

Drielly Rosa Nau

**ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS NO
MUNICÍPIO DE TIMBÓ/SC**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-
graduação em Desastres Naturais da Universidade
Federal de Santa Catarina para a obtenção do
título de Mestre profissional em Desastres
Naturais

Orientador: Edison Ramos Tomazzoli, Dr.

Coorientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi,
Dr.

Florianópolis
2018

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

Nau, Drielly Rosa

Análise da Suscetibilidade a Deslizamentos no
Município de Timbó/SC / Drielly Rosa Nau ;
orientador, Edison Ramos Tomazzoli, coorientador,
Rafael Augusto dos Reis Higashi, 2018.
226 p.

Dissertação (mestrado profissional) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de
Filosofia e Ciências Humanas, Programa de Pós
Graduação em Desastres Naturais, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

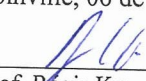
1. Desastres Naturais. 2. Deslizamentos. 3.
Mapeamento de unidades geotécnicas. 4. SHALSTAB.
5. Fator de Segurança. I. Ramos Tomazzoli, Edison .
II. Augusto dos Reis Higashi, Rafael . III.
Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de
Pós-Graduação em Desastres Naturais. IV. Título.

Elizabeth Cristine Adam Trindade

**DESENVOLVIMENTO DE ELETRODO PARA CÉLULA
COMBUSTÍVEL MICROBIANA A PARTIR DE CELULOSE
BACTERIANA/FIBRA DE CARBONO/POLIANILINA/**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de “Mestre em Engenharia e Ciências Mecânicas”, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas.

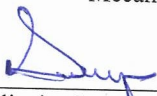
Joinville, 06 de Dezembro de 2018.



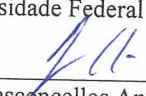
Prof. Regis Kovacs Scalice, Dr

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas

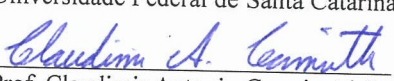
Banca Examinadora:



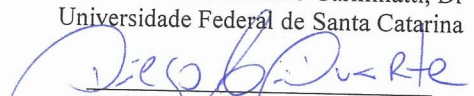
Prof.ª Derce de Oliveira Souza Recouvreux, Dr.ª (Orientadora)
Universidade Federal de Santa Catarina



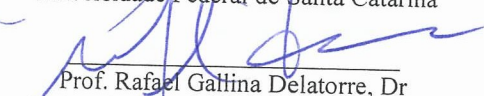
Prof.ª Regina Vasconcellos Antônio, Dr.ª (Coorientadora)
(videoconferência)
Universidade Federal de Santa Catarina



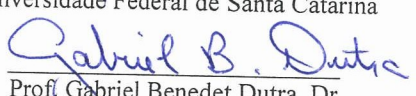
Prof. Claudimir Antonio Carminatti, Dr
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Diego Alexandre Duarte, Dr
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Rafael Gallina Delatorre, Dr
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Gabriel Benedit Dutra, Dr
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, meu grande agradecimento aos meus pais Rosa e Maurício, pela educação que recebi e pelo amor, apoio, incentivo e ajuda em todos os momentos, e meu irmão Endryo, pela disponibilidade e torcida.

Ao meu orientador Prof. Edison Ramos Tomazzoli pela sua orientação e confiança em todas as etapas desse trabalho. Por sua disponibilidade em me acompanhar nesta importante etapa da minha vida. Agradeço o apoio, o incentivo, o cuidado, a amizade, e todos os valiosos ensinamentos, que me fizeram crescer profissional e pessoalmente.

Ao Prof. Rafael Higashi pela sua coorientação e confiança no meu projeto desde o início da minha caminhada do mestrado. Obrigada pelo apoio, incentivo e disponibilidade nas diversas etapas.

Aos Prof. Juan Antônio A. Flores, Prof. Roberto F. Goerl e ao Prof. Carlos Vieira, membros da banca, por aceitar o convite e a disponibilidade em contribuir com a pesquisa.

À colega Regiane Sbroglia, por sua disponibilidade em ajudar em várias etapas da pesquisa, por seu incentivo e contribuição.

À amiga Raiza parceira de mestrado e por sua disposição em me ajudar em várias etapas da pesquisa, as idas à campo, além do ombro amigo, incentivo e força.

Às colegas do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, Ângela Grando, Cândida Bernardi e Caroline Christ e ao Prof. Dr. Prof. Marciano Maccarini pela ajuda e atenção.

Ao Prof. Murilo da Silva Espíndola e aos colegas do Laboratório de Geotécnica Aplicada da UFSC, por seus conhecimentos passados na fase de coleta de dados e ensaios laboratoriais, assim como, no acompanhamento em trabalhos de campos.

Aos meu amigo Frederico, pelo incentivo, apoio, disponibilidade em me ajudar em diversas fases da pesquisa e ensinamentos passados a longo desses anos.

Às minhas amigas Gabriela, Flávia, Gerly, Elaine, Carolinna e Daniela, que ao longo desses anos sempre me incentivaram, me deram força e me acalmaram, além de tudo pelo carinho recebido e boas risadas.

Meus agradecimentos ao Prof. Joel Pellerin (*in memorian*), grande pesquisador, que ofereceu seus conhecimentos de forma singela e com muito entusiasmo, pela contribuição e seu apoio aos trabalhos de campo desta pesquisa.

E a todos aqueles que indiretamente contribuíram para que a conclusão dessa dissertação fosse possível.

RESUMO

De acordo com registros nacionais e internacionais, o número de desastres naturais no Brasil nos últimos anos vêm aumentando sua frequência e intensidade, causando danos e prejuízos, além de mortes e feridos. Os movimentos de massa estão entre os eventos com maior registro de ocorrências e mortes no país. Dessa forma, cresce a importância de estudos dos mecanismos condicionantes, deflagradores e da prevenção de eventos relacionados a movimentos de massa. Esta pesquisa tem como objetivo determinar as áreas de menor e maior grau de suscetibilidade a deslizamentos no município de Timbó. O método de análise das áreas suscetíveis a deslizamento consistiu em levantamentos pedológicos e dados topográficos existentes, elaboração do inventário de cicatrizes de deslizamentos e a realização de mapa geológico e morfoestrutural. Além disso, coleta de amostras de solo para ensaios laboratoriais, determinando a caracterização física e mecânica dos solos, assim como, parâmetros de resistência ao cisalhamento de cada unidade geotécnica. Os dados foram utilizados para realização dos mapas das unidades geotécnicas, além da aplicação dos modelos matemáticos SHALSTAB e o cálculo pelo Fator de Segurança (FS). As unidades geotécnicas são estabelecidas por duas metodologias, uma seguindo a metodologia intitulada de unidades geotécnicas pedogeológicas e a outra pelo modelado de relevo, nomeada como unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas. No mapeamento das unidades geotécnicas pedogeológicas foram estimadas quatorze unidades geotécnicas, oito de solo residual e seis de solo sedimentar. Para o método modelado do relevo, foram identificadas oito unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para solo residual e duas para solo sedimentar. No mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos, utilizou-se as cicatrizes de deslizamentos, principalmente os ocorridos em novembro de 2008, como fator condicionante na determinação de áreas suscetíveis, para a validação dos dois modelos de estabilidade de encostas. Nas simulações do modelo SHALSTAB para 5m e 15m de profundidade para as unidades geotécnicas pedogeológicas, a unidade Cgn1 concentra maior área em classes instáveis e para as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, a unidade M-gn1 apresentou a maior concentração em classes instáveis. As mesmas unidades geotécnicas (Cgn1 e M-gn1) demonstraram maior área em classes mais instáveis nas simulações pelo cálculo do Fator de Segurança, onde foi aplicado apenas a profundidade de 15m. Na validação das simulações, tanto para o modelo SHALSTAB como para o cálculo do Fator de

Segurança, apresentaram resultados parecidos, onde, a frequência de cicatrizes corresponde de 63% a 66% para 20% da área de maior suscetibilidade. Na análise dos resultados dos modelos, o modelo SHALSTAB, pela curva de validação, demonstra maior facilidade em delimitar as áreas mais suscetíveis a deslizamentos do que as áreas menos suscetíveis. No método pelo cálculo do Fator de Segurança se torna mais eficiente a delimitação das áreas de segurança, regiões de menor suscetibilidade. O resultado mais satisfatório é observado na simulação de 15m de profundidade pelo cálculo pelo Fator de Segurança para as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas. Os resultados obtidos apontam a validade do método adotado, e os produtos gerados podem apresentar subsídios ao planejamento territorial, que podem ser incorporados pela Prefeitura Municipal em seu Plano Diretor e implantação do Plano Municipal de Redução de Riscos (PMRR), para a prevenção de deslizamentos futuros que venham causar danos à população e a economia.

Palavras-chaves: deslizamentos. mapeamento de áreas suscetíveis. SHALSTAB. Fator de Segurança. mapeamento de unidades geotécnicas.

ABSTRACT

According to national and international records, the number of natural disasters in Brazil in recent years have been increasing in frequency and intensity, causing damages and losses, as well as deaths and injuries. Landslides are among the events with the highest occurrence and death record in the country. Thus, the importance of studies of the conditioning mechanisms, triggers and the prevention of events related to landslides is growing significantly. This research aims to determine the areas of lower and higher degree of susceptibility to landslides in the city of Timbó. The method of analysis of the areas susceptible to sliding consisted of pedological surveys and existing topographic data, elaboration of sliding scars inventory and the accomplishment of geological and morphostructural map. Besides that, collected soil samples for laboratory tests, determining the physical and mechanics of the soils, as well as, shear strength parameters of each geotechnical unit. We used the data to elaborate the maps of the geotechnical units, besides the SHALSTAB mathematical models and the calculation by the Safety Factor (FS). The geotechnical units are established by two methodologies entitled pedogeological geotechnical units, and the other by relief modeling, named geomorphological-pedogeological geotechnical units. In the mapping of pedogeological geotechnical units, fourteen geotechnical units were estimated, eight of residual soil and six of sedimentary soil. For the modeling method of the relief, eight geomorphological-pedogeological geotechnical units were identified for residual soil and two for sedimentary soil. We used landslide scars in the mapping of lands susceptible to landslides, especially those that occurred in November 2008, as a conditioning factor in the determination of susceptible areas, for the validation of the two slope stability models. In the simulations of the SHALSTAB model for 5 and 15m depth for pedogeological geotechnical units, the Cgn1 unit concentrates larger area in unstable classes and for the geomorph-pedogeological geotechnical units, the M-gn1 unit presented the highest concentration in unstable classes. The same geotechnical units (Cgn1 and M-gn1) demonstrated greater area in more unstable classes in the simulations by the Safety Factor calculation, where only the depth of 15m was applied. In the validation of the simulations, both the SHALSTAB model and the Safety Factor calculation presented similar results, where the frequency of scars corresponds from 63% to 66% to 20% of the area of greatest susceptibility. The analysis of model results shows that the SHALSTAB model, through the validation curve,

demonstrates greater ease in delimiting areas more susceptible to landslides than less susceptible areas. The method that uses the calculation of the Safety Factor becomes more efficient in the delimitation of the security areas, regions of less susceptibility. The most satisfactory result is observed in the simulation of 15m depth by calculation by the Safety Factor for the geomorph-pedogeological geotechnical units. The results obtained with the research point to the validity of the adopted method, and the products generated can present subsidies to the territorial planning, which can be incorporated by the Municipal Government in its Master Plan and implementation of the Municipal Risk Reduction Plan (PMRR), for the prevention of future landslides that may damage the population and the economy.

Keywords: landslides. mapping of susceptible areas. SHALSTAB. Security Factor. mapping of geotechnical units.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa de localização.	30
Figura 2 - Mapa de altimetria.	33
Figura 3- Mapa de declividade.	34
Figura 4 – Mapa morfoestrutural do Município de Timbó.	35
Figura 5 - Mapa geológico do Município de Timbó.	37
Figura 6 - Coluna estratigráfica do município.	37
Figura 7 - Foto de amostra de rocha ortognaisse félsico, encontradas na área da pesquisa.	38
Figura 8 - Foto de amostra de rocha ortognaisse máfico com bandamentos encontradas em Timbó.	38
Figura 9 - Cortes de estradas.	39
Figura 10 - Lajeados em drenagens.	39
Figura 11 - Matações em encosta.	40
Figura 12 - Planície fluvial.	40
Figura 13 - Mapa pedológico.	41
Figura 14a a 14f - Tipos de movimentos de massa.	49
Figura 15 - Análise por Talude Infinito, onde:	58
Figura 16 - As forças atuantes em uma encosta, em que θ é a declividade, h a altura da coluna de solo saturado, z é a espessura do solo, P é o peso, e σ é a poropressão.	59
Figura 17 - Representação do modelo hidrológico de estado uniforme, onde: q (mm/d) é a taxa de recarga uniforme, a (m ²) é a área de contribuição a montante, b (m) é o comprimento de contorno unitário, z (m) é a espessura do solo, h (m) é a altura da coluna de água e θ (graus) é a declividade.	61
Figura 18 - Fluxograma da metodologia da pesquisa.	67
Figura 19 – A esquerda a metodologia de mapeamento das zonas de ruptura. A direita a demonstração in loco do mapeamento das cicatrizes e determinação da área de cabeceiras.	70
Figura 20 - Exemplificando o cruzamento de mapas para obtenção das unidades geotécnicas preliminares.	72
Figura 21 - Mapa da coleta dos pontos de amostras de solo total de 13 amostras de solo).	77
Figura 22 - Coleta de amostra indeformada com anel metálico de coleta para ensaio de cisalhamento direto.	78
Figura 23 - Acondicionamento de amostras indeformadas.	79
Figura 24 - Ensaio granulometria – Sedimentação.	81

Figura 25 - Ensaio de determinação da massa específica dos grãos.	82
Figura 26 - Limites de consistência de Atterberg.	83
Figura 27 - Aparelho de Casagrande para determinação do LL.	84
Figura 28 - Procedimento do ensaio para determinação do LP.	85
Figura 29a - Pastilhas e esferas após secagem.	88
Figura 30 - Esferas imersas em água.	88
Figura 31 - Esquema de penetração (minipenetrômetro) da pastilha de solos.	89
Figura 32a e 32b - Esfera submetida ao ensaio de esmagamento.	89
Figura 33 - Gráfico para a classificação expedita MCT pelo método das pastilhas.	90
Figura 34 - Caixa utilizada no cisalhamento direto.	92
Figura 35a e 35b - a) Representação das forças N e T; b) Representação do resultado típico do ensaio.	93
Figura 36a - Equipamento completo utilizado no ensaio de cisalhamento direto.	94
Figura 37 - Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb para determinação de c e ϕ	94
Figura 38 - Modelagem de encosta com inclinação de 10° , correspondente ao fator de segurança 1,274 para os parâmetros geotécnicos das amostras de solo TB10. As linha curvas representam diversas superfícies de rompimento do solo.	97
Figura 39 - Curvas granulométricas dos solos das unidades geotécnicas.	106
Figura 40 - Classificação textural de Shepard para as 13 amostras de solo, baseado num diagrama triangular.	110
Figura 41 - Tensão cisalhante versus tensão normal.	114
Figura 42 - Mapa geotécnico das unidades pedogeológicas.	118
Figura 43 - Mapa geotécnico das unidades geomorfo-pedogeológicas.	119
Figura 44 - Ponto de coleta da amostra de solo da unidade geotécnica pedogeológica PVLgn1 e da unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica C-gn1.	124
Figura 45 - Migmatito formado pela intercalação de bandas de granito rosado em gnaíse.	128
Figura 46 - Blocos de rochas identificados no depósito de encosta da amostra de solo TB 07.	132
Figura 47 - Cicatrizes de deslizamentos nas unidades geotécnicas (método Davison Dias, 1995) no município de Timbó.	134
Figura 48 - Mapa de declividade com cicatrizes de deslizamentos.	139
Figura 49 - Mapa de área de contribuição do município de Timbó.	142

Figura 50 - Foto de uma das cicatrizes.....	143
Figura 51 - Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas pedogeológica (5 e 15 metros).....	144
Figura 52 - Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (5 e 15metros).....	146
Figura 53 - Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (modelado do relevo) com as cicatrizes de deslizamentos.	161
Figura 54 – Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas pedogeológicas com as cicatrizes de deslizamentos	163
Figura 55 - Áreas suscetíveis em relação ao FS pelas unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995).....	169
Figura 56 - Áreas suscetíveis em relação ao FS pelas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas.	170
Figura 57 - Mapa de suscetibilidade do município de Timbó, a partir da simulação mais representativa entre os modelos gerados (z=15m).	184

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Resumo da classificação dos movimentos de massa segundo Freire (1965), Guidicini e Nieble (1983), Cunha (1991) e Augusto Filho (1992).....	45
Quadro 2 - Classes de relevo segundo o Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (EMBRAPA, 2006).....	69
Quadro 3 - Simbologia simplificada da geologia e litologia.	73
Quadro 4 - Simbologia simplificada das classes pedológicas.	73
Quadro 5 – Nomeclatura das unidades geotécnicas pedogeológicas de solos residuais.....	74
Quadro 6: Simbologia simplificada das classes modelado do relevo....	75
Quadro 7: Simbologia simplificada das classes geológicas.....	75
Quadro 8 – Nomeclatura das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas de solos residuais.....	75
Quadro 9 - Dados de entrada do modelo SHALSTAB.....	99
Quadro 10 - Classificação dos solos diferenciado por cada unidade geotécnica pedogeológica (Quadro 5) e geomorfo-pedogeológica (Quadro 8).	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Ângulos de declividade calculados para os onze fatores de segurança pré-determinados, resultando em doze classes de declividade para a unidade a unidade geotécnica correspondente a amostra TB10.	96
Tabela 2 – Tabela com as classes de estabilidade geradas pelo SHALSTAB pela razão $\text{Log } q/T$	99
Tabela 3 - Resultados da caracterização das amostras de solo das unidades geotécnicas pedogeológicas (Quadro 5) e geomorfo-pedogeológicas (Quadro 8).	105
Tabela 4 - Parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.	115
Tabela 5 - Amostras de solo utilizada em cada unidade geotécnica pedogeológicas na aplicação dos modelos de estabilidade de encostas.	120
Tabela 6 - Amostras de solo utilizada em cada unidade geotécnica geomorfo-pedogeológicas na aplicação dos modelos de estabilidade de encostas.	120
Tabela 7 - Número de cicatrizes por unidade geotécnica pedogeológica (Davison Dias, 1995) do município de Timbó.	136
Tabela 8 – Área das cabeceiras de cicatrizes de deslizamento em cada classes de declividade em graus.	138
Tabela 9 - Número de cicatrizes por unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica do município de Timbó.	140
Tabela 10 - Área (%) de cada classe do modelo SHALSTAB no município de Timbó para as profundidades de solos analisadas.	148
Tabela 11 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) para $z=5\text{m}$	149
Tabela 12 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas pedogeológicas para $z=15\text{m}$	152
Tabela 13 – Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para $z=5\text{m}$	156
Tabela 14 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para $z=15\text{m}$	159
Tabela 15 - Área [%] das cabeceiras de cicatrizes para cada simulação aplicada no modelo SHALSTAB.	166

Tabela 16 - Ângulos de declividade calculados para os onde fatores de segurança pré-determinados, resultando em doze classes de declividade das unidades geotécnicas Cgn1 e M-gn1, correspondente a amostra de solo TB10.	167
Tabela 17 - Porcentagem das áreas de cada classe pelo Fator de Segurança para o município de Timbó.	171
Tabela 18 - Área (%) das classes de FS e análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe de FS das unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) para z=15m.	172
Tabela 19 - Área (%) das classes de FS e análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe de FS para cada unidade geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para z=15m.	175
Tabela 20 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos [%] para cada classe de FS pelas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas e pedogeológicas para z=15m.	178

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

<i>A</i>	Área de contribuição [m ²]
<i>b</i>	Comprimento de contorno [m]
<i>c'</i>	Coesão efetiva [kPa]
<i>e</i>	Índice de vazios -
<i>g</i>	Aceleração gravitacional [m/s ⁻²]
<i>h</i>	Nível d'água [m]
<i>i</i>	Gradiente hidráulico [m/m]
<i>IP</i>	Índice de plasticidade [%]
<i>K</i>	Condutividade hidráulica [cm/s; m/s]
<i>k</i>	Coefficiente de permeabilidade [cm/s; m/s]
<i>L</i>	Comprimento do bloco [m]
<i>LL</i>	Límite de liquidez [%]
<i>LP</i>	Límite de plasticidade [%]
<i>P</i>	Peso do bloco [N]
<i>q</i>	Taxa de recarga uniforme [mm/d]
<i>Q</i>	Intensidade da chuva [mm]
<i>S</i>	Saturação [%]
<i>T</i>	Transmissividade do solo [m ² /dia ⁻¹]
<i>v</i>	Velocidade de percolação [cm/s; m/s]
<i>V</i>	Volume [cm ³]
<i>w</i>	Índice de umidade [%]
<i>w_{nat}</i>	Umidade natural [%]
<i>γ</i>	Peso específico [kN/m ³]
<i>γ_{nat}</i>	Peso específico natural [kN/m ³]
<i>γ_{sat}</i>	Peso específico saturado [kN/m ³]
<i>z</i>	Espessura do solo [m]

Alfabeto Grego

<i>ρ_s</i>	Densidade do solo [kg/m ⁻³]
<i>ρ_a</i>	Densidade da água [kg/m ⁻³]
<i>θ</i>	Ângulo de declividade [°]
<i>σ</i>	Tensão [kPa]
<i>σ'</i>	Tensão efetiva [kPa]
<i>τ</i>	Tensão cisalhante [kPa]

φÂngulo de atrito [°]
 μPoropressão [kPa]
 δMassa específica [g/cm⁻³]

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	25
2. OBJETIVOS	29
2.1 OBJETIVO GERAL	29
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	29
3. ÁREA DE ESTUDO	30
3.1 LOCALIZAÇÃO	30
3.2 CLIMA	30
3.3 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS	31
3.4 GEOLOGIA	36
3.5 PEDOLOGIA	40
4. REFERENCIAL TEÓRICO	43
4.1 MOVIMENTOS DE MASSA	43
4.2 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	51
4.3 MAPEAMENTOS DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS	52
4.3.1 Modelos matemáticos	54
4.3.2 Modelo SHALSTAB	55
4.3.3 Cálculo pelo Fator de Segurança	64
5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	66
5.1 LEVANTAMENTOS DE DADOS BIBLIOGRÁFICOS E CARTOGRÁFICOS	68
5.2 ASPECTOS TOPOGRÁFICOS	68
5.3 MAPEAMENTO DAS CICATRIZES DE DESLIZAMENTO ..	69
5.4 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	71
5.4.1 Mapa geotécnico preliminar	71
5.5 CARACTERIZAÇÕES DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	76
5.5.1 Coleta das amostras	77
5.5.2 Ensaios geotécnicos de caracterização	79
5.5.3 Metodologia miniatura compactada tropical	86
5.5.4 Ensaio ao cisalhamento direto	90
5.6 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE UTILIZANDO O FATOR DE SEGURANÇA	95

5.7	MODELAGEM DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS A PARTIR DO SHALSTAB	98
5.8	VALIDAÇÕES DOS MODELOS DE SUSCETIBILIDADE...	100
6.	RESULTADOS.....	104
6.1	ENSAIOS LABORATORIAIS	104
6.1.1	<i>Caracterização do solo</i>	104
6.1.2	<i>Classificação do solo</i>	109
6.1.3	<i>Ensaio de Resistência ao Cisalhamento</i>	113
6.2.	MAPEAMENTO E DESCRIÇÃO DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	117
6.2.1.	<i>Caracterização das unidades geotécnicas pelo método Davison Dias (1995) e pelo método Modelado do Relevo</i>	117
6.3.	MAPEAMENTO DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTO NO MUNICÍPIO DE TIMBÓ	133
6.3.1.	<i>Análise de suscetibilidade em relação ao número de cicatrices mapeadas nas unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995)</i>	133
6.3.2.	<i>Análise de suscetibilidade em relação ao número de cicatrices mapeadas nas unidades geotécnicas geomorfo- pedogeológicas pelo modelado do relevo</i>	140
6.3.3.	<i>Análise da suscetibilidade a partir do modelo SHALSTAB</i>	141
6.3.4.	<i>Análise da suscetibilidade pelo Fator de Segurança</i>	166
6.4.	VALIDAÇÃO DOS MODELOS	178
6.5.	MAPA DE SUSCETIBILIDADE DO MUNICÍPIO DE TIMBÓ	183
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	186
	REFERÊNCIAS	193
	APÊNDICE A - CURVAS TENSÃO CISALHANTE POR DEFORMAÇÃO E CURVAS VARIAÇÃO DE VOLUME POR DEFORMAÇÃO.....	209
	APÊNDICE B – VALORES DO PESO ESPECÍFICO NATURAL (γ_{NAT}) E PESO ESPECÍFICO SATURADA (γ_{SAT}) DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS.	213
	APÊNDICE C – ÂNGULOS DE DECLIVIDADE CALCULADOS PARA OS ONZE FATORES DE SEGURANÇA PRÉ-	

DETERMINADOS, RESULTANDO EM DOZE CLASSES DE
DECLIVIDADE DE TODAS AS TREZE AMOSTRAS DE SOLO
REFERENTES AS UNIDADES GEOTÉCNICAS PEDOGEOLOGICA
E GEOMORFO-PEDOGEOLOGICA. 214

APÊNDICE D - CONCENTRAÇÕES DE MATACÕES NA PORÇÃO
BASAL DAS ENCOSTAS, TÍPICAS DE DEPÓSITOS COLUVIAIS.
..... 226

1. INTRODUÇÃO

A população brasileira cresceu de 52 milhões em 1950 para 209 milhões em 2018 (IBGE, 2018). Com o aumento da população, ao intenso processo de urbanização e industrialização, consequentemente aumenta-se as ocupações do espaço geográfico, principalmente os espaços urbanos. O crescimento se dá de forma desordenada, sem planejamento e desrespeitando a geografia local. Com uma das consequências, nas últimas décadas, os desastres naturais destacam-se na sua frequência e intensidade no país. Os impactos gerados como danos e prejuízos ficaram cada vez mais intensos, em especial, os registros de maior ocorrência estão associados às inundações e movimentos de massa, fenômenos naturais potencialmente causadores de desastres. No Brasil, ao analisar os dados disponibilizados pelo *International Disaster Database* (EM-DAT, 2017), no período de 1991 a 2016, os desastres naturais que provocaram maior número de mortes foram às inundações e posteriormente os movimentos de massa. De acordo com o Atlas Brasileiro de Desastres Naturais, entre os eventos registrados no país nos anos de 1991 a 2012 (CEPED UFSC, 2012), os movimentos de massa estão entre os que apresentaram a maior variação neste período, com um aumento de 21,7 vezes (CEPED UFSC, 2013).

A tragédia ocorrida no estado de Santa Catarina em novembro de 2008 ampliou o debate sobre esta temática no meio acadêmico e contribuiu para a troca de informações sobre o tema. O Estado ao longo de sua história vem sofrendo com desastres naturais relacionamentos a movimentos de massa e inundações, por muitas vezes atingindo proporções catastróficas. O desastre natural ocorrido em 2008, principalmente em municípios do Médio e Baixo Vale do Itajaí, foi considerado pela Defesa Civil como o mais severo na história do estado. O desastre afetou milhares de famílias, ocasionou perdas materiais, registro de centenas de mortes, modificando a paisagem com os diversos movimentos de massas desencadeados. De acordo com CEPED UFSC (2012) e Herrmann (2007) a Mesorregião do Vale do Itajaí apresentou o maior número de registros para Santa Catarina de movimentos de massas entre os anos 1980 a 2012. Dentre os municípios do Vale do Itajaí, Timbó foi afetado pelo evento de 2008, decretando estado de calamidade pública, registrando vários desabrigados, prejuízos materiais e duas mortes decorrentes de deslizamento. Dessa forma, cresce a importância de estudos dos mecanismos condicionantes, deflagradores e a prevenção de eventos relacionados a movimentos de massa.

Segundo a classificação de desastres naturais estabelecida pelo CRED – *Centre for Research on the Epidemiology of Disasters*, os deslizamentos de terra são classificados como desastres hidrológicos, pois seus mecanismos desencadeadores estão diretamente ligados a eventos pluviométricos e consequente saturação do solo. Entretanto, a probabilidade do conhecimento do perigo¹ de deslizamento há várias incertezas quanto ao comportamento de parâmetros geológico-geotécnicos e ambientais que variam espacialmente (PFALTZGRAF, 1994).

Os sistemas que desencadeiam os movimentos de massa fazem parte da morfodinâmica natural e atuam na esculturação e evolução do relevo. Dessa forma, os processos atuantes em encostas englobam principalmente deslizamentos de solos do manto intemperizado e queda de blocos de rochas. Os fatores condicionantes dos movimentos de massa estão relacionados à estrutura geológica dos terrenos, declividade do terreno, forma das encostas, regime de chuvas, perda de vegetação e atividades antrópicas (HERRMANN et al., 2004; SANTOS, 2012). A influência antrópica nas encostas pode gerar uma modificação significativa das condições hidrológicas e topográficas, potencializando a ocorrência de deslizamentos (KOBİYAMA et al., 2010). Nas regiões Sul e Sudeste do Brasil, as estações chuvosas, relacionados aos meses do verão, estão associados aos meses com maior registro de movimentos de massa em virtude de aumento do índice de pluviosidade, fator predominante na desestabilização de encostas (CEPED UFSC, 2012).

