



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES E
GESTÃO TERRITORIAL

Matheus Klein Flach

**COMPARAÇÃO ENTRE OS DADOS OBTIDOS PELO *BOREHOLE SHEAR TEST* E
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO NO MAPEAMENTO DE ÁREAS
SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ,
ILHOTA/SC**

Florianópolis
2020

Matheus Klein Flach

Comparação entre os dados obtidos pelo *borehole shear test* e ensaio de cisalhamento direto no mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de mestre em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial

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

Florianópolis

2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Flach, Matheus Klein

Comparação entre os dados obtidos pelo borehole shear test e ensaio de cisalhamento direto no mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC / Matheus Klein Flach ; orientador, Rafael Augusto dos Reis Higashi, 2020.

143 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia de Transportes e Gestão Territorial. 2. Mapeamento Geotécnico. 3. Modelo SHALSTAB. 4. Borehole Shear Test. 5. Cisalhamento Direto. I. Higashi, Rafael Augusto dos Reis. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial. III. Título.

Matheus Klein Flach

Comparação entre os dados obtidos pelo *borehole shear test* e ensaio de cisalhamento direto no mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC

O presente trabalho em nível de mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Everton da Silva, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.(a) Orlando Martini de Oliveira, Dr.(a)

Universidade Federal de Santa Catarina

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de mestre em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial.

Profª. Ana Maria Benciveni Franzoni, Dra.

Coordenadora do Programa

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Orientador

Florianópolis, 2020.

Este trabalho é dedicado à minha família.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Sr. Flávio Francisco Flach e Bernadete Maria Klein Flach, por durante toda a vida acreditarem em mim e me ensinarem os valores da vida.

Aos meus irmãos, Thiago Klein Flach, Jéssica Klein Flach e Luiza Klein Flach por oferecerem sempre o auxílio para que tudo isso fosse possível.

A Vitória Luise Silva por toda sua paciência, carinho e companheirismo durante todos os dias que fizeram com que esta jornada fosse completa.

Ao Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis Higashi, por sua dedicação, paciência e humildade oferecida ao longo do curso, por sua orientação e participação efetiva na elaboração deste trabalho e principalmente por sua amizade.

Aos Professores membros da Banca de Qualificação Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola e Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira, por apresentarem sugestões ao trabalho e levantarem preocupações a serem tomadas nas análises de dados.

Professores membros da Banca Final, Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira, Prof. Dr. Everton da Silva e Prof. Dr. Juan Antonio Altamirano Flores por aceitarem o convite e apresentar contribuições importantes para um melhora do deste trabalho.

Ao Professor Dr. João Norberto Destro por auxiliar em diversas vezes na construção dos mapas quando perduravam minhas dúvidas.

Aos colegas, mestre Diogo Marcelo Zimmermann, doutoranda Gisele Reginatto e doutoranda Regiane Sbroglia por todo o suporte e amizade prestados durante todas as etapas de realização desse trabalho.

Ao geólogo e amigo Douglas Ricardo Briske, por compartilhar de seu tempo e ir comigo em diversas saídas a campo no local da pesquisa.

Ao geólogo e amigo Vitor Santini Müller, por todo o auxílio e amizade que perdura desde o início de minha formação acadêmica.

A todos os colegas do Laboratório de Mapeamento Geotécnico, que compartilharam por diversas vezes sugestões e ensinamentos.

Ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial por compartilhar o suas experiências e conhecimento.

A Universidade Federal de Santa Catarina, por ter me proporcionado a estrutura necessária para que pudesse crescer academicamente e pessoalmente.

A todos que participaram direta ou indiretamente desta formação acadêmica deixo registrado meus sincero obrigado.

“A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo”. (Albert Einstein)

RESUMO

O entendimento do comportamento geotécnico dos solos é de extrema importância, visto que possibilita evitar que catástrofes envolvendo o deslizamento de terras aconteçam. A intensidade com que ocorrem os processos de alteração, uma característica do clima subtropical brasileiro, permite o desenvolvimento de espessos perfis de solos. Para isso, o mapeamento geotécnico surge como uma ferramenta preliminar, auxiliando na identificação dos fatores e processos envolvidos nos deslizamentos de encostas. Esta ferramenta, associada a ensaios laboratoriais e de campo, atua na caracterização física do solo e na distribuição espacial dos deslizamentos, de forma a tentar antecipar o comportamento mecânico dos solos. O presente trabalho tem como objetivo comparar os dados obtidos por dois métodos de coleta dos parâmetros geotécnicos, cisalhamento direto e *borehole shear test*, no mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos da microbacia do Ribeirão Baú, região altamente devastada por casos de deslizamentos passados. Esta pesquisa foi desenvolvida de forma exploratória e pode ser caracterizada como aplicada quanto a sua natureza. Para a composição deste trabalho foi necessária, inicialmente, a realização de um levantamento de campo para execução do BST e a coleta de amostras dos diferentes tipos de solos para os ensaios laboratoriais. As bases cartográficas utilizadas foram extraídas de trabalhos anteriores na área de atuação. Diferentes cenários foram delimitados para a criação dos quarenta e oito mapas SHALSTAB, alterando a profundidade da camada de solo e a utilização da média e os menores valores dos parâmetros geotécnicos. A validação dos modelos foi dada através de curvas que relacionam a porcentagem da área da microbacia ao número de cicatrizes. Este trabalho também apresenta o mapa de suscetibilidade da área analisada, composto pela união das melhores correspondências do SHALSTAB para os dois métodos de coletas. Analisando os parâmetros de resistência, os resultados alcançados apontaram que, para as mesmas condições do solo, os valores de coesão foram maiores nos ensaios de cisalhamento direto, enquanto os valores de ângulo de atrito foram similares aos obtidos por *borehole shear test*. Dentre todos os mapas gerados pela ferramenta SHALSTAB, os dois que apresentaram melhor representatividade, levando em consideração as cicatrizes de deslizamentos na microbacia, foram os obtidos com três metros de espessura de solo. Em ambos os mapas a precisão da curva de validação mostrou-se alta, indicando que a grande maioria das cicatrizes se encontrava nas áreas mais instáveis da microbacia. Dessa forma, a união dos mapas com melhor representatividade gerou o mapa de suscetibilidade para a área analisada da microbacia do Ribeirão Baú. Verificou-se, portanto, que para o mapeamento geotécnico de áreas de suscetibilidade ambos os métodos de coleta dos parâmetros geotécnicos são satisfatórios, uma vez que os dois mapas forneceram alta precisão das cicatrizes nas áreas de maior instabilidade da microbacia.

Palavras-chave: Mapeamento Geotécnico. Áreas Suscetíveis à Deslizamentos. Modelo SHALSTAB. *Borehole Shear Test*. Cisalhamento Direto.

ABSTRACT

The knowledge about geotechnical behavior of soils is extremely important, since it makes it possible to prevent the occurrence of catastrophes involving landslides. The intensity wherewith the alteration processes occur, a characteristic of the Brazilian subtropical climate, allows the development of thick soil profiles. To this end, geotechnical mapping appears as a preliminary tool used to identify the aspects and processes involved in landslides. This tool associated with laboratory and field tests acts in the physical characterization of soil and in the spatial distribution of landslides, in order to anticipate the mechanic behavior of soils. The aim of this paper is to compare the data obtained by two different methods of collecting geotechnical parameters, the direct shear test, and the borehole shear test, in the mapping of areas susceptible to landslips in the Ribeirão Baú watershed, a region highly devastated by previous landslides. To start this research, it was necessary to make a field survey to perform the BST and to collect samples of different types of soils for laboratory tests. The cartographic data bases used were extracted from previous papers in this search area. Were defined different scenarios for the creation of forty-eight SHALSTAB maps, changing the depth of soil layer and the use of average and lower values of geotechnical parameters. The validation of the models was given through curves that relate the percentage of watershed area to the number of scars. This paper also presents a susceptibility map of the analyzed region, made by the union of the best correspondences of SHALSTAB for both collection methods. Analyzing the resistance parameters, the results achieved showed that, using same soil conditions, the cohesion values from direct shear tests were higher, while friction angle values were similar to those obtained by borehole shear test. Among all SHALSTAB maps, there were two, obtained using three meters of soil thickness, that presented better representativeness, considering scars from landslides in the watershed. The accuracy of the validation curve turned out to be high for both maps, pointing that great majority of the scars were found in the most instable watershed areas. The union of the maps with better representativeness created a susceptibility map for the analyzed area of Ribeirão Baú watershed. It was also verified that both collections methods of geotechnical parameters are satisfactory on geotechnical mapping of susceptibility areas, since the two generated maps provided high accuracy of the scars in regions of greatest instability in the watershed.

Keywords: *Geotechnical Mapping. Sliding Areas. SHALSTAB Model. Borehole Shear Test. Direct Shear Test.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Envoltória de resistência, a partir de círculos de Mohr.	22
Figura 2 - Ilustração esquemática do atrito entre dois corpos.	24
Figura 3 - Equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto.	26
Figura 4 – Resultado típico do ensaio de cisalhamento direto.	27
Figura 5 – Equipamento <i>Borehole Shear Test</i>	30
Figura 6 - <i>Borehole Shear Test</i> da Universidade Federal de Santa Catarina; (a) base; (b) sonda cisalhante.	31
Figura 7 – Envoltória de cisalhamento em ensaio BST.	33
Figura 8 – Rastejos.	38
Figura 9 – Queda de blocos.	40
Figura 10 – Fluxos.	41
Figura 11 – Deslizamento rotacional.	42
Figura 12 – Deslizamento translacional.	43
Figura 13 – Deslizamento em cunha.	44
Figura 14 - Componentes da força peso relacionados com as tensões que agem em um deslizamento, onde: τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal, θ é a declividade, z é a espessura do bloco de solo, e é a espessura do bloco perpendicular à superfície, μ é a propressão, L é o comprimento do bloco e P é o peso do bloco.	49
Figura 15 - Representação do modelo hidrológico de estado uniforme, onde: q é a taxa de recarga uniforme, a é a área de contribuição a montante, b é o comprimento de contorno unitário, z é a espessura do solo, h é a altura da coluna de água e θ é a declividade.	52
Figura 16 - Localização da microbacia do Ribeirão Baú. Ilhota - SC.	59
Figura 17 - Mapa geológico da microbacia do Ribeirão Baú.	60
Figura 18 – Mapa geomorfológico da microbacia do Ribeirão Baú.	62
Figura 19 – Mapa pedológico da microbacia do Ribeirão Baú.	64
Figura 20 - Modelo Digital do Terreno com a altimetria da microbacia do Ribeirão Baú.	66
Figura 21 - Mapa de declividade da microbacia do Ribeirão Baú (em %).	67
Figura 22 - Mapa do uso e ocupação do solo da microbacia do Ribeirão Baú.	68
Figura 23 – Cicatrizes nas unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.	70
Figura 24 – Unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.	71
Figura 25 – Fluxograma de atividades desenvolvida no presente trabalho.	73
Figura 26 – Imagem espacial de pontos de locais investigados.	75

Figura 27 – Mapa de localização dos pontos de análise.	77
Figura 28 – Acomodação das amostras em laboratório.	78
Figura 29 – Equipamento de cisalhamento direto.	79
Figura 30 – Tradagem realizada na unidade Ca-03.	80
Figura 31 – Equipamento instalado na unidade Cf-02.	81
Figura 32 – Etapa de cisalhamento do solo em campo.	82
Figura 33 – Modelo automatizado da ferramenta ASA.	87
Figura 34 - Tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal das unidades pelo ensaio de BST.	92
Figura 35 - Tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal das unidades pelo ensaio de CD.	92
Figura 36 – Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de unidades geotécnicas utilizando o CD.	101
Figura 37 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de unidades geotécnicas utilizando o BST.	101
Figura 38 – Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por unidades geotécnicas, utilizando o cisalhamento direto.	102
Figura 39 – Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por unidades geotécnicas, utilizando o <i>borehole shear test</i>	103
Figura 40 – Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por unidades geotécnicas obtidas pelo cisalhamento direto.	104
Figura 41 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por unidades geotécnicas obtidas pelo <i>borehole shear test</i>	105
Figura 42 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de média simples utilizando o CD.	110
Figura 43 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de média simples utilizando o BST.	111
Figura 44 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por média simples, utilizando o cisalhamento direto.	111
Figura 45 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por média simples, utilizando o <i>borehole shear test</i>	112

Figura 46 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por média simples obtidas pelo cisalhamento direto.	113
Figura 47 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por média simples obtidas pelo <i>borehole shear test</i>	114
Figura 48 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de menor valor utilizando o CD.....	119
Figura 49 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de menor valor utilizando o BST.....	119
Figura 50 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por menor valor, utilizando o cisalhamento direto.	120
Figura 51 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por menor valor, utilizando o <i>borehole shear test</i>	120
Figura 52 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por menor valor obtidas pelo cisalhamento direto.	121
Figura 53 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por menor valor obtidas pelo <i>borehole shear test</i>	122
Figura 54 – Curvas de validação para cada profundidade ($Z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15m) com os diferentes tipos de parâmetros utilizados na modelagem SHALSTAB.	124
Figura 55 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB que melhor representaram a sua profundidade.	125
Figura 56 – Mapa com as classes de estabilidade do SHALSTAB com a melhor precisão utilizando o Cisalhamento direto ($z = 3\text{m}$).	127
Figura 57 – Mapa com as classes de estabilidade do SHALSTAB com a melhor precisão utilizando o <i>borehole shear test</i> ($z = 3\text{m}$).	127
Figura 58 – Mapa de classes do SHALSTAB da união das melhores correspondências de coleta dos parâmetros geotécnicos.	129
Figura 59 - Curva de validação para a união das melhores correspondências dos métodos de coleta dos parâmetros de resistência	130
Figura 60 - Mapa de suscetibilidade a deslizamentos da microbacia do Ribeirão Baú.	131

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Critérios de Rupturas.	20
Quadro 2 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento através de ensaios de BST e CD.	34
Quadro 3 – Resultados obtidos por diversos autores utilizando BST em Santa Catarina	35
Quadro 4 - Sistema de Classificação e Codificação Brasileira de Desastres.	37
Quadro 5: Dados de entrada do modelo SHALSTAB.	83
Quadro 6 – Valores dos parâmetros geotécnicos utilizados nos diferentes cenários.....	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Condições de ensaio de cisalhamento direto.	28
Tabela 2 – Equipamentos para execução de furo.	32
Tabela 3 – Classificação dos movimentos de massa.	37
Tabela 4 – Número de cicatrizes por unidade geotécnica na microbacia do Ribeirão Baú.	69
Tabela 5 – Resultados levantados de parâmetros de resistência dos solos na microbacia.	71
Tabela 6 – Caracterização das unidades geotécnicas preliminares na microbacia.	72
Tabela 7 – Pontos investigados e suas coordenadas.	76
Tabela 8 – Pontos definidos do trabalho.	77
Tabela 9 – Tensões de confinamento utilizadas no ensaio de BST.	81
Tabela 10 – Classes de estabilidade geradas pelo SHALSTAB pela razão $\text{Log}_{q/T}$	85
Tabela 11 – Classes para o sistema semafórico dos mapas de suscetibilidade.	89
Tabela 12 – Parâmetros obtidos no ensaio de <i>borehole shear test</i>	93
Tabela 13 – Parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.	94
Tabela 14 – Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros para cada unidade geotécnica obtida pelo cisalhamento direto.	97
Tabela 16 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros para cada unidade geotécnica obtida pelo <i>borehole shear test</i>	99
Tabela 17 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de média simples obtidos pelo cisalhamento direto.	106
Tabela 18 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de média simples obtidos pelo <i>borehole shear test</i>	108
Tabela 19 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de menor valor obtidos pelo cisalhamento direto.	115
Tabela 20 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de menor valor obtidos pelo <i>borehole shear test</i>	117
Tabela 21 – Análise dos mapas de suscetibilidade pelo SHALSTAB para os dois métodos.	128
Tabela 22 – Área da união dos mapas SHALSTAB para cisalhamento direto e <i>borehole shear test</i>	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

Ac - Acumulada

AR – Afloramento Rochoso

ASA - *Automatic SHALSTAB Analysis*

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

BST - *Borehole Shear Test*

Ca - Cambissolo Substrato Arenito

Cc - Cambissolo Substrato Conglomerado

CD - Cisalhamento Direto

Cde - Cambissolo Substrato Depósito de Encosta

Cf - Cambissolo Substrato Folhelho

Cg - Cambissolo Substrato Granito

Cgn - Cambissolo Substrato Gnaisse

Cic - Cicatrizes

CIRAM - Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina

COBRADE - Classificação e Codificação Brasileira de Desastres

Cpi - Cambissolo Substrato Piroxenito

CXgn – Cambissolo Háptico Substrato Gnaisse

CXsq – Cambissolo Háptico Substrato Sedimentos Quaternários

CYsq – Cambissolo Flúvico Substrato Sedimentos Quaternários

EESC – Escola de Engenharia de São Carlos

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

EPAGRI - Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina

Gd – Gleissolo Distrófico

GERCO - Gerenciamento Costeiro

GHsqa – Gleissolo Substrato Sedimentos Quaternários Aluvial

GPS - Sistema de Posicionamento Global

IAEG - International Association of Engineering Geology

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

Incond - Incondicionalmente

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
LAMGEO - Laboratório de Mapeamento Geotécnico
MDT - Modelo Digital do Terreno
MIT - *Massachusetts Institute of Technology*
NA- Não Aplicável
NBR - Norma Brasileira
NLF - Nível de Lençol Freático
ONU - Organização das Nações Unidas
PVg - Podzólico Vermelho-Amarelo Substrato Granito
PVgn – Argissolo Amarelo Substrato Gnaisse
Ra – Rocha Substrato Arenito
Rc – Rocha Substrato Conglomerado
Rgi - Solos Litólicos Substrato Granito Ilha
RLgn – Neossolo Litólico Substrato Gnaisse
SC – Santa Catarina
SEDEC - Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil
SHALSTAB - *Shallow Landsliding Stability Model*
SIG - Sistema de Informação Geográfica
SIRGAS 2000 – Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSC -Universidade Federal de Santa Catarina
UNESCO - Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
UNESP - Universidade Estadual Paulista
USGS - *United States Geological Survey*
USP - Universidade de São Paulo
UTM - Universal Transversa de Mercator

LISTA DE SÍMBOLOS

kN - QuiloNewton

kPa – QuiloPascal

km – Quilometros

km² - Quilometros Quadrados

m – Metros

mm – Milímetros

min – Minutos

s – Segundo

kg - Quilograma

g - Grama

cm – Centímetros

° - Graus

% - Porcentagem

σ – Tensão Normal Total

u – Poro Pressão

τ - Tensão de Cisalhamento

σ' - Tensão Efetiva do Solo

c' - Coesão Efetiva

φ' - Ângulo de Atrito Interno

w – Índice de Umidade

h – Altura da Coluna de Água

z – Espessura de Solo

Q – Intensidade da Chuva

T – Transmissividade de Solo

a – Área de Contribuição

b – Comprimento de Contorno

θ – Declividade em Graus

g – Aceleração da Gravidade

ρ_s – Massa Específica do Solo

ρ_w – Massa Específica da Água

q – Taxa de Recarga Uniforme

Q_e – Quantidade Total de Água Percolante

v - Velocidade do Fluxo

K_s - Condutividade Hidráulica Saturada

i - Gradiente Hidráulico

σ_{\max} - Tensão de Tração Normal Máxima

τ_{\max} - Tensão de Ruptura

τ_{res} - Tensão Residual

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS.....	18
1.1.1	Objetivo Geral	18
1.1.2	Objetivos Específicos	18
2	REVISÃO BIBLIOGRAFICA	19
2.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	19
2.1.1	Crítérios de Ruptura.....	20
2.1.2	Parâmetros de Resistência.....	22
2.1.2.1	<i>Coesão.....</i>	22
2.1.2.2	<i>Atrito</i>	23
2.1.3	Ensaio Geotécnicos para Determinação dos Parâmetros de Resistência	24
2.1.3.1	<i>Cisalhamento Direto.....</i>	25
2.1.3.1.1	Classificação dos Ensaio de Cisalhamento Direto	28
2.1.3.2	<i>Borehole Shear Test (BST).....</i>	28
2.2	MOVIMENTOS DE MASSA.....	36
2.2.1	Rastejos	38
2.2.2	Quedas.....	39
2.2.3	Fluxos	40
2.2.4	Deslizamentos.....	41
2.2.4.1	<i>Rotacionais ou Circulares.....</i>	41
2.2.4.2	<i>Translacionais ou Planares</i>	42
2.2.4.3	<i>Em Cunha.....</i>	44
2.3	MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS.....	44
2.3.1	Mapeamento geotécnico.....	45
2.3.2	Modelo Matemático SHALSTAB.....	47

2.3.2.1	<i>Modelo de Estabilidade de Encostas</i>	48
2.3.2.2	<i>Modelo Hidrológico</i>	52
2.3.2.3	<i>Validação do Modelo SHALSTAB</i>	56
3	ÁREA DE ESTUDO	59
3.1	GEOLOGIA	59
3.2	GEOMORFOLOGIA.....	62
3.3	PEDOLOGIA	63
3.4	TOPOGRAFIA.....	65
3.5	USO E OCUPAÇÃO DO SOLO.....	67
3.6	DESLIZAMENTOS DE SOLO OCORRIDOS EM 2008.....	68
3.7	GEOTECNIA	70
4	METODOLOGIA	73
4.1	AQUISIÇÃO DE DADOS PREEXISTENTES	74
4.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS UNIDADES	74
4.2.1	Definição dos Locais de Investigação	75
4.2.2	Determinação dos Parâmetros dos Solos em Laboratório	78
4.2.3	Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento em Campo .	79
4.3	MODELAGEM DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS	82
4.3.1	Determinação dos Parâmetros do Solo	83
4.3.2	Determinação das variáveis espaciais topográficas	84
4.3.3	Modelagem com o SHALSTAB	84
4.3.3.1	<i>Ferramenta Automatic SHALSTAB Analysis (ASA)</i>	86
4.3.4	Validação de Modelo SHALSTAB	87
4.4	ELABORAÇÃO DOS MAPAS DE SUSCETIBILIDADE	88
5	RESULTADOS E ANÁLISES DOS RESULTADOS	91
5.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS ...	91
5.2	ANÁLISE DO MAPEAMENTO COM BASE NO MODELO SHALSTAB	96
5.2.1	Unidades Geotécnicas	96

5.2.2	Média Simples	106
5.2.3	Menor Valor	115
5.3	COMPARAÇÃO DOS CENÁRIOS PARA CADA ESPESSURA UTILIZANDO A CURVA DE VALIDAÇÃO.	123
5.4	COMPARAÇÃO DA MELHOR CORRESPONDÊNCIA ENTRE CISALHAMENTO DIRETO E <i>BOREHOLE SHEAR TEST</i>	126
5.5	MAPA DE SUSCETIBILIDADE DA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ..	128
6	CONCLUSÕES	133
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	135
	REFERÊNCIAS	137

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos caracterizam-se como fenômenos naturais de movimentos gravitacionais de massa, importantes na evolução geomorfológica do relevo, sendo responsável por modelar a paisagem terrestre juntamente com outros processos exógenos e endógenos. Sua ocorrência está relacionada, principalmente à pluviosidade. Porém, fatores como a forma e a inclinação de vertentes, diferentes tipos de solos, geologia, relevo, vegetação e ação humana, dentre outros, são decisivos para a desencadear esse fenômeno. Ainda neste sentido, as formas geomorfológicas das encostas também caracterizam os deslizamentos de solos, pois a partir delas definem-se formas côncavas, convexas e/ou retilíneas.

Segundo Guimarães *et al.* (2008) e Fernandes e Amaral (2003), é devido suas condições climáticas e geomorfológicas que o Brasil, caracteriza-se por possuir áreas suscetíveis a desastres naturais associados a deslizamentos

Enquanto que as ocorrências naturais dos fenômenos por comporem processos naturais evolutivos, estarão sempre presentes no ambiente, os desastres naturais podem ser minimizados (REGINATTO, 2013).

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2010), em menos de cem anos o Brasil passou de um país predominantemente rural para um país urbano. Em 2010 a população urbana cresceu cerca de 49% desde o ano de 1950. Xavier (2004) alerta que o domínio do desequilíbrio socioambiental resulta em urbanização acelerada, onde nas últimas décadas houveram um aumento significativo dos danos causados por desastres naturais relacionados a deslizamentos, porém, não necessariamente associado ao acréscimo da frequência do fenômeno natural, mas, ao aumento do número de afetados.

Kobiyama *et al.* (2009) alertam que as ocorrências de deslizamentos em Santa Catarina vêm superando as de inundações, tornando-se urgente uma medida acerca de estudos desse fenômeno para compor medidas de prevenção e remediação. Kobiyama *et al.* (2004) caracterizam assim, dois tipos de medidas preventivas a desastres naturais, as estruturais e as não-estruturais.

- Medidas estruturais: envolvendo ações normalmente mais complexas e custosas, como: obras de engenharia, obras de estabilização de encostas, sistemas de drenagem, obras de infraestrutura urbana, realocação de moradias, etc.

- Medidas não-estruturais: Apresentam custos inferiores e bons resultados, principalmente na prevenção de desastres, envolvendo ações relacionadas às políticas urbanas de planejamento e gerenciamento, como capacitação, sistemas de alerta e mapeamentos prévios.

Neste sentido, segundo Sbroglia (2015), as medidas não-estruturais de prevenção relacionadas a deslizamentos vêm assumindo importância crescente para pesquisadores e planejadores das áreas geomorfológica, geológica, hidrológica e geotécnica, por implicar no estudo dos fenômenos, suas causas, localização espacial, análise de ocorrências no passado e magnitude e possíveis consequências.

Como etapa inicial de um projeto geotécnico, Almeida e Marques (2010) caracterizam a investigação geotécnica, pois ela busca definir algumas características, como por exemplo, remediação de rupturas e estabilidade de taludes. Segundo Marinho (2005), diferentes fatores influenciam a escolha das investigações geotécnicas a serem utilizadas, dentre elas complexidade de acesso à área, topografia, tempo, grau de perturbação do método investigativo, limitações de orçamento, a natureza dos materiais de subsuperfície, a condição do lençol freático e o tipo de obra.

Schanaid e Odebrecht (2012) caracterizam duas abordagens para a obtenção dos parâmetros de um projeto, onde a definição da escolha de qual método utilizar depende do tipo de solo, técnica e normas investigadas, são eles:

- Métodos diretos: objetivando fornecem os dados e parâmetros dos solos a partir de correlações diretas.
- Métodos Indiretos: buscam obter os parâmetros a partir de conceitos e formulações da Mecânica dos Solos.

Segundo Contessi (2016), é recomendado em todos os níveis de projeto, mesclar os métodos diretos e indiretos de obtenção dos parâmetros do solo, já que procura-se uma maior exatidão sobre os resultados obtidos. Por conta disso, existem uma maior importância junto aos ensaios de campo, pois, além de fornecer os resultados quase que imediatamente, abrange um menor tempo e custo em saídas a campo.

O equipamento *Borehole Shear Test* (BST) apresenta-se como um modo de obtenção dos parâmetros de resistência dos solos com maior rapidez e facilidade que os métodos de laboratório com o mesmo fim. Este método fornece os mesmos parâmetros que o ensaio de Cisalhamento Direto, com a vantagem de ser um ensaio de menor tempo de duração e execução

in loco, além de não existir uma norma brasileira para o cisalhamento direto fazendo com que o BST surja como uma nova ferramenta para melhorar a compreensão dos parâmetros de resistência c' e ϕ' , tendo em vista a aplicação no mapeamento geotécnico.

O mapeamento geotécnico, usado como uma ferramenta preliminar, gera subsídios para a identificação dos fatores e processos envolvidos na instabilização de encostas. Esta ferramenta associada aos ensaios de laboratório e um Sistema de Informação Geográfica (SIG), atua na caracterização do meio físico de forma a prever o comportamento geomecânico dos solos e, assim, na distribuição espacial dos deslizamentos (SBROGLIA, 2015).

Diversas metodologias de mapeamento vêm sendo desenvolvidas para atuar de forma eficaz na predição desses fenômenos, sendo que algumas vêm sendo também elaboradas para quantificar o risco associado ao evento. Dentre as metodologias de previsão evidencia-se a importância da modelagem matemática associada a um ambiente de Sistema de Informação Geográfica (SIG). Pesquisas investigativas em bacias hidrográficas, com usos múltiplos de deslizamentos, empregando modelos matemáticos integrados a um SIG, podem ser encontradas em trabalhos realizados por Dietrich e Montgomery (1998), Guimarães *et al.* (2003), Meisina e Scarabelli (2007) e Zaidan e Fernandes (2009), Reginatto (2013) e Sbroglia (2015).

Em relação à modelagem matemática, dentre os diferentes modelos que compõem as metodologias de previsão, destaca-se o modelo SHALSTAB (*Shallow Landsliding Stability Model*), que integra um modelo de estabilidade de encostas a um modelo hidrológico. Esta associação resulta na identificação de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais, as quais correspondem aos locais onde ocorre a desagregação do material, ou seja, onde ocorre a ruptura.

Esse modelo considera dados hidrológicos e topográficos e as propriedades físicas e de resistência dos solos na determinação da razão entre a quantidade de precipitação e a transmissividade do solo necessária para tornar-se uma encosta instável. Além de não considerar os fatores antrópicos no condicionamento dos deslizamentos, ele é favorável ao mapeamento de deslizamentos translacionais. Esta tipologia de movimento de massa foi, segundo Tomazzoli *et al.* (2009), a mais frequente e de maior porte que ocorreu no entorno do Morro Baú durante o desastre de novembro de 2008.

Assim, em ambiente SIG, o SHALSTAB integrado ao mapeamento geotécnico compõe uma ferramenta importante na prevenção de desastres relacionados a deslizamentos, gerando subsídios para a compreensão dos mecanismos e dos fatores condicionantes desse fenômeno. Essa ferramenta pode auxiliar ainda no planejamento do uso e ocupação do solo,

contribuindo para a mitigação dos possíveis danos e prejuízos que os desastres podem causar à sociedade.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa consiste na comparação dos dados obtidos pelo ensaio do *Borehole Shear Test* e Cisalhamento Direto na caracterização e mapeamento as áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Diagnosticar o comportamento mecânico dos solos com base em seus comportamentos geotécnicos, para então elaborar os modelos de suscetibilidade a deslizamentos da microbacia do Ribeirão Baú, utilizando o SHALSTAB;
- Correlacionar as sete classes de estabilidade geradas pelo modelo SHALSTAB e as cicatrizes de deslizamentos através das curvas de validação;
- Comparar os dados obtidos, para a elaboração do mapa de suscetibilidade final.

2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

Este capítulo contém a descrição de uma série de conceitos comumente utilizados nos estudos de mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos. Tais conceitos tem a finalidade de contextualizar o presente trabalho, além de propor o devido suporte para as discussões nele desenvolvidas.

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. Para poder analisar os problemas de estabilidade de um solo, é preciso compreender a natureza da resistência ao cisalhamento, tais como capacidade de carga e estabilidade de talude. Segundo Holtz e Kovacs (1981), o cisalhamento direto é provavelmente o ensaio mais antigo existente para a determinação da resistência do solo, sendo que Coulomb utilizou um tipo de caixa de cisalhamento, há mais de 200 anos, para obter sua envoltória.

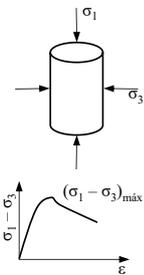
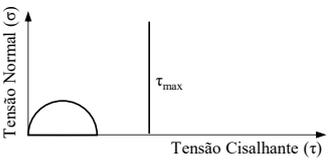
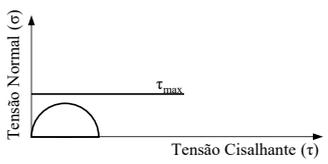
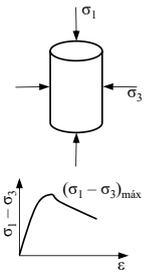
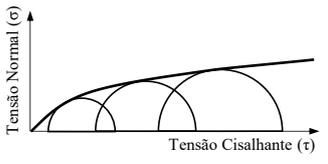
Existem vantagens e desvantagens na utilização do cisalhamento direto como forma de método para descobrir a resistência de um solo. Segundo Godoi (2014), as principais vantagens da utilização do método de cisalhamento direto são: ensaio rápido, barato e relativamente simples; obtém-se os parâmetros de resistência do solo, normalmente de forma conservadora; por fim, pode-se observar claramente o plano de ruptura. Porém também apresentam desvantagens como: ocorrência de rotação dos planos principais. A tensão normal e a tensão cisalhante são determinadas exclusivamente no plano horizontal, onde ocorre a ruptura; O plano de ruptura força numa direção preferencial, o qual não necessariamente é a geometria crítica para a ocorrência de ruptura no corpo de prova; existem forças nas vizinhanças da amostra que levam a condições de não uniformidade da aplicação das tensões na amostra.

Segundo Espíndola (2011), a identificação do ponto que define a ruptura do solo é interpretativa e depende do critério de ruptura adotado, além do tipo de carregamento ao qual será submetido, entre outros fatores.

2.1.1 Critérios de Ruptura

Os critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Um critério pode ser dito satisfatório quando refletir o comportamento do material em consideração. Segundo Pinto (2006), existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros, ainda consideram a energia de deformação. Gerscovich (2012) define ruptura como sendo um estado de tensões arbitrária, definido pela curva tensão x deformação e que varia segundo o critério adotado. O Quadro 1 mostra alguns exemplos de critérios de ruptura conhecidos na prática da engenharia.

Quadro 1 – Critérios de Rupturas.

Critério	Condição	Determinação Experimental	Envoltória de Ruptura
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração normal máxima (σ_{\max}) observada em ensaio de tração não confinada		
Tresca			
Mohr	A ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ, τ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = f(\sigma)$		

Fonte: Gerscovich (2012).

Dessa forma, os critérios de ruptura de Mohr e Coulomb são os que melhor representam o comportamento dos solos. De acordo com o critério de Mohr, a ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ , τ) é tal que a tensão de cisalhamento só vai depender da tensão normal, isto é, $\tau = f(\sigma)$. Esta combinação de tensões, avaliada por meio do círculo de Mohr, resulta em uma curva que tangencia os círculos correspondentes à ruptura. Logo, segundo Pinto (2000), não ocorrerá ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior da envoltória curva.

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 $\tau = c + \sigma \cdot \phi$. Sendo c e ϕ os parâmetros do solo coesão e coeficiente de atrito interno, sendo expresso como a tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno, respectivamente, e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento (PINTO, 2000).

Segundo Pinto (2006), ao se fazer uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando assim a expressão critério de Mohr-Coulomb. Na geotecnia, adota-se o critério de Mohr-Coulomb, que utiliza a envoltória de Mohr linearizada, entretanto a envoltória de resistência passa a ser definida pela Equação 1:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg}\phi' \quad (1)$$

Sendo,

c' – coesão efetiva;

ϕ' - ângulo de atrito interno;

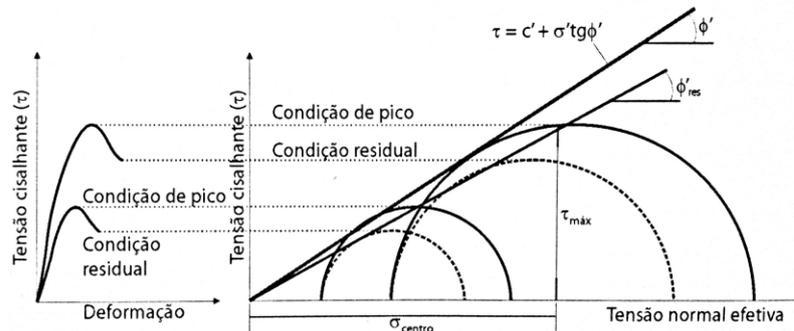
σ' - tensão efetiva do solo;

τ - tensão de cisalhamento.

Cabe evidenciar que tais parâmetros podem variar de acordo com a velocidade do ensaio (argilas), as condições de drenagem, a direção do ensaio (solo anisotrópico), a trajetória de tensões e a compactação da amostra.

A envoltória é determinada a partir do traçado da reta que tangencia as tensões de ruptura caracterizadas experimentalmente (triaxial, cisalhamento direto, etc.). Na Figura 1, apresenta-se um exemplo de traçado da envoltória de resistência, a partir de círculos de Mohr correspondentes à ruptura nas condições de pico e residual.

Figura 1- Envoltória de resistência, a partir de círculos de Mohr.



Fonte: Gerscovich (2012).

2.1.2 Parâmetros de Resistência

Segundo Caputo (1988), a propriedade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento do solo. Essa resistência pode ser definida, segundo Pinto (2006), como a máxima tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer, ou seja, toda a massa de solo se rompe quando a resistência é excedida.

Segundo a Equação 1 a resistência ao cisalhamento de solo se compõe, habitualmente, dos parâmetros de Coesão e o Atrito entre as partículas.

2.1.2.1 Coesão

Pode-se definir a coesão como a parcela de resistência ao cisalhamento de um solo provocado pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas, independente da tensão efetiva normal atuante (ABNT NBR 6502, 1995).

A atração química entre as partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano, constituindo uma coesão real (PINTO, 2006). Segundo Caputo (1988), essa resistência do solo que se refere à coesão, está completamente relacionada às forças eletroquímicas de atração entre partículas. Segundo Guidicini e Nieble (1984), situações de podzolizações de areias por percolação de óxidos de ferro, ou cimentações de origens variadas entre os grãos podem atribuir resistência por coesão a um determinado material. Essa cimentação é proporcionada por sílicas, carbonatos e óxidos, presentes nos contatos entre os grãos do solo e pode apresentar diversas origens como de processos pedogenéticos, processos deposicionais ou herdada da rocha de origem.

Destaca-se também a existência de coesão aparente, que segundo Caputo (1988) e Pinto (2006), é um fenômeno de atrito, no qual a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar da água contida nos solos, agindo como se existisse uma pressão externa. Esse tipo de coesão é chamado de aparente, pois quando o solo é totalmente seco ou saturado, ela desaparece.

2.1.2.2 Atrito

Segundo a Norma técnica Brasileira NBR 6502 (1995), 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.

Segundo Fiori e Carmignani (2009), como a existência de atrito entre corpos depende da existência de movimento, o ângulo de atrito é resultado da tendência de movimento. O ângulo de atrito também pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento.

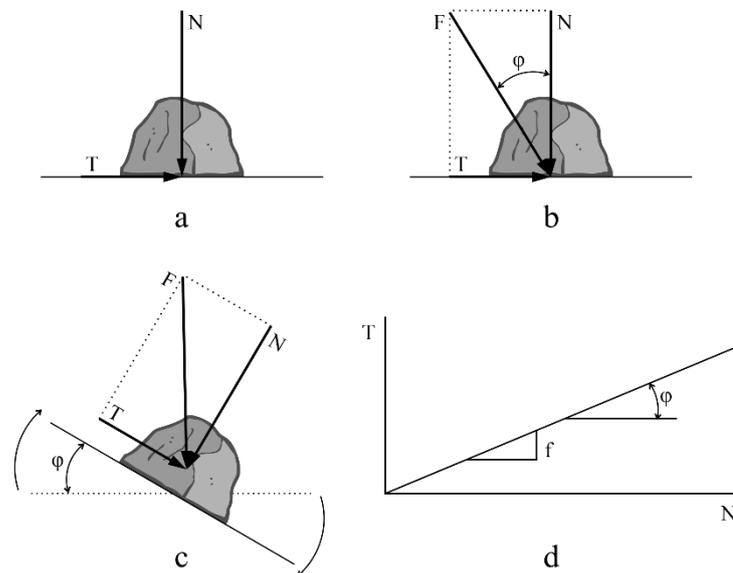
Segundo Pinto (2006), é possível ver na Figura 2 que se uma força vertical N é transmitida pelo corpo, a força horizontal T necessária para fazer o corpo deslizar deve ser superior a $f.N$, e f é o coeficiente de atrito entre os dois materiais. Existindo, portanto, proporcionalidade entre a força tangencial e a força normal. Essa relação também é escrita como na Equação 2.

$$T = N \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2)$$

Sendo,

ϕ - ângulo de atrito formado pela resultante das duas forças com a força normal.

Figura 2 - Ilustração esquemática do atrito entre dois corpos.



Fonte: adaptado de Pinto (2006).

2.1.3 Ensaios Geotécnicos para Determinação dos Parâmetros de Resistência

Os parâmetros c e ϕ não são constantes de um solo, Flach (2016) afirma existir uma tendência de diminuir tanto a coesão quanto o ângulo de atrito interno com o aumento do grau de alteração do solo, onde em um mesmo talude natural em diferentes profundidades foram encontrados resultados diferentes dos parâmetros geotécnicos. Tais parâmetros podem ser determinados utilizando vários métodos como, a correlação empírica, os ensaios de campo ou os ensaios de laboratório.

Por isso, o presente trabalho apresentará dados de ensaios em solos na microbacia do Ribeirão Baú no município de Ilhota-SC onde, dentre os ensaios de campo realizados *in situ*, o que será empregado para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é o *borehole shear test* pela sua rapidez de execução e entrega dos parâmetros. Dos ensaios realizados em laboratório, dois se destacam como os mais utilizados, o ensaio de compressão triaxial, pela sua precisão, e o ensaio de cisalhamento direto, devido sua simplicidade, praticidade, facilidade de coleta e moldagem da amostra e rapidez na execução. O presente trabalho utilizará o ensaio de cisalhamento direto para fins de comparações dos parâmetros de resistência.

