo queda livre (IPT, 1991), como visto na Figura 1. Segundo Gerscovich (2016) a formação dos blocos tem origem na ação do intemperismo nas fraturas, pressões hidrostáticas nas fraturas, perda de confinamento lateral, decorrentes de obras subterrâneas, vibrações, etc.

Os tombamentos de blocos são movimentos de massa em que ocorre a rotação de um bloco de solo ou rocha em torno de um ponto ou abaixo do centro de gravidade da massa deslocada (COBRADE, 2012). Em geral, são movimentos mais lentos que as quedas e ocorrem, principalmente, em taludes de corte, onde a alteração na geometria acaba desconfinando os planos de fraqueza causando o tombamento das paredes do talude (IPT, 1991).

Figura 1: Queda de blocos



Fonte: UNESP, 2001.

b) Deslizamentos

Deslizamentos, são movimentos rápidos, de duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude.

Para que ocorra um escorregamento é necessário que a relação entre a resistência média ao cisalhamento do solo ou da rocha e as tensões médias de cisalhamento na superfície potencial de movimentação tenha decrescido, de um valor inicial maior que 1 até a unidade, no instante do escorregamento (GUIDICINI e NIEBLE, 2013).

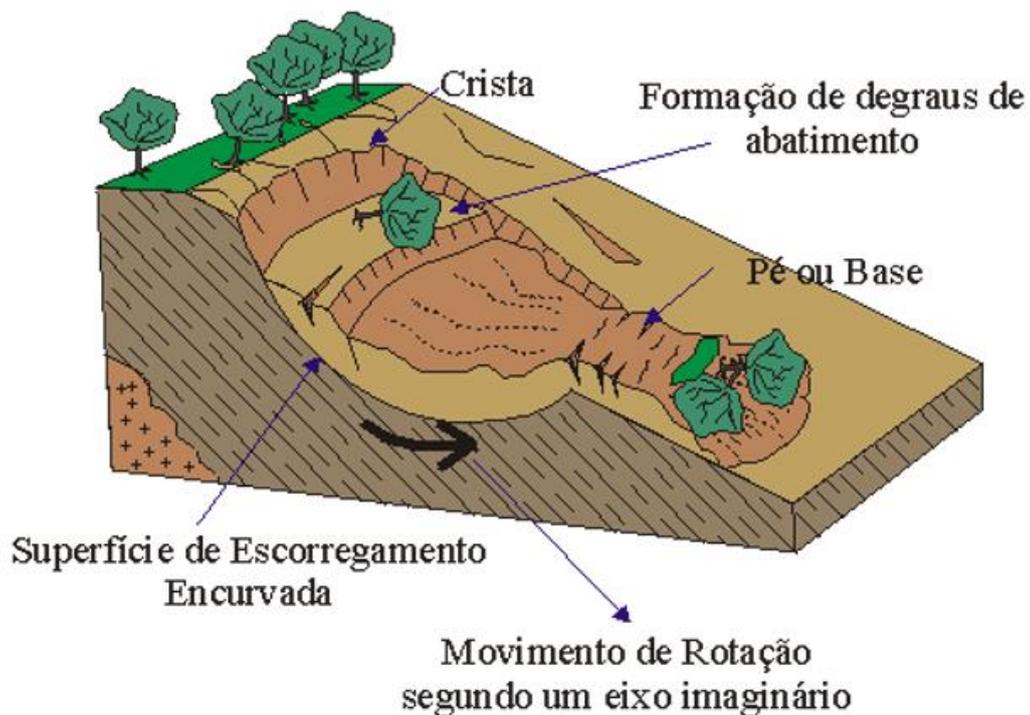
Os escorregamentos podem movimentar solo, solo e rocha ou apenas rocha. A geometria destes movimentos pode ser circular, planar ou em cunha, em função da existência ou não de estruturas ou planos de fraqueza nos materiais movimentados, que condicionam a formação das superfícies de ruptura.

Um tipo de escorregamento comum em encostas ocupadas é o escorregamento induzido, ou seja, aquele cuja deflagração é potencializada pela ação antrópica e que, muitas vezes, mobiliza materiais produzidos pela própria ocupação (aterro, entulho, lixo etc.) (IPT 1991).

- Deslizamento Circular ou Rotacional

Um deslizamento rotacional envolve o deslocamento do material ao longo de uma superfície curva de ruptura, como exemplificado na Figura 2, e é caracterizado pela rotação traseira do bloco escorregado. Normalmente, o escorregamento rotacional ocorre em material desagregado ou fracamente consolidado e varia de dimensões: desde individuais pequenos, como os que ocorrem ao longo das margens fluviais, a múltiplos e maciços, que afetam grandes áreas e causam prejuízos consideráveis (WICANDER e MONROE, 2009).

Figura 2: Deslizamento Rotacional



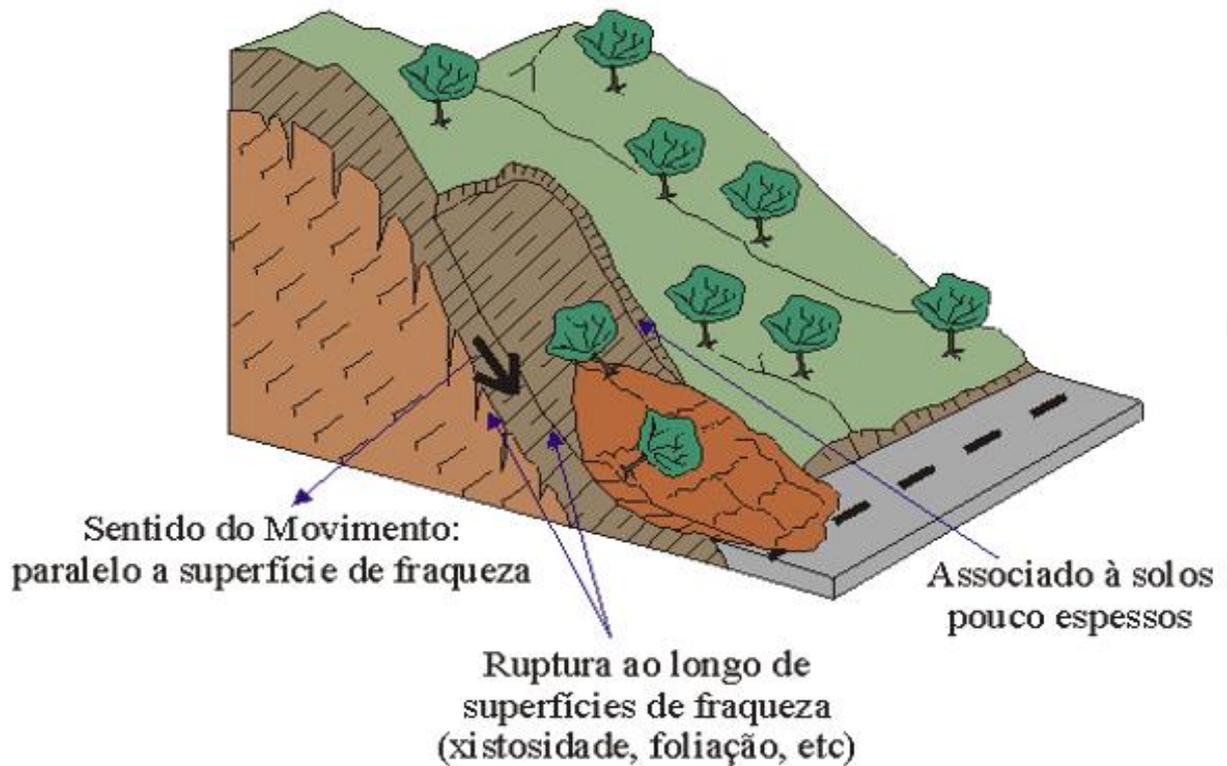
Fonte: UNESP, 2001.

- Deslizamento Planar

Segundo Guidicine e Nieble (2016), os deslizamentos planares são movimentos ao longo de uma superfície plana, em geral, este tipo de movimento é preexistente e condicionado a alguma feição estrutural do substrato. A Figura 3, mostra a massa que escorrega e que, via de regra, apresenta forma tabular. O movimento é de curta duração, velocidade elevada e possui grande poder de destruição.

A superfície de escorregamento começa a aparecer, muitas vezes, no topo da área sujeita à movimentação, na forma de uma linha de destaque aproximadamente circular, continuando ao longo do plano principal de movimentação no interior do maciço (GUIDICINI e NIEBLE, 2013).

Figura 3: Deslizamento Planar

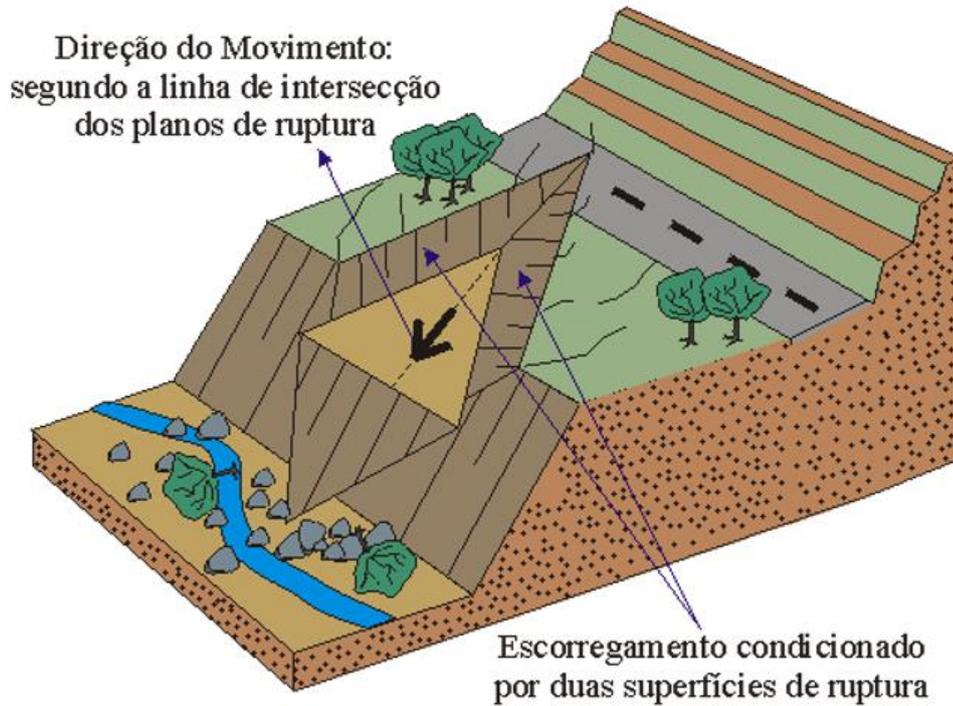


Fonte: UNESP, 2001.

- Deslizamentos em Cunha

Os deslizamentos em cunha estão associados a saprólitos e maciços rochosos, onde a existência de dois planos de fraqueza desfavoráveis a estabilidade, indicados na Figura 4, condicionam o deslocamento ao longo do eixo de intersecção destes planos (CAMPOS, 2011).

Figura 4: deslizamentos em Cunha



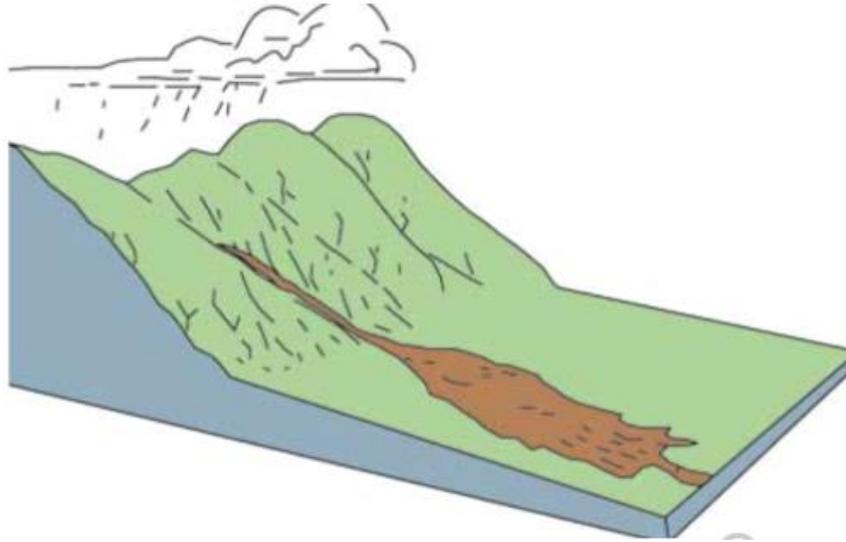
Fonte: UNESP, 2001.

c) Corridas de Massa ou Fluxo de Detritos

Corridas são movimentos de alta velocidade ($>10\text{km/h}$) gerados pela perda completa das características de resistência do solo. A massa de solo passa a se comportar como fluido e os deslocamentos atingem extensões significativas, Figura 5 (GERSCOVICH, 2016).

Uma massa de solo pode se tornar um fluido por simples adição de água, por efeito de vibrações, como ocorre em solos tixotrópicos durante terremotos ou durante a cravação de estacas nas proximidades e também pelo processo de amolgamento no caso de argilas muito sensíveis, como as argilas rápidas (GUIDICINI e NIEBLE, 2013).

Figura 5: Corrida de terra



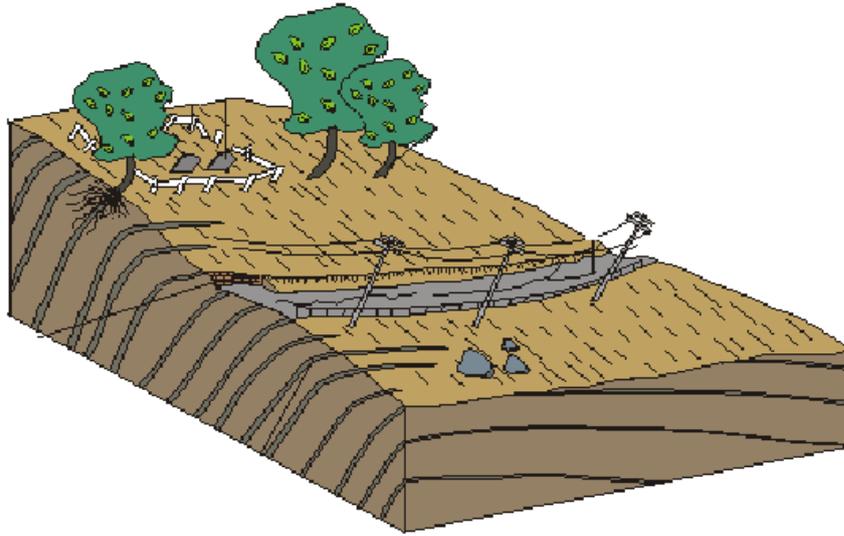
Fonte: LABGEO, 2015.

d) Rastejo

Os rastejos são movimentos lentos, cujo deslocamento resultante ao longo do tempo é mínimo (poucos centímetros/ano), podem ser contínuos ou pulsantes, estando associados a alterações climáticas sazonais (umedecimento e secagem). Este processo não apresenta superfície de ruptura bem definida (plano de movimentação), ou seja, os limites entre a massa em movimentação e o terreno estável são transicionais (IPT, 1991).

Wicander e Monroe (2009), apontam que devido a velocidade desse movimento ser praticamente imperceptível, sua existência só é percebida pela manifestação dos seus efeitos, pode ser observado na Figura 6, árvores e postes de iluminação distorcidos, calçadas e pavimentos rompidos, muros de arrimo ou fundações trincadas, etc.

Figura 6: Rastejo



Fonte: UNESP (2001) adaptado pelo autor.

2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área específica que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. É preciso compreender a natureza da resistência ao cisalhamento para que seja possível analisar os problemas de estabilidade do solo, tais como capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra (DAS e SOBHAN, 2014).

Os solos são capazes de resistir a esforços cisalhantes em decorrência da mobilização da resistência no contato entre grãos, e pela interferência que o arranjo estrutural impõe quando se promove um deslocamento relativo entre as partículas. A resistência entre as partículas depende do atrito entre os grãos e da existência ou não de ligações físico-químicas entre as partículas, a coesão (GERSCOVICH, 2016).

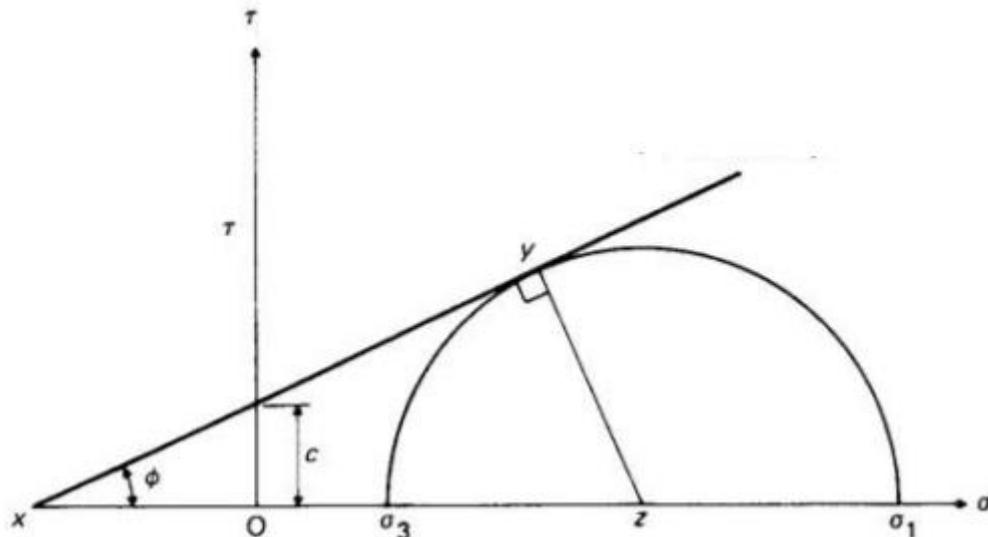
2.2.1 Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) apresentou a teoria para rupturas em materiais. A teoria afirma que um material rompe em decorrência da combinação entre as tensões normal (σ) e de cisalhamento (τ), e não em razão das tensões máxima normal ou de cisalhamento isoladamente (DAS e SOBHAN, 2014).

O critério de Coulomb estabelece que a resistência do solo é dada em uma função linear, instituindo que não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar o valor dado pela expressão $\tau = c + \sigma \cdot \phi$, em que c e ϕ correspondem respectivamente aos parâmetros do solo coesão e coeficiente de atrito (GERSCOVICH, 2016).