Algumas medidas podem ser tomadas na prevenção desses desastres, tanto estruturais como não estruturais. O mapeamento das áreas mais suscetíveis a esse tipo de fenômeno surge como uma alternativa na prevenção em relação aos movimentos de massa e destaca-se por ser uma medida não estrutural, simples e mais acessíveis financeiramente e de alcance mais amplo, comparado a medidas estruturais (KOBİYAMA et al., 2006; RIFFEL, 2012). Além de permitir a criação de planos de prevenção e gerenciamento deste tipo de desastres, o mapeamento pode contribuir para elaboração de mapas de riscos, estudos que identificam áreas com maior vulnerabilidade, além das mais suscetíveis a ocorrência de determinado fenômeno. Estudos que buscam correlacionar à probabilidade de ocorrência de eventos futuros a análise de áreas suscetíveis a deslizamentos podem oferecer

¹ O perigo é um fenômeno natural que ocorre em épocas e regiões conhecidas que podem causar sérios danos nas áreas sob impacto.

dados e informações significativas no processo preventivo de desastres, o que pode significar na redução expressiva de perdas materiais, ambientais e humanas (MARCELINO; NUNES; KOBİYAMA, 2006).

Como uma medida não estrutural na prevenção a desastres naturais vem sendo realizado o Projeto “Cartas de aptidão à urbanização frente a desastres naturais”, que tem como objetivo principal a elaboração de cartas geotécnicas de aptidão à urbanização frente aos fenômenos de deslizamento e inundação, na escala de 1:10.000, com a finalidade de dar suporte ao poder público municipal nas diretrizes de uso e ocupação do solo urbano, atendendo ao que se estabelece na Lei Federal 12.608/2012. O Ministério das Cidades, por meio da Secretaria Nacional de Acessibilidade e Programas Urbanos, em parceria com diferentes universidades federais do Brasil, vem promovendo o desenvolvimento de metodologias de elaboração de cartas de aptidão à urbanização. A Universidade Federal de Santa Catarina compõe essa parceria com o Ministério das Cidades e desenvolveu uma metodologia acerca do tema em municípios catarinenses. Por ser participante desse projeto como bolsista de mestrado e ter acesso aos seus dados e a participação nos trabalhos de campo, houve também uma maior facilidade na realização dessa pesquisa. O município de Timbó um dos contemplado por esse Projeto, foi a área de estudo definida para essa pesquisa.

Dessa maneira, como contribuição ao planejamento ambiental e territorial do município de Timbó, este trabalho tem como objetivo determinar as áreas de menor e maior grau de suscetibilidade a deslizamentos no município de Timbó. Na finalidade de elaborar mapas de suscetibilidade a deslizamentos, foi aplicado modelos matemáticos determinísticos, como o modelo SHALSTAB (Shallow Landsliding Stability Model), composto pela integração de outros dois modelos: um Modelo de estabilidade de encostas e um modelo Hidrológico (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994). E para determinar o ângulo de declividade limite das encostas foi aplicado o método de análises de estabilidades pelo cálculo do Fator de Segurança, através do Método Bishop (1955).

O mapeamento poderá gerar subsídios para o gerenciamento das áreas passíveis a esse tipo de fenômeno, o que oportunizará a minimização dos riscos² de deslizamentos futuros no município de

² O termo risco, conforme define UNDP (2004), é a probabilidade de consequências prejudiciais ou danos econômicos, sociais e ambientais resultantes da interação entre perigos naturais e o homem

Timbó. Acredita-se que tomadas de decisões, envolvendo gestão territorial, precisam ser priorizadas, não apenas em função de demandas sociais imediatas, mas através de ações que envolvam a dinâmica do meio físico, considerando a influência que ambas exercem uma sobre a outra (BRIGUENTI, 2005).

Assim, diante do exposto, há uma expectativa em gerar informações que possam contribuir para o processo de planejamento de redução de desastres relacionados a movimentos de massa e aumentar o conhecimento técnico necessário, uma vez que a universidade, no seu papel centro de produção do conhecimento, deve dar um retorno à sociedade, aplicando os conhecimentos teóricos em atividades práticas.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Determinar as áreas de menor e maior grau de suscetibilidade a deslizamentos no município de Timbó. Para alcançar esse objetivo geral foram realizados diversos trabalhos e procedimentos, que estão abaixo listados como objetivos específicos.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

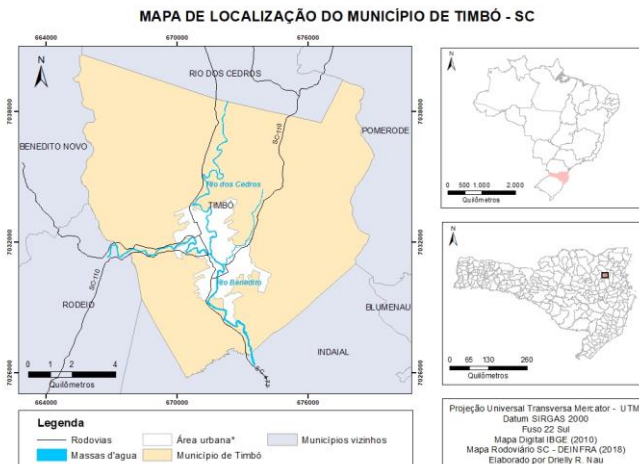
- Elaborar simulações de suscetibilidade a deslizamentos utilizando o modelo SHALSTAB e o método pelo cálculo do Fator de Segurança;
- caracterizar as unidades geotécnicas a fim de serem utilizadas nos modelos de suscetibilidade a deslizamentos;
- determinar os parâmetros geotécnicos das unidades geotécnicas caracterizadas para serem utilizadas nos modelos de suscetibilidade a deslizamentos;
- escolher os melhores modelos de suscetibilidade a partir da validação dos mesmos utilizando as cicatrizes de deslizamentos previamente mapeadas.

3. ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO

O município de Timbó localiza-se no Médio Vale do Itajaí, mesorregião do Vale do Itajaí, Estado de Santa Catarina com seu território abrangendo 127,405 km² (IBGE, 2015) de extensão (Figura 1), entre as coordenadas geográficas 26.49'32" de latitude Sul e 49.10'18" de longitude Oeste. Possui população estimada em mais de 36 mil habitantes (IBGE, 2010).

Figura 1 - Mapa de localização.



*Área urbana referente a dados de IBGE (2007).

3.2 CLIMA

Braga e Ghellre (1999) caracteriza a área do Médio Vale do Itajaí por um domínio climático subquente, com mês mais frio apresentando uma temperatura média entre 15°C e 18°C, subdomínio superúmido (sem seca) do tipo climático Subtropical 1. No Vale do Itajaí, a precipitação de origem convectiva predomina no verão, enquanto que a frontal no inverno e, principalmente, na primavera. As chuvas de origem orográfica ocorrem próximo às encostas, com totais de chuva acima do valor da precipitação total anual. As chuvas mais intensas ocorrem

geralmente no verão e as menos intensas durante o inverno (SILVA; SEVERO, 2003).

O Vale do Itajaí geograficamente é caracterizado pela existência de altas serras a oeste e sul, e de planícies e elevações pequenas a leste, nas vizinhanças do oceano Atlântico. A influência das chuvas resulta da interação entre a circulação local (brisa marítima, brisa vale-montanha), a topografia e a proximidade do mar. As circulações locais do tipo brisa são devidas à dinâmica e termodinâmica na interface oceano e continente (OLIVEIRA, 1982). Dentre os resultados importantes no episódio de grandes chuvas, destaca-se que as enchentes no Vale do Itajaí têm, na sua quase totalidade, um quadro de chuva associado com frentes frias semi-estacionárias. Ou seja, os mecanismos físicos que geram chuva e que normalmente se posicionam entre as massas de ar frio e de ar quente, deslocam-se lentamente, ou até estacionam sobre o Estado, com totais de chuva da ordem de 100 mm em 24 horas, principalmente no Médio Vale do Itajaí (SILVA, 2003).

3.3 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

As principais bacias hidrográficas do município de Timbó são a bacia do rio Benedito e bacia do Rio dos Cedros. O município está situado em grande parte na planície de inundação, possuindo a leste e oeste dois maciços, com elevação máxima de aproximadamente 750 m, no morro Azul, divisa com o município de Pomerode (GOERL et al., 2009).

De acordo com IBGE (2003) Timbó está inserida na Unidade Geomofológica Serrania do alto e Médio Itajaí-Açu com Domínios Morfoestruturais de Cobertura Molassóides e Vulcanitos Associados. A unidade é constituída de áreas onde as litologias sedimentares aparecem mais dissecadas em toda a extensão do domínio morfoestrutural ao qual está encaixada. A unidade é caracterizada por ser uma região, verdadeiramente, montanhosa com contrastes altimétricos acentuado e vales profundos normalmente balizados por planos aluviais descontínuos, localizados nos altos cursos de rios pertencentes à bacia hidrográfica de Itajaí-Açu.

As dificuldades de escoamento devido às características dos vales fluviais, acarretam um caráter que se assemelha muito ao torrencial, determinando a ocorrência frequente de inundações catastróficas nessas regiões. Os principais registros de inundação foram nos anos de 1983 e 1984 Em Blumenau quando o rio Itajaí-Açu atingiu sua maior cota,

alcançando 15,46 metros (1984) e o evento com maior número de movimentos de massa ocorreu em novembro de 2008, onde em um espaço de tempo de quatro dias choveu em torno de 600 mm na região do Vale do Itajaí, em Santa Catarina, aumentando os níveis pluviométricos já acumulados desde o mês de agosto. Em consequência, uma situação histórica de desastre, registrando-se inundações generalizadas e um grande número de movimentos de massa (FARIA et al., 2008; CEOPS FURB, 2010).

As características topográficas do município foram obtidas por meio do Modelo Digital de Terreno (MDT), sendo a altimetria (Figura 2) e a declividade classificada segundo as classes da EMBRAPA (2006) (Figura 3). A maior altitude de Timbó encontra-se na porção nordeste do município, atingindo 758 m de altitude, localizada no Morro Azul. Conforme a classificação da EMBRAPA (2006), o relevo dos maciços do município, apresenta-se entre as classes de forte ondulado e montanhoso (20 a 75%), representando uma paisagem propícia a processos de instabilização de encostas. Ocorrem áreas pontuais com declividade acima de 75%, identificado por relevo escarpado (Figura 3), relevo característico da litologia do Complexo Granulítico de Santa Catarina com lineamentos estruturais e planos de descontinidades marcantes, relevo acidentado e declivoso com encostas íngremes e vales profundos.

Figura 2 - Mapa de altimetria.

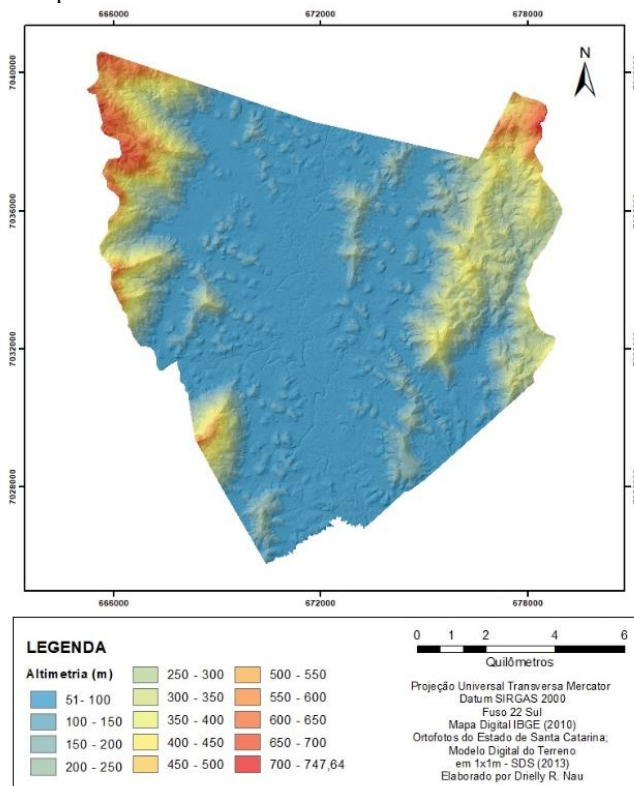
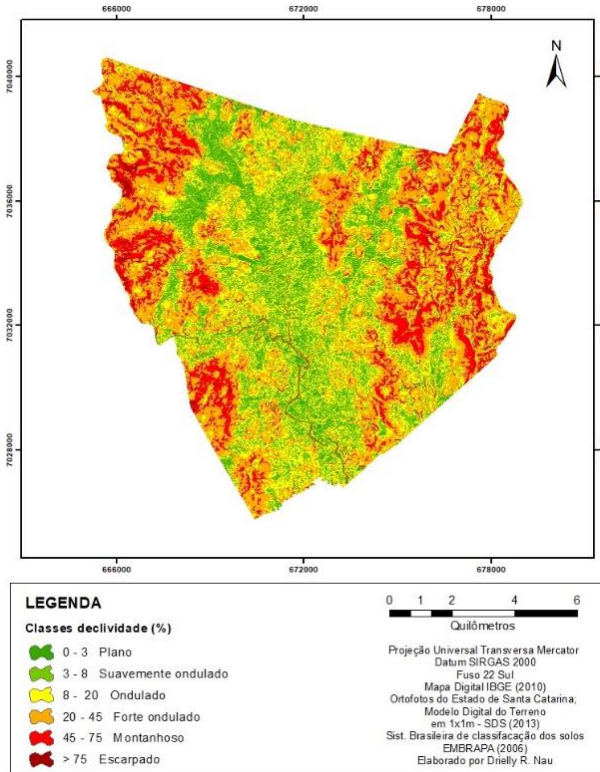
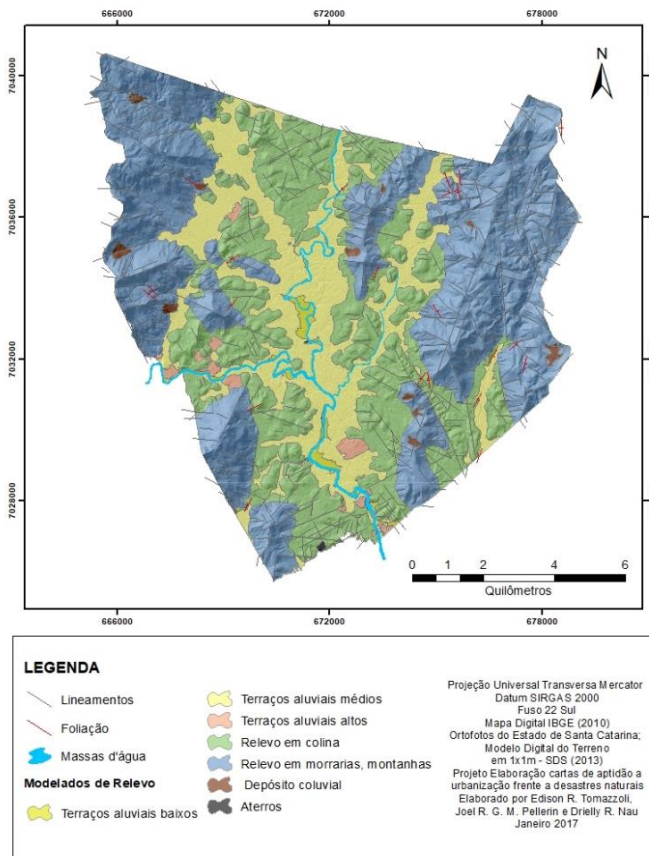


Figura 3- Mapa de declividade.



O município apresenta dois conjuntos de relevo. O primeiro é formado por colinas arredondas ocupadas pelos bairros situados nos arredores da Sede Central do município. O segundo é representado pelos morros situados nos dois lados do perímetro urbano que formam cristas alinhadas no sentido dos lineamentos principais (UFSC/MCIDADES, 2018). É possível observar os dois conjuntos de relevo na Figura 4, com o mapa morfoestrutural do município de Timbó.

Figura 4 – Mapa morfoestrutural do Município de Timbó.



Fonte: UFSC/MCIDADES (2018).

As áreas de planícies do município, identificadas principalmente na região central, são drenadas pelo vale do Rio Benedito e seu afluente o Rio dos Cedros. O perímetro urbano ocupa essencialmente a planície central do município.

Nas planícies são encontrados depósitos quaternários, representados por depósitos coluviais e aluviões (Figura 5).

Os depósitos coluviais formam rampas e estão localizados na meia-encosta das elevações mais íngremes. São depósitos extremamente heterogêneos e granulometricamente mal selecionados, compostos por matacões, blocos, areia, silte e argila de origem litológica variada. São facilmente visualizáveis nas encostas devido a uma grande concentração

superficial de blocos e matacões (APÊNDICE D). Foram mapeadas doze áreas com depósitos de colúvio (encosta), que representam depósitos com maior espessura e volume de sedimentos, sendo que a maior possui extensão de cerca de 0,2 km².

Os aluviões estão localizados ao longo das margens dos cursos dos rios Benedito e seu afluentes rio dos Cedros. Os aluviões podem constituir terraços aluvionares que ocorrem em três níveis: baixos, médios e altos.

Os terraços aluviais baixos são pouco expressivos e constituem pequenas planícies aluviais com cotas entre 57 e 60 metros, aproximadamente no mesma cota dos rios de maior porte (UFSC/MCIDADES, 2018).

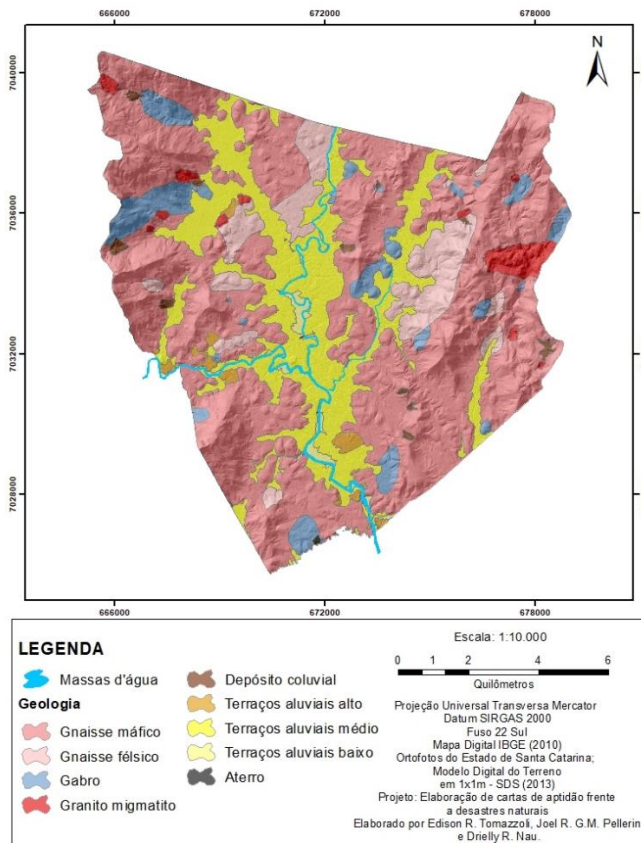
Os terraços aluviais médios possuem a maior expressão em área dentre os depósitos aluviais. Apresentam cota em torno de 60 a 64 metros e estão entalhados pelos rios de maior porte (rio dos Cedros e rio Benedito), formando taludes íngremes. Podendo também fazer parte das planícies de inundação na época das cheias (UFSC/MCIDADES, 2018).

Os terraços aluviais altos ocorrem em pequenas áreas no sul do município, em cotas entre 64 e 70 metros. Identificam-se resíduo de antigas planícies aluviais mais elevadas do que as atuais (UFSC/MCIDADES, 2018).

3.4 GEOLOGIA

O município de Timbó está inserido nos terrenos mais antigos do estado, de idade arqueana a proterozóica inferior (SILVA; BORTOLUZZI, 1987). De acordo com o mapa geológico do município (Figura 5) na escala 1:10.000, elaborado pelo projeto “Cartas de aptidão frente a desastres naturais”, encontram-se os seguintes domínios geológicos e litológico: Complexo Granulítico de Santa Catarina, composto por Granito-Migmatito, Ortognaisse Pomerode encontrados na região como ortognaisse félsico e máfico, e a Unidade Máfico-Ultramáfico Barra Velha, composta por rochas gabróicas. Depósitos quaternários são encontrados na área de estudo em forma de aluviões de baixo, médio e alto terraços, assim como depósitos coluviais nas bases das encostas.

Figura 5 - Mapa geológico do Município de Timbó.



Fonte: UFSC/MCIDADES (2018).

Figura 6 - Coluna estratigráfica do município.

COLUNA ESTRATIGRÁFICA		
Litotipo/Sedimento	Unidade Geológica	
Terraços aluviais baixos	Depósitos Quaternários	
Terraços aluviais médios		
Terraços aluviais altos		
Depósitos coluviais		
Granito-migmatito		
Ortognaisse félsico	Ortognaisse Pomerode	Complexo Granulítico de Santa Catarina
Ortognaisse máfico		
Rochas Gabróicas	Unid. Máfico-Ultramáfica Barra Velha	

Fonte: UFSC/MCIDADES (2018).

O Complexo Granulítico é formado por litologias granulitos-migmatíticos intensamente deformadas e metamorfisadas, de associação máfico-ultramáfica, metassedimentar e enderbítica (FORNARI, 1998; UFSC/MCIDADES, 2018). Estas rochas foram submetidas a três eventos metamórficos, que reequilibraram total ou parcialmente as paragéneses primárias magmáticas e eliminaram quaisquer estruturas sedimentares ou magmáticas, por ventura, presentes. O principal evento foi de fácies Granulito, ocorrido por volta de 2,1Ga (bilhões de anos), durante o Ciclo Transamazônico. Subsequentemente, o Complexo foi submetido a condições metamórficas de fácies anfibolito (FORNARI, 1998).

A estrutura gnáissica ocorre com maior frequência, presente em quase todos os afloramentos estudados, sendo composta por bandamento gnáissico, constituído por bandas mais félsicas, formadas por plagioclásio e quartzo (Figura 7) intercaladas com bandas máficas, compostas de piroxênios, anfibólio e biotita (Figura 8).

Figura 7 - Foto de amostra de rocha ortognaisse félsico, encontradas na área da pesquisa.



Figura 8 - Foto de amostra de rocha ortognaisse máfico com bandamentos encontrados em Timbó.



Em certos locais no trabalho de campo para o mapeamento geológico, observaram-se veios, bandas ou bolsões de granito rosado inseridos nos gnaisses e gabros, configurando em migmatitos. Associados a estes veios e bandas, ocorrem também pequenos corpos de granito rosado.

Os afloramentos na área de estudo foram identificados em cortes de estradas (Figura 9), na forma de lajedos dentro das drenagens (Figura 10) e como matacões nas encostas de morros (Figura 11) e planícies fluviais (Figura 12). Em vários locais, apenas havia solo, sem a presença de material rochoso para identificação do material geológico local.

Figura 9 - Cortes de estradas.



Figura 10 - Lajedos em drenagens.

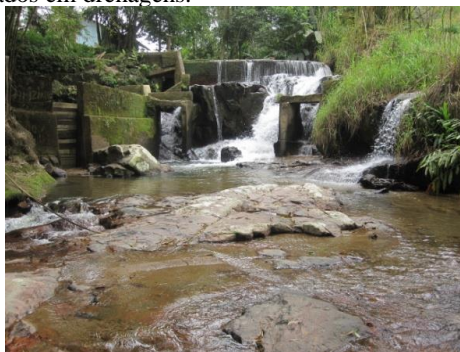


Figura 11 - Matacões em encosta.



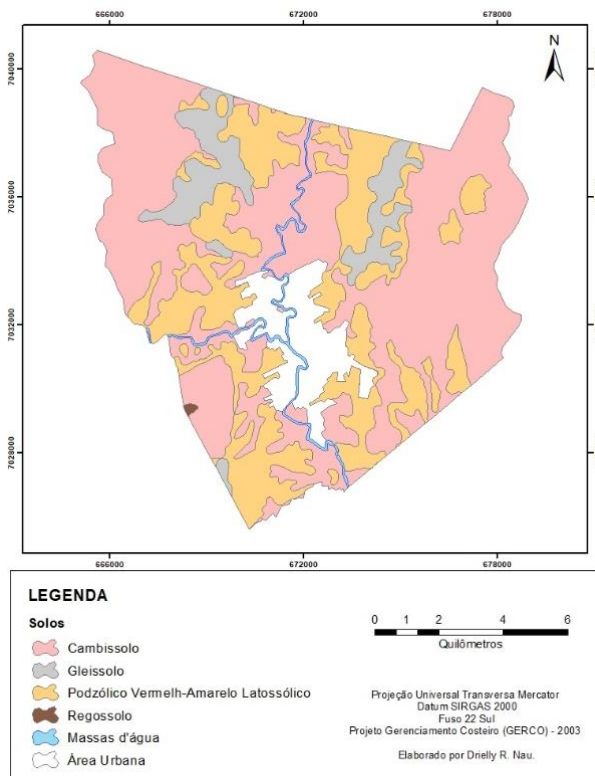
Figura 12 - Planície fluvial.



3.5 PEDOLOGIA

Quanto à pedologia, ocorrem cinco unidades no município: Cambissolo diferenciado em álico (Ca) e distrófico (Cd), Gleissolo distrófico e o Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico álico (PVL_a) (Figura 13) conforme o mapeamento realizado pelo projeto Gerenciamento Costeiro (GERCO) - 3ª fase em 2003, em escala 1:100.000.

Figura 13 - Mapa pedológico.



Os Podzólicos Vermelho-Amarelo latossólico álico (PVL_a), pela classificação em primeiro nível categórico da EMBRAPA (1999) e referindo-se a nova classificação brasileira dos solos são denominados ARGISSOLOS.

Os Cambissolos são solos minerais, não hidromórficos, com horizonte B incipiente, oriundos de materiais de diversas origens e encontrados em condições climáticas variadas. Tendo em vista essa diversidade, são classificados em álicos, distróficos e estróficos. Apresenta pedogênese pouco avançada evidenciada pelo desenvolvimento da estrutura do solo, alteração do material de origem expressa pela quase ausência da estrutura da rocha ou da estratificação dos sedimentos, textura franco-arenosa ou mais argilosa, geralmente com teores uniformes de argila. Demonstram diferença do horizonte A para B em casos em que há descontinuidade litológica ou estratificação

do material de origem e constatando-se variações quanto à profundidade dos solos, estrutura, cor e textura. Os Cambissolos Álico e Distrófico nesta pesquisa são denominados apenas Cambissolos. (EMBRAPA, 2009; EPAGRI, 1997).

Os Argilossolos são solos constituídos por material mineral, não hidromórficos, apresentando horizonte B textural imediatamente abaixo do A ou E, e nítidas diferenciação entre horizontes, com argila de atividade baixa ou com argila de atividade alta conjugada com saturação por bases baixa e/ou caráter alítico na maior parte do horizonte B. Apresentam profundidade e cores bastante variáveis, evolução avançada com atuação incompleta de processo de ferralitização, na vigência de mobilização de argila da parte mais superficial do solo, com concentração ou acumulação em horizonte subsuperficial. Estes solos apresentam textura argilosa e média/argilosa e, em muitos casos, com cascalhos ou cascalhenta, normalmente com argila de atividade baixa. Situam-se em relevo ondulado e forte ondulado. O comportamento mecânico destes solos se identifica ao comportamento dos Cambissolos (EPAGRI, 1997; EMBRAPA, 2006; HIGASHI, 2012)

Os Gleissolos são solos hidromórficos, minerais, desenvolvidos em áreas mal drenadas, resultante de processos de intensa redução de compostos de ferro, em presença de matéria orgânica, com ou sem alternância de oxidação, por efeito de flutuação de nível do lençol freático, em condições de regime de excesso de umidade permanente ou periódico. 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. Podem apresentar argila de atividade tanto alta como baixa. A principal limitação ao seu uso é a má drenagem, já que normalmente possuem média a boa fertilidade. Ocorrem em relevo praticamente plano margeando rios, ou em locais de depressão, sujeitos a inundações. De modo geral, esta unidade apresenta elevada deformação e baixa resistência ao cisalhamento quando solicitada através de esforços mecânicos. (EPAGRI, 1997; EMBRAPA, 2006; SHIMIZU et al., 2003).

4. REFERENCIAL TEÓRICO

Para compreender a ocorrência de deslizamentos é preciso primeiramente diferenciar alguns termos para que seja possível conhecer o conceito e as características do fenômeno e poder identificá-lo como um fator de perigo.

4.1 MOVIMENTOS DE MASSA

Bigarella (2003) considera os movimentos de massa como os mais importantes processos geomórficos modeladores da superfície terrestre. Sendo fenômenos da morfodinâmica natural terrestre e atuam na esculturação e evolução do relevo, através do desprendimento e transporte de solo e/ou material rochoso vertente abaixo.

Esses fenômenos referem-se a todos os movimentos de materiais provocados e controlados pela gravidade ao longo da encosta através de um plano de ruptura, geralmente relacionado a descontinuidades mecânicas e/ou hidráulicas, localizando-se preferencialmente nos contatos entre o solo, o saprolito e a rocha sã (DIAS e HERRMANN, 2002).

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

Os movimentos de massa são diferenciados em vários tipos, os quais envolvem o tipo de material, a velocidade e o mecanismo do movimento, o modo de deformação, a geometria da massa movimentada e o conteúdo de água (SELBY, 1993). De acordo com Fernandes e Amaral (1996), o parâmetro geomorfológico da encosta também é importante no condicionamento dos movimentos de massa, pois é a partir dele que se definem as formas côncavas, convexas ou retilíneas.