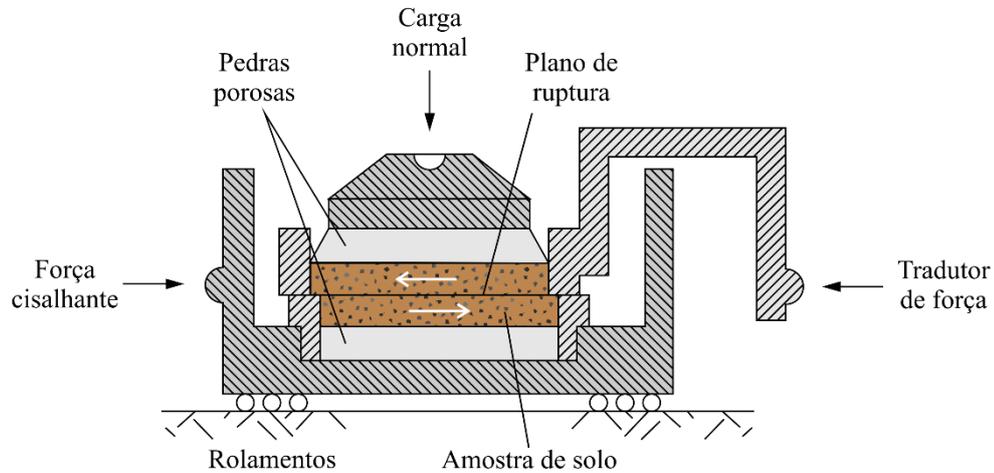
2.1.3.1 *Cisalhamento Direto*

Segundo Head e Epps (1986), o primeiro protótipo para os desenvolvimentos da caixa de cisalhamento direto foi construído por Bell em 1915, o que possibilitou as primeiras mensurações britânicas de resistência ao cisalhamento. A caixa de cisalhamento como é conhecida hoje foi projetada por Casagrande em Harvard, Massachusetts, em 1932, contudo os detalhes não foram publicados. A maior parte dos equipamentos de cisalhamento direto atuais tem seu deslocamento controlado através de um motor de velocidade fixa. O primeiro equipamento de deslocamento controlado foi desenvolvido por Gilboy (1936) no Massachusetts Institute of Technology (MIT).

Segundo Ortigão (2007), o ensaio de cisalhamento direto é o procedimento mais antigo para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo, e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb.

O cisalhamento acontece dentro de uma caixa de metal rígido, bipartida longitudinalmente, onde o corpo de prova a ser ensaiado é posicionado. Uma tensão vertical é aplicada para simular o confinamento natural do solo. Faz-se uma metade da caixa de cisalhamento deslizar sobre a outra pela ação de uma tensão horizontal, de modo a romper o corpo de prova (Figura 3). O cisalhamento direto pode ser realizado através de tensões horizontais controladas, ou por deformações controladas, com velocidade constante e tensão crescente (HEAD e EPPS, 1986).

Figura 3 - Equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: adaptado de Ortigão (2007).

A execução do ensaio de cisalhamento direto encontra-se dividida em duas etapas: consolidação e ruptura do corpo de prova. Espindola *et al.* (2011) explicam que o corpo de prova é considerado completamente saturado, de modo que variações do volume do corpo de prova correspondem ao volume de água deslocada. Como, na etapa de consolidação, não ocorrem variações laterais do corpo de prova, variações volumétricas são função do deslocamento vertical, sendo que a estabilização destes demonstra a conclusão da etapa de consolidação. A ruptura do corpo de prova acontece pela ação de um esforço horizontal, de modo a promover o deslocamento das caixas de cisalhamento. São efetuadas medidas da força horizontal e dos deslocamentos verticais em função do tempo. A determinação dos parâmetros de resistência dá-se através da execução de três ensaios com diferentes tensões de confinamento.

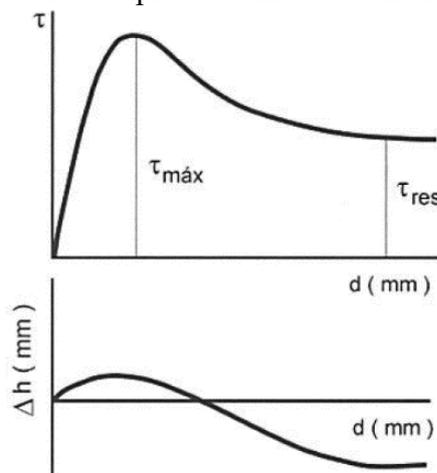
Além de determinar o ângulo de atrito interno entre as partículas e a coesão proporcionada por interações físico-químicas, o cisalhamento direto possibilita determinar ângulo de atrito entre solos e diversos materiais, como concreto e madeira, por exemplo (DAS, 2014).

Particularidades são evidentes no cisalhamento direto, dentre as quais se destacam a impossibilidade de controlar as pressões de água nos poros do solo, de modo que, para evitar interpretações errôneas de tensões efetivas, deve-se atentar para a velocidade de ensaio que deve ser menor em argilas a fim de possibilitar a dissipação das poropressões. A imposição da superfície de ruptura é outro ponto que merece atenção, já que deixa a representatividade do

ensaio a cargo da amostragem do corpo de prova. O avanço de uma metade da caixa de cisalhamento sobre a outra promove a rotação do plano de ruptura para deformações significativas (MASSAD, 2010). Lambe e Whitman (1969) evidenciam o respaldo atribuído ao ensaio, por destacarem que é o mais simples e antigo método para investigação da resistência ao cisalhamento de solos.

A razão entre as forças normal e tangencial aplicadas e a área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que ocorrem na amostra. A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento horizontal, no sentido do cisalhamento, onde se identificam a tensão de ruptura ($\tau_{m\acute{a}x}$) e a tensão residual (τ_{res}) conforme Figura 4. A tensão residual é aquela que o corpo de prova sustenta após ultrapassada a tensão de ruptura, somente em função da coesão e do atrito. Também é registrada a deformação vertical, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento (PINTO, 2000).

Figura 4 – Resultado típico do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2000).

Segundo Ortigão (2007), há uma desvantagem no ensaio de cisalhamento direto em relação à imposição do plano de ruptura, pois quando se trata de ensaiar solos aparentemente homogêneos, cujo plano de fraqueza não foi detectado, pode-se apresentar o erro de se moldar o corpo de prova segundo a direção de maior resistência, obtendo-se assim, resultados irreais e desfavoráveis à segurança.

2.1.3.1.1 Classificação dos Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto podem ser realizados em três diferentes condições de consolidação e ruptura, sendo eles:

- consolidado drenado;
- consolidado não-drenado;
- não consolidado não drenado.

As características de cada condição para o ensaio de cisalhamento direto podem ser observadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Condições de ensaio de cisalhamento direto.	
Consolidado Drenado (CD)	Tensões aplicadas lentamente e é permitida a saída de água por meio das pedras porosas, deixando a pressão neutra constantemente desprezível e resultando na redução do volume do corpo de prova; Esse tipo de ensaio fornece os maiores valores de resistência.
Consolidado Não Drenado (CU)	Pressão aplicada lentamente, como no primeiro caso; Saída de água não é permitida.
Não consolidado e não drenado (UU)	Tensões são aplicadas rapidamente e é impossibilitada a saída da água intersticial da amostra; Verificam-se os menores valores de resistência neste tipo de ensaio; Para solos parcialmente saturados, as diferenças de resultados são pouco sensíveis.

Fonte: do autor (2020).

2.1.3.2 Borehole Shear Test (BST)

Segundo Giacheti e Queiroz (2004), os ensaios geotécnicos de campo aparecem como uma forma de um custo relativamente baixo e com resultados prontamente disponíveis para uma análise do solo de uma região com utilização diversos pontos de ensaio. Com base nisso, diversos ensaios foram desenvolvidos com o passar do tempo para se obter parâmetros do solo, com uma boa confiabilidade dos resultados.

Vários modelos analíticos e computacionais foram desenvolvidos para calcular a resposta do solo com maior precisão do que aquela com a qual os parâmetros do solo podem ser medidos. Como resultado, a capacidade de criar um projeto econômico enquanto mantém a

segurança pode ser aumentada de maneira mais eficaz, melhorando os métodos pelos quais os parâmetros do solo são determinados. No entanto, os custos relacionados às investigações subsuperficiais podem, rapidamente, superar os benefícios obtidos com as determinações precisas dos parâmetros do solo.

Portanto, o desenvolvimento de métodos de testes aprimorados precisa incluir simplicidade e eficiência como considerações primárias. Utilizando métodos simples e eficientes, os parâmetros do solo *in situ* podem ser determinados de forma rápida e precisa por um engenheiro ou técnico com uma chance reduzida de erro, e os custos relacionados a uma investigação individual do solo podem ser reduzidos.

Sandroni (2006) relata que diversos ensaios de laboratório vêm se tornando pouco utilizados devido à crescente popularidade de ensaios de campo, além de outros fatores como demora no tempo de ensaio. O uso do *borehole shear test* (BST) pode desenvolver dados em até uma hora de ensaio enquanto ensaios laboratoriais exigem horas ou até dias para obter resultados (*Handy Geotechnical Instruments*, 2015).

Como uma das vantagens no uso do *borehole shear test* (Figura 5) em relação aos demais ensaios de campo, pode-se observar uma menor variabilidade dos resultados obtidos, além de fornecer diretamente a tensão de cisalhamento do solo (LUTENEGGER e TIMIAN 1987).

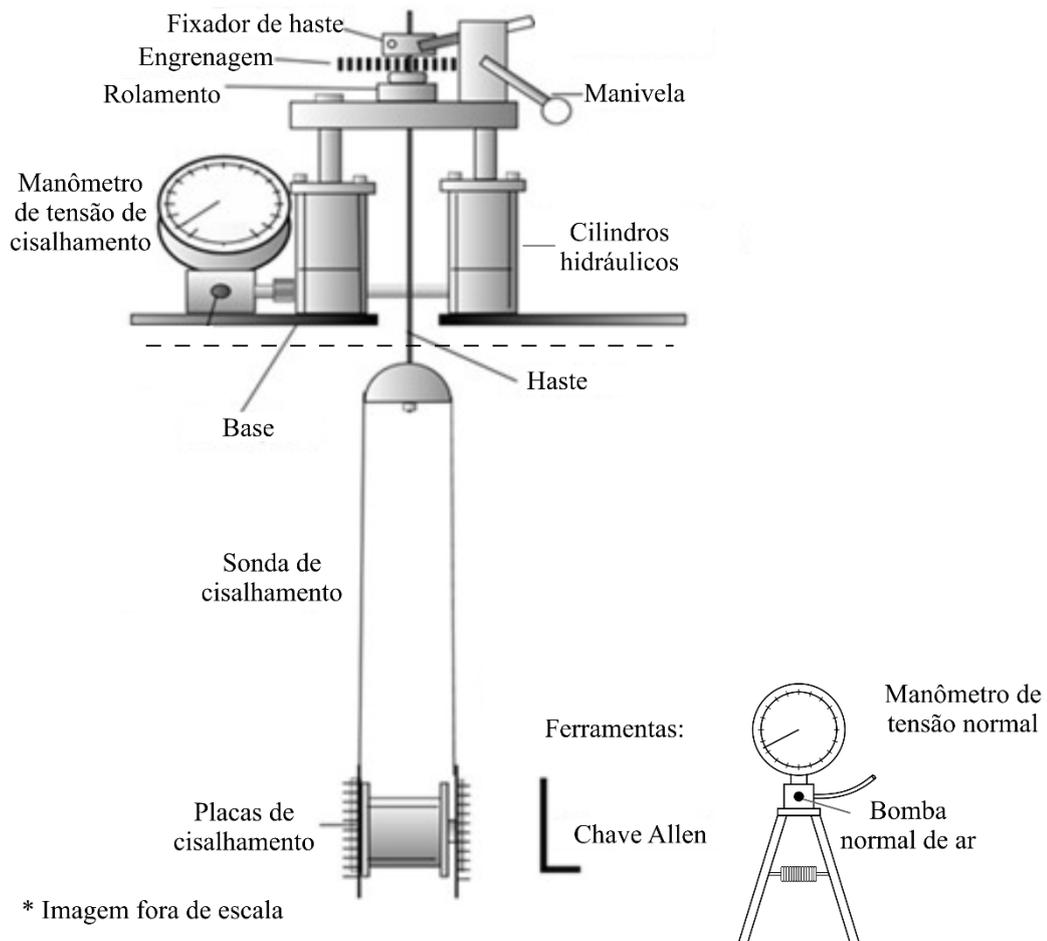
O BST foi desenvolvido pelo Dr. Richard Handy e colaboradores na década de 1960 para determinar os parâmetros de ângulo de atrito e coesão drenados de praticamente qualquer tipo de solo e, conforme Theodore (2012), a execução do ensaio baseia-se na preparação de um furo de trado, dentro do qual é posicionado o aparato de cisalhamento.

O equipamento pode ser dividido em duas partes principais, a base (Figura 6a) e a sonda cisalhante (Figura 6b). Na base encontra-se o aparato de medição da tensão cisalhante, que suporta dois cilindros hidráulicos conectados a um manômetro. Contém ainda uma manivela para transmitir o esforço necessário para a determinação da tensão e, para que isto ocorra, a base se liga à sonda por meio de hastes de metal presas a um fixador.

A sonda é a parte em contato direto com o solo, possuindo um diâmetro total de 85mm na região onde as placas de cisalhamento estão posicionadas e devidamente expandidas. As placas de cisalhamento são superfícies de metal, ranhuradas horizontalmente para uma melhor aderência com o solo. No centro da sonda encontra-se um dispositivo de aplicação de uma força normal aos pratos, fornecendo uma tensão normal conhecida por consolidação.

Para a aplicação desta força, uma bomba manual de ar, com um manômetro acoplado, compõe a estrutura, onde de forma manual a bomba infla o dispositivo entre as placas aplicando, então, a tensão necessária.

Figura 5 – Equipamento *Borehole Shear Test*.



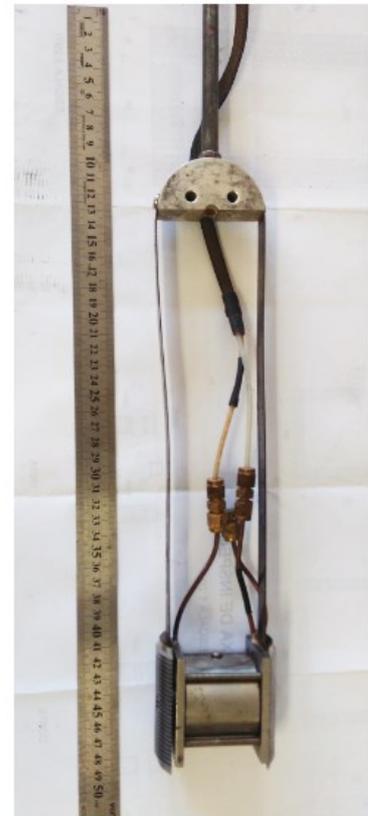
Fonte: adaptado de *Handy Geotechnical Instruments, Inc* (2015).

O Borehole Shear Test funciona primeiramente executando um furo para a penetração da sonda cisalhante. Segundo Lutenegger (1987), o diâmetro do furo aceitável para a execução do ensaio deve ter de 69mm a 79mm, dependendo do modelo do equipamento, contudo, em alguns experimentos, o autor menciona que as placas de cisalhamento não permanecem completamente engatadas ao solo para diâmetros maiores que 73mm, o equipamento utilizado possui 75mm fechado e aproximadamente 85mm expandido, sendo que, a profundidade do furo deve ser de acordo com o horizonte pedológico pré-estabelecido para a análise.

Figura 6 - *Borehole Shear Test* da Universidade Federal de Santa Catarina; (a) base; (b) sonda cisalhante.



a



b

Fonte: adaptado de Sakamoto (2017).

Em todos os casos, deve-se minimizar a perturbação criada no solo, evitando-se o amolgamento e a perda da estrutura original do solo. No método sugerido por Lutenecker (1987) para a execução do ensaio, descreve os equipamentos que podem ser utilizados para a escavação e por meio da Tabela 2.

Tabela 2 – Equipamentos para execução de furo.

Tipo de Solo		Preparação do Furo	
		Tubo de Amostragem	Trado Manual
Solos Argilosos	Mole	x	x
	Média	x	x
	Dura	x	x
Solos Siltosos	Acima do *NLF	x	x
	Abaixo do NLF	**NA	NA
Solos Arenosos	Acima do NLF	NA	x
	Abaixo do NLF	x	NA

Tipo de Solo		Preparação do Furo	
		Trado Motorizado	Perfuratriz
Solos Argilosos	Mole	x	x
	Média	x	x
	Dura	x	x
Solos Siltosos	Acima do *NLF	x	NA
	Abaixo do NLF	x	x
Solos Arenosos	Acima do NLF	NA	x
	Abaixo do NLF	NA	x

*NLF: Nível do Lençol Freático.

**Não Aplicável.

Fonte: Lutenegeger (1987) adaptado por Contessi (2016).

Depois de concluída a etapa do furo, introduz-se então a sonda cisalhamento expansível no poço devidamente preparado. Aplica-se por sua vez uma tensão normal desejada ao solo pela placa de cisalhamento através do auxílio de um manômetro manual. Para a etapa de consolidação, recomenda-se o tempo de 15 minutos, para que qualquer excesso de pressão da água do poro causada pela aplicação da tensão normal possa dissipar, variando conforme o tipo de solo (BECHTUM, 2012). Após o tempo de consolidação ter sido aplicado suficientemente, ao final dos 15 minutos deve-se verificar se houve diminuição da tensão normal e, quando necessário, pode-se fazer um incremento desta tensão, porém, deve-se aguardar mais 5 minutos para que se possa avançar para o próximo estágio.

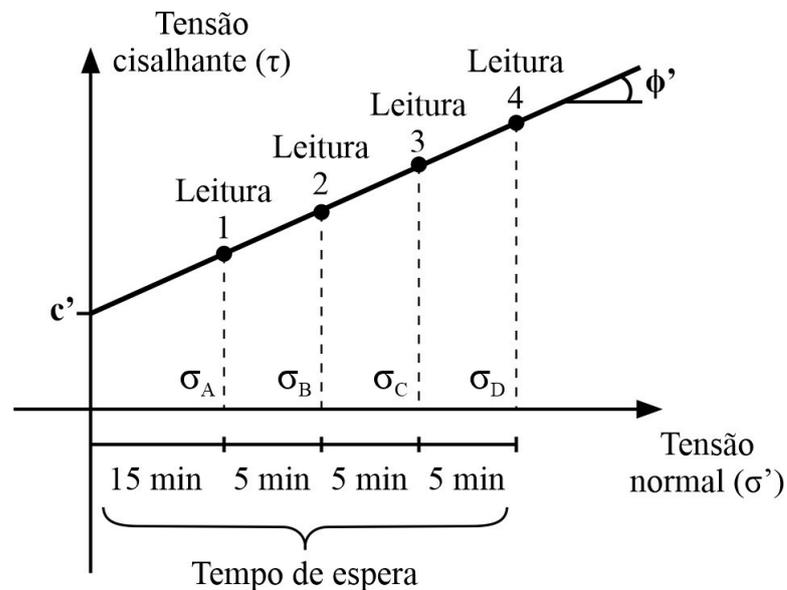
Após a etapa de consolidação, deve-se girar a manivela presente na base do BST no sentido horário mantendo a constância na velocidade de 2 giros por segundo. O manômetro acoplado na base registrará a tensão de cisalhamento do solo, sendo que, o pico de valor registrado indicará a máxima resistência de cisalhamento do solo.

Uma vez que o teste escalonado é realizado, sem reposicionar a placa de cisalhamento ou remover a pressão normal, tal ensaio deve ser repetido no mesmo local aumentando a pressão

nas placas e puxando novamente o dispositivo de cisalhamento. Os tempos de drenagem serão cumulativos para cada tensão normal e permitirão a dissipação da pressão da água dos poros (Lutenegger e Tierney, 1986). Zimmerman (2019) reforça que o tempo de consolidação deve ser rigorosamente respeitado, permitindo que ambos os lados do furo se consolidem aos devidos níveis de tensão normal antes que a força de cisalhamento seja aplicada.

Esse processo é repetido para uma faixa de tensões normais, como mostrado na Figura 7, e uma envoltória de cisalhamento é construída a partir de uma linha de melhor ajuste passando pelas tensões de cisalhamento normais e de pico medidas. A partir da envoltória de cisalhamento, os parâmetros de resistência ao cisalhamento ϕ' e c' podem ser determinados.

Figura 7 – Envoltória de cisalhamento em ensaio BST.



Fonte: do autor (2020).

Sakamoto *et al.* (2015) realizaram um estudo com o intuito de comparar este método com o ensaio de cisalhamento direto aplicado em mapas geotécnicos de áreas de risco. Ao realizar tal estudo, os autores concluíram que o BST apresenta resultados satisfatórios e retrata uma envoltória bastante próxima com aquelas obtidas pelo ensaio de cisalhamento direto, principalmente para a condição inundada (Quadro 2).

Quadro 2 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento através de ensaios de BST e CD.

Local	Ensaio	Condição	ϕ' (°)	c' (kPa)
1	Cisalhamento Direto	Inundada	34,4	3,83
	<i>Borehole Shear Test</i>	Inundada	32,6	4
3	Cisalhamento Direto	Inundada	35,8	5,38
	<i>Borehole Shear Test</i>	Inundada	35,6	1
4	Cisalhamento Direto	Inundada	28,8	18,2
	<i>Borehole Shear Test</i>	Inundada	35	6

Fonte: Sakamoto *et al.* (2015).

Além disso, diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos com a utilização do Borehole Shear Test em solos no estado de Santa Catarina (Quadro 3), dentre eles podemos citar, Abreu (2015), Caraméz (2017) na Bacia do Itacorubi – Florianópolis/SC, Contessi (2016) em solos coletados no deslizamento ocorrido em 2008 em Florianópolis/SC e analisado após homogeneização e compactação em laboratório, Degering (2018) na microbacia do Ribeirão Baú – Ilhota/SC, Costella (2018) na bacia do Saco Grande – Florianópolis/SC e Zimmermann (2019) na bacia do Rio Cachoeira e Rio da Prata – Joinville/SC.

Quadro 3 – Resultados obtidos por diversos autores utilizando BST em Santa Catarina.

Autor	Localidade	Bacia	Solo	Coesão c' (kPa)		Ângulo de Atrito ϕ (graus)	
				Nat.	In.	Nat.	In.
Caramenz (2017)	Florianópolis	Bacia do Itacorubi	Cg	31,50	8,50	26,60	27,60
				20,30	11,90	27,30	28,40
			PVg	20,40	12,30	33,80	31,00
Rgi		16,90	8,60	30,90	24,10		
Costella (2018)		Bacia do Saco Grande	PVg	-	14,04	-	13,69
			Cg	-	7,00	-	27,97
	Cde		-	4,83	-	25,39	
Degering (2018)	Ilhota	Microbacia do Ribeirão Baú	Ca	-	6,07	-	28,40
			Cc	-	4,37	-	27,30
			Cf	-	5,74	-	23,00
			Cgn	-	6,32	-	23,70
			Cpi	-	8,89	-	23,70
			Cde	-	4,10	-	27,00
Zimmermann (2019)	Joinville	Bacia do Rio Cachoeira e Rio da Prata	RLgn	-	6,28	-	26,88
			PVgn	-	8,87	-	29,78
			CXgn	-	7,27	-	29,97
			CYsq	-	0,64	-	32,37
			CXsq	-	11,77	-	28,4
Ca - Cambissolo substrato arenito			CXsq – Cambissolo Háplico substrato				
Cc - Cambissolo substrato conglomerado			sedimentos quaternários				
Cde - Cambissolo substrato depósito de encosta			CYsq – Cambissolo Flúvico substrato				
Cf - Cambissolo substrato folhelho			sedimentos quaternários				
Cgn - Cambissolo substrato gnaisse			PVg - Podzólico Vermelho-Amarelo substrato granito				
Cg - Cambissolo substrato granito			PVgn – Argissolo Amarelo substrato gnaisse				
Cpi - Cambissolo substrato piroxenito			RLgn – Neossolo Litólico substrato gnaisse				
CXgn – Cambissolo Háplico substrato gnaisse			Rgi - Solos Litólicos substrato granito ilha				

Fonte: do autor (2020).

2.2 MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa são considerados, segundo Christofolletti (1979) e Selby (1993), como processos naturais, onde há o transporte de volumes de solo e rochas pela vertente abaixo sob influência da gravidade. Wicander, Monroe e Peters (2009) referem-se aos movimentos de massa como gravitacionais de massa, e os definem, devido a influência da gravidade, como a mobilização descendente de materiais pela encosta.

Segundo Guidicini e Nieble (1984) esses fenômenos constituem movimentos de materiais, independentemente da diversidade dos seus processos, causas, velocidades, formas, entre outras características, sejam estes terrosos, rochosos, ou uma combinação de ambos.

Em regiões tropicais a ocorrência dos movimentos de massa está relacionada principalmente com a pluviosidade (CUNHA *et al.*, 1991). Fatores como o relevo, características geológico-geotécnicas do local, vegetação, ação humana, entre outros, no entanto, são também determinantes na deflagração desses fenômenos (REGINATTO, 2013). De acordo com Fernandes e Amaral (2003), o parâmetro geomorfológico forma da encosta também é indispensável no condicionamento dos movimentos de massa, pois é a partir dele que definem-se as formas côncavas, convexas ou retilíneas.

Profissionais de áreas distintas de atuação visam compreender e classificar os movimentos de massa, alguns autores baseados em suas experiências descreveram e definiram diferentes classificações de aplicabilidade regional (GUIDICINI e NIEBLE, 1984). Tendo em vista a sua relevância na evolução das formas do relevo, segundo Reginatto (2013), isso acarreta na heterogeneidade dos enfoques relacionados a esses fenômenos, quando associados à complexidade dos processos envolvidos e à diversidade dos locais de sua ocorrência, dificultando as análises e as sínteses dos mesmos.

De acordo com Wicander, Monroe e Peters (2009) esses fenômenos são geralmente classificados em função da velocidade do movimento (rápido ou lento), do tipo do movimento (especialmente queda, deslizamentos ou fluxo) e do material envolvido (rocha, solo ou detritos). Deste modo, devido a essa grande variedade, diversos autores realizaram a classificação dos movimentos de massa. Internacionalmente, a mais utilizada é a classificação elaborada por Varnes (1978). No Brasil, destacam-se as desenvolvidas por Freire (1965), Guidicini e Nieble (1984), Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT (1991) e Augusto Filho (1994) e a Classificação e Codificação Brasileira de Desastres (COBRADE). Segundo o COBRADE,

que trata os fenômenos como desastres, os movimentos de massa são classificados em tipo e subtipo dentro de um sistema de classificação de desastres (Quadro 4).

Quadro 4 - Sistema de Classificação e Codificação Brasileira de Desastres.

Desastres	Grupo	Subgrupo	Tipo	Subtipo
1. Naturais	1. Geológico	3. Movimento de Massa	1. Quedas, tombamentos e rolamentos	1. Blocos
				2. Lascas
				3. Matacões
				4. Lajes
			2. Deslizamentos	1. Deslizamentos de solo e/ou rocha
			3. Corridas de Massa	1. Solo/Lama
				2. Rocha/Detritos
4. Subsidiências e colapsos	-			

Fonte: adaptado de SEDEC (2014).

Segundo Augusto Filho (1994), os movimentos de massa são classificados (Tabela 3) em: rastejo (*creep*), queda de bloco (*rock fall*), fluxo (*flow*) e deslizamento ou deslizamentos (*landslide*). Esta classificação realizada basicamente em função da velocidade do fenômeno, tipo de material, geometria e teor de água, é a mais utilizada no país e por sua vez será adotada neste trabalho.

Tabela 3 – Classificação dos movimentos de massa.

Processo	Características do movimento, material e geometria
Rastejo	Vários planos de deslocamento (internos); Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade; Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; Geometria indefinida
Deslizamentos	Poucos planos de deslocamentos (externos); Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); pequenos a grandes volumes de material; Geometria e materiais variáveis: Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraquezas

Quedas	Sem planos de deslocamentos; Movimentos tipo queda livre ou plano inclinado; Velocidades muito altas (vários m/s); Material rochoso; pequenos à médios volumes; Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc.; Rolamento de matacão; Tombamento.
Fluxos	Muitas superfícies de deslocamento; Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; Desenvolvimento ao longo das drenagens; Velocidades médias a altas; Mobilização de solo, rocha, detritos e água; Grandes volumes de material; extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

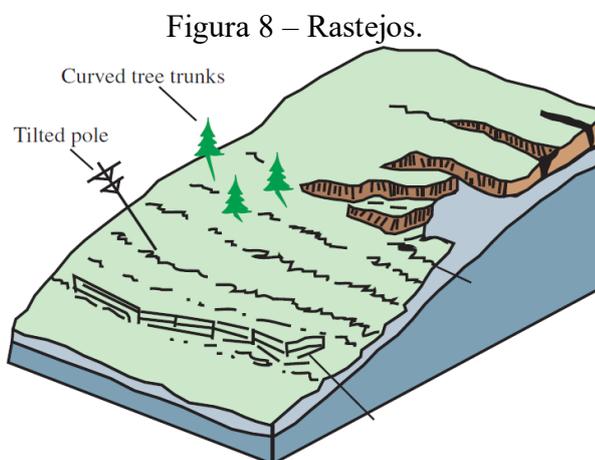
Fonte: Tominaga *et al.* (2009).

2.2.1 Rastejos

Os movimentos de massa classificados como rastejos (Figura 8), segundo Massad (2010), são caracterizados como movimentos lentos das camadas mais superficiais do solo em direção à base da encosta.

Este tipo de movimento envolve, muitas vezes, grandes volumes de solo, não apresentando diferenças visíveis entre o solo que está se movimentando e em repouso (TOMINAGA *et al.*, 2009).

São causados por tensão de cisalhamento interna suficiente para causar deformação, mas insuficiente para causar rupturas. Geralmente, envolvem grande quantidade de material, cuja movimentação normalmente é provocada pela ação da gravidade (CAPUTO, 1975; GUIMARÃES *et al.*, 2008; HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).



Fonte: USGS (2004).

Comuns em áreas de pastagens, esse movimento de massa é presente em grande parte do estado de Santa Catarina, como exemplo, evidenciado o aparecimento no Morro do Benjamin em São José-SC por Gonçalves e Oliveira (2016). Segundo os autores o processo parece ter sido potencializado pela presença de gado que, por meio dos caminhos de boi e do adensamento do solo acelerara a formação de escoamento superficial, formando linhas de escoamento ao longo dos eixos de drenagem. Igualmente o eventual efeito da pluviosidade foi ressaltado, associado à elevação do volume mm médio/anual precipitado durante as duas últimas décadas.

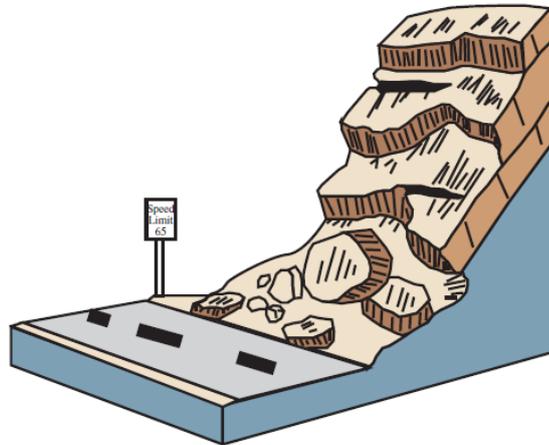
2.2.2 Quedas

As quedas de blocos (Figura 9) são movimentos rápidos de blocos de rochas de volume e geometria variáveis pela ação da gravidade (GUIDICINI e NEIBLE, 1984). Também consistem no desprendimento de material que perde a aderência com uma base estável.

A queda de blocos acontece por meio de chuvas intensas e prolongadas, que provocam erosão e solapamento do material junto à base (MASSAD, 2010). Segundo Guessser (2016), este tipo de movimento de massa também pode ocorrer por meio da ação do homem, ao executar cortes e escavações de maneira inadequada.

As quedas são típicas de área com relevo muito íngreme e paredões rochosos, sua ocorrência é favorecida pela presença de discontinuidades na rocha, tais como fraturas e bandeamentos composicionais, assim como pelo avanço do intemperismo físico e químico (FERNANDES e AMARAL, 2003; HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).

Figura 9 – Queda de blocos.



Fonte: USGS (2004).

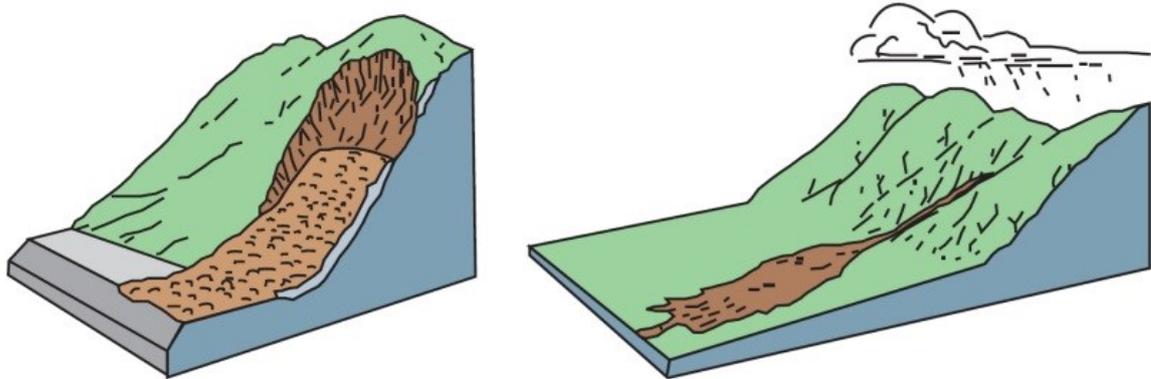
Sendo uma das rotas turísticas mais importantes do estado, a Serra do Rio do Rastro sofre frequentemente com queda de blocos rochosos por se tratar de uma região de rochas fraturadas e desgastada, além de cortes íngremes de estrada. De acordo com o alto índice do acumulado de chuva na região, o solo na Serra do Rio do Rastro adquire instabilidade, vindo a ocorrer tal movimento de massa a cair sobre a pista.

2.2.3 Fluxos

Os fluxos (Figura 10) são movimentos rápidos nos quais os materiais se comportam como fluidos (caráter hidrodinâmico) altamente viscosos ocasionadas pela perda de atrito interno das partículas de solo, em virtude da destruição da sua estrutura interna e à elevada umidade (GUIDICINI e NEIBLE, 1984; IPT, 1991; TOMINAGA *et al.*, 2009).

Segundo Massad (2010), são movimentos que se desenvolvem rápido e apresentam velocidades muito altas (variando de 5 a 20m/s). A massa deslocada apresenta alto poder de erosão e destruição, podendo atingir grandes distâncias com extrema rapidez. Frente a isso, os danos gerados pelas corridas são imensos.

Figura 10 – Fluxos.



Fonte: USGS (2004).

2.2.4 Deslizamentos

Os deslizamentos caracterizam-se como rápidos, de curta duração, com plano de ruptura bem definido, podendo ainda ser facilmente identificados os volumes instabilizados (FERNANDES e AMARAL, 2003; CARVALHO *et al.*, 2007).

Tominaga *et al.*, (2009) caracterizam a velocidade dos deslizamentos como alta e define alguns fatores como fonte desses deslizamentos, como a inclinação da superfície de deslizamentos, a causa inicial de movimentação e a natureza do terreno.

Segundo Sbroglia (2015), os deslizamentos são geralmente divididos com base no tipo de material movimentado e na forma do plano de ruptura. Quanto ao material movimentado pode ser constituído por rocha, solos residuais ou sedimentos.

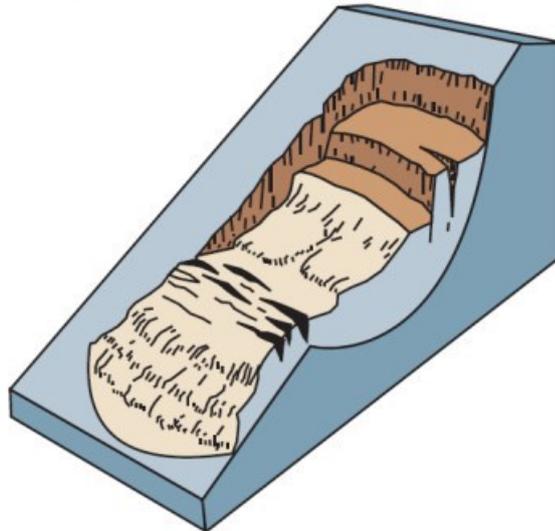
Quanto à forma e geometria do plano de ruptura dos deslizamentos, podem se subdividir em três tipos principais: rotacionais, translacionais e em cunha.

2.2.4.1 Rotacionais ou Circulares

Esses tipos de deslizamentos possuem uma superfície de ruptura curva, (côncava para cima), ao longo da qual ocorre um movimento predominantemente rotacional do solo (Figura 11). Dentre as condições que mais favorecem a geração desses movimentos destaca-se a existência de solos espessos e homogêneos, sendo comum em encostas compostas por material de alteração homogêneo originado de rochas argilosas como argilitos e folhelhos (FERNANDES e AMARAL, 2003).

Segundo Highland e Bobrowsky (2008), a velocidade com que o movimento acontece é variável. Sismos ou variações rápidas do nível d'água da encosta podem ser considerados causas desse tipo de deslizamento grave.

Figura 11 – Deslizamento rotacional.



Fonte: USGS (2004).

Segundo Sbrogria (2015), quando analisada a área de estudo da microbacia do Ribeirão Baú, os deslizamentos rotacionais, embora de menor porte, foram caracterizadas como movimentos de massa importantes e bastante numerosos quando comparados aos translacionais. Ainda assim, segundo Tomazzoli *et al.* (2009), ocorreram principalmente nas áreas mais urbanizadas relacionadas a ações antrópicas como cortes de talude inadequados ou sobrecarga da encosta devido ao peso de construções.

2.2.4.2 Translacionais ou Planares

Sendo os mais frequentes entre todos os tipos de movimentos de massa nas encostas serranas brasileiras, os deslizamentos translacionais, ocorrem predominantemente em solos pouco desenvolvidos das vertentes com altas declividades (Figura 12).

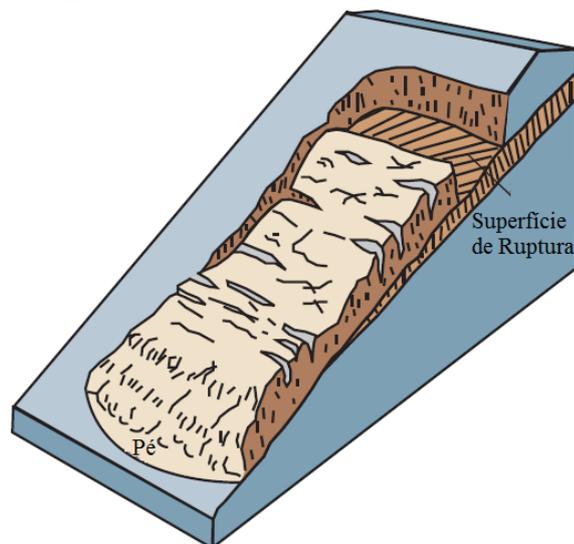
Segundo Souza *et al.* (2009) *apud* Guessser (2016), tais deslizamentos apresentam superfície de ruptura planar e o movimento é predominantemente de translação. Ocorrem com frequência em solos estratificados devido à presença de descontinuidades mecânicas e/ou

hidrológicas. Ainda segundo Selby (1993), a dinâmica hidrológica nestes movimentos possui caráter mais superficial e as rupturas tendem a ocorrer rapidamente, devido ao aumento da poropressão positiva durante eventos pluviométricos de alta intensidade ou duração que reduz a resistência ao cisalhamento.

Highland e Bobrowsky (2008) caracterizam os deslizamentos translacionais como movimentos de massa muito comuns de acontecerem. Chuvas intensas, aumento do nível do lençol freático e terremotos estão entre as principais causas desse tipo de deslizamento.

Segundo Santos (2004), a partir de episódios de chuvas de 100mm/dia, antecedidas por chuvas de saturação nos 3 a 4 dias precedentes, os deslizamentos do tipo translacionais têm probabilidade crescente de ocorrer.

Figura 12 – Deslizamento translacional.



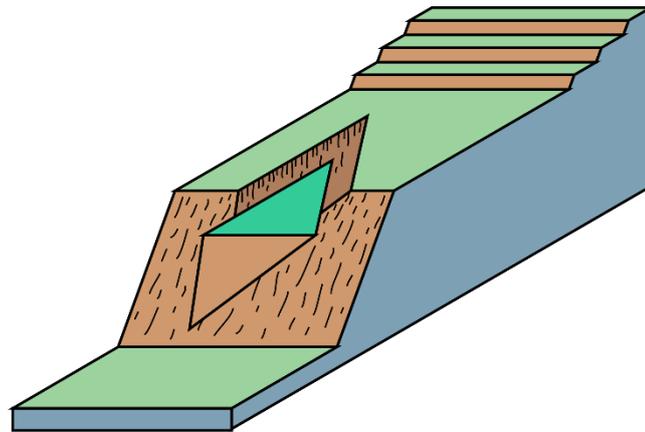
Fonte: USGS (2004).