Gerscovich (2016) explica que o critério trabalha com o conceito de envoltória de ruptura, representada na Figura 7, 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 7: Representação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Adaptado de Viapiana (2016).

2.2.2 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

2.2.2.1 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). Segundo Marcon (2011), coesão é a resistência que a fração argilosa empresta ao solo mantendo-o coeso, em forma de torrões ou blocos, permitindo o corte de uma porção de solo

mantendo a forma, ou ainda, pode-se definir coesão como a resistência ao cisalhamento de um solo, quando sobre ele não atua pressão externa de confinamento.

A coesão é uma característica típica dos solos finos (argilas ou siltes plásticos), diretamente ligado à consistência. A resistência ao cisalhamento de uma argila pura em determinadas condições de sollicitação, pode ser expressa por $\tau = c$ (BARATA, 1984).

2.2.2.2 Ângulo de Atrito

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). A mobilização da resistência ao atrito entre partículas é análoga ao deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana. A tensão tangencial necessária para provocar o deslizamento do corpo depende da tensão normal e do coeficiente de atrito entre o corpo e o plano (GERSCOVICH, 2016). 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).

2.2.3 Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

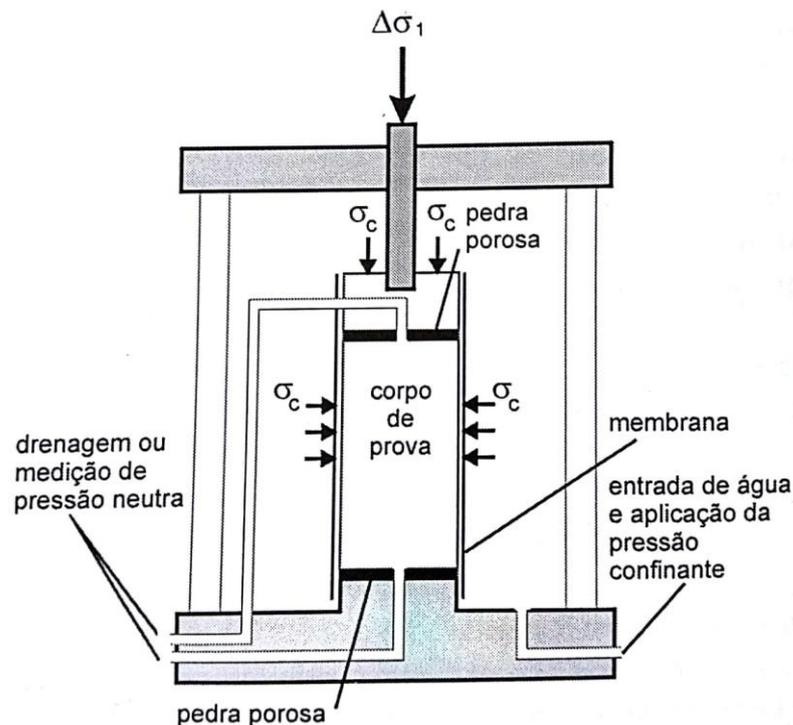
Existem diversos ensaios para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, isto é, coesão e ângulo de atrito. As técnicas mais utilizadas em laboratório são o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial, além desses, existem ainda os ensaios de cisalhamento simples, ensaio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

Os “Ensaio de Campo”, ou “Ensaio *In Situ*”, são executados quando as amostragens indeformadas são difíceis ou até impossíveis de serem obtidas, como é o caso das areias submersas e dos solos extremamente moles (coesão inferior a 5 kPa) (MASSAD, 2010). Neste trabalho, os parâmetros do solo serão obtidos por meio do ensaio *Borehole Shear Test*, que será detalhado a seguir.

2.2.3.1 Ensaio Triaxial

Esse ensaio é o mais 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 8, 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 8: 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.

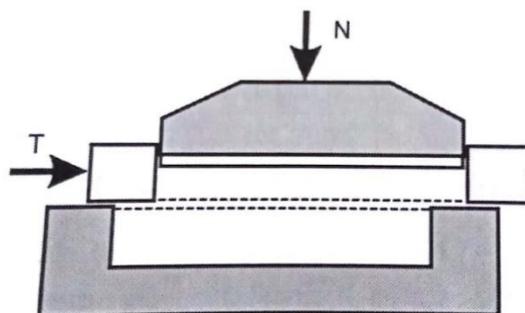
A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a dada deformação axial é medida por um anel dinamométrico ou célula de carga fixada à haste. Geralmente são executados três tipos de ensaios triaxiais padrão, o ensaio adensado drenado (CD), o ensaio adensado não drenado (CU) e o ensaio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

2.2.3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto, segundo Das e Sobhan (2014), é a forma mais antiga para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. O equipamento de ensaio consiste em uma caixa metálica de cisalhamento, no qual o corpo de prova de solo é colocado. Esses corpos podem ter formatos quadrados ou circulares. O tamanho dos corpos de prova geralmente utilizado é de aproximadamente 51 mm x 51 mm ou 102 mm x 102 mm com aproximadamente 25 mm de altura. A caixa é dividida horizontalmente em duas metades. A força normal no corpo de prova é aplicada a partir do topo da caixa de cisalhamento. A tensão normal nos corpos de prova pode ser de até 1050 kN/m². A força de cisalhamento, como indica a Figura 9, é aplicada ao mover uma metade da caixa sobre a outra para provocar a ruptura no corpo de prova de solo.

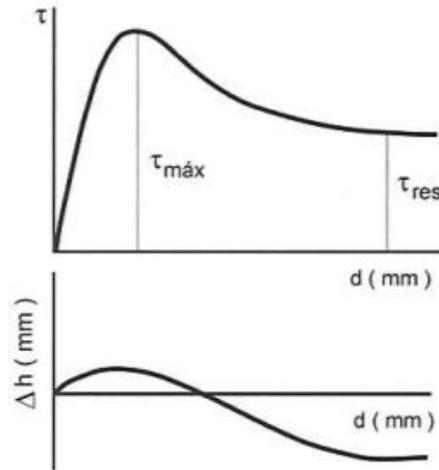
As forças tangencial e normal, divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que nele estão ocorrendo. A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, como se mostra na Figura 10, onde se identificam a tensão de ruptura, $\tau_{\text{máx}}$, e a tensão residual (tensão que o corpo de prova ainda suporta após ultrapassada a situação de ruptura) (PINTO, 2000).

Figura 9: Esquema do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto, 2000.

Figura 10: Representação do resultado típico do ensaio.



Fonte: Pinto, 2000.

Dependendo do equipamento, o ensaio de cisalhamento pode ser de tensão controlada ou de deformação controlada. Nos ensaios de tensão controlada, a força de cisalhamento é aplicada em incrementos iguais e a cada incremento o deslocamento do cisalhamento é medido por um extensômetro horizontal, até que o corpo de prova sofra ruptura. Nos ensaios de deformação controlada, é aplicada uma taxa constante de deslocamento cisalhante em uma metade da caixa por um motor que funciona por meio de engrenagens. A força resistente de cisalhamento pode ser medida por um anel dinamométrico horizontal ou por uma célula de carga. A variação de volume do corpo de prova é obtida de maneira similar em ambos os ensaios, a variação da altura é obtida das leituras do extensômetro que mede o movimento vertical da placa de carregamento superior (DAS e SOBHAN, 2014).

Pinto (2000) afirma que, apesar de não permitir a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e nem do módulo de cisalhamento, o ensaio de cisalhamento direto ainda é muito útil, devido a sua simplicidade, quando se deseja medir simplesmente a resistência, e, principalmente, quando se deseja conhecer a resistência residual.

2.2.3.3 Borehole Shear Test

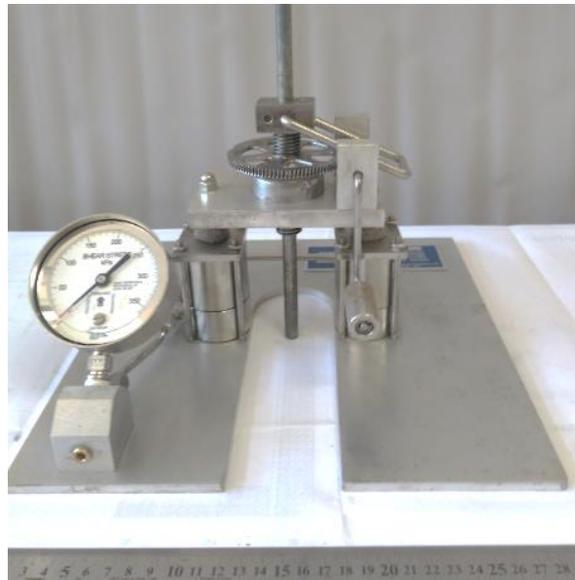
O *Borehole Shear Test* é um ensaio de campo, que se apresenta como uma alternativa para a determinação da coesão e do ângulo de atrito do solo.

Segundo Contessi (2016), o uso deste equipamento no Brasil ainda é pouquíssimo conhecido. A Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) obteve o primeiro BST brasileiro e iniciou pesquisas com a utilização deste equipamento em 2014. A primeira pesquisa publicada utilizando o equipamento foi realizada pelo Laboratório de Mapeamento Geotécnico (LAMGEO) em parceria com o Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres da UFSC.

a) O Equipamento

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 (Figura 11). 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 11: Base de reação do equipamento BST.

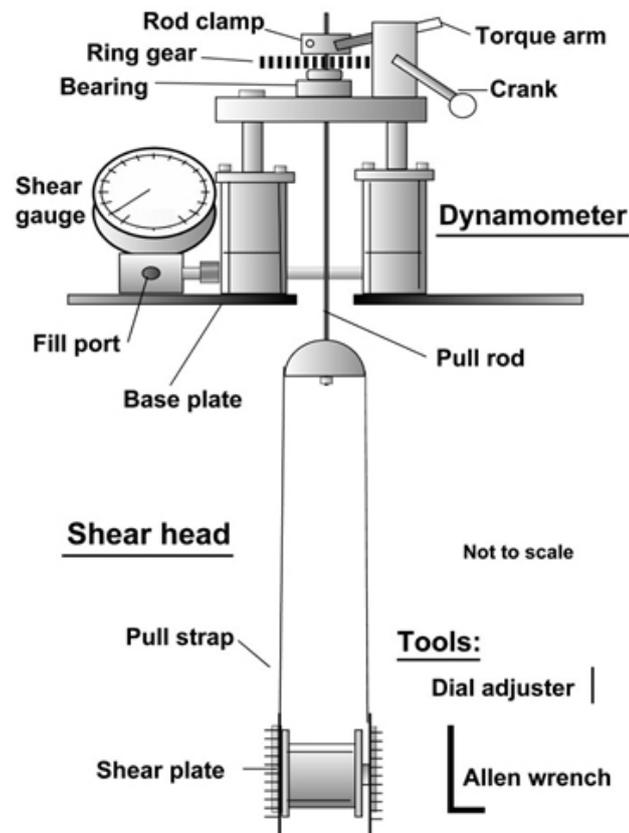


Fonte: LAMGEO, 2017.

A sonda é a parte do equipamento que está em contato direto com o solo. Ela possui um diâmetro total de 85,0mm na região onde os chamados “pratos de cisalhamento” estão, quando estes se encontram expandidos. Estes pratos são superfícies dentadas de metal para haver aderência necessária entre solo e metal e estão diametralmente opostos. No centro da

sonda há um dispositivo que aplica uma força normal aos pratos, fornecendo uma tensão normal denominada como consolidação. Para a aplicação da força, há uma bomba manual de ar, com um manômetro acoplado, esta bomba infla o dispositivo entre os pratos aplicando, então, uma tensão normal ao solo (CONTESSI, 2016). Os detalhes do equipamento são expostos na Figura 12.

Figura 12: Equipamento Borehole Shear Test.



Fonte: Handy Geotechnical Instruments, Inc.

Ainda, tem-se uma bomba de pressão manual, a qual é conectada à sonda cisalhante, permitindo sua expansão de acordo com tensão normal desejada para aplicação no solo Figura 13.

Figura 13: Bomba manual.



Fonte: LAMGEO, 2017.

b) O Ensaio

Inicialmente, deve-se realizar a perfuração do solo por meio de trado, Figura 14. Recomenda-se a utilização de dois trados pedológicos com diâmetros diferentes. O primeiro com 65mm de diâmetro, para verificação do solo, e o segundo com 82mm, para auxiliar na execução do ensaio. Dessa forma, busca-se minimizar a perturbação criada no solo, evitando-se o amolgamento e a perda da estrutura original do solo. A profundidade do furo feito pelos trados é aquela que permite o posicionamento da sonda no horizonte onde se deseja a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (LAMGEO, 2017).

Figura 14: Utilização do trado para execução do furo.



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 15, para que o esforço transmitido seja distribuído adequadamente (LAMGEO, 2017).

Figura 15: 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. 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 16, e deve-se manter o ritmo até que o ponteiro do manômetro indique a tensão máxima de ruptura alcançada.

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 16: Registro do aumento da tensão cisalhante.



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 10cm acima da altura original ou ainda mantendo a mesma posição, mas rotacionando o equipamento em 90 graus (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.

2.3 ESTABILIDADE DE TALUDES

Talude é um termo genérico, compreendendo qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos. Pode ser natural, caso das encostas ou vertentes, ou artificiais, quando construídos pelo homem, caso dos cortes e aterros (FIORI e CARMIGNANI, 2001).

Do ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de força distintos: forças devido ao peso dos materiais, forças devido ao escoamento da água e forças devido à resistência ao cisalhamento. O estudo da estabilidade dos taludes deve, necessariamente, levar em conta o equilíbrio entre essas forças, uma vez que as duas primeiras se somam, e tendem a movimentar a massa de solo encosta abaixo, enquanto a última atua como um freio a essa movimentação (FIORI e CARMIGNANI, 2001).

Para Higashi (2006) deslizamentos em encostas naturais ou escavadas representam um dos fenômenos naturais ou induzidos que mais repercutem na comunidade científica e na sociedade, gerando indagações sobre as causas, e as soluções a serem tomadas para a estabilização ou prevenção. Hoje muito progresso já foi obtido neste campo, porém, os parâmetros que regem a estabilização de encostas são de difícil domínio e por diversas vezes mostram-se diferentes do esperado. Isto pode ser atribuído à gênese do solo envolvido.

2.3.1 Tipos de Taludes

Os taludes são divididos em dois grupos amplamente estudados atualmente, os taludes construídos pelo homem e os taludes naturais, sendo o segundo grupo o objeto de estudo do presente trabalho.

Os taludes construídos pela ação humana resultam de cortes em encostas, de escavações ou de lançamento de aterros. Os cortes e aterros devem ser executados com altura e inclinação adequadas, para garantir a estabilidade da obra. Como as propriedades geotécnicas do solo compactado são conhecidas, os cálculos de estabilidade envolvem menos incertezas se comparados aos dos solos naturais (GERSCOVICH, 2016).

Os taludes naturais podem ser constituídos por solo residual e/ou coluvionar, além de rocha. Os solos residuais permanecem no local em que foram gerados, e os coluvionares são formados como resultado do transporte, tendo como agente principal a ação da gravidade. Os taludes naturais estão sempre sujeitos a problemas de instabilidade, porque as ações das forças gravitacionais contribuem naturalmente para a deflagração do movimento (GERSCOVICH, 2016).

2.3.2 Métodos de Cálculo da Estabilidade de Taludes Finitos

A análise de ruptura circular em taludes finitos, pode ser desenvolvida utilizando métodos como o Método de Rendulic ou da espiral logarítmica, o Método do círculo de atrito ou de Taylor, os Ábacos de Taylor, o Método de Fellenius, o Método de Bishop Simplificado, o método de Morgenstern-Price e os Ábacos de Hoek e Bray. Dentre os citados, as variantes do método sueco mais conhecidas são a proposta de Fellenius e o Método de Bishop simplificado, e portanto, serão abordados mais detalhadamente neste trabalho.

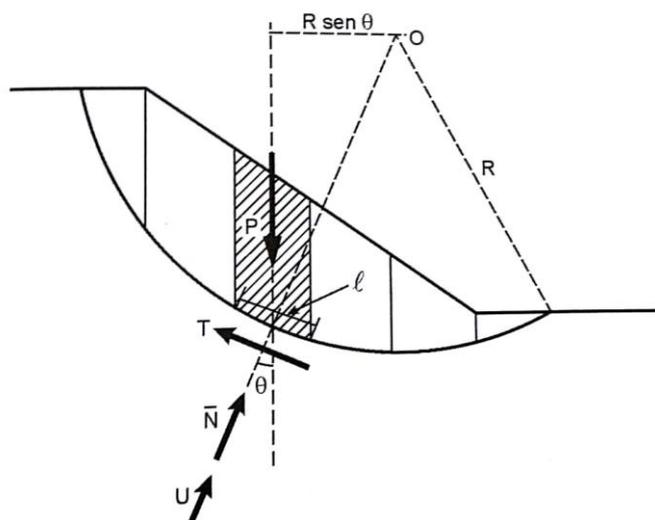
Os métodos de Equilíbrio-Limite partem dos seguintes pressupostos:

- O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- O coeficiente de segurança (F) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

2.3.2.1 Método Sueco ou das Fatias

A Figura 17, ilustra uma lamela genérica, com a indicação das forças e dos parâmetros envolvidos na análise de estabilidade de cada fatia. O Equilíbrio das forças ainda envolve o peso (P) da lamela; as forças resultantes das pressões neutras, tanto na base (U) quanto nas faces da lamela (MASSAD, 2010).

Figura 17: Método sueco ou das lamelas.



Fonte: MASSAD, 2010.

No estudo da estabilidade de taludes naturais, e de taludes de barragens de terra, costuma-se definir o fator de segurança (F) como a relação entre a resistências ao cisalhamento do solo (s) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ), esta última obtida por meio das equações de equilíbrio, isto é,

$$F = \frac{s}{\tau}$$

Eq: 1

s , em termos de tensões efetivas, é dada por:

$$s = c' + \sigma' \cdot tg\varphi'$$

Eq: 2

Onde:

s = resistência ao cisalhamento do solo;

c' = coesão efetiva;

σ' = tensão efetiva;

φ' = ângulo de atrito efetivo.