Segundo Cunha (1991) em regiões tropicais a ocorrência dos movimentos de massa está relacionada principalmente com a pluviosidade. No entanto, fatores como a topografia, características geológico-geotécnica local, a vegetação, a ação antrópica, entre outros, são também determinantes na deflagração desses fenômenos.

Sendo assim, os movimentos de massa podem ter diversas classificações, devido à grande variedade de materiais, processos e fatores condicionantes. E em virtude da complexidade dos fenômenos,

estes vêm sendo estudados por diversas áreas do conhecimento, como a geografia, geologia, geomorfologia, engenharia, entre outras, gerando várias propostas de classificação na literatura em todo o mundo (FERNANDES; AMARAL, 1996; GUIDICINI; NIEBLE, 1983; FERNANDES et al., 2001).

De acordo com Dias e Herrmann (2002), Fernandes e Amaral (2009), Guimarães et al. (2008), a primeira classificação de amplo aceite e que serviu de base para muitos trabalhos foi desenvolvida por Sharpe (1938). Posteriormente vieram estudos de Carson e Kirkby (1972), Varnes (1978) e Hutchinson (1988) e Sassa (1989). Dentre as propostas a mais utilizada tanto nacional como internacionalmente é a de Varnes (1978), considerada a classificação oficial da Associação Internacional de Geologia de Engenharia – IAEG e baseada no tipo de movimentos de material transportado.

A classificação de Hutchinson (1988) baseia-se em critérios associados ao tipo de material, ao mecanismo de ruptura, à velocidade do movimento, às condições de poro-pressão, às características do solo e na morfologia do movimento (DIAS; HERRMANN, 2002; FERNANDES; AMARAL, 2009).

Dentre as publicações brasileiras, destacam-se os trabalhos de Freire (1965), Guidicini e Nieble (1983), IPT (1991) e Augusto Filho (1992). O Quadro 1 a seguir mostra de forma resumida as principais classes de movimentos de massa propostas por estes autores.

Quadro 1 - Resumo da classificação dos movimentos de massa segundo Freire (1965), Guidicini e Nieble (1983), Cunha (1991) e Augusto Filho (1992).

Freire (1965)	Guidicini e Nieble (1983)	IPT (1991)	Augusto Filho (1994)
Escoamentos: Rastejos e Corridas	Escoamentos: Rastejos e Corridas	Rastejos	Rastejos (creep)
Escorregamento: Rotacionais e Translacionais	Escorregamentos: Rotacionais, Translacionais, Quedas de Blocos e Queda de Detritos	Corridas de Massa	Corridas/fluxos (flows)
Subsidências e Desabamentos	Subsidências: Subsidências, Recalques e Desabamentos	Escorregamentos	Escorregamentos (Slides)
	Formas de Transição Movimentos Complexos	Quedas/Tombamentos	Queda de blocos (falls)

Fonte: Fernandes e Amaral (2009) e Augusto filho (1992).

Os rastejos (Figura 14a), também chamados de rastejamentos, são movimentos muito lentos e contínuos dos materiais nas encostas, sem limites definidos, podendo envolver grande quantidade de material. Tornam-se perceptíveis em observações de longo período ou através de evidências como árvores, postes, muros ou cercas inclinadas. As causas são as mais variadas e estão relacionadas com ação da gravidade, com vários planos de deslocamentos (internos), associada aos efeitos das variações de temperatura e umidade, crescimento de raízes, atividades de animais, principalmente o pisoteio do gado, e ações antrópicas (CHRISTOFOLETTI, 1980; GUIDICINI; NIEBLE, 1984; CHRISTOPHERSON, 1998; BIGARELLA, 2003; AUGUSTO FILHO, 1992).

As quedas (Figura 14b) caracterizam-se por movimentos muito rápidos de blocos de rocha ou solo, de volume e geometria variável, ocorridos pela ação da gravidade, sem a presença de uma superfície de deslocamento, na forma de queda livre ou em plano inclinado. Ocorrem em encostas íngremes de paredões rochosos e contribuem na formação dos depósitos de tálus. A ocorrência de queda é favorecida pela presença de descontinuidades na rocha, como fraturas e bandamentos composicionais, assim como o avanço do intemperismo químico, por ciclagem térmica em massas rochosas, por perda de apoio de blocos causada pela ação erosiva da água, por processo de desconfinamento lateral de maciços rochosos decorrente de linhas de corte recentes, por alívio de tensões de origem tectônica, por vibrações, por empuxo hidrostático ao longo de juntas verticais ou, então, pela ação conjunta de mais de um processo citado acima (GUIDICINI; NIEBLE, 1983; AUGUSTO FILHO, 1992; CHRISTOPHERSON, 1998; FERNANDES; AMARAL, 2009; GUIMARAES, 2009)

As corridas (ou fluxos) também são movimentos rápidos (Figura 12c), de caráter essencialmente hidrodinâmico, nos quais os materiais se comportam como fluídos altamente viscosos devido à elevada umidade, desenvolvido ao longo das drenagens (). São ocasionados pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura dos materiais e em presença excessiva de água. Esses movimentos mobilizam um expressivo volume de material (inclusive blocos de rocha) em um curto espaço de tempo, com grande velocidade e capacidade de transporte, podendo alcançar longas distâncias, com alto poder de destruição, podendo atingir áreas com menor declividade (GUIDICINI; NIEBLE, 1983; CHRISTOPHERSON, 1998; BIGARELLA, 2003; FERNANDES; AMARAL, 2009, IPT, 1991; GUIMARÃES, 2009; AUGUSTO FILHO, 1992).

Os escorregamentos (*slides*) representam a classe mais representativa dentre todas as formas de movimento de massa e são comumente denominados de escorregamento, deslizamentos, desmoronamentos, quedas de barreira e desbarrancamentos, os quais se referem ao rápido movimento descendente do material constituinte da encosta, desde escorregamentos rotacionais (*slumps*) e translacionais (planares) (HERRMANN et al., 2006).

Os escorregamentos caracterizam-se movimentos rápidos, de curta duração, constituídos por rochas, solos residuais ou sedimentos, com plano de ruptura definido, podendo ainda ser facilmente identificados os volumes instabilizados. São feições geralmente longas, podendo apresentar uma relação comprimento-largura de cerca de 10:1

(SUMMERFIELD, 1991 apud FERNANDES; AMARAL, 2003). Um do aspecto importante na classificação de escorregamentos está na caracterização e terminologia dos materiais envolvidos, buscando atender a distribuição e as propriedades dos solos tropicais (FERNANDES; AMARAL, 2003).

Segundo Guidicini e Nieble (1984) para que ocorra um escorregamento é necessário, basicamente, que a resistência ao cisalhamento do material seja igual às forças cisalhantes atuantes ao longo da provável superfície de ruptura e entre os principais agentes deflagradores deste processo estão as chuvas. Segundo os mesmos autores os escorregamentos podem ser divididos em função do tipo de movimento: rotacionais para movimentos de rotação e translacionais para movimentos de translação

De acordo com Cunha et al. (1991) a geometria das superfícies de ruptura dos escorregamentos pode ser circular, planar ou em cunha, dependendo da estrutura e da presença de planos de fraqueza nos materiais envolvidos. E quanto à forma do plano de ruptura os escorregamentos subdividem-se em rotacionais e translacionais. Para Augusto Filho (1992) os escorregamentos classificam-se em: i) circulares, relacionados a solos espessos, homogêneos e rochas fraturadas; ii) planares, associados a solos pouco espessos, bem como solos e rochas com um plano de fraqueza; iii) em cunha, relacionados a solos e rochas que apresentam dois planos de fraqueza.

Os escorregamentos rotacionais (*slumps*) possuem uma superfície de ruptura curva, côncava para cima (Figura 14d), ao longo da qual se dá o movimento rotacional de grande quantidade de massa do solo (CHRISTOPHERSON, 1998; GUIMARÃES et al., 2008; FERNANDES; AMARAL, 2009). Segundo Guidicini e Nieble (1984) nestes escorregamentos em análises de estabilidade, assume-se que a ruptura do material ocorre ao longo de uma superfície em forma de arco de circunferência por meio de movimentos de rotação em torno de um eixo central. Esta superfície é aquela que apresenta menor resistência ao deslocamento da massa em relação às demais.

Dentre as condições que mais favorecem a geração desses movimentos estão o desgaste natural da base da encosta, devido ao sistema fluvial, o desenvolvimento de condições artificiais, como cortes na encosta para a construção de estradas (GUIMARÃES et al, 2008; FERNANDE; AMARAL, 2009), e a existência de solo espessos e homogêneo. Em materiais mais homogêneos, por exemplo, originado de rochas argilosas, a cunha de ruptura se aproxima muito da forma circular, já em materiais heterogêneos a cunha poderá apresentar-se

aplainada disposta na horizontal ou vertical (GUIDICINI; NIEBLE, 1984; FERNANDES; AMARAL, 2003). Os escorregamentos em cunha apresentam superfície de ruptura em cunha e são restritos a regiões que apresentam relevo controlado por estruturas geológicas. Ocorrem principalmente em taludes ou encostas que sofreram desconfinamento, seja de forma natural ou por ação antrópica. (TOMINAGA et al., 2009).

Conforme estudos realizados por Bigarella et al. (1978), nas vertentes do Brasil Sudeste e meridional movimentos de massa rotacionais encontram-se especialmente ligados às condições climáticas úmidas, ao intemperismo químico profundo e à inclinação das vertentes, ocorrendo frequentemente em áreas montanhosas e sendo característicos dos terrenos antropicamente degradados. Os fatores condicionantes dos deslizamentos correspondem principalmente aos elementos do meio físico e, secundariamente, do meio biótico, os quais contribuem para o desencadeamento do processo. Na região onde se localiza a área de estudo, os deslizamentos rotacionais foram movimentos de massa importantes, acarretando perdas humanas. Já os deslizamentos translacionais acarretaram maiores estragos e transportes de materiais. Em algumas situações, podem ocorrer deslizamentos múltiplos, um misto de processos simultâneos ou separados, até mesmo um deslizamento pode-se iniciar por um tipo de movimento e desencadear outros movimentos, tantos deslizamentos rotacionais e translacionais, como também, fluxos de detritos. Alguns desses processos, podem ser influenciados pela variação do teor de água no solo (GUIDICINI; NIEBLE, 1984)

Os escorregamentos translacionais (Figura 14f) são a forma mais frequentes nas encostas brasileiras entre todos os tipos de movimentos de massa. Envolvem movimentos de curta duração, em geral, longos e rasos, ao longo de uma superfície planar abrupta, bem definida, paralela ao ângulo da vertente, a qual acompanha descontinuidades mecânicas e/ou hidrológicas existente no interior do material (GUIDICINI e NIEBLE, 1984, apud TOMINAGA et al., 2009; FERNANDES e AMARAL, 2003; IPT, 1991). Nestes fenômenos é plausível encontrar superfícies de ruptura na interface solo-rocha, sendo ainda comumente associados a eventos pluviométricos intensos, quando é elevada a poro pressão em uma superfície descontínua (SELBY, 1993; FERNANDES; AMARAL, 1996, GUIMARAES, 2009).

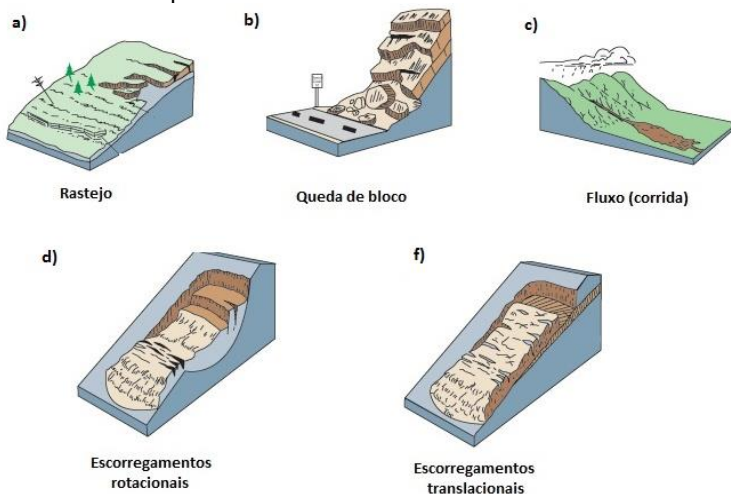
A ruptura ou instabilidade da encosta vai depender do equilíbrio entre as forças estabilizadoras e desestabilizadoras (FERNANDES e AMARAL, 2003). Estes escorregamentos podem ocorrer em encostas de alta ou baixa declividade, podendo apresentar comprimentos de até

milhares de metros, diferenciando-se dos rotacionais, os quais apresentam comprimentos limitados e são normalmente encontrados em encostas íngremes (GUIDICINI; NIEBLE, 1984). Sua geometria caracteriza-se como movimentos rasos por apresentarem superfície de ruptura normalmente entre 0,5 e 5,0m de profundidade (FERNANDES; AMARAL, 1996).

A caracterização dos tipos de movimentos de massa de maneira isolada possui caráter simplificado perante à complexidade dos processos desencadeantes desses fenômenos. Os movimentos de massa podem ocorrer dentro de quadros complexos, em diversas associações causais e de formas de expressão (GUIDICINI; NIEBLE, 1984; FERNANDES; AMARAL, 2009). Os diferentes tipos de movimentos de massa, ilustrados na Figura 3, dependem da condição de diversos fatores morfológicos, mecânicos, gravitacional, intensidade e distribuição de precipitação e uso e ocupação da terra (GUIDICINI; NIEBLE, 1984; CHRISTOPHERSON, 1998; FERNANDES et al., 2001; DIAS; HERRMANN, 2002; BIGARELLA, 2003; LUIZ, 2003; HERRMANN, GUIMARÃES et al., 2008; CUNHA; GUE RRA, 2009).

E conforme Santos (2004), os movimentos de massa têm maior probabilidade de ocorrência a partir de episódios de 100mm/dia, antecedidos por chuvas de saturação por 3 e 4 dias antecedentes.

Figura 14a a 14f - Tipos de movimentos de massa.



Fonte: Adaptado de USGS (2004).

A classificação entre os movimentos de massa nem sempre é fácil de ser realizada, pois, muitas vezes, a deflagração do movimento é representada por um típico escorregamento translacional e até mesmo rotacional e se transformam gradativamente em fluxos devido ao excesso de água, indicando que, em muitos casos, os escorregamentos são movimentos complexos (FERNANDES; AMARAL, 2009; FERNANDES et al., 2001). Quando ocorrem situações em que escorregamentos assumem a forma de corridas, com proporções catastróficas, mobilizando grande quantidade de material, Guidicini e Nieble (1984) denominam como avalanche de detritos. Este foi um dos fenômenos ocorrido no desastre do ano de 2008 em muitas encostas do vale do Itajaí, em especial no entorno do Morro do Baú.

O termo movimentos complexos de massa é abordado por Guidicini e Nieble (1983) e refere-se a uma combinação das formas de movimentos vistas anteriormente, caracterizando-se por movimentos múltiplos, ou complexos, e pela ação de vários agentes simultâneos ou sucessivos. Esses movimentos de massa que sofrem modificações de características morfológicas, mecânicas ou causais durante sua manifestação.

De acordo com Classificação e Codificação Brasileira de Desastres (COBRADE, 2012) nomeia-se os escorregamentos como deslizamentos, classificando como um desastres natural e definindo como:

“[...] Movimentos rápidos de solo ou rocha, apresentando superfície de ruptura bem definida, de duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude. Frequentemente, os primeiros sinais desses movimentos são a presença de fissuras.” (COBRADE, 2012).

Desse modo, a nomenclatura usada nesta pesquisa será deslizamentos seguindo a classificação vigente no país pela COBRADE (2012).

4.2 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

O mapeamento geotécnico pode ser considerado genericamente como a técnica de integração, síntese e representação de informações temáticas da área de geologia de engenharia, permitindo a formulação de modelos de previsibilidade dos comportamentos do relevo e estudos de soluções para problemas decorrentes da intervenção antrópica sobre o meio físico. Podendo ser aplicada ao planejamento e gestão ambiental urbana e territorial (DINIZ, 2012; DINIZ, 1998).

A UNESCO (1976) define o mapeamento geotécnico como um tipo de mapa geológico que fornece uma representação generalizada de todos os componentes do ambiente geológico de significado no planejamento do uso da terra, em projetos, construções e manutenção aplicados a obras de Engenharia Civil e Engenharia de Minas. Pejon (1992) descreve o mapeamento geotécnico como um processo científico de investigação da natureza, que permite a obtenção de um produto tecnológico a ser utilizado para propiciar uma melhor compreensão dos fenômenos naturais.

De acordo com Diniz (1998) o mapeamento geotécnico é uma ferramenta útil na sua aplicação em planejamento do solo e resulta na elaboração de um mapa ou carta geotécnica, podendo ser classificados em carta de suscetibilidade, perigo e risco processos do meio físico e de aptidão de uso. Higashi (2006) define o mapeamento geotécnico como uma metodologia, que orienta a construção de um mapa onde são representadas as principais características geomecânicas do solo, que pode ser utilizado na previsão de seu comportamento, possibilitando a aplicação em projetos ambientais e de engenharia. Diversas metodologias foram desenvolvidas em diferentes países para realizar esse tipo de mapeamento, dentre as quais Higashi (2006) menciona a International Association Engineering Geology (IAEG), Zones exposed to risks of soil movements (ZERMOS) e nacionalmente a metodologia do Instituto de Pesquisa Tecnológica (IPT), Zuquette (1987) e de Davison Dias (1995). Esta última foi escolhida na realização do mapa geotécnico da área de estudo, baseado em estudos já realizados na região sul com resultados satisfatórios.

As pesquisas desenvolvidas por Davison Dias (1985, 1986, 1987, 1989 e 1993), permitiram o desenvolvimento de uma metodologia de mapeamento geotécnico para os solos tropicais denominada de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas. A metodologia de mapeamento geotécnico de grandes áreas proposta por Davison Dias (1995) tem por base a na formulação de um mapa temático geotécnico,

onde os mapas litológicos, oriundo de um mapa geológico, e pedológico são utilizados para a formulação de unidades geotécnicas preliminar com estimativas de comportamento geomecânico semelhantes.

Segundo Davison Dias (1995), cada unidade geotécnica refere-se à geologia como características do horizonte de alteração da rocha (horizonte saprofitico) e a pedologia permite inferir características dos horizontes superficiais dos seus perfis típicos. De acordo com Higashi (2006) topografia serve como auxílio ainda na definição dos limites entre as unidades, possibilitando a modelagem de sequencias topográficas com base nas curvas de nível, levando-se em conta a declividade existente nas variações dos tipos de solos, utilizando indiretamente as feições de relevo (landforms) de Zuquette (1987) para a caracterização do solo.

A aplicação do mapeamento geotécnico, segundo Higashi (2006), 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. No estudo da estabilidade de encostas, o mapeamento geotécnico é considerado uma importante ferramenta na identificação dos fatores condicionantes e processos envolvidos, podendo ser representado 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). Dessa forma, Reginatto (2013) destaca que o mapeamento geotécnico é de fundamental importância na caracterização do problema e dos fatores condicionantes, gerando um banco de dados (SIG) para modelagens e análises ambientais de maior confiabilidade.

4.3 MAPEAMENTOS DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS

Nos últimos anos ocorreram progressos na investigação de fatores condicionantes e desencadeadores dos deslizamentos, em virtude da necessidade de informações sobre a instabilidade das encostas que pudessem ser usadas na prevenção dos impactos socioeconômicos ocasionados por estes fenômenos.

De acordo com Fernandes e Amaral (1996), o mapa de suscetibilidade constitui-se em uma ferramenta indispensável para a amenização das consequências geradas pelos deslizamentos, através da

elaboração e implementação de estratégias e medidas estruturais apropriadas.

Conforme Parise (2001), o mapeamento de suscetibilidade fornece informações que são utilizadas para definir níveis potenciais de ocorrência de escorregamento para uma determinada área e vem ganhando importância tanto na área geomorfológica quanto geotécnica. Este tipo de mapeamento demonstra a tendência de um evento futuro ocorrer em uma área específica, podendo ser mensurada a partir da correlação entre os fatores condicionantes e a distribuição de escorregamentos na paisagem. Inúmeras são as formas de compreensão e investigação desses fenômenos, o que compõe a elaboração de diversas metodologias. A maioria delas é voltada para a determinação das áreas mais suscetíveis a ocorrência do fenômeno, outras, no entanto, consideram além da possibilidade de ocorrência, os danos envolvidos (FERNANDES et al., 2001). Segundo Fernandes et al. (2001), autores como Brand (1988) e Augusto Filho e Wolle (1996), elaboraram em seus trabalhos mapas de risco de escorregamento, ao caracterizar, além do perigo, os danos sociais e econômicos ocasionados pelo fenômeno.

De acordo com Fernandes et al. (2001), os principais procedimentos na previsão de áreas suscetíveis a escorregamentos são: i) análise a partir da distribuição dos deslizamentos no campo; ii) análises a partir de mapeamentos geomorfológicos e/ou geotécnicos; iii) modelos com bases estatísticas e iv) modelos determinísticos. Dois desses procedimentos merecem destaque por serem utilizados na área de estudo desta pesquisa, o que trata da análise a partir do mapeamento geotécnico e a aplicação de modelo matemático associado à determinação dos parâmetros geotécnicos.

O mapeamento de susceptibilidade adquiriu maior importância e visibilidade com o desenvolvimento de SIGs, que contribuem de forma significativa ao surgimento de novos métodos de análise e previsão de instabilidade. Em SIG é possível correlacionar e sistematizar informações em diferentes escalas, obtendo mapas de suscetibilidade de acordo com o enfoque desejado (CHRISTOFOLETTI, 1999). Dias (2006) salienta que os SIGs podem ser incorporados com modelos computacionais matemáticos que auxiliam na determinação de áreas favoráveis à ocorrência destes fenômenos.

4.3.1 Modelos matemáticos

Dentre os principais métodos recorrentes na literatura para o mapeamento de áreas suscetíveis a escorregamentos, destacam-se os métodos heurísticos, estatísticos ou probabilístico e determinísticos (VAN WESTEN et al., 1997; GUZZETTI et al., 1999; BARREDO et al., 2000, entre outros).

Pelo método heurístico, normalmente a previsão de áreas suscetíveis aos escorregamentos são obtidas a partir da combinação de vários fatores que geram condições de instabilidade, aos quais são atribuídos pesos a partir da experiência adquirida pelo analista. Segundo Van Westen et al. (1997), a principal crítica a este método se concentra na subjetividade, uma vez que um especialista experiente decide o tipo e grau de riscos presentes na área em análise, utilizando um tipo de mapeamento, seja de forma direta ou indireta.

Os métodos estatísticos ou probabilísticos, adotam análises estatísticas, visam uma menor subjetividade nos mapeamentos de áreas suscetíveis, possibilitando uma melhor replicabilidade (TOMINAGA, 2009). De acordo com Guzzetti et al. (1999), estes métodos se apoiam no princípio de que fatores condicionantes a instabilidade (uso do solo, vegetação, declividade, geomorfologia, etc.) e distribuição dos escorregamentos em certo local no passado podem gerar cenários futuros de novas ocorrências de escorregamentos no futuro.

Por fim, o modelo determinístico tem como base relações exatas, de causa e efeito, modelos de estabilidade que levam em consideração os processos e leis físicas naturais, descrita em equações matemáticas, quantificando os graus de suscetibilidade em valores absolutos através do cálculo do fator de segurança (BARREDO et al., 2000; GOMES et al., 2008). Como exemplo de modelos que utilizam bases físicas na determinação de áreas suscetíveis a escorregamentos destacam-se o SHALSTAB (Shallow Slope Stability Model) (MONTGOMERY & DIETRICH, 1994), SINMAP (Stability Index Mapping) (PACK et al., 1998), TRIGRS (Transient Rainfall Infiltration and Grid-Based Regional Slope-Stability Model) (BAUM et al., 2002), entre outros.

Fernandes e Amaral (2003) apontam os modelos matemáticos como uma importante ferramenta que permite gerar testes de hipóteses bem específicas, seja em escala pontual, da encosta, quanto em escala local ou regional, da bacia de drenagem. O destaque do modelo determinístico em relação aos heurísticos, é que o primeiro não permite a interferência do operador no resultado final, estando relacionado com a escolha dos parâmetros a serem utilizados. Assim, os resultados são

baseados em processos físicos e não nas técnicas de geoprocessamento (GOMES, 2006). Na utilização satisfatória de modelos matemáticos na previsão de áreas suscetíveis fazem-se necessárias observações do sistema para uma melhor compreensão dos diferentes mecanismos e fatores condicionantes envolvidos, o que requer ensaios de campo e monitoramento desses processos (KOBAYAMA; MANFROI, 1999; FERNANDES et al., 2001).

4.3.2 Modelo SHALSTAB

O modelo *Shallow Slope Stability Model* – SHALSTAB, modelo de estabilidade de encosta, desenvolvido a partir de pesquisas de Montgomery e Dietrich (1994), e posteriormente implementado para utilização em ambiente SIGs por Dietrich e Montgomery (1998), começou como um modelo de terreno digital para mapear áreas mais suscetíveis a instabilidades de ruptura plana e rasa (DIETRICH et al. 1992, DIETRICH et al., 1993; MONTGOMERY; DIETRICH, 1994). O SHALSTAB é um modelo matemático determinístico organizado na combinação de um modelo de estabilidade de encostas baseado no método do talude infinito, e o modelo hidrológico, desenvolvido O'Loughlin (1986), que visa determinar áreas suscetíveis a ocorrências de deslizamentos translacionais rasos.

O SHALSTAB utiliza a equação de estabilidade para taludes infinitos para designar o grau de estabilidade da encosta. Os parâmetros de entrada para o modelo são coesão, ângulo de atrito, profundidade do solo e peso específico, juntamente com o modelo digital do terreno, mapa de área de contribuição e mapa de declividade. A resposta do modelo se dá em função de um parâmetro livre “ q/T ” (quantidade de chuva/transmissividade do solo), o qual fornece sete classes de estabilidade. As classes extremas representam áreas incondicionalmente estáveis e incondicionalmente instáveis. As demais classes podem ser utilizadas como comparação entre áreas ou então, pode-se estimar o parâmetro “ q ” apenas entrando com o parâmetro “ T ” de transmissibilidade do solo (MICHEL et al., 2012).

O modelo foi inicialmente aplicado em áreas de clima temperado a oeste dos Estados Unidos pelos idealizadores Dietrich e Montgomery (1998), além de Meisina e Scarabello (2007) na Itália.

Após a automatização do modelo, foi possível sua aplicação em diversas áreas de estudos de deslizamentos translacionais rasos. No Brasil, o modelo SHALSTAB foi aplicado em regiões de clima tropical

e subtropical, apresentando resultados satisfatórios no mapeamento de áreas suscetíveis a instabilidade rasa. No estado do Rio de Janeiro Guimarães (2000), Fernandes et al. (2001) e Gomes (2006) aplicaram o modelo para estudar as bacias hidrográficas do Maciço da Tijuca, nos municípios de Mage, Petrópolis e Itatiaia por Carvalho Junior et al. (2005), Silva (2006) e Carvalho et al. (2009), respectivamente. Em São Paulo, por Listo e Carvalho Vieira (2012) e na Serra de Cubatao por Vieira et al. (2009). Em Minas Gerais na região do Quadrilátero Ferrífero por Ramos et al. (2002), em Juiz de Fora por Zaingan e Fernandes (2009), em Ouro Preto por Redivo et al. (2004) e em Viçosa por Nunes et al. (2016). Na Bahia, por Ramos (2003) no Subúrbio Ferroviário de Salvador. No estado do Rio Grande do Sul na bacia d rio Caí recentes estudos foram por Riffel et al. (2016). E, em Santa Catarina o modelo vem sendo aplicado principalmente após o evento deflagrado por inúmeros deslizamentos ocorridos no Vale do Itajaí em 2008. Nos municípios rio dos Cedros por Michel (2011) e Reginatto (2013), na sub-bacias do Rio Tubarão e na bacia do Rio Cunha por Higashi e Michel (2012), em Luis Alves por Gerente et al. (2014) e Sbroglia (2015).

Diante de todos os parâmetros necessários para gerar mapas de instabilidades, a qualidade e resolução dos dados, são os principais fatores na geração de cenários com resultados satisfatórios. Ramos et al. (2002) utilizaram informações na escala 1:50.000, considerada pequena para esse fim, porém, concluíram que os resultados adequados. Já de acordo com Gomes (2004), a escala 1:50.000 pode ser utilizada apenas em análises preliminares. Para melhor eficácia do modelo em áreas críticas, deve-se utilizar a escala 1:10.000. Nos casos onde não se dispõe de dados planialtimétricos em escalas refinadas é possível utilizar esta ferramenta como subsídio nos mapeamentos (HIGASHI et al., 2015).

Assim, Dietrich e Montgomery (1998), como Ramos et al. (2002) e Fernandes et al. (2001) ao analisarem o método SHALSTAB destacam a topografia como as principais características na influência nas instabilidades planares.

De acordo Nunes et al. (2016) o modelo SHALSTAB representa a melhor relação entre tipo de solo e respectivos parâmetros geotécnicos, a parâmetros topográfico do local e modelo hidrológico na determinação de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais rasos comparado a modelos estatístico de análise de multicritério.