Tomazzoli *et al.* (2009) afirmam que na região onde se localiza a microbacia do Ribeirão Baú os deslizamentos translacionais rasos foram os movimentos de maior porte e mais importantes porque deslocaram os maiores volumes de solo, rochas e detritos. Os deslizamentos na área costumam ocorrer em áreas montanhosas logo abaixo de rupturas de declive positivas em encostas retílineas com inclinação superior a 30° (SANTOS, 2004).

2.2.4.3 Em Cunha

Deslizamentos em cunha (Figura 13) são restritos às regiões onde o relevo é controlado por estruturas geológicas. Ocorrem principalmente em taludes ou encostas que sofreram por deslocamento.

Figura 13 – Deslizamento em cunha.



Fonte: do autor (2020).

2.3 MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS

Os estudos para a previsão da ocorrência de deslizamentos vêm ganhando relevância, tanto na área geomorfológica quanto na geotécnica. Inúmeras são as formas de compreensão e investigação desses fenômenos, o que compõe a elaboração de diversas metodologias. Segundo Fernandes *et al.* (2001) a maioria das metodologias são voltadas para a determinação das áreas mais suscetíveis a ocorrência do fenômeno, outras, no entanto, consideram além da possibilidade de ocorrência, os danos envolvidos. Há ainda outras que definem a probabilidade de ocorrência do fenômeno (ZAIDAN e FERNANDES, 2009).

Segundo Sbroglia (2015), os deslizamentos são um dos principais processos erosivos na evolução das encostas. Fernandes; Amaral (2003) citam que, segundo a Defesa Civil da ONU (1993), no elenco dos desastres naturais que afetam a humanidade, foram considerados grandes causadores de prejuízos e mortes, situando-se apenas abaixo dos causados por terremotos e inundações. Neste contexto, a prevenção possibilita o desenvolvimento de medidas que minimizem e evitem os efeitos trágicos causados por estes eventos naturais. No entanto, os

estudos para a previsão da ocorrência de deslizamentos vêm ganhando importância nas áreas geológicas, geomorfológicas, hidrológicas e principalmente geotécnicas.

Dentre os métodos de previsão de áreas suscetíveis a deslizamentos, Guimarães *et al.* (2008) apresentam os principais, que podem ser divididos em quatro grupos:

- Análise da distribuição dos movimentos de massa no campo;
- Análise a partir de mapeamentos geomorfológicos e/ou geotécnicos;
- Aplicação de modelos com bases estatísticas;
- Aplicação de modelos matemáticos.

Dentre esses métodos, neste trabalho, merecem destaque a análise a partir do mapeamento geotécnico e a aplicação do modelo matemático SHALSTAB, por serem utilizados nessa pesquisa para a identificação das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú.

2.3.1 Mapeamento geotécnico

Atualmente, o mapeamento geotécnico constitui-se numa ferramenta multidisciplinar bastante utilizada no gerenciamento de grandes áreas.

O mapeamento geotécnico é definido como um tipo de mapa geológico que fornece uma representação generalizada de todos os componentes do ambiente geológico com significância no planejamento do uso da terra, em projetos, construções e manutenção aplicados a obras de Engenharia Civil e Engenharia de Minas (UNESCO, 1979; BUENO, 2000).

Pejon (1992) analisa o mapeamento geotécnico como um processo científico de investigação da natureza, permitindo a obtenção de uma melhor compreensão dos fenômenos naturais por um produto tecnológico. Santos (2004), considera o mapa geotécnico um documento complexo, integrando dados do solo e subsolo de uma região. Esse conjunto de dados, devidamente sintetizados e interpretados, fornecem respostas às ações antrópicas sobre o meio físico.

Rodrigues (2008) reforça dizendo que os mapas geotécnicos podem e devem ser usados como fonte de informação para o planejamento regional e urbano. Higashi (2006) reforça dizendo que a aplicação do mapeamento geotécnico tem sido realizada em diferentes áreas, como no planejamento territorial, erosão, estabilidade de encostas, estudo de compressibilidade de solos, de materiais para pavimentação e mapas geoambientais. Ainda

segundo o autor, no estudo da estabilidade de encostas, o mapeamento geotécnico é considerado uma importante ferramenta geradora de subsídios para atuar na identificação dos fatores e processos envolvidos, buscando representar de forma gráfica a caracterização do ambiente físico e do comportamento geomecânico dos solos e, assim, a distribuição espacial dos movimentos de massa utilizando Sistemas de Informações Geográficas (SIGs).

Higashi (2006) cita que o mapeamento geotécnico pode ser definido como uma metodologia, que orienta a construção de um mapa onde são representadas as principais características geomecânicas do solo possibilitando a aplicação em projetos ambientais e de engenharia, há ser utilizado na previsão de seu comportamento.

Neste contexto, a Comissão de Cartografia Geotécnica da International Association of Engineering Geology (IAEG) padronizou a classificação das cartas geotécnicas, juntamente com a descrição das características de solos e rochas, as unidades e as simbologias, devido à crescente utilização de cartas e mapas geotécnicos.

No Brasil, pesquisadores e entidades desenvolveram metodologias voltadas às áreas tropicais e seus solos característicos, dentre eles pode-se citar os principais:

- Metodologia do Instituto de Geologia da UFRJ;
- Metodologia da UNESP/Rio Claro;
- Metodologia do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT);
- Metodologia proposta por Zuquette (EESC-USP);
- Metodologia desenvolvida por Davison Dias (UFRGS).

Esta última foi escolhida para realização do mapa geotécnico da área de estudo por ser empregada na região sul e por considerar a pedologia como ciência orientadora do comportamento geomecânico.

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. Tal metodologia 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.

De acordo com Davison Dias (1995), para cada unidade geotécnica, a geologia permite inferir as características do horizonte de alteração da rocha (horizonte saprolítico) e a pedologia permite inferir características dos horizontes superficiais dos seus perfis típicos.

Segundo Higashi (2006), a topografia auxilia ainda na definição dos limites entre as unidades, possibilitando a modelagem de sequências topográficas com base nas curvas de nível, levando-se em conta que, de acordo com a declividade, existem variações nos tipos de solos, utilizando indiretamente as feições de relevo (*landforms*) de Zuquette (1987) para a caracterização do solo.

Por fim, Higashi (2006) destaca que apesar do grande número de trabalhos na área de mapeamento geotécnico que envolve a análise de áreas de risco à instabilidade de encostas, poucas são as pesquisas onde os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito são determinados. Sendo assim, diversos trabalhos definindo os parâmetros geotécnicos e utilizando essa metodologia foram realizados no Sul do Brasil, dentre eles pode-se citar:

- Santos (1997) – Florianópolis (SC);
- Higashi (2002) – Região norte do Rio Grande do Sul;
- Higashi (2006) – Tubarão (SC);
- Mafra Junior (2007) – Brusque (SC);
- Reginatto (2013) – Rio dos Cedros (SC);
- Christ (2014) – Florianópolis (SC);
- Sbroglia (2015) – Ilhota (SC);
- Guessier (2016) – Antônio Carlos (SC);
- Zimmermann (2019) – Joinville (SC).

2.3.2 Modelo Matemático SHALSTAB

Desenvolvido nos EUA por Dietrich e Montgomery, o SHALSTAB é um modelo matemático determinístico utilizado na identificação de áreas suscetíveis a ocorrência de deslizamentos translacionais rasos. Posteriormente, foi automatizado para utilização em SIG por Dietrich e Montgomery (1998), tornando possível a espacialização dos dados.

Gomes (2006) ao analisar a correspondência dos deslizamentos ocorridos em campo com o mapa de instabilidade gerado pelo SHALSTAB demonstrou que o resultado obtido na previsão de deslizamentos teve bastante acurácia. Segundo o autor, esta eficiência está relacionada à sua característica de não delegar às técnicas de SIG o poder de decisão para definição das áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos rasos, mas sim aos processos

hidrológicos e mecânicos, que privilegiam o controle topográfico no desencadeamento da ruptura.

Neste sentido, Ramos *et al.* (2002) e Fernandes *et al.* (2001) destacam que uma das principais características do modelo é considerar a topografia como fator determinante na deflagração dos deslizamentos. Deste modo, o modelo incorpora em suas análises os parâmetros topográficos declividade, relacionada ao equilíbrio entre escoamento superficial e infiltração da água no solo, e área de contribuição da bacia, relacionada à influência das porções côncavas do relevo (*hollows*) nos caminhos que a água percorre como locais potenciais de saturação; e os parâmetros do solo coesão, ângulo de atrito, massa específica natural das partículas sólidas e espessura.

A fundamentação matemática do SHALSTAB é composta por dois módulos que serão descritos a seguir: um de estabilidade de encosta infinita, que combina parâmetros geotécnicos e topográficos para simular o grau de estabilidade de uma determinada porção do solo localizada sobre o afloramento rochoso; e o outro hidrológico de estado uniforme, que utiliza parâmetros geomorfológicos e hidrológicos para estimar o grau de saturação do terreno.

2.3.2.1 Modelo de Estabilidade de Encostas

Pode-se expressar a estabilidade de uma encosta pela razão entre as tensões estabilizadoras (σ) e as tensões responsáveis por sua desestabilização (τ). O modelo de estabilidade que compõe o SHALSTAB baseia-se na teoria do talude infinito. Esta teoria considera uma extensão ilimitada de solo sobre uma superfície inclinada e o fluxo de água paralelo a esta superfície. Nesta análise, as tensões cisalhante e normal são consideradas para a base de uma coluna de solo e os efeitos causados pelo atrito nas laterais e nas extremidades são ignorados. Deste modo, com base nessas considerações, Guimarães *et al.* (2003) concluíram que a teoria ajusta-se melhor a deslizamentos translacionais rasos em solos com contato direto com o maciço rochoso e em regiões onde o comprimento da encosta é bem superior a espessura do solo.

Na teoria do talude infinito a resistência ao cisalhamento do solo é dada segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, podendo ser expressa com base na tensão efetiva pela equação (3).

$$\tau = c' + (\sigma - \mu). \operatorname{tg} \varphi \quad (3)$$

Sendo,

τ - tensão de cisalhamento;

σ - tensão total no momento de ruptura;

μ - poropressão;

φ - ângulo de atrito entre os grãos;

c' - coesão efetiva.

Na análise de um talude infinito o bloco está inserido no interior do solo. Desse modo, com base na Figura 14 a determinação do valor do peso do bloco (P) pode ser feita por meio da equação (4), colocando-se e em função de z ($e = z \cdot \cos \theta$):

$$P = L \cdot \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos \theta \quad (4)$$

Sendo,

P - peso do bloco;

L - comprimento do bloco;

ρ_s - massa específica do solo;

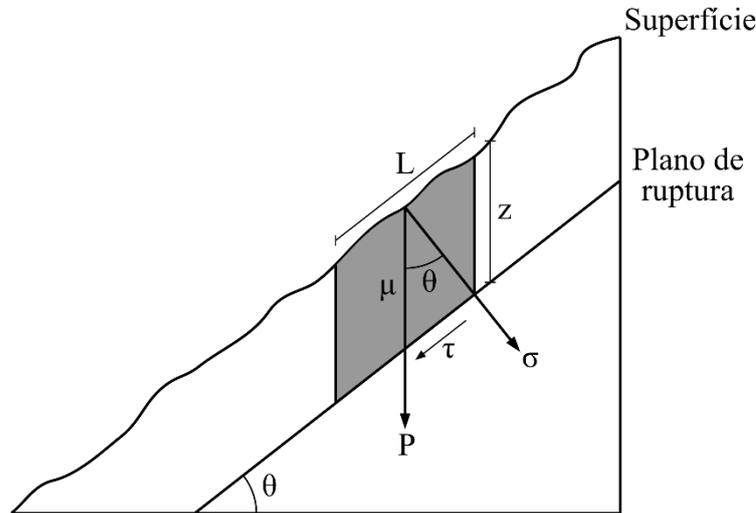
g - aceleração da gravidade;

z - espessura vertical do bloco;

θ - declividade.

Figura 14 - Componentes da força peso relacionados com as tensões que agem em um deslizamento, onde: τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal, θ é a declividade, z é a

espessura do bloco de solo, e z é a espessura do bloco perpendicular à superfície, μ é a poropressão, L é o comprimento do bloco e P é o peso do bloco.



Fonte: do autor (2020).

Como pode ser observada na Figura 14, a componente do peso paralela à encosta representa a tensão cisalhante (τ) e a componente do peso perpendicular à encosta representa a tensão normal (σ). Desta forma, podem-se expressar as tensões τ e σ em força por unidade de área dividindo as componentes da força peso pela largura do bloco, por meio das seguintes equações:

$$\tau = \frac{P \cdot \text{sen}\theta}{L} \quad (5)$$

$$\sigma = \frac{P \cdot \text{cos}\theta}{L} \quad (6)$$

Então, substituindo a equação (4) nas equações (5) e (6) obtém-se:

$$\tau = \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \text{cos}\theta \cdot \text{sen}\theta \quad (7)$$

$$\sigma = \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \text{cos}^2\theta \quad (8)$$

A poropressão (μ) ilustrada na Figura 14 é caracterizada pela pressão a que está submetida a água situada nos poros do solo e atua no sentido de aliviar a tensão normal do solo. Esta variável pode ser expressa pela Equação 9.

$$\mu = \rho_a \cdot g \cdot h \cdot \cos^2 \theta \quad (9)$$

Sendo,

ρ_a - densidade da água;

h - altura da coluna d'água dentro da camada de solo.

A partir dessa análise do talude infinito, é possível substituir as equações (7), (8) e (9) na equação de Mohr-Coulomb (1), obtendo a equação (10).

$$\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta = c' + (\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 \theta - \rho_a \cdot g \cdot h \cdot \cos^2 \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi) \quad (10)$$

O modelo SHALSTAB expressa a equação (10) em função de h/z, denominado proporção da coluna de solo saturado, por meio da equação (11). Esta equação pode ainda ser representada considerando a inexistência da coesão do solo, conforme descrita na equação (12).

$$\frac{h}{z} = \frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \varphi}\right) \quad (11)$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \varphi}\right) \quad (12)$$

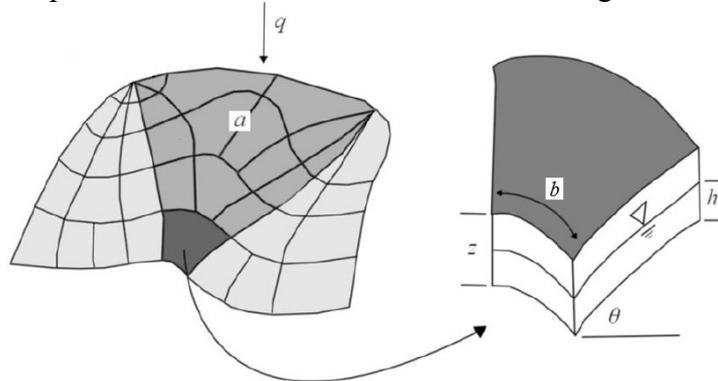
A partir dessas equações, o modelo pode designar instabilidade e estabilidade incondicionais para algumas regiões. A primeira situação ocorre quando a razão h/z é igual a 1, considerado incondicionalmente estável (ou seja, o relevo da encosta é tão suave que mesmo se o solo estiver saturado não ocorrerá a ruptura). A segunda situação acontece quando a razão h/z é igual a 0 (zero), considerado incondicionalmente instável (ou seja, a declividade da encosta é elevada, propicia a ruptura mesmo se o solo estiver sem saturação).

2.3.2.2 Modelo Hidrológico

O modelo hidrológico baseia-se nos princípios de Beven e Kirkby (1979), os quais demonstram que a saturação de um solo em função da topografia está relacionada com a razão da área de drenagem que capta a água (a) que é conduzida ao local de escoamento à jusante passando por uma unidade de comprimento de contorno (b) pela declividade da encosta (θ) (Figura 15).

A partir desses estudos, O'Loughlin (1986) desenvolveu um modelo que assume um estado uniforme de recarga que simula o padrão de variação espacial da umidade, definida como a parcela saturada do solo que ocorre durante uma época chuvosa. Desta maneira, o nível de saturação do solo é obtido por meio da relação entre a água que entra no sistema sob a forma de recarga uniforme e a água que sai dele por meio da camada saturada do solo.

Figura 15 - Representação do modelo hidrológico de estado uniforme, onde: q é a taxa de recarga uniforme, a é a área de contribuição a montante, b é o comprimento de contorno unitário, z é a espessura do solo, h é a altura da coluna de água e θ é a declividade.



Fonte: adaptado de Montgomery e Dietrich (1994).

Pode-se expressar a quantidade total de água que entra no sistema (Q_e) pela área de contribuição por meio da equação (13).

$$Q_e = q \cdot a \quad (13)$$

Sendo,

Q_e - quantidade total de água percolante;

q - taxa de recarga uniforme;

a - área de contribuição a montante.

Considerando a condutividade hidráulica saturada (K_s) constante para toda camada de solo acima da rocha impermeável, a quantidade total de água que sai (Q_s) pela camada saturada, ou seja, pelo escoamento subsuperficial pode ser expressa pelo produto da velocidade do fluxo pela seção transversal da área de saída. A área da seção transversal saturada é expressa em função da projeção vertical de h (equação 14), a velocidade do fluxo é expressa com base na Lei de Darcy (equação 15).

$$S = h \cdot \cos\theta \quad (14)$$

$$v = K_s \cdot i \quad (15)$$

Sendo,

S é a área da seção transversal saturada;

h - altura da coluna d'água;

θ - declividade;

v - velocidade do fluxo;

K_s - condutividade hidráulica saturada;

i - gradiente hidráulico.

O gradiente hidráulico (i) é o quociente entre a carga hidráulica e o comprimento do meio poroso a ser percorrido. A carga hidráulica é representada pela diferença altimétrica entre o ponto inicial e o ponto final do escoamento, e o comprimento do meio poroso pelo comprimento da encosta. Desta maneira, i pode ser representado por $\sin\theta$. Assim, acrescentando o comprimento (b), a quantidade total da água que sai (Q_s) é expressa pela equação (16).

$$Q_s = K_s \cdot \sin\theta \cdot h \cdot \cos\theta \cdot b \quad (16)$$

Quando ocorre a condição uniforme, a quantidade total da água que entra é igual àquela que sai do sistema ($Q_e=Q_s$), isto é, a equação (13) torna-se igual à equação (16), ou seja:

$$q \cdot a = K_s \cdot \text{sen}\theta \cdot h \cdot \text{cos}\theta \cdot b \quad (17)$$

Quando o solo está inteiramente saturado, a quantidade de água que sai pela camada de solo se torna máxima ($Q_{S_{\text{máx}}}$) e a equação (16) modifica-se para:

$$Q_{S_{\text{máx}}} = K_s \cdot \text{sen}\theta \cdot z \cdot \text{cos}\theta \cdot b \quad (18)$$

O parâmetro de transmissividade do solo (T), ou seja, como o solo distribui a água pelo sistema, é função do produto de K_s por e , sendo expresso pela equação (19).

$$T = K_s \cdot z \cdot \text{cos}\theta \quad (19)$$

Desta forma, substituindo a equação (19) na equação (18), se expressa $Q_{S_{\text{máx}}}$ por:

$$Q_{S_{\text{máx}}} = T \cdot b \cdot \text{sen}\theta \quad (20)$$

O'Loughlin definiu a umidade (W) como a parcela saturada do solo em um dado estado uniforme de recarga, ou seja, que nos locais onde o fluxo de água recebido supera a capacidade do solo em transmiti-lo, ocorre sua saturação. Desta forma, o nível de saturação do solo é obtido por meio da relação entre Q_e e $Q_{S_{\text{máx}}}$, expresso pela equação (21).

$$W = \frac{Q_e}{Q_{S_{\text{máx}}}} = \frac{q \cdot a}{T \cdot b \cdot \text{sen}\theta} \quad (21)$$

Substituindo as equações (17) e (18) na (21), obtém-se:

$$W = \frac{K_s \cdot \text{sen}\theta \cdot h \cdot \text{cos}\theta \cdot b}{K_s \cdot \text{sen}\theta \cdot z \cdot \text{cos}\theta \cdot b} \quad (22)$$

Assim, resolvendo a equação (22), é possível colocar o modelo hidrológico em função h/z , que representa a proporção saturada da espessura do solo, conforme Montgomery e Dietrich (1994).

$$\frac{h}{z} = \frac{q}{T} \cdot \frac{a}{b \cdot \text{sen}\theta} \quad (23)$$

A partir da razão h/z , pode-se realizar a combinação entre o modelo de estabilidade de encosta e o modelo hidrológico igualando-se as equações (11) - que considera a coesão, e (23), resultando na equação (24):

$$\frac{q \cdot a}{T \cdot b \cdot \text{sen}\theta} = \frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\text{tg}\theta}{\text{tg}\varphi}\right) \quad (24)$$

A equação (24) é resolvida pela rotina automatizada do SHALSTAB em função de dois parâmetros hidrológicos, q e T .

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} \cdot \text{sen}\theta \cdot \left[\frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\text{tg}\theta}{\text{tg}\varphi}\right) \right] \quad (25)$$

Montgomery e Dietrich (1994) recomendam que para o cálculo de q/T é necessário utilizar os valores em escala logarítmica, pois a razão apresenta valores pequenos, sendo representado pela equação (26).

$$\text{Log} \frac{q}{T} = \frac{b}{a} \cdot \text{sen}\theta \cdot \left[\frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\text{tg}\theta}{\text{tg}\varphi}\right) \right] \quad (26)$$

Segundo Dietrich e Montgomery (1998), o modelo calcula o grau de suscetibilidade a deslizamentos translacionais para cada célula (pixel) dentro de uma malha (grid). Deste modo, a partir da equação (26), Montgomery e Dietrich (1994) determinaram classes de estabilidade em função do parâmetro livre q/T .

Foram agrupados em uma mesma classe todos os pixels com valores considerados incondicionalmente estáveis e em outra classe os considerados incondicionalmente instáveis. Os valores intermediários foram divididos em classes de transição entre essas duas classes, isto é, valores mais próximos daqueles considerados incondicionalmente instáveis necessitam de pouca quantidade de precipitação para ocorrer deslizamento, enquanto áreas com valores próximos daqueles considerados incondicionalmente estáveis necessitam de muita precipitação.

2.3.2.3 Validação do Modelo SHALSTAB

De acordo com Dietrich *et al.* (2001), a eficácia do modelo SHALSTAB está relacionada com a sua capacidade em classificar os locais de ocorrência de deslizamentos como instáveis, e além disso, classificar como instável um pequeno percentual da área da bacia hidrográfica em estudo.

Com o intuito de analisar a eficácia desse modelo, ou seja, quão bem ele se ajusta as cicatrizes dos deslizamentos, Remondo *et al.* (2003) sugerem a criação de curvas de validação. Essas curvas relacionam a porcentagem acumulada de cada classe de estabilidade presente na área de estudo (eixo das abcissas) com a porcentagem acumulada do número de deslizamentos presentes em cada uma dessas classes (eixo das ordenadas), ambos os eixos deverão apresentar o somatório iniciando pela classe mais instável.

Segundo os referidos autores, o modelo é considerado como altamente preciso quando 90% dos deslizamentos ocorrem em até 5% de áreas instáveis, e com pouca precisão quando 40% dos deslizamentos ocorrem em 30% de áreas instáveis. Logo, quanto mais rapidamente a curva de validação se distanciar do eixo das abcissas, alcançando a proporção de 100% dos pixels deslizados, melhor será a confiabilidade do modelo e a sua capacidade preditiva. Uma curva de validação coincidente com uma diagonal, partindo do 0 até o 100%, equivale a uma predição totalmente aleatória (REMONDO *et al.*, 2003).

Nos últimos anos diversos autores tem utilizado a validação do modelo SHALSTAB em bacias no estado de Santa Catarina, pode-se citar entre eles, Sbroglia (2015) e Reginatto *et al.* (2018).

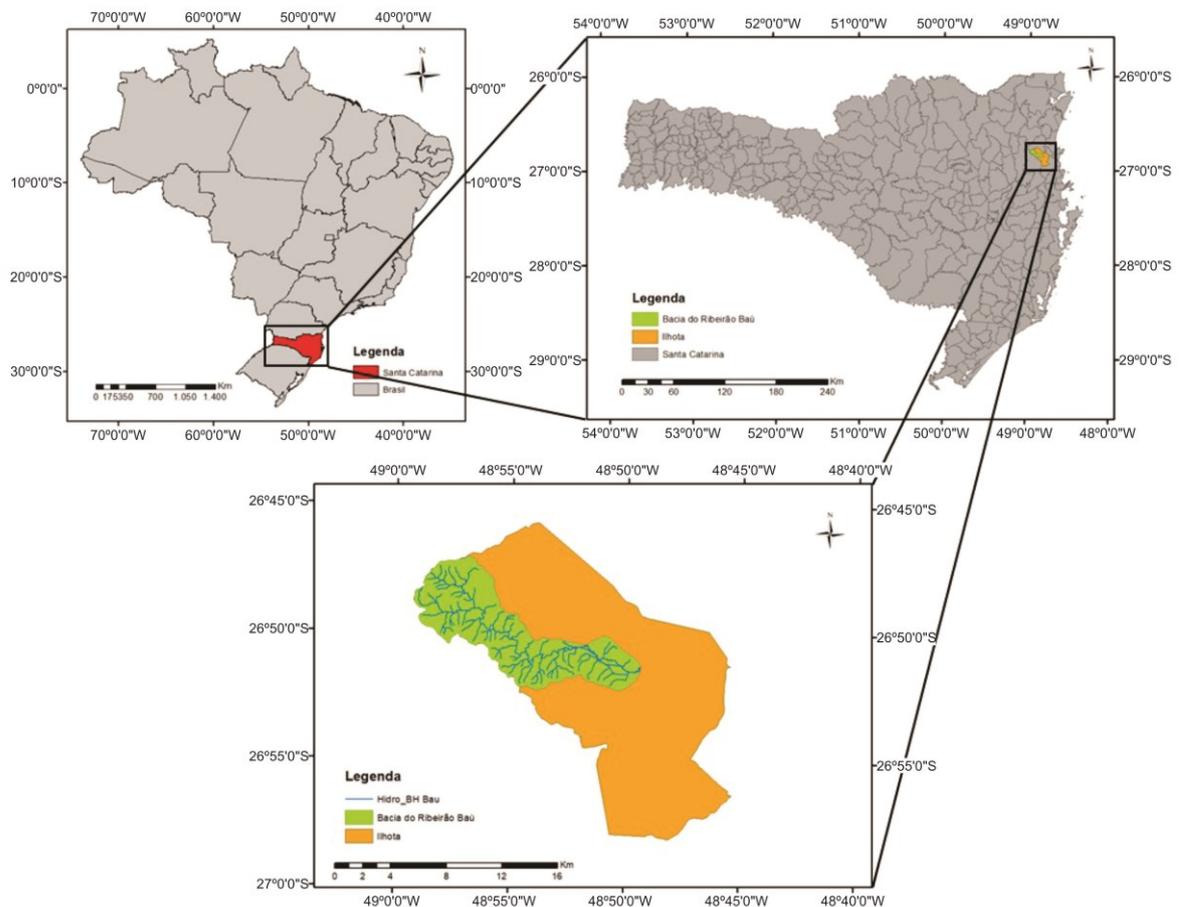
Sbroglia (2015) apresenta um curva de validação para a microbacia do Ribeirão Baú onde, para a espessura de 10 metros de solo, obteve-se aproximadamente 50% das cicatrizes de deslizamentos em 25% da área da microbacia o que segundo Remondo *et al.* (2003) não apresenta uma precisão alta.

Em relação as curvas de validação segundo Reginatto *et al.* (2018), verificou-se que para a bacia hidrográfica do Rio Garcia em Blumenau-SC, aquela referente a resolução espacial de 1m foi a que identificou uma maior quantidade de escorregamentos em um menor percentual de área instável da bacia, sendo então considerada de melhor capacidade preditiva. Onde, nessa resolução, cerca de 70% dos escorregamentos foram identificados em 16,3% de área da bacia. Enquanto que, na resolução de 10m, cerca de 70% dos escorregamentos foram identificados em 44,6% de área, ou seja, em um percentual quase três vezes maior, envolvendo áreas classificadas como estáveis pelo SHALSTAB.

3 ÁREA DE ESTUDO

Pertencente à bacia do Rio Luiz Alves, o Ribeirão Baú pode ser caracterizado como o maior afluente da margem direita do rio. Deste modo, a microbacia do Ribeirão Baú localiza-se na porção noroeste do município de Ilhota (SC), contemplando uma área de 62,7 km² (Figura 16).

Figura 16 - Localização da microbacia do Ribeirão Baú. Ilhota - SC.



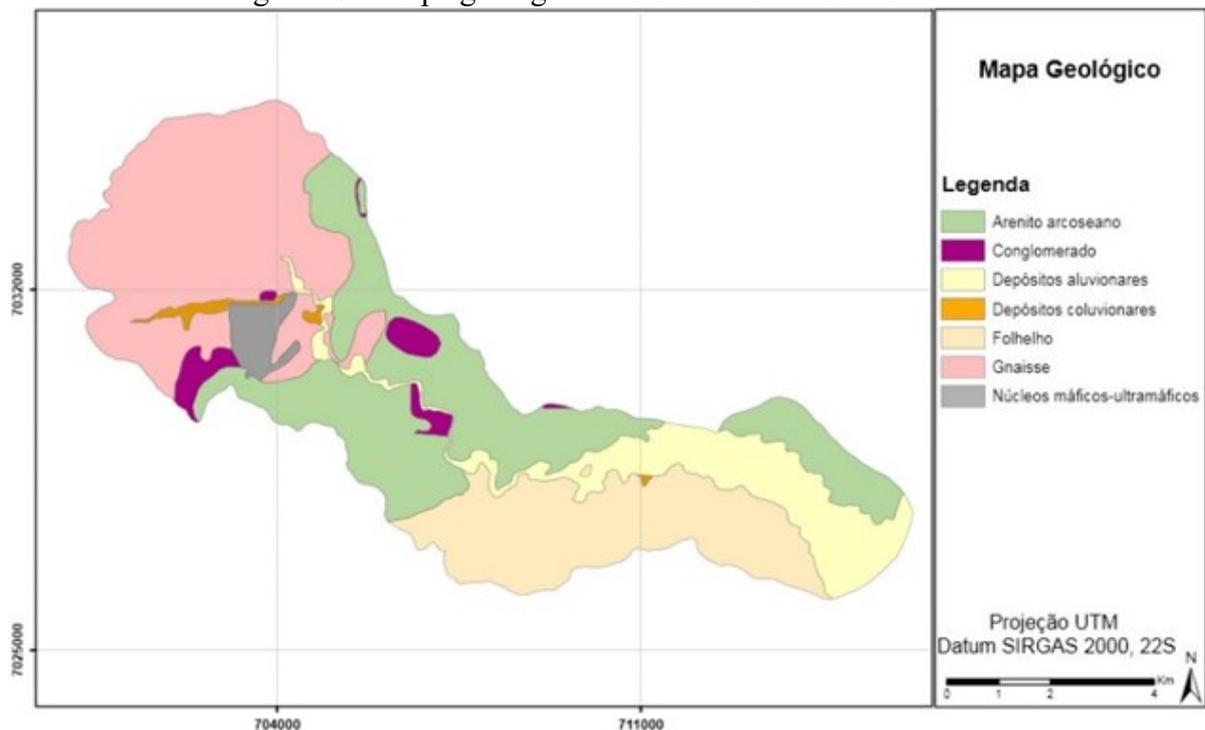
Fonte: do Autor (2020).

3.1 GEOLOGIA

Segundo Sbroglia (2015), a microbacia do Ribeirão Baú é caracterizada de acordo com o mapa na escala original 1:50000 elaborado pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves

(Complexo do Morro do Baú), SC”, pelos domínios geológicos e litológicos: Complexo Luiz Alves (gnaisse e núcleos máficos-ultramáficos), Grupo Itajaí (arenito arcoseano, conglomerado e folhelhos) e Sedimentos Quaternários (depósitos aluvionares e coluvionares), como observado na Figura 17.

Figura 17 - Mapa geológico da microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: Sbroglia (2015).

O Complexo Luiz Alves, mais frequentemente encontrado de forma mais frequente nas cotas mais altas da microbacia, é representado, na sua maior parte, pelo gnaisse. Formadas no período Arqueano (mais de 2,5 bilhões de anos) com eventos retro-metamórficos relacionados ao paleoproterozóico e neoproterozóico, essas rochas são as mais antigas encontradas do estado. Caracteriza-se então, segundo Égas (2011) e Kaul *et al.* (2002) *apud* Sbroglia (2015), por rochas metamorfizadas na fácies granulito e anfíbolito. Além do hiperstênio, hornblenda e biotita, são constituídos por plagioclásio, feldspato potássico e quartzo, além de minerais secundários como clorita e sericita provenientes de alterações hidrotermais.

Segundo Schroeder (2006), o Complexo Granulítico apresenta-se cortado por numerosas falhas e zonas de cisalhamento, como destaque. Pode-se citar a zona de cisalhamento Perimbó, que apresenta características rúpteis-dúcteis e direção principal N55°E, a zona de

cisalhamento Perimbó coloca em contato as rochas do complexo granulítico e as rochas do Grupo Itajaí. Ocorrem também falhas e zonas de cisalhamento em outros quadrantes, como por exemplo, N80°E, N20°E e N30°W. Estas estruturas tectônicas condicionam grandes movimentos de massa devido à presença de encostas com alta declividade e solos espessos, fazendo assim o controle dos vales fluviais profundos e retilíneos. Os vales, por sua vez, são preenchidos muitas vezes por depósitos sedimentares colúvio-aluvionares (TOMAZZOLI *et al.*, 2012).

O Grupo Itajaí, no Morro Baú, foi mapeado na área central e em diversos setores da microbacia segundo Sbroglia (2015), consistindo em sedimentos depositados no final do Proterozóico Superior, correspondendo a uma bacia molássica brasileira localizada sobre os granulíticos do Complexo Luiz Alves, limitado por falhas e zonas de cisalhamento. Schroeder (2006) caracteriza a Bacia do Itajaí, da base para o topo como: conglomerado e arenitos de leques aluviais, pacotes predominantemente de arenitos com geometria sigmoidal de frente deltaica, depósitos de conglomerados e arenitos com estratificações festonadas de origem fluvial, ritmitos turbidíticos e pelitos marinho profundo. Além disso, muitas camadas de tufos estão interdístais com os sedimentos da bacia.

Em sua porção basal, segundo Tomazzoli *et al.*, (2009), ocorre o Conglomerado Baú, formado por arenitos arcoseanos associados a conglomerados. Esses ocorrem em camadas superpostas com pequenas inclinações à médias para sul-sudeste, constituindo elevações do tipo mesa ou em forma de cuesta. O Morro Baú pode ser interpretado como uma elevação desse tipo, sendo constituído pela superposição de camadas inclinadas de conglomerado e arenito que estão mais fortemente cimentadas por sílica, conferindo grande resistência dessas rochas à erosão diferencial.

Por fim, os Depósitos Quaternários de idade pleistocênicas, são constituídos, por uma alternância de níveis ou lentes arenosas e argilosas, mal selecionadas, com a presença frequente de horizontes de seixos e calhaus. A estratificação cruzada é frequente, bem como o acamadamento gradacional e estruturas de colapso (ÉGAS, 2011 *apud* Sbroglia, 2015).

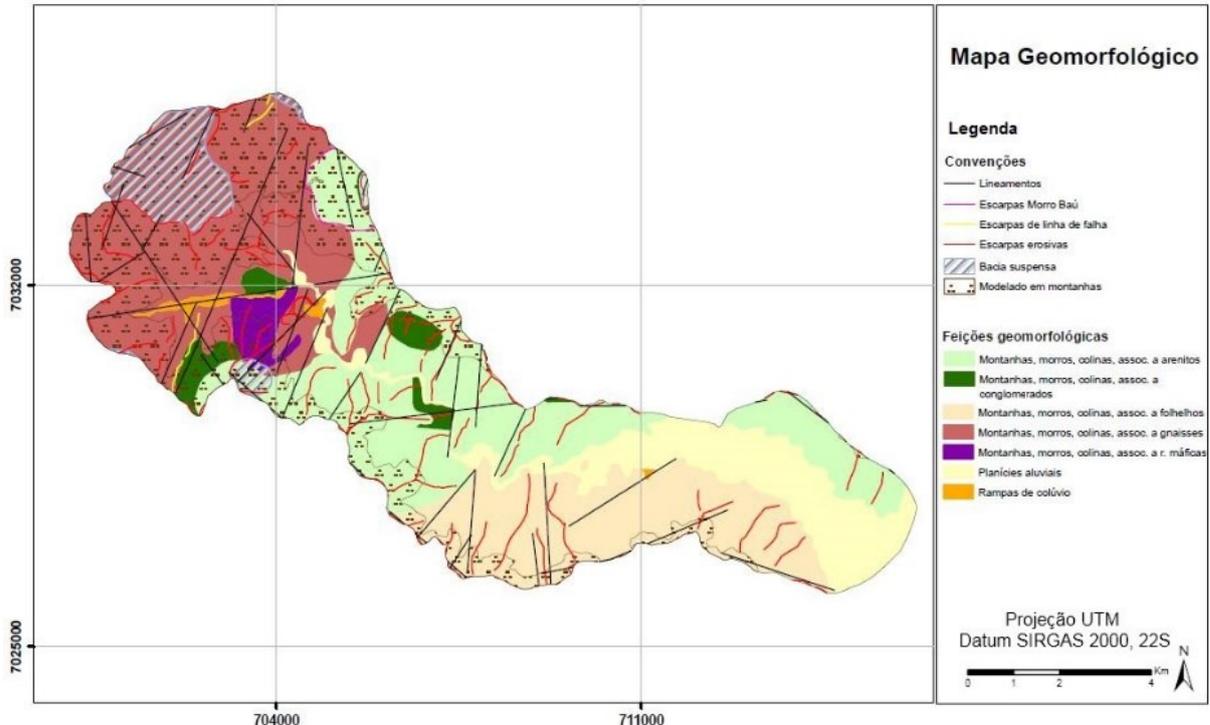
Os depósitos de colúvio-elúvio e aluviões recentes, de idade Holocênica, são constituídos por sedimentos inconsolidados, com grande variação granulométrica, incluindo depósitos areno-argilosos e areno-siltico argilosos, com estratificação incipiente ou ausente, incluindo depósitos *in situ* (KAUL *et al.*, 2002 *apud* Sbroglia, 2015).

Os depósitos aluvionares, localizados em sua maior área a leste da microbacia, nas áreas mais baixas, a jusante do Ribeirão Baú, são constituídos por areias, cascalheiras e sedimentos siltico-argilosos inconsolidados, depositados em planície de inundação, terraços e calhas da rede fluvial no período Holocênico (KAUL et al., 2002 *apud* Sbroglia, 2015).

3.2 GEOMORFOLOGIA

Com relação à geomorfologia, na microbacia ocorrem, segundo Sbroglia (2015), as seguintes feições: Montanhas, morros, colinas associadas a gnaisses e a núcleos máficos-ultramáficos (pertencentes ao domínio morfoestrutural Embasamentos em Estilos Complexos); Montanhas, morros, colinas associadas a arenitos, a folhelhos e a conglomerados (pertencentes a Coberturas Molassóides e Vulcanitos associados); Planícies aluviais e Rampas de colúvio (pertencentes a Depósitos Sedimentares Quaternários) (Figura 18).

Figura 18 – Mapa geomorfológico da microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: Sbroglia (2015).

O Domínio Morfoestrutural Embasamentos em Estilos Complexos é associado aos gnaisses e aos núcleos máficosultramáficos. Essas unidades são chamadas por Serras cristalinas

litorâneas segundo o mapeamento realizado pelo projeto Gerenciamento Costeiro (GERCO). Essas unidades caracterizam-se pelo relevo montanhoso, variando a declividade entre 45% e 75% (24° a 37°). Segundo Rosa (2002), ocorrem geralmente como resultado da intensa erosão fluvial em decorrência do sistema morfoclimático quente e úmido atuante na área.

Apresenta ainda relevo colinoso, de vales pouco encaixados, abertos, conformando colinas de declividade entre 8 e 20% (5° a 11°) e relevo em morrarias (outeiro), com vales encaixados, mais fechados, constituindo elevações convexo-côncavas conformando morros, a declividade das vertentes varia entre 20 e 45% (11° e 24°). Por fim também o relevo escarpado no Morro do Baú, caracterizado pelas cornijas rochosas de arenito com mais de 100 metros de altura formando um topo anguloso, com encostas de declividade das vertentes superior a 75% (>37°) correspondendo a escarpa monoclinal (TOMAZZOLI *et al.*, 2012).

O Domínio Morfoestrutural Coberturas Molassóides e Vulcanitos associados é associado às rochas sedimentares do Grupo Itajaí conglomerado, arenito e folhelho. Essas unidades são chamadas pelo projeto GERCO de morros e colinas do médio e baixo Itajaí-Açú. Este domínio corresponde a uma sucessão de camadas e estratos sedimentares, com manifestações vulcânicas intercaladas, tendo sido ou não afetadas por ligeiro metamorfismo.