A força T mede a resistência mobilizada, que pela equação (Eq: 1), é uma fração da resistência total ao cisalhamento, isto é,

$$T = \tau \cdot \ell = \frac{1}{F} \cdot s \cdot \ell$$

Eq: 3

em que ℓ é o comprimento da base de uma lamela. Logo, tendo em vista a equação (Eq: 2):

$$T = \frac{1}{F} \cdot (c' \ell + \bar{N} \cdot tg\varphi')$$

Eq: 4

pois $\bar{N} = \sigma' \cdot \ell$ é a força normal “efetiva”, atuante na base da lamela.

Para a dedução da fórmula do coeficiente de segurança o primeiro passo é escrever a equação de equilíbrio dos momentos atuantes e resistentes. O momento das forças atuantes é dado por:

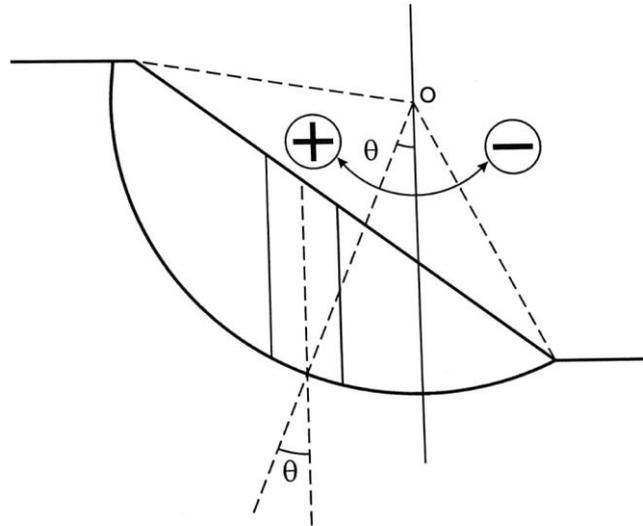
$$\sum (P \cdot R \cdot \text{sen}\theta)$$

e, o momento das forças resistentes:

$$\sum (T \cdot R)$$

ambas tomadas em relação ao centro do círculo de ruptura. A Figura 18 traz a convenção de sinais adotada para θ .

Figura 18: Convenção de sinais do ângulo θ .



Fonte: MASSAD, 2010.

Assim, igualando-se os momentos atuante e resistente, tem-se:

$$\sum (P.R. \text{sen}\theta) = \sum (T.R)$$

como R é constante, e tendo-se em conta a equação (Eq: 4):

$$F = \frac{\sum (c' \cdot \ell + \bar{N} \cdot \text{tg}\varphi')}{\sum (P. \text{sen}\theta)}$$

Eq: 5

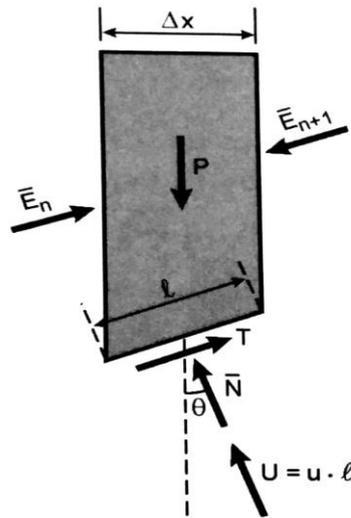
Esta expressão permite o cálculo do coeficiente de segurança, associado ao arco de circunferência em análise, linha potencial de ruptura, e é válida para os dois métodos, Fellenius e Bishop Simplificado.

2.3.2.2 Método de Fellenius

Fellenius desenvolveu este método, conhecido por método sueco ou das fatias, baseado na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de seção circular, sendo esse volume dividido em fatias verticais (GUIDICINI e NIEBLE, 2013).

A aplicação da equação (Eq: 5) requer o conhecimento das forças normais às bases das lamelas (\bar{N}). No método de Fellenius, este objetivo é atingido fazendo-se o equilíbrio das forças na direção da normal à base da lamela (direção do raio do círculo de ruptura), Figura 19.

Figura 19: Lamela de Fellenius.



Fonte: MASSAD, 2010.

Disso resulta:

$$\bar{N} + U = P \cdot \cos\theta$$

ou:

$$\bar{N} = P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta$$

Eq: 6

A substituição da equação (Eq: 6) em (Eq: 5) permite o cálculo do coeficiente de segurança F , obtém-se:

$$F = \frac{\sum [c' \cdot \ell + (P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta) \cdot \operatorname{tg}\phi']}{\sum (P \cdot \operatorname{sen}\theta)}$$

Eq: 7

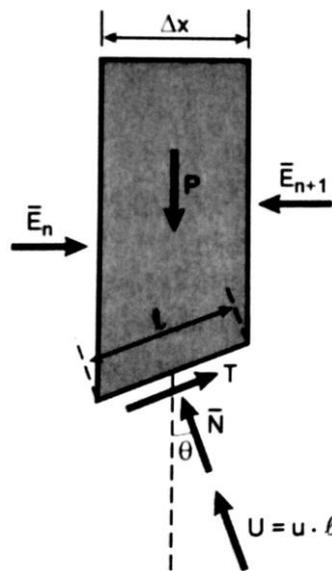
Segundo Faïçal (2010), o método de Fellenius pode levar a graves erros, devido a forma como trata as pressões neutras. Na realidade, as forças resultantes das pressões neutras atuam também nas faces entre as lamelas. Como são forças horizontais, elas têm componentes na direção da normal à base das lamelas, direção de equilíbrio das forças. Na prática, pressões neutras elevadas implicam valores de \bar{N} negativos, quando então são tomados como nulos para a sequência dos cálculos.

2.3.2.3 Método de Bishop Simplificado

Este método foi proposto por Bishop (1995) e considera a análise da estabilidade de um talude, utilizando a divisão da cunha de escorregamento em diversas fatias. Na realidade, representa uma modificação do método de Fellenius, levando em conta as reações entre as fatias vizinhas, \bar{E}_n e \bar{E}_{n+1} . Segundo Rogério (1977), o método de Fellenius leva a uma superestimação do fator de segurança da ordem de 15% em relação ao de Bishop (FIORI e CAMIGNANI, 2011).

No método de Bishop, o equilíbrio de forças é feito na direção vertical conforme indicado na Figura 20.

Figura 20: Lamela de Bishop.



Fonte: MASSAD, 2010.

Tem-se, pois:

$$(\bar{N} + U) \cdot \cos\theta + T \cdot \text{sen}\theta = P$$

ou, da equação (Eq: 4):

$$\bar{N} = \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg}\theta}{F}}{\cos\theta + \frac{\text{tg}\varphi' \cdot \text{sen}\theta}{F}}$$

Eq: 8

que, substituída na (Eq: 5), permite o cálculo de F , por processo iterativo (uma vez que \bar{N} é função de F , que se procura). A substituição da equação (Eq: 8) em (Eq: 5) resulta em:

$$F = \frac{\sum [c' \cdot \ell + \frac{P - u \cdot \Delta x - c' \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \theta / F}{\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi' \cdot \operatorname{sen} \theta / F}]}{\sum P \cdot \operatorname{sen} \theta}$$

Eq: 9

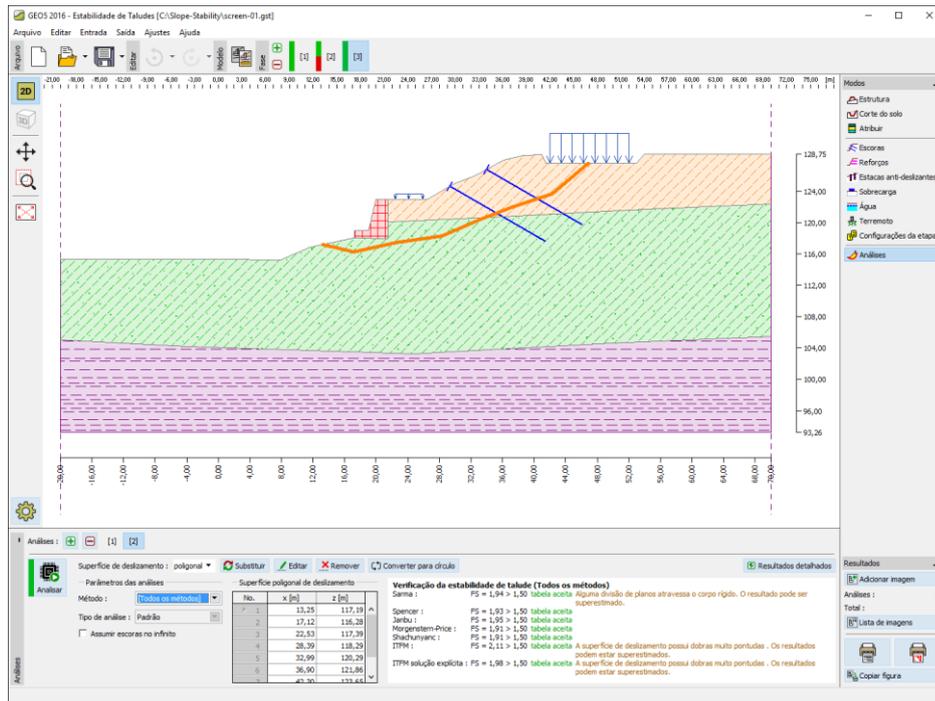
O cálculo iterativo do fator de segurança F é feito da seguinte forma: adota-se um valor inicial F_1 , extrai-se um novo valor do coeficiente de segurança F_2 da equação (Eq: 9), que é comparado ao inicial F_1 . Para problemas correntes, basta obter precisão decimal no valor de F . Se a precisão desejada não foi atingida, repete-se o procedimento. Entra-se com o valor F_2 na equação (Eq: 9), extrai-se um novo valor do coeficiente de segurança F_3 , e assim por diante, até obter a precisão desejada.

2.3.3 Softwares para a determinação do Fator de Segurança de Taludes Finitos

O crescente estudo a respeito da estabilidade de encostas despertou o interesse de diversas empresas atuantes na área da engenharia e geotecnia. A infinidade de cenários possíveis a serem verificados fez com que grandes empresas desenvolvessem softwares para análise da estabilidade de taludes em geral. Os programas Estabilidade de Taludes, SLOPE/W e MACSTARS® 2000 têm a capacidade de calcular fatores de segurança para encostas variando os parâmetros do solo e até sua interação com a ação da água. Dentre os citados, o software Estabilidade de Taludes é o único que não possui versão gratuita. O SLOPE/W, em sua versão gratuita, apresenta algumas limitações relativas a complexidade das análises que se deseja executar. Por esse motivo, o programa utilizado no presente trabalho foi o MACSTARS® 2000 da empresa Maccaferri.

O programa Estabilidade de Taludes, da empresa Fine, (disponível em www.finesoftware.com.br) permite a análise da estabilidade de taludes (aterros, muros de solo reforçado, estruturas com reforço ancorado, etc.). A superfície de deslizamento é considerada circular (métodos: Bishop, Fellenius/Petterson, Janbu, Morgenstern-Price ou Spencer) ou poligonal, (métodos: Sarma, Janbu, Morgenstern-Price ou Spencer), Figura 21.

Figura 21: Análise da estabilidade de talude (superfície de deslizamento poligonal).

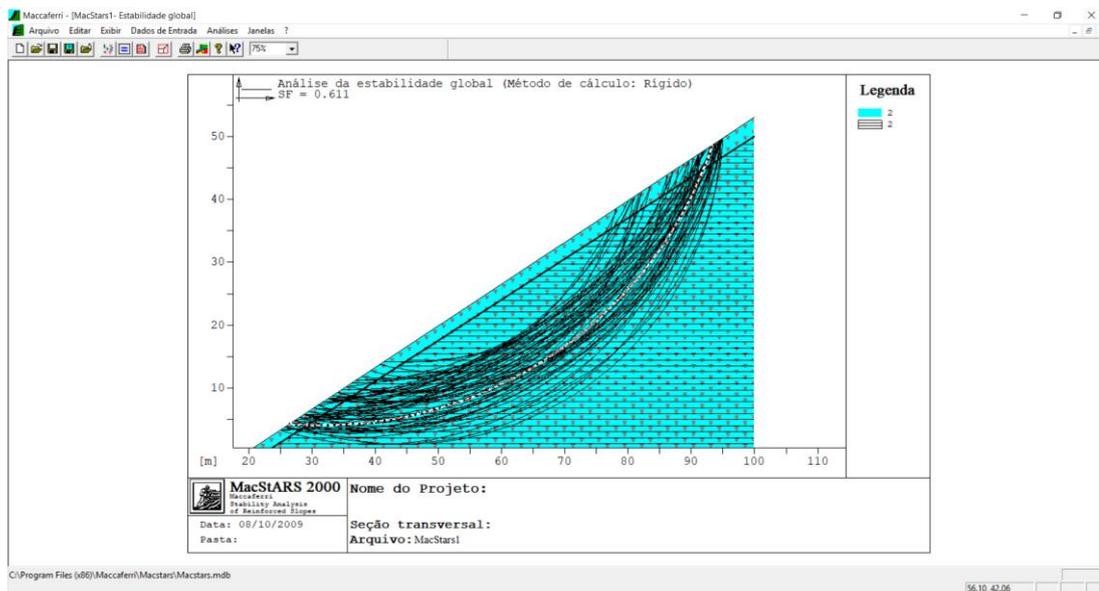


Fonte: Fine Software (2018).

O SLOPE/W da GEO-SLOPE é um software utilizado na análise de estabilidade em solos em declive para o cálculo do fator de segurança das pistas de terra e rocha. Com SLOPE/W, é possível analisar simples e complexos problemas para uma variedade de formas de desnível da superfície, condições de pressão da água dos poros, propriedades do solo, métodos de análise e condições de carga. Usando equilíbrio limite, SLOPE/W pode modelar os tipos de solo heterogêneos, complexas condições de pressão e geometria da superfície estratigráfica, e variáveis da pressão da água nos poros, utilizando uma grande variedade de modelos de solo (Disponível em <http://www.software.com.br/p/slope-w>).

O programa MACSTARS® 2000 é um software, desenvolvido pela empresa Maccaferri, utilizado na verificação da estabilidade de solos reforçados e não reforçados. O programa permite a análise do problema a partir do Método do Equilíbrio Limite (Bishop e Janbu), como indicado na Figura 22. A verificação da estabilidade interna permite ao usuário determinar o projeto da estrutura de retenção, ou seja, as unidades de retenção necessárias. No presente trabalho, o software MACSTARS® 2000 será utilizado para verificar a estabilidade de taludes naturais, não reforçados, localizados em Florianópolis.

Figura 22: Superfícies de ruptura de taludes traçadas pelo software utilizando o método de Bishop.



Fonte: Autor.

2.4 SISTEMA 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.

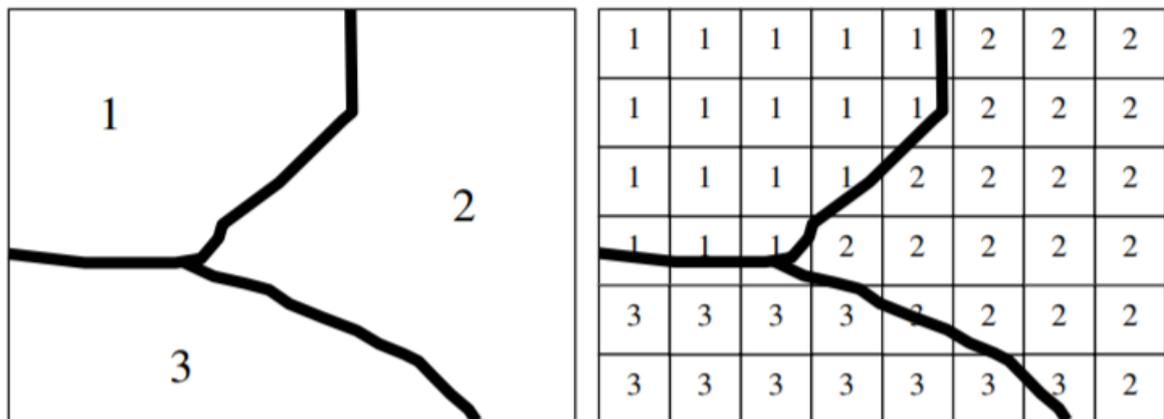
2.4.1 Dados de um SIG

As estruturas de dados para campos temáticos admitem tanto a representação matricial quanto a vetorial. Para a produção de cartas e em operações onde se requer maior precisão, a representação vetorial é mais adequada (HIGASHI, 2006).

Por representar a superfície ponto a ponto, via de regra, os arquivos em formato matricial resultam em arquivos maiores. Isso por que quando convertido para o formato vetorial, cada pixel de igual valor será unificado formando um mesmo polígono (CHRIST, 2014).

Na Figura 23 é possível observar como ocorre o processo de vetorização. É notável que a transição entre unidades acontece de forma mais suave no modelo matricial.

Figura 23: Processo de vetorização de um elemento matricial.



Fonte: Higashi, 2006.

2.5 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

De acordo com a UNESCO (1976), 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.

O mapeamento geotécnico pode ser definido como uma metodologia, em que sob forma de um mapa são representadas as principais características geomecânicas do solo, podendo ser utilizado na previsão do comportamento de polígonos de solos chamados de unidades geotécnicas, o que possibilita a sua aplicação em projetos ambientais e de engenharia (HIGASHI, 2006). Cada unidade geotécnica requer um tratamento específico para seu uso,

visando evitar problemas decorrentes da ocupação inadequada, aproveitar melhor suas características e gerar um desenvolvimento sustentado do meio físico (SANTOS, 1997).

Segundo Higashi (2006), o desenvolvimento de metodologias de mapeamento geotécnico vem sendo bastante discutido durante os últimos anos. Inúmeros pesquisadores desenvolveram metodologias diferentes com o objetivo de mapear o comportamento dos solos. Dentre elas cita-se o Método de Moldenhawer (1919), o Esquema Groschopf (1951), a Metodologia de Gwinner, a Metodologia ZERMOS (Zonas Expostas a Riscos de Movimentos do Solo) e a Metodologia IAEG (International Association Engineering Geology). No Brasil, apesar da grande quantidade de metodologias, a de maior destaque é a proposta por Davison Dias (1985), que será apresentada a seguir.

2.5.1 Metodologia Davison Dias (1987)

A metodologia proposta por Davison Dias (1995) surgiu a partir da necessidade de caracterizar grandes áreas de solos tropicais, onde não se tem a possibilidade de realizar um grande volume de ensaios geotécnicos. Sugere o cruzamento dos mapas litológico, oriundo de um mapa geológico, e pedológico para a definição preliminar das unidades geotécnicas com semelhante comportamento do solo relacionando-o com a sua gênese (SBROGLIA, 2015).