De acordo com Reginatto (2013), o SHALSTAB é um método simples de fácil aplicação (parâmetros livres), utilizando como principais parâmetros topográficos, hidrológicos e propriedades físicas e

de resistência do solo, permitindo gerar cenários de suscetibilidade em função de diversos eventos pluviométricos e diferentes parâmetros de resistência dos solos.

Alguns estudos comparativos já foram realizados entre modelo determinístico SHALSTAB e o modelo heurístico SINMAP (Stability Index Mapping). Por Meisina e Scarabelli (2007) na Itália e por Michel (2011) no Brasil. Os dois estudos demonstraram bom desempenho na utilização do SHALSTAB na identificação de áreas suscetíveis a deslizamentos.

4.3.2.1. Modelo de estabilidade de encosta

O modelo de estabilidade de encosta, baseado na teoria do talude infinito, simula o grau de estabilidade de uma determinada porção do solo localizada sobre o afloramento rochoso, com potencial de ruptura paralela à superfície do terreno.

A formulação deste modelo é baseada numa forma de declive infinito da lei de Mohr-Coulomb, onde, no momento da ruptura de uma encosta, a tensão cisalhante no solo torna-se igual a resultante das forças de resistência, onde a força estabilizante não suporta mais as instabilizantes (GUIMARÃES et al., 2003). A equação que expressa esse critério é dada por:

$$\tau = c + (\sigma - u)\tan\phi \quad (1)$$

Onde: τ é a tensão cisalhante (kPa); σ é a tensão normal no momento de ruptura (kPa); θ é o ângulo de atrito entre os grãos (graus) e c é a coesão (kPa).

No modelo do talude infinito, assume, que a resistência ao movimento nas laterais e extremidades são ignorados, e a análise é considerada um plano infinito de solo sobre um plano inclinado (FLORENZANO, 2008). Na análise de escorregamentos translacionais rasos, comumente usa-se o modelo de estabilidade de encosta infinita, aplicado em cenários onde o comprimento da encosta é muito maior que a profundidade do solo.

Na análise de talude infinito, o bloco representativo está inserido no meio do solo (material homogêneo). Dessa maneira, o peso (P) do bloco não pode ser obtido de forma direta, tornando necessário o auxílio da espessura perpendicular à superfície (e). Desse modo, o peso é

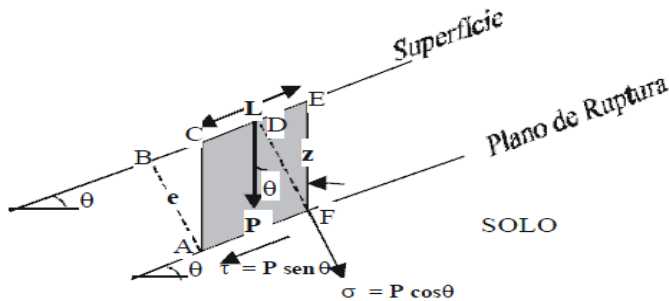
definido em função da espessura vertical do bloco (z) cuja sua área tem formato de um paralelogramo (ACEF), tomando-se cuidado para manter áreas iguais para o paralelogramo (ACEF) e o retângulo (ABDF). Assim, deve-se colocar o e em função de z :

$$e = z * \cos\theta \quad (2)$$

A Figura 15 auxilia na visualização das informações acima.

Figura 15 - Análise por Talude Infinito, onde:

τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal, μ é a poro pressão, L é o comprimento do bloco e P é o peso do bloco, declividade é θ , e é a espessura do bloco perpendicular à superfície e a espessura do bloco de solo que desliza do plano de ruptura é z . Tipicamente, o plano de falha está no limite da rocha ou saprolita.



Fonte: GUIMARÃES, et al. (2003)

Assim, com base na Figura 15 o peso (P) pode ser expresso pela equação:

$$P = L * \rho_s * g * z * \cos\theta \quad (3)$$

Onde P representa o peso do bloco (N); L é o comprimento do bloco (m); ρ_s é a densidade do solo (kg/m^3); g é a aceleração da gravidade (m/s^2); z a espessura do bloco (m) e θ a declividade (graus).

Na

Figura 15 observa-se as tensões cisalhantes (τ) e a normal (σ) podem ser expressas substituindo a Equação 3 nas equações 4 e 5, e eliminando o “L”, por se tratar de um talude infinito.

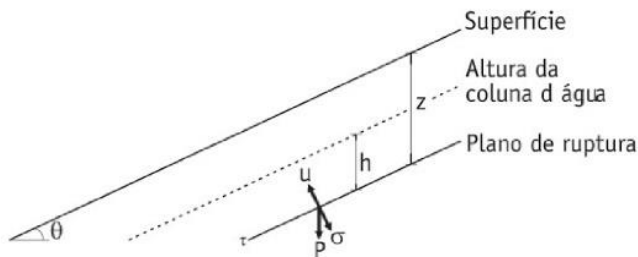
$$\tau = g * \rho_s * z * \cos\theta * \text{sen}\theta \quad (4)$$

$$\sigma = g * \rho_s * z * \cos^2\theta \quad (5)$$

A poropressão (u) mostrada na Figura 16 é caracterizada, em que ρ_w é a densidade da água (kg/m^3) e h é a altura da coluna d'água dentro da camada de solo [m], acima do plano de ruptura, é expressa pela equação abaixo:

$$u = \rho_w * g * h * \cos^2\theta \quad (6)$$

Figura 16 - As forças atuantes em uma encosta, em que θ é a declividade, h a altura da coluna de solo saturado, z é a espessura do solo, P é o peso, e σ é a poropressão.



Fonte: Florenzano, 2008.

Ao substituir a Equação 4, Equação 6 e Equação 5 na equação de Mohr-Coulomb (Equação 1), tem-se:

$$g * \rho_s * z * \cos\theta * \text{sen}\theta = c + (g * \rho_s * z * \cos^2\theta - \rho_w * h * \cos^2\theta) * \tan\phi \quad (7)$$

Ao dividir todos os termos da equação (7) por $g * \cos^2\theta * \tan\theta$, tem-se:

$$\frac{\rho_s * z * \text{sen}\theta}{\cos\theta * \tan\theta} = \frac{c}{g * \cos^2\theta * \tan\theta} + (\rho_s * z - \rho_w * h) \quad (8)$$

Ao assumir que $\frac{\text{sen}\theta}{\text{cos}\theta} = \tan\theta$, e dando continuidade às formulações matemáticas, tem-se:

$$\frac{\tan\theta}{\tan\phi} = \frac{c}{\rho_r * g * z + \text{cos}^2\theta * \tan\phi} + \frac{(\rho_s * z - \rho_w * h)}{\rho_r * z} \quad (9)$$

$$\frac{\tan\theta}{\tan\phi} = \frac{c}{\rho_r * g * z + \text{cos}^2\theta * \tan\phi} + \left(1 - \frac{\rho_w * h}{\rho_r * z}\right) \quad (10)$$

$$\frac{\tan\theta}{\tan\phi} - \frac{c}{\rho_r * g * z + \text{cos}^2\theta * \tan\phi} = \left(1 - \frac{\rho_w * h}{\rho_r * z}\right) \quad (11)$$

$$\frac{\rho_w * h}{\rho_r * z} = 1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} + \frac{c}{\rho_r * g * z + \text{cos}^2\theta * \tan\phi} \quad (12)$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c}{\rho_r * g * z + \text{cos}^2\theta * \tan\phi} \quad (13)$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c}{g * z + \text{cos}^2\theta * \tan\phi + \rho_w} \quad (14)$$

Estabelecendo uma proporção entre a altura do de solo saturado (h) e a espessura de solo (z) e baseado em um modelo físico de referência presente na Figura (14), o modelo SHALSTAB expresso pela Equação (7) em função de h/z é representado pela Equação (15), e representado pela Equação (14) quando considerando a coesão do solo:

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) \quad (15)$$

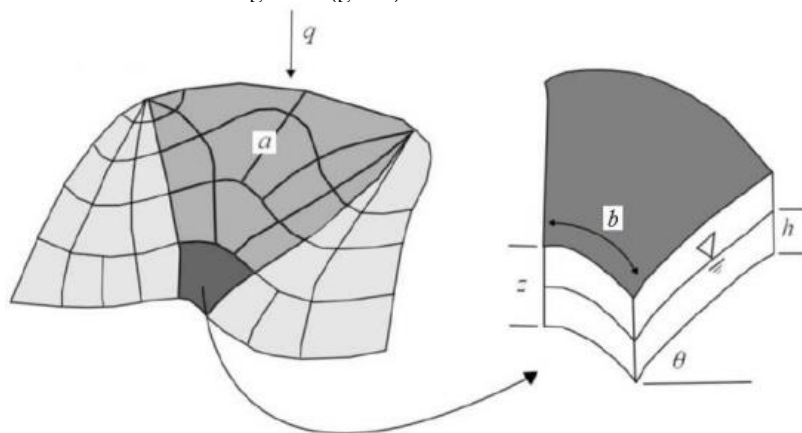
A partir da relação estabelecida pelas Equação (14 e 15), Montgomery e Dietrich (1994) definiram diferentes campos de estabilidade, gerando classes de respostas do SHALSTAB.

4.3.2.2 Modelo hidrológico

Para modelar os controles hidrológicos em função h/z, utiliza-se o modelo hidrológico proposto no trabalho de O'Loughlin (1986). O modelo assume um estado uniforme de recarga que simula a variação da altura de coluna de água no solo em períodos chuvosos. E reproduz a

relação entre a saturação do solo, a área de contribuição, quantidade de chuva, transmissibilidade e declividade, onde mostra que a saturação do solo depende da área de drenagem e do contorno e comprimento da declividade, com intuito de identificar zonas de saturação no relevo. A Figura 17 mostra o modelo hidrológico de estado uniforme.

Figura 17 - Representação do modelo hidrológico de estado uniforme, onde: q (mm/d) é a taxa de recarga uniforme, a (m^2) é a área de contribuição a montante, b (m) é o comprimento de contorno unitário, z (m) é a espessura do solo, h (m) é a altura da coluna de água e θ (graus) é a declividade.



Fonte: adaptado de Montgomery e Dietrich, 1994.

A quantidade de água total que entra no sistema (Q_e em m^3 /dia) é referente à multiplicação do valor precipitado pela área de contribuição:

$$Q_e = q * a \quad (16)$$

A Lei de Darcy relaciona a condutividade hidráulica (K_s) com o gradiente hidráulico (i). O gradiente hidráulico (i em m/m) é o quociente entre a carga hidráulica e o comprimento do meio poroso a ser percorrido. A carga hidráulica é dada pela simples diferença entre as cotas de entrada e saída da água, enquanto que o comprimento do meio poroso é o comprimento da encosta. Assim, o gradiente hidráulico pode ser expresso por $\text{sen}\theta$, acrescentando o comprimento (b), q quantidade total de água que sai (Q_s em m^3 /dia) a equação pode ser expressa:

$$Q_s = Ks * \text{sen}\theta * h * \text{cos}\theta * b \quad (17)$$

Se assumido a condição uniforme, a quantidade total da água que entra é igual à quantidade que sai do sistema ($Q_e = Q_s$), temos a equação (18):

$$q * a = Ks * \text{sen}\theta * h * \text{cos}\theta * b \quad (18)$$

Na condição do solo inteiramente saturado, a quantidade de água que sai do sistema se torna máxima ($Q_{smáx}$) e a equação é modificada:

$$Q_{smáx} = Ks * \text{sen}\theta * z * \text{cos}\theta * b \quad (19)$$

O parâmetro de transmissividade (T em m²/d) (Equação 20) é a função do produto da permeabilidade saturada (Ks) pela espessura de solo (e), uma vez que $e = z * \text{cos}\theta$:

$$T = Ks * z * \text{cos}\theta \quad (20)$$

Substituindo a equação 20 pela equação 19, tem-se:

$$Q_{smáx} = T * b * \text{sen}\theta \quad (21)$$

O'Loughlin (1986) definiu a umidade (w) como a condição de saturação quando está se apresentar em estado de equilíbrio (uniforme). Desta maneira, o nível de saturação do solo é obtido através da relação entre a água que entra no sistema sob forma de recarga uniforme e a água que sai dele através da camada saturada do solo (Q_e e $Q_{smáx}$). A equação 22 representa a formulação final do modelo hidrológico de estado uniforme.

$$w = \frac{Q_e}{Q_{smáx}} = \frac{q * a}{b * T * \text{sen}\theta} \quad (22)$$

Ao substituir a Equação (18) e (20) na (22), obtêm-se:

$$w = \frac{K * \text{sen}\theta * h * \text{cos}\theta * b}{K * \text{sen}\theta * z * \text{cos}\theta * b} = \frac{h}{z} \quad (23)$$

Segundo Montgomery e Dietrich (1994), resolvendo a equação (24), é possível colocar o modelo hidrológico em função h/z , determinado por uma relação hidrológica e uma relação topográfica (geomorfológica), representando a porção saturada da espessura do solo (Equação 24).

$$W = \frac{q+a}{b*T*\text{sen}\theta} = \frac{h}{z} \quad (24)$$

Onde: W representa o índice de umidade do solo (m/m), que pode ser dado também em função da razão h (espessura do solo)/ z (altura da coluna de água no subsolo); Q representa a intensidade da chuva (mm); T representa a transmissividade do solo (m^2 /dia), ou seja, o produto entre a condutividade hidráulica saturada e a espessura do solo; “ a ” é a área de contribuição ou área drenada a montante dada em m^2 ; “ b ” é o comprimento de contorno unitário (resolução do *grid* dado em m) e q é a declividade local (graus).

4.3.2.3 Combinação dos modelos de estabilidade de encosta e o modelo hidrológico

A combinação desses modelos é resolvida pela rotina automatizada do SHALSTAB para cada célula da grade, em função de dois parâmetros livres, q e T (Equação 18) (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994; DIETRICH e MONTGOMERY, 1998 e GUIMARÃES, 2000).

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} * \text{sen}\theta * \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} \right) + \frac{c}{g+z*\cos^2\theta*\tan\phi*\rho_w} \right) \quad (25)$$

O modelo considera que a porção do solo que vai escorregar na encosta está sob um plano de ruptura paralelo ao declive da encosta. Na análise do modelo SHALSTAB (Equação 26) são incorporados parâmetros topográficos (declividade, área de contribuição e comprimento de contorno unitário), estes obtidos a partir de um modelo digital de terreno; climáticos (precipitação efetiva q); além de parâmetros de propriedades do solo (coesão, ângulo de atrito interno, densidade, espessura e a transmissividade do solo).

Diante da dificuldade de determinar a transmissividade do solo, Montgomery e Dietrich (1994) recomendaram para cálculo de q/T a

necessidade de utilizar valores em escala logarítmica $\text{Log } q/T$ (Equação 26) para classificação dos valores, com finalidade de traduzir esses valores em níveis de suscetibilidade à ocorrência de deslizamentos rasos.

$$\text{Log } \frac{q}{T} = \frac{b}{a} * \text{sen}\theta * \left(\frac{\rho_z}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} \right) + \frac{c}{g * z * \cos^2\theta * \tan\phi * \rho_w} \right) \quad (26)$$

Dietrich e Montgomery (1998) originalmente propuseram sete classes de estabilidade em seu modelo. Sendo duas classes extremas que representam áreas incondicionalmente instáveis e áreas incondicionalmente estáveis. As outras cinco classes são geradas em função do parâmetro livre q/T .

A implementação do modelo SHALSTAB pode ser definida como um algoritmo desenvolvido em linguagem AML (*Arcinfo Macro Language*), que roda em ambiente Arcview, a partir de um Modelo Digital de Terreno (MDT), combinando um modelo hidrológico e um modelo de estabilidade de encostas.

4.3.3 Cálculo pelo Fator de Segurança

Segundo Guidicini e Nieble (1984) a estabilidade de taludes tem por base a relação entre dois tipos de forças, as estabilizantes (resistência ao cisalhamento do solo) e as instabilizantes (força cisalhante), podendo ser expressa pela Equação 33. A razão entre essas duas forças é chamada de Fator de Segurança. O fator de segurança pode ser calculado para identificar áreas suscetíveis a deslizamentos.

$$FS = \frac{\Sigma \text{ das forças resistentes}}{\Sigma \text{ das forças cisalhantes}} \quad (27)$$

De acordo com a Norma Brasileira 11.682 (1991) para a estabilidade dos taludes, quando o fator de segurança é menor ou igual a 1 indica a ruptura dos maciços. Para ser considerado seguro o talude o fator de segurança adotado deve ser maior que 1,5, valor este utilizado para calcular a declividade limite para a ocorrência de deslizamentos nas unidades geotécnicas de solos residuais e depósitos coluviais (NBR 11.682, 1991).

O fator de segurança não é um valor fixo, ele pode variar com o tempo, uma vez que um talude pode passar anos sem se deslizar e em

um determinado momento ou situação ter as suas condições de estabilidade alteradas (MARANGON, 2009).

Dessa forma, podemos definir o fator de segurança (FS) como a relação entre as forças resistente (contra o movimento) e desestruurantes (a favor ao movimento) ao movimento inicial. Quando as resistências ao cisalhamento se tornam menores que a forças cisalhantes a encosta estará em condições de ruptura. Segundo Bishop (1955) é tradicionalmente determinado como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a resistência ao cisalhamento mínima necessária para prevenir falhas.

Os parâmetros de resistência, utilizados como dados de entrada para avaliação dos fatores de segurança, são obtidos em ensaios de laboratório, como por exemplo, o ensaio de cisalhamento direto, onde será extraído os valores de coesão (kPa) e ângulo de atrito [$^{\circ}$], assim como valores de peso específico natural e saturado (KN/m³).

O método simplificado proposto por Bishop (1955) considera a análise da estabilidade de um talude utilizando a divisão da cunha (circular) de escorregamento em diversas fatias. Dessa forma, o método determina a tensão ao cisalhamento ao longo da superfície de escorregamento, para atingir o equilíbrio, será:

$$\tau = \frac{1}{F_s} [c' + (\sigma_n - \mu) \text{tg}\Phi] \quad (28)$$

Onde c' é a coesão do material, Φ é o ângulo de atrito interno, σ_n é a pressão normal atuante ao longo da superfície de ruptura, μ é a pressão neutra e F_s é o fator de segurança.

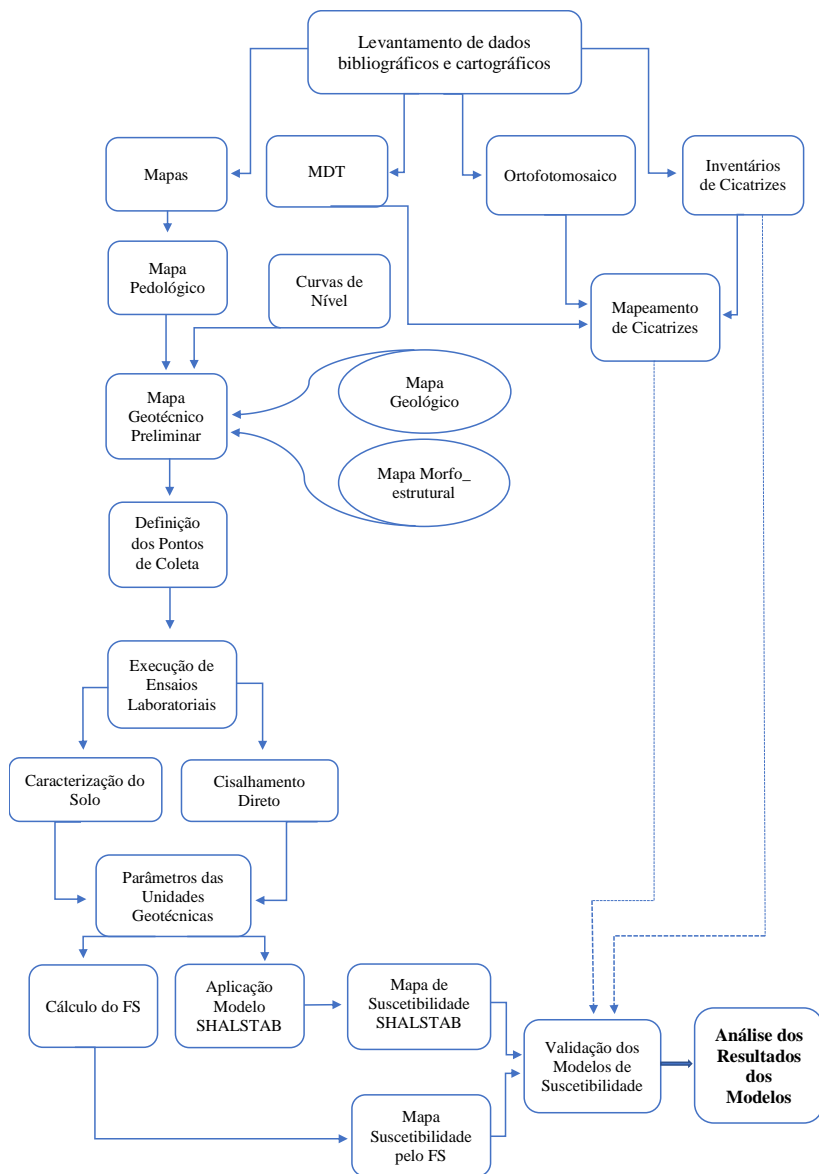
5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O presente trabalho analisou a suscetibilidade de deslizamento, por meio de método indireto na aplicação de um modelo matemático e pelo método pelo cálculo do FS. O modelo matemático SHALSTAB (*Shallow Landsloding Stability*), desenvolvido por Montgomery e Dietrich (1994), objetiva identificar e mapear as áreas suscetíveis às ocorrências de deslizamentos rasos. Para aplicação do modelo e elaboração do mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos, uma série de etapas serão necessárias para se chegar ao resultado final proposto pela pesquisa.

Será utilizado o método pelo cálculo do FS, como outra forma de classificar a estabilidade das encostas para a suscetibilidade a deslizamentos. O cálculo do FS é realizado através do método do critério de ruptura Bishop (1995), dividindo os terrenos em fatias e calculando os diversos FS e suas respectivas declividades para características dos solos de cada unidade geotécnica.

Os materiais, métodos e procedimentos adotados para esta pesquisa constituem-se de fases de pesquisa em gabinete, campo e laboratório, sendo que a primeira fase precedeu às demais no início do estudo, com pesquisa e coleta bibliográfica geral e específica, acompanhada do levantamento dos instrumentos necessários para a realização dos trabalhos de campo e laboratório, retornando no final para o gabinete com a preparação dos mapas, seus cruzamentos e análise. Todas as etapas da pesquisa estão descritas detalhadamente nesse tópico. Como maneira de visualizar melhor o desenvolvimento do método desta pesquisa, foi elaborado o fluxograma abaixo (Figura 18)

Figura 18 - Fluxograma da metodologia da pesquisa.



5.1 LEVANTAMENTOS DE DADOS BIBLIOGRÁFICOS E CARTOGRÁFICOS

O levantamento dos dados cartográficos consistiu na busca de mapas, fotografias aéreas, imagens de satélite e MDT. Através do Projeto Gerenciamento Costeiro - GERCO, desenvolvido pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2003), foi obtido o Mapa Pedológico (Figura 13) em escala 1:100.000, referente a carta topográfica de (SG.22-Z-B-V) disponibilizada no formato *.dgn* do *Microstation*, com projeção *Universal Transversa de Mercator* (UTM), Zona 22 Sul, Datum de referência *South American Datum* de 1969 (SAD69).

O Inventário de cicatrizes dos deslizamentos ocorrido no desastre de novembro de 2008 foi elaborado através das coordenadas UTM identificadas pelos “Relatórios geológico-geomorfológico de vistoria” realizado pelo CEPED UFSC, em fevereiro de 2009, no município de Timbó, solicitado pela Defesa Civil do Estado de Santa Catarina como parte do Projeto de Resposta ao Desastre em Santa Catarina no Ano de 2008.

O Modelo Digital de Terreno (MDT) do município de Timbó (Figura 02) foi obtido junto a Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina – SDS com tamanho de *pixel* (resolução) de 1m. Assim como a ortofotomosaico de Timbó (2012) também foi disponibilizada pela SDS/SC, com escala de 1:10.000 e resolução de 0,39m.

O mapa geológico e morfoestrutural do município na escala 1:10.000, elaborado pelo projeto Cartas Geotécnicas de Aptidão à Urbanização Frente aos Desastres Naturais (2018).

O polígono da área do município foi extraído do IBGE (2010) no formato *shapefile*.

5.2 ASPECTOS TOPOGRÁFICOS

Nesta pesquisa foram utilizados dados topográficos extraídos do MDT (Figura 02) com resolução de 1 metro (SDS/SC, 2010). O processo de edição do MDT e a remoção das depressões espúrias ou falsas depressões (*sinks*), representadas por células com elevação menor que das células circundantes, foram removidos no *ArcGis* 10.1 por meio da ferramenta *Fill* localizada em *Hidrology (Spatial Analyst Tools)*.

A partir do MDT hidrograficamente consistente (MDT-HC) foram gerados mapas de declividade em graus (Figura 03), por meio da ferramenta *slope* da extensão *Spatial Analyst Tools* do programa *ArcGis* 10.1, e também poderá ser gerado o mapa da área de contribuição, informação necessária como dado de entrada do modelo SHALSTAB.

Com a utilização do programa *Global Mapper* 13 pela ferramenta *Generate Contours* foram extraídas curvas de nível do MDT como auxílio de identificação de cicatrizes de movimentos de massa, assim como na caracterização da topografia local e como dados na aplicação da metodologia do mapeamento geotécnico preliminar.

A classificação do relevo foi definida em intervalos conforme as classes da EMBRAPA (2006) pela porcentagem, descritas no Quadro 2.

Quadro 2 - Classes de relevo segundo o Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (EMBRAPA, 2006).

Classes de relevo	Intervalos de declividade [%]
Plano	0 a 3
Suave ondulado	3 a 8
Ondulado	8 a 20
Forte ondulado	20 a 45
Montanhoso	45 a 75
Escarpado	Maior que 75

Fonte: Adaptado de EMBRAPA (2006).

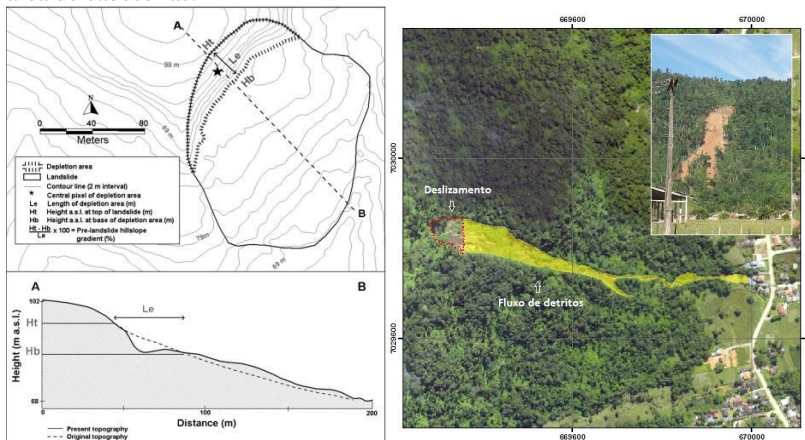
5.3 MAPEAMENTO DAS CICATRIZES DE DESLIZAMENTO

Foram utilizadas as informações de cicatrizes de movimentos de massa ocorridas no desastre de novembro de 2008 no Vale do Itajaí, pelo “Relatório geológico-geomorfológico de vistoria” realizado pelo CEPED-UFSC. Como nem todas as cicatrizes de deslizamentos do evento de 2008 foram registrados no relatório do CEPED-UFSC, tornou-se necessário a análise da ortofotomosaico e imagens de satélite para verificação da existência de mais cicatrizes na área de estudo.

O mapeamento das cicatrizes foi elaborado a partir da análise visual das cicatrizes, realizando a vetorização das feições (cicatrizes) (Figura 19) utilizando imagens de satélites georreferenciadas multiespectrais coloridas Rapideye (5 metros de resolução espacial) e ortofotomosaicos do aerolevantamento do Estado de Santa Catarina (SDS/SC, 2013) com escala 1:10.000 e resolução de 0,39m, além de

investigações em campo e o auxílio das imagens do *Google Earth* dos anos 2010 e 2011. As cicatrizes foram mapeadas com base na análise visual desse tipo de feição, utilizando os seguintes critérios: geometria do fenômeno; a ausência de vegetação que, segundo Zaruba e Mencl (1976) apresentam-se como um bom incentivo de reconhecimento, visto que, a cobertura vegetal difere daquelas áreas não afetadas pelo processo, facilitando a sua identificação sobre a imagem; sua posição na encosta, as curvas de nível e a análise textural (PEREIRA et al., 1986, SESTINI e FLORENZANO, 2004; GAO e MARO, 2009, NERY, 2011). Os polígonos das cicatrizes foram divididos em duas partes: primeiramente na área referente à área de cabeceira do deslizamento (superfície de ruptura, onde se inicia o deslizamento) e a outra área é representada pelo o corpo (ao longo da faixa afetada pela remoção e transporte de material, parte distal do deslizamento). Em algumas cicatrizes, onde era possível identificar a parte deposicional do material transportado (base), foi agregada a parte de corpo do deslizamento (Figura 19).

Figura 19 – A esquerda a metodologia de mapeamento das zonas de ruptura. A direita a demonstração in loco do mapeamento das cicatrizes e determinação da área de cabeceiras.



Fonte: Van Den Eeckhaut et al., 2006.