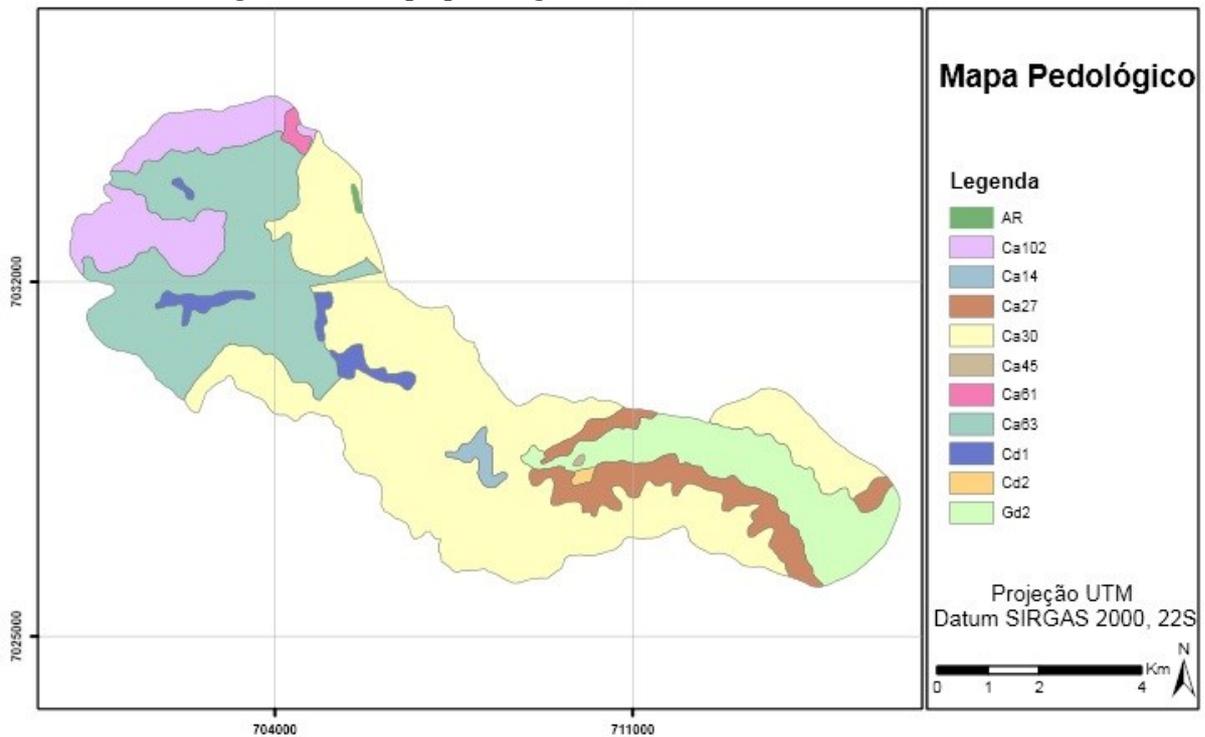
Por fim, o Depósitos Sedimentares Quaternários são constituídos por Planícies aluviais e Rampas de colúvio, caracterizados por ser modelado de acumulação, onde a unidade geomorfológica rampas de colúvio é composta por sedimentos colúvio-aluvionares, de idade provavelmente pleistocênica, que ocorrem comumente na forma de rampas constituindo os depósitos dos sopés de vertente e aluviões subatuais (ROSA, 2002) e a unidade geomorfológica planícies aluviais é composta por sedimentos aluvionares holocênicos, que constituem os terraços e planícies formadas por argilas, areias e siltes inconsolidados oriundos da deposição fluvial em planícies de inundação e calhas fluviais. Esta unidade foi formada em virtude dos perfis longitudinais com declives acentuados, associados aos elevados índices pluviométricos ocorrentes na vertente atlântica (ROSA, 2002). Geralmente, estão associadas a rampas e leques de colúvio que ocorrem no pé das encostas.

3.3 PEDOLOGIA

Segundo Sbroglia (2015), as dez unidades presentes na microbacia pertencem a três classes distintas: Gleissolo distrófico (Gd2), Cambissolo álico (Ca14, Ca27, Ca30, Ca45, Ca61,

Ca63 e Ca102) e Cambissolo distrófico (Cd1 e Cd2), além do Afloramento Rochoso (AR) (Figura 19).

Figura 19 – Mapa pedológico da microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: Sbroglia (2015).

Os Cambissolos, segundo EMBRAPA (2009), compreendem solos de origem mineral, não hidromórficos, com horizonte B incipiente, de textura franco-arenosa ou mais argilosa, geralmente teores uniformes de argila, oriundos de materiais de diversas origens e encontrados em condições climáticas variadas, tendo em vista essa diversidade, são classificados em álicos, distróficos e eutróficos.

Os Cambissolos originados do Complexo Luiz Alves apresentam saturação de bases variável, normalmente argila de atividade baixa e textura argilosa e muito argilosa. Quando derivados de rochas como gnaisses, granitos, migmatitos, xistos e filitos, em geral, apresentam teores de fragmentos de rocha e/ou de minerais primários facilmente intemperizáveis maiores que 4%, pelo menos na areia fina. No Grupo Itajaí, compostos de siltitos, folhelhos, arenitos, conglomerados e outros, aparecem os Cambissolos álicos com argila de atividade alta ou baixa, textura argilosa e presença ou não de seixos na massa do solo. Nas áreas do Quaternário do período Holoceno, com coberturas mais recentes de depósitos aluvionares, os Cambissolos são

muito diversificados devido aos diferentes tipos de sedimentos depositados. Podem ser álicos, distróficos ou eutróficos, com atividade da argila baixa ou alta e textura variando de média a muito argilosa (SHIMIZU *et al.*, 2003 *apud* SBROGLIA, 2015).

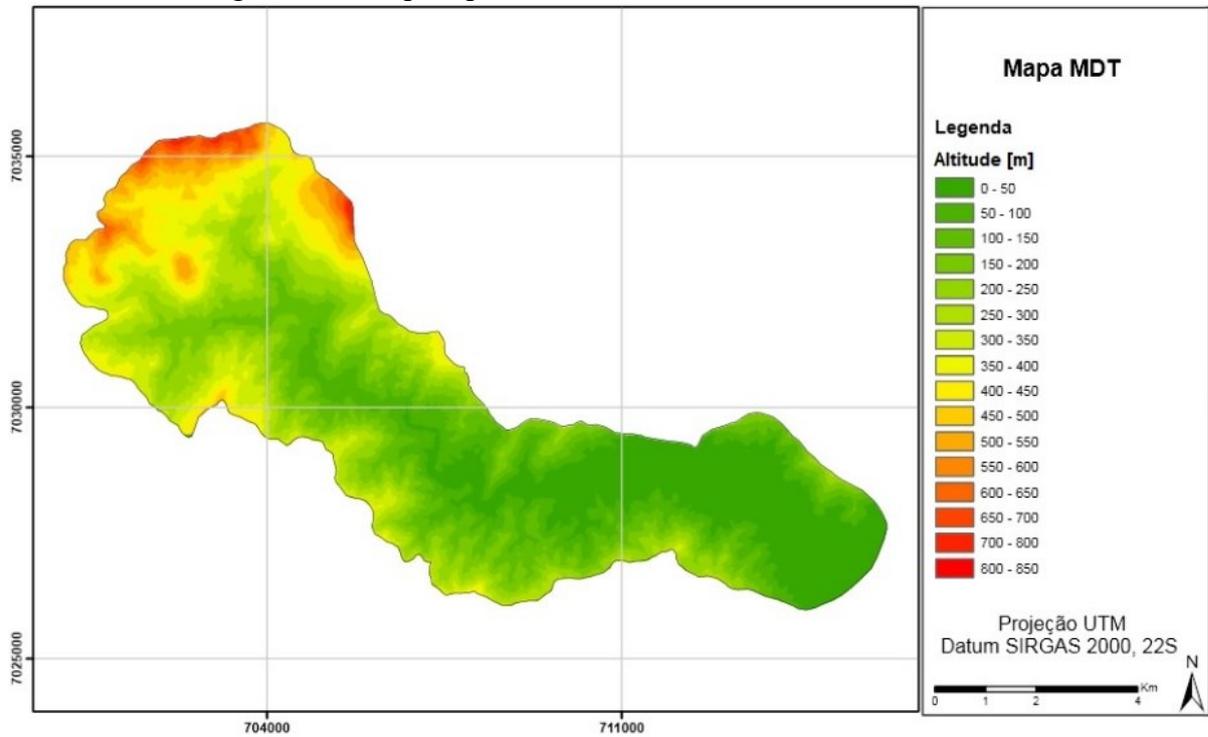
Gleissolos são formados por solos minerais, hidromórficos, com horizonte A ou H seguido de horizonte glei, que se inicia a menos de 40 cm da superfície. São medianamente profundos, mal drenados e com permeabilidade muito baixa. Possuem textura variável, mas com predomínio das frações argila e silte sobre a fração areia no horizonte subsuperficial. Originados sobre sedimentos do Holoceno, são desenvolvidos em várzeas de relevo praticamente plano, margeando rios, ou em locais de depressão e planícies aluvionais sujeitas a inundações, como pode ser visto na Figura 19 ao longo da jusante do Ribeirão Baú (SHIMIZU *et al.*, 2003 *apud* SBROGLIA, 2015).

O Afloramento Rochoso compõe a parte superior do Morro Baú, onde há exposição da rocha conglomerado e arenito. Aparecem comumente associados aos solos litólicos com relevo montanhoso e/ou escarpado.

3.4 TOPOGRAFIA

As características topográficas da microbacia foram obtidas por meio do Mapa hipsométrico (Figura 20) e a altimetria e a declividade segundo as classes da EMBRAPA (Figura 21).

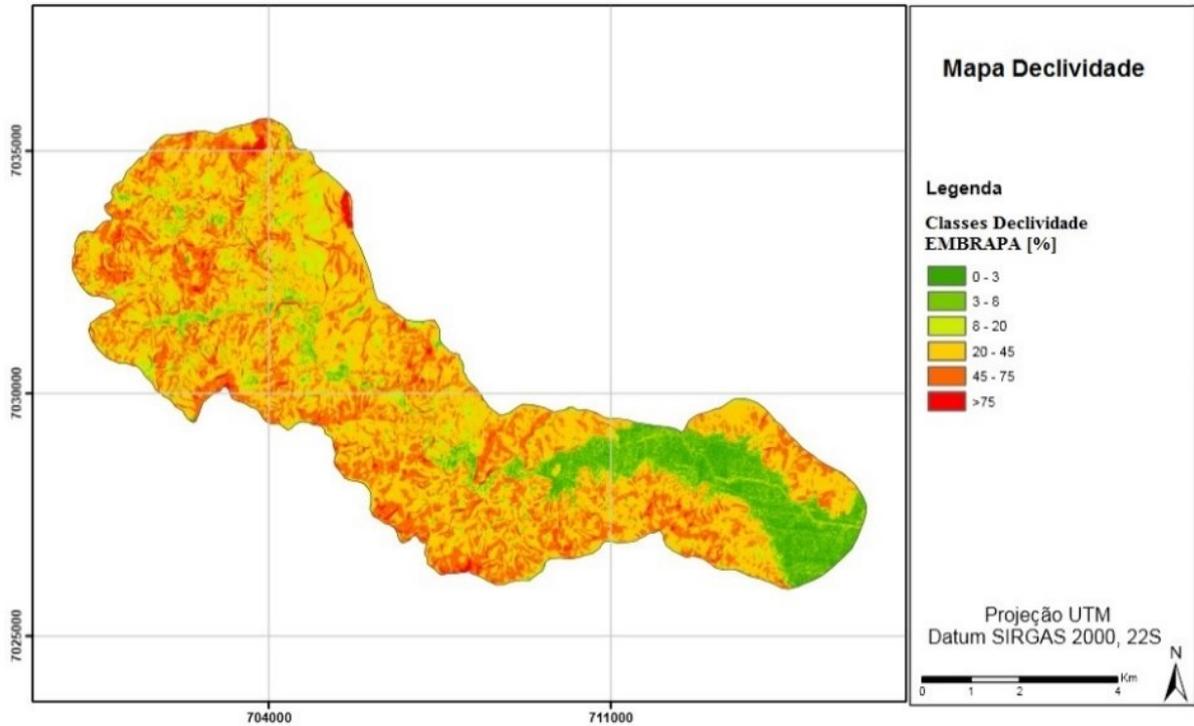
Figura 20 – Mapa hipsométrico da microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: Sbroglia (2015).

Sbroglia (2015) caracteriza, topograficamente, a área da microbacia como apresentando a maior parte de sua área com declividade de 20 a 45°, caracterizando o relevo como forte ondulado (chegando a 814m de altitude). A área a jusante do Ribeirão Baú apresenta relevo plano, enquanto que nas áreas do alto Ribeirão Baú ocorre relevo forte ondulado e montanhoso (45 a 75°), representando uma paisagem propícia a processos de instabilização de encostas. Ocorrem, ainda, algumas áreas com declividade acima de 75% (45°), caracterizando o relevo como escarpado, como no caso do Morro Baú.

Figura 21 - Mapa de declividade da microbacia do Ribeirão Baú (em %).

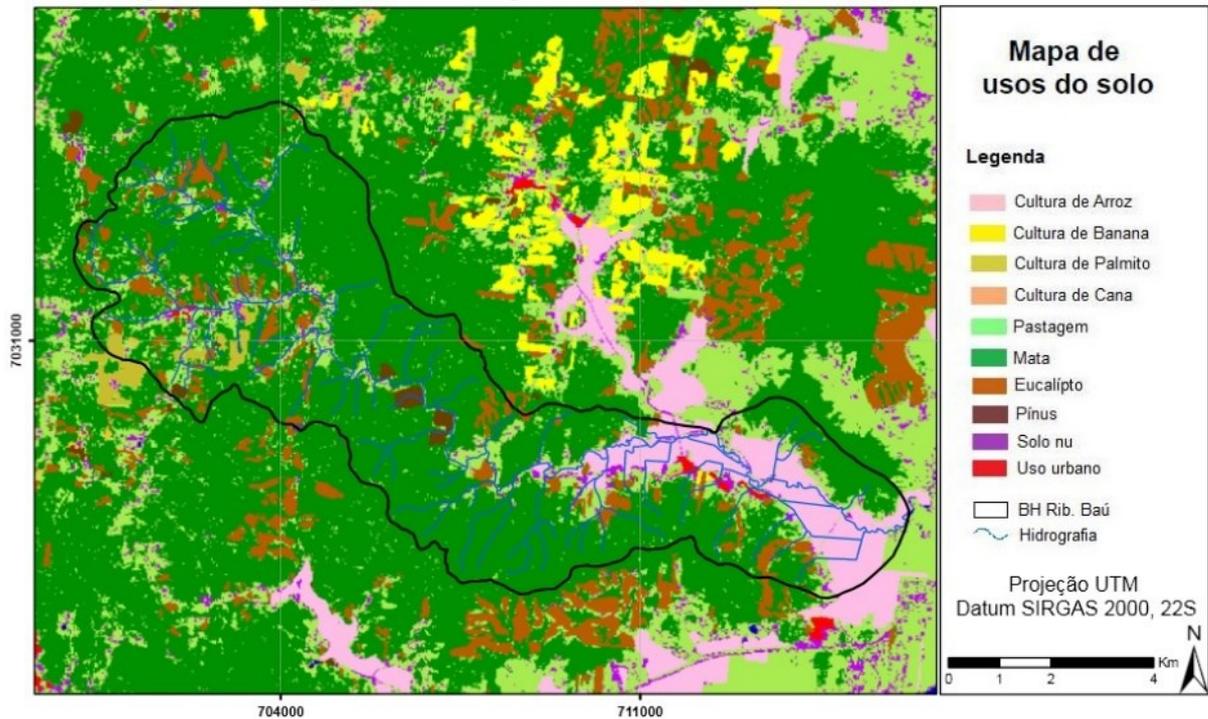


Fonte: Sbroglia (2015).

3.5 USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

O mapeamento dos usos e cobertura do solo foi realizado pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” em escala original 1:50000. Conforme a Figura 22, foram apresentadas 12 classes de usos do solo na microbacia.

Figura 22 - Mapa do uso e ocupação do solo da microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: Sbroglia (2015).

A área caracteriza-se por usos múltiplos da terra, com predomínio dos cultivos de arroz (11,66%), palmito (1,00%), cana de açúcar (0,19%), banana (0,02%) e mandioca (0,01%). A pastagem, caracterizada por vegetação de baixo porte, localiza-se em 6,76% da área.

Como observado na Figura 22, a maior expressividade na utilização das terras está na agricultura, destacando-se o plantio de árvores exóticas para comercialização, como a monocultura de eucalipto. O reflorestamento com cultivos de pinus e eucaliptos compreendem 8,67% da microbacia. A área apresenta ainda remanescentes florestais da Floresta Ombrófila Densa (Mata Atlântica) em toda área, a mata (estágio intermediário e avançado de sucessão) compreende a maior parte da microbacia, sendo 44,16 km² representando 70,23% (SBROGLIA, 2015).

3.6 DESLIZAMENTOS DE SOLO OCORRIDOS EM 2008

Em 2008, durante o evento pluviométrico extremo do mês de novembro, os deslizamentos foram deflagrados de forma generalizada, gerando um volume de material que se transformou em fluxos de lama e/ou detritos. Assim, de acordo com a Tabela 4, foram

mapeadas 571 cicatrizes de movimentos de massa na microbacia, destas 526 foram de deslizamentos e 45 de fluxos de detritos.

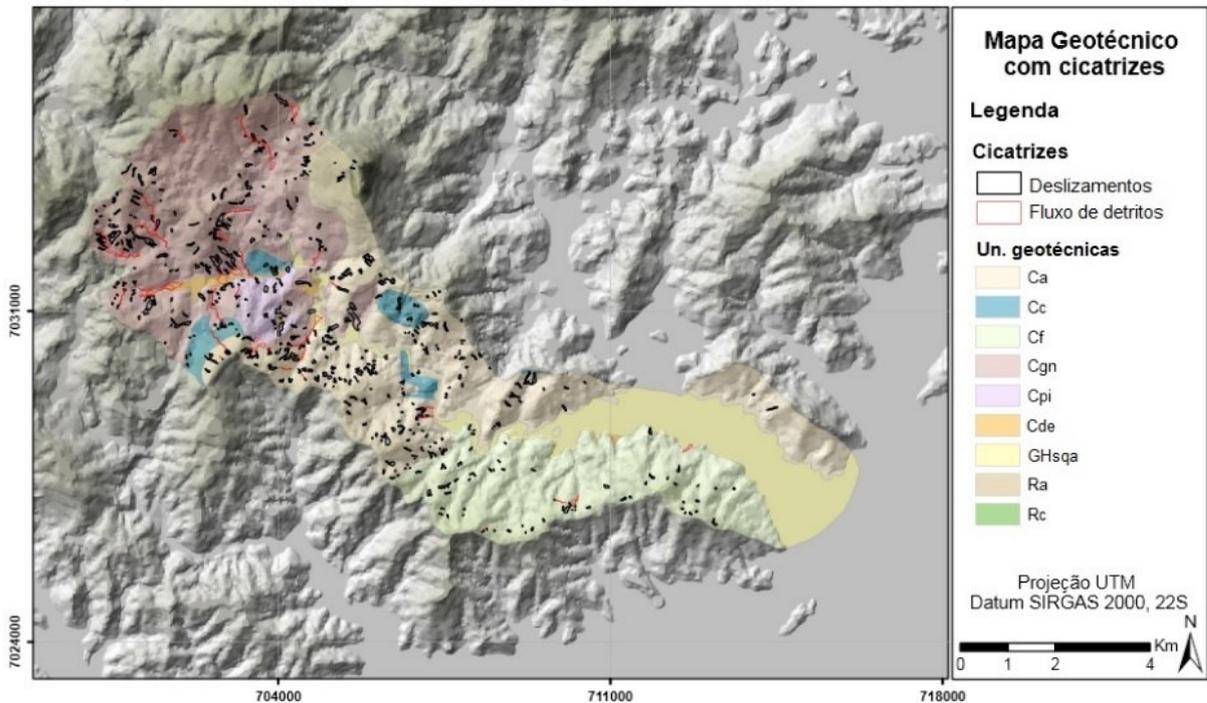
Tabela 4 – Número de cicatrizes por unidade geotécnica na microbacia do Ribeirão Baú.

Un. Geotécnica	Cicatrizes dos movimentos de massa			
	Deslizamentos	Fluxo de detritos	Total de cic.	Total de cic./área
Ca	225	13	238	12,9
Cc	23	2	25	11,8
Cf	72	4	76	6,2
Cgn	190	25	215	11,1
Cpi	16	1	17	12,6
Cde	0	0	0	0
GHsqa	0	0	0	0
Ra	0	0	0	0
Rc	0	0	0	0
Microbacia Rib. Baú	526	45	573	9,1

Fonte: Sbroglia (2015).

Observa-se que a partir da Figura 23, por suas características, algumas unidades são menos ou mais suscetíveis à ocorrência de movimentos de massa.

Figura 23 – Cicatrizes nas unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.



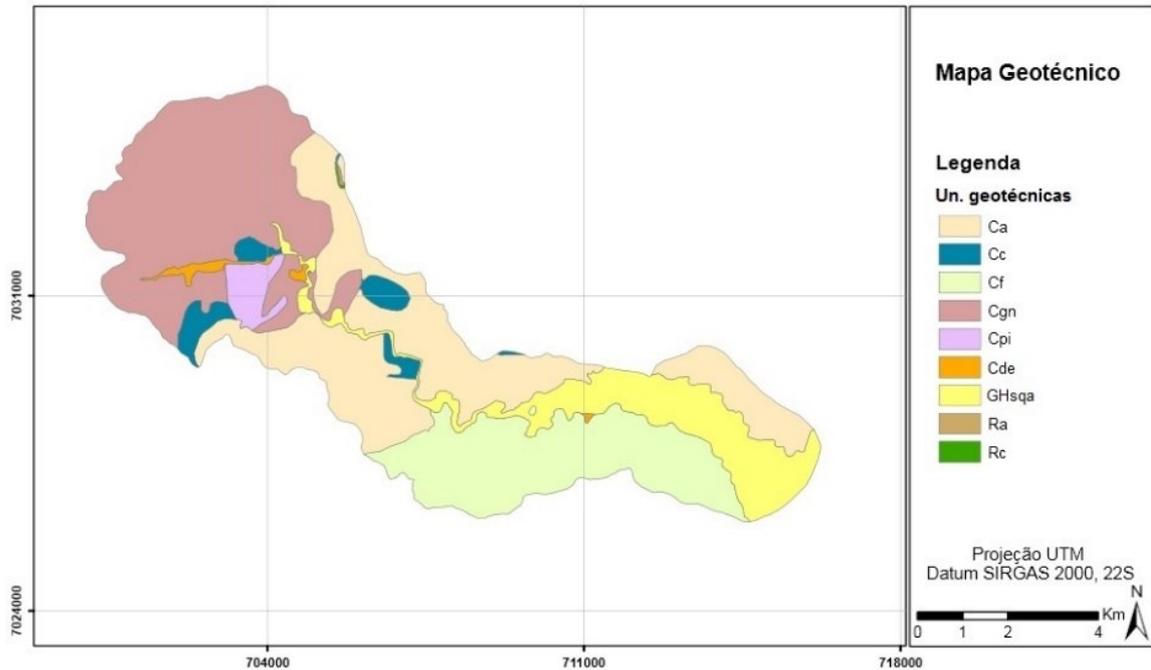
Fonte: Sbroglia (2015).

As unidades Ra e Rc não apresentaram rupturas, apesar de situarem-se em área escarpada. O solo dessas unidades é jovem ou inexistente, não havendo a formação de espesso manto de intemperismo. Porém, pode ser que ocorra outro tipo de movimento de massa, como a queda de blocos, favorecido pela presença de discontinuidades na rocha, tais como fraturas e bandeamentos ou pelo avanço dos processos de intemperismo físico e químico.

3.7 GEOTECNIA

Após os levantamentos de campo e cartográficos, Sbroglia (2015) desenvolveu o mapa onde as unidades geotécnicas compõem polígonos que representam áreas de solos com comportamento geomecânico semelhante. Foram mapeadas na microbacia do Ribeirão Baú nove unidades geotécnicas, representadas na Figura 24.

Figura 24 – Unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: Sbroglia (2015).

A caracterização das unidades geotécnicas mapeadas na microbacia do Ribeirão Baú pode ser observada em forma de síntese na Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 5 – Resultados levantados de parâmetros de resistência dos solos na microbacia.

Un. Geotécnica	Sbroglia (2015)		Degering (2018)	
	Cisalhamento Direto (CD)		<i>Borehole Shear Test (BST)</i>	
	Coesão c' (kPa)	Ângulo de Atrito ϕ (graus)	Coesão c' (kPa)	Ângulo de Atrito ϕ (graus)
Ca	8,42	26,5	6,07	28,4
Cc	5,24	29,2	4,37	27,3
Cf	2,94	25,3	5,74	23,0
Cgn	6,95	31,8	6,32	23,7
Cpi	12,96	15,8	8,89	23,7
Cde	-	-	4,10	27,0

Fonte: do autor (2020).

Nota-se que os valores obtidos por Sbroglia (2015) e Degering (2018) apresentaram uma correspondência muito próxima ao ser analisado por unidade geotécnica. O maior valor de

variação para a coesão foi de 4,07 kPa para a unidade de Cambissolo substrato piroxênito (Cpi), enquanto que para o ângulo de atrito houve apenas uma variação de 8,1° no Cambissolo substrato gnaisse (Cgn).

Tabela 6 – Caracterização das unidades geotécnicas preliminares na microbacia.

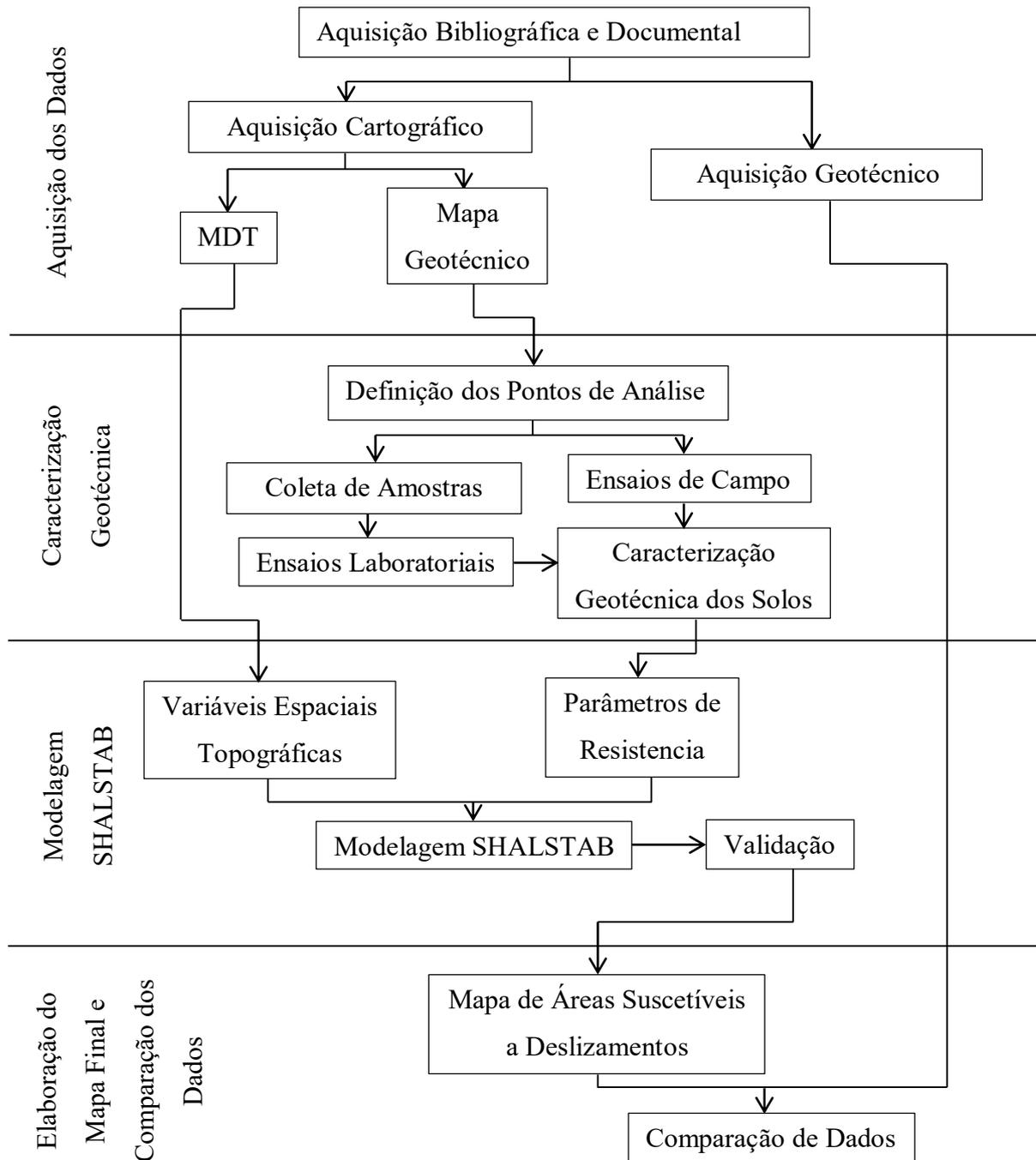
Sigla	Unidade Geotécnica	Área (km²)	%	Origem do solo	Relevo	Uso do solo
<i>Ca</i>	Cambissolo substrato arenito	18,56	29,61	Residual	Forte ondulado /Montanhoso	Mata
<i>Cc</i>	Cambissolo substrato conglomerado	2,12	3,39	Residual	Forte ondulado	Mata
<i>Cf</i>	Cambissolo substrato folhelho	12,34	19,69	Residual	Forte ondulado /Montanhoso	Mata
<i>Cgn</i>	Cambissolo substrato gnaisse	19,33	30,85	Residual	Forte ondulado /Montanhoso	Mata
<i>Cpi</i>	Cambissolo substrato piroxênito	1,35	2,15	Residual	Forte ondulado	Mata
<i>Cde</i>	Cambissolo substrato depósito de encosta	0,52	0,82	Sedimentar de origem residual	Ondulado	Pastagem
<i>GHsqa</i>	Gleissolo substrato sedimentos quaternários aluviais	8,40	13,41	Sedimentar	Plano	Rizicultura
<i>Ra</i>	Litólico substrato arenito	0,03	0,04	Residual	Escarpado	Mata
<i>Rc</i>	Litólico substrato conglomerado	0,03	0,04	Residual	Escarpado	Mata
Total	-	62,68	100,0	-	-	-

Fonte: Sbroglia (2015).

4 METODOLOGIA

Os procedimentos que compõem o método utilizado nessa pesquisa são apresentados no fluxograma da Figura 25, posteriormente elucidados no decorrer do presente capítulo.

Figura 25 – Fluxograma de atividades desenvolvida no presente trabalho.



Fonte: do autor (2020).

4.1 AQUISIÇÃO DE DADOS PREEXISTENTES

Foram coletadas informações relacionadas à microbacia do Ribeirão Baú em estudos desenvolvidos anteriormente, as quais compreendem especialmente dados cartográficos e geotécnicos dos solos presentes na área.

Em relação aos dados cartográficos, foram obtidos os seguintes mapas:

- Modelo Digital do Terreno (MDT) e Mapa de declividade, ambos com resolução espacial de 1m, disponibilizados pelo Laboratório de Mapeamento Geotécnico (LAMGEO) da UFSC;
- Dados vetoriais, no formato digital shapefile (.shp), dos cursos d'água e estradas, na escala 1:50000, disponibilizados pela Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina - EPAGRI/Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina – CIRAM e editados pelo IBGE (1981);
- Mapa de área de contribuição por unidade de contorno (a/b), em escala 1:10000, disponibilizado por SBROGLIA (2015);
- Mapa geotécnico da área em estudo, em escala 1:50,000, elaborado por SBROGLIA (2015);
- Mapa com as cicatrizes dos deslizamentos ocorridos em 2008, em escala 1:50000, disponibilizado por SBROGLIA (2015).
- Por sua vez, os dados geotécnicos coletados compreendem:
 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, coesão e ângulo de atrito, determinados no ensaio de cisalhamento direto por Sbroglia (2015);
 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito, determinados no ensaio de campo *Borehole Shear Test* por Degering (2018).

4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS UNIDADES

A caracterização geotécnica dos solos presentes nas unidades definidas por Sbroglia (2015) compreendeu a determinação dos seus respectivos parâmetros de resistência ao

cisalhamento, utilizando o ensaio de cisalhamento direto em laboratório e o ensaio de *borehole shear test* em campo. Além disso, também foram determinados os seus pesos específicos e teores de umidades naturais, a partir de amostras indeformadas e deformadas, respectivamente.

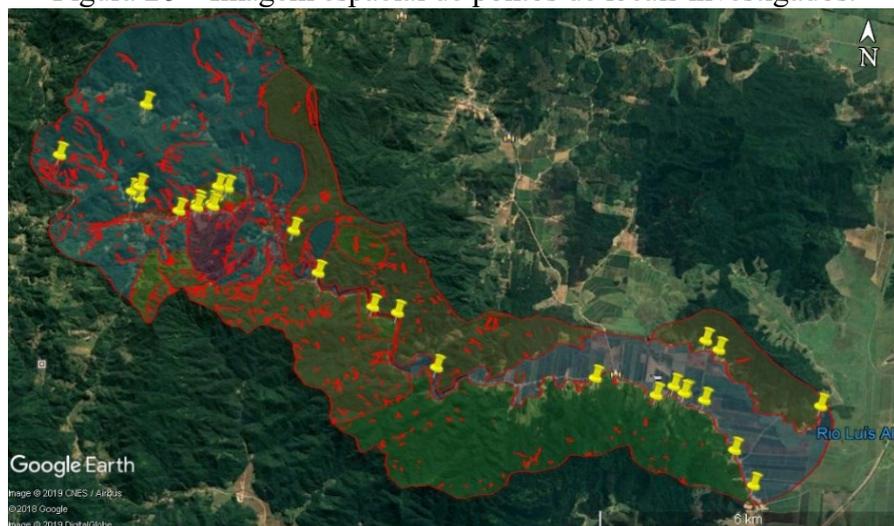
4.2.1 Definição dos Locais de Investigação

Na área de estudos, os locais para a caracterização geomecânica dos solos foram definidos preliminarmente com base na sobreposição das cicatrizes dos deslizamentos ao mapa geotécnico na microbacia, onde foram delimitadas as unidades com problemas de estabilidade de encostas. Nessa etapa, realizada em laboratório, também foram sobrepostos os vetores dos cursos d'água e estradas e, juntamente com o auxílio do Google Earth, foram identificados perfis de solos expostos e definida a melhor rota a ser percorrida em campo.

Foram investigados em campo os locais definidos previamente, com o objetivo de identificar a correspondência da geologia local com aquela descrita no mapa geotécnico, aumentando assim a representatividade dos parâmetros obtidos. A Figura 26 apresenta os locais investigados na área de estudos, que totalizaram 25 pontos, juntamente com as cicatrizes dos deslizamentos ocorridos em 2008.

A Tabela 7 apresenta as coordenadas planas (UTM), registradas no GPS (Garmin GPSMAP 64), e as unidades geotécnicas dos referidos pontos.

Figura 26 – Imagem espacial de pontos de locais investigados.



Fonte: Google Earth.

Dentre todos os pontos analisados para a avaliação de execução *in loco*, a Tabela 8 apresenta aqueles definidos como local para a realização da coleta de amostra de solo e execução do ensaio de BST. Observa-se que ficou definido um ponto por unidade geotécnica com problema de estabilidade de encosta.

Notou-se então que não há atualmente um ponto onde a unidade Cambissolo de substrato conglomerado mostrou-se positiva na realização do ensaio de BST, portanto, descartou a possibilidade de realização do presente trabalho nesta unidade devido à falta de estabilidade para a cravação dos dentes do equipamento ao solo muito heterogêneo.

Todos os pontos de coleta tiveram suas coordenadas pelo sistema *Universal Transversa de Mercator* (UTM) obtidas através do Sistema de Posicionamento Global (GPS).

Tabela 7 – Pontos analisados para execução do trabalho e suas coordenadas.

Tipo de Solo	Ponto	Coordenadas (UTM)	
		E	N
Cambissolo Folhelho	Cf-01	714154 m	7026855 m
	Cf-02	713133 m	7027980 m
	Cf-03	712928 m	7028112 m
	Cf-04	712559 m	7027928 m
	Cf-05	711329 m	7028251 m
	Cf-06	708106 m	7028402 m
Cambissolo Conglomerado	Cc-01	707290 m	7029497 m
	Cc-02	706788 m	7029606 m
	Cc-03	703777 m	7031975 m
	Cc-04	703579 m	7031806 m
	Cc-05	703592 m	7032001 m
Cambissolo Arenito	Ca-01	715901 m	7027768 m
	Ca-02	713841 m	7028866 m
	Ca-03	713570 m	7029051 m
	Ca-04	705660 m	7030278 m
	Ca-05	705152 m	7031131 m
Cambissolo Gnaisse	Cgn-01	702812 m	7031485 m
	Cgn-02	702007 m	7031728 m
	Cgn-03	701870 m	7031859 m
	Cgn-04	700464 m	7032535 m
	Cgn-05	702020 m	7031957 m
Cambissolo Piroxênio	Cpi-01	703465 m	7031647 m
	Cpi-02	703180 m	7031654 m
	Cpi-03	703180 m	7031566 m
	Cpi-04	703245 m	7031596 m
	Cpi-05	703245 m	7031589 m

Fonte: do autor (2020).

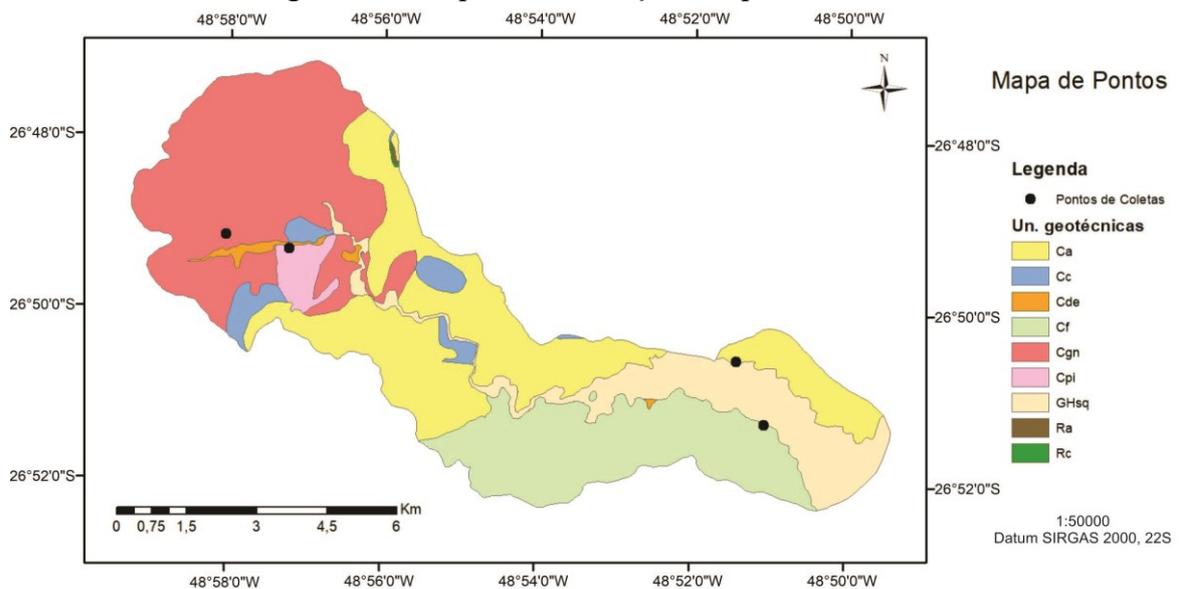
Tabela 8 – Pontos definidos para execução do BST e coleta de amostras.

Tipo de Solo	Ponto	Coordenadas (UTM)	
		E	N
Cambissolo Folhelho	Cf-02	713133 m	7027980 m
Cambissolo Conglomerado			
Cambissolo Arenito	Ca-03	713570 m	7029051 m
Cambissolo Gnaise	Cgn-05	702020 m	7031957 m
Cambissolo Piroxênito	Cpi-01	703465 m	7031647 m

Fonte: do autor (2020).

Cabe ressaltar que a coleta de amostrar e a execução do BST foram nos meses de janeiro e fevereiro do ano de 2019 onde procurou analisar as encostas com pelo menos dois dias sem chuvas no local.

Figura 27 – Mapa de localização dos pontos analisados.



Fonte: do autor (2020).

As amostras indeformadas foram coletadas em moldes metálicos no horizonte C, em locais próximos ao topo do deslizamento (provável zona de ruptura). No mesmo local foi realizado o ensaio de BST.

Conforme apresentado na Figura 28, as amostras foram envoltas em filme plástico, para preservar ao máximo a umidade natural das mesmas, e acondicionadas cuidadosamente em caixas de isopor até o seu transporte ao laboratório.

Figura 28 – Acomodação das amostras em laboratório.



Fonte: do autor (2020).

4.2.2 Determinação dos Parâmetros dos Solos em Laboratório

Foram determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC os parâmetros físicos dos solos (umidade e peso específico) e de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), baseando-se nas seguintes normas:

- Ensaio para determinação do teor de umidade do solo [%] - conforme a NBR6457/1986;
- Ensaio de Cisalhamento Direto (CD) com base na norma internacional - ASTM D3080/1998.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras inundadas para a obtenção do ângulo de atrito interno (ϕ) e da coesão (c) dos solos em termos de tensões efetivas, utilizando uma velocidade de rompimento 0,307 mm/min. Determinou-se ainda o peso específico natural do solos (ρ_s), tendo como base as amostras coletadas com o auxílio do molde metálico.

Na determinação da envoltória de Coulomb para cada ponto investigado foram utilizadas três tensões normais que variaram entre 30 kPa e 100 kPa, em função das tensões de confinamento obtidas no ensaio de *borehole shear test* (Tabela 9).