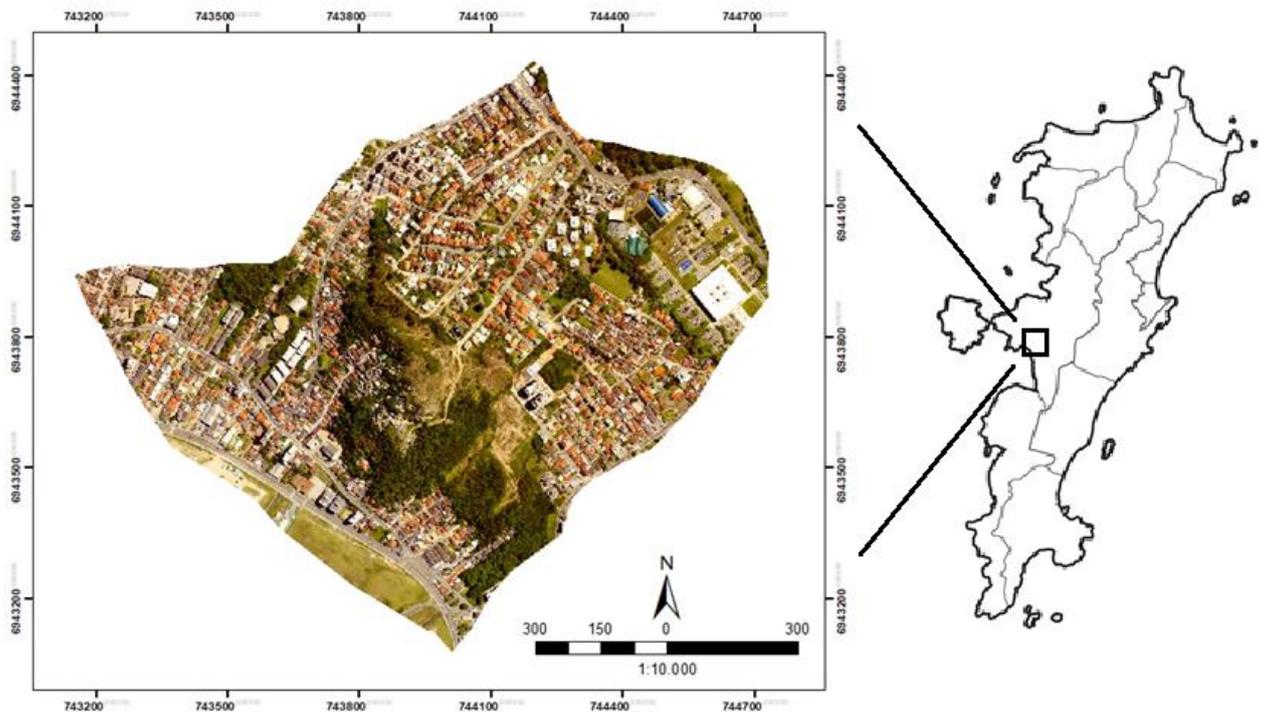
Através da Geomorfologia, norteadada pela Pedologia, o mapa possibilita a modelagem de seqüências topográficas típicas para cada região de estudo, baseada em curvas de nível e geologia local. Levando-se em consideração que existem variações dos tipos de solos de acordo com a declividade, indiretamente esta metodologia utiliza-se das feições de relevo (landforms) de Zuquette (1987) para caracterizar o solo (HIGASHI, 2006).

Higashi (2006) alerta ainda que as propriedades do solo podem variar de local para local e, portanto, os resultados obtidos através dessa metodologia devem ser usados apenas como subsídio para a estimativa de um comportamento do solo, não podendo ser usados como valores de projeto.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo escolhida para o desenvolvimento deste trabalho é localizada na região central da cidade de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina, situada entre os paralelos $27^{\circ}36'7,531''$ e $27^{\circ}36'51,719''$ de Latitude Sul e entre os meridianos de $48^{\circ}31'13,151''$ e $48^{\circ}32'10,825''$ de Longitude a Oeste de Greenwich com $1,2\text{km}^2$, conforme a Figura 24. A área de estudo apresenta o limite entre os bairros Saco dos Limões e Carvoeira. A região apresenta intenso fluxo de veículos durante todo o dia, pois nela se encontra a Rua Capitão Romualdo de Barros, uma das principais vias de acesso à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Na Figura 24, observa-se que a área em questão se encontra em avançado estado de urbanização, com poucos pontos onde a vegetação pode ser verificada.

Figura 24: Recorte da área de estudo.



Fonte: Autor.

3.1 CLIMA

Pandolfo *et al.* (2002) menciona que Florianópolis, segundo o sistema de classificação climática de Köepen, está caracterizada como clima mesotérmico úmido, sem estação seca, do

tipo Cfa. Clima Subtropical cuja temperatura média do mês mais frio é inferior a 18°C e a temperatura média do mês mais quente é superior a 22°C. Apresenta verões quentes, geadas pouco frequentes e tendência de concentração das chuvas nos meses de verão, contudo sem estação seca definida. A Tabela 1 apresenta as principais características climatológicas para a cidade de Florianópolis.

Tabela 1: Características climáticas de Florianópolis.

Meses	Temp. Média °C	Temp. Máx abs °C	Temp. Min abs °C	Prec. Total (mm)	Prec. Máx em 24h (mm)	Dias de Chuva (n°)	Umidade Relat. (%)	Veloc. Vento (m/s)	Direção Ventos Pred.
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
Anos Obs.	90	72	71	90	70	62	90	78	58

Fonte: EPAGRI (2007) apud Odreski (2012).

O Sul é uma região sujeita a passagem da frente polar em frontogênese, tornando a região apta a 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).

3.2 GEOLOGIA E PEDOLOGIA

Santos (1997) afirma que a Ilha de Santa Catarina pode ser descrita como um conjunto de rochas cristalinas, granitóides e vulcanitos associados, cortados localmente por diques de diabásio sobrepostos por coberturas sedimentares recentes, relativas aos eventos

Terciários/Quaternários. As rochas cristalinas constituem os morros, formando um conjunto de elevações na direção nordeste por toda a ilha, conferindo aspecto alongado à mesma.

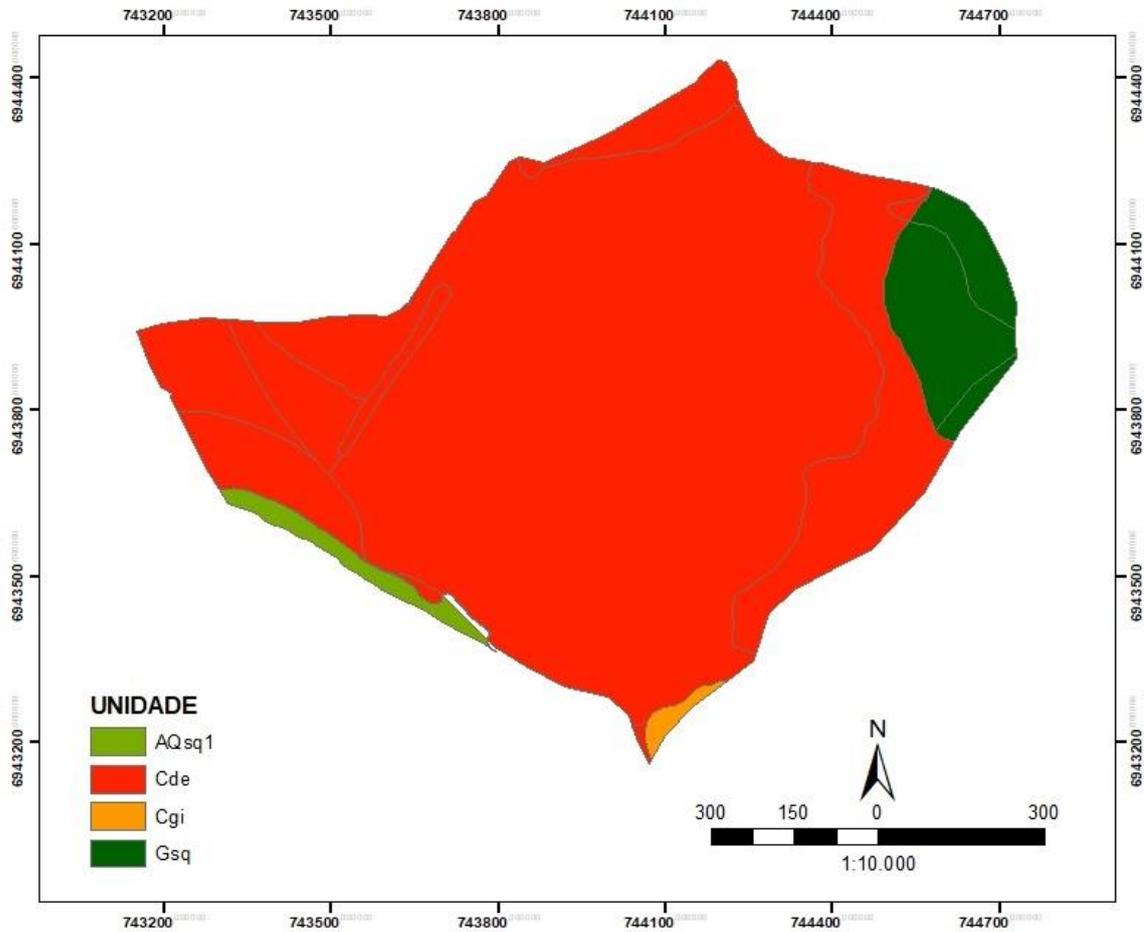
Esses morros, servem como barreiras para depósito de material sedimentar, muitas vezes provenientes dos próprios morros. Os granitóides afloram sob a forma de matacões de médio e grande porte e lajeados, geralmente apresentando alteração superficial bastante pronunciada responsável por um horizonte C bastante espesso, solo residual. Os depósitos sedimentares possuem diferentes características e gêneses e formam as baixadas e planos da ilha (SANTOS, 1997).

Na área de estudos, de acordo com o Mapa de Solos do Município de Florianópolis, são encontrados os seguintes tipos de solo, Podzólico Vermelho-Amarelo álico, Areia Quartzosa Marinha álica e Gleissolo.

3.3 MAPA GEOTÉCNICO

Santos (1997) desenvolveu um estudo que resultou no mapeamento geotécnico de Florianópolis na escala 1:25.000, seguindo os conceitos estabelecidos na metodologia proposta por Dias (1995). É constituído por 17 unidades geotécnicas e está georreferenciado no Datum SAD 69. Na área de estudos delimitada são encontradas as unidades geotécnicas Cambissolo de substrato granito ilha, Cambissolo depósito de encosta, Areia Quartzosa Marinha substrato sedimentos quaternários e Gleissolo substrato sedimentos quaternários, Figura 25.

Figura 25: Recorte do mapa geotécnico de Florianópolis de Santos (1997).



Fonte: Autor.

3.3.1 Descrição das Unidade Geotécnicas Presentes na Área de Estudo

a) Cambissolo de substrato granito ilha - Cgi

Segundo Higashi (2006), os Cambissolos são originados de grande variedade de materiais e são encontrados sob condições climáticas diversas. Cristo (2002) argumenta que por sua baixa intemperização, apresentam processos pedogenéticos pouco expressivos, por isso tem pequeno incremento de argila, com cerosidade praticamente ausente, apresentando minerais parcialmente alterados, com fracos agrupamentos estruturais desenvolvidos no horizonte B.

Os cambissolos de substrato granito são solos minerais hidromórficos, bem drenados. Sua textura é variada e não apresenta argila de atividade alta em função do material de origem. Ocorrem próximo ao topo dos morros, num relevo montanhoso que impede o desenvolvimento

do horizonte B. Apresentam grande número de matacões dispersos em seu meio, sendo esse o fato causador dos maiores problemas geotécnicos dessa unidade (SANTOS, 1997).

O Granito Ilha é considerado como uma denominação local correlacionável ao Granito Serra do Tabuleiro, devido à grande semelhança petrográfica e geoquímica entre essas unidades. Esta unidade é a segunda maior em área encontrada na área de estudos.

b) Cambissolo de substrato depósitos de encosta - Cde

São constituídos por sedimentos inconsolidados, com grande variação granulométrica, incluindo depósitos areno-argilosos e areno-siltico argilosos, com estratificação incipiente ou ausente, incluindo depósitos in situ (KAUL et al., 2002). 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.

Santos (1997) afirma que nessa unidade o horizonte B pode apresentar argila de alta atividade, se o material de origem for do horizonte C de diabásio. Apesar de não ser hidromórfico, pode apresentar horizontes Glei a profundidades maiores que 60 cm. Ocorrem na região de transição entre o morro e a planície. Sua textura é bastante variável em função do material de origem e da energia de transporte das partículas. Quanto mais energético o transporte, maior o diâmetro transportado, podendo ocorrer matacões na massa de solo. A unidade Cambissolo depósito de encosta é a unidade que apresenta maior área em relação à área de estudo.

c) Areia Quartzosa Marinha substrato sedimentos quaternários – AQsq1

De acordo com Santos (1997) esse tipo de Areia Quartzosa é característico de regiões mais planas da ilha. Trata-se de um material de cor acinzentada que possui estrutura solta, seja seca ou úmida. No mapa Geológico do IBGE (escala 1:50.000) aparece como substrato, sedimentos areno-siltico-argilosos de baías e lagunas.

Essa classe é constituída por solos não hidromórficos provenientes de sedimentos areno-quartzosos não consolidados, muito arenosos, de origem marinha. Geralmente apresentam sequência de horizontes A, C de coloração cinza claro. O horizonte A possui tonalidade mais escura mas nem sempre está presente. As espessuras, em geral são superiores a 2m e a aparência do perfil é bastante homogênea e são solos bem drenados (SANTOS, 1997).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento desse solo, obtidos por Santos (1997), foram coesão nula e ângulo de atrito entre 27° e 29°, típico de um material arenoso com poucos finos.

d) Gleis substrato sedimentos quaternários - Gsq

O solo Gleis constitui a classe dos solos hidromórficos com argila de atividade alta, caracterizados pela presença de um horizonte subsuperficial de coloração tipicamente acinzentado com ou sem mosqueado. A coloração cinzenta é devida à redução dos óxidos de ferro, que se processa em ambiente encharcado, portanto, anaeróbico, principalmente em áreas planas e de baixadas. As cores mosqueadas, geralmente com matizes bruno, amarelado e/ou avermelhado destacam-se sobremaneira no material de fundo acinzentado no horizonte Gleis, e são devidas a processos de oxidação parcial dos óxidos de ferro com a oscilação do lençol freático (SANTOS, 1997).

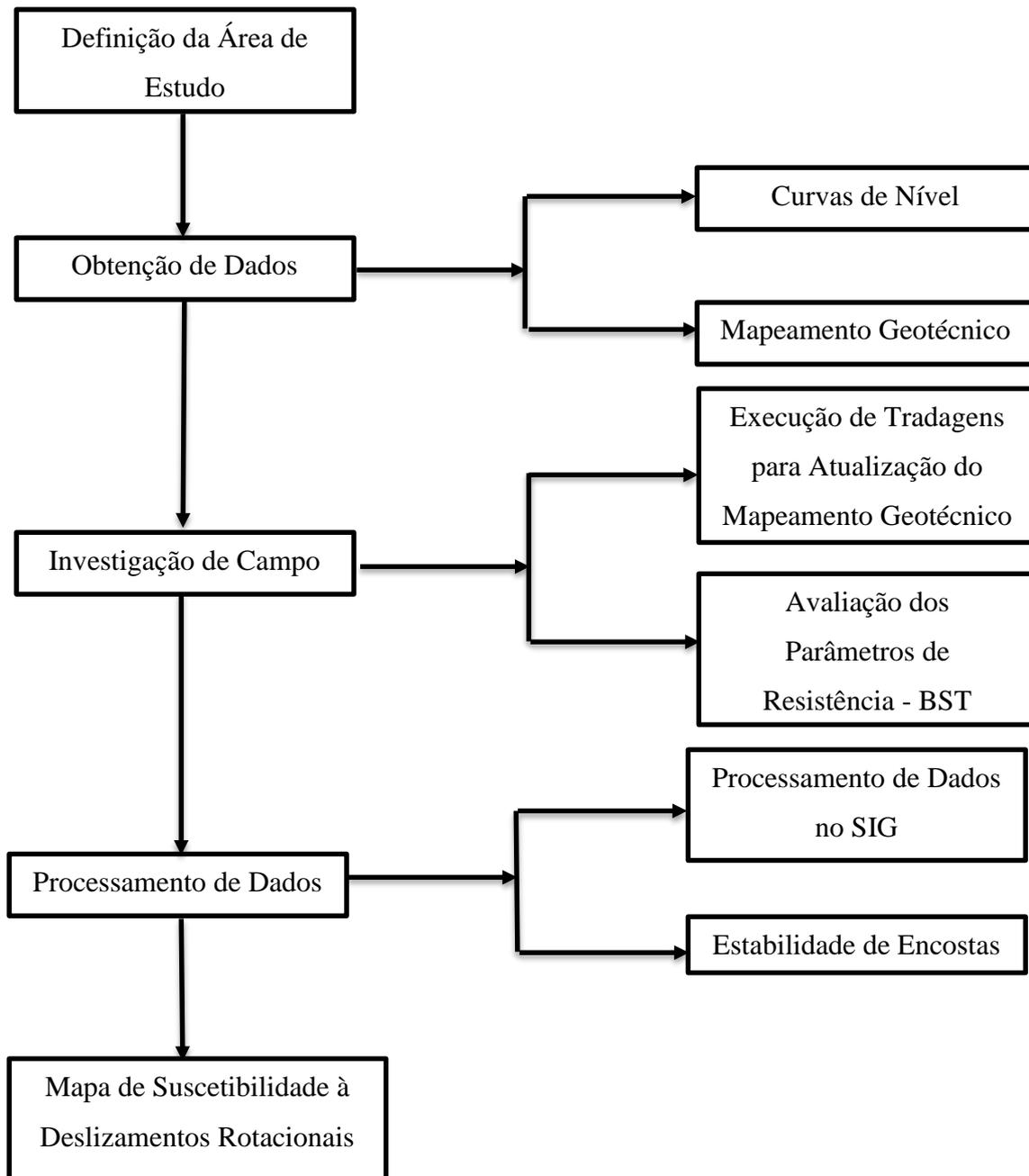
Dada a sua localização em áreas normalmente planas de baixada, são solos mal ou muito mal drenados, nos quais o lençol freático, em condições naturais, pode-se manter próximo à superfície do terreno. Apresentam uma sequência de horizontes do tipo A/C gleizado. Normalmente não apresentam incremento nos teores de argila do horizonte A para C gleizado, podendo os teores desta ser bastante homogêneos ao longo de perfil ou até decrescerem em profundidade.