A grande parte das cicatrizes de deslizamentos mapeadas com o auxílio de ortofotomosaicos e imagens de satélite (*Google Earth*), também foram identificadas em campo, assim como a maioria das

cicatrizes identificadas pelos “Relatórios geológico-geomorfológico de vistoria”.

O mapeamento de cicatrizes tem como objetivo a identificação das unidades mais suscetíveis a deslizamento e como forma de validação dos modelos de suscetibilidades gerados nesta pesquisa, tanto pelo modelo de estabilidade da encosta, resultado do cálculo do fator de segurança (FS) pelo método Bishop (1955), quanto pelo modelo SHALSTAB.

5.4 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

O mapeamento geotécnico é uma forma eminentemente rica e apropriada para o exercício metodológico das geociências. O mapeamento geotécnico supera a visão fragmentada do meio físico, sendo a integração dos conhecimentos das diversas áreas das geociências que tratam do meio físico, ao mesmo tempo e que traz os limites e o potencial em possibilidades de usos e recursos para a ocupação antrópica (DINIZ, 2012).

Com o objetivo de identificar e caracterizar as unidades geotécnicas da área de estudo, o mapeamento geotécnico foi aplicado a partir de dados de campo e laboratório, interpretações de mapas e a análise de suscetibilidade das unidades mais suscetíveis a deslizamentos. Nesta pesquisa para o mapeamento geotécnico serão utilizados duas metodologias para definição de unidades geotécnicas.

A metodologia da Davison Dias (1995) empregada em trabalhos anteriores e já difundida e com resultados satisfatórios em estudos geotécnicos aplicados principalmente no Sul do Brasil. A outra metodologia para definição de unidades geotécnicas é oriunda do método semelhante ao da Davison Dias (1995), mas empregando o modelado do relevo na formulação do método ao invés de dados pedológicos.

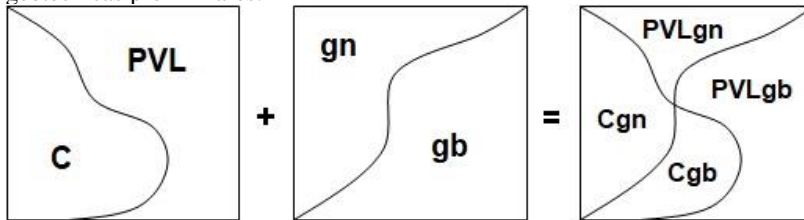
5.4.1 Mapa geotécnico preliminar

O mapa geotécnico preliminar visa auxiliar na caracterização do meio físico, identificando unidades geotécnicas, facilitando a seleção dos pontos de amostragem e direcionar as análises aos grupos de maior interesse frente à suscetibilidade de deslizamentos. Serão abordadas

duas metodologias para mapeamento geotécnico preliminar e na caracterização das unidades geotécnicas.

Na elaboração do mapa geotécnico preliminar, adotada a metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995) baseada na formulação de um mapa temático geotécnico, a partir da sobreposição do mapa pedológico, litológico e das curvas de nível na qual é possível obter um mapa de estimativas de unidades geotécnicas com comportamento geomecânico semelhantes (Figura 20). O mapa litológico foi elaborado com base na interpretação do mapa geológico, do qual foi retirada a rocha predominante de cada domínio. O MDT e o mapa de declividade serão utilizados para fazer a distinção das áreas de solos residuais e sedimentares, bem como, auxílio na determinação da classe de estabilidade das encostas em relação ao grau de declividade.

Figura 20 - Exemplificando o cruzamento de mapas para obtenção das unidades geotécnicas preliminares.



Fonte: autora (2018).

Segundo Davison Dias (2001) as unidades geotécnicas criadas são compostas por polígonos classificados segundo a pedologia, horizontes B e C, representadas por letras maiúsculas, e pela litologia, horizontes RA e R (rocha sã), por letras minúsculas. A simbologia para a geologia foi estipulada conforme a

Quadro 3 e para a pedologia conforme a Quadro 4. Para este estudo, as unidades geotécnicas definidas no método da Davison Dias (1995), serão chamadas de unidades geotécnicas pedogeológicas, já que os dados geológicos e pedológicos são as informações principais para determinação das unidades geotécnicas.

Para as classes de rocha e solo que não tiveram correlação com as classificações desses quadros serão adotadas as simbologias que melhor caracteriza a unidade geotécnica, como, por exemplo, em relação ao granito-migmatito adotou-se a sigla gm, os ortogneisse félsico e ortogneisse máfico adotou-se as siglas gn e gn1 respectivamente. As

rochas gabróicas também não foram contempladas no quadro de Davison Dias e são identificadas com a sigla gb.

As classes pedológicas que não foram contempladas nos quadros de Davison Dias foram adotadas para o caso do Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico álico a sigla PVL a segundo IBGE (2003).

Quadro 3 - Simbologia simplificada da geologia e litologia.

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
a	Arenito	g	Granito
ag	Argilito	gl	Granulito
an	Andesito	gn	Gnaisse
ar	Ardósia	gd	Granitóide
b	Basalto	ma	Mármore
br	Brecha	p	Pelito
c	Conglomerado	q	Quartzito
ca	Calcáreo	r	Riolito
cm ¹	Complexo metamórfico (1)	si	Sienito
cr	Carvão	s	Silito
d	Diorito	sq	Sedimentos quaternários
da	Dacito	st	Sedimentos terciários
f	Folhelho	x	Xisto

Nota: (1) Complexo formado por várias rochas metamórficas de difícil individualização.

Fonte: Davison Dias (2001)

Quadro 4 - Simbologia simplificada das classes pedológicas.

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
A	Aluviais	P	Podzóis Indiscriminados
AQ	Areia Quartzosa	PB	Podzólico Bruno-Acidentado
B	Brunizém	PE	Podzólico Vermelho-Escuro
BV	BV Brunizém Vértico	PL	Planossolo
C	Cambissolo	PLV	Planossolo Vértico
CB	Cambissolo Bruno	PLP	Planossolo Plíntico
GH	Glei	PT	Plintossolo
HO	HO Solo Orgânico	PV	Podzólico Vermelho-Amarelo
LA	Latossolo amarelo	R	Litólico
LB	Latossolo Bruno	TR	Terra Roxa Estruturada
LBC	LBC Latossolo Bruno Câmbico	TB	Terra Bruna-Estruturada
LBR	LBR Latossolo Bruno-Roxo	TBR	Terra Bruna-Roxa
LE	LE Latossolo Vermelho-Escuro	TBV	Terra Bruna Podzólica
LR	Latossolo Roxo	V	Vertissolo
LV	LV Latossolo Vermelho-Amarelo		

Fonte: Davison Dias (2001).

Dessa forma, para as unidades pedogeológicas identificadas na área de estudo, para solos residuais, a siglas e suas respectivas nomenclaturas estão descritas no Quadro 5.

Quadro 5 – Nomeclatura das unidades geotécnicas pedogeológicas de solos residuais.

Sigla	Nomeclatura
Cgn	Cambissolo substrato gnaisse félsico
PVLgn	Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato gnaisse félsico
Cgn1	Cambissolo substrato gnaisse máfico
PVLgn1	Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato gnaisse máfico
Cgb	Cambissolo substrato gabro
PVLgb	Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato gabro
Cgm	Cambissolo substrato granito-migmatito
PVLgm	Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato granito-migmatito

O outro método aplicado nesta pesquisa para definição de unidades geotécnicas é formulada principalmente de informações geomorfológica-geológicas. Utiliza-se a sobreposição do mapa geológico com o mapa morfoestrutural da área de estudo (Figura 4). Do mapa morfoestrutural (Figura 4) é extraído do modelado do relevo os dados geomorfológicos, onde foram delimitadas as áreas mais baixas do município de Timbó como modelado de colinas arredondadas, com cobertura de solo muito espesso. Nas áreas com relevo mais elevado foram delimitadas o modelado em morrarias e montanhas, apresentando áreas com maiores declividades da área de estudo. De acordo com Hartmann et al. (1979), em trabalhos no Vale do Itajaí, no município de Luiz Alves, sugerem que essas diferenças no padrão de modelado em rochas do Complexo Ganulítico de Santa Catarina tem controle estrutural e seriam reflexo da formação de faixas alongadas de cisalhamento rúptil, que condicionam a instalação de vales alongados, onde predominam cataclasitos não muito cimentados e consequentemente mais erodidos. Neste trabalho, mantém-se a idéia de um controle estrutural. Admite-se que rochas mais cataclasadas e, portanto, menos resistentes e mais suscetíveis ao intemperismo condicionam o modelado em colinas e se contrapõem, devido a processos de erosão diferencial, às rochas menos deformadas que condicionaram o modelado mais elevado, em morrarias e montanhas.

O cruzamento dos dados geológicos com o modelado do relevo segue o procedimento ilustrado na Figura 20. As unidades geotécnicas criadas são aqui chamadas de unidades geomorfo-pedogeológicas, compostas por polígonos classificados segundo o modelado do relevo, representadas por letras maiúsculas, e pela litologia, horizontes RA e R (rocha sã), por letras minúsculas, serão separados por um hífen entre informação litológica e modelado do relevo. A simbologia para o modelado do relevo foi estipulada conforme o Quadro 6 e para a litologia conforme o Quadro 7 pertinente aos dados desta pesquisa.

Quadro 6: Simbologia simplificada das classes modelado do relevo.

Sigla	Classificação
M	Morraria ou montanha
C	Colinas

Os terraços aluviais (baixo, médio e alto) na área de estudos serão agrupadas e nomeadas como aluviões, identificado como unidade geotécnica de solos sedimentares, representando baixa suscetibilidade na ocorrência de deslizamentos, devido à baixa declividade da área.

Quadro 7: Simbologia simplificada das classes geológicas.

Sigla	Classificação
gn	Gnaisse félsico
gnl	Gnaisse máfico
gb	Gabro
gm	Granito-migmatito
de	Depósito coluvial

A nomenclatura para as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas da área de estudo estão dispostas no Quadro 8 para os solos residuais.

Quadro 8 – Nomeclatura das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas de solos residuais.

Sigla	Nomeclatura
M-gn	Morraria substrato gnaisse félsico
C-gn	Colina substrato gnaisse félsico
M-gnl	Morraria substrato gnaisse máfico
C-gnl	Colina substrato gnaisse máfico
M-gb	Morraria substrato gabro
C-gb	Colina substrato gabro
M-gm	Morraria substrato granito-migmatito
C-gm	Colina substrato granito-migmatito

Os mapas utilizados como dados de entrada no mapeamento preliminar incluem: mapa geológico em escala original 1:10.000 e o mapa morfoestrutural, elaborados para o projeto “Cartas Geotécnicas de Aptidão à Urbanização Frente aos Desastres Naturais” do município de Timbó (2018); mapa pedológico em escala 1:100.000, do Projeto GERCO (IBGE, 2003); e as curvas de nível foram extraídas do MDT com pixel de 1 metro, com precisão de 1:10.000 (SDS/SC, 2013).

Depois da edição e classificação em ambiente *ArcGis*, foi realizada uma combinação entre os mapas, identificando as unidades geotécnicas por meio dos polígonos com atributos pedogeológico, de acordo com a metodologia da Davison Dias (1995), como de informações geológico e modelado do relevo (geomorfológico), estruturando-se nas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, representando as áreas de solos com comportamento geomecânico semelhante com base na sua gênese. Foi utilizado para o procedimento a ferramenta *intersect* da extensão *Analysis Tools*, gerando novos polígonos já reclassificados de acordo com sua unidade geotécnica preliminar.

5.5 CARACTERIZAÇÕES DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

Davison Dias (1995) sugere que solos oriundos da mesma unidade geotécnica apresentam comportamento geomecânico semelhante. Desta forma, os resultados obtidos para um ponto de estudo contido em uma unidade, podem não ser representativos de um todo, devido à heterogeneidade do solo ao longo de cada unidade. No entanto, são passíveis de extrapolação para toda a unidade geotécnica em questão.

Zuquette e Gandolfi (1987) afirmam que o comportamento dos solos é diferenciado em função do relevo. Solos originários da mesma unidade geotécnica, apresentando diferentes elevações, podem demonstrar comportamento heterogêneo. Assim, as unidades geotécnicas que tem como base a descrição do modelado de relevo descrito no item anterior, podem caracterizar as unidades geotécnicas de forma mais satisfatória.

Para caracterização das unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) e as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (modelado do relevo), foram utilizadas informações extraídas dos ensaios de caracterização dos solos e dos parâmetros de cisalhamento direto. Dessa forma, torna-se necessária para determinação

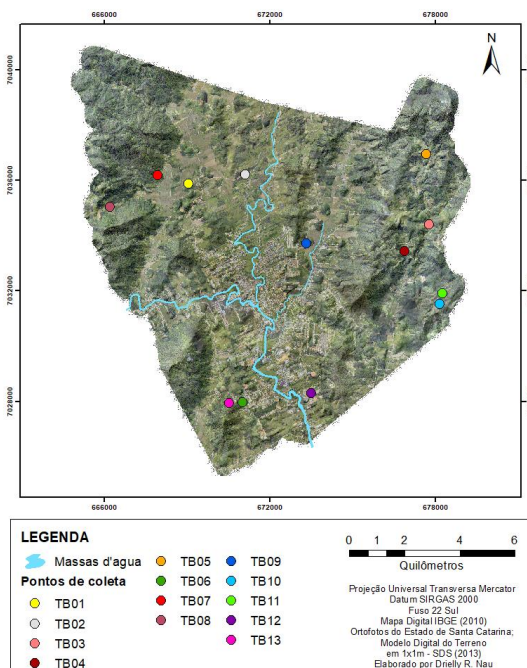
e caracterização das unidades geotécnicas a coleta de amostras de solos de cada unidade e execução de ensaios laboratoriais, conforme descritos a seguir.

5.5.1 Coleta das amostras

A partir do mapeamento geológico, geração do mapeamento das unidades geotécnicas e auxílio da ortofotomosaico, juntamente com o MDT, foram identificados pontos de maior interesse para coleta das amostras de solo indeformadas e deformadas, destinadas aos ensaios de caracterização do solo e o cisalhamento direto das unidades geotécnicas.

As coordenadas geográficas dos possíveis pontos de coleta foram registradas previamente em equipamento GPS (Garmin - GPSmap 60CSx) e levadas à campo, onde verificou-se com maior exatidão os pontos ideais de coleta.

Figura 21 - Mapa da coleta dos pontos de amostras de solo total de 13 amostras de solo).



Os trabalhos de campo para coleta das amostras, foram realizados em novembro de 2016, março e setembro de 2017. Em todas as amostras coletadas foi retirado aproximadamente 1kg de amostra deformada para caracterização do solo e 4 moldes de amostras indeformadas para ensaio do cisalhamento direto.

A unidade Rgn1 (Regossolo substrato gnaisse félsico) não foi possível à coleta de amostra de solo, devido à dificuldade de acesso à área, por apresentar relevo muito escarpado, sendo uma unidade que apresenta características de cobertura de solo inexistente ou incipiente com baixa representatividade em tamanho na área de estudo.

As amostras indeformadas utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto foram extraídas por meio de anéis metálicos, molde quadrado de 10,2 cm de largura por 2 cm de altura (Figura 22). Os moldes com o solo foram revestidos por filme PVC e armazenados em caixa de plástico envoltos por solo deformado (Figura 23), de forma a conservar o máximo sua umidade natural e diminuir o impacto de transporte para não deformar a amostra. As amostras de solos foram mantidas em câmara úmida até a realização dos ensaios laboratoriais e de cisalhamento direto.

Figura 22 - Coleta de amostra indeformada com anel metálico de coleta para ensaio de cisalhamento direto.



Figura 23 - Acondicionamento de amostras indeformadas.



Nas unidades geotécnicas derivadas de sedimentos quaternários aluviais (Csq, PVLsq e Gsq) não há coleta de material. Pois, são unidades localizadas em áreas de planícies aluviais, com pouca declividade e não apresentam maior suscetibilidade a deslizamentos. Dessa forma, foram descartadas das análises de caracterização do solo, porém a modelagem da estabilidade foi utilizada valores retirados da literatura e banco de dados de ensaios de cisalhamento direto.

5.5.2 Ensaios geotécnicos de caracterização

5.5.2.1 Determinação do teor de umidade do solo

O teor de umidade (w), também chamado de umidade natural do solo, é definido como a razão do peso de água (W_a) pelo peso de material sólido (W_s), e é expresso em porcentagem (%).

O valor da umidade natural do solo varia e função da localização da amostra, isto é, se próxima ou na superfície do terreno, se em profundidade, se nas proximidades de lagos, rios ou fontes, se coleta logo após uma chuva, etc. Amostras coletadas acima do nível permanente do lençol freático podem apresentar variações natural de umidade, devida a vários fatores como temperatura, intensidade e duração das chuvas, entre outros (FIORI, 2009).

A determinação do teor de umidade natural é simples e é realizada conforme a

NBR 457/1986. Em três capsulas metálicas de pesos conhecidos são colocados aproximadamente 50g de solo destorroado (umidade natural). Depois de pesa-las, as capsulas são deixadas na estufa por 24 horas a uma temperatura entre 105 e 110°C. Após a secagem, são determinados

os pesos das cápsulas com os solos secos. Calcula-se w , então, utilizando a Equação (29).

$$W = \frac{w_a}{w_s} * 100 \quad (29)$$

5.5.2.2 Determinação da granulometria

Para determinar a distribuição das dimensões dos grãos do solo realiza-se a granulometria conforme a norma de ABNT NBR 7181/1984, que consiste em duas fases, a de peneiramento e a sedimentação.

O ensaio consiste no destorroamento de cerca de 1 kg de solo seco ao ar que e passado na peneira nº 10, com abertura da malha de 2 mm, para a separação da argila, silte e areia do pedregulho. Com o material retido e realizado o peneiramento grosso, utilizando as peneiras no: 2", 1,5", 1", 3/4", 3/8", 4 e 10. Observa-se que a abertura nominal da peneira e considerada como o diâmetro das partículas, no entanto, segundo Pinto (2000) trata-se de um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas.

Com o material passante na peneira nº 10, toma-se cerca de 100g e adiciona-se um produto químico com ação defloculante para a realização da sedimentação. Colocando-se o solo em suspensão em uma proveta com cerca de 1 litro de água destilada, após o repouso, as densidades de suspensão são determinadas por leituras em um decímetro em diversos intervalos de tempo (Figura 24). Após a realização da sedimentação, e feita à separação entre as frações silte e areia utilizando-se a peneira nº 200, com abertura da malha de 0,075mm. Ressalta-se que a separação entre essas frações não corresponde ao diâmetro adotado pela ABNT NBR de 0,060mm. O material passante na peneira nº 200 (argila e silte) e descartado e o material retido (areia) e submetido ao peneiramento fino, utilizando-se as peneiras no: 16, 30, 40, 60, 70, 100 e 200.

Figura 24 - Ensaio granulometria – Sedimentação.



5.5.2.3 Determinação da massa específica dos grãos

O peso ou massa específica dos grãos (Y_s) é a razão entre o peso seco dos grãos (W_s) constituintes do solo e o volume (V_s) ocupado por eles, referindo-se somente na fase sólida do solo (Equação 30)

$$Y_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (30)$$

O peso específico dos grãos não pode ser confundido com densidade absoluta ou massa específica (d) de um material, que é a razão da massa pelo volume, ou seja:

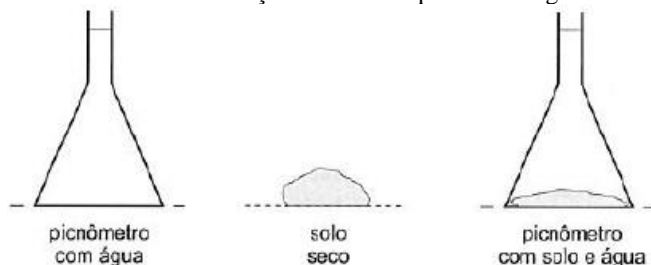
$$d = \frac{m}{v} \quad (31)$$

A densidade relativa (δ) é a razão entre a massa específica de um material (Y_s) e a massa específica da água (Y_n):

$$\delta = \frac{Y_s}{Y_n} \quad (32)$$

Para determinação da massa específica dos grãos em laboratório, usa-se a normas da ABNT NBR 6508/1984, realizado pelo procedimento do picnômetro. No ensaio, obtêm-se os pesos do solo ($P1$), do picnômetro + água destilada ($P2$) e do picnômetro + solo + água destilada ($P3$) em gramas (g) (Figura 25).

Figura 25 - Ensaio de determinação da massa específica dos grãos.



Fonte: Adaptado de Pinto, 2000.

O procedimento é realizado com cerca de 55g de solo passante na peneira nº 4, com abertura da malha de 4,8mm, correspondendo ao $P1$. Pesa-se o picnômetro de 500 ou 1.000cm³ com água destilada, correspondendo ao $P2$. Coloca-se o solo no picnômetro, adiciona-se água destilada e submete a mistura a um vácuo de 71kPa para a remoção do ar aderente as partículas sólidas. Depois de completados dois ciclos de 15 minutos, completa-se o picnômetro com água destilada e determina-se o peso do conjunto ($P3$) e a temperatura da mistura. O procedimento é repetido para duas amostras de cada solo.

A partir dos pesos obtidos ($P1$, $P2$ e $P3$), da temperatura da mistura durante a execução do ensaio e do teor de umidade da amostra de solo, calcula-se a densidade ou massa específica dos grãos do solo, conforme a equação (4):

$$\delta = \frac{P1 \cdot 100 / (100 + w)}{\left[P1 \cdot \frac{100}{100 + h} \right] + P2 - P3} * \delta t \quad (33)$$

onde δ é a massa específica dos grãos do solo [adimensional]; $P1$ e o peso do solo úmido [g]; $P2$ e o peso do picnômetro + água destilada [g]; $P3$ e o peso do picnômetro + solo + água destilada [g]; w e a umidade inicial da amostra [%] e δt e a massa específica da água, na temperatura T°C do ensaio [g/cm³].

Com relação aos resultados das duas amostras, devem-se considerá-los satisfatórios quando seus valores, expresso com precisão de milésimos (três casas decimais), diferirem 0,02 ou menos (ABNT NBR 6508/1984).

Os valores do ensaio de massa específica dos grãos podem variar de acordo com os constituintes mineralógicos do solo.

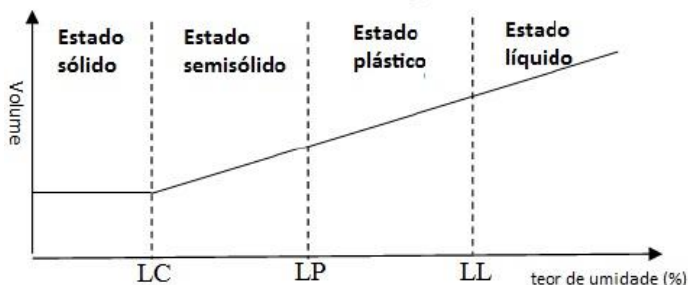
5.5.2.4 Limites de consistência - limites de Atterberg

O comportamento de um solo argiloso varia amplamente em função do teor de umidade (h), podendo passar de um estado quase líquido, até um estado sólido (Fiori, 2009). Assim, não basta somente a granulagem para caracterizar esses tipos de solo, pois suas propriedades plásticas dependem do teor de umidade, além da forma e tamanho das partículas, sua estrutura e sua composição química e mineralógica (VARGAS, 1977).

Estudos realizados por Albert Atterberg, em 1911, sobre as propriedades e influência das frações finas dos solos em relação a sua consistência, apresentou variações do estado de consistência dos solos em função do teor de umidade. Dessa forma, foram definidos os limites de consistência relacionados aos teores de umidade limites entre os vários estados de consistência dos solos argilosos, também chamados de limites de Atterberg (ORTIGÃO, 2007).

Os limites de consistência dos solos são três e são conhecidos como limites de contração (LC), de plasticidade (LP) e de Liquidez (LL). O LC corresponde à transição entre os estados sólidos e semissólidos, o LP corresponde à transição entre os estados semissólidos e líquido, e o LL define o teor de umidade acima do qual o solo passa do estado plástico ao estado líquido (Figura 26).

Figura 26 - Limites de consistência de Atterberg.



Fonte: Sbroglia (2012).

Os limites de plasticidade e de liquidez podem ser identificados por meio de ensaios laboratoriais. O Limite de liquidez corresponde ao teor de umidade contido no solo quando este se encontra no limite entre

os estados líquido e plástico. Indiretamente, pelo ensaio de LL, mede-se, a resistência ao cisalhamento do solo para cada dado de teor de umidade, por meio do número de golpes necessários ao escorregamento do talude, para o fechamento de um sulco longitudinal. O ensaio é normatizado pela NBR 6459/1984 e utilizado o aparelho de Casagrande (Figura 27).

Figura 27 - Aparelho de Casagrande para determinação do LL.



Fonte: SOLOTEST (2017).

O ensaio consiste inicialmente na homogeneização da amostra de solo, este passante na peneira #40 (0,42 mm), determinando-se a sua unidade (h) que deve se aproximar ao seu limite de plasticidade. Em seguida, a amostra é colocada na concha de latão e utilizando o cinzel se faz um sulco longitudinal. Com o auxílio de uma manivela, girada a 2 golpes por segundo, concha é levantada e cai a uma altura padrão, golpeando-se a amostra até o momento em que os dois lados do talude do solo se juntam longitudinalmente, por um comprimento igual a 13mm. Interrompe-se o ensaio e conta-se o número de golpes necessários para que as bordas inferiores da ranhura se unam. Coleta-se uma amostra central, correspondente ao ponto onde a ranhura foi fechada e determina-se o teor de umidade, conforme NBR 6457/1986. Repete-se procedimento sete vezes com variação crescente do teor de umidade, para melhor definição da reta. A partir de no mínimo cinco pontos, pode-se construir uma reta chamada de curva de fluidez por DAS (2007), onde as ordenadas (em escala logarítmica) são os números de golpes e as abcissas (em escala aritmética) são os teores de umidade correspondentes, e ajusta-se uma reta pelos pontos assim obtidos. Convencionou-se o teor de umidade correspondente a 25 golpes como o valor do limite de liquidez. Determina-se na reta o teor de umidade

correspondente a 25 golpes, que é o limite de liquidez do solo (NBR 6459, 1984).

O limite de plasticidade (LP) é determinado pela porcentagem da umidade para a qual o solo começa a se fraturar ao se tentar modelar um cilindro de 3 mm de diâmetro e com cerca de 10 cm de comprimento.

Para realização do ensaio é necessário obter a fração fina do solo, passante na da peneira nº 40 (0,42mm). Inicialmente uniformiza-se 50 g de solo argiloso e, sobre uma placa de vidro, procura-se fazer pequenos cilindros de 3 mm de diâmetro, rolando o solo entre a placa e a mão (Figura 28) num movimento de vaivém. Quando o cilindro é obtido, colhe-se sua umidade, que representa o LP, deve-se repetir o procedimento pelo menos duas vezes, no caso, nessa pesquisa foram repetidas cinco vezes, para obter-se um valor médio mais consistente.

Figura 28 - Procedimento do ensaio para determinação do LP.



A partir das diferenças entre os limites de plasticidade e de liquidez pode-se definir o índice de plasticidade (IP) de um solo, fornecendo informações acerca da amplitude da faixa de plasticidade do solo. A equação corresponde:

$$IP = LL - LP \quad (34)$$

Onde: IP e o índice de plasticidade [%]; LL e o limite de liquidez [%] e LP e o limite de plasticidade [%].

Este índice determina o caráter de plasticidade de um solo, assim, quanto maior o IP, mais plasticidade do solo. Deste modo, Jenkins classificou os solos de acordo com o IP em:

- a) solo pouco plástico, quando $1 < IP \leq 7$;
- b) solo medianamente plástico, quando $7 < IP \leq 15$;
- c) solo altamente plástico, quando $IP > 15$.

O índice de plasticidade é maior nas argilas e nulo para as areias. A matéria orgânica no solo eleva o valor do LP sem elevar simultaneamente o LL e, por isso, tais solos aparentam baixos valores para IP.

5.5.3 Metodologia miniatura compactada tropical

Diante da incompatibilidade encontrada na utilização das classificações tradicionais em solos de clima tropical e seu comportamento geotécnico em campo, Nogami e Villibor, nos anos 80, iniciam os primeiros estudos incluindo a metodologia Miniatura Compactada Tropical - MCT na identificação de solos tropicais (SANTA'ANA, 2002 apud HIGASHI, 2012; WERNECK e MOMM, 2007; SANTOS, 2006).

Com base nas propriedades mecânicas e hídricas dos corpos de prova compactados de dimensões reduzidas é realizada a classificação dos solos a partir do método MCT. O método permite avaliar propriedades fundamentais dos solos como contração, permeabilidade, expansão, coeficiente de penetração d'água, coesão, capacidade de suporte e curvas de compactação (SANTOS, 2006; WERNECK e MOMM, 2007).

Porém, Sant'Ana (2002) descreve uma série de problemas referente a complexidade dos ensaios e outros de caráter executório e custos, fazendo com que os pesquisadores buscassem procedimentos mais simplificados que cumprissem os mesmos objetivos para metodologia do MCT.

A partir de uma metodologia mais prática, rápida e de fácil execução e uso na classificação dos solos tropicais, foi sugerida uma sequência de trabalhos, exposto por Godoy (1997), de Nogami e Cozzolino (1985), Fortes (1990), Fortes e Nogami (1991), Nogami e Villibor (1994), Godoy et al. (1994), Nogami et al. (1995), Godoy et al. (1996), Nogami e Villibor (1995) e Takiya (1997).