A Figura 29, apresenta o equipamento empregado no ensaio de CD e a etapa de consolidação.

Figura 29 – Equipamento de cisalhamento direto.



Fonte: do autor (2020).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no ensaio de CD, além de caracterizar os solos das unidades geotécnicas, foram comparados com aqueles obtidos no ensaio de BST, possibilitando assim, a análise entre os dados determinados em laboratório e em campo.

4.2.3 Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento em Campo

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, executados também na condição inundada, foram determinados em campo com o emprego do *borehole shear test*. Ressalta-se que os ensaios de BST foram executados com todo o cuidado para que não fossem geradas perturbações que viessem a amolgar o solo e seguindo os procedimentos descritos na fundamentação teórica.

Os parâmetros foram determinados no horizonte C dos perfis de solos em cada unidade geotécnica de interesse. Na execução do BST, inicialmente foram realizadas tradagens entre as

profundidades de 55 centímetros a 1 metro (Figura 30). O furo realizado com o trado é necessário para que a sonda de cisalhamento seja instalada no local e possibilitou também a coleta de amostras deformadas para a sua classificação tátil visual. Com a retirada do material pelo trado, foi possível levar ao laboratório, em saco plástico, amostras deformadas de cada unidade para avaliação do teor de umidade do solo.

Figura 30 – Tradagem realizada na unidade Ca-03.



Fonte: do autor (2020).

Na sequência, foi nivelado o terreno de forma a deixá-lo o mais plano possível para a instalação do equipamento. A Figura 31 apresenta o BST instalado em campo na unidade geotécnica Cf-02. Após a instalação, preencheu-se o furo com água e aguardou-se em torno de 15min (dependendo da absorção do solo em campo) para cisalhar na condição inundada. Ao mesmo tempo aplicou-se a tensão normal para realizar a etapa de consolidação do solo com a utilização da bomba manual de ar. Anotou-se então o valor da tensão normal identificada no manômetro.

Para cada unidade geotécnica foram aplicadas diferentes tensões normais para a obtenção da envoltória de ruptura, as quais estão apresentadas na Tabela 9.

Figura 31 – Equipamento instalado na unidade Cf-02.



Fonte: do autor (2020).

Tabela 9 – Tensões de confinamento utilizadas no ensaio de BST.

Unidade Geotécnica	Tensão Normal (kPa)		
	Cf	30	70
Cc	-	-	-
Ca	32	64	100
Cgn	30	60	100
Cpi	30	60	90

Fonte: do autor (2020).

Após a consolidação do solo procedeu-se a etapa de cisalhamento por arranchamento da sonda, girando a manivela, presente na base, anotando-se os valores de pico das tensões de cisalhamento através do dinamômetro (Figura 32).

Figura 32 – Etapa de cisalhamento do solo em campo.



Fonte: do autor (2020).

Com os dados assim obtidos, foram elaborados gráficos que relacionam a tensão normal (σ) e tensão cisalhante (τ), para a determinação da coesão (c) e do ângulo de atrito interno (ϕ).

Juntamente com a análise dos parâmetros geomecânicos do solo, foi coletado um molde de dimensões conhecidas para o cálculo do peso específico natural. Para isso, foi utilizado um molde sobressalente do cisalhamento direto.

4.3 MODELAGEM DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS

Para a análise da estabilidade das encostas da microbacia do Ribeirão Baú, foi utilizado o modelo matemático SHALSTAB, que integra um modelo hidrológico de estado uniforme a um de estabilidade de encosta infinita na elaboração de um mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais.

Este modelo considera dados hidrológicos, topográficos e pedológicos para a área em estudo, na determinação da razão entre a quantidade de chuva (q) e a transmissividade do solo (T) necessária para tornar-se uma encosta instável.

Nesta pesquisa utilizou-se o software ArcGis 10,1, versão estudante, para o modelamento com o SHALSTAB. No Quadro 5 são apresentados os dados de entrada do modelo, que podem ser divididos em parâmetros do solo e variáveis espaciais topográficas, associados aos seus respectivos símbolos e unidades.

Quadro 5: Dados de entrada do modelo SHALSTAB.

Parâmetros do solo	c'	Coesão efetiva	kPa
	φ	Ângulo de atrito	graus
	ρ_s	Peso específico natural do solo	kg/m ³
	K_s	Condutividade hidráulica saturada	cm/dia
	z	Espessura do solo	m
Variáveis espaciais topográficas	θ	Ângulo de declividade	graus
	a	Área de contribuição	m ²
	b	Comprimento de contorno unitário	m

Fonte: Sbroglia (2015).

4.3.1 Determinação dos Parâmetros do Solo

As características pedológicas exercem grande influência sobre a estabilidade das encostas uma vez que definem a resistência ao cisalhamento dos solos e a capacidade de transmitir a água que infiltra durante um período chuvoso.

Neste sentido, os parâmetros geotécnicos do solo foram determinados por meio de ensaios *in situ* e em laboratório. Portanto, toda modelagem feita com o SHALSTAB e posteriormente a elaboração dos mapas, se deu separadamente para cada tipo de análise de resistência, fazendo que ao final se tenha o mapa de suscetibilidade com a condição que mais se adeque às cicatrizes presentes na microbacia. Dessa forma, foram elaborados quarenta e oito cenários de suscetibilidade a deslizamentos translacionais para a microbacia do Ribeirão Baú. Estes cenários consideram a distribuição dos parâmetros do solo de seis formas distintas para os diferentes métodos de obtenção dos parâmetros, sendo eles, utilizando os parâmetros separadamente para cada unidade, utilizando a média simples dos valores para a microbacia por inteiro e, por fim, o menor valor obtido para cada uma das variáveis de resistência.

Portanto, para uma análise em diferentes condições, utilizaram-se oito diferentes profundidades de superfície de ruptura do deslizamento (z), as quais foram atribuídas espessuras de 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12 e 15 metros, somando um total de 48 mapas pelo modelo

SHALSTAB. Cabe destacar, que a variação dos parâmetros do modelo, principalmente a espessura do solo, gera modificações no total de área classificada como instável.

4.3.2 Determinação das variáveis espaciais topográficas

As variáveis espaciais topográficas foram determinadas, a partir do MDT, compondo o mapa de declividade (θ) e de área de contribuição por unidade de contorno (a/b). Nesta análise é imprescindível que o MDT esteja no formato *grid (raster)*, para que o modelo determine a instabilidade para cada pixel, e na melhor escala possível, para ser mais fiel à realidade.

4.3.3 Modelagem com o SHALSTAB

A espacialização dos parâmetros do solo na microbacia foi feita com base nos polígonos das unidades geotécnicas mapeadas, utilizando o algoritmo desenvolvido por ASTM D3080/1998. O modelo SHALSTAB foi executado no software ArcGis10,1 por meio da ferramenta *Automatic SHALSTAB Analysis (ASA)*, possibilitando a elaboração de mapas de suscetibilidade a deslizamentos em função de dois parâmetros hidrológicos, q e T (equação 27).

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} \sin\theta \left[\frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\varphi} \right) + \frac{C}{\cos^2 \cdot \tan\varphi \cdot \rho_w \cdot g \cdot z} \right] \quad (27)$$

Como q/T é um valor muito pequeno, aplica-se o logaritmo ($\text{Log}_{q/T}$) para torná-lo um valor mais tangível. Assim, serão determinadas classes de estabilidade para cada pixel em função de $\text{Log}_{q/T}$. Originalmente, o SHALSTAB gera sete classes de estabilidade conforme ilustra a Tabela 10: incondicionalmente instável, incondicionalmente estável e outras cinco classes que são determinadas em função de intervalos de valores de $\text{Log}_{q/T}$.

Tabela 10 – Classes de estabilidade geradas pelo SHALSTAB pela razão $\text{Log}_{q/T}$.

Valor	Classe de Estabilidade	Condições	Equações
	Incondicionalmente estável e saturado	$\frac{a}{b} > \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$ $\tan\theta \leq \tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right)$	Equação (28) Equação (29)
$\text{Log}_{q/T} \leq -3,1$	Incondicionalmente estável e não saturado	$\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$ $\tan\theta \leq \tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right)$	Equação (30) Equação (31)
$-2,8 \geq$	Estável e não saturado	$\frac{a}{b} < \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) \cdot \frac{T}{Q} \cdot \text{sen}\theta$	Equação (32)
$\text{Log}_{q/T} \geq -3,1$		$\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$	Equação (33)
		$\tan\phi \cdot \left(\frac{1 - \delta_w}{\delta_s}\right) < \tan\theta < \tan\phi$	Equação (34)
$-2,5 \geq$	Instável e não saturado	$\frac{a}{b} \geq \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) \cdot \frac{T}{Q} \cdot \text{sen}\theta$	Equação (35)
$\text{Log}_{q/T} \geq -2,8$		$\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$	Equação (36)
		$\tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\delta_w}{\delta_s}\right) < \tan\theta < \tan\phi$	Equação (37)
$-2,2 \geq$	Estável e saturado	$\frac{a}{b} > \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) \cdot \frac{T}{Q} \cdot \text{sen}\theta$	Equação (38)
$\text{Log}_{q/T} \geq -2,5$		$\frac{a}{b} > \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$	Equação (39)
		$\tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\delta_w}{\delta_s}\right) < \tan\theta < \tan\phi$	Equação (40)
$\text{Log}_{q/T} \geq -2,2$	Incondicionalmente instável e não saturado	$\tan\theta > \tan\phi$ $\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$	Equação (41) Equação (42)
	Incondicionalmente instável e saturado	$\tan\theta > \tan\phi$ $\frac{a}{b} > \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen}\theta$	Equação (43) Equação (44)

Fonte: Sbroglia (2015).

Essas classes de estabilidade geradas expressam uma probabilidade de ocorrência de deslizamento, sendo que quanto menor o valor de q/T maior a probabilidade de ruptura da encosta.

4.3.3.1 Ferramenta Automatic SHALSTAB Analysis (ASA)

Foi desenvolvida, por Sbroglia *et al.* (2017), a ferramenta *Automatic SHALSTAB Analysis* (ASA.tbx), a qual é adicionada ao Toolbox do ArcGis, contendo a rotina automatizada da equação matemática do modelo SHALSTAB. Essa ferramenta foi desenvolvida em ambiente GIS, por meio do *ESRI's Model Builder*, cuja função é automatizar processos que seguem certa rotina. Dentre as vantagens da automatização dos processos na modelagem, cita-se a rapidez na obtenção dos resultados, a eliminação do erro humano em alguma etapa do processo e a possibilidade de testar diferentes parâmetros.

Para este modelo foram definidas as seguintes entradas (inputs): especificação do endereço onde serão desenvolvidos os cálculos pelo modelo (*workspace*); Modelo Digital de Elevação no formato *raster* e mapa geotécnico no formato vetorial.

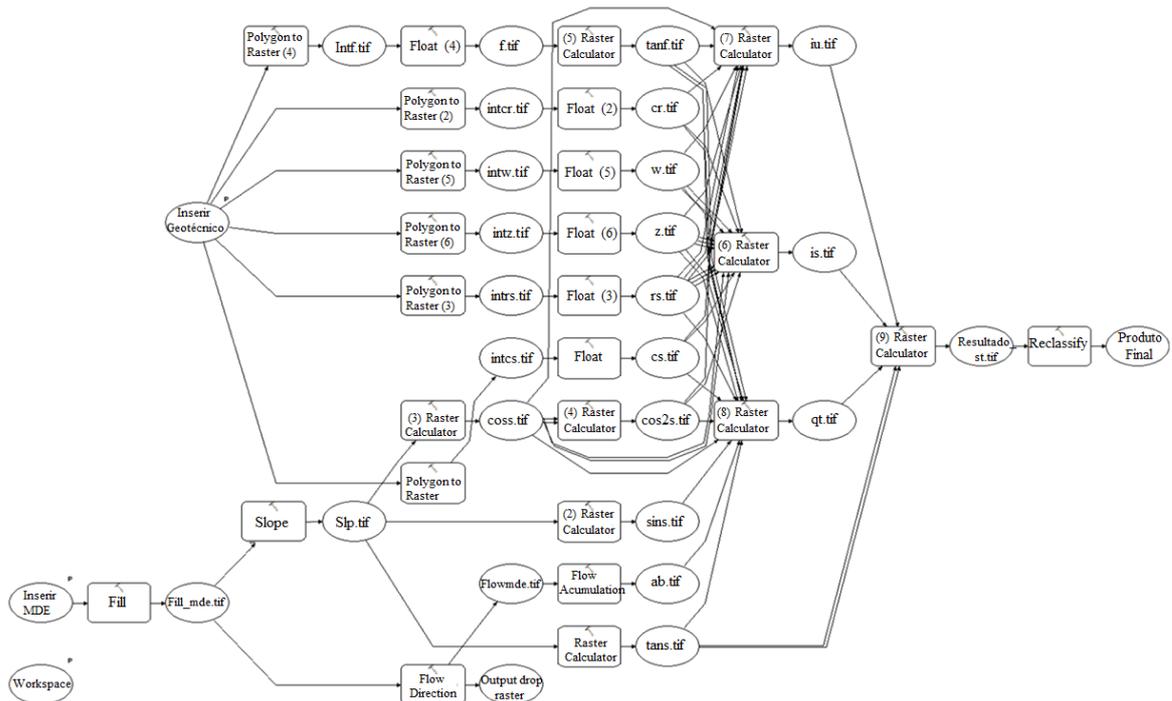
O fluxo do processo especifica o uso de determinadas ferramentas a partir das referidas entradas, visando a criação de camadas intermediárias no formato *raster*, sendo essas:

- A partir do Modelo Digital de Elevação: ferramenta *Fill* para ajuste do MDE; *Slope* para a definição da declividade; *Flow Direction* e *Flow Accumulation* para a definição das direções e acumulações dos fluxos hídricos, respectivamente.
- A partir do mapa geotécnico é gerada uma camada matricial para cada parâmetro geotécnico utilizado na modelagem, sendo estes: intercepto de coesão efetiva em N/m^2 , peso específico saturado do solo em kg/m^3 , ângulo de atrito efetivo em graus e espessura do solo em metros.

Utilizando as camadas intermediárias, foram realizados os cálculos especificados, tendo como resposta as classes referentes às condições de estabilidade e saturação do solo expressas em função de $\text{Log}(q/T)$. Nesse processo, a partir da ferramenta *Raster Calculator* foi implementado o algoritmo desenvolvido por Michel (2013).

A implementação do modelo automatizado (ferramenta ASA) está apresentada na Figura 33.

Figura 33 – Modelo automatizado da ferramenta ASA.



Fonte: Sbroglia *et al.* (2017).

4.3.4 Validação de Modelo SHALSTAB

A validação do SHALSTAB foi realizada por meio da verificação da coincidência espacial entre as cicatrizes dos deslizamentos ocorridos em novembro de 2008 e as áreas designadas instáveis pelo modelo, por meio de curvas de validação. Neste sentido, quanto maior for essa coincidência, melhor é considerado o desempenho do SHALSTAB.

Na concepção das curvas de validação geradas com o SHALSTAB, foi então realizada a verificação da coincidência espacial entre as cicatrizes dos deslizamentos mapeados na área de estudo e as áreas designadas como instáveis pelo modelo. O mapeamento das cicatrizes foi realizado por Tomazzoli *et al.* (2012), sendo identificados 527 deslizamentos ocasionados pelas intensas chuvas de novembro de 2008.

As cicatrizes foram delimitadas por polígonos de acordo com a sua forma geométrica, englobando o início e o alcance da ruptura. Como a validação da modelagem deve ser realizada considerando somente a zona de ruptura do deslizamento, e, devido à dificuldade em identificá-la de forma precisa, conforme feito em Michel *et al.* (2015), determinou-se para cada polígono o seu valor mínimo de instabilidade, ou seja, dentre as classes do SHALSTAB a mais instável.

Assim, esse valor foi utilizado na comparação com as áreas instáveis para a verificação do desempenho do modelo nos quarenta e oito cenários. Para a determinação desse valor foi empregada a ferramenta Zonal Statistics do ArcGis 10,1.

Na sequência, foram elaboradas as curvas de validação referentes aos quarenta e oito cenários, conforme Remondo *et al.* (2003), a partir das quais foi identificado aquele que melhor se ajustou aos dados de campo (cicatrizes). Seguindo as premissas dos referidos autores, dentre as curvas elaboradas, a que se distanciar do eixo das abcissas e alcançar a proporção de 100% dos pixels deslizados mais rapidamente é a que representa o cenário de maior capacidade preditiva de deslizamentos na área de estudo.

4.4 ELABORAÇÃO DOS MAPAS DE SUSCETIBILIDADE

Após a conclusão da etapa de análise com o SHALSTAB e sua validação, foram realizados mapas de áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia Ribeirão Baú, tanto para dados geotécnicos obtidos pelo Cisalhamento Direto quanto para os obtidos pelo BST. Dessa forma, para apresentar um mapa final de suscetibilidade a deslizamentos da microbacia do Ribeirão Baú, foram conjugados os mapas que melhor apresentarem uma precisão do modelo SHALSTAB a partir das curvas de validação.

A fim de simplificar e facilitar a compreensão dos mapas de suscetibilidade a deslizamentos da área, foi utilizado o sistema semafórico de representação, no qual as classes de suscetibilidade a deslizamentos são representadas conforme as cores, verde (segurança), amarelo (alerta) e vermelho (perigo). No padrão de representação semafórico adotado, a classe de alta suscetibilidade (vermelho) equivale às classes de risco “Incondicionalmente instável e saturado” e “Incondicionalmente instável e não saturado” modelo SHASLTAB. A classe de média suscetibilidade (amarelo) representa as classes de risco “Instável e saturado”, “Instável e não saturado” e “Estável e não saturado” e, por fim, a classe de baixa suscetibilidade (verde) equivale às classes de risco “Incondicionalmente estável e não saturado” e “Incondicionalmente estável e saturado” do modelo SHALSTAB (Tabela 11).

Tabela 11 – Classes para o sistema semafórico dos mapas de suscetibilidade.

Classes	SHALSTAB	SUSCETIBILIDADE
Incond. Instável e saturado		
Incond. Instável e não saturado		
Instável e saturado		
Instável e não saturado		
Estável e não saturado		
Incond. Estável e não saturado		
Incond. Estável e saturado		

Fonte: do autor (2020).

5 RESULTADOS E ANÁLISES DOS RESULTADOS

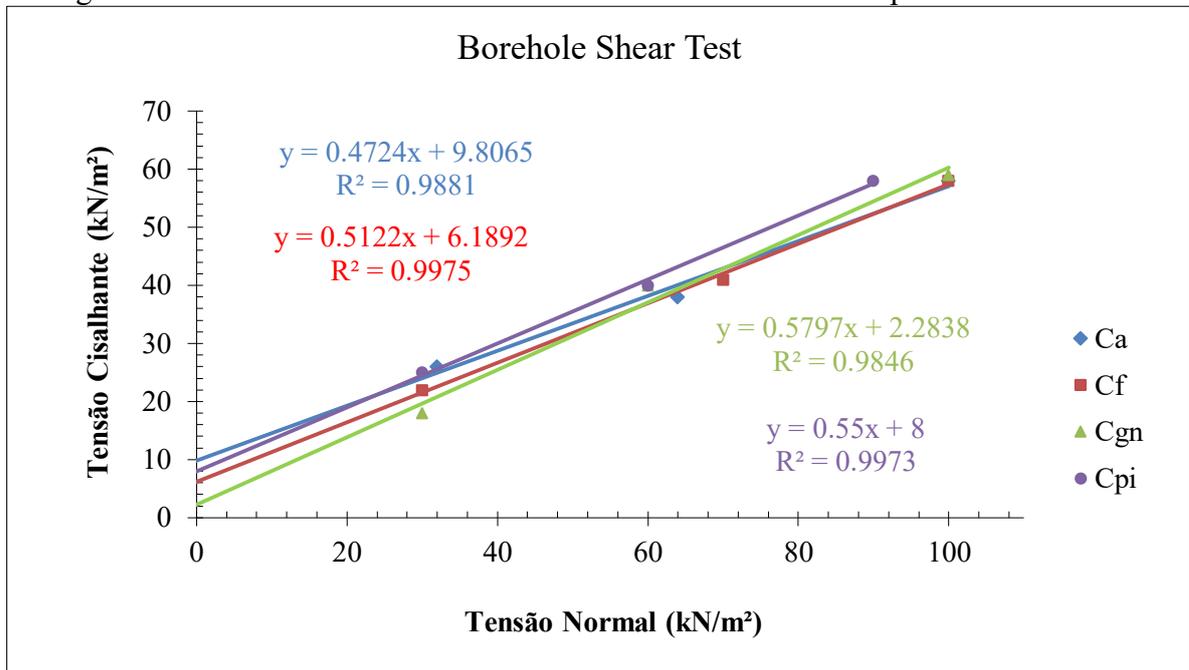
Este capítulo apresenta os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto e *borehole shear test*, os mapas de suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos, elaborados através do modelo SHALSTAB para quarenta e oito diferentes cenários e os mapas semaforicos de suscetibilidade a deslizamentos. Além disso, elaborada com base nesses resultados, será apresentada uma análise comparativa entre os mapas de suscetibilidade gerados com os dados do ensaio de CD e BST, verificando qual apresenta maior ocorrência de áreas instáveis.

5.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

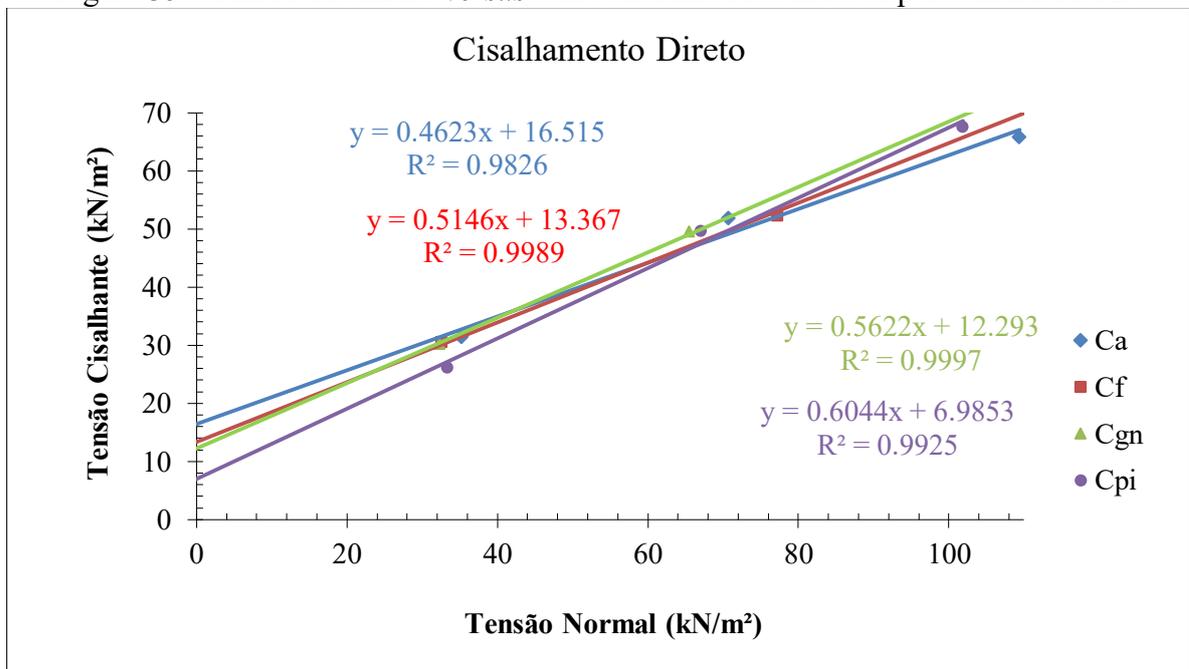
O ensaio de cisalhamento direto e *borehole shear test* foram realizados para estimar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), e o peso específico natural (γ_{nat}) dos solos presentes nas unidades Ca, Cf, Cgn e Cpi.

Na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, os ensaios foram realizados em amostras inundadas, simulando a condição mais desfavorável possível. Ressalta-se que a presença de água, embora pouco influencie no valor do ângulo de atrito, há uma notável influência sobre a coesão, que diminui com a inundação do solo.

A Figura 34 e a Figura 35 apresentam os gráficos de tensão cisalhante *versus* tensão normal, onde foram plotados, respectivamente, os valores obtidos nos 3 estágios dos ensaios de BST e CD para cada solo ensaiado representando as envoltórias de ruptura.

Figura 34 - Tensão cisalhante *versus* tensão normal das unidades pelo ensaio de BST.

Fonte: do autor (2020).

Figura 35 - Tensão cisalhante *versus* tensão normal das unidades pelo ensaio de CD.

Fonte: do autor (2020).

Observa-se nos gráficos apresentados que os valores dos coeficientes de determinação (R^2), em ambos os ensaios, são próximos a 1, o que indica um bom ajuste da reta e a qualidade

dos dados gerados. A partir das envoltórias de ruptura foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos para ambos os ensaios.

Os parâmetros obtidos no ensaio de *borehole shear test* para os solos das unidades geotécnicas estudadas estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Parâmetros obtidos no ensaio de *borehole shear test*.

Un. Geotécnica	<i>Borehole Shear Test (BST)</i>		
	Coesão c' (kPa)	Ângulo de Atrito φ (graus)	Peso específico natural γ_{nat} (kN/m ³)
Ca	9,8	25,3	16,6
Cf	6,2	27,1	15,4
Cgn	2,3	30,1	11,1
Cpi	8,0	28,8	13,7

Fonte: do autor (2020).

Observa-se que os parâmetros de resistência obtidos pelo BST apresentaram valores esperados para um perfil típico de solo residual em um horizonte C. Os valores de coesão variaram de aproximadamente 2 a 10 kPa. Conforme apresentado acima, o menor valor de coesão foi encontrado no solo da unidade Cgn (2,3 kPa) e o maior valor na unidade Ca (9,8 kPa). Para o ângulo de atrito, a variação foi de 25 a 31 graus, o menor resultado foi encontrado na unidade de solo Ca (25,3°) e o maior na unidade Cgn (30,1°).

Ao comparar os resultados obtidos pelo BST com outros presentes para as mesma unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú coletados na literatura (Tabela 5), nota-se que para unidade Ca os valores de coesão e ângulo de atrito apresentaram-se análogos aos resultados obtidos por Sbroglia (2015), que identificou valores de 8,42 kPa de coesão e 26,5° de ângulo de atrito utilizando o ensaio de CD. No entanto, ficou mais distante do valor obtido por Degering (2018), que obteve os resultados de 6,07 kPa para a coesão e 28,4° para o ângulo de atrito utilizando o ensaio de BST.

Para a unidade Cf, observou-se que a coesão obtida pelo BST apresentou uma diferença menor do que 0,5 kPa quando relacionada ao valor obtido por Degering (2018), que determinou o valor de 5,74 kPa. Ao comparar com o valor de Sbroglia (2015), a diferença

resultou em mais de 3 kPa. Porém, ao ser analisado o ângulo de atrito, observou-se uma correlação maior com o valor obtido por Sbroglia (2015).

Ainda para o ensaio de BST, em relação à unidade Cgn, pode-se observar que a coesão obtida foi bem abaixo dos valores dos autores citados anteriormente, com uma diferença de aproximadamente 5 kPa. No entanto, para o valor de ângulo de atrito houve uma aproximação com o resultado de Sbroglia (2015), que obteve o valor de 31,8° para essa unidade (diferença de aproximadamente 2°).

Por fim, na unidade Cpi, notou-se que em relação ao ângulo de atrito o resultado apresentou-se relativamente distante dos encontrados por Sbroglia (2015) e Degering (2018), com uma diferença de 13° e 5° respectivamente. A coesão apresentou-se próxima ao valor alcançado por Degering (2018) com uma diferença menor a 1 kPa (8,89 kPa).

Os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto para os solos das unidades geotécnicas estudadas são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Un. Geotécnica	Cisalhamento Direto (CD)		
	Coesão c' (kPa)	Ângulo de Atrito φ (graus)	Peso específico natural γ_{nat} (kN/m ³)
Ca	16,5	24,8	15,6
Cf	13,4	27,2	14,5
Cgn	12,3	29,3	10,7
Cpi	7,0	31,1	14,5

Fonte: do autor (2020).

Ao observar os valores de coesão apresentados na Tabela 13 e compará-los com a literatura (Tabela 5), notou-se que os valores de coesão das unidades Ca, Cf e Cgn resultaram distantes dos encontrados por Sbroglia (2015) e Degering (2018).

Ao analisar a coesão da unidade Cpi, notou-se uma certa correlação com o valor encontrado por Degering (2018), com uma diferença de aproximadamente 2 kPa (8,89 kPa), enquanto que, a diferença em relação ao resultado de Sbroglia (2015) foi de aproximadamente 6 kPa (12,96).

Ao avaliar os valores de ângulo de atrito obtidos pelo ensaio de CD, destaca-se a aproximação dos resultados com aqueles obtidos pelo ensaio de BST. O único resultado relativamente distante comparado aos valores já presentes na literatura é o da unidade Cpi com uma diferença de aproximadamente 15° para Sbroglia (2015) e 8° para Degering (2018).

Ao comparar os dados de BST e CD determinados no presente estudo, verificou-se em três unidades (Ca, Cf e Cgn), que os valores de coesão obtidos com o CD mostraram-se elevados em relação aos valores obtidos pelo BST, enquanto que, na unidade Cpi ocorreu a diminuição de 1 kPa no valor da coesão. Dessa forma, a variação dos valores de coesão para o ensaio CD ficou aproximadamente entre 7 e 17 kPa, com o menor valor encontrado na unidade Cpi (7,0 kPa). Por sua vez, a faixa de variação obtida no BST foi de 2 a 10 kPa.

Notou-se também que houve uma certa aproximação dos resultados de ângulo de atrito interno dos solos, para ambos os ensaios, visto que a variação desse parâmetro no ensaio de CD (25 a 31 graus) resultou semelhante com a encontrada no BST (25 a 32 graus). Analisando os resultados dos dois ensaios, para cada uma das unidades presentes na área de estudos, percebeu-se que nenhum dos valores apresentou diferença superior à 2 graus.

Sendo assim, com base nos resultados apresentados de resistência ao cisalhamento dos solos presentes nas unidades geotécnicas, foram elaborados quarenta e oito cenários de suscetibilidade a deslizamentos translacionais para a microbacia do Ribeirão Baú, considerando a distribuição dos parâmetros dos solos de três formas distintas para cada um dos ensaios empregados (BST e CD). Os dados utilizados na elaboração dos cenários podem ser observados no Quadro 6.

Os valores de ângulo de atrito obtidos pela média simples dos parâmetros de todas as unidades analisadas, apresentou, para ambos os ensaios (BST e CD), valores muito próximos, respectivamente 27,8° e 28,1°. Porém os valores de coesão, apresentaram uma diferença de 5,7 kPa entre os métodos de ensaio. Isso, como já elucidado, ocorreu em função dos altos valores de coesão obtidos no ensaio de cisalhamento direto nas unidades Ca, Cf e Cgn. Da mesma forma, observou-se em relação aos menores parâmetros obtidos nos ensaios, uma diferença de 4,7 kPa para a coesão e para o ângulo de atrito uma diferença de apenas 0,5°.

Quadro 6 – Valores dos parâmetros geotécnicos utilizados nos diferentes cenários.

Cenários		<i>Borehole Shear Test</i>			Cisalhamento Direto		
		Coesão c' (kPa)	Ângulo de Atrito φ (graus)	Peso específico natural γ_{nat} (kN/m ³)	Coesão c' (kPa)	Ângulo de Atrito φ (graus)	Peso específico natural γ_{nat} (kN/m ³)
Unidade Geotécnica	Ca	9,8	25,3	16,6	16,5	24,8	15,6
	Cf	6,2	27,1	15,4	13,4	27,2	14,5
	Cgn	2,3	30,1	11,1	12,3	29,3	10,7
	Cpi	8,0	28,8	13,7	7,0	31,1	14,5
Média Simples		6,6	27,8	14,2	12,3	28,1	13,2
Menor Valor		2,3	25,3	16,6	7,0	24,8	15,6

Fonte: do autor (2020).

5.2 ANÁLISE DO MAPEAMENTO COM BASE NO MODELO SHALSTAB

O modelo utilizado para o mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais aplicado neste trabalho foi o SHALSTAB. Esse modelo leva em consideração variáveis espaciais obtidas a partir do modelo digital do terreno (inclinação do relevo em graus e definição do fluxo e acumulação de águas oriundas da precipitação) e dados dos solos presentes nas unidades geotécnicas (coesão, ângulo de atrito, peso específico e espessura da camada de solo).

Considerando a distribuição dos dados dos solos de três formas distintas para cada tipo de ensaio utilizado (cisalhamento direto e *borehole shear test*), foram gerados 48 cenários a partir das espessuras de 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12 e 15 metros. Os resultados das modelagens com o SHALSTAB podem ser observados a seguir.

5.2.1 Unidades Geotécnicas

Nesse item serão apresentados mapas, tabelas e gráficos contendo os resultados dos cenários de suscetibilidade a deslizamentos translacionais elaborados considerando cada unidade geotécnica (Ca, Cf, Cpi e Cgn) e os seus respectivos parâmetros, determinados no

ensaio de CD e BST. Em relação à profundidade do solo (z), foram consideradas oito espessuras distintas (2, 3, 4, 5, 7, 10, 12 e 15m), que foram analisadas em conjunto com o mapa geotécnico.

Os resultados obtidos a partir da utilização dos dados do ensaio de cisalhamento direto são apresentados na Tabela 14, Figura 36 e Figura 40. Aqueles obtidos pelo *borehole shear test* são apresentados na Tabela 15, Figura 37 e Figura 41.

De uma forma geral, com base nos resultados apresentados, verificou-se que com a utilização dos parâmetros determinados tanto pelo CD quanto pelo BST, houve um crescimento proporcional nas áreas mais instáveis com o aumento da espessura de solo. Também foi possível observar que pelo fato da coesão apresentar-se maior em algumas unidades geotécnicas com a utilização do ensaio de cisalhamento direto, ocorreram mais áreas estáveis nos mapas elaborados com esses dados, quando comparados aos mapas gerados a partir dos dados do BST.

Tabela 14 – Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros para cada unidade geotécnica obtida pelo cisalhamento direto.

Unidades Geotécnicas (Cisalhamento Direto)								
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 2m				z = 3m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	1,74	1,74
< -3,1	0,01	0,01	3,35	3,35	0,13	0,14	57,87	59,60
-3,1 - -2,8	0,01	0,01	0,95	4,30	0,14	0,28	7,48	67,08
-2,8 - -2,5	0,03	0,05	0,11	4,41	0,69	0,97	7,42	74,50
-2,5 - -2,2	0,12	0,17	0,10	4,51	2,13	3,10	2,93	77,43
> -2,2	0,50	0,67	0,34	4,85	9,39	12,49	6,32	83,76
<i>Incond. Estável</i>	99,33	100,0	95,15	100,0	87,51	100,0	16,24	100,0
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 4m				z = 5m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	0,26	0,26	14,98	14,98	0,95	0,95	49,01	49,01
< -3,1	0,63	0,88	70,58	85,56	1,34	2,29	42,10	91,11
-3,1 - -2,8	0,91	1,79	4,58	90,15	2,25	4,54	2,50	93,61
-2,8 - -2,5	3,71	5,50	1,71	91,86	7,25	11,79	3,09	96,70
-2,5 - -2,2	7,58	13,08	2,52	94,38	11,86	23,66	1,40	98,10

>- 2,2	22,98	36,06	1,41	95,78	29,62	53,28	0,83	98,93
<i>Incond. Estável</i>	63,94	100,0	4,22	100,0	46,72	100,0	1,07	100,0
Classe de	z = 7m				z = 10m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	2,97	2,97	71,30	71,30	6,13	6,13	81,89	81,89
< -3,1	3,03	6,00	24,93	96,23	5,18	11,32	15,91	97,80
-3,1 - -2,8	5,10	11,10	1,01	97,24	7,91	19,23	0,81	98,61
-2,8 - -2,5	11,88	22,98	1,47	98,72	14,36	33,59	0,44	99,05
-2,5 - - 2,2	15,33	38,31	0,45	99,16	16,18	49,76	0,27	99,33
>- 2,2	32,60	70,91	0,16	99,33	31,48	81,25	0,64	99,97
<i>Incond. Estável</i>	29,09	100,0	0,67	100,0	18,75	100,0	0,03	100,0
Classe de	z = 12m				z = 15m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	7,90	7,90	84,18	84,18	9,99	9,99	86,18	86,18
< -3,1	6,27	14,16	13,93	98,11	7,49	17,48	12,13	98,31
-3,1 - -2,8	8,96	23,12	0,60	98,72	9,82	27,31	0,55	98,87
-2,8 - -2,5	14,89	38,01	0,39	99,11	15,15	42,45	0,35	99,22
-2,5 - - 2,2	16,06	54,08	0,25	99,36	15,75	58,20	0,19	99,41
>- 2,2	30,45	84,53	0,64	100,0	29,13	87,33	0,59	100,0
<i>Incond. Estável</i>	15,47	100,0	0,00	100,0	12,67	100,0	0,00	100,0

Fonte: do autor (2020).

Com base nos resultados apresentados na Tabela 14, verificou-se que para as espessuras de 2, 3 e 4 metros, com os dados de cisalhamento direto, há uma grande diferença na porcentagem de cicatrizes nas áreas mais instáveis. Observou-se ainda que 95,49% das cicatrizes foram encontradas nas regiões mais estáveis na espessura de 2 metros, enquanto que na espessura de 3m, apenas 22,56% foram encontradas nas mesmas classes e somente 5,63% para a espessura de 4 metros. Da mesma forma, nas duas áreas mais instáveis, a porcentagem passou de 3,35% na espessura de 2 metros, para 85,56% na de 4 metros e 91,11% na de 5 metros.

Destaca-se que para as espessuras de 4 e 5m, a curva de validação apresentou-se altamente precisa, segundo o que Remondo *et al.* (2003) consideram em seu estudos, visto que 90,15% das cicatrizes foram mapeadas em uma área de 1,79% e 93,61% em uma área de 4,54%, respectivamente. De acordo com os autores, quando 90% dos deslizamentos ocorrem em até 5% de áreas instáveis o modelo é considerado altamente preciso. As curvas de validação para a modelagem SHALSTAB no cenário de unidades geotécnicas podem ser observadas nas Figura 38 e Figura 39.

Em relação à curva de validação apresentada na Figura 38, onde a espessura do solo é igual a 2 metros e foram utilizados os dados do ensaio de CD, 95,49% das cicatrizes foram mapeadas nas duas classes mais estáveis. Esse fato é explicado por Remondo *et al.* (2003) como uma predição totalmente aleatória onde a curva de validação coincide com uma diagonal, partindo do 0 até o 100%, o que normalmente acontece quando se tem apenas áreas estáveis.

Tabela 15 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros para cada unidade geotécnica obtida pelo *borehole shear test*.

<i>Unidades Geotécnicas (Borehole Shear Test)</i>								
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 2m				z = 3m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	1,68	1,68	50,93	50,93	3,91	3,91	71,21	71,21
< -3,1	2,47	4,16	35,00	85,93	4,01	7,93	24,26	95,47
-3,1 - -2,8	3,52	7,68	2,40	88,34	5,27	13,20	1,07	96,53
-2,8 - -2,5	7,07	14,75	3,31	91,64	10,47	23,67	1,28	97,81
-2,5 - - 2,2	9,59	24,34	2,42	94,06	13,39	37,06	0,88	98,69
>- 2,2	22,79	47,13	2,75	96,81	28,39	65,45	0,35	99,05
<i>Incond. Estável</i>	52,87	100,0	3,19	100,0	34,55	100,0	0,95	100,0
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 4m				z = 5m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	6,07	6,07	80,74	80,74	7,89	7,89	85,48	85,48
< -3,1	5,15	11,22	15,83	96,57	6,07	13,96	12,39	97,87
-3,1 - -2,8	6,80	18,02	1,28	97,85	7,99	21,95	0,46	98,34

-2,8 - -2,5	12,71	30,73	0,84	98,70	13,75	35,70	0,70	99,04
-2,5 - - 2,2	14,80	45,53	0,35	99,05	15,16	50,86	0,24	99,28
>- 2,2	29,36	74,88	0,24	99,29	29,02	79,88	0,04	99,33
<i>Incond. Estável</i>	25,12	100,0	0,71	100,0	20,12	100,0	0,67	100,0
Classe de	z = 7m				z = 10m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	10,60	10,60	88,83	88,83	13,16	13,16	90,68	90,68
< -3,1	7,43	18,03	9,56	98,39	8,68	21,84	7,95	98,63
-3,1 - -2,8	9,33	27,37	0,39	98,78	10,08	31,92	0,29	98,92
-2,8 - -2,5	14,44	41,81	0,32	99,10	14,64	46,56	0,25	99,17
-2,5 - - 2,2	15,09	56,90	0,23	99,33	14,66	61,22	0,19	99,36
>- 2,2	27,88	84,77	0,00	99,33	26,63	87,85	0,00	99,36
<i>Incond. Estável</i>	15,23	100,0	0,67	100,0	12,15	100,0	0,64	100,0
Classe de	z = 12m				z = 15m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	14,30	14,30	91,47	91,47	15,51	15,51	91,72	91,72
< -3,1	9,18	23,48	7,24	98,71	9,69	25,20	7,01	98,73
-3,1 - -2,8	10,27	33,75	0,26	98,97	10,43	35,63	0,25	98,98
-2,8 - -2,5	14,66	48,41	0,22	99,19	14,61	50,24	0,22	99,20
-2,5 - - 2,2	14,46	62,87	0,17	99,36	14,17	64,41	0,17	99,36
>- 2,2	26,04	88,92	0,00	99,36	25,49	89,90	0,00	99,36
<i>Incond. Estável</i>	11,08	100,0	0,64	100,0	10,10	100,0	0,64	100,0

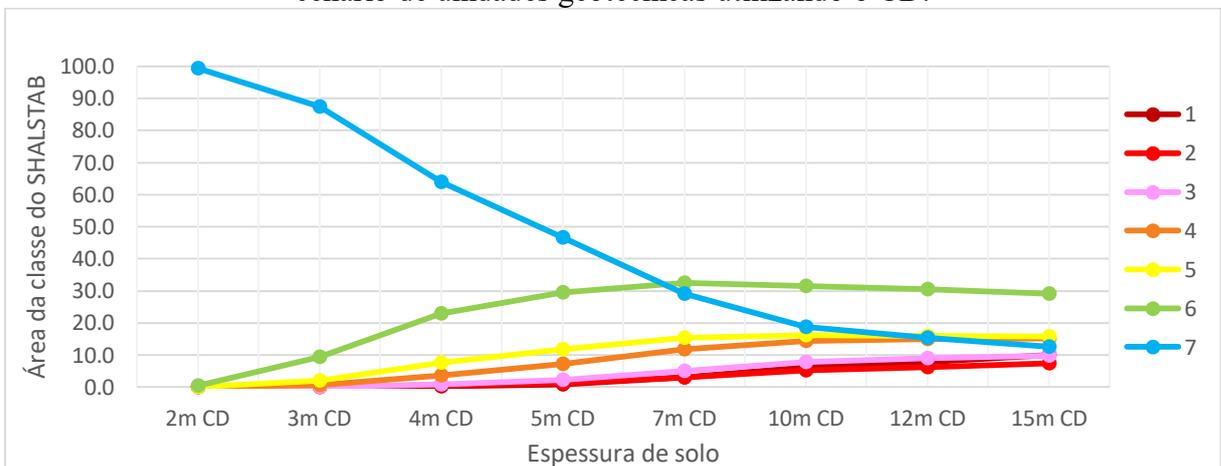
Fonte: do autor (2020).