É um solo que possui baixa capacidade suporte e apresenta recalques consideráveis quando carregado. Essa característica é importante no processo de construção de aterros sobre solos moles, pois permite a rápida mobilização da resistência ao cisalhamento do solo.

4 MÉTODO

A elaboração do presente trabalho seguiu a estrutura apresentada no fluxograma da Figura 26. Neste capítulo, cada item será apresentado a fim de detalhar a metodologia utilizada.

Figura 26: Fluxograma de metodologia aplicada.



Fonte: Autor.

4.1 OBTENÇÃO DE DADOS

Para elaboração do presente trabalho, inicialmente, foi realizada uma busca por materiais que servissem de subsídios para o estudo. Nesta etapa, foram obtidos os seguintes mapas:

- Geotécnico de Florianópolis
- Planialtimétrico

O mapa geotécnico de Florianópolis foi elaborado por Santos (1997), em escala 1:25.000, seguindo os conceitos estabelecidos na metodologia proposta por Dias (1995). É constituído por 17 unidades geotécnicas e está georreferenciado no Datum SAD 69.

O mapa planialtimétrico e o levantamento aerofotogramétrico foram desenvolvidos pela Secretaria do Estado de Desenvolvimento Sustentável (SDS). O planialtimétrico teve sua atualização realizada no ano de 2012, está georreferenciado no Datum WGS 84 e apresenta escala 1:10.000. Além disso, foi utilizada a orto foto obtida do levantamento aerofotogramétrico realizado no ano de 2002, georreferenciado no Datum SIRGAS 2000 e apresenta escala 1:10.000.

4.2 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

Após conhecimento e localização das unidades geológicas presentes na área de estudo, iniciaram-se as tradagens para atualização do mapeamento geotécnico e os ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, do solo.

4.2.1 Execução de Tradagens para atualização do Mapeamento Geotécnico

A investigação de campo foi iniciada com a execução de tradagens em diversos pontos da área de estudo com a finalidade de auxiliar na atualização do mapeamento geotécnico da região. A maioria das tradagens foi realizada na unidade geotécnica Cambissolo depósito de encosta, uma vez que esta apresenta a maior variedade de inclinações e é a unidade com maior área.

As tradagens foram realizadas com um trado pedológico, como mostra a Figura 27, até a profundidade de 1,0m com o objetivo de identificar a ocorrência de transição entre os horizontes A e B e, se possível, e verificar a profundidade da mesma.

Figura 27: Execução da perfuração com trado pedológico e coleta de amostra.



Fonte: Autor.

4.2.2 Avaliação dos Parâmetros de Resistência – Borehole Shear Test

O ensaio *Borehole Shear Test* foi executado nas unidades geotécnicas, Cambissolo substrato granito ilha (Cgi) e Cambissolo depósito de encosta (Cde), presentes nas regiões de relevo ondulado e forte ondulado da área de estudo.

Primeiramente, utilizando um trado pedológico, foram realizadas as perfurações até a profundidade de 50 cm. Em seguida, as perfurações foram inundadas e assim permaneceram por 10 minutos para que fosse possível simular uma condição saturada no momento do ensaio.

Figura 28: Perfuração com trado pedológico e preenchimento do furo com água.



Fonte: Autor.

Em cada ponto, a sonda foi posicionada e aplicou-se a menor tensão normal efetiva desejada, 20kPa. Para essa tensão, o tempo de espera foi de 10 minutos para que houvesse a consolidação do material e, por fim, como indicado na Figura 29, foi aferida a máxima tensão cisalhante para o primeiro estágio com o arranchamento da sonda.

Figura 29: Obtenção da tensão máxima cisalhante para a primeira tensão efetiva.



Fonte: Autor.

Para prosseguir ao segundo estágio do ensaio, a sonda foi retirada para limpeza de suas placas de cisalhamento e o equipamento reposicionado à mesma profundidade, porém rotacionado em aproximadamente 20 graus. No segundo estágio, foi aplicada a tensão normal efetiva de 40kPa e o tempo de consolidação do material foi de 5 minutos. Então, aferiu-se a tensão cisalhante máxima, retirou-se a sonda da perfuração, foi feita a limpeza das placas cisalhantes e o aparelho reposicionado rotacionado em aproximadamente 20 graus.

Este processo foi executado novamente para as tensões normais efetivas de 60kPa, 80kPa e 100kPa nas duas unidades geotécnicas encontradas na porção inclinada da área de estudo. As áreas localizadas sobre as unidades geotécnicas, Areia Quartzosa marinha substrato

sedimentos quaternários e Gleis substrato sedimentos quaternários, não apresentam risco de deslizamento pois são encontradas nos relevos plano e suave ondulado e, portanto, dispensam a verificação da estabilidade apresentada no presente trabalho.

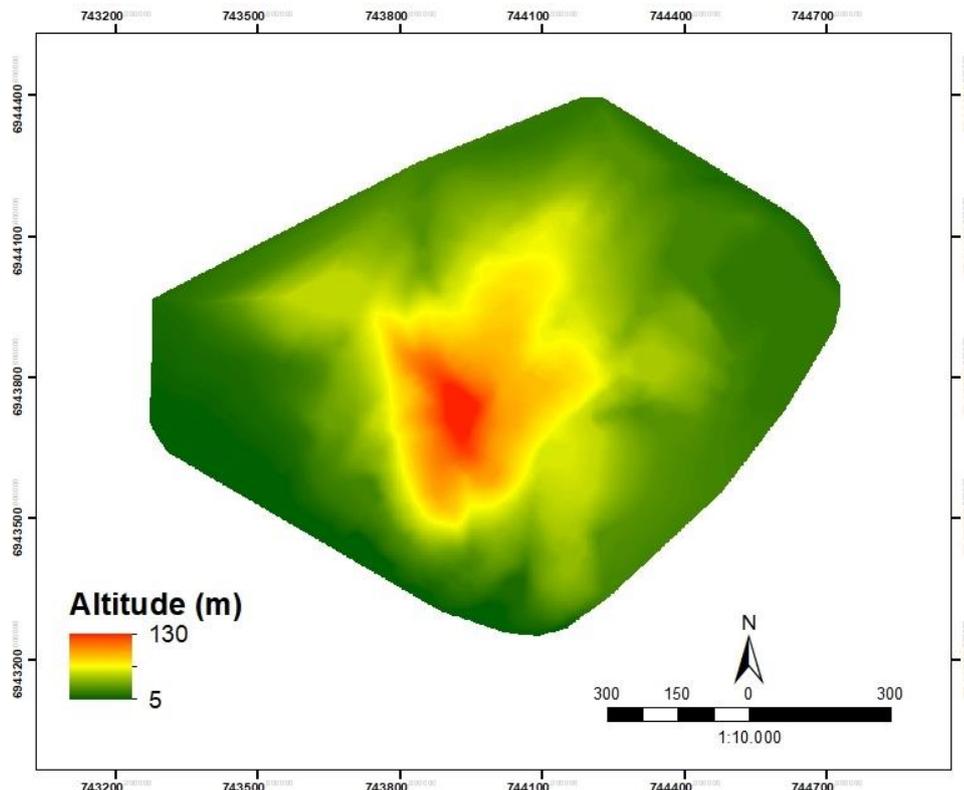
4.3 PROCESSAMENTO DE DADOS

4.3.1 Processamento de Dados no SIG

A partir dos mapas obtidos na etapa de obtenção de dados, objetivou-se criar o Modelo Digital do Terreno (MDT) e em seguida o mapa de declividades. Neste estudo, o *software* utilizado para construção dos mapas em ambiente SIG foi o ArcGIS da empresa Esri.

Primeiramente, foi feita a mudança do Datum de todos os arquivos para o padrão atual utilizado no Brasil, SIRGAS2000/UTM quadrante 22S. No mapa planialtimétrico, a área de estudo foi recortada e modelada no formato TIN, rede irregular triangular. A partir do arquivo em TIN, o software gerou o Modelo Digital do Terreno, ilustrado na Figura 30, que mostra uma representação da superfície estudada em formato raster.

Figura 30: MDT da área de estudo.



Fonte: Autor.

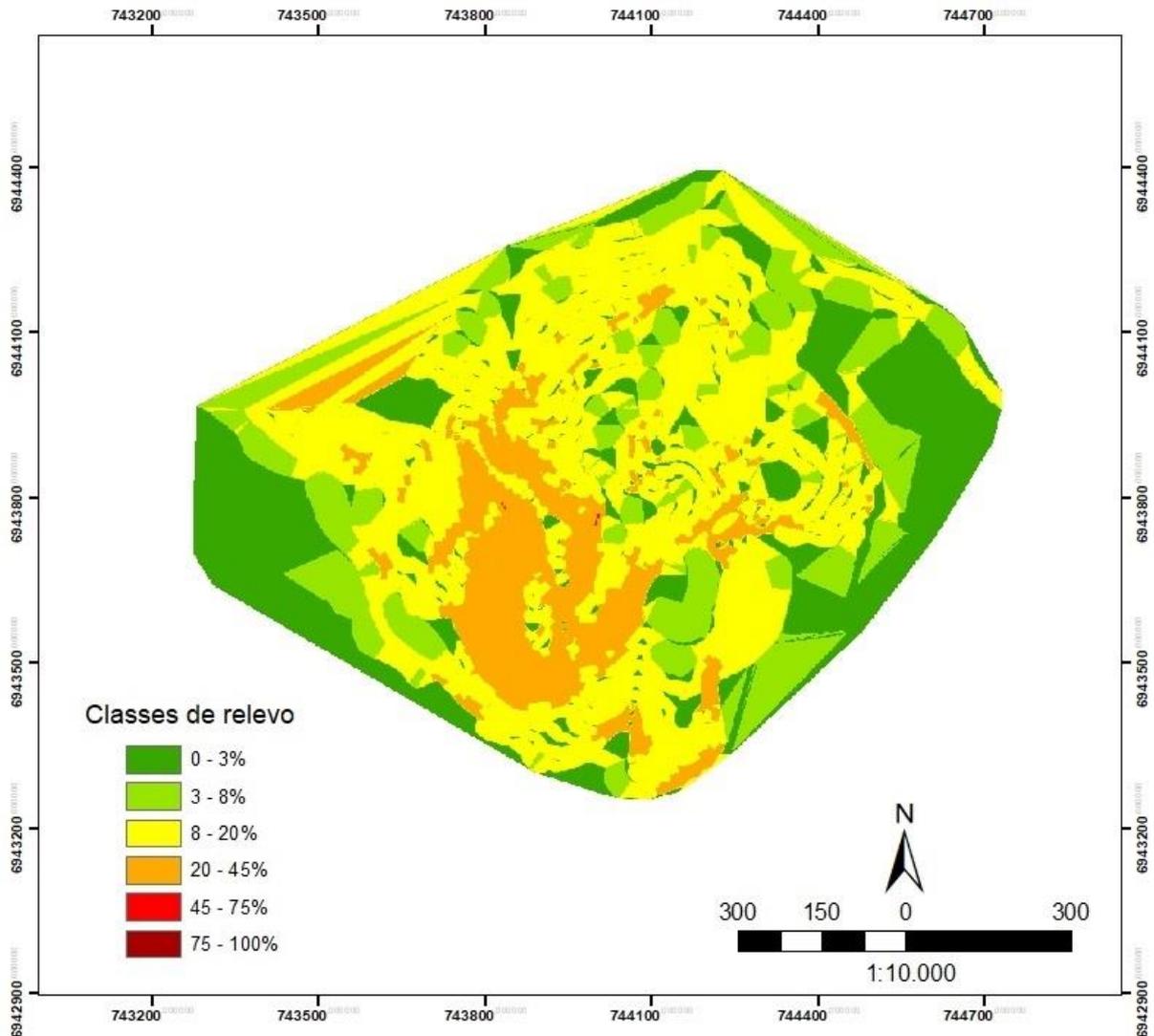
Em seguida, utilizando o MDT como dado de entrada na ferramenta *Slope* do ArcGIS, foi gerado o mapa de declividades da área em estudo. A Figura 31 apresenta o mapa de declividades cuja classe de relevo é definida com base no Sistema de Classificação dos Solos da EMBRAPA (1999), Tabela 2. No mapa de declividades cada ponto na superfície possui um valor de inclinação em graus, enquanto que no MDT cada ponto possui um valor de cota em metros.

Tabela 2: Classe de relevo baseado no Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos da EMBRAPA.

Classes de relevo	Característica	Intervalos de declividade [%]
Plano	Superfície de topografia esbatida ou horizontal com declives menores que 3%	0 a 3
Suave ondulado	Superfície topográfica pouco movimentada, apresentando declives suaves de 3 a 8%. Constituída por conjunto de colinas ou outeiro (elevações de altitudes relativas até 50m e de 50 a 100m).	3 a 8
Ondulado	Superfície de topografia pouco movimentada com predominância de colinas ou outeiros com declives moderados, variando de 8 a 20%.	8 a 20
Forte ondulado	Superfície de topografia movimentada com predominância de declives de 20 a 45%. Formada predominantemente por outeiros ou morros (elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitude), com declives fortes.	20 a 45
Montanhoso	Superfície topográfica muito movimentada representada por morros, maciços, montanhas e alinhamentos montanhosos com declives da ordem de 45 a 75%. Apresentam desnivelamentos relativamente grandes e declives fortes ou muito fortes.	45 a 75
Escarpado	Superfície topográfica extremamente movimentada com predominância de formas abruptas com superfícies íngrimes (aparados, itaimbés, frentes de cuestras, falésias e vertentes de declives muito fortes). Apresentam declives maiores que 75%.	Maior que 75

Fonte: Adaptado de EMBRAPA (1999) e IBGE (2003).

Figura 31: Mapa de declividades da área de estudo.



Fonte: Autor.

4.3.2 Estabilidade de Encostas

A verificação da estabilidade dos taludes encontrados na área de estudo foi feita a partir da teoria do equilíbrio limite. A teoria calcula o fator de segurança com base nos momentos gerados na parcela de massa delimitada devido às forças atuantes e forças resistentes, como indica a Eq: 10.

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Atuantes}}$$

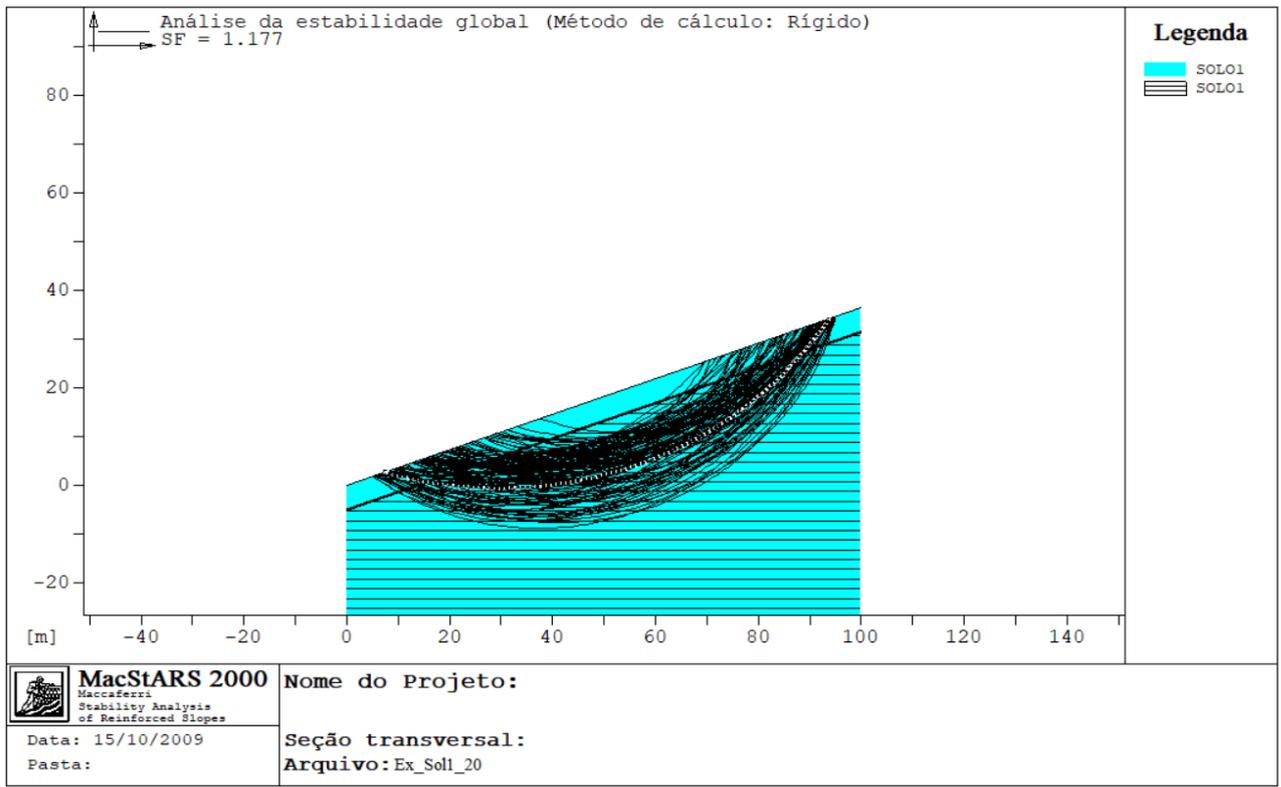
Eq: 10

Para estabelecer o Fator de Segurança para as variadas encostas presentes na área estudada, foi utilizado o programa MacStars, um *software* de estabilidade de taludes, da empresa Maccaferri.

O MacStars utiliza como dados de entrada a coesão, o ângulo de atrito interno, o peso específico saturado e o peso específico natural do solo. A coesão e o ângulo de atrito, correspondentes a cada uma das unidades, foram determinados no ensaio *Borehole Shear Test*. O peso específico saturado e o peso específico natural do solo, utilizados nas simulações, foram obtidos por Christ (2014). Após aplicar os dados de entrada, é necessário desenhar a geometria das camadas. Nessa etapa foram desenhados perfis de encostas com as inclinações de 40°, 35°, 30°, 25°, 20° e 15°.