Dessa maneira, estas pesquisas apresentam estudos referentes à classificação geotécnica MCT dos solos pelo método expedido das pastilhas. Este método utiliza pastilhas de solos moldada em anéis de diâmetro de 20 mm por 5 mm de altura sob condições específicas resultando na classificação quanto a classe de solos tropicais (HIGASHI, 2012). E caracteriza-se pela observação do comportamento de deformabilidade, resistência e permeabilidade de pastilhas de solo (SBROGLIA, 2012).

O procedimento do ensaio é simples e utiliza os seguintes equipamentos para execução:

a) Equipamentos convencionais: almofariz, peneira nº 40, placa de vidro despolido, espátula e papel filtro.

b) equipamentos específicos: anéis de PVC rígido, teflon ou similar com 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura, minipenetrômetro com ponta plana e corpo cilíndrico de 1,3 mm de diâmetro e peso total de 10g, paquímetro, placa de pedra porosa.

Para a realização do ensaio são realizados os seguintes procedimentos:

- Secagem da amostra de solo, ao ar livre ou em estufa com no máximo 60°C, para eliminar a umidade natural.

- Peneiramento em peneira nº 40 (0,425 mm), material passante utilizar cerca de 50g para o ensaio.

- O método das pastilhas limita seu uso a solos com mais de 80% das partículas passante na peneira nº 40.

- Espatulação de aproximadamente 50cm³ do solo sobre uma placa de vidro. Adicionar água destilada à massa de solo até que esta apresente consistência, medida com minipenetrômetro o equivalente à penetração de 1mm. A espatulação deve ser repetida por aproximadamente 400 vezes.

- Atingida a penetração especificada acima, são confeccionadas as pastilhas e esferas. As pastilhas são moldadas em 5 anéis de aço inox homogeneamente.

- Leva-se para a estufa a 60°C por no mínimo 6 horas. São moldadas 2 esferas com diâmetro aproximado de 20 mm, e levadas para a estufa junto com as pastilhas.

- Após a secagem, as pastilhas e as esferas são deixadas esfriar por pelo menos 10 minutos (Figura 29a). Determina-se a contração medindo-se o diâmetro das pastilhas com o auxílio de um paquímetro, fazendo-se a média de cinco medições defasadas, entre si, de 120°.

- A reabsorção da água é feita colocando-se a pastilha sobre uma placa de pedra porosa de 5mm de altura recoberta por papel filtro (Figura

29b). Deve-se anotar o tempo médio de ascensão da água na pastilha através da mudança de cor da mesma.

Figura 29a - Pastilhas e esferas após secagem.



Figura 29b - Pastilhas sobre pedra porosa saturada.



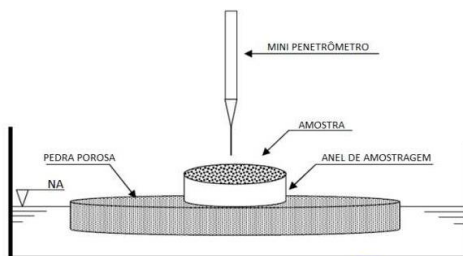
- Uma das esferas é imersa em um recipiente com cerca de 50 ml de água destilada para avaliação da sua interação com esse meio (Figura 30). O tempo necessário e suficiente para esta interação é de no máximo 2 horas e o produto final pode ser pastas (siltes), partículas (areias), blocos milimétricos ou esferas que se trinca ou não se alteram, conforme a granulometria e os argilominerais constituintes no solo.

Figura 30 - Esferas imersas em água.



- Após 2 horas de reabsorção de água através de pedra porosa, as pastilhas são avaliadas segundo a expansão, trincas, abaulamentos e penetrações. São feitas observações sobre o aspecto da expansão, abaulamentos e trincas surgidas de forma visual. As penetrações são feitas com o minipenetrômetro padrão de 1,3mm de diâmetro e 10g de peso (Figura 31).

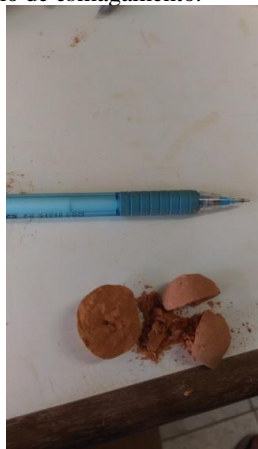
Figura 31 - Esquema de penetração (minipenetrômetro) da pastilha de solos.



Fonte: HIGASHI (2006).

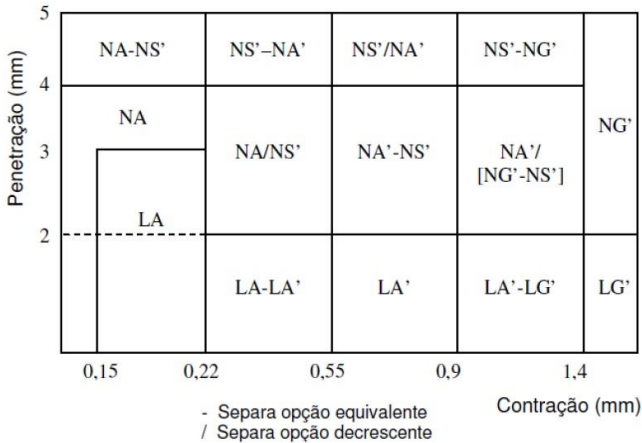
- A segunda esfera é submetida ao ensaio de esmagamento (Figura 32a e Figura 32b). A resistência ao esmagamento avalia a coesão a seco da esfera de solo a partir da tentativa de quebra da mesma entre os dedos polegar e indicador, e entre os dedos polegar e uma superfície plana dura, ou a esfera pode não se quebrar com a força dos dedos. O ensaio de esmagamento é subjetivo porque varia de acordo com a força do operador.

Figura 32a e 32b - Esfera submetida ao ensaio de esmagamento.



A classificação do solo é realizada com o emprego do gráfico da Figura 33. São utilizados os dados obtidos de contração da pastilha de solo e da penetração adquiridos através do minipenetrômetro.

Figura 33 - Gráfico para a classificação expedita MCT pelo método das pastilhas.



Onde:

LG': argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas.

LA': areias argilosas lateríticas;

A: areias com pouca argila laterítica;

NG': argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas;

NS'; siltes caulíníficos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-lateríticos;

NA': areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas;

NA: areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-lateríticos.

Fonte: Nogami e Villibor (1994 e 1995).

5.5.4 Ensaio ao cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é fundamentado no critério estabelecido por Mohr-Coulomb, sendo uma das formas mais antigas e reconhecidas no meio geotécnico para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. De acordo com o critério de Mohr-Coulomb, a ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ , τ) e tal que a tensão de cisalhamento é máxima e só vai depender da tensão normal, isto é $\tau = f(\sigma)$.

A resistência ao cisalhamento de um solo é a tensão de cisalhamento máxima que pode ser aplicada à estrutura do solo. Quando este máximo é atingido o solo rompe e a resistência do solo é totalmente mobilizada (SOARES et al, 2006). Segundo Pinto (2000) a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo. Logo, o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos compreende a análise do estado de tensões que provoca a ruptura.

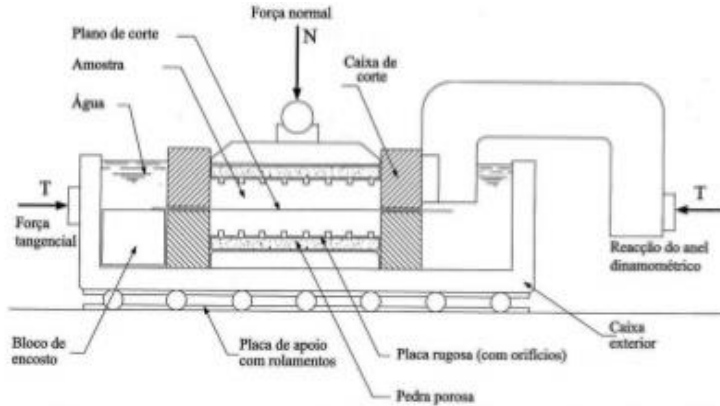
A resistência ao cisalhamento é influenciada pelos parâmetros ângulo de atrito, coesão e declividade (LUIZ, 2003). O ângulo de atrito e a coesão são as propriedades dos materiais mais significativas na discussão dos problemas de estabilidade de encosta (GUIDICINI E NIEBLE, 1983). O ângulo de atrito representa o atrito entre as partículas do solo sob o peso dos materiais, depende do tipo de material, e para um mesmo material, depende de diversos fatores (densidade, rugosidade, forma, etc.), assim sendo mais forte quanto mais significativas forem às irregularidades e as asperezas dos grãos (LUIZ, 2003).

A coesão de forma intuitiva é a resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pela qual ele se torna capaz de se manter coeso (VARGAS, 1977). Resultam da interação eletrostática entre as partículas finas do solo, argilo-minerais, óxidos e matéria orgânica, que tornam o solo coeso e mais resistente a eventuais rupturas (LUIZ, 2003). A coesão aparente é um efeito temporário, onde a água contida nos poros em condições de poro-pressões negativas também fornece coesão ao solo (VARGAS, 1977; LUIZ, 2003).

A tensão de cisalhamento é comandada pela gravidade, sendo influenciada pela declividade e peso dos materiais, um carregamento externo aplicado na superfície, ou a própria geometria da encosta, contribui para o desenvolvimento de tensões tangenciais ou de cisalhamento, que podem chegar a valores máxima tensão cisalhante e provocarem movimentos de massa (LUIZ, 2003; MARANGON, 2009).

Para o ensaio, um corpo de prova do solo é colocado em uma caixa bi-partida, fixa-se a parte inferior e movimenta-se a superior no sentido de se fazer o corte da amostra, medindo o esforço necessário para a ruptura. O valor da velocidade de deslocamento adotado da parte inferior será de 0,307 mm/min em todos os ensaios. A tampa da parte superior é falsa, isto é, sobre ela pode-se aplicar a carga vertical P distribuída em sua área A (Figura 34).

Figura 34 - Caixa utilizada no cisalhamento direto.

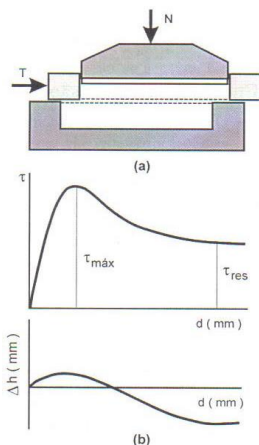


Fonte: Silva et al. (2004).

Aplica-se inicialmente uma força vertical N . Uma força tangencial T é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, ou um deslocamento é provocado, medindo-se a força suportada pelo solo. As forças T e N , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que nele estão ocorrendo (Figura 35a).

A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, como se mostra na Figura 35b onde se identificam a tensão de ruptura, τ_{max} , e a tensão residual, que o corpo de prova ainda sustenta, após ultrapassada a situação de ruptura, τ_{res} . O deslocamento vertical durante o ensaio também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento.

Figura 35a e 35b - a) Representação das forças N e T; b) Representação do resultado típico do ensaio.



Fonte: Pinto (2000).

Dessa maneira, o ensaio de cisalhamento direto foi realizado de acordo com a norma ASTM D3080-04 e pode ser dividido em dois estágios: o primeiro diz respeito à consolidação, onde o corpo de prova se dá através de aplicações de cargas normais em condições inundadas, a fim de simular um cenário crítico de campo, devido à ocorrência de chuva. Para determinação da envoltória de Mohr-Coulomb, foram utilizadas tensões verticais de 32kPa, 76kPa, 124kPa. Desta forma, deve-se aguardar o fim de toda a compressão causada pelo carregamento normal, sendo possível proceder ao segundo estágio após a estabilização de volume. O segundo estágio é o do cisalhamento, com o auxílio de uma máquina de deformação controlada, impõe um deslocamento horizontal controlado a seção inferior da caixa (Figura 36a), aplicando uma tensão cisalhante que é aumentada, gradativamente, até produzir a ruptura do corpo de prova por cisalhamento ao longo do plano de contato entre as duas seções da caixa (Figura 36b). A velocidade do rompimento do corpo de prova é constante e condicionada ao tipo de solo ensaiado. Neste ensaio, as tensões normais e de cisalhamento são conhecidas somente no plano de ruptura para determinar o estado de tensão do solo nos diferentes planos.

Figura 36a - Equipamento completo utilizado no ensaio de cisalhamento direto.



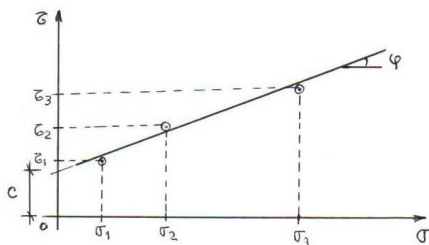
Figura 36b - Corpo de prova do solo após execução do ensaio.



O ensaio de cisalhamento direto é sempre drenado, devendo ser executado lentamente para impedir o estabelecimento de pressões neutras nos poros da amostra. Assim, pode-se calcular a estabilidade de um talude eliminando a coesão aparente, a fim de simular uma condição crítica devido à ocorrência de precipitação.

O resultado do ensaio de cisalhamento direto em um corpo de prova compõe um ponto no diagrama de Mohr, pelo qual podem ser traçados vários círculos. No entanto, somados a várias outras amostras ensaiadas da mesma estrutura com tensões normais diferentes, nos darão vários outros pares de tensão que, possibilitam o traçado da envoltória de resistência do solo e a obtenção dos parâmetros c e ϕ (Figura 37).

Figura 37 - Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb para determinação de c e ϕ .



O principal problema a ser apontado neste ensaio é a imposição de uma superfície de ruptura, principalmente em solos homogêneos. As principais vantagens do ensaio são a simplicidade de operação, facilidade de moldagem das amostras, baixo custo e a possibilidade de realização de ensaios em grandes dimensões (UFPR, 2017; ORTIGÃO, 2007).

5.6 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE UTILIZANDO O FATOR DE SEGURANÇA

Para o cálculo do Fator de Segurança são utilizadas uma sequência de funções em ambiente *ArcGis 10.1* e *software MacStars* da empresa *Mccaferri* por meio do método de cálculo Bishop (1955), utilizou-se os parâmetros de resistência das unidades geotécnicas como dados de entrada. O FS foi calculado com o objetivo de definir o ângulo de declividade limite de encostas para a ocorrência de deslizamentos, aplicado na elaboração do mapa de suscetibilidade.

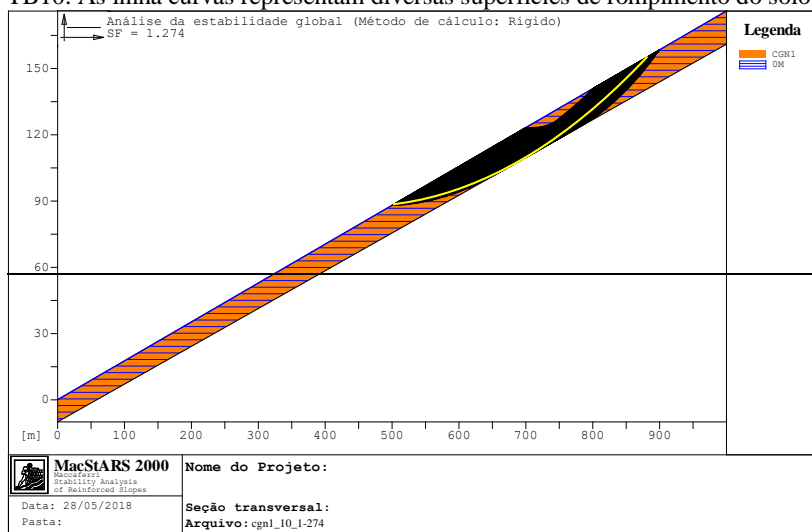
Para cada unidade geotécnica foi calculado as declividades das encostas (ângulo de declividade,), correspondentes aos Fatores de Segurança 0,40; 0,50; 0,60; 0,75; 1,00; 1,25; 1,50; 1,75; 2,00; 2,5 e 3,0, estabelecendo-se, assim doze classes de declividade balizadas por esses FS, conforme é mostrado na Tabela 1:, calculada para da unidade geotécnica referente a amostra de solo TB10.

Para o cálculo do FS para cada unidade geotécnica é utilizado o programa *MacStars*, são inseridos os valores dos parâmetros geotécnicos obtidos por ensaios do solo de cada unidade geotécnica, tais como coesão, ângulo de atrito interno, peso específico natural e peso específico saturado. Foi considerada uma espessura de solo de 15 e 5 metros e uma superfície piezométrica de 0 m (lençol freático aflorante), condições essas julgadas as mais realísticas possíveis para a área de estudos em condições de chuvas intensas. Para esses cálculos, foi considerado um talude infinito de 1000 metros de comprimento. Na Figura 38 é apresentado o modelamento dessa encosta, com talude infinito com inclinação de 10°, correspondente ao FS de 1,274 (aprox. FS 1,25), para o solo da unidade geotécnica Cgn1/M-gn1.

Tabela 1: Ângulos de declividade calculados para os onze fatores de segurança pré-determinados, resultando em doze classes de declividade para a unidade a unidade geotécnica correspondente a amostra TB10.

Classe de FS	Fator de Segurança	Âng. de declividade (°)
	0	70
12		
	0,4	30
11		
	0,5	25
10		
	0,6	20
9		
	0,75	17
8		
	1	12,5
7		
	1,25	10
6		
	1,5	9
5		
	1,75	7
4		
	2	6
3		
	2,5	5
2		
	3	4,3
1		
	infinito	0 (?)

Figura 38 - Modelagem de encosta com inclinação de 10°, correspondente ao fator de segurança 1,274 para os parâmetros geotécnicos das amostras de solo TB10. As linha curvas representam diversas superfícies de rompimento do solo.



Fonte: autora (2018).

Dando sequência ao método, o mapa de declividade da área da unidade geotécnica foi fatiado com os doze intervalos de declividades correspondentes às doze classes de FS da (Tabela 1), transformando-o num mapa de doze classes de fatores de segurança. Nesse caso, a suscetibilidade a deslizamentos é diretamente proporcional ao valor da classe de FS. Portanto, as classes de FS com valor mais elevado correspondem a áreas mais instáveis a deslizamentos. Por esse motivo, optou-se por chamá-lo de mapa de áreas instáveis a deslizamentos.

Procedimentos foram executados para todas as unidades geotécnicas amostradas nesta pesquisa. Os resultados das áreas de estabilidade de cada unidade geotécnica foram justapostos, gerando o mapa onde representa o modelo de suscetibilidade a deslizamentos da área de estudo, com doze classes.

5.7 MODELAGEM DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS A PARTIR DO SHALSTAB

Para a análise de estabilidade do município de Timbó, foi utilizado o modelo SHALSTAB que é composto pela integração de um modelo de estabilidade de encostas e um modelo hidrológico (MONTGOMERY; DIETRICH, 1994) para elaboração de mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos rasos. Este modelo considera dados hidrológicos, topográficos e propriedades geotécnicas e físicas do solo, na determinação da razão entre a quantidade de chuva e a transmissividade do solo necessária para tornar a encosta instável. A descrição da elaboração e como funciona o modelo SHALSTAB, assim como, o modelo hidrológico e de estabilidade de encosta que dão base para o SHALSTAB, estão descritos nos tópicos 4.3.1 Modelos matemáticos.

Para valores de profundidade do solo, também requerida pelo modelo, foi estipulada através de investigação de campo, por corte de talude e nas cicatrizes de movimentos de massa, relatórios técnicos, referências bibliográficas e levantamentos geofísico pelo método da eletrorresistividade por sondagem de refração sísmica, realizado pelo projeto de “Cartas geotécnicas de aptidão a urbanização frente a desastres naturais”.

O modelo foi executado através do programa *ArcGis* 10.1, pela ferramenta *Automatic SHALSTAB Analysis* (ASA), inserida ao Toolbox do referido software, abrangendo a rotina automatizada da equação matemática do modelo SHALSTAB (SBROGLIA et al., 2017). Os dados de entrada utilizados no modelo foram divididos em parâmetros de solo e variáveis espaciais topográficas (Quadro 9). Os parâmetros de solo foram determinados por meio de ensaios de laboratório e investigações de campo. As variáveis topográficas foram determinadas com base no MDT, resultando no mapa de declividade e área de contribuição. Desta forma, o modelo determina a instabilidade de cada *pixel* do MDT.

Quadro 9 - Dados de entrada do modelo SHALSTAB.

Parâmetros do solo	c'	Coesão efetiva	kPa
	φ	Ângulo de atrito	graus
	γ_{sat}	Peso específico saturado do solo	kg/m ³
	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

Dietrich e Montgomery (1998) elaboraram classes de estabilidade para a classificação dos valores de $\log(Q/T)$, agrupando os valores em incondicionalmente estáveis e incondicionalmente instáveis. Os autores dividiram os valores em classes de transição entre os extremos incondicionalmente estável e incondicionalmente instável, gerando para o modelo SHALSTAB sete classes de estabilidade, conforme consta na Tabela 02.

Tabela 2 – Tabela com as classes de estabilidade geradas pelo SHALSTAB pela razão $\log q/T$.

Código da Classe	Descrição da Classe	Condição
1. Estável	Incondicionalmente estável e saturado	$a/b > (T/Q) \text{sen}\theta$ $\tan\theta \leq \tan\alpha(1-\rho W/\rho S)$
2. > -2.2	Incondicionalmente estável e não saturado	$a/b < (T/Q) \text{sen}\theta$ $\tan\theta \leq \tan\alpha(1-\rho W/\rho S)$
3. -2.5 - -2.2	Estável e não saturado	$a/b < \rho S/\rho W(1-\tan\theta/\tan\alpha)(T/Q)\text{sen}\theta$ $a/b < (T/Q)\text{sen}\theta$ $\tan\alpha(1 - \rho W/\rho S) < \tan\theta < \tan\alpha$
4. - 2.8 - - 2.5	Instável e não saturado	$a/b \geq \rho S/\rho W(1-\tan\theta/\tan\alpha)(T/Q)\text{sen}\theta$ $a/b < (T/Q)\text{sen}\theta$ $\tan\alpha(1 - \rho W/\rho S) < \tan\theta < \tan\alpha$
5. -3.1 - -2.8	Instável e saturado	$a/b > \rho S/\rho W(1-\tan\theta/\tan\alpha)(T/Q)\text{sen}\theta$ $a/b > (T/Q)\text{sen}\theta$ $\tan\alpha(1 - \rho W/\rho S) < \tan\theta < \tan\alpha$
6. < -3.1	Incondicionalmente instável e não saturado	$\tan\alpha > \tan\theta$; $a/b < (T/q)\text{sin}\theta$
7. Instável	Incondicionalmente Instável e saturado	$\tan\alpha > \tan\theta$; $a/b > (T/q)\text{sin}\theta$

Fonte: Adaptado Montgomery e Dietrich, 1994

A razão $\text{Log } q/T$ resulta na probabilidade na relação da quantidade de chuva (volume de chuva) e a transmissividade de cenários específicos. A transmissividade (T) é um parâmetro que expressa a capacidade de um material poroso transmitir água ao longo da espessura do solo.

5.8 VALIDAÇÕES DOS MODELOS DE SUSCETIBILIDADE

Na análise de suscetibilidade a deslizamentos é necessário validar os modelos utilizados para que haja valor científico na aplicabilidade da metodologia adotada. A validação da suscetibilidade foi realizada através de métodos estatísticos/probabilísticos, promovidos pela cartografia indireta, buscando relações estatísticas entre os fatores de predisposição e a distribuição dos deslizamentos (GARCIA, 2012). Segundo Beguería (2006) os modelos de validação é uma etapa fundamental no mapeamento que envolva os riscos/perigos naturais, a validação permite estabelecer o grau de confiança do modelo utilizados. Para avaliar a capacidade do modelo de suscetibilidade, optou-se por seguir a metodologia proposta por Chung e Fabbri (1999), Fabbri et al., (2002) e Chung e Fabbri (2005) e utilizada por diversos autores Remondo et al. (2003b) Guzzetti et al., (2006); Berguería (2006); Zêrere et al. (2008); Garcia (2012); Gonçalves (2014); Sbroglia (2015); Ribeiro (2016); Degering (2017); França (2018).

A validação, de cada modelo de suscetibilidade empregado na pesquisa, será efetuada através da construção da curva de validação (FABBRI et al., 2002; CHUNG e FABBRI, 2005). Para isso, foi utilizado o mapa do inventário das cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos ocorridos na área de estudo (Figura 38). O cruzamento das cicatrizes com o resultado de cada modelo torna possível verificar se as cicatrizes mapeadas estão localizadas nas classes de maior suscetibilidade.

O processo de construção da curva de validação utiliza o mapeamento das cicatrizes de deslizamentos, porém somente as áreas das cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos, visualizadas pela linha pontilhada em vermelho na Figura 19. Assim, faz-se o cruzamento das áreas das cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos com o mapa de classes de estabilidade dos modelos aplicados, gerando informações para construção da curva de validação. Constrói-se para cada modelo uma tabela descrevendo a porcentagem das cabeceiras das cicatrizes em cada classe de estabilidade, além da área total de cada classe. A partir

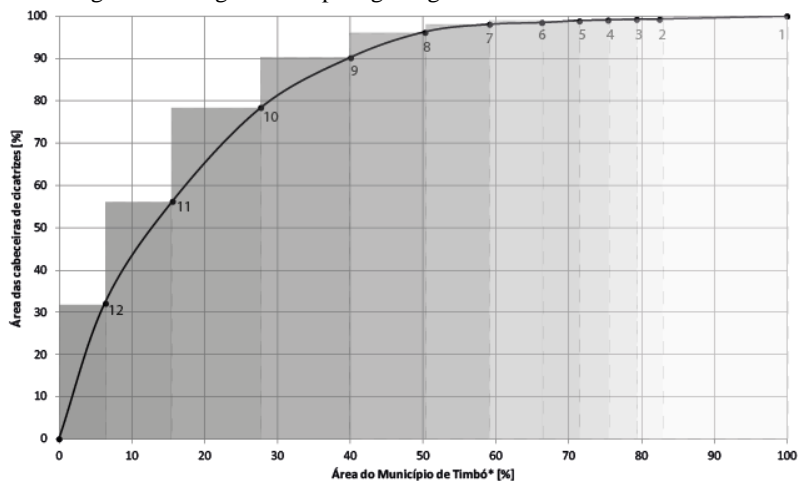
dessa tabela calcula-se o acumulado das áreas e com essa informação se desenha um gráfico. O eixo Y do gráfico representado pela porcentagem acumulada da área das cabeceiras de cicatrizes nas classes de estabilidade de cada simulação dos modelos de suscetibilidade, no eixo X está identificada a porcentagem acumulada das áreas das classes de estabilidade, em ordem decrescente do grau de suscetibilidade, até atingir 100% da área de estudos. Como resultado o gráfico apresenta uma curva, e esta é descrita como a curva de validação para modelos de suscetibilidade.

Conforme Fabbri (2002), para gerar validações de modelos são assumidos que os dados espaciais estão disponíveis ou podem ser construídos para proverem informações suficientes que caracterizem as condições típicas e que as condições que promoveram os eventos relacionados a cada tipologia do passado, serão os mesmos ou muito semelhantes aos condicionantes que irão promover os futuros.

O cenário ideal representado na curva é demonstrado em até os primeiros 20% da área das classes de maior suscetibilidade do modelo (eixo X) correspondendo a mais de 50% da frequência acumulada de cicatrizes (eixo Y). Dessa forma, certifica-se que a maiorias das cicatrizes caem justamente nas classes de maior suscetibilidade. Assim, quanto maior a declividade do início da curva (embarrigada a curva for), melhor será resposta do modelo de suscetibilidade, pois representa a suscetibilidade decrescente da área de estudo. A escolha do modelo que melhor determinar as áreas de maior suscetibilidade é feita dessa maneira.

A curva de validação também determina as áreas de maior e menor suscetibilidade. Conforme é ilustrado como exemplo no Gráfico 1:

Gráfico 1 – Gráficos do cálculo pelo FS para profundidade de 15 metros nas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas.

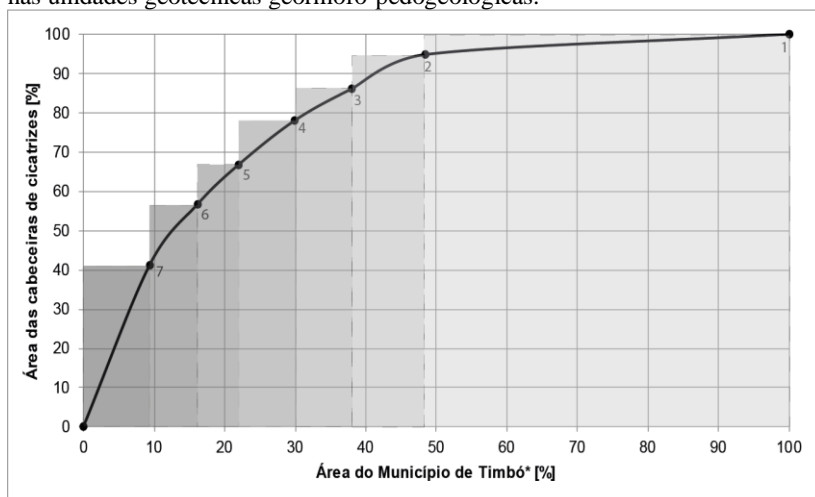


No Gráfico 1 observa-se que cerca de 15% das áreas das classes (classe 11) incidiram entorno de 56% do total de cicatrizes. Com base nessa informação e de acordo com a método de validação, essas áreas são consideradas áreas de alta suscetibilidade.