Conforme apresentando na Figura 36, Figura 40 e na Tabela 14, mesmo apresentando uma menor porcentagem de classes instáveis, é importante salientar que as curvas de validação obtidas a partir dos dados do cisalhamento direto, e com os cenários gerados com espessuras superiores de 3 metros, apresentam uma maior precisão, ou seja, um maior número de cicatrizes foi mapeado em uma menor porcentagem de áreas instáveis.

É importante destacar que a modelagem com o SHALSTAB visa a determinação de áreas suscetíveis a deslizamentos rasos, isso é percebido ao analisar as curvas de validação apresentadas na Figura 37, Figura 41 e na Tabela 15, onde, mesmo os modelos que apresentam percentual de áreas mais instáveis, os de maiores espessura de solo, não apresentam alta precisão nas curvas de validação como nas espessuras menores.

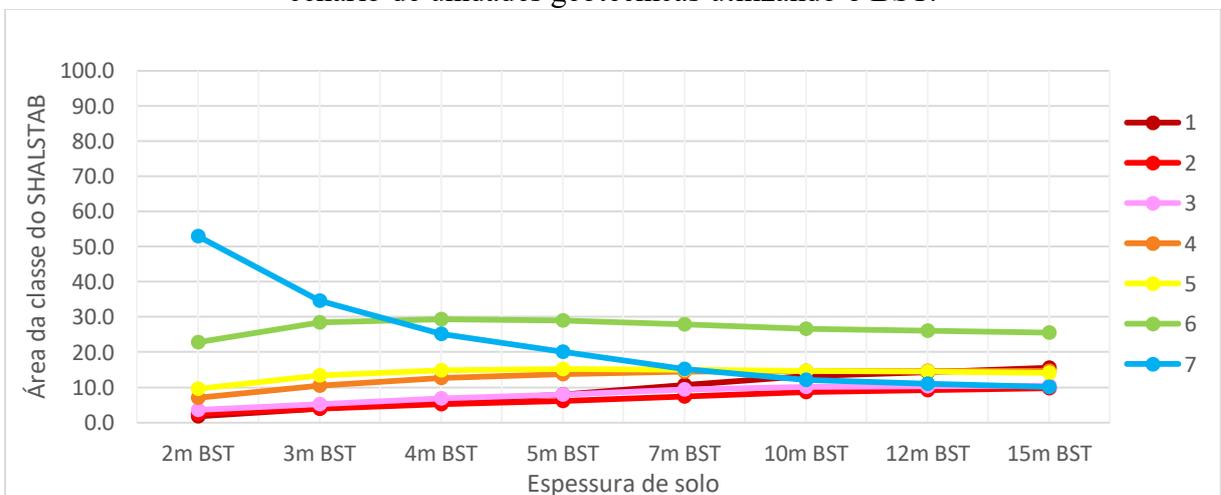
Além disso, foi possível notar que as curvas de validação elaboradas a partir dos dados obtidos com o *borehole shear test*, apresentadas na Figura 39, segundo Remondo *et al.* (2003), não podem ser consideradas como altamente precisas.

Figura 36 – Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de unidades geotécnicas utilizando o CD.



Fonte: do autor (2020).

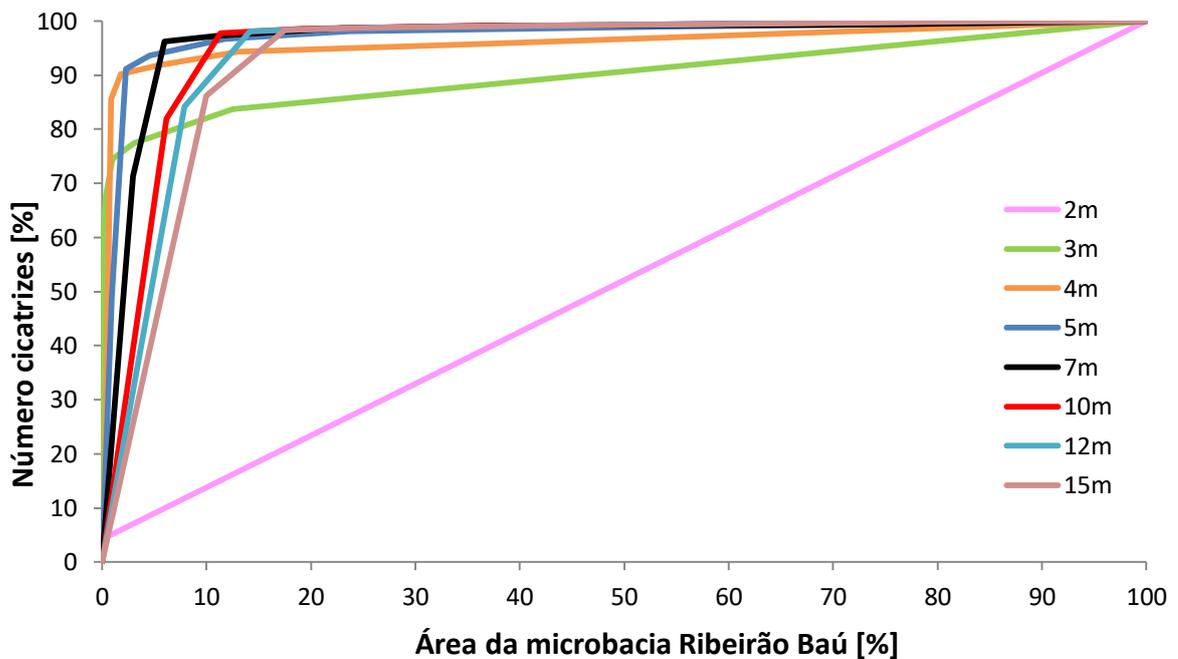
Figura 37 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de unidades geotécnicas utilizando o BST.



Fonte: do autor (2020).

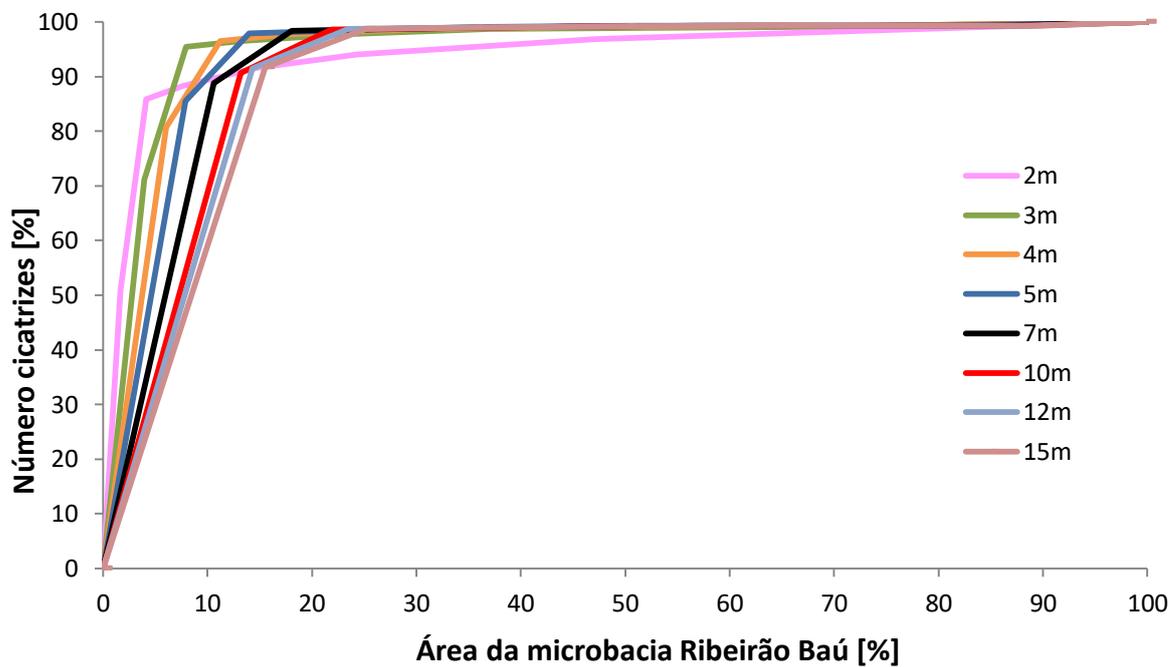
Portanto, ao analisar todos os cenários gerados no SHALSTAB utilizando os dados dos solos, determinados pelo ensaio de cisalhamento direto e *borehole shear test*, distribuídos por unidade geotécnica para diferentes espessuras de solo, levando em consideração as cicatrizes dos deslizamentos mapeadas na área de estudo, o cenário elaborado com as espessuras de 4 e 5 metros e utilizando os dados obtidos pelo cisalhamento direto foram as que apresentaram melhor curva de validação, portanto foram consideradas com os modelamentos mais precisos utilizando os parâmetros por unidade geotécnica.

Figura 38 – Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por unidades geotécnicas, utilizando o cisalhamento direto.



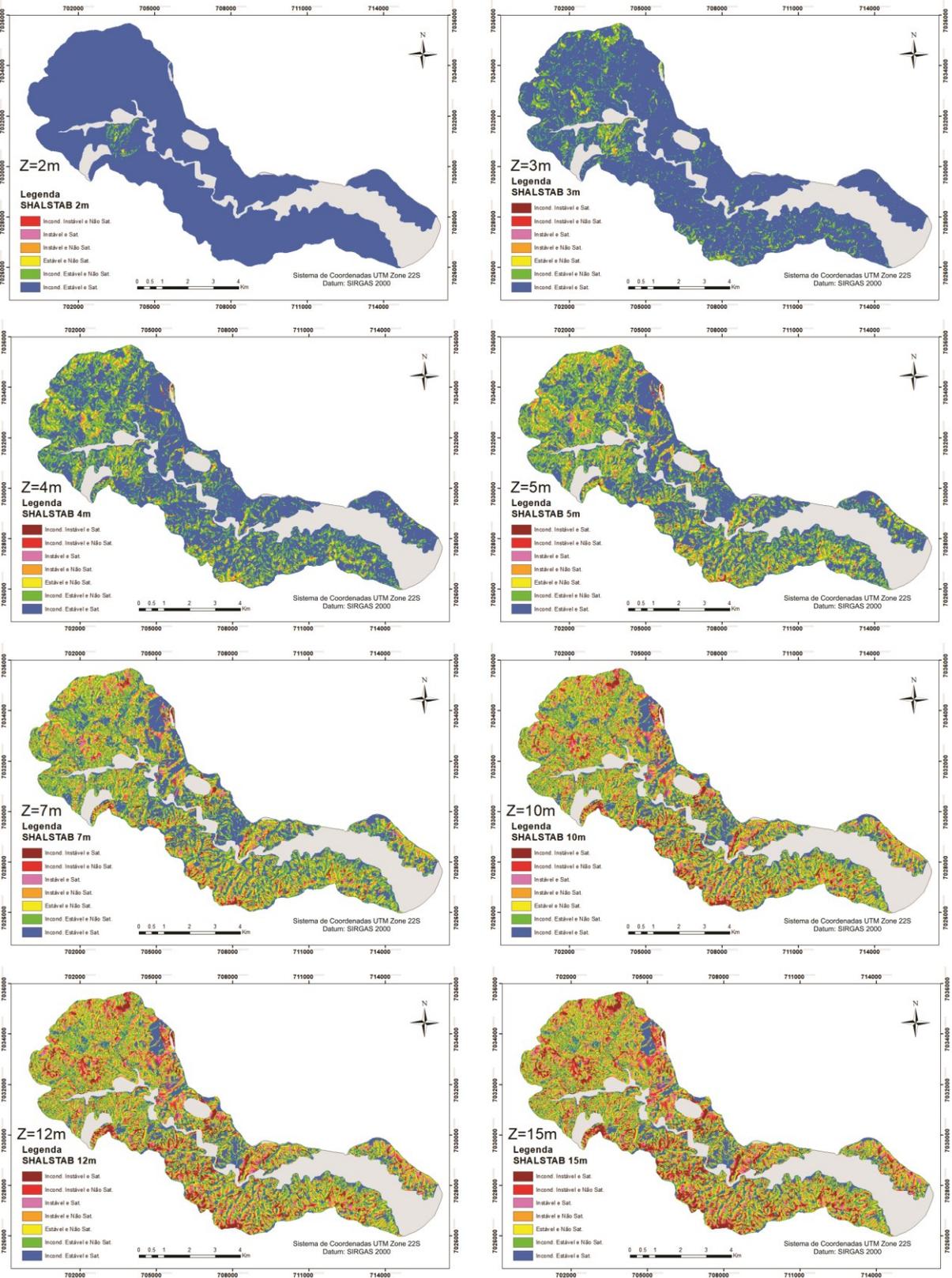
Fonte: do autor (2020).

Figura 39 – Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por unidades geotécnicas, utilizando o *borehole shear test*.



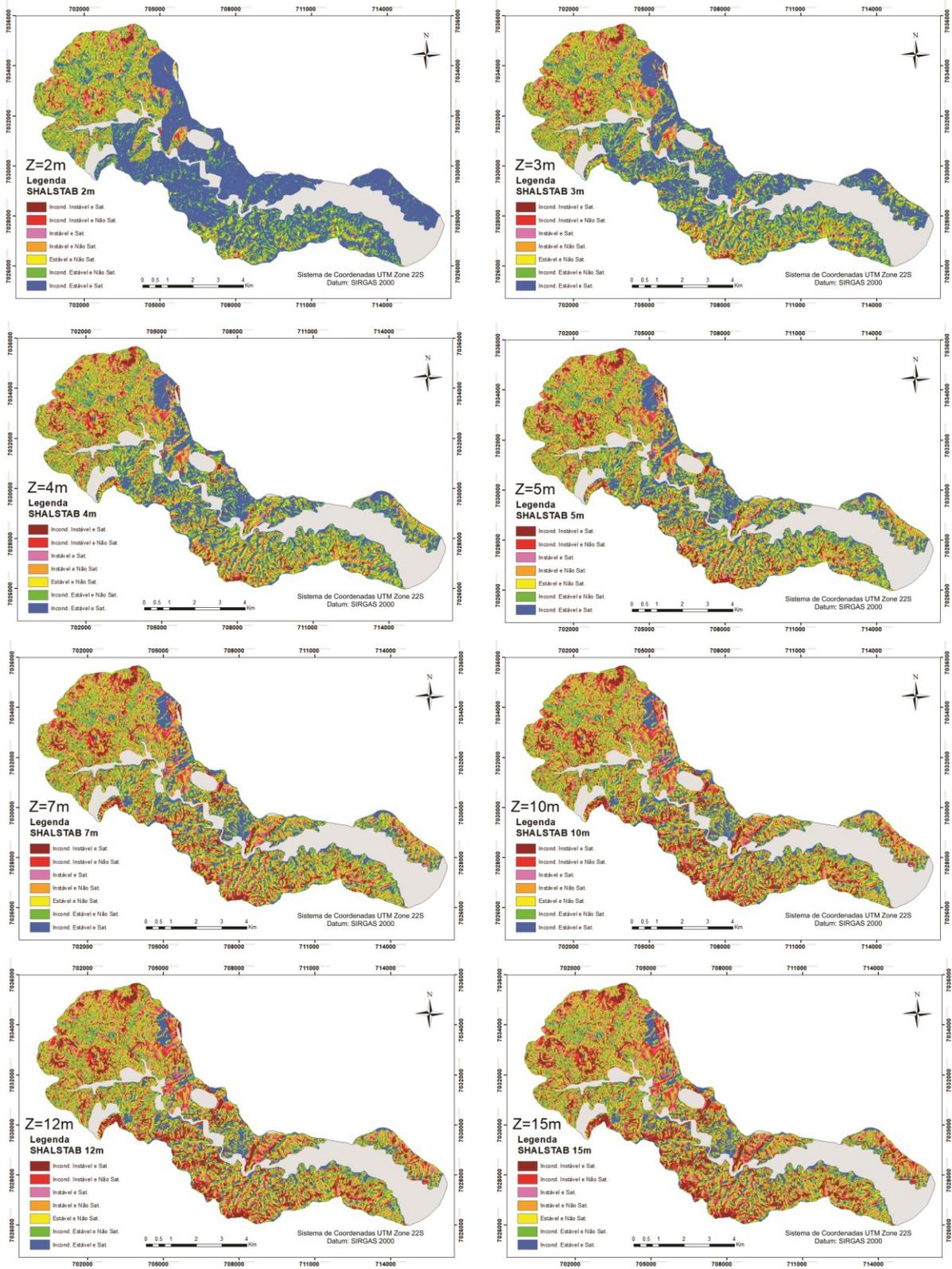
Fonte: do autor (2020).

Figura 40 – Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12 e 15 metros utilizando os parâmetros por unidades geotécnicas obtidas pelo cisalhamento direto.



Fonte: do autor (2020).

Figura 41 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por unidades geotécnicas obtidas pelo *borehole shear test*.



Fonte: do autor (2020).

5.2.2 Média Simples

Foram também realizadas modelagens com o SHALSTAB atribuindo para toda a microbacia um valor de coesão, ângulo de atrito e peso específico natural, determinados pela média simples dos valores de cada unidade geotécnica, obtidos nos ensaios de *borehole shear test* e cisalhamento direto. Na elaboração desses cenários foram consideradas oito profundidades do solo (z): 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12 e 15 metros.

Os resultados obtidos com o emprego dos dados do ensaio de cisalhamento direto são apresentados na Tabela 16, Figura 42 e Figura 46, e com os dados do ensaio de *borehole shear test* na Tabela 15, Figura 43 e Figura 47.

Tabela 16 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de média simples obtidos pelo cisalhamento direto.

<i>Média Simples (Cisalhamento Direto)</i>								
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 2m				z = 3m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
< -3,1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18	0,18	71,01	71,01
-3,1 - -2,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21	0,39	8,05	79,06
-2,8 - -2,5	0,00	0,00	0,00	0,00	1,05	1,44	6,45	85,51
-2,5 - -2,2	0,00	0,00	0,00	0,00	3,05	4,49	2,90	88,40
> -2,2	0,00	0,00	0,00	0,00	12,51	17,00	3,50	91,90
<i>Incond. Estável</i>	100,0	100,0	100,0	100,0	83,00	100,0	8,10	100,0
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 4m				z = 5m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	0,36	0,36	40,46	40,46	1,11	1,11	57,35	57,35
< -3,1	0,76	1,12	48,23	88,69	1,52	2,62	35,38	92,73
-3,1 - -2,8	1,27	2,39	3,83	92,52	2,79	5,41	1,36	94,09
-2,8 - -2,5	4,90	7,29	1,22	93,74	8,41	13,83	1,10	95,20
-2,5 - -2,2	9,31	16,61	1,58	95,32	13,14	26,97	1,02	96,22
> -2,2	25,75	42,35	1,03	96,35	31,07	58,05	2,52	98,74

<i>Incond. Estável</i>	57,65	100,0	3,65	100,0	41,95	100,0	1,26	100,0
Classe de	z = 7m				z = 10m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	3,08	3,08	71,10	71,10	5,86	5,86	81,17	81,17
< -3,1	3,10	6,18	23,37	94,47	4,87	10,73	16,09	97,26
-3,1 - -2,8	5,52	11,70	0,99	95,46	7,96	18,69	0,79	98,04
-2,8 - -2,5	12,44	24,14	2,87	98,32	14,57	33,26	0,68	98,72
-2,5 - -2,2	15,79	39,93	0,55	98,88	16,44	49,71	0,34	99,06
> -2,2	32,82	72,75	0,40	99,28	31,55	81,25	0,30	99,36
<i>Incond. Estável</i>	27,25	100,0	0,72	100,0	18,75	100,0	0,64	100,0
Classe de	z = 12m				z = 15m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	7,29	7,29	84,74	84,74	8,93	8,93	88,03	88,03
< -3,1	5,77	13,06	12,89	97,63	6,78	15,72	9,92	97,96
-3,1 - -2,8	8,89	21,96	0,61	98,23	9,72	25,44	0,40	98,36
-2,8 - -2,5	15,04	36,99	0,82	99,06	15,36	40,80	0,72	99,07
-2,5 - -2,2	16,35	53,35	0,28	99,34	16,07	56,87	0,29	99,36
> -2,2	30,63	83,98	0,02	99,36	29,56	86,43	0,00	99,36
<i>Incond. Estável</i>	16,02	100,0	0,64	100,0	13,57	100,0	0,64	100,0

Fonte: do autor (2020).

Com base nos dados apresentados, percebeu-se que o uso da média simples dos valores dos parâmetros geotécnicos fez com que, de uma forma geral, diminuíssem as áreas mais estáveis na microbacia, em comparação com os cenários gerados anteriormente, considerando para cada unidade geotécnica os seus respectivos parâmetros. Exceto para z igual a 2 metros, onde 100% da área da microbacia foi classificada como incondicionalmente estável.

Salienta-se que, conforme apresentado, os cenários da microbacia do Ribeirão Baú apresentaram cicatrizes localizadas em áreas classificadas pelo modelo como estáveis. Esse tipo de inconsistência também foi observado por Aristizábal *et al.* (2015) em seus estudos, evidenciando a influência da escala na validação da modelagem.

Ao comparar os cenários de suscetibilidade gerados com a adoção da média simples dos parâmetros geotécnicos, determinados pelos dois tipos de ensaios empregados no presente estudo, verificou-se que, com os dados do *borehole shear test*, os mapas apresentaram uma maior porcentagem das duas classes mais instáveis para todas as espessuras de solo, o que pode ser explicado em função dos valores médios da coesão adotados nas modelagens. A média da coesão obtida com os dados dos ensaios de cisalhamento direto resultou em um valor maior (diferença de 5,7 kPa). Por sua vez, a diferença entre as médias dos ângulos de atrito foi de apenas 0,4°, o que provavelmente não interferiu de forma tão significativa nos resultados.

Além disso, pôde-se notar que nos cenários gerados com os dados de cisalhamento direto a classe incondicionalmente estável e não saturada, apresentou maior ocorrência para todas as espessuras de solo, quando se comparadas aquelas dos cenários obtidos com os dados do borehole shear test.

Também foi observado que, mesmo que as modelagens utilizando os dados de BST tenham apresentado as maiores porcentagens de cicatrizes nas classes mais instáveis, para as espessuras maiores que 4m, as curvas de validação (Figura 44 e Figura 45) mostraram-se mais precisas quando foram empregados os dados de cisalhamento direto.

Tabela 17 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de média simples obtidos pelo *borehole shear test*.

<i>Média Simples (Borehole Shear Test)</i>								
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 2m				z = 3m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	0,37	0,37	41,05	41,05	2,09	2,09	65,24	65,24
< -3,1	0,60	0,97	45,70	86,75	1,99	4,08	28,11	93,34
-3,1 - -2,8	0,95	1,92	3,80	90,55	3,44	7,52	1,16	94,50
-2,8 - -2,5	3,67	5,59	2,39	92,93	9,26	16,78	1,16	95,66
-2,5 - -2,2	7,45	13,04	1,42	94,35	13,42	30,21	0,73	96,39
> -2,2	21,68	34,72	1,61	95,96	30,11	60,32	2,44	98,83
<i>Incond. Estável</i>	65,28	100,0	4,04	100,0	39,68	100,0	1,17	100,0
Classe de	z = 4m				z = 5m			

Estabilidade SHALSTAB	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	4,12	4,12	75,38	75,38	5,89	5,89	81,17	81,17
< -3,1	3,25	7,36	19,20	94,58	4,22	10,11	14,02	95,19
-3,1 - -2,8	5,50	12,86	0,93	95,50	6,90	17,01	2,80	97,98
-2,8 - -2,5	12,05	24,91	2,77	98,28	13,30	30,31	0,66	98,64
-2,5 - -2,2	15,03	39,94	0,57	98,85	15,48	45,79	0,40	99,05
> -2,2	30,87	70,81	0,42	99,27	30,37	76,17	0,30	99,34
<i>Incond. Estável</i>	29,19	100,0	0,73	100,0	23,83	100,0	0,66	100,0

Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 7m				z = 10m			
	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	8,47	8,47	86,57	86,57	10,84	10,84	90,11	90,11
< -3,1	5,66	14,13	11,15	97,73	6,96	17,80	7,99	98,10
-3,1 - -2,8	8,48	22,61	0,53	98,26	9,45	27,25	0,26	98,36
-2,8 - -2,5	14,22	36,83	0,51	98,76	14,61	41,86	0,70	99,06
-2,5 - -2,2	15,49	52,32	0,30	99,06	15,16	57,01	0,30	99,36
> -2,2	29,13	81,45	0,30	99,36	27,82	84,83	0,00	99,36
<i>Incond. Estável</i>	18,55	100,0	0,64	100,0	15,17	100,0	0,64	100,0

Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 12m				z = 15m			
	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	11,87	11,87	90,48	90,48	12,97	12,97	91,16	91,16
< -3,1	7,52	19,39	7,70	98,18	8,10	21,07	7,09	98,25
-3,1 - -2,8	9,76	29,15	0,17	98,36	10,02	31,10	0,20	98,45
-2,8 - -2,5	14,68	43,83	0,72	99,07	14,69	45,79	0,69	99,14
-2,5 - -2,2	14,97	58,80	0,29	99,36	14,77	60,55	0,22	99,36
> -2,2	27,23	86,02	0,00	99,36	26,61	87,16	0,00	99,36
<i>Incond. Estável</i>	13,98	100,0	0,64	100,0	12,84	100,0	0,64	100,0

Fonte: do autor (2020).

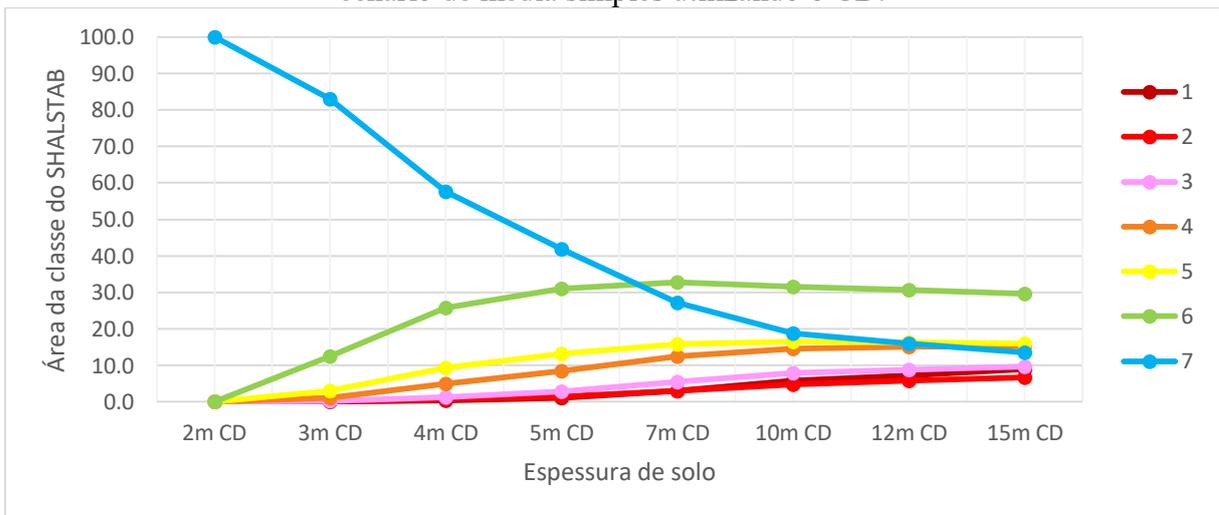
De acordo com a Figura 44 foi possível observar, para os cenários de suscetibilidade gerados com os valores médios dos ensaios de cisalhamento direto, que as curvas de validação

com as maiores precisões, segundo Remondo *et al.* (2003), foram aquelas correspondentes às profundidades de 4 e 5 metros de solo, visto que atingiram um valor superior a 90% das cicatrizes mapeadas em uma área menor que 5% da área da microbacia.

Por outro lado, conforme apresentado na Figura 45, em relação aos cenários de suscetibilidade obtidos com os valores médios dos ensaios de *borehole shear test*, as curvas que apresentaram alta precisão, segundo Remondo *et al.* (2003), foram aquelas correspondentes a 2 e 3 metros de espessura de solo, sendo a segunda curva com maior precisão.

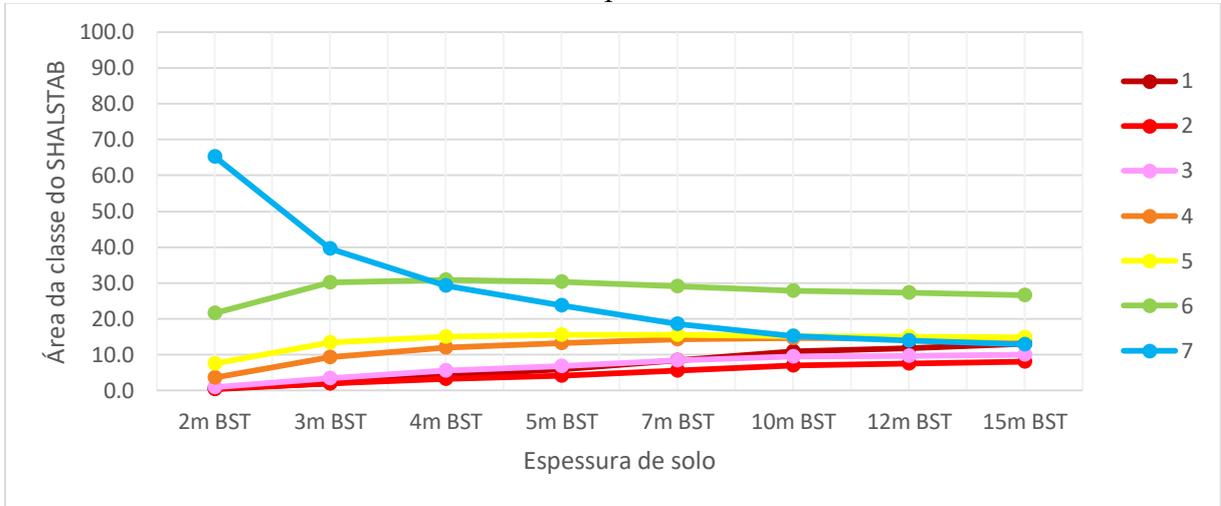
Dessa forma, ao comparar todos os cenários propostos utilizando a média simples dos parâmetros de solo, observou-se que a curva de validação mais precisa, segundo Remondo *et al.* (2003), corresponde a 3 metros de espessura de solo com dados do *borehole shear test*.

Figura 42 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de média simples utilizando o CD.



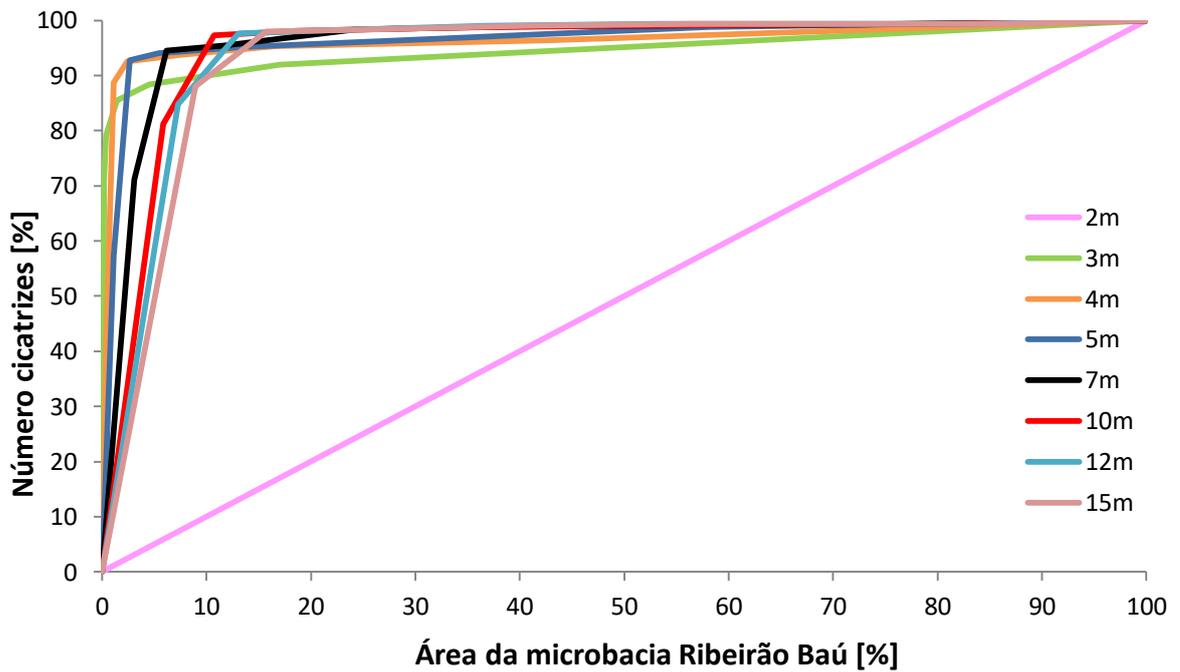
Fonte: do autor (2020).

Figura 43 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de média simples utilizando o BST.



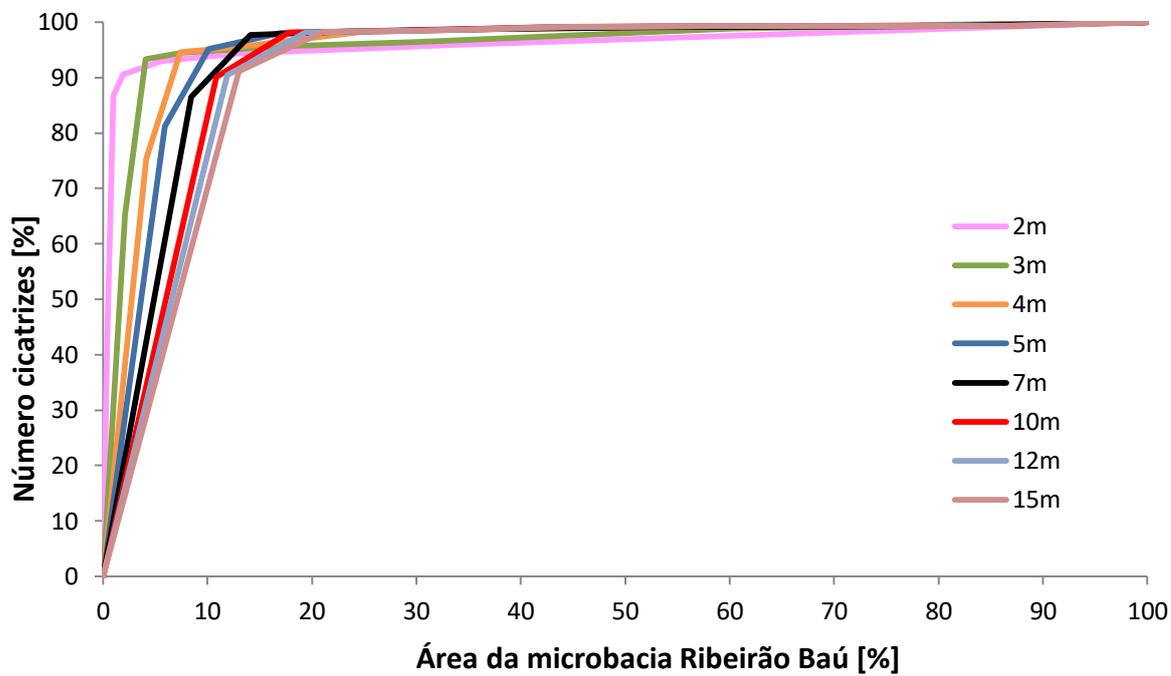
Fonte: do autor (2020).

Figura 44 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por média simples, utilizando o cisalhamento direto.



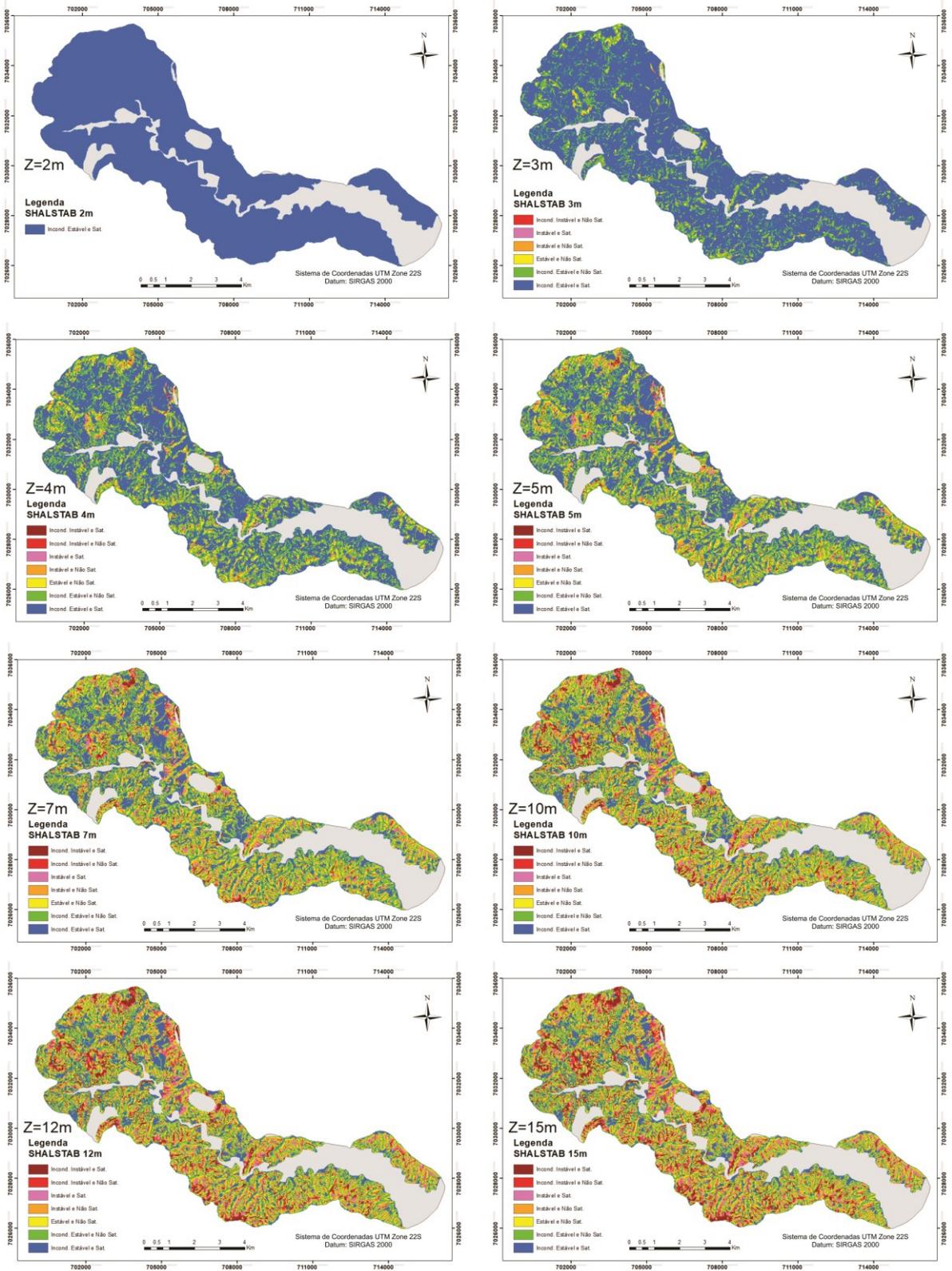
Fonte: do autor (2020).