Em cada perfil, o programa oferece ainda a opção de determinar a linha piezométrica para análise em presença de água. Neste trabalho, a fim de considerar o solo em seu estado saturado, o nível da água foi estabelecido 5 metros abaixo da superfície. O solo saturado apresenta redução da coesão e aumento da poropressão, e portanto, menores valores de FS. De posse das propriedades do solo e com os perfis e as linhas piezométricas estipulados, definiu-se o método de Bishop como forma de análise da estabilidade global. Um exemplo das superfícies de ruptura geradas pelo software para verificação do fator de segurança é ilustrado na Figura 32.

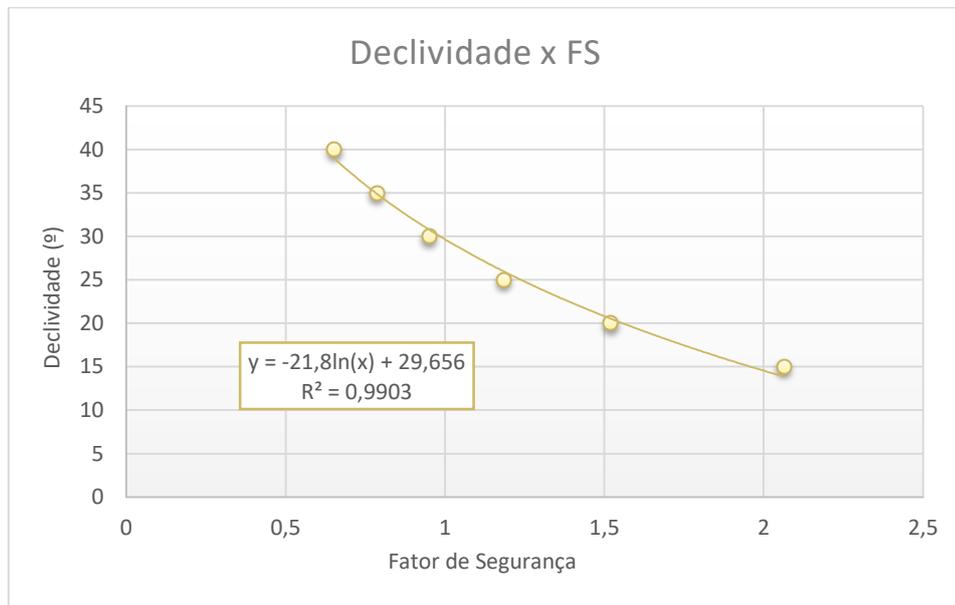
Figura 32: Superfícies de ruptura traçadas pelo software utilizando o método de Bishop.



Fonte: Autor.

Por fim, após a realização das simulações, foram elaborados gráficos relacionando os fatores de segurança obtidos em cada simulação com a inclinação do perfil analisado para cada unidade geológica. A Figura 33 apresenta a linha de tendência logarítmica gerada a partir dos pontos obtidos na simulação, e ainda, o referido coeficiente de correlação (R^2). Os gráficos obtidos têm como objetivo conhecer as declividades a partir de fatores de segurança específicos.

Figura 33: Gráfico ilustrativo da relação obtida entre a declividade de um talude e o respectivo Fator de Segurança.



Fonte: Autor.

A NBR 11682 (ABNT, 1991), Estabilidade de Taludes, traz a metodologia que deve ser utilizada para determinar o Fator de Segurança mínimo a ser adotado em cada situação. Apesar de não se tratar da norma mais recente, esta norma é a que melhor se aplica para o mapeamento geotécnico, uma vez que a norma de 2009 apresenta uma nova forma de análise dos fatores de segurança de acordo com diversos critérios.

A NBR 11682 (ABNT, 1991), indica que a avaliação dos parâmetros de segurança deve atender aos padrões estabelecidos para os respectivos métodos de análise. A norma apresenta os padrões de avaliação referentes ao modelo matemático, modelo experimental e modelo semiprobabilísticos. Neste trabalho, a verificação da estabilidade dos taludes foi feita com base na teoria do equilíbrio limite e, portanto, serão verificados os parâmetros de segurança para aplicação de modelos matemáticos, como indicado na Tabela 3.

Tabela 3: Utilização de modelos matemáticos.

Grau de segurança necessário ao local	Método baseado no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo	Padrão: deslocamento máximo
Alto	1,5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, à sensibilidade de construções vizinhas e à geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados
Média	1,3	
Baixo	1,15	

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 1991).

De acordo com os valores apresentados na Tabela 2, foram elaborados intervalos correspondentes a níveis de segurança para classificar os taludes encontrados na área de estudo. A classificação utilizada no presente trabalho será representada da seguinte forma:

- Grau de segurança alto: $FS \geq 1,5$ ■
- Grau de segurança médio/alto: $1,5 > FS \geq 1,3$ ■
- Fator de Segurança médio/baixo: $1,3 > FS \geq 1,15$ ■
- Fator de Segurança baixo: $FS < 1,15$ ■

Os valores obtidos com base na NBR 11682 (ANBT, 1991) foram lançados no gráfico da Figura 33, e assim descobertos os ângulos limite para cada faixa de segurança.

De posse dos valores de ângulo limite, foi feita a reclassificação dos limites de cada intervalo de grau de segurança no mapa de declividades. Dessa forma, foram representadas separadamente as faixas de segurança obtidas para cada unidade geotécnica da área de estudo. Este mapa, relaciona os ângulos críticos com as inclinações encontradas no terreno e é chamado mapa de suscetibilidade a movimentos de massa para ruptura rotacional.

O mapa conta com quatro intervalos de classificação, ilustrados com as cores verde, amarelo, laranja e vermelho. A cor vermelha representa as áreas com baixo fator de segurança, a cor laranja indica as área com médio/baixo fator de segurança, a cor amarela ilustra as áreas com médio/alto fator de segurança, e as áreas de cor verde possuem alto valor de fator de segurança.

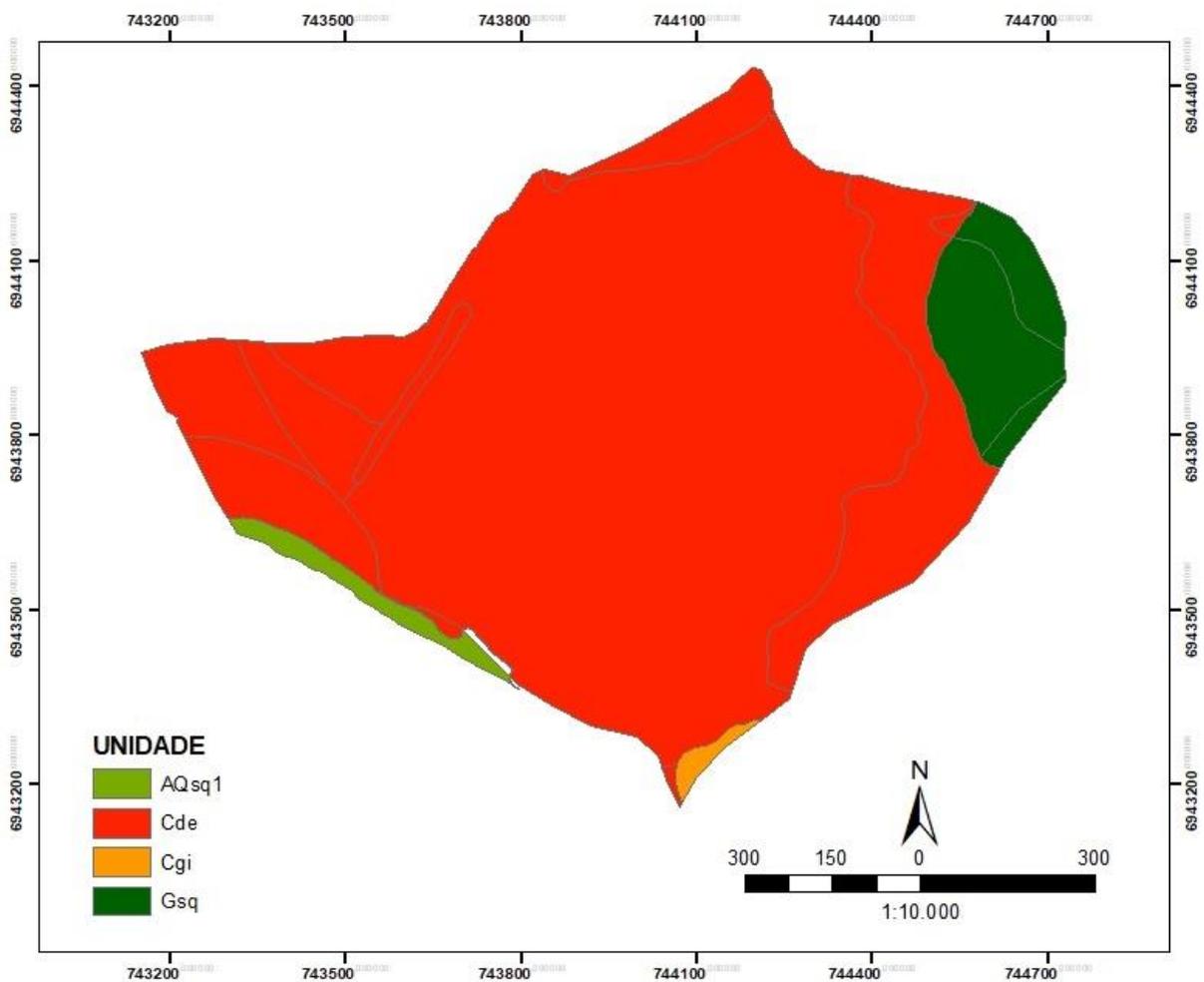
5 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados obtidos a partir da aplicação do método descrito no capítulo 4 do presente trabalho.

5.1 ATUALIZAÇÃO DO MAPA GEOTÉCNICO

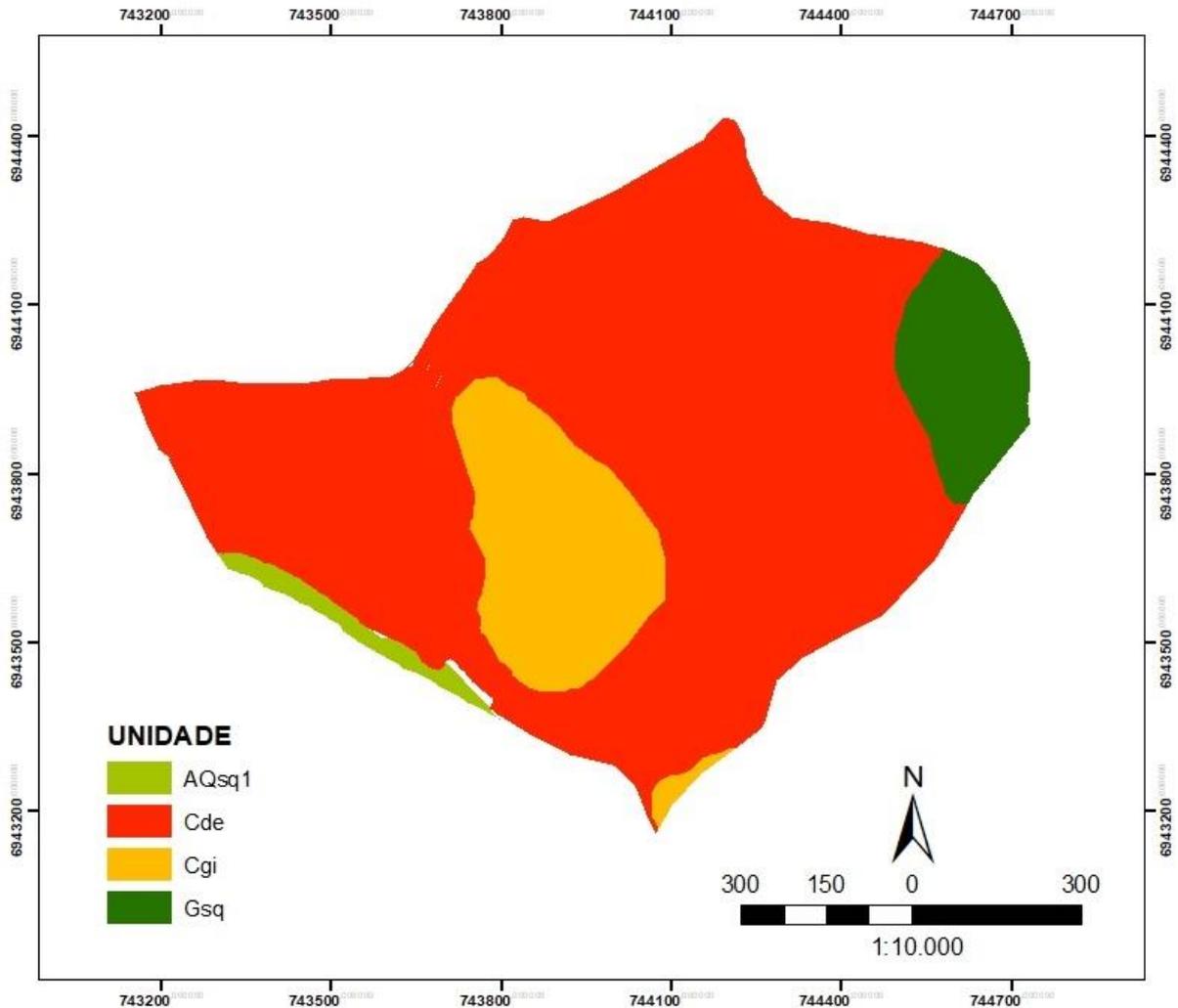
O mapa geotécnico da área de estudo elaborado por Santos (1997) e o novo mapa geotécnico atualizado, proposto no presente trabalho, são ilustrados a seguir na Figura 34 e na Figura 35, respectivamente.

Figura 34: Mapa geotécnico obtido por Santos (1997).



Fonte: Autor.

Figura 35: Atualização do mapa geotécnico da área de estudo.



Fonte: Autor.

A área ajustada localiza-se na região central da área de estudos relativa à unidade geotécnica Cambissolo de substrato granito ilha (Cgi). Essa região apresenta grandes inclinações e na sua periferia é observada uma mudança significativa dos valores de declividade, indicando que neste tipo de relevo começa a unidade Cambissolo de substrato depósito de encosta (Cde).

Os valores percentuais da área ocupada por cada unidade geotécnica são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Área total ocupada por unidade geotécnica.

Unidade Geotécnica	Mapa Geotécnico de Santos (1997)	Mapa Geotécnico atualizado
AQsq1	1,57%	1,57%
Cde	91,03%	77,98%
Cgi	0,48%	13,53%
Gsq	6,92%	6,92%

Fonte: Autor.

5.2 RESULTADO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

O ensaio *Borehole Shear Test* foi executado nas duas unidades geotécnicas, Cambissolo substrato granito ilha e Cambissolo depósito de encosta, presentes nas regiões de relevo ondulado e forte ondulado.

a) Cambissolo de substrato granito ilha – Cgi

A primeira unidade geotécnica ensaiada foi o Cambissolo de substrato granito ilha. Para cada tensão efetiva aplicada, 20kPa, 40kPa, 60kPa, 80kPa e 100kPa, foi obtido um valor de tensão cisalhante máxima, conforme indicado na Tabela 5.

Tabela 5: Valores de tensão cisalhante máxima obtidos do ensaio BST para unidade Cgi.

Estágio	1°	2°	3°	4°	5°
Tensão efetiva (kPa)	20	40	60	80	100
Tensão cisalhante máxima (kPa)	18	30	38	42	30

Fonte: Autor.

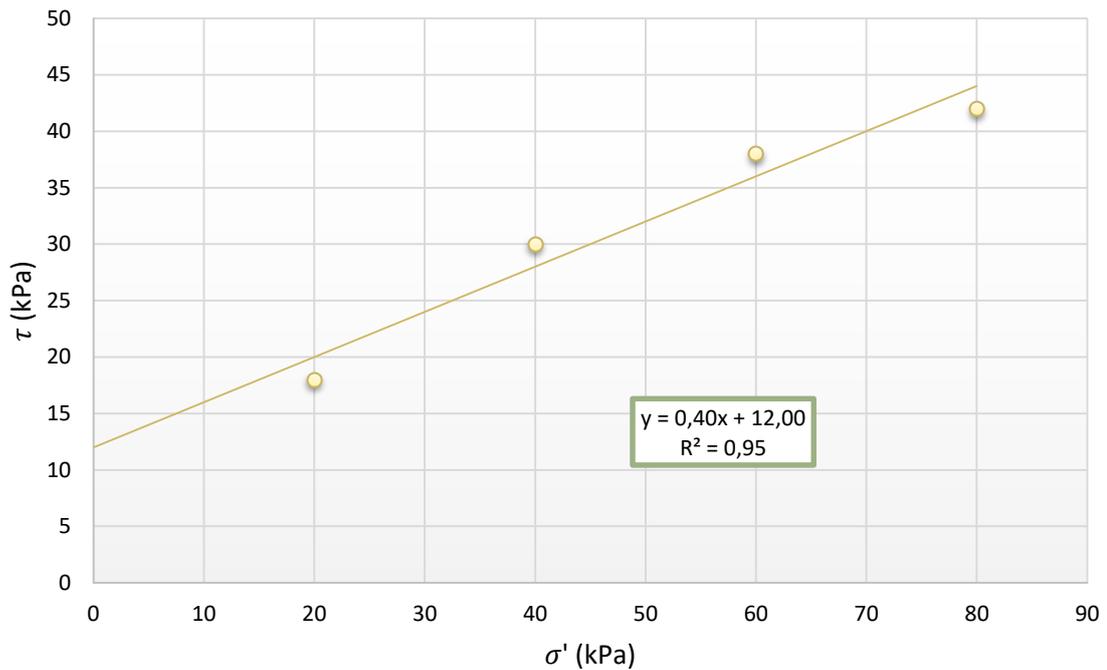
Os valores de tensão efetiva e tensão cisalhante são relacionados conforme indicado na equação (Eq:10).

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\varphi'$$

Eq:10

Os pares de valores obtidos no ensaio foram dispostos no gráfico de tensão efetiva por tensão cisalhante. Como a teoria de Mohr-Coulomb obedece uma relação linear, foi possível aplicar uma linha de tendência de mesma natureza para gerar a equação da reta. A distribuição dos pontos, a linha de tendência gerada, a equação e o R^2 obtidos são apresentados na Figura 36.

Figura 36: Gráfico de tensão cisalhante por tensão efetiva obtido do ensaio BST na unidade Cgi.



Fonte: Autor.

Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, encontrados da comparação entre a equação (Eq:10) e a equação gerada no gráfico da Figura 36 são apresentados na Tabela 6.