Por outro lado, ainda no Gráfico 1, as áreas das classes de 6, 5,4,3,2,1 somam cerca de 41% do total da área e recaem em quase 2% do total de cicatrizes. Essas áreas são consideradas áreas de suscetibilidade baixas, e podem ser consideradas áreas de segurança relativa. As áreas das classes 10, 9, 8 e 7 são consideradas áreas de suscetibilidade intermediária onde recomenda-se precaução para ocupação.

O mesmo acontece na aplicação da curva de validação para as simulações do modelo SHALSTAB. Como exemplo, a curva de validação para a simulação de unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para profundidade de 15 metros exposto no Gráfico 2. Nota-se que o método SHALSTAB são apresentadas apenas 7 classes referentes a áreas instáveis e estáveis da área de estudo, diferenciando do método pelo cálculo do Fator de Segurança.

Gráfico 2 – Gráficos do modelo SHALSTAB para profundidade de 15 metros nas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas.



No Gráfico 1 a área de alta suscetibilidade é representada entre os 16% das áreas das classes onde incidiram entorno de 56% do total de cicatrizes. A área corresponde as classes 1 e 2, apresentando maior concentração de cabeceira de cicatrizes nas classes mais instáveis do modelo SHALSTAB.

A classe 7 representa cerca de 48% da área com mais de 5% das cabeceiras de cicatrizes. A área da classe 7 pode ser representada como de suscetibilidade baixa.

As classes 3, 4, 5 e 6 somam cerca de 32% do total da área de estudo (área das classes), corresponde quase 39% da área das cabeceiras de cicatrizes e podem ser identificadas em áreas intermediárias.

De acordo com a metodologia da curva de validação dos modelos e suas simulações, a partir da premissa onde as áreas com maior número de cabeceiras de cicatrizes estejam identificadas nas classes de maior suscetibilidade a deslizamentos, as simulações dos dois modelos aplicados foram validados.

6. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios geotécnicos laboratoriais, caracterização das unidades geotécnicas, mapeamento e análises das áreas suscetíveis a deslizamento no município de Timbó.

6.1 ENSAIOS LABORATORIAIS

6.1.1 Caracterização do solo

Com o objetivo de entender o comportamento dos solos frente às ocorrências de deslizamentos, foram realizadas as seguintes análises laboratoriais para caracterização dos solos: granulometria, massa específica, LP, LL e MCT. Para realizar os ensaios de cada análise de caracterização dos solos estudados foram utilizadas amostras deformadas e indeformadas do horizonte C dos solos. Os resultados estão apresentados na Tabela 2.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da UFSC, com o apoio do Projeto de Cartas Geotécnicas de Aptidão à Urbanização Frente aos Desastres Naturais.

A análise granulométrica realizada com o intuito de verificar a distribuição das dimensões dos grãos dos solos coletados, caracterizados em pedregulhos, areias (fina, média e grossa), siltes e argilas. Os resultados são representados graficamente por curvas granulométricas na Figura 39.

De acordo com os resultados dos ensaios apresentados na Tabela 2, a maior parte das amostras de solos contém alta porcentagem de partículas finas (silte e argila), destacando-se os solos das unidades PVLgm/C-gm (TB01), e depósito de encosta (TB11) e PVLgb/C-gb (TB09). Nas unidades PVLgn/M-gn e Cgb/C-gb sobressaem, entretanto, maior percentual de areias.

Tabela 3 - Resultados da caracterização das amostras de solo das unidades geotécnicas pedogeológicas (Quadro 5) e geomorfo-pedogeológicas (Quadro 8).

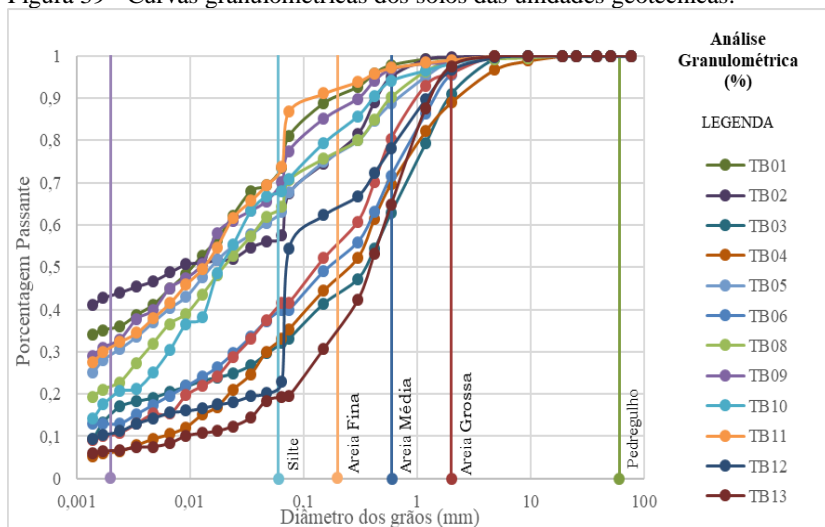
Ensaio Geotécnicos	Unidades geotécnicas													
	TB01 PVLg m C-gm	TB02 Cgn C-gn	TB03 Cgm M-gm	TB04 - M-gn	TB05 - M-gb	TB06 PVLgn1 C-gn1	TB07 Cde M-de	TB08 Cde M-de	TB09 PVLg b C-gb	TB10 Cgn1 M-gn1	TB11 Cde M-de	TB12 - -	TB13 PVLgn -	
Cor (MUNSELL, 1971)	10YR 6/6	7YR 6/8	10 YR 7/4	2.5Y 8/3	5YR 5/6	7.5 YR 5/4	5YR 5/4	10YR 6/6	2.5YR 5/8	2.5YR 5/8	10YR 6/6	5YR 6/8	10YR 6/6	
Granulome- tria (%)	Arg.	35,95	45,48	17,12	6,44	30,72	13,04	10,89	22,79	32,88	20,77	32,34	11,24	6,74
	Silte	45,05	21,93	14,99	26,59	36,96	26,94	30,76	41,44	37,32	47,17	41,53	11,64	12,52
	A.F.	7,74	7,19	9,32	11,46	7,29	9,03	10,47	11,40	14,90	11,44	17,23	39,43	11,40
	A.M.	9,02	20,44	21,43	25,27	13,78	22,62	28,31	14,56	11,66	14,72	6,06	15,88	34,12
	A.G.	1,74	4,63	28,11	19,24	9,93	24,01	15,43	8,38	1,56	4,04	1,92	18,54	32,81
Pedr.	0,50	0,33	9,03	11,00	1,32	4,36	4,14	1,43	1,68	1,86	0,92	3,27	2,41	
Umidade natural (%)	31,54	21,86	17,89	15,63	27,4	17,59	20,17	25,02	27,18	23,11	30,97	17,4	10,32	
Massa Específica δ	2,67	2,659	2,722	2,64	2,784	2,689	2,658	2,669	2,679	2,744	2,792	2,722	2,628	
Limites de consistênci- a	LL (%)	69	71	39	37	49	46	45	49	54	42	66	44	33
	LP (%)	52,53	43,98	37,52	33,44	37,79	39,78	37,27	41,05	43,79	32,50	42,74	38,35	NP
	IP (%)	16,23	27,36	1,38	3,39	11,38	6,55	8,02	8,14	9,76	9,66	23	5,20	NP
Classificaç- ão IP x LL	Plastic. média	Plastic. alta	Ligeir. plástico	Ligeir. plástico	Plastic. média	Plastic. baixa	Plastic. baixa	Plastic. baixa	Plastic. baixa	Plastic. baixa	Plastic. baixa	Plastic. alta	Plastic. baixa	-
Característi- ca MCT	Não expans.	Não expans.	Expans.	Expans.	Não expans.	Expans.	Expans.	Expans.	Expans.	Não expans.	Expans.	Não expans.	Expans.	Expans .

Obs.: LL – limite de liquidez; LP – Limite de plasticidade; IP – Índice de vazios; NL – Não líquido; NP – Não plástico

Observa-se que a maior parte das unidades geotécnicas oriundas do relevo de colina apresentam em sua maioria solos com partículas mais finas (argila e silte), os solos originários de relevo de morraria e montanhas com maiores quantidades areias.

De acordo com a Figura 39, pode-se observar que há dois conjuntos de tendência de curvas granulométricas, as curvas com maior quantidade de finos (silte e argila) e as curvas com mais quantidade de areias. As unidades que apresentam maior quantidade de partículas finas (silte e argila) estão indicando uma má gradação granulométrica e algumas com tendência a ser descontínuas, destaque para a unidade Cgb/C-gb (TB12) com má gradação e a unidade Cgn/C-gn (TB02) como descontínua. As curvas localizadas mais abaixo do gráfico apresentam uma melhor gradação granulométrica, destacando a unidade PVLgn/M-gn (TB13).

Figura 39 - Curvas granulométricas dos solos das unidades geotécnicas.



Em relação aos resultados da umidade natural dos solos apresenta-se uma média de 22%, onde as amostras de solo como maior umidade natural correspondem a maior quantidade de finos e as amostras de solo com maior quantidade de areias apresentam umidade naturais menores, no caso dessa pesquisa inferiores a 20,5%. A amostra de solo TB13 (PVLgn/M), apresenta o valor mais baixo de umidade natural, com 10,32%. A umidade natural do solo pode estar relacionada

com alta porcentagem e de areias médias e grossas (66,93%), e apresentado baixo teor (19,26%) de sedimentos finos (silte e argila) na amostra. Segundo Sbroglia (2015) solos originados de gnaiss, retêm menos água em seus vazios podendo assim, apresentar teores menores de umidade do solo. Isso pode ser observado nas unidades amostras, onde apenas as amostras de solo TB02 e TB10, entre as cinco amostras provenientes de substrato rochoso de gnaiss, apresentam valores mais elevado de umidade de solo, porém não tão expressivo quanto as demais amostras de solo. Enquanto a amostra de solo com maior teor de umidade natural do solo corresponde a TB01 (31,54%) apresentando a alta porcentagem de silte e argila (81,01%).

A amostra TB11, representado por um depósito de encosta em terreno originário de granito-migmatito, também demonstra teores altos de umidade natural do solo (30,97%), assim como, grande quantidade de silte e argila (73,87%).

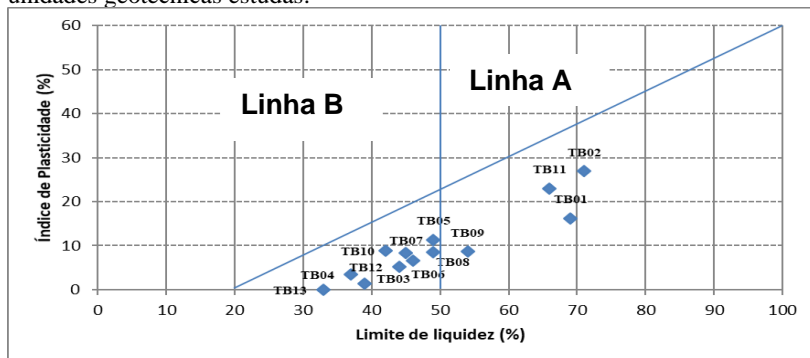
Quanto à densidade relativa dos grãos dos solos analisados, os valores variam de 2,628 a 2,792. Higashi et al. (2012) ressaltam que o intervalo considerado mais adequado de densidade para as unidades de Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos do sul do Brasil varia de 2,58 a 2,72. As amostras de solo TB11, TB05 e TB10 apresentam resultados com valores de densidade relativa dos grãos acima da descrita pelos autores, apresentando densidade 2,792, 2,784 e 2,744, respectivamente. A amostra de solo TB11 corresponde a um depósito de encosta, podendo apresentar variação de minerais do solo. Já a amostra de solo TB05, corresponde ao solo de substrato de gabro, com presença de ortopiroxênio (enstatita), clinopiroxênio (diopsídio), plagioclásio cálcico e magnetita-ilmenita como minerais mais abundantes, conforme fotomicrografia de rochas gabróicas da região de estudo. Conforme Nogami e Villibor (1995), solos que predominam a magnetita e/ou ilmenita podem apresentar elevada massa específica dos grãos.

As amostras de solo mencionadas acima (TB05, TB10 e TB11) apresentam características semelhantes em relação aos teores mais elevados de umidade natural do solo (27,4%, 23,11 e 30,97%) quando comparados às amostras que apresentam valores mais baixos de densidade relativa dos grãos, TB13 e TB04, com 10,32% e 15,63% respectivamente.

Os limites de consistência dos solos estão distribuídos na carta de plasticidade de A. Casagrande (VARGAS, 1977), que permite caracterizar solos finos com base no limite de liquidez e índice de plasticidade. O resultado apresentado no Gráfico 3 Casagrande divide, a

partir da linha A os solos em argila (acima da linha) e silte (abaixo) da linha, e o grau de plasticidade é definido a partir da linha B.

Gráfico 3 - Gráfico de plasticidade de Casagrande (VARGAS, 1978) para as unidades geotécnicas estudadas.



Fonte: VARGAS (1977) adaptado por autora.

Ainda no Gráfico 3 observa-se que todas as amostras de solo estão abaixo da linha A, caracterizando-se como siltes e pouco plásticos. Quanto à característica do solo ser muito compressível ou pouco compressível é delimitado pela linha B. As amostras de solos TB01, TB02, TB09 e TB11, estão classificadas como muito compressível (plástico), o restante é considerado como pouco compressível. As amostras de solos classificadas como muito compressível, também apresentam as maiores concentrações de teores de umidade natural do solo (acima de 21%) e grãos finos (silte e argila), de 81,01% a 67,41%, em relação às areias.

A amostra de solo TB13 (PVLgn/M) foi a única unidade a ser classificada como não plástico (NP), após várias tentativas não foi possível a realização do ensaio de LP, mesmo sendo realizado o ensaio de LL. O comportamento não plástico pode ser atribuído ao baixo percentual de material fino na amostra (19,26%), pois a plasticidade dos solos está associada aos solos finos.

6.1.2 Classificação do solo

De acordo com Pinto (2000) e Vargas (1977) há várias formas de se classificar os solos, pela origem, evolução, presença ou ausência de matéria orgânica, estrutura, transporte, clima, entre outros. Os sistemas de classificação mais utilizados na engenharia geotécnica correspondem aqueles em que são observados suas propriedades e o comportamento das partículas que constituem os solos.

A classificação dos solos (Quadro 10) realizada a partir das análises laboratoriais foi determinada pela classificação textural de Shepard (1954), na metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical) para o comportamento solos tropicais e no SUCS (Sistema Unificado de Classificação do Solo) como um das classificações mais utilizadas na geotecnia.

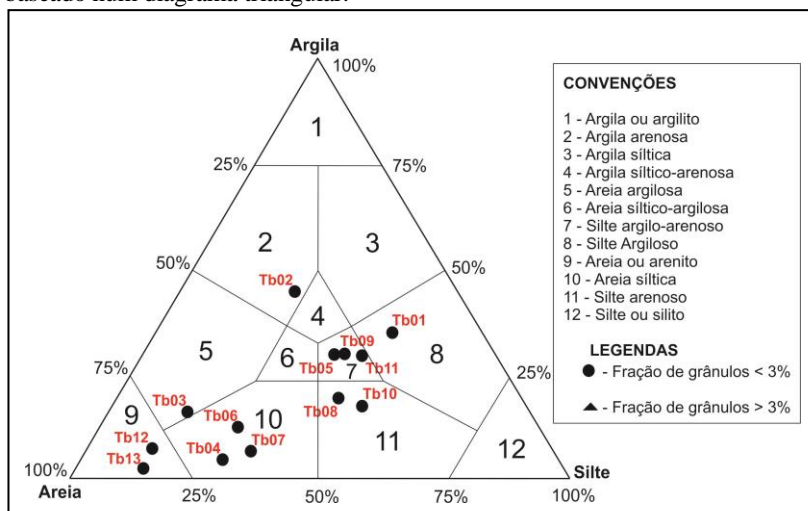
Quadro 10 - Classificação dos solos diferenciado por cada unidade geotécnica pedogeológica (Quadro 5) e geomorfo-pedogeológica (Quadro 8).

Amostras	Classificação			
	Unidades geotécnicas	Granulométrica (Shepard)	MCT	SUCS
TB01	PVLgm/C-gm	Silte argiloso	LG'	MH
TB02	Cgn/C-gn	Argila arenosa	LG'	MH
TB03	Cgm/M-gm	Areia argilosa	NS'/NA'	SM
TB04	M-gn	Areia siltica	NS'/NA'	SM
TB05	M-gb	Silte argilo-arenoso	LG'	ML
TB06	PVLgn1/C-gn1	Areia siltica	NS'-NG'	SM
TB07	Dep. de enc.	Areia siltica	NS'/NA'	SC
TB08	Dep. de enc.	Silte arenoso	NG'	ML
TB09	PVLgb/C-gb	Silte argilo-arenoso	LG'	MH
TB10	Cgn1/M-gn1	Silte arenoso	NS'/NA'	ML
TB11	Dep. de enc.	Silte argiloso	LG'	MH
TB12	-	Areia ou Arenito	NA'/(NG'-NS')	ML
TB13	PVLgn	Areia ou Arenito	NS'-NA'	SM

Existem vários tipos de classificação textural por diagrama triangulares. Todavia, as mais divulgadas são as classificações de Folk (1954) e de Shepard (1954). A classificação dos solos proposta por Shepard (1954) leva em conta a granulometria dos sedimentos, disposto num diagrama triangular, onde são representados percentuais em areia, silte e argila. Na granulometria executada em ensaio de laboratório para esse estudo, estabeleceu também os tamanhos diferentes dos grãos, em grãos finos (argila e silte), grãos de areias (grossa, média e fina) e também pedregulhos. As areias e pedregulhos foram somados para serem integrados aos percentuais de areias disposto no diagrama triangular de Shepard (1954). Salientando que as porcentagens de pedregulhos são muito baixas nas amostras de solos coletadas.

O diagrama de Shepard (1954) não considera as características hidrodinâmica dos sedimentos, apenas a dimensão das partículas que as compõem. As 13 amostras de solos analisadas estão posicionadas na maior parte entre as classes de 7 a 11 do diagrama de Shepard (Figura 40). Classificadas predominantemente por siltes, característica de solos originados por rocha gnaisse, onde predominam solos siltosos (MASSAD, 2010). Apenas a amostra de solo TB02 foi classificada como argila arenosa, sendo a unidade que apresenta maior percentual de argila (45,48%).

Figura 40 - Classificação textural de Shepard para as 13 amostras de solo, baseado num diagrama triangular.



Na classificação dos solos, para fins geotécnicos, deve-se levar em conta além da granulometria dos solos, também sua plasticidade. Dessa forma, outras classificações dos solos foram realizadas. A classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), originalmente desenvolvido pelo professor A. Casagrande (CASAGRANDE, 1948), utiliza como índices de classificação, levando em conta não só a granulometria, mas também, os limites de Atterberg (limites de liquidez e plasticidade), baseando-se na textura e plasticidade do solo. Desenvolvido para uso na construção de aeroportos, sendo adaptada posteriormente para uso em laboratório em campo pelas agências americanas "*Bureau of Reclamation*" e "*U.S. Corps of Engeneers*", permite o processo de identificação dos solos uma classificação mais sistemática (VARGAS, 1977).

Conforme o Quadro 10, na classificação SUCS as amostras de solo ficaram estimadas em SC (Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e argila.), SM (Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte), MH (Siltes inorgânicos, micáceos ou diatomáceos, finos arenosos ou solos siltosos, siltes elásticos), ML (Siltes inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade).

As amostras classificadas em SC e SM referem-se aos solos acima de 50% de material grosso (areias, pedregulhos). Já os classificados em ML e MH apresentam mais de 50% do seu material composto por partículas finas (silte e argila). A amostra TB13 não apresentou compatibilidade com nenhum dos grupos da metodologia SUCS, por ter sido classificada como não plástica, apesar de apresentar mais do que 19% de finos.

A classificação MCT (miniatura, Compactado, Tropical) pelo método das pastilhas (NOGAMI; VILIBOR, 1980; NOGAMI; VILIBOR, 1995) apresenta classificação abrangendo os solos tropicais, de grande ocorrência no Brasil, utilizando resultados de uma sistemática simplificada de ensaios, tendo como base a avaliação do comportamento dos solos tropicais.

A metodologia MCT baseia-se nas propriedades mecânicas e hídricas dos solos, diferente das classificações da SUCS e Shepard, que quando aplicadas a solos de regiões de clima tropical, principalmente de comportamento laterítico, podem apresentar divergências quanto ao comportamento geotécnico do solo. Solos geneticamente diferentes, um saprolítico e outro laterítico, podem apresentar a mesma classificação, mas comportamento geotécnico distinto (FORTES, 2006).

Os solos de comportamento laterítico, designados pela letra “L”, são encontrados nas amostras estudadas são TB01, TB02, TB05, TB09 e TB11 como LG”, solos argilosos lateríticos. Os de comportamento não laterítico, designados pela letra “N” são encontrados nas amostras TB03, TB04, TB06, TB07, TB08, TB10, TB12 e TB13. Sendo assim, a maior parte das unidades amostradas são classificadas como solos de comportamento não laterítico.

O grupo LG’ é formado frequentemente por argilas e argilas arenosas, que constituem solos conhecidos pedologicamente por Latossolos, solos Podzólicos e terra roxa. As amostras de solo classificadas com comportamento lateríticos apresentam maior porcentagem de finos e apresentando plasticidades mais elevadas do que os solos não lateríticos. No entanto, Nogami e Villibor, (1995) destacam que os valores de IP e LL podem agrupar solos de comportamentos completamente distintos.

A fração de argila nos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos de ferro e/ou alumínio. Solos lateríticos tem a característica de apresentarem ser pouco expansível, assim como todas as amostras classificadas como solos lateríticos foram identificados como não expansível (Tabela 2).

De acordo com Nogami e Villibor (1995) os solos com LL elevados (acima de 50%), que não se expandem ou expandem muito pouco, podem acontecer em solos classificados pedologicamente como latossolos ou podzólicos, tipos de solos identificados na área de estudo.

As amostras com comportamento não laterítico estão classificadas em diferentes grupos. A amostra TB08 (depósito de encosta) é a única classificada como NG’, solos argilosos não lateríticos, assim como as amostras classificadas como LG’, a NG’ também apresenta percentuais maiores de partículas finas. Segundo cálculos de Nogami e Villibor (1995) o grupo NG’ compreende a solos saprolíticos argilosos, proveniente de rochas sedimentares argilosas, ou cristalinas pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspato cálcicos.

As amostras TB03, TB04, TB07 e TB10, classificadas em NS’/NA’ (equivalência entre solos siltosos não-lateríticos e solos arenosos não-lateríticos), entre as quatro amostras, três apresentam percentuais maiores de areias. Portanto, a amostra TB10 apresenta porcentagem maior de finos, sendo 47,17% só de silte, encaixando na característica de solo siltooso. Os solos do grupo NS’ compreendem a saprólitos silto-arenosos peculiares, decorrente do intemperismo tropical nas rochas eruptivas e metamórficas, composto principalmente por

feldspática-micácea-quartzosa, como no caso dos gnaisses localizados na área de estudo. O grupo do NA', são representativos de solos saprólíticos originados de rochas ricas em quartzo, como granito e gnaisses (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

6.1.3 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

O ensaio de cisalhamento direto foi aplicado em todas as unidades geotécnicas de solos residuais e alguns depósitos de encostas (total de 13 amostras) identificadas no município de Timbó. As unidades geotécnicas de solos sedimentares, exceto os depósitos de encostas, foram descartadas das análises de caracterização dos solos, assim como nos ensaios de resistência ao cisalhamento, por apresentem perigo muito baixo (áreas planas) como condicionantes de deslizamentos. O objetivo do ensaio é estimar os parâmetros de coesão (c) entre as partículas do solo e o ângulo de atrito (ϕ) interno. Esses parâmetros são dependentes de outras propriedades e características do solo, como textura, estrutura, teor de matéria orgânica, densidade, mineralogia e conteúdo de água (ROCHA et al., 2002; SILVA et al., 2004; BRAIDA et al., 2007).

As amostras para o ensaio de cisalhamento direto são coletadas indeformadas, diferentes das amostras para caracterização do solo. Dessa forma, preservam-se as características estruturais dos solos. O ensaio foi realizado na condição inundada, simulando um ambiente desfavorável, possibilitando reproduzir uma situação de campo, no momento de uma precipitação intensa que tende a saturar o solo, sendo tal condição a mais propícia ao deslizamento.

Os resultados do ensaio de cisalhamento direto originam, comumente, três gráficos referentes curvas tensão cisalhante versus deformação ou curva de ruptura (tensão cisalhante x deformação horizontal), curvas variação de volume versus deformação (deformação vertical x horizontal) e a envoltória de resistência (tensão cisalhante x tensão normal).

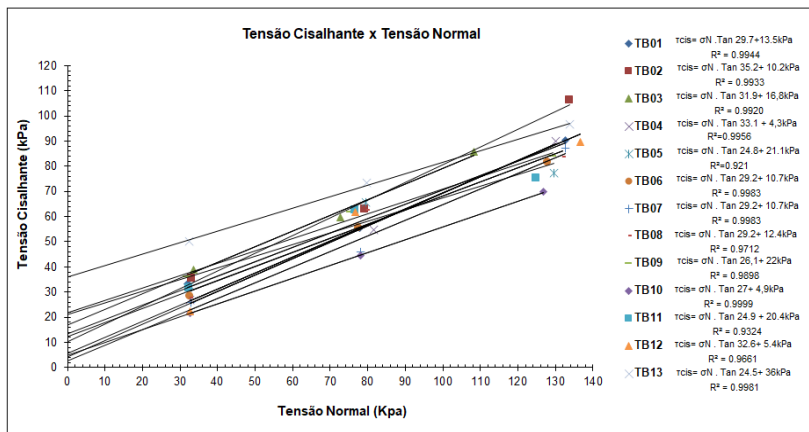
No APÊNDICE A são apresentados os gráficos da tensão cisalhante por deformação e a curva de variação de volume por deformação. Os gráficos representados pela deformação vertical por deformação horizontal demonstram o comportamento do volume durante o cisalhamento.

O gráfico da tensão cisalhante versus tensão normal demonstrado na Figura 41 representa os pares de valores nos 3 estágios obtidos do

ensaio em cada unidade geotécnica realizada, com tensões normais de 33, 78 e 128kPa.

A amostra TB07 demonstra um comportamento diferente das demais amostras, apresentando ângulo de atrito elevado e coesão muito baixa.

Figura 41 - Tensão cisalhante versus tensão normal.



A Tabela 4 apresenta os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto para os solos das unidades geotécnicas de solos residuais identificadas na área de estudo.

Tabela 4 - Parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Amostras	Un. Geotécnica	Parâmetros de resistência ao cisalhamento		
		Coesão Efetiva c' [KPa]	Ângulo de atrito efetivo ϕ [graus]	Peso específico natural [kN/m ³]
TB01	PVLgm/C-gm	13,5	29,7	16,53
TB02	Cgn/C-gn	10,2	35,2	19,33
TB03	Cgm/M-gm	16,8	31,9	17,33
TB04	M-gn	4,3	33,1	16,06
TB05	M-gb	21,1	24,8	16,93
TB06	PVLgn1/C-gn1	10,7	29,2	15,93
TB07	Dep. Enc.	2,7	31,8	15,46
TB08	Dep. Enc.	12,4	29,2	16,43
TB09	PVLgb/C-gb	22	26,1	16,43
TB10	Cgn1/M-gn1	4,9	27	15,40
TB11	Dep. Enc.	20,4	24,9	16,30
TB12	-	5,4	32,6	15,90
TB13	PVLgn	36	24,5	17,80

Os resultados dos valores dos parâmetros de resistência dos solos (c' e ϕ) apresentaram valores típicos de perfis de solo residual em horizonte C. Os valores de coesão variaram de 2,7 a 36 kPa. Nas unidades geotécnicas com mais de uma amostra de solo, houve variação de valores dos resultados de coesão entre as amostras estudadas. Os solos das unidades geotécnicas com substrato de gabro em duas amostras de solo apresentaram valores de 21,1 e 22 kPa. No entanto, uma amostra (TB12) do mesmo substrato apresentou valor de coesão mais baixo (5,4 kPa). As amostras de solo do substrato gnaisse félsico apresentaram a maior variação nos valores de coesão, entre 4,3 a 36 kPa. Os resultados mais semelhantes em relação ao valor da coesão, está unidades do substrato granito-migmatito (10,2 a 13,5 kPa).

Em relação aos valores de ângulo de atrito, onde a maior porcentagem de areia (solos mais arenosos) implica em um ângulo de atrito mais elevado, com valores entre 25° e 35° (CAPUTO, 2001), como foi o caso dos solos das unidades Cgm/M-gm (TB03), Cgn/M-gn (TB04), Cgb/C-gb (TB12) e Dep. de encosta (TB07). A amostra de solo TB02, referente também ao substrato gnaisse félsico, apresentou ângulo de atrito mais alto entre a unidade geotécnicas, $35,2^\circ$, porém com percentual maior de finos (67,4%). Ainda no substrato gnaisse félsico, a amostras de solos TB13, apresentou alta porcentagem de areia (78,34%) e obteve valor de ângulo de atrito em $24,5^\circ$. Entre as amostras de solo dos depósitos de encostas coletados, há uma variação de 2,7 a 20,4 kPa de coesão e o ângulo de atritos dos solos apresentou-se com valores mais altos as amostras que apresentaram maiores porcentagens de areias. A variação dos valores encontrados na área de estudo está relacionada à distribuição granulométrica e à composição dos solos, ou seja, quanto maior a porcentagem de areia maior o ângulo de atrito, com poucas exceções (TB02 e TB13) pertencentes ao solo do substrato gnaisse félsico.