Figura 45 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por média simples, utilizando o *borehole shear test*.



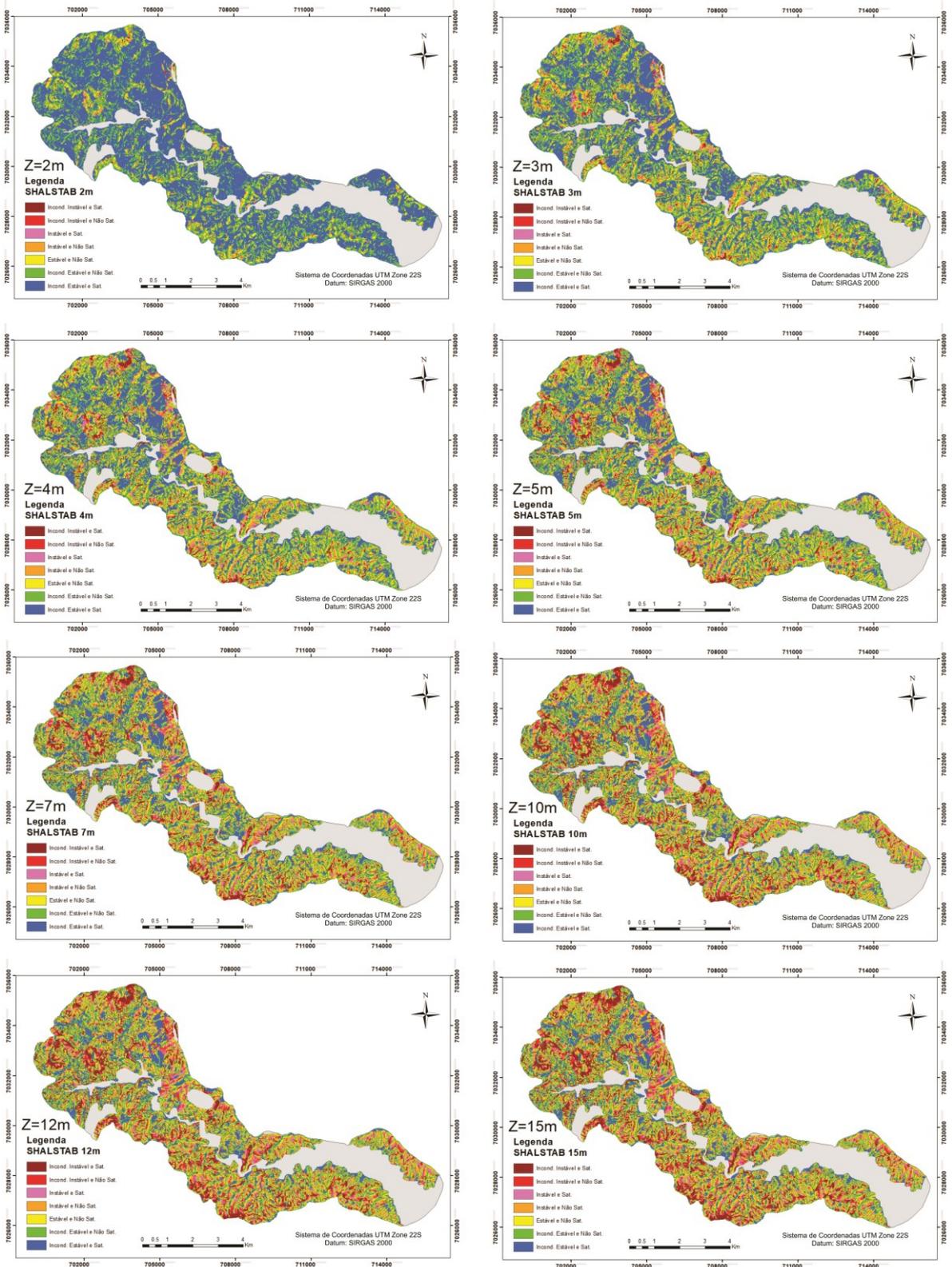
Fonte: do autor (2020).

Figura 46 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por média simples obtidas pelo cisalhamento direto.



Fonte: do autor (2020).

Figura 47 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por média simples obtidas pelo *borehole shear test*.



Fonte: do autor (2020).

5.2.3 Menor Valor

Atribuindo para toda a microbacia o menor valor obtido para cada um dos parâmetros geotécnicos, determinados pelos ensaios propostos no presente estudo, foram gerados cenários de suscetibilidade cujos resultados estão apresentados na Tabela 18 e Figura 52, com os dados do cisalhamento direto, e na Tabela 19 e na Figura 53, com os dados do *borehole shear test*.

Em relação aos valores atribuídos nas modelagens, empregando os dados de BST, cita-se que a coesão apresentou valor igual a 2,3 kPa e corresponde a unidade geotécnica Cgn, enquanto que, o ângulo de atrito e o peso específico natural, apresentaram respectivamente valores de 25,3° e 16,1 kN/m³, correspondentes a unidade geotécnica a Ca. Utilizando os dados de cisalhamento direto, por outro lado, nos menores valores encontrados o menor valor de coesão foi identificado na a unidade geotécnica Cpi (7,0 kPa), enquanto que, o ângulo de atrito interno e o peso específico natural mantiveram-se correspondente a unidade geotécnica Ca, respectivamente (24,8° e 15,6 kN/m³).

Tabela 18 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de menor valor obtidos pelo cisalhamento direto.

<i>Menor valor (Cisalhamento Direto)</i>								
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 2m				z = 3m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	0,00	0,00	0,00	0,00	1,24	1,24	58,24	58,24
< -3,1	0,50	0,50	85,86	85,86	2,47	3,72	35,86	94,11
-3,1 - -2,8	0,77	1,28	4,12	89,99	4,95	8,67	0,92	95,03
-2,8 - -2,5	3,62	4,90	3,25	93,24	12,35	21,02	3,02	98,05
-2,5 - - 2,2	8,06	12,96	1,43	94,67	16,74	37,76	0,75	98,80
>- 2,2	25,08	38,04	1,55	96,22	36,27	74,03	0,54	99,34
<i>Incond. Estável</i>	61,96	100,0	3,78	100,0	25,97	100,0	0,66	100,0
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 4m				z = 5m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	3,77	3,77	73,73	73,73	6,50	6,50	83,34	83,34
< -3,1	4,87	8,64	23,42	97,15	6,95	13,44	14,66	98,00

-3,1 - -2,8	8,38	17,02	0,76	97,91	10,47	23,91	0,66	98,66
-2,8 - -2,5	15,80	32,81	1,04	98,96	16,75	40,66	0,49	99,15
-2,5 - - 2,2	17,84	50,66	0,40	99,36	17,39	58,04	0,21	99,36
>- 2,2	34,49	85,15	0,00	99,36	31,94	89,98	0,64	100,0
<i>Incond. Estável</i>	14,85	100,0	0,64	100,0	10,02	100,0	0,00	100,0
Classe de	z = 7m				z = 10m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	10,91	10,91	90,11	90,11	15,31	15,31	91,79	91,79
< -3,1	10,07	20,98	8,44	98,54	12,59	27,90	6,95	98,75
-3,1 - -2,8	12,16	33,14	0,34	98,88	12,73	40,63	0,24	98,99
-2,8 - -2,5	16,78	49,92	0,28	99,17	16,15	56,78	0,27	99,26
-2,5 - - 2,2	16,00	65,92	0,19	99,36	14,50	71,28	0,10	99,36
>- 2,2	28,24	94,16	0,64	100,0	25,17	96,45	0,64	100,0
<i>Incond. Estável</i>	5,84	100,0	0,00	100,0	3,55	100,0	0,00	100,0
Classe de	z = 12m				z = 15m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	17,31	17,31	91,90	91,90	19,47	19,47	92,27	92,27
< -3,1	13,48	30,79	6,95	98,85	14,34	33,81	7,33	99,59
-3,1 - -2,8	12,85	43,64	0,16	99,01	12,86	46,67	0,08	99,67
-2,8 - -2,5	15,70	59,35	0,29	99,30	15,19	61,86	0,27	99,94
-2,5 - - 2,2	13,84	73,19	0,06	99,36	13,17	75,03	0,06	100,0
>- 2,2	23,95	97,13	0,64	100,0	22,72	97,74	0,00	100,0
<i>Incond. Estável</i>	2,87	100,0	0,00	100,0	2,26	100,0	0,00	100,0

Fonte: do autor (2020).

Nota-se que o valor da coesão empregado na elaboração dos cenários referentes aos dados do ensaio de cisalhamento direto é consideravelmente maior que o valor empregado nos cenários do BST. Isto gerou na microbacia uma porcentagem menor das classes mais instáveis. Essa diferença pode ser observada, por exemplo, nos cenários que utilizaram a espessura do

solo de 2 metros, onde ocorreram 0,5% das duas classes mais instáveis com os dados de CD e 18,28% com os dados do BST.

Da mesma forma, observou-se, conforme apresentado na Figura 48, Figura 49, Figura 52 e Figura 53, que as classes mais estáveis ocorreram em maior porcentagem na microbacia do Ribeirão Baú quando foram empregados os dados dos ensaios de cisalhamento direto. Percebeu-se também, que não houve um grande acréscimo de áreas instáveis a partir da profundidade de 10m, com os dados de ambos os ensaios, que ocorreu a diminuição das áreas incondicionalmente estáveis.

Ao analisar a porcentagem de cicatrizes presentes em cada classe de estabilidade do SHALSTAB para o cisalhamento direto, notou-se que com o emprego da espessura de 2 metros não foi mapeada nenhuma cicatriz na classe incondicionalmente instável. Apresentando um valor atípico quando comparado aos outros cenários que utilizaram essa mesma espessura de solo, a curva de validação resultou em alta precisão segundo Remondo *et al.* (2003), visto que em uma área instável acumulada de 4,9% foram mapeadas 90% das cicatrizes.

Tabela 19 - Cenários gerados para a modelagem utilizando os parâmetros de menor valor obtidos pelo *borehole shear test*.

<i>Menor valor (Borehole Shear Test)</i>								
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 2m				z = 3m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	9,66	9,66	88,52	88,52	14,77	14,77	91,58	91,58
< -3,1	8,62	18,28	9,81	98,32	11,66	26,43	7,04	98,62
-3,1 - -2,8	11,30	29,58	0,47	98,79	12,28	38,71	0,37	98,99
-2,8 - -2,5	16,50	46,08	0,35	99,15	16,02	54,73	0,26	99,25
-2,5 - -2,2	16,30	62,37	0,21	99,36	14,70	69,42	0,11	99,36
> -2,2	29,21	91,58	0,64	100,0	25,63	95,05	0,64	100,0
<i>Incond. Estável</i>	8,42	100,0	0,00	100,0	4,95	100,0	0,00	100,0
Classe de Estabilidade SHALSTAB	z = 4m				z = 5m			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	17,91	17,91	91,90	91,90	19,97	19,97	92,29	92,29

< -3,1	13,07	30,98	6,91	98,82	13,87	33,84	6,66	98,95
-3,1 - -2,8	12,50	43,48	0,17	98,99	12,53	46,37	0,08	99,03
-2,8 - -2,5	15,43	58,91	0,31	99,30	14,96	61,32	0,27	99,30
-2,5 - -2,2	13,73	72,64	0,06	99,36	13,10	74,42	0,06	99,36
> -2,2	23,73	96,37	0,64	100,0	22,60	97,03	0,64	100,0
<i>Incond. Estável</i>	3,63	100,0	0,00	100,0	2,97	100,0	0,00	100,0
Classe de	z = 7m				z = 10m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	22,51	22,51	92,65	92,65	24,54	24,54	94,14	94,14
< -3,1	14,68	37,20	6,94	99,59	15,24	39,77	5,47	99,62
-3,1 - -2,8	12,45	49,64	0,08	99,67	12,33	52,11	0,09	99,71
-2,8 - -2,5	14,36	64,00	0,27	99,94	13,86	65,97	0,24	99,94
-2,5 - -2,2	12,36	76,36	0,06	100,0	11,81	77,78	0,06	100,0
> -2,2	21,33	97,69	0,00	100,0	20,35	98,13	0,00	100,0
<i>Incond. Estável</i>	2,31	100,0	0,00	100,0	1,87	100,00	0,00	100,0
Classe de	z = 12m				z = 15m			
Estabilidade	Área	Área	Cic.	Cic.	Área	Área	Cic.	Cic.
SHALSTAB	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.	[%]	Ac.
<i>Incond. Instável</i>	25,35	25,35	94,14	94,14	26,19	26,19	94,65	94,65
< -3,1	15,43	40,78	5,47	99,62	15,61	41,80	4,99	99,64
-3,1 - -2,8	12,28	53,06	0,09	99,71	12,20	54,00	0,07	99,71
-2,8 - -2,5	13,67	66,73	0,24	99,94	13,45	67,45	0,24	99,94
-2,5 - -2,2	11,55	78,28	0,06	100,0	11,34	78,79	0,06	100,0
> -2,2	20,01	98,29	0,00	100,0	19,64	98,43	0,00	100,0
<i>Incond. Estável</i>	1,71	100,0	0,00	100,0	1,57	100,0	0,00	100,0

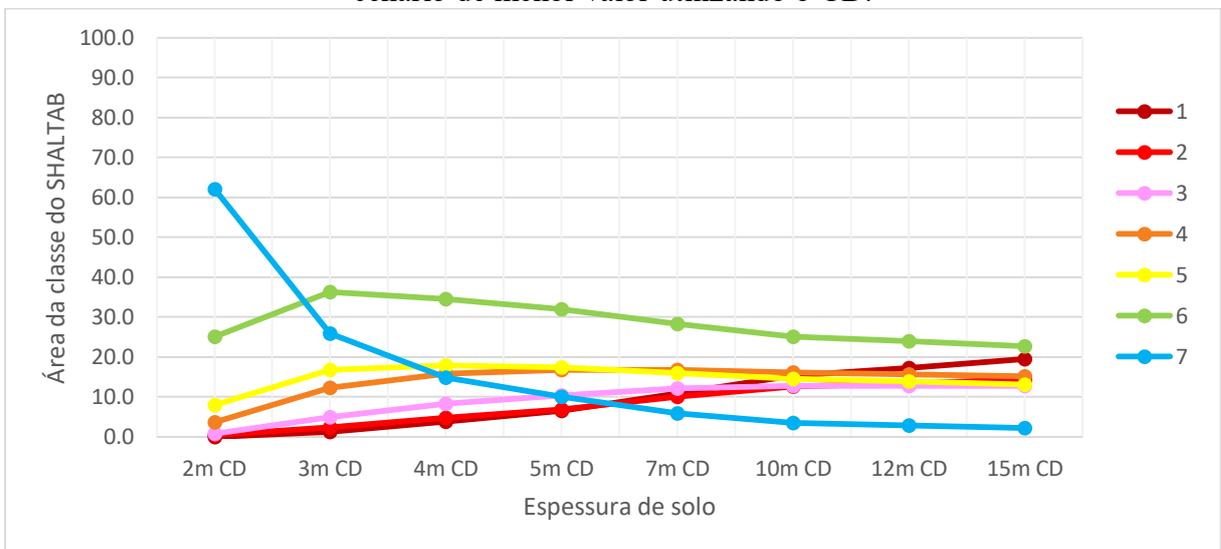
Fonte: do autor (2020).

Dessa forma, ao analisar as curvas de validação de todos os cenários elaborados com os menores valores dos parâmetros geotécnicos (Figura 50 e Figura 51), observou-se que, em nenhuma profundidade de solo, utilizando os dados do BST, as curvas mostraram-se altamente precisas segundo, Remondo *et al.* (2003). Por outro lado, as curvas de validação para as

espessuras de 2, 3, 4, 5 e 7 metros, utilizando o cisalhamento direto, mostraram-se altamente precisas de acordo com os mesmos autores.

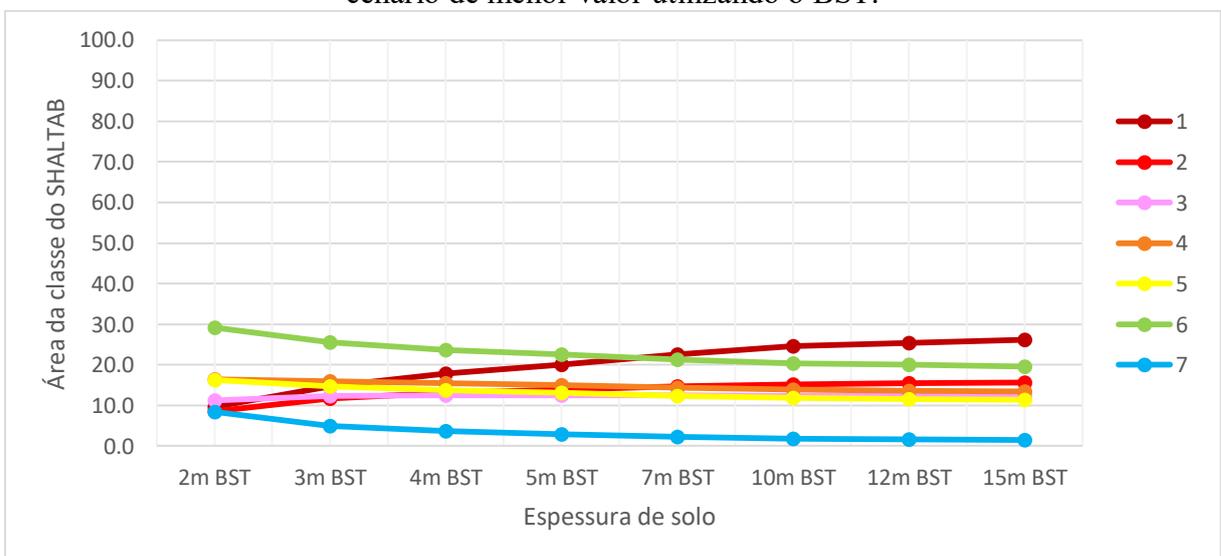
Desta forma, o cenário que apresentou a maior precisão nas modelagens utilizando os menores valores dos parâmetros geotécnicos, de acordo com as curvas de validação, é o correspondente a espessura de 3 metros que empregaram dos dados dos ensaios de cisalhamento direto.

Figura 48 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de menor valor utilizando o CD.



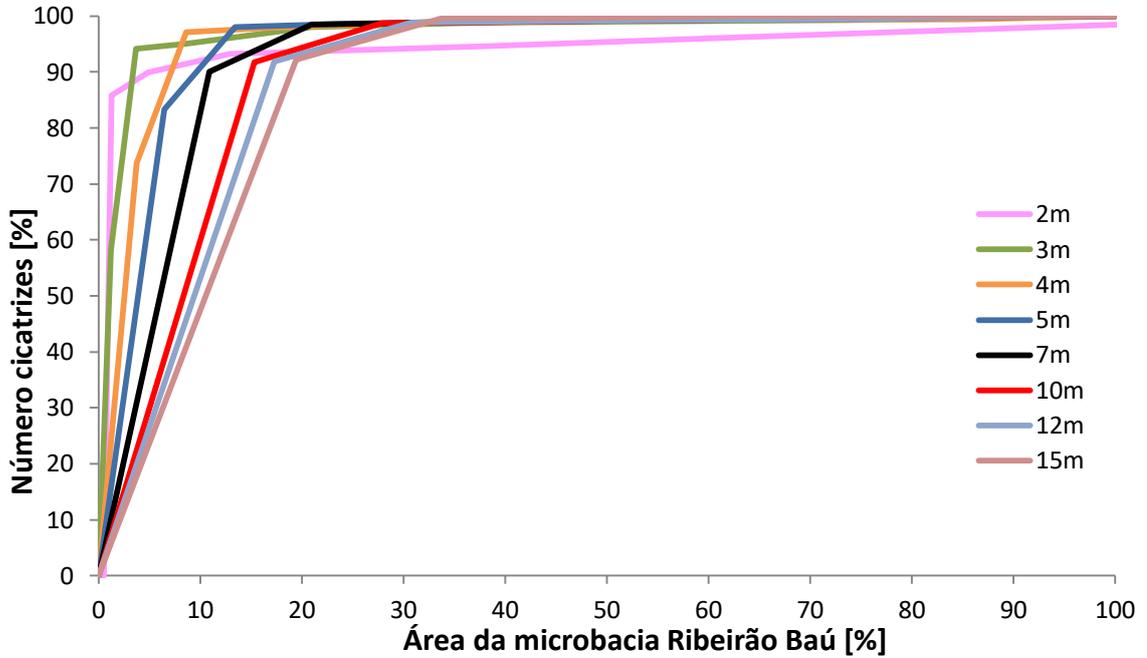
Fonte: do autor (2020).

Figura 49 - Gráfico com as porcentagens da área de cada classe do SHALSTAB para o cenário de menor valor utilizando o BST.



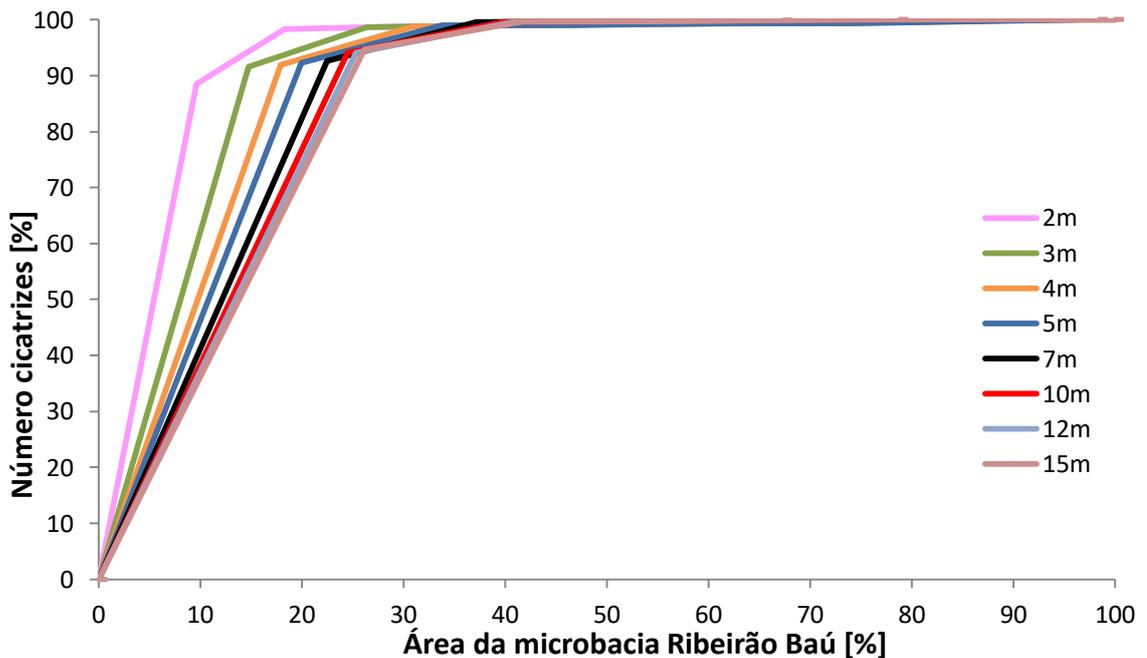
Fonte: do autor (2020).

Figura 50 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por menor valor, utilizando o cisalhamento direto.



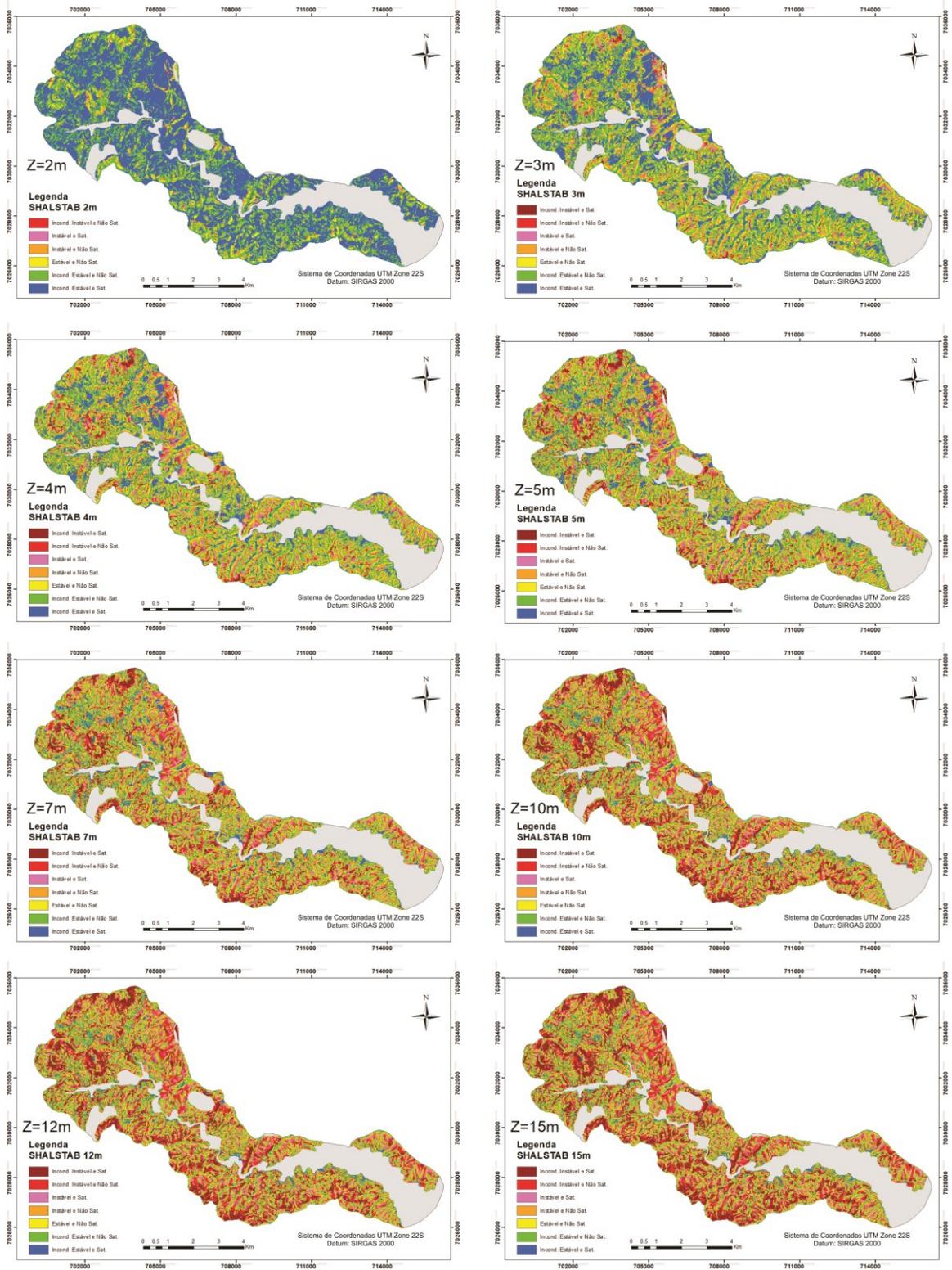
Fonte: do autor (2020).

Figura 51 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB, por menor valor, utilizando o *borehole shear test*.



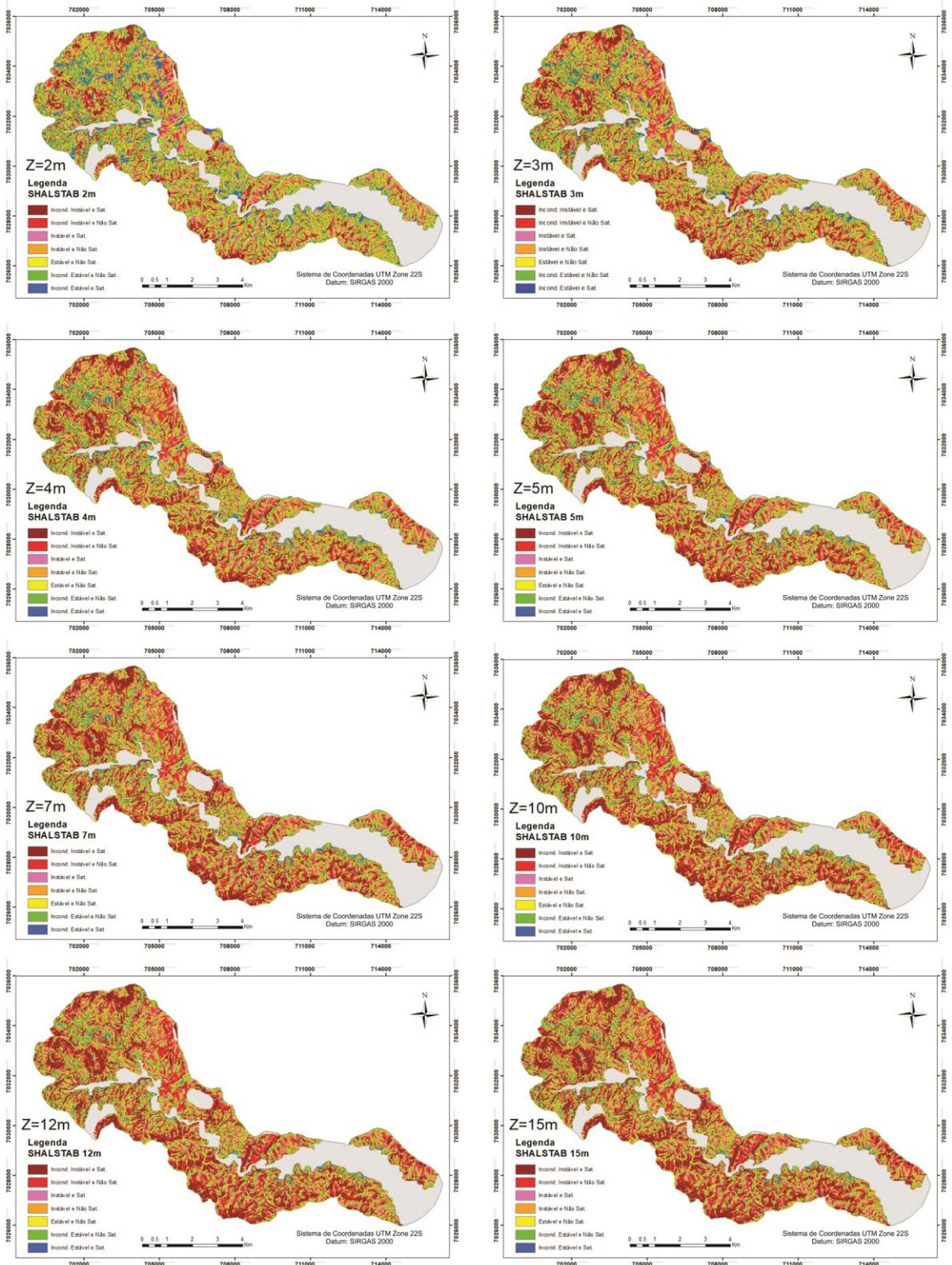
Fonte: do autor (2020).

Figura 52 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por menor valor obtidas pelo cisalhamento direto.



Fonte: do autor (2020).

Figura 53 - Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15 metros utilizando os parâmetros por menor valor obtidas pelo *borehole shear test*.



Fonte: do autor (2020).

5.3 COMPARAÇÃO DOS CENÁRIOS PARA CADA ESPESSURA UTILIZANDO A CURVA DE VALIDAÇÃO.

Com base nas curvas de validação desenvolvidas para os 48 cenários, utilizando o modelamento SHALTAB para análise de deslizamento, notou-se que para o desenvolvimento do mapa de suscetibilidade houve uma curva que melhor representou com sua precisão cada profundidade. Para isso, Remondo *et al.* (2003) declaram que a curva que se distanciar do eixo das abcissas e alcançar a proporção de 100% dos pixels instáveis mais rapidamente é a que representa o cenário de maior capacidade preditiva. Desta forma, com a análise da Figura 54 foi possível observar sempre a existência de uma curva que melhor representou cada espessura de solo.

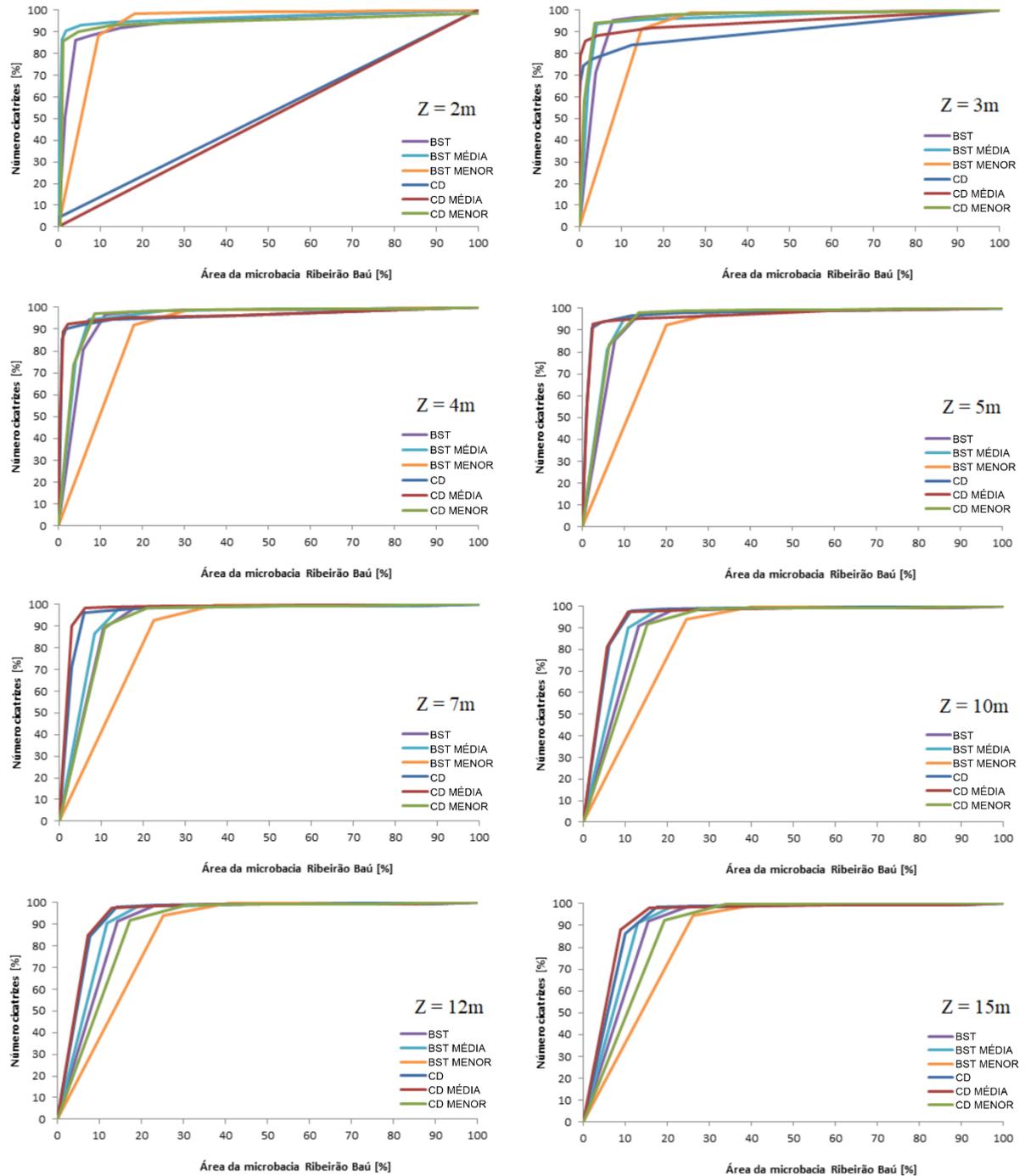
Ao analisar a primeira curva de validação da Figura 54, para a profundidade de 2 metros, nota-se então que duas delas (média dos valores e a utilizando os parâmetros por unidade geotécnica com o cisalhamento direto) se comportaram de forma coincidente a diagonal numa predição totalmente aleatória partindo de aproximadamente 0 até o 100%.

Por outro lado, a curva de validação utilizando a média dos valores com o *borehole shear test* se comportou como sendo altamente precisa por apresentar em 1,9% da área da microbacia 90,5% das cicatrizes de deslizamentos, tornando-a então o melhor cenário para essa profundidade.

Ao comparar os 6 cenários para a profundidade de 3 metros, nota-se que não houve uma predição aleatória como na análise anterior, onde todos se comportaram de maneira válida para análise de validação do modelo. Dois modelos em especial desenvolveram curvas altamente precisas com mais de 90% do número de cicatrizes em menos de 5% da área da microbacia do Ribeirão Baú. O cenário considerando a média dos valores com o BST obteve 93,3% das cicatrizes em 4,1% da área, enquanto o cenário de menores valores dos parâmetros obtidos pelo cisalhamento direto obteve 94,1% das cicatrizes em apenas 3,7% da área, fazendo então, essa a mais precisa para a profundidade de 3 metros de solo.

Seguindo a análise da Figura 54, observa-se que, para a profundidade de 4 metros, dois cenários utilizando o cisalhamento direto mostraram-se precisos segundo Remondo *et al.* (2003), sendo eles a média dos valores e dos parâmetros utilizados para cada unidade geotécnica da microbacia. Porém, a curva que alcança mais rapidamente a maior porcentagem do número de cicatrizes em uma menor área é a média dos valores (92,5% em 2,4% respectivamente).

Figura 54 – Curvas de validação para cada profundidade ($Z = 2, 3, 4, 5, 7, 10, 12$ e 15m) com os diferentes tipos de parâmetros utilizados na modelagem SHALSTAB.



Fonte: do autor (2020).

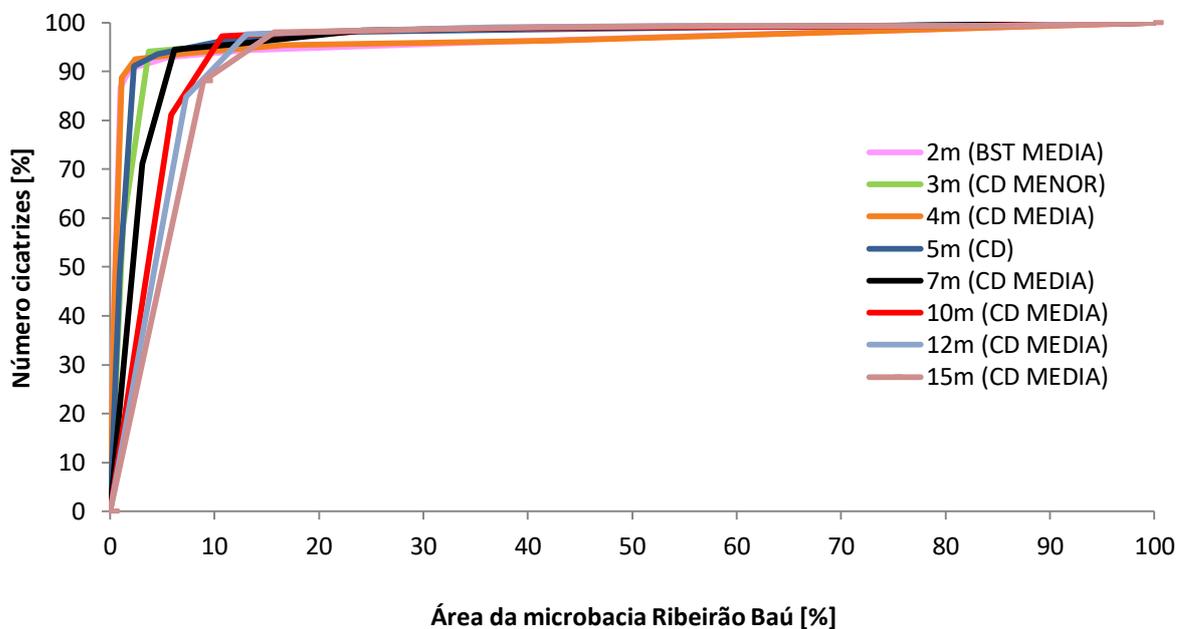
A maior precisão, para a espessura de 5 metros, se deu utilizando a média e os valores para cada unidade geotécnica com o cisalhamento direto. Nesse caso, ambas as curvas de

validação mostraram altamente precisas (92,7% das cicatrizes para 2,6% da área e 93,6% para 4,5% respectivamente). Porém, como Remondo *et al.* (2003) apresentam como alta precisão os valores dentro de 5% da área, considerou o cenário utilizando os parâmetros geotécnicos para cada unidade como sendo o mais preciso.

Entretanto, observou-se que para as demais profundidades (7, 10, 12 e 15 metros de solo), nenhuma das curvas mostraram uma alta precisão na validação do modelo matemático SHALSTAB. Da mesma forma, coincidentemente em todas as situações, as curvas que melhor representaram a sua espessura, portanto as mais precisas, foi utilizando a média dos valores pelo cisalhamento direto.

A Figura 55 apresenta então os cenários das curvas de validação que melhor representaram cada espessura. Observa-se então que, de todas as 8 profundidades de solos analisadas, apenas a espessura de 2 metros apresentou o BST como a melhor curva de validação para o modelo. Coincidentemente, este foi a única espessura que obteve predição aleatória das cicatrizes em dois dos cenários utilizando o cisalhamento direto.

Figura 55 - Curvas de validação para as modelagens com o SHALSTAB que melhor representaram a sua profundidade.



Fonte: do autor (2020).

Por fim, dentre as curvas de validação dos 48 mapas de aptidão utilizando o SHALSTAB, a mais precisa foi a que considera os menores valores de parâmetros geotécnicos para a espessura de 3 metros (94,1% das cicatrizes em apenas 3,7% da área da microbacia).