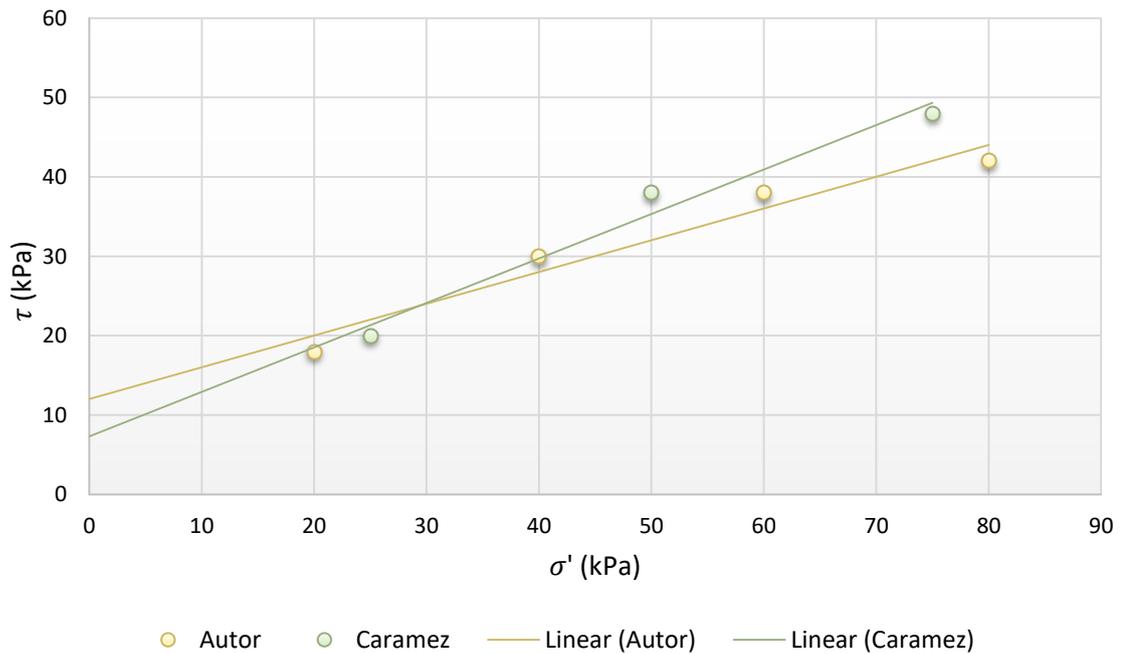
Tabela 6: Valores da coesão e ângulo de atrito para a unidade Cgi.

Coesão	Ângulo de atrito
12,00kPa	21,80°

Fonte: Autor.

O resultado do ensaio BST obtido por Caraméz (2017) para a mesma unidade geotécnica na bacia do Itacorubi apresentou valores diferentes dos obtidos no presente trabalho. Os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo obtidos por Caraméz (2017) foram respectivamente de 8,5kPa e 27,6°. As envoltórias encontradas nos ensaios são representadas no gráfico da Figura 37.

Figura 37: Gráfico da tensão cisalhante em função da tensão efetiva.



Fonte: Autor.

Essa variação dos resultados pode estar relacionada às inclinações em que foram executados os ensaios. Os solos encontrados em pontos de menor inclinação apresentam maior ação do intemperismo e, portanto, apresentam valores diferentes para coesão e ângulo de atrito.

b) Cambissolo de substrato depósito de encosta – Cde

O ensaio na unidade geotécnica Cambissolo substrato depósito de encostas seguiu a mesma metodologia aplicada na unidade anterior. Foram aplicadas as mesmas tensões efetivas e os valores de tensão máxima cisalhante obtidos estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Valores de tensão cisalhante máxima obtidos do ensaio BST para unidade Cde.

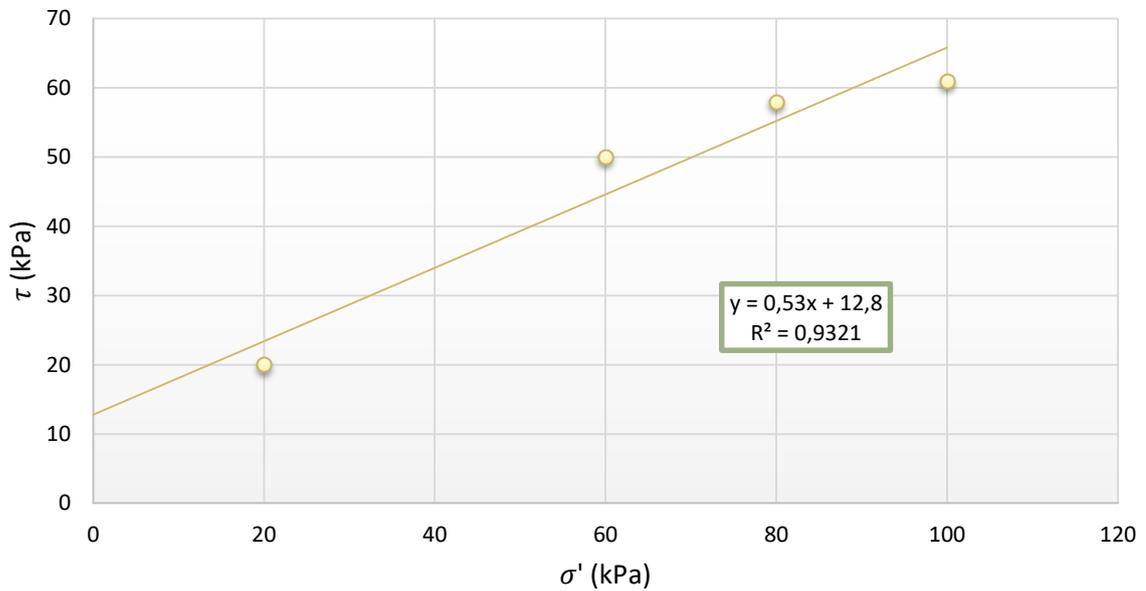
Estágio	1°	2°	3°	4°	5°
Tensão efetiva (kPa)	20	40	60	80	100
Tensão cisalhante máxima (kPa)	20	20	50	58	61

Fonte: Autor.

Os valores de tensão efetiva e tensão cisalhante são relacionados conforme indicado na equação (Eq:10). Observando os valores obtidos, nota-se que a tensão cisalhante máxima para a tensão efetiva de 40kPa não condiz com os outros valores encontrados no ensaio. Este evento pode estar relacionado a um erro na execução do ensaio e, portanto, foi considerado um valor incorreto.

Os pares de valores obtidos no ensaio foram dispostos no gráfico de tensão cisalhante vezes tensão efetiva, como ilustra Figura 38.

Figura 38: Gráfico de tensão cisalhante por tensão efetiva obtido do ensaio BST na unidade Cde.



Fonte: Autor.

Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, encontrados da comparação entre a equação (Eq:10) e a equação gerada no gráfico da Figura 38 são apresentados na Tabela 8.

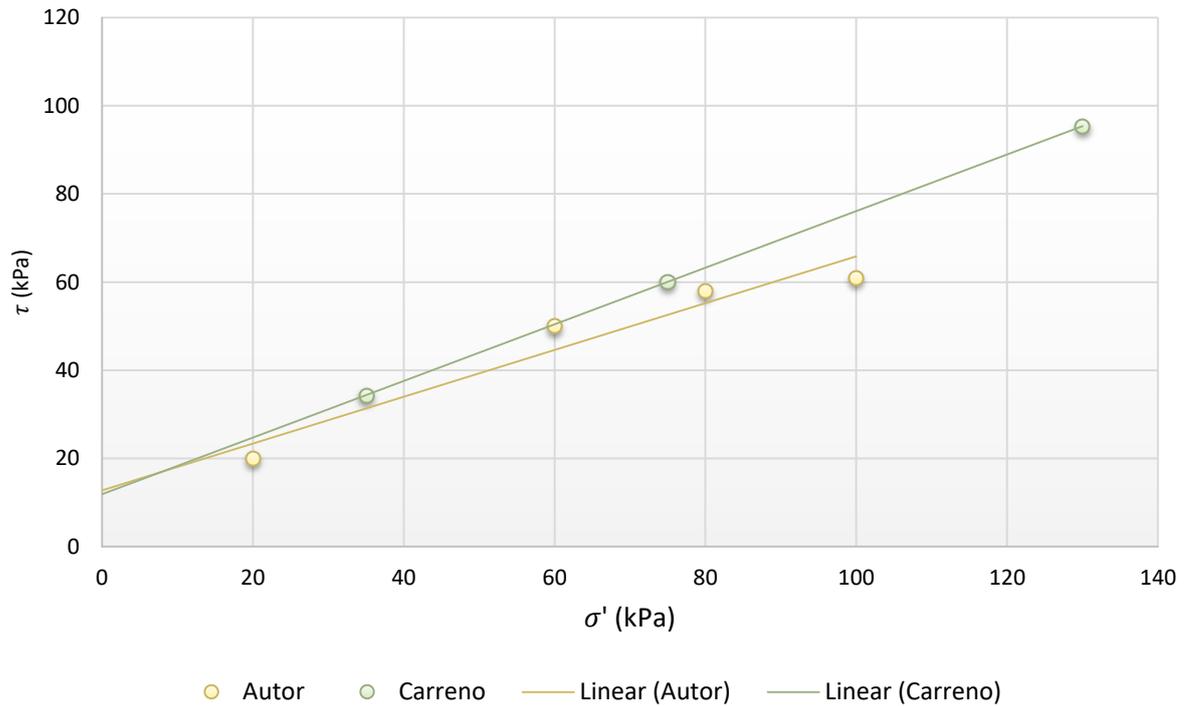
Tabela 8: Valores da coesão e ângulo de atrito para a unidade Cde.

Coesão	Ângulo de atrito
12,80kPa	27,92°

Fonte: Autor.

Carreno (2017) traz o ensaio de cisalhamento direto inundado realizado na unidade Cde, localizada na bacia hidrográfica do Rio Ratonés. A envoltória de ruptura obtida por Carreno (2017) está representada na Figura 39, juntamente com a envoltória obtida neste trabalho do ensaio BST para a mesma unidade.

Figura 39: Gráfico da tensão cisalhante em função da tensão efetiva.



Fonte: Autor.

Os resultados obtidos por Carreno (2017) para coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo foram 11,9kPa e 33° respectivamente, muito próximos dos valores encontrados no presente trabalho, 12,8kPa e 27, 92°.

As áreas localizadas sobre as unidades geotécnicas, Areia Quartzosa marinha substrato sedimentos quaternários e Glei substrato sedimentos quaternários, não apresentam risco de deslizamento pois são encontradas em relevos plano e suave ondulado e, portanto, dispensam a verificação da estabilidade apresentada no presente trabalho.

5.3 SIMULAÇÕES NO MACSTARS® 2000

Os valores obtidos nos ensaios de BST, juntamente com o peso específico saturado e o peso específico natural de cada unidade geotécnica, foram utilizados como dados de entrada no *software* MACSTARS® 2000 e são apresentados a seguir.

a) Cambissolo de substrato granito ilha – Cgi

Os valores do peso específico natural e peso específico saturado da unidade Cgi foram obtidos de Christ (2014) e são apresentados a seguir:

- $\gamma_{nat} = 15,8\text{kN/m}^3$
- $\gamma_{sat} = 18,5\text{kN/m}^3$

A partir das simulações realizadas pelo *software*, tendo o modelo de Bishop como método de análise, foram obtidos valores de fatores de segurança relacionados às inclinações citadas no capítulo 4. A Tabela 9 apresenta as declividades dos perfis simulados e os respectivos valores de Fator de Segurança obtidos.

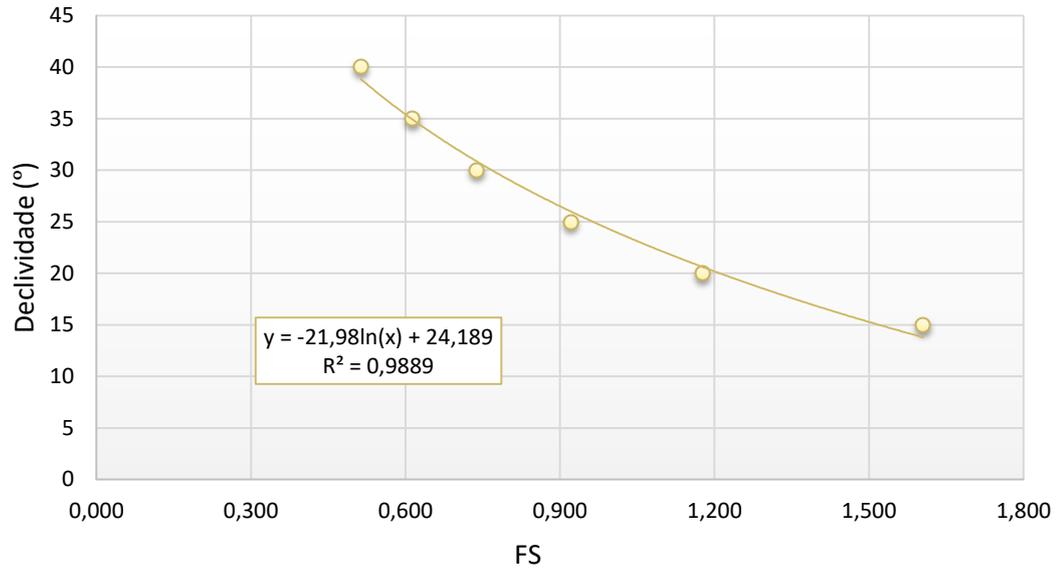
Tabela 9: Fatores de Segurança calculados no *software* MACSTARS 2000 para a unidade Cgi.

Inclinação	15°	20°	25°	30°	35°	40°
FS	1.605	1,177	0,921	0,739	0,614	0,513

Fonte: Autor.

Com os valores da Tabela 9 foi gerado o gráfico que relaciona as inclinações e os respectivos fatores de segurança, representado na Figura 1Figura 40.

Figura 40: Gráfico da declividade em função do Fator de segurança para a unidade Cgi.



Fonte: Autor.

Este gráfico relaciona as declividades encontradas na unidade Cgi com o respectivo valor de Fator de Segurança conforme a equação (Eq:11).

$$y = -21,98 \ln(x) + 24,189$$

Eq:11

Em que:

y = Inclinação do perfil em graus;

x = Fator de Segurança.

Dessa forma, determinou-se o ângulo limite para cada grau de segurança desejado a partir dos fatores de segurança pré-estabelecidos na NBR 11682 (ABNT, 1991) Estabilidade de Taludes. Ao aplicar estes valores na equação (Eq:11) foram obtidas as inclinações apresentadas na Tabela 10.

Tabela 10: Fator de Segurança e a respectiva inclinação para a unidade Cgi.

x	y (°)
1,15	21,11703251
1,30	18,42223347
1,50	15,27687692

Fonte: Autor.

b) Cambissolo de substrato depósito de encosta – Cde

Os valores do peso específico natural e peso específico saturado da unidade Cgi obtidos de Christ (2014) são apresentados a seguir:

- $\gamma_{nat} = 19,1\text{kN/m}^3$
- $\gamma_{sat} = 19,8\text{kN/m}^3$

As simulações realizadas no *software* seguiram a mesma metodologia aplicada para a unidade anterior e, dessa forma, foram encontrados os valores de fatores de segurança apresentados na Tabela 11.

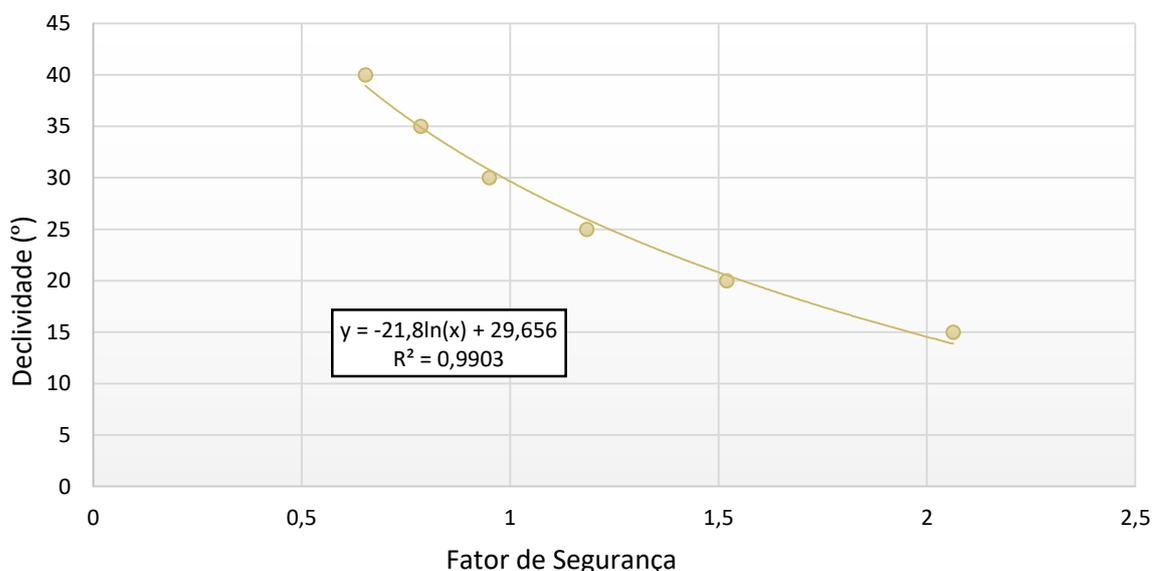
Tabela 11: Fatores de Segurança calculados no software MACSTARS 2000 para a unidade Cde.

Inclinação	15°	20°	25°	30°	35°	40°
FS	2,063	1,520	1,184	0,950	0,786	0,653

Fonte: Autor.

Com os valores da Tabela 11 foi gerado o gráfico que relaciona as inclinações e os respectivos fatores de segurança, representado na Figura 1Figura 40.

Figura 41: Gráfico da declividade em função do Fator de segurança para a unidade Cge.



Fonte: Autor.

Este gráfico relaciona as declividades encontradas na unidade Cde com o respectivo valor de Fator de Segurança conforme a equação (Eq:12).

$$y = -21,8 \ln(x) + 29,656$$

Eq:12

Dessa forma, determinou-se o ângulo limite para cada grau de segurança desejado a partir dos fatores de segurança pré-estabelecidos na NBR 11682 (ABNT, 1991). Ao aplicar estes valores na equação (Eq:12) foram obtidas as inclinações apresentadas na Tabela 12.

Tabela 12: Fator de Segurança e a respectiva inclinação para a unidade Cde.

X	y (°)
1,15	26,60918966
1,30	23,93645903
1,50	20,81686064

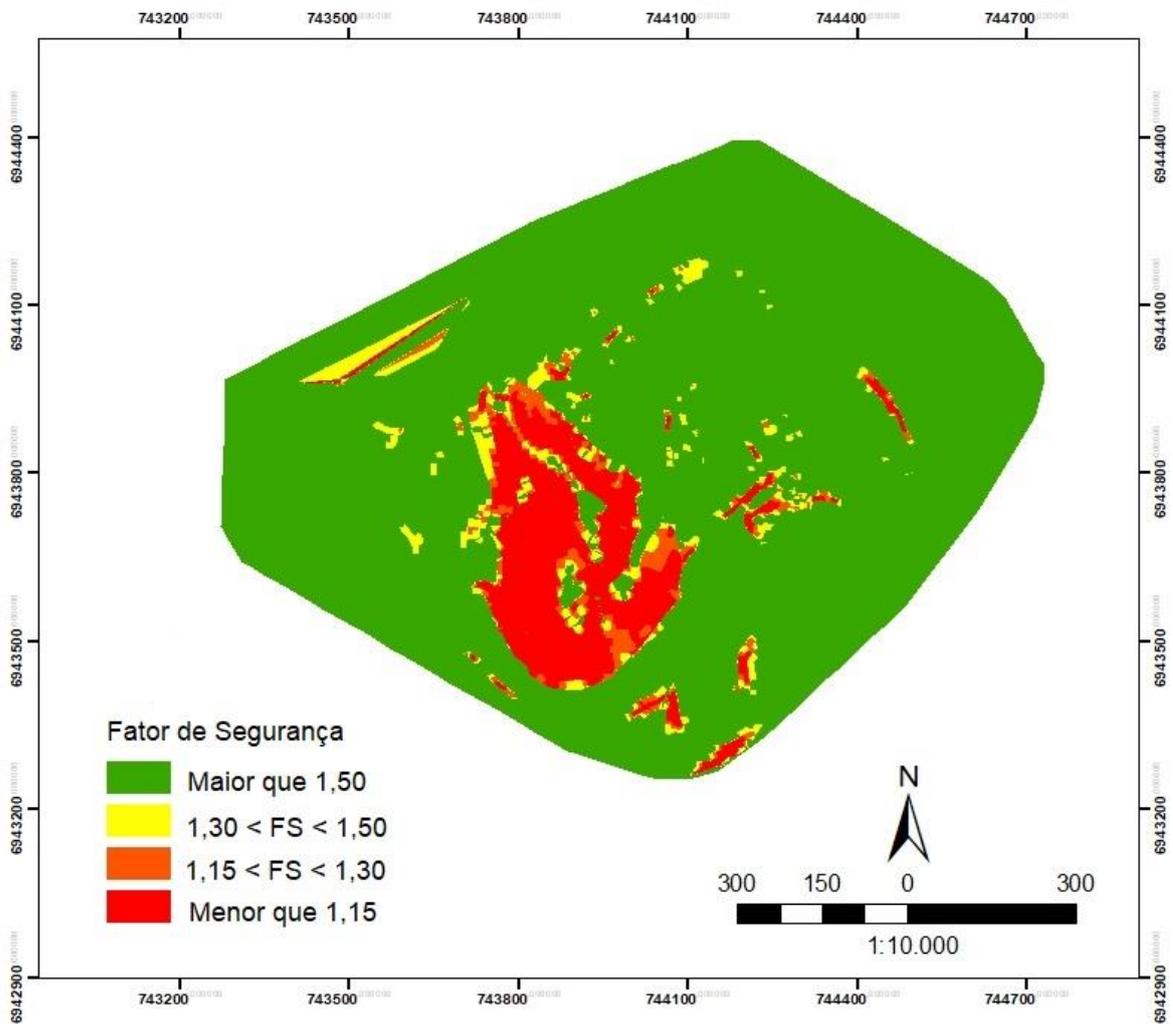
Fonte: Autor.

A diferença entre os ângulos limite de cada unidade geotécnica para os mesmo fatores de segurança é notável. As inclinações que delimitam as faixas de segurança nessa classificação para a unidade Cambissolo de substrato depósito de encosta foram aproximadamente 5,0° maiores que as apresentadas para a unidade Cambissolo de substrato granito ilha. Este fato, é devido aos parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentados pela unidade Cde serem maiores que os apresentados pela unidade Cgi.

5.4 MAPA DE SUSCETIBILIDADE

De acordo com os ângulos limites obtidos nas simulações foi feita a reclassificação das declividades encontradas na área de estudo para elaboração do mapa de suscetibilidade a movimentos de massa, Figura 42.

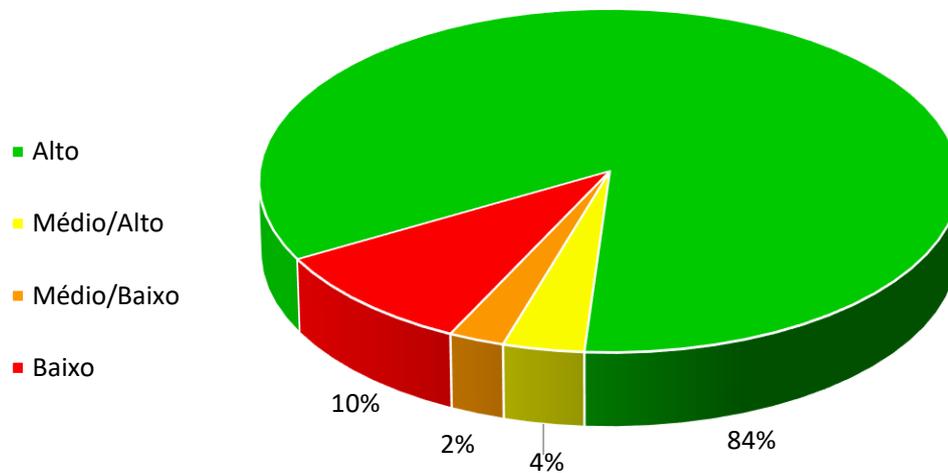
Figura 42: Mapa de suscetibilidade a movimentos de massa.



Fonte: Autor.

As áreas totais correspondentes a cada nível de segurança são ilustradas no gráfico da Figura 43.

Figura 43: Distribuição dos níveis de segurança.



Fonte: Autor.

O mapa de suscetibilidade apresenta 84% da área total em áreas de grau de segurança alto. As unidades Glei substrato sedimentos quaternários e Areia Quartzosa Marinha substrato sedimentos quaternários apresentam 100% da área nesta faixa. Apesar de a maior parte dessas áreas estar situada sobre a unidade Cambissolo de substrato depósito de encosta, alguns pontos são encontrados na unidade Cambissolo de substrato granito ilha.

O grau de segurança médio/alto, entre 1,5 e 1,3, representa apenas 4% da área total e são encontradas em diversos pontos das unidades Cde e Cgi. A faixa representativa do grau de segurança médio/baixo é a que menos aparece no mapa, contando com 2% da área total. Esta faixa é encontrada principalmente na unidade Cgi, próxima às grandes inclinações.

Os fatores de segurança classificados como menores que 1,15 representam baixo grau de segurança e indicam áreas que devem ser evitadas. No mapa, estas áreas estão localizadas nas regiões que se observam as maiores declividades, unidade Cgi, e representam 10% da área de estudo. A mancha vermelha localizada se deve aos baixos valores de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo obtidos no ensaio BST, aliados aos maiores valores de inclinações observados para a unidade Cgi. A unidade Cde também apresenta grandes declividades em alguns pontos, porém os maiores valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo conferem maior segurança a esta unidade.

6 CONCLUSÕES

A atualização do mapa geotécnico se mostrou imprescindível para a elaboração deste trabalho, uma vez que houve mudança significativa nas áreas ocupadas pelas unidades geotécnicas Cambissolo de substrato granito ilha e Cambissolo de substrato depósito de encosta. O aumento da área ocupada pela unidade Cgi se deve à reclassificação das maiores declividades encontradas na área de estudo que, anteriormente, pertenciam à unidade Cde. Após a atualização do mapa geotécnico, a unidade Cgi, que correspondia a apenas 0,5% em área, passou a representar 13,5% da área total, enquanto que a unidade Cde apresentou um decréscimo de 91,0% para 78,0%.

O Modelo Digital do Terreno e o mapa de declividades tiveram grande influência na escolha dos pontos em que se realizariam os ensaios BST. Com base nestes mapas, foi possível verificar que as unidades geotécnicas Areia Quartzosa Marinha de substrato sedimentos quaternários e Gleia de substrato sedimentos quaternários estão presentes apenas em regiões de relevo plano e suave ondulado e, portanto, dispensam a verificação de estabilidade proposta no presente trabalho. De acordo com o MDT a cota mais alta da área de estudo é de 130m e está localizada sobre a unidade Cgi, assim como a maior declividade, 48,57°, segundo o mapa de declividades.

Os resultados dos ensaios BST na condição inundada para as unidades Cambissolo de substrato granito ilha e Cambissolo de substrato depósito de encosta demonstraram coerência, em função do fator de correlação (R^2) obtido para a condição inundada. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento verificados para a unidade Cgi foram de 12,0kPa para coesão efetiva e de 21,8° para o ângulo de atrito interno. A unidade Cde apresentou coesão efetiva de 12,8kPa e ângulo de atrito interno de 27,92°, valores indicativos de um solo mais resistente ao cisalhamento.

A análise do mapa geotécnico atualizado e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, associados às respectivas unidades geotécnicas, mostra que apesar de a unidade Cambissolo de substrato depósito de encosta apresentar maior resistência, esta não se encontra nas maiores inclinações da área de estudo. A unidade Cambissolo de substrato granito ilha, por sua vez, além de apresentar menores valores de resistência apresenta ainda as maiores declividades na área em questão e, portanto, menor estabilidade.

As simulações no *software* MACSTARS® 2000 resultaram em valores de fatores de segurança para os perfis analisados. A unidade Cambissolo de substrato depósito de encosta,

como era esperado, apresentou maiores valores de fator de segurança para as declividades simuladas. O Fator de Segurança 1,5 foi encontrado na inclinação de 20,82° para a unidade Cde, enquanto que, para a unidade Cgi esse valor de fator de segurança foi encontrado na inclinação de 15,28°. Isso ocorre devido aos maiores valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento da unidade Cde verificados nos ensaios BST.

O mapa de suscetibilidade a movimentos de massa da área de estudo, gerado a partir do modelo de Bishop, caracteriza os deslizamentos rotacionais. Este mapa indica que 84% da área de estudo encontra-se em área de alto grau de segurança relativo à ocorrência de deslizamentos rotacionais, 4% da área de estudo apresenta médio/alto grau de segurança contra este tipo de deslizamentos, 2% da área total está em local de médio/baixo grau de segurança e que 10% da área em questão corresponde a áreas com baixo grau de segurança a deslizamentos rotacionais.

As áreas de baixo nível de segurança a deslizamentos aparecem predominantemente na unidade geotécnica Cambissolo de substrato granito ilha. Os menores valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno aliados às maiores declividades observadas na área de estudo conferem à unidade Cgi esta condição de instabilidade. A unidade Cambissolo de substrato depósito de encosta apresenta maiores valores dos parâmetros de resistência e menores inclinações, contribuindo assim para o maior grau de segurança. Essa combinação de condições para as unidades Cde e Cgi é responsável pela mudança significativa do grau de segurança nos pontos de encontro das mesmas.

As unidades Glei de substrato sedimentos quaternários e Areia Quartzosa Marinha de substrato sedimentos quaternários apresentam a totalidade da sua área em zonas de alto grau de segurança a deslizamentos rotacionais. Esse comportamento era esperado no mapa de suscetibilidade, uma vez que, estas unidades surgem em áreas de relevo plano ou suave ondulado.

Ao comparar o mapa de suscetibilidade a movimentos de massa rotacionais, elaborado neste trabalho, com a configuração atual da ocupação para a área em questão, ficou evidente que as áreas com baixo grau de segurança a deslizamentos tem sido respeitadas. Apesar da condição favorável apresentada, como a região encontra-se em avançado estágio de urbanização, o avanço da ocupação deve ser controlado.

Os mapas gerados nesta pesquisa podem auxiliar no direcionamento da expansão urbana dos bairros presentes na área de estudo, de forma que as áreas com baixo grau de segurança sejam evitadas e as áreas com alto grau de segurança sejam priorizadas nesse

processo. Por fim, ressalta-se que o processo de urbanização pode gerar mudanças no mapa de suscetibilidade provenientes de alterações na superfície ocasionadas pela ação antrópica.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Estender esta pesquisa para todo o território de Florianópolis, visto a importância do direcionamento da expansão urbana na cidade.
- Realizar simulações no mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais em que se varia a cota do nível da água no perfil da encosta no *software* MACSTARS® 2000 para verificar a influência deste parâmetro no cálculo do Fator de Segurança da encosta;
- Executar ensaios em pontos do talude com inclinações diferentes na mesma unidade geotécnica a fim de identificar se estas influenciam nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.
- Gerar um mapa de suscetibilidade com resultados de ensaios laboratoriais de cisalhamento direto, comparando-o aos gerados pelo ensaio BST.
- Validar este método com as cicatrizes oriundas de movimentos de massa que possam ter ocorrido anteriormente.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995. 18p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de taludes**. Comitê Brasileiro de Construção Civil. Origem: Projeto 02:04.07-001/90. Rio de Janeiro, 1991. 39p.
- AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: **Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**. Rio de Janeiro: AMBS/ABGE/PUCRJ, v.2, p.721-733, 1992.
- BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao projeto de fundações**. 1a Ed. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro. 1984.
- BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Defesa Civil. Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres. **Anuário brasileiro de desastres naturais: 2012**. Brasília, CENAD, 2012. 84 p.
- CARAMEZ, M.L. **Mapeamento Geotécnico da Microbacia do Itacorubi - Florianópolis/SC – Aplicação do Modelo SHALSTAB para a Confecção de Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Rasos de Encostas**. Florianópolis-SC: Dissertação (mestrado) em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2017.
- CEPED - CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ESTUDOS E PESQUISAS SOBRE DESASTRES. **Resposta ao desastre em Santa Catarina no ano de 2008: avaliação das áreas atingidas por movimentos de massa e dos danos em edificações durante o desastre**. Relatório Técnico, Florianópolis, 2009.
- COLLEGE OF ENGINEERING WORDPRESS, Iowa State University, <http://wordpress.engineering.iastate.edu/news/files/2012/11/Automated-Borehole-Shear-Test_Ashlock-for-story.jpg>. Acesso em 03 de novembro de 2018.
- CHRIST, C. E. (2015). **Mapeamento de áreas suscetíveis ao colapso na bacia hidrográfica da Lagoa da Conceição**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis.
- CRISTO, Sandro Sidnei Vargas de. **Análise de susceptibilidade a riscos naturais relacionados às enchentes e deslizamentos do setor leste da bacia hidrográfica do Rio Itacorubi**, Florianópolis - SC. 2002. 195 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Geografia Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.
- DAS, B.M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução: Noveitis do Brasil. São Paulo, SP, Thomson Learnings 2014.
- DAVISON DIAS, R. Proposta de Metodologia de Definição de Carta Geotécnica Básica em Regiões Tropicais e Subtropicais. In: **Revista do Instituto Geológico**. São Paulo, p.51-55, 1995.

DAVISON DIAS, R. (2001). Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotécnicos para Implantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros. **REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO**, (p. Anais...). Florianópolis.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - Centro Nacional de Pesquisa de Solos – Ministério de Agricultura e Abastecimento. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília (DF): Serviço de Produção de Informação (SPI), p.411, 1999.

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

GUESSER, L. H. (2013). **Elaboração do mapa geotécnico preliminar e mapa de áreas suscetíveis a movimentos de massa do município de Antônio Carlos-SC**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. Edgard Blucher, 194p. 2013.

HANDY GEOTECHNICAL INSTRUMENTS, INC,
<http://www.handygeotech.com/images/borehole/bst_instrument_big.jpg>. Acesso em 31 de outubro de 2018.

HIGASHI, R.R. **Utilização de um SIG no Desenvolvimento de um Banco de Dados Geotécnicos do Norte do Estado do Rio Grande do Sul**. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2002.

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**. 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO – 3º Fase: Relatório Técnico**. Rio de Janeiro, 2003.

IPT (Instituto de Pesquisa Tecnológica do Estado de São Paulo S. A). **Ocupação de Encostas**. São Paulo, IPT (nº1831), 1991. 216p.

KAUL, P. F. T.; FERNANDES, E.; SANTOS NETO, A. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: Geologia**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2002. 63p.

MARANGON, M. **Resistência ao Cisalhamento dos Solos**. 2009. Disponível em:
<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P1.pdf>. Acesso em 17 de setembro de 2018.

MARANGON, M. **Investigação geotécnica de Campo**. 2009. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF02-Investigação-Geotécnica-de-Campo-2011.pdf>>. Acesso em: 06 jan. 2016.

NIMER, Edmond. **Climatologia do Brasil**. Rio de Janeiro: IBGE, 1979.

ODRESKI, L. F. R. **Alterações da cobertura do solo da bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição - Florianópolis – SC**. Florianópolis – SC: Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) em Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, 2007

PANDOLFO, C.; BRAGA, H. J.; SILVA JR, V. P. da; MASSIGNAM, A. M., PEREIRA, E. S.; THOMÉ, V. M. R.; VALCI, F.V. **Atlas climatológico do Estado de Santa Catarina**. Florianópolis: Epagri, 2002. CD-Rom.

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

SANTOS, G.T. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia**. Porto Alegre - RS: Tese (doutorado) em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

SBROGLIA, R. M. (2015). **Mapeamento geotécnico e das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Geografia, Florianópolis.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Biblioteca Universitária. **Trabalho acadêmico: guia fácil para diagramação**: formato A5. Florianópolis, 2009. Disponível em: <<http://www.bu.ufsc.br/design/GuiaRapido2012.pdf>>. Acesso em: 11 abr. 2018

WICANDER, R.; MONROE, J.S.; PETERS, E.K. Essentials of geology. In: **Fundamentos de Geologia**. Tradução AVRITCHER, H. O. Revisão CARNEIRO, M. C. São Paulo: Cengage Learning, 2009.