5.4 COMPARAÇÃO DA MELHOR CORRESPONDÊNCIA ENTRE CISALHAMENTO DIRETO E *BOREHOLE SHEAR TEST*

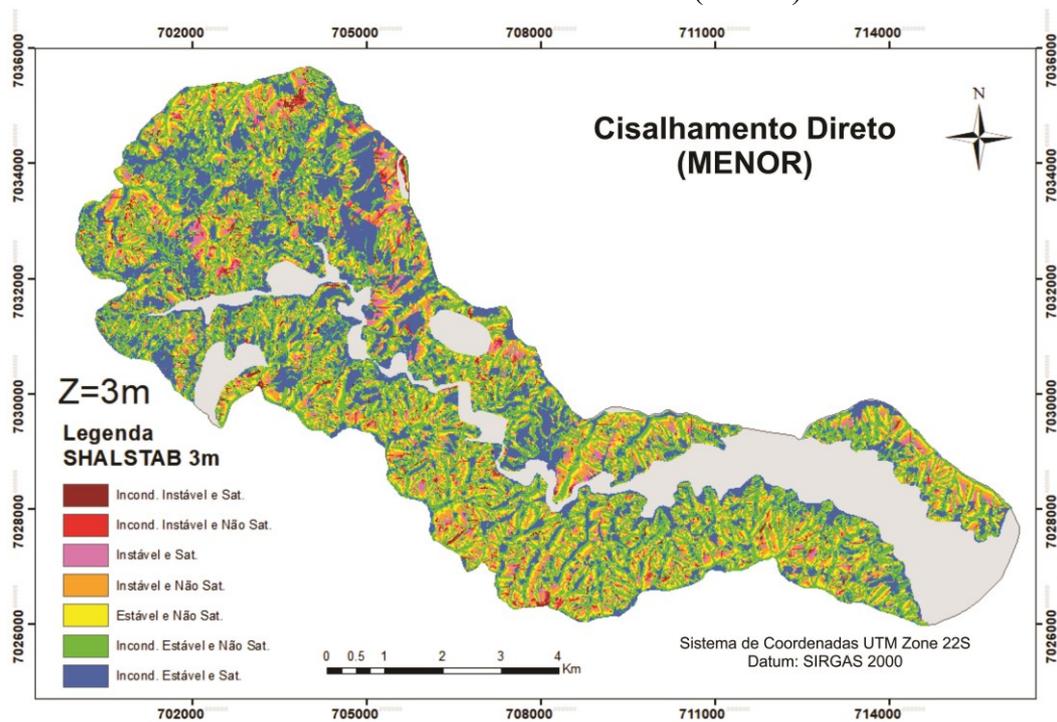
Como visto anteriormente, a curva dentre todos os cenários criados que melhor representou a validação do modelo foi a que utilizou os menores valores de parâmetros do cisalhamento direto para a espessura de 3 metros de solo.

Desta forma, mesmo não sendo apresentado na Figura 55, com base nas análises feitas das três formas distintas (unidades geotécnicas, média e menor valor) para o método de obtenção dos parâmetros geotécnicos utilizando o *borehole shear test*, dentre todas, apenas a de 2 e 3 metros de espessura utilizando a média dos valores mostraram-se altamente precisas (Figura 45). Com base neste resultado, pode-se afirmar que a espessura de solo que melhor se adequou para esse método, foi também a espessura de 3 metros (93,3% das cicatrizes em 4,1% da área da microbacia). A partir dos mapas de suscetibilidade gerados com base no SHALSTAB, pôde-se realizar a comparação dos resultados obtidos para o cisalhamento direto e para o *borehole shear test* respectivamente (Figura 56 e Figura 57).

Observa-se que, com a análise dos mapas juntamente com a Tabela 20, nota-se que o mapa gerado pelo uso do BST apresentou uma maior porcentagem das duas classes mais estáveis se comparada ao cisalhamento direto, 69,79% para o BST e 62,24% para o CD, da mesma forma que para as duas classes mais instáveis, 4,08% para o BST e 3,71% para o CD.

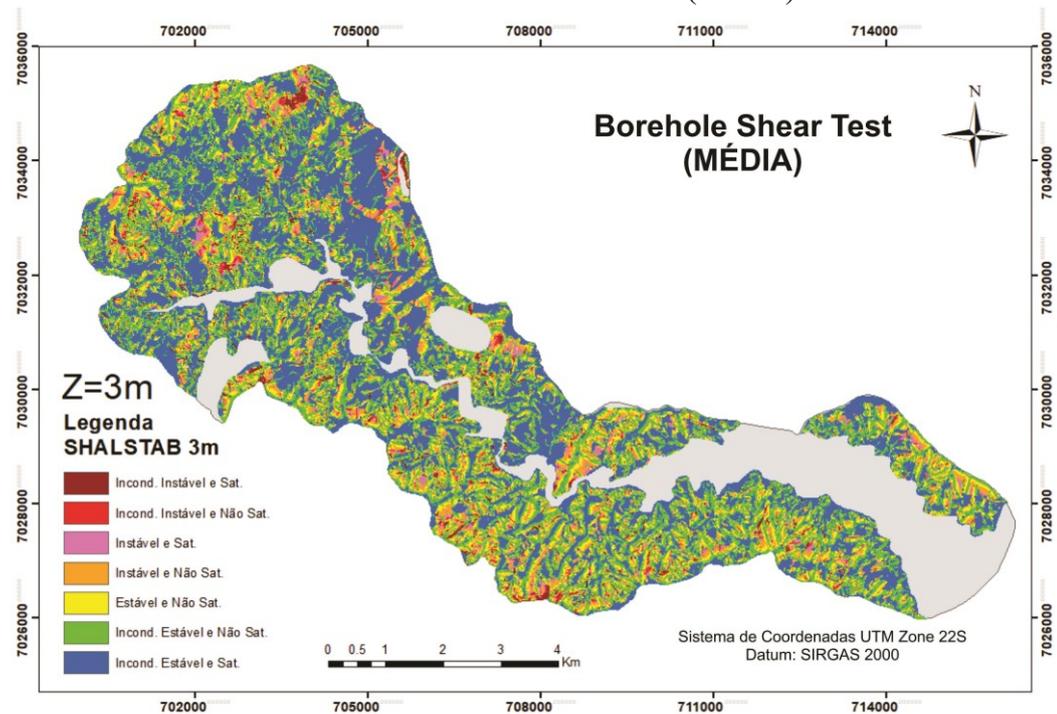
Ao analisar a porcentagem de cicatrizes em cada uma das classes do mapa, nota-se que para o *borehole shear test*, mesmo sendo uma baixa porcentagem (3,61%), ela foi maior que a do cisalhamento direto (1,2%) para as duas classes mais estáveis. Para as classes mais instáveis do modelo, a porcentagem de cicatrizes para o cisalhamento direto foi maior (94,11%) se comparada ao BST (93,34%), mesmo apresentando uma menor porcentagem de área.

Figura 56 – Mapa com as classes de estabilidade do SHALSTAB com a melhor precisão utilizando o Cisalhamento direto ($z = 3\text{m}$).



Fonte: do autor (2020).

Figura 57 – Mapa com as classes de estabilidade do SHALSTAB com a melhor precisão utilizando o *borehole shear test* ($z = 3\text{m}$).



Fonte: do autor (2020).

Tabela 20 – Análise dos mapas de suscetibilidade pelo SHALSTAB para os dois métodos.

Classe de Estabilidade SHALSTAB	Cisalhamento Direto				<i>Borehole Shear Test</i>			
	Menor valor				Média simples			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	1,24	1,24	58,24	58,04	2,09	2,09	65,24	65,24
< -3,1	2,47	3,72	35,86	94,11	1,99	4,08	28,11	93,34
-3,1 - -2,8	4,95	8,67	0,92	95,03	3,44	7,52	1,16	94,50
-2,8 - -2,5	12,35	21,02	3,02	98,05	9,26	16,78	1,16	95,66
-2,5 - - 2,2	16,74	37,76	0,75	98,80	13,42	30,21	0,73	96,39
>- 2,2	36,27	74,03	0,54	99,34	30,11	30,32	2,44	98,83
<i>Incond. Estável</i>	25,97	100,0	0,66	100,0	39,68	100,0	1,17	100,0

Fonte: do autor (2020).

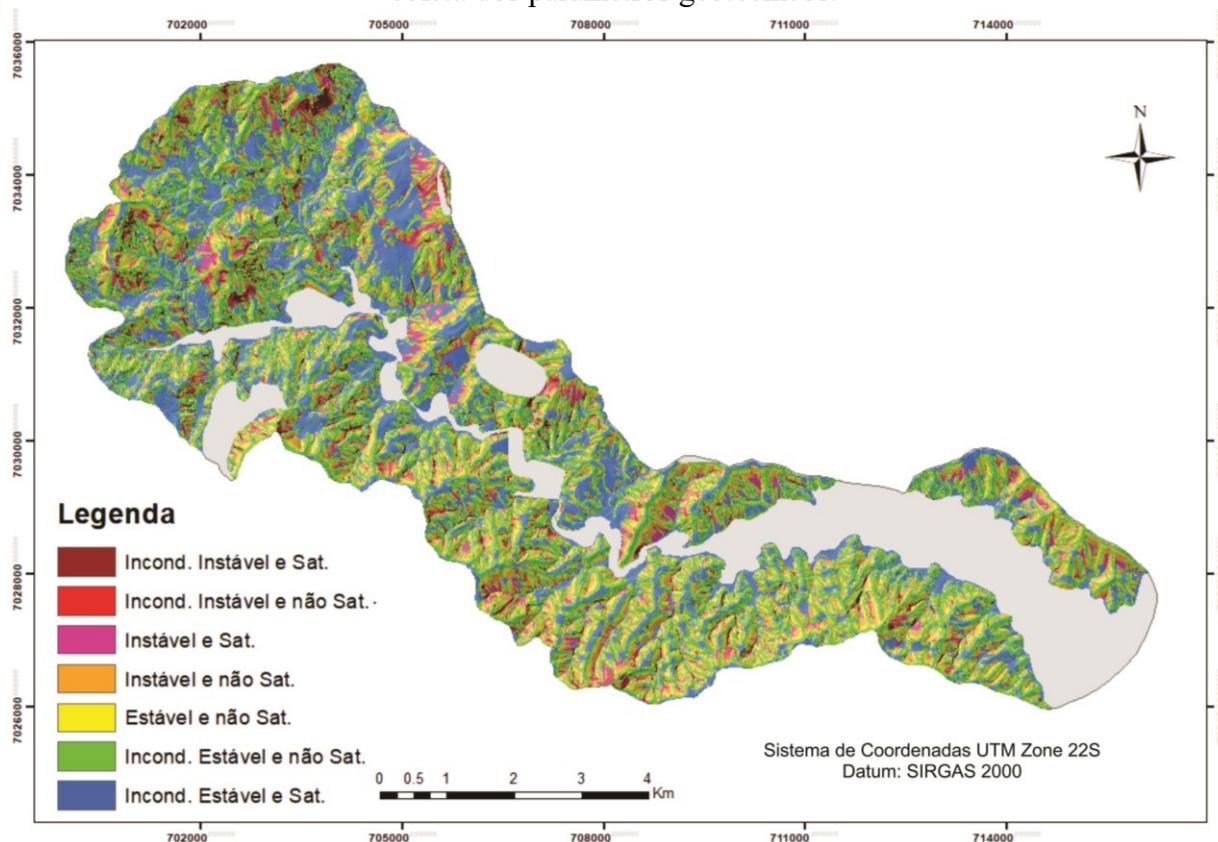
5.5 MAPA DE SUSCETIBILIDADE DA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ

Para a construção do mapa de suscetibilidade final da microbacia do Ribeirão Baú, foram mesclados os mapas de suscetibilidade criados pelo SHALSTAB utilizando o cisalhamento direto e o *borehole shear test*, sempre levando em consideração a classe mais instável na união dos mapa.

Como resultado dessa união (Figura 58), observa-se que houve um pequeno aumento na área das duas classes mais instáveis do SHALSTAB em comparação aos mapas SHALSTAB utilizando cisalhamento direto e *borehole shear test* (4,48%, 3,72% e 4,08 respectivamente). Porém, da mesma forma, a porcentagem de cicatrizes contempladas por essas duas classes também aumentou para 96,16% (Tabela 21). Segundo a Figura 59, o mapa da união dos modelos apresenta maior precisão quanto a curva de validação se comparada a curva individualizada dos modelos utilizados na sua construção.

Pode-se afirmar que os dois métodos utilizados para a coleta de parâmetros de resistência dos solos para a região da microbacia do Ribeirão Baú foram satisfatórios para o mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos, pois a diferença entre ambos os métodos e a união foi pequena.

Figura 58 – Mapa de classes do SHALSTAB da união das melhores correspondências de coleta dos parâmetros geotécnicos.



Fonte: do autor (2020).

Ao observar a Tabela 21, percebe-se ainda que, ocorreram deslizamentos em seis das sete classes do SHALSTAB. Inclusive, ao contrário do que se esperava, foram mapeadas 0,27% das cicatrizes na classe do SHALSTAB incondicionalmente estável e saturada. Ou seja, nesta classe, mesmo que o solo se encontre totalmente saturado, não deveriam ocorrer deslizamentos.

Segundo Sbroglia (2015), este fato deve estar relacionado com a realização do aerolevante para a confecção do MDT, posterior ao desastre de 2008, pois, a declividade do taludes onde ocorreram deslizamentos foram alteradas resultando geralmente relevos mais planos. Como o cálculo do SHALSTAB baseia-se também na declividade, acredita-se que isto possa ter influenciado no resultado final.

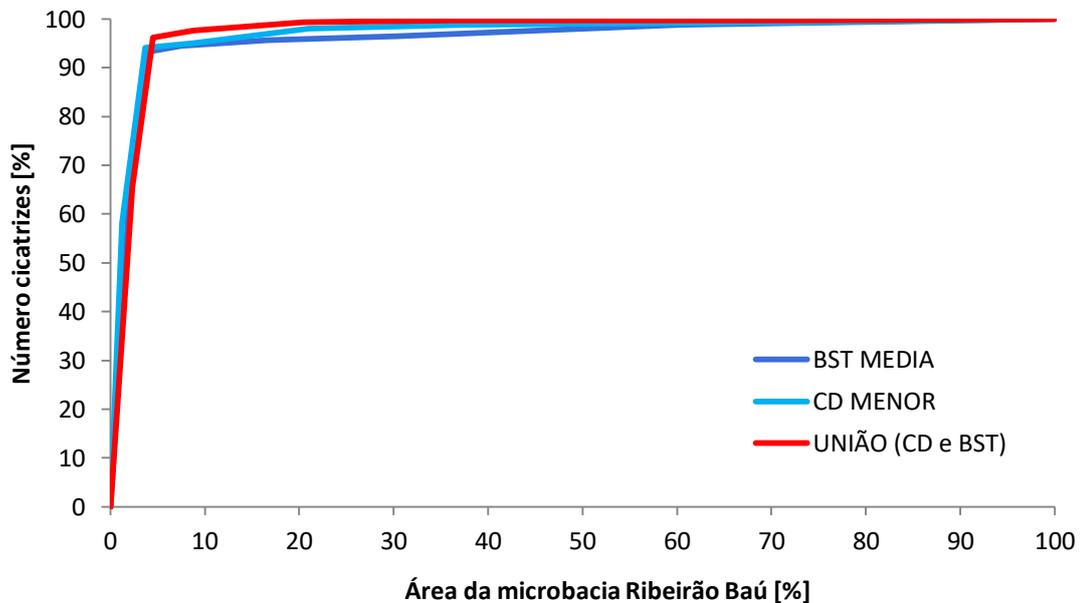
Além disso, outro fator que pode ter sido causador dessa porcentagem é a ocorrência de intervenção antrópica em algumas áreas da microbacia, como por exemplo cortes em taludes para a construção, favorecendo a desestabilização de encostas e a ocorrência de movimentos de massa, pois dessa forma, o modelo SHALSTAB não considera fatores antrópicos na modelagem.

Tabela 21 – Área da união dos mapas SHALSTAB para cisalhamento direto e *borehole shear test*.

Classe de Estabilidade SHALSTAB	União (CD e BST)			
	Área [%]	Área Ac.	Cic. [%]	Cic. Ac.
<i>Incond. Instável</i>	2,32	2,32	65,51	65,51
< -3,1	2,16	4,48	30,65	96,16
-3,1 - -2,8	4,35	8,83	1,47	97,62
-2,8 - -2,5	11,61	20,45	1,72	99,35
-2,5 - -2,2	16,00	36,44	0,39	99,73
> -2,2	37,24	73,68	0,00	99,73
<i>Incond. Estável</i>	26,32	100,0	0,27	100,0

Fonte: do autor (2020).

Figura 59 - Curva de validação para a união das melhores correspondências dos métodos de coleta dos parâmetros de resistência



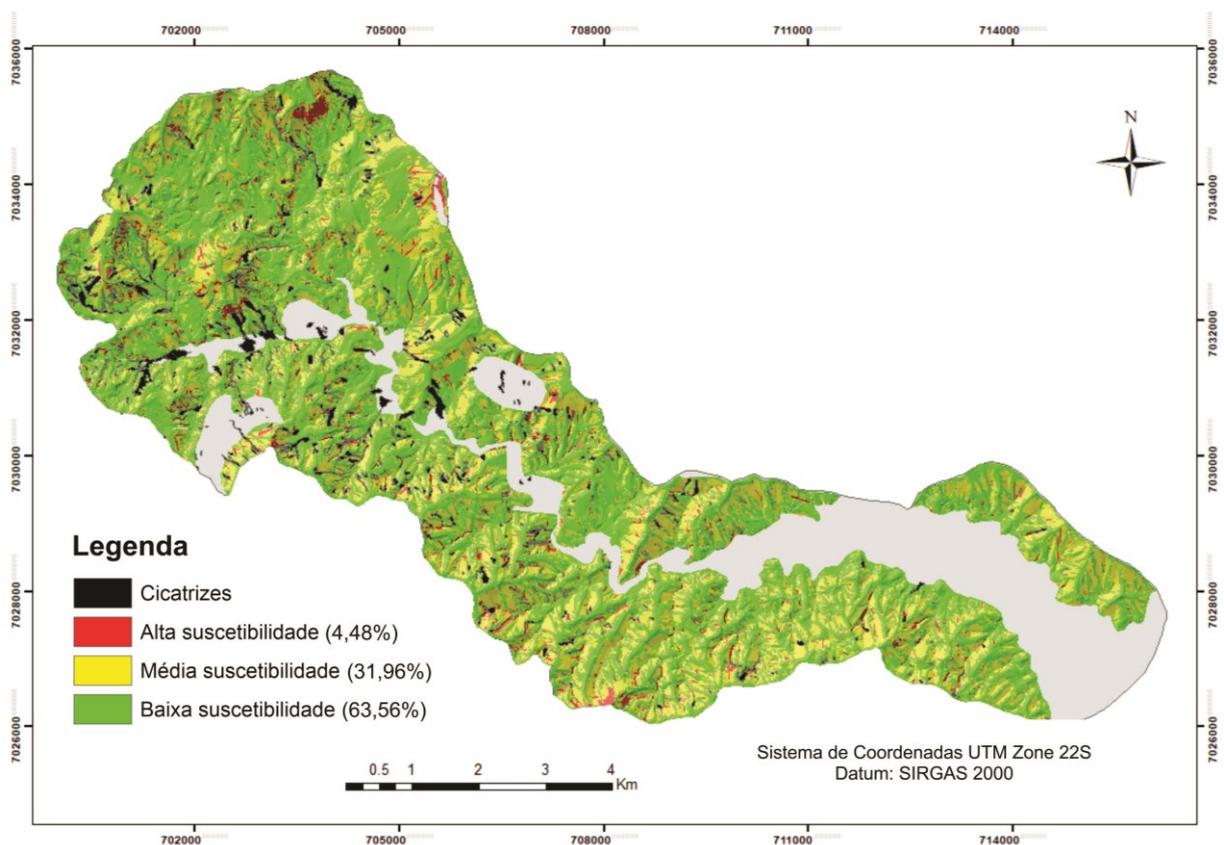
Fonte: do autor (2020).

Por fim, foram geradas três classes, sendo elas, baixa, média e alta suscetibilidade, conforme exposto anteriormente na Tabela 11. O mapa de suscetibilidade a deslizamentos da

área analisada da microbacia do Ribeirão Baú seguiu a representação de cores semafóricas é apresentado na Figura 60.

Da área da microbacia Ribeirão Baú analisada, 63,56% é considerada baixa suscetibilidade, 31,96% considerada de média suscetibilidade e 4,48% considerada alta suscetibilidade. Do total de cicatrizes de deslizamentos mapeadas, 96,16% das cicatrizes ocorreram em áreas com alta suscetibilidade enquanto que 3,57%, ocorreram em áreas de média suscetibilidade e 0,27% na área considerada de baixa suscetibilidade.

Figura 60 - Mapa de suscetibilidade a deslizamentos da microbacia do Ribeirão Baú.



Fonte: do autor (2020).

Ao comparar os dados obtidos no mapa de suscetibilidade com os obtidos na mesma microbacia por Sbroglia (2015), nota-se uma grande diferença entre a porcentagem de áreas com alta suscetibilidade ao deslizamento.

Sbroglia (2015) obteve 14% de áreas com baixa suscetibilidade, 22% áreas com média suscetibilidade e 64% alta suscetibilidade. Enquanto o total de cicatrizes, aproximadamente

91% ocorreram em áreas instáveis enquanto que 9% ocorreram em áreas de média suscetibilidade, na área considerada estável não ocorreram deslizamentos.

Quando analisada a curva de validação obtida por Sbroglia (2015) em comparação com a curva de validação obtida para a união dos mapas SHALSTAB do presente trabalho, nota-se que Sbroglia (2015) atinge 91,4% das cicatrizes em aproximadamente 65% da área da microbacia, enquanto que no presente trabalho atinge-se 96,16% das cicatrizes em 4,48% da microbacia, indo de acordo com Remondo *et al.* (2003), mostrando uma curva altamente precisa.

Portanto, a diferença entre os mapas de suscetibilidade pode ser explicado pela diferença dos parâmetros geotécnicos obtidos, juntamente com a precisão da curva de validação do modelo.

6 CONCLUSÕES

A partir dos resultados alcançados, foi possível concluir que os parâmetros geotécnicos coletados em campo pelo *borehole shear test* e em laboratório pelo cisalhamento direto mostraram valores esperados para um perfil típico de solo residual em um horizonte C, ainda que houve valores de coesão maiores no ensaio em laboratório. Da mesma forma, os valores de média e menores parâmetros também obtiveram correlação. Em razão do cisalhamento direto se tratar de um ensaio laboratorial e apresentar uma norma internacional de utilização, ele apresenta-se muito mais difundido que o BST, a diferença na coesão entre os dois métodos de aquisição de dados não mostra-se preocupante na análise dos dados.

Foram realizados sete mapas com diferentes espessuras de solo com os valores dos parâmetros por unidade geotécnica para cada um dos métodos de ensaios geotécnicos. Dentre todos os mapas, a espessura que melhor mostrou correlação com as cicatrizes mapeadas na microbacia foi a de 5 metros para o CD e a de 3 metros para o BST. Mesmo que a curva de validação não tenha apresentado alta precisão dos modelos.

Observa-se que, com a coesão mais alta, o mapa de 2 metros utilizando o CD apresentou um comportamento anômalo classificando a microbacia como estável, quase em sua totalidade. Este comportamento que pelo histórico de acontecimentos não é confirmado na área de análise.

Mesmo apresentando menor porcentagem das classes mais instáveis do SHALSTAB os modelos utilizando o cisalhamento direto apresentaram-se mais precisos segundo a curva de validação.

A partir dos modelos utilizando a média dos valores dos parâmetros das unidades geotécnicas, nota-se que mais uma vez a espessura de 2 metros utilizando o cisalhamento direto mostrou-se, na curva de validação, também coincidente à diagonal numa predição totalmente aleatória, partindo de aproximadamente 0 até o 100%. Porém, os modelos gerados a partir dos dados pelo *borehole shear test*, apresentaram alta precisão a partir da curva de validação para as duas menores espessuras, 2 e 3 metros, sendo a segunda a melhor correlação dos modelos para o BST.

Em relação aos modelos utilizando os menores valores dos parâmetros geotécnicos, como esperado, estes apresentaram um maior número de classes mais instáveis comparados aos anteriores. Porém, para os modelos utilizando o BST, nenhuma das curvas de validação

apresentou alto grau de precisão, ou seja, acima de 90% das cicatrizes em menos de 5% da área da microbacia. A melhor correlação utilizando o CD foi encontrada para a espessura de 3 metros.

Verifica-se que em todas as análises realizadas pelo SHALSTAB, os valores do *borehole shear test* apresentaram maiores porcentagens de classes mais instáveis quando comparadas com suas correlações com o cisalhamento direto. Isso pode ser explicado pelos menores valores de coesão adquiridas no ensaio de campo. Por outro lado, mesmo que haja mais áreas instáveis nos modelos feitos a partir do BST, a precisão da curva de validação foi mais alta nos modelos do CD.

Observa que, para nas profundidades de 7, 10, 12 e 15 metros de solo, nenhuma das curvas dos diferentes modelos mostraram uma alta precisão na curva de validação.

Dentre todos os cenários, os dois modelos que desenvolveram as curvas mais precisas da área da microbacia do Ribeirão Baú, conseqüentemente escolhidas para a composição do mapa final de suscetibilidade, foram, considerando o cenário com a média dos valores utilizando o BST, obtendo 93,3% das cicatrizes em 4,1% da área e de menores valores dos parâmetros obtidos pelo cisalhamento direto, obtendo 94,1% das cicatrizes em apenas 3,7% da área.

Ocorreram deslizamentos em todas as classes do SHALSTAB em ambos os modelos escolhidos para o mapa de suscetibilidade, inclusive, na classe incondicionalmente estável e saturada. Isto pode estar relacionado à alteração na geometria e declividade dos taludes posterior ao desastre de 2008, por apresentar um MDT mais recente às cicatrizes de deslizamento. Logo, conclui-se assim que, nenhum ensaio geotécnico ou modelagem numérica substitui os trabalhos de campo.

Para a construção do mapa de suscetibilidade final da microbacia do Ribeirão Baú foram conjugados os dois mapas de suscetibilidade criados por intermédio do SHALSTAB, utilizando os métodos cisalhamento direto e *borehole shear test*, que melhor apresentaram precisão nas curvas de validação. A união gerou um mapa ainda mais preciso, com 96,16% das cicatrizes presentes em menos de 3% das áreas mais instáveis da microbacia.

Posteriormente a isso, com a união das classes para a criação de um mapa semafórico da área da microbacia Ribeirão Baú, 63,56% foi considerada baixa suscetibilidade, 31,96% foi considerada de média suscetibilidade e 4,48% foi considerada alta suscetibilidade. Do total de 526 cicatrizes de deslizamentos mapeadas, 96,16% ocorreram em áreas de alta suscetibilidade,

enquanto que 3,57% ocorreram em áreas de média suscetibilidade e 0,27% na área considerada baixa suscetibilidade não ocorreram deslizamentos.

Para o mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos, identificou-se a importância que o modelo SHALSTAB profere em relação as classes de estabilidade juntamente com a análise das cicatrizes de deslizamentos, dando assim um alto grau de confiabilidade ao apresentar o maior número de cicatrizes nas regiões mais instáveis.

Por se tratar de um ensaio laboratorial bem difundido, o cisalhamento direto mostrou-se um ensaio mais conservador, por isto, não há dúvidas da eficácia do no mapeamento geotécnico. Porém, o ensaio BST também forneceu resultados bastante confiáveis, de forma eficiente e ágil, em comparação ao cisalhamento direto.

Tendo em vista que se trata de um ensaio de campo, seria possível realizar, com o *borehole shear test* o mapeamento de uma área muito maior utilizando o mesmo tempo e mantendo a confiabilidade dos resultados. Sobre a execução dos ensaios em campo, pode-se verificar que o mesmo é capaz de ser executado com facilidade, agilidade e apresenta alta correlação entre os pontos de diferentes tensões confinantes, apresentando um resultado preciso na envoltória de cisalhamento.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para das continuidade à esta pesquisa, sugere-se as seguintes atividades.

- Realizar um maior número de ensaios em cada unidade geotécnica, tanto com o *borehole shear test* quanto o cisalhamento direto, para uma caracterização mais detalhada das unidades;
- Analisar os parâmetros geotécnicos na caracterização de cada unidade de forma estatística e não determinística;
- Caracterizar em campo as áreas ditas instáveis no mapa de suscetibilidade, para uma maior confiabilidade dos dados;
- Identificar cicatrizes de deslizamentos que ocorreram depois da confecção do MDT;
- Analisar a possibilidade de execução do BST em solos altamente heterogêneos;
- Atualizar o mapa geológico, de solos e geotécnico da microbacia do Ribeirão Baú;

- Avaliar a viabilidade de uso de espessura variável na análise do modelamento SHALSTAB para a confecção do mapa de suscetibilidade;

REFERÊNCIAS

- ABREU, R. P. *et al.* **Comparison of two methods for determination of strength parameters to shear of the soil.** In: XV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Buenos Aires. 2015.
- ASTM. STANDARD TEST METHOD. **Standard Test Method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.** ASTM D3080. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Solo - Determinação do limite de liquidez. 1995. 18 p.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles.** Projeto e Desempenho. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP.** Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994. 162p.
- BECHTUM, T. **Automation and further development of the borehole shear test.** 2012. 18 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Iowa State University, Iowa, 2012
- BEVEN, K. J.; KIRKBY, M. J. **A physically based, variable contributing area model of basin hydrology.** Hydrological Sciences Bulletin. v.24, n.1, p.43-69, 1979.
- BUENO, L. S.; LAPOLLI, E. M. **Estudo em áreas de ocupação urbana com fatores de risco: o caso do Bairro Córrego Grande - Florianópolis – SC.,** xvii, 74f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. 2000.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica do Solo e suas Aplicações.** 6a ed. Rio de Janeiro, 1988.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 5. Ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1975.
- 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. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2017.
- CARVALHO, C. S.; MACEDO, E. S.; OGURA, A. T. **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios.** Ministério das Cidades. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Brasília, 2007. 176p.

CHRIST, C. E. **Mapeamento de áreas suscetíveis ao colapso na bacia hidrográfica da Lagoa da Conceição**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, 2014.

CHRISTOFOLLETTI, A. **Geomorfologia**. 2 ed. São Paulo: Edgar Blücher, 1979. 188p.

CONTESSI, R. J. **Borehole Shear Test: uma comparação com o ensaio de Cisalhamento Direto**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2016.

COSTELLA, M. C. **Mapeamento de áreas suscetíveis a movimento de massa na bacia hidrográfica do Saco Grande em Florianópolis/SC**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2018.

CUNHA, M. A. **Ocupação de encostas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, p.234, 1991.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 2. ed. São Paulo: Cengage Learning, 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.

DEGERING, A. D. **Aplicação, análise e validação de métodos para mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC**. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2017.

DIETRICH, W. E.; MONTGOMERY, D. R. **SHALSTAB: A Digital Terrain Model for Mapping Shallow Landslide Potential**. National Council for Air and Stream Improvement. 1998.

DIETRICH, W. E. *et al.* **Validação do modelo de deslizamento superficial, SHALSTAB, para manejo florestal**. 2001.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. Brasília, Serviço de Produção de Informação, 2009. 412p.

ESPINDOLA, M. *et al.* **Análise da instrumentação para aquisição e apresentação automática de dados de um equipamento de cisalhamento direto**. Anais do II Simpósio de Prática de Engenharia geotécnica na região do Centro-Oeste, 2011

FERNANDES, N. F., AMARAL, C. P. **Movimentos de massa: uma abordagem geológico-geomorfológica**. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, S. B. (Org) **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand, 2003.

FERNANDES, N. F. *et al.* **Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Susceptíveis.** Revista Brasileira de Geomorfologia, 2001.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de Mecânica dos solos e das rochas: Aplicações na estabilidade de Taludes.** 2. ed. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2009.

FLACH, M. K. **Análise da estabilidade de um talude em solo natural com avaliação dos parâmetros de resistência em diferentes profundidades, Nova Trento-SC.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geologia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2016.

FREIRE, E. S. M. **Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática.** Construção, Rio de Janeiro, n.8, p.10-18, 1965.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GIACHETI, H. L.; QUEIROZ, C. **O Ensaio de Piezocone e de Minicone na Investigação do Subsolo: Alguns Exemplos de Aplicação.** Geociências, v. 23, n. n. 1/2, p. 89–103, 2004.

GODOI, C. S. **Caracterização Geomecânica de um Solo Residual de Gnaisse – Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

GOMES, R. A. T. **Modelagem de previsão de movimentos de massa a partir da combinação de modelos de escorregamentos e corridas de massa.** Tese (Doutorado em Geografia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006. 180p.

GONÇALVES, Y.; OLIVEIRA, M. **Estudo de movimento de massa do tipo rastejo (*creeping*) no Morro do Benjamin, em São José-SC.** XI SINAGEO. 2016.

GUESSER, L. H. **Mapeamento geotécnico da área urbana do município de Antônio Carlos (SC) aplicado ao planejamento do uso e ocupação dos solos.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2016. 228 p.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação.** Edgard Blucher, 1984. 194p.

GUIMARÃES, R. F. *et al.* **Parameterization of soil properties for a model of topographic controls on shallow landsliding: application to Rio de Janeiro.** Engineering Geology, v.2, 137, p.1-10, 2003.

GUIMARÃES, R. F. *et al.* **Movimentos de Massa.** In: FLORENZANO, T.G. (Org.) Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais. São Paulo: Oficinas de Texto. p.159-184. 2008.

HANDY GEOTECHNICAL INSTRUMENTS, Inc. **Borehole Shear Test - Instructions.** Serial no 238. Iowa - USA. 2015

HEAD, K. H.; EPPS, R. **Manual of Soil Laboratory Testing**. III ed. London: Pentech Press, 1986.

HIGASHI, R. A. 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**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2006. 486p.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook – A guide to understanding landslides**: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 2008.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering**. 1 ed. Englewood Cliffs: Prentice Hall, V.1. 733 pp. ISBN 0-13-484394-0, 1981.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Censo Demográfico 2010**. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: 12 jul. 2018.

IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margens de Rios**. 1. ed. Brasília/DF, 2007.

KOBIYAMA, M. *et al.* **Aprender hidrologia para prevenção de desastres naturais**. In. X Congresso Iberoamericano de Extensión Universitária. Montevideu, 13p., 2009.

KOBIYAMA, M.; CHECCHIA, T.; SILVA, R. V.; SCHRÖDER, P. H.; GRANDO, A.; REGINATTO, G. M. P. **Papel da comunidade e da universidade no gerenciamento de desastres naturais**. In: I Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, p.834-846, 2004.

LAMBE, W. T.; WHITMAN, R. T. **Soil mechanics**. New York: Massachusetts Institute of Technology, 1969.

LUTENEGGER, A. J. **Suggested Method for Performing the Borehole Shear Test**. Geotechnical Testing Journal. GTJODJ, p. 19-25. mar. 1987.

LUTENEGGER, A. J.; TIERNEY, K. F. **Efeitos da pressão de poro no teste de cisalhamento de poço**. Anais da Conferência Especial da ASCE sobre o Uso de Testes In Situ em Engenharia Geotécnica, SP Clemence (ed), Publicação Especial Geotécnica 6. ASCE: Blacksburg, VA. 1986.

LUTENEGGER, A. J. TIMIAN, D. A. **Reproducibility of Borehole Shear Test Results in Marine Clay**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 1987, Vol. 10, No. 1, pp. 13-18.

MAFRA JÚNIOR, C. S. **Elaboração do mapa preliminar de unidades geotécnicas do município de Brusque associado a um banco de dados geotécnico em ambiente de SIG.** Florianópolis, SC, 2007.

MARINHO, F. A. M. **Investigação Geotécnica Pra Quê?.** Conferência Brasileira De Encostas. vol. 4. 1–8 pp. 2005.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia.** Oficina de Textos, 2010.

MEISINA, C.; SCARABELLI, S. **A comparative analysis of terrain stability models for predicting shallow landslides in colluvial soils.** *Geomorphology*. v. 87, p. 207-223, 2007.

MICHEL, G. P. **Modelagem de estabilidade de encostas com consideração do efeito da vegetação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2013. 139p.

MICHEL, G. P.; KOBAYAMA, M.; GOERL, R. F.; MICHEL, R. D. L. **Metodologia de mapeamento de escorregamentos e " fluxos de detritos.** In: XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2015, Brasília. Anais... 2015.

O'LOUGHLIN, E. M. **Prediction of surface saturation zones in natural catchments by topographic analysis.** *Water Resources Research*, v.22, n.5, p.794-804. 1986.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** 3 ed. Livros técnicos e científicos S.A, Rio de Janeiro, 2007.

PEJON, O. J. **Mapeamento geotécnico regional da folha de Piracicaba–SP (Escala 1: 100,000): estudo de aspectos metodológicos de caracterização e de apresentação de atributos.** Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo - USP, São Carlos – SP, 1992.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 247p. 2000.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** São Paulo: Editora Oficina de Textos, 248p. 2006.

RAMOS, V. M. *et al.* **Aplicação do modelo SHALSTAB, em ambiente ArcView, para o mapeamento de áreas susceptíveis a escorregamento raso na região do Quadrilátero Ferrífero (MG).** *Espaço & Geografia*, Brasília, v.5, n. 1, p.49-67, 2002.

REGINATTO, G. M. P. **Aplicação do modelo SHALSTAB para identificação de áreas suscetíveis a escorregamentos translacionais na bacia do rio Cunha, Rio dos Cedros – SC.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2013.

REGINATTO, G. M. P. *et al.* **Influência da Resolução do MDE no Mapeamento de Suscetibilidade com o SHALSTAB na bacia hidrográfica do Rio Garcia, município de Blumenau/SC.** XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Geotecnia e Desenvolvimento Urbano - COBRANSEG. 2018.

REMONDO, J. *et al.* **Validation of Landslide Susceptibility Maps; Examples and Applications from a Case Study in Northern Spain.** *Natural Hazards*. v.30, n.3, p.437-449. 2003.

RODRIGUES, V. L. **Mapeamento geotécnico como base para o planejamento urbano e ambiental: município de Jaú/SP.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

ROSA, R. O. Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: **Geomorfologia.** Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2002. 56p.

SAKAMOTO, M. Y. *et al.* **Use of the method borehole shear test for geotechnical mapping of Itacorubi basin.** In: XV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Buenos Aires. 2015.

SANDRONI, S. S. **Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles.** In: Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, volume único, pp. 1-20, Curitiba. 2006.

SANTOS, A. R. **A Grande Barreira da Serra do Mar – da Trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Bandeirantes.** Ed. O Nome da Rosa, São Paulo. 122p. 2004.

SBROGLIA, R. M. **Mapeamento geotécnico e das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC.** Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SBROGLIA, R. M. *et al.* **Mapeamento de Áreas Suscetíveis a Deslizamentos Translacionais com o Uso da Ferramenta ASA - Automatic Shalstab Analysis.** XII Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas COBRAE 2017. v.1, n. 2594-9217–2017, p. 8, 2017.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** pág 13-18. 2012.

SEDEC - Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil. **Política Nacional de Defesa Civil.** Brasília, DF: MI, 2014.

SELBY, M. J. **Hillslope materials and processes.** Oxford University Press Inc., New York, 2º ed., 450p. 1993.

THEODORE, B. D. **Automation and further development of the borehole shear test.** Iowa State University, 2012.

TOMAZZOLI, E. R. *et al.* **Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC.** FAPESC - Convênio 16319/2010-8. UFSC, Florianópolis, 207p. 2012.

TOMAZZOLI, E. R. *et al.* **Movimentos de massa ocorridos no evento de novembro de 2008, no entorno do Morro do Baú, Vale do Itajaí (SC):** caracterização geológico-geomorfológica. In: 5º COBRAE- Conferência Nacional de Estabilidade de Encostas. Anais. São Paulo, 2009.

TOMINAGA, L. K. **Análise e Mapeamento de Risco.** In: TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. (Org) Desastres Naturais: conhecer para prevenir. São Paulo: Instituto Geológico, p.111-146, 2009.

UNESCO/IAEG - Engineering Geological Maps. **A Guide to Their Preparation.** Paris: The Unesc Press, 79p. 1976.

USGS - United States Geological Survey. **Landslide types and processes.** U. S. Department of the Interior. Fact Sheet 2004-3072. 2004.

VARNES, D. J. **Slope movement types and processes.** In: R.J. Schuster and R.J. Krizek (eds), Landslides, Analysis and Control. Transportation Research Board, National Academy of Sciences. Anais... Washington, DC. Special Report 176, p. 11-33, 1978.

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.

XAVIER, S. C. **O Solo Criado no Urbanismo e no Direito Urbanístico Brasileiro.** Universidade Federal de Pelotas, 2004.

ZAINDAN, R. T.; FERNANDES, N. F. **Zoneamento de susceptibilidade a escorregamentos em encostas aplicado à bacia de drenagem urbana do Córrego da Independência - Juiz de Fora (MG).** Revista Brasileira de Geomorfologia, v.10, n.2, 2009.

ZIMMERMANN, D. M. **Mapeamento de Áreas Suscetíveis a Deslizamentos da Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira e Rio da Prata - Joinville/SC.** 2019. Dissertação (Mestrado) - Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

ZUQUETTE, L. V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras.** São Carlos, v. 3, 1987.