O peso específico natural dos solos, correspondente a média dos valores pertencentes a cada estágio do ensaio de cisalhamento direto, apresentou variação significativa, de 1,54 a 1,93 kN/m³. Sendo a maior diferença na amostra de solo TB02, representando um valor mais elevado que as demais.

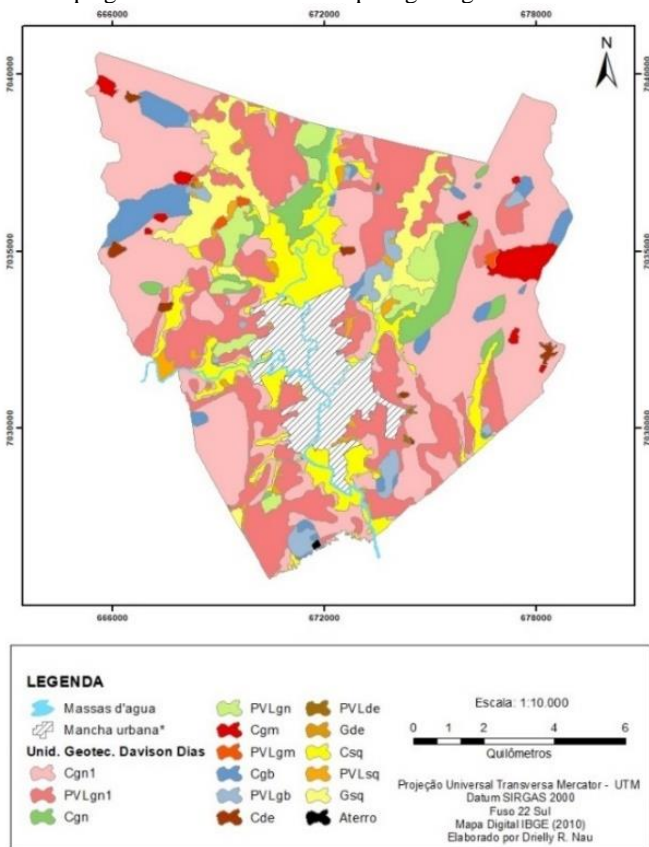
6.2. MAPEAMENTO E DESCRIÇÃO DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

Conforme o exposto anteriormente, foram utilizadas duas metodologias para definição das unidades geotécnicas. Aplicou-se a metodologia proposta por Dias (1995), a partir de mapas pedológicos combinados com mapas geológicos estabelecendo-se, assim, as unidades geotécnicas, nomeada nessa pesquisa como unidades geotécnicas pedogeológicas. O segundo método utilizado para definir as unidades geotécnicas é baseada no cruzamento entre mapas geológicos e do modelado do relevo, resultando em unidades geomorfo-pedogeológicas.

6.2.1. Caracterização das unidades geotécnicas pelo método Davison Dias (1995) e pelo método Modelado do Relevo

As unidades geotécnicas pelo método da Davison Dias (1995) mapeadas no município de Timbó (Figura 42) são representadas por polígonos de áreas de solos com comportamento geomecânico dos solos semelhantes. Foram mapeadas para toda área de estudo 14 unidades geotécnicas, caracterizadas todas as unidades de solos residuais. As unidades de solos sedimentares não foram caracterizadas, exceto os depósitos de encostas (Cde).

Figura 42 - Mapa geotécnico das unidades pedogeológicas.

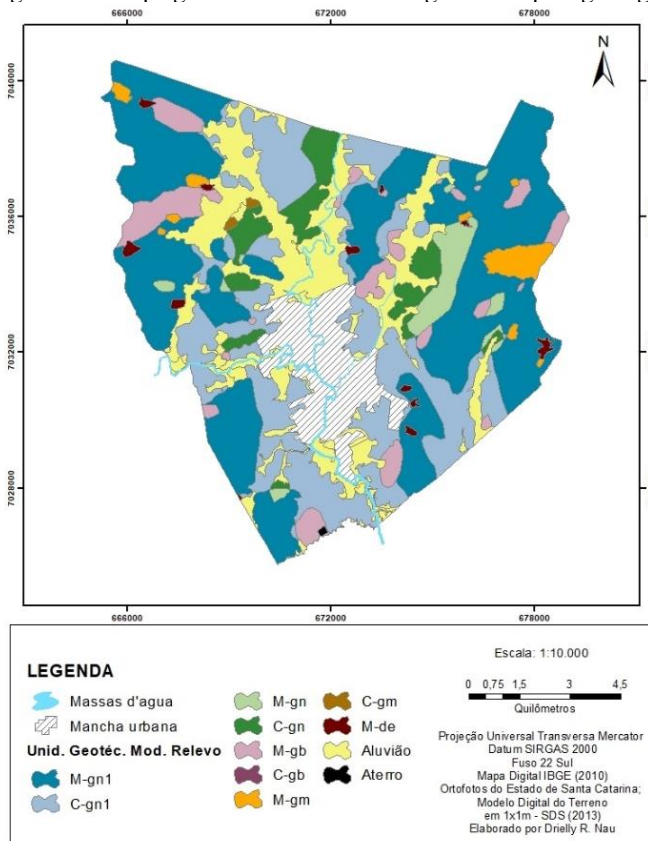


Através da aplicação da metodologia das unidades geotécnicas desenvolvida por Davison Dias (1995), chamada nesta pesquisa de unidades geotécnicas pedogeológicas, junto com os resultados dos ensaios de caracterização dos solos e o cisalhamento direto, foi feita a descrição das unidades geotécnicas. Segundo Santos (1997) a análise de cada unidade geotécnica constitui-se numa estimativa exploratória, visto que as características geotécnicas dos solos tropicais e subtropicais brasileiros exigem muito estudo de comportamento do solo, diante de sua complexidade de formação.

As unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas delimitadas no município de Timbó (Figura 43) são representadas também por polígonos de áreas de solos com comportamento geomecânico dos solos

semelhantes. Resultaram do cruzamento entre o mapa geológico (Figura 5) e o mapa de morfoestrutural - modelado do relevo (Figura 4).

Figura 43 - Mapa geotécnico das unidades geomorfo-pedogeológicas.



Ao todo, foram mapeadas 10 unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas na área de estudo. Assim, como nas unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) as unidades de solos sedimentares não foram caracterizadas, exceto os depósitos de encostas.

São 13 amostras de solo extraídas da área de estudo, uma única amostra de solo pode contemplar uma unidade geotécnica pedogeológica, como também uma unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica. No entanto, nem todas as amostras de solo contemplam mais de uma unidade geotécnicas com método de definição distintos. Há

casos que uma mesma unidade geotécnica tenha duas amostras de solo diferentes, porém contempla a mesma área. Nesses casos, para os solos residuais, optou-se por utilizar as amostras de solo com parâmetros de resistência ao cisalhamento com valores mais altos de coesão. E dessa forma, aplicar nos modelos para resultados com maior margem de segurança. Para os solos sedimentares, no caso os depósitos de encosta, foram utilizadas as 3 amostras de solos para essa unidade geotécnica. Os valores foram distribuídos para os 9 depósitos de encostas identificados na área de estudo, de acordo com o ângulo de declividade semelhante a alguma das amostras de solos existentes. Nas Tabela 5 e Tabela 6 estão as informações referente as unidades geotécnicas e suas respectivas amostras de solo empregas nos modelos de estabilidade de encostas.

Tabela 5 - Amostras de solo utilizada em cada unidade geotécnica pedogeológicas na aplicação dos modelos de estabilidade de encostas.

Unid. Geotécnica	Amostra de solo
Cgn1	TB10
PVLgn1	TB06
Cgn	TB02
PVLgn	TB13
Cgb	TB05
PVLgb	TB09
Cgm	TB03
PVLgm	TB01

Tabela 6 - Amostras de solo utilizada em cada unidade geotécnica geomorfo-pedogeológicas na aplicação dos modelos de estabilidade de encostas.

Unid. Geotécnica	Amostra de solo
C-gn1	TB06
M-gn1	TB10
C-gn	TB02
M-gn	TB04
C-gb	TB09
M-gb	TB05
C-gm	TB01
M-gm	TB03

A seguir está descrita a caracterização das unidades geotécnicas de solos residuais e depósitos de encostas pertencentes as duas metodologias de definição de unidades geotécnicas, conforme cada amostra de solo utilizada na aplicação dos modelos de estabilidade de encosta desta pesquisa, pois, muitas das amostras de solos foram utilizadas para caracterizar unidades geotécnicas de métodos diferentes.

Dessa forma, uma única amostra de solos pode representar uma unidade geotécnicas pedogeológica, como também uma unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica.

a) Cambissolo substrato gnaiss máfico (Cgn1) e Morraria/Montanha em substrato gnaiss máfico (M-gn1)

A unidade geotécnica pedogeológica Cgn1 com área de 46,9km² e a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica M-gn1 apresenta área de 47,46km² as duas unidades geotécnicas representam as maiores áreas de unidades geotécnicas dentro de cada método aplicado e correspondem a cerca de 40% da área total do município. O substrato é composto por rocha gnaiss máfico do domínio do Ortognaiss Pomerode, unidade proposta por Fornari (1998) da Unidade Ortognaiss Granulíticos Luis Alves (Widner et al., 2014). A área de estudo delimitada pelos ortognaiss Pomerode não é homogênea e apresenta uma estratigrafia mais complexa, com intercalações também de gnaiss granulíticos. Os Ortognaiss foram subdivididos, nesta pesquisa, em ortognaiss máficos, com mais de 50% em minerais máficos e ortognaiss félsicos, com teores menores de 50% nestes minerais. A subdivisão genérica e informal foi realizada com intuito, principalmente, da caracterização do possível comportamento geomecânico dos solos distinto, derivados desses dois litotipos.

O solo da unidade Cgn1 são identificados por Cambissolos, e estes estão presentes na maior parte do município de Timbó (61%). O Cambissolo é representado por solos minerais com características bastante variáveis, não hidromórficos, caracterizado por solos pouco desenvolvidos com horizonte B ou horizonte B incipiente, definido gradiente textural médio ou mais fino. Normalmente apresentam os horizontes A, Bt e C, sendo o horizonte A do tipo moderado ou proeminente, com textura argilosa e muito argilosa. Cambissolos podem apresentar característica bem variadas, apresentando solos pouco ou muito profundos, com croma mais alto e matizes mais vermelhos (IBGE, 2003; EMBRAPA, 2013), como é representada a unidade pela coloração vermelha (Tabela 2).

As unidades ocorrem predominantemente relevo forte ondulado e montanhoso, principalmente no maciço oeste do município, apresentando poucas áreas com relevo escarpado. As unidades Cgn1 e M-gn1 possuem a maior variação altimétrica do município, apresentando cotas de 62 a 726 metros. Nas bordas da unidade, com

menor representatividade em volume de área, é observado relevo em colinas.

A amostras de solo TB10, representativa para as unidade Cgn1 e M-gn1, apresentou granulação silte arenoso, grande porcentagem de silte (47,17%) em sua composição, com porcentagem de areia (32,06%) sobressaindo à porcentagem de argila (20,77%), com baixa plasticidade, coesão (4,9 kPa) e ângulo de atrito (27°) com valores característicos de solos com material com maior porcentagem de areia, diferente dos resultados de caracterização das amostras de solo da unidade. Solos com origem de rocha gnaisse geram predominantemente solos siltosos (MASSAD, 2010). Os solos silte arenosos com avermelhadas (2.5 YR 5/8) tende a caracterizar o horizonte C de um solo, onde os minerais instáveis (feldspatos, anfibólios e biotita), normalmente apresentam-se parcialmente alterados (TEIXEIRA, 1993).

A classificação MCT apresenta a unidade como solo saprólito, não laterítico (NS'/NA' - entre solos siltosos não-lateríticos e solos arenosos não-lateríticos), decorrente de solos de rochas metamórficas, ricas em quartzo. A peculiaridade do horizonte saprólito é de possuir estrutura herdada do maciço de rocha de origem (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

As unidades Cgn1 e M-gn1 referem-se aos solos residuais, porém a ocorrência de depósitos de encostas (colúvios) ao longo da sua área foi identificada em campo e no mapa geológico (Figura 5). Este tipo de solo é classificado como de origem sedimentar, porém por apresentarem características geotécnicas semelhantes a solos residuais, estes foram caracterizados e são representados pelas amostras de solo TB07 e TB11 (depósitos de encostas) localizados dentro da unidade Cgn1 e M-gn1.

A maioria dos deslizamentos identificados pelas cicatrizes estão inseridos na unidade Cgn1 (67,85%) e na unidade M-gn1 (78,57%). Os deslizamentos ocorreram onde o uso da terra (nos locais de ruptura) apresenta predominância de mata. No entanto, apresentando uso e ocupação da terra compostos principalmente por mata, a incidência de deslizamentos afetou principalmente áreas rurais do município, residências e estradas, causando danos aos moradores e a infraestrutura municipal.

b) Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato gnaiss máfico (PVLgn1) e Colina em substrato gnaiss máfico (C-gn1)

As unidades representam a segunda de maior abrangência de área no município de Timbó, com uma área de 28,12km² (24,13%) correspondendo a unidade geotécnica pedogeológica PVLgn1 e 27,75km² (23,92%) pertencente a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica C-gn1. Estão inseridas em solo Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico álico, derivados da rocha gnaiss máfico, assim como na unidade Cgn1. Os solos Podzólicos apresentam características de solos minerais, não hidromófico com horizonte B textural, são de profundidade variável e com nítida diferenciação entre os horizontes (EMBRAPA, 2013). Em relação aos Podzólicos Vermelho-Amarelo (PV), os PVLa são mais profundos, com menor diferenciação entre os horizontes e menor gradiente textural (IBGE, 2003). As condições de drenagem podem ser verificadas através das cores do solo que são bruno forte, avermelhadas ou amareladas, o que indica boa drenagem, raramente brunadas ou aczentadas. A amostra da unidade apresenta coloração vermelho fraco (7.5 R 5/4), seguindo a tendências da coloração de solos Podzólicos. É relevante ressaltar que os Podzólicos Vermelho-Amarelo Latossólico Álico (PVLa), pela classificação em primeiro nível categórico da EMBRAPA (1999) e referindo-se a nova classificação brasileira dos solos são denominados ARGISSOLOS.

A unidade PVLgn1 como a unidade C-gn1 ocorrem predominantemente em relevo de colinas, em áreas com menores declividades, diferente de onde ocorrem os Cambissolos. Toposequência típica do desenvolvimento de solos encontrados no estado de Santa Catarina, Cambissolo em declividades mais altas e em sequência com declividades menores encontram-se os Podzólicos.

A granulação do solo representada pela amostra de solo TB06, representativa para as unidades PVLgn1 e C-gn1, constou como areia siltica, com porcentagens maiores de grãos de areia (55,67%), distinto da unidade Cgn1/M-gn1 (30,2%). Com a menor presença de grãos finos (silte e argila) a unidade apresentou coesão (10,7 kPa) e ângulo de atrito (29,2°) maiores que a unidade Cgn1, mesmo apresentando valores maiores de áreas, mas se manteve em plasticidade baixa. A amostra de solo da unidade, visivelmente, identifica-se a presença de grande quantidade de material micáceo (mica). De acordo com Sandroni (1981) as proporções de feldspato e mica influenciam na resistência ao cisalhamento, onde quanto maior o teor de mica menor a resistência ao

cisalhamento. Contudo, a presença de material micáceo não influenciou efetivamente nos valores de resistência ao cisalhamento desse corpo de prova, pois apresenta valor de ângulo de atrito elevado.

Na classificação MCT aparece como solos não laterítico (NS'-NG' – equilavência entre solos siltosos e argilosos), solos saprólitos silte argilosos. O horizonte C apresenta estrutura da rocha. O comportamento geotécnico do horizonte C dos solos Podzólicos Vermelhos-Amarelos Latossólicos é variável, apresentando valores de coesão e ângulo de atrito bem diversos em outras unidades geotécnicas presentes na área de estudo.

A Figura 44 exhibe um corte de talude da unidade PVLgn1/C-gn1, onde foi coletado a amostra de solo, representando o horizonte saprólito com presença da estrutura da rocha de origem.

Figura 44 - Ponto de coleta da amostra de solo da unidade geotécnica pedogeológica PVLgn1 e da unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica C-gn1.



A unidade PVLgn1 apresenta, posteriormente a unidade geotécnica pedogeológica Cgn1, a maior concentração de cicatrizes de deslizamentos, 12,5%, em relevo ondulado com presença de vegetação. A unidade geotécnica C-gn1 apresenta apenas uma cicatriz de deslizamento. No caso das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, dentre as unidades que apresentam maior número de cicatrizes de deslizamentos, estão inseridas as unidades de Morraria/Montanha, regiões onde se apresentam maiores declividades.

c) Cambissolo substrato gnaissístico (Cgn) e Colina em substrato gnaissístico (C-gn)

A unidade geotécnica pedogeológica Cgn apresenta 5,72km² (4,93%) e a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica C-gn representa 6,19km² (5,33%), estão inseridas em Cambissolo derivados de gnaissístico, constituído de teores menores que 50% de minerais máficos. Como já descrito em unidade anteriores, os Cambissolos abrangem solos minerais com características bastante variáveis. As duas unidades geotécnicas são representadas pela amostra de solo TB04.

Os solos derivados de gnaissístico geralmente estão presentes minerais de quartzo, feldspatos e mica compondo a fração grossa solo. A fração fina dos solos residuais de gnaissístico, originada da decomposição dos minerais primários, é composta essencialmente pela caulinita. Solos residuais de gnaissístico mais desenvolvidos chegam a apresentar textura silte-arenosa, e os solos mais jovens textura mais arenosa (SANDRONI, 1981)

Foram realizadas duas coletas de amostras de solo para realização das análises referente às unidades geotécnicas definidas a partir da geologia e modelado do relevo. As duas amostras de solo apresentaram resultados de caracterização do solo com diferentes resultados, tanto na quantidade tamanho dos grãos finos e areias, plasticidade, teor de umidade natural, classificação pelo MCT e comportamento geotécnico.

A amostra de solo TB02 apresenta-se como argila-arenosa, com maior porcentagem de finos (67,41%), maior umidade natural, com plasticidade alta e classificada pelo MCT como solo laterítico. Esta se encontra em relevo de colinas e os solos com coloração amarelo avermelhado (7 YR 6/8). Apresenta comportamento geotécnico com valor de coesão baixo (10,2 kPa) e ângulo de atrito mais alto (35,2°).

A diferença entre as amostras de solo da mesma unidade pode está associada ao grau de desenvolvimento do solo, indicado também pelo relevo local, e possível coleta em horizonte diferentes, sendo um mais superficial e outro saprólito. Assim, a amostra de solo TB02 constituindo material com texturas mais fina, pode indicar processos pedogenéticos em grau mais avançado. E podendo ter influência mineralógica do grão nos resultados dos comportamentos geomecânico distintos. Dessa forma, Pinto (2006) menciona que “*solos residuais caracterizam-se, inicialmente, pela sua heterogeneidade, que reproduz a heterogeneidade da rocha-mãe*”. Em certos casos torna-se difícil a determinação de suas características por meios de ensaios laboratórios,

pois corpos de prova moldados de uma mesma unidade podem apresentar características distintas.

Na unidade Cgn é identificada apenas uma cabeceira (ruptura) de cicatriz de deslizamento, inserida em relevo com declividades forte ondulado e montanhoso. Porém, há mais uma cicatriz de deslizamento com a ruptura em outra unidade e se alastra (deposicional/fluxo de lama/fluxo de detritos) dentro da unidade Cgn. Para a unidade C-gn nenhuma cicatriz de deslizamento é identificada.

d) Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato gnaiss fêlsico (PVLgn)

A unidade geotécnica pedogeológica PVLgn corresponde a 4,02km², 3,5% do território da área de estudo, e está inserida em solo Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico álico (PVL_a) derivado de rocha gnaiss fêlsico. Assim, como na unidade anterior (Cgn) o solo apresenta características texturais de solos residuais de rocha gnáissica. A granulação da amostra de solo, representando pela amostra TB13, classificada como areia ou arenito tem maior porcentagem de grãos de areia (79,93%), representando a unidade com maior quantidade de grãos de areia e visivelmente nota-se a presença de material micáceo (mica) e feldspato. Destaca-se por ser a única unidade a não apresentar índice de plasticidade e comportamento geomecânico com valor de coesão (36 kPa) muito alto para características texturais de solo com grãos mais grossos. A classificação MCT indica a unidade como solo não laterítico, siltoso-arenoso (NS'-NA') e expansivo. De acordo com Vargas (1982) em solos residuais jovens (saprólito) de granito e gnaiss tendem a não ser plásticos. E segundo Teixeira (1993), Nogami e Villibor (1995) a presença de mica (biotita) no solo, característicos de rocha gnaiss, apresentam solos de alteração expansivos.

A presença de mica e feldspato, como já dito anteriormente, pode influenciar na resistência ao cisalhamento residual, diminuindo a ângulo de atrito do corpo de prova quanto maior for o percentual de mica no solo (SANDRONI, 1981). Característica que se apresenta na amostra de solo da unidade, aponta o menor valor de ângulo de atrito (24,5°) dentre todas as unidades deste estudo.

Nogami e Villibor (1995) indicam que solos residuais de gnaiss podem apresentar estruturas muito complexas devido às camadas de inclinação, dobras, falhas, diques, veios de quartzo de rocha de origem. Além das características de solos residuais de gnaiss, a composição

mineralógica dos grãos pode atribuir influência na resistência dos mesmos (PINTO, 2006).

A unidade está inserida predominantemente em relevo de colina e apresenta apenas 1 cicatriz de deslizamento em relevo de colina. Identifica-se uma variedade de uso e ocupação do solo na unidade, apresentando matas, loteamentos, edificações, indústrias, estradas vicinais e principais.

e) Morraria/Montanha em substrato gnaisse félsico (M-gn)

A unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica M-gn corresponde a 3,58km², 3,4% do território da área de estudo. A amostra de solo TB04, representativa para a unidade, apresenta maior porcentagem de areias (55,97%), classificada como areia siltica, contendo também maior porcentagem de pedregulho (11%) comparado a todas as unidades caracterizadas. De acordo com Sandroni (1981) os solos residuais de rochas gnáissicas são essencialmente arenosos, geralmente classificados como areias siltosas. A coloração do solo se difere da amostra de solo TB02, apresentando cor castanho claro (2.5Y 8/3), característica de solos maior concentração de areias.

Com teor de umidade mais baixo e ligeiramente plástico, a amostra TB04 também apresenta comportamento geotécnico do solo com índice de coesão mais baixo (4,3 kPa), característico de solos com maior presença de grãos mais grossos, e ângulo de atrito elevado (33,1). Na classificação MCT a unidade apresenta solo saprólito siltoso-arenoso, não laterítico (NS'/NA'). A unidade localiza-se em relevo predominantemente ondulado e fortemente ondulado, em altitudes medianas.

Na unidade é identificada a segunda maior área de cabeceira de cicatrizes dentre as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, porém apresenta 3,57% das cicatrizes de deslizamentos, atrás das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas M-gn1, M-gb e M-gm.

f) Cambissolo substrato granito-migmatito (Cgm) e Morraria/Montanha em substrato granito-migmatito (M-gm)

A unidade geotécnica pedogeológica Cgm contempla uma área de 2,19km² (1,9%), já unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica representa 2,35km² (2%), as unidades são composta por Cambissolos

(Ca) originados por rocha granito-migmatítico, situada entre a unidade Cgn1 e M-gn1, respectivamente.

O substrato das unidades é composto por rocha migmatito associado a corpos de granito rosado, com dimensões decamétricas. O migmatito são rochas constituídas por bandas ou bolsões leucocráticos de granito rosado (com feldspato potássico rosado) intercaladas ao bandamento dos gnaisses máficos e félsicos (Figura 45) pertencente ao Complexo Granulítico de Santa Catarina.

Figura 45 - Migmatito formado pela intercalação de bandas de granito rosado em gnaisses.



A amostra de solo TB03, representativa para as duas unidades (Cgm/M-gm) apresenta granulação de areia argilosa apresenta maior porcentagem de grãos de areia (58,87%), ligeiramente plástico e classificação MCT de solo siltoso-argiloso, não laterítico (NA'/NA'). O comportamento geomecânico característico de solos com maior quantidade de areia apresenta elevado ângulo de atrito (31,9°) e coesão mediana (16,8 kPa).

Na unidade Cgm identifica-se três cicatrizes de deslizamentos em relevo com declividade escarpado e montanhoso, representando 5,35% do total de cicatrizes. Como acontece na unidade M-gm, porém com 4 cicatrizes de deslizamentos, 7,14% do total de cicatrizes.

g) Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato granito-migmatito (PVLgm) e Colina em substrato granito-migmatito (C-gm)

Correspondendo a menor unidade geotécnica pedogeológica PVLgm em área, correspondendo 0,34km² (0,3%), assim como, a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica C-gm, apresentando 0,19km² (0,2%), composto por solos PVL_a (podzólico vermelho-amarelo latossólico álico), originados de rocha granito-migmatito, com as características descritas nas unidades anterior (Cgm/M-gm).

A amostra de solo TB01, representativa para as unidades PVLgm e C-gm, apresenta solo entre as demais unidades caracterizadas composto em sua maior parte por grãos finos (81%), principalmente de siltes. Apresenta média plasticidade, com alto teor de umidade natural do solo (31,54%), porém, apontando coesão média (13,5 kPa) e ângulo de atrito alto (29,7°). Segundo Nogami e Villibor (1995) a granulometria de solo podzólico pode ser variada, de arenosas até argilosas, com horizonte nitidamente mais rico em argila.

A amostra de solo foi retirada de um pequeno corte de estrada, podendo ter influência de horizontes com processos pedogenéticos mais avançados e demonstra resultados de solos com concentração maior de finos e coloração amarronzada.

Apenas a unidade PVLgm apresenta uma cicatriz de deslizamento.

h) Cambissolo substrato gabro (Cgb) e Morraria/Montanha em substrato gabro (M-gb)

As unidades são compostas por solo Cambissolo residual de rocha gabróica, a unidade geotécnica pedogeológica Cgb, assim como, a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica M-gb abrangem cada uma 4,87km² (4,2%) do território do município. Os Cambissolos também estão presentes em outras unidades, Cambissolo álico (Ca), porém as rochas gabróicas ou metagabróicas ocorrem associadas aos gnaisses. Há duas amostras de solo para a unidade Cgb e somente a amostra TB05 será analisada na caracterização da unidade, pois a mesma foi a representada nos valores de caracterização do solo da unidade.

Na composição do mapa geológico do município foi observado que ocorrem corpos de metagabro com estruturas, textura e mineralogia típicas grau de metamorfismo baixo, estão associadas a Ortognaisse Pomerode da Unidade Ortognaises Granulíticos Luis Alves (Widner et

al., 2014). Os corpos de rocha de metagarbo, com grau de metamorfismo alto, podem ser correlacionáveis a Unidade Máfica-Ultramáfica Barra Velha.

As rochas de gabro são de granulação média a grossa, os solos residuais de gabro são vermelhos, com textura argilo-siltosa e pouca areia (CARDOSO et al., 2015). Assim, como apresenta na amostra de solo TB05, representativa para as unidades Cgb e M-gb, apresenta maior porcentagem de finos (67,68%), identificada como solo silte argilo-arenoso, coloração e plasticidade média. A classificação MCT identifica o solo da unidade como lateríticos (LG'), tendo como característica sua fração de argila constituída predominantemente de minerais caulíníticos e elevada contração de ferro e alumínio, representado pela coloração avermelhada (PINTO, 2006).

O valor de massa específica se destaca por ser um dos maiores entre as unidades estudadas, 2,78 g/cm³, Os maiores valores de massa específica para os gabro podem esta associada ao bloco de caráter máfico dessa rocha. O comportamento geomecânico apresentam valores mais altos de coesão dos grãos (21,1 kPa) e ângulo de atrito mediano (24,8°), referente a maioria das unidades.

O relevo das unidades estão inseridos em maior porção morrarias e montanhas com declividade forte ondulado. A localização da amostra de solo desta unidade está em um bloco em relevo de morraria rodeado por blocos de rocha granito-migmatito e gnaiss máfico. Apresentam 4 cicatrizes de deslizamentos cada uma das unidades, identificadas em declividade altas e algumas das cicatrizes característico de fluxo de detritos/lamas. No uso e ocupação do solo identifica-se vegetação nativa, residências rurais e estradas vicinais.

i) Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico substrato gabro (PVLgb) e Colina em substrato (C-gb)

As unidades são compostas pelo solo Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico álico originado de rocha de gabro, a unidade geotécnica pedogeológica PVgb e a geotécnica geomorfo-pedogeológica, abrange 2,4km² (2%) cada uma das unidades. As características da rocha e solo residual de rocha gabróica são mencionadas nas unidades anterior (Cgb/M-gb).

A granulação da amostra de solo TB09, representativa para as duas unidades, apresenta classificação silte argilo-arenoso, com porcentagem um pouco maior de finos (70,2%), referente as unidades de

substrato de gabro (Cgb e M-gb – amostra de solo TB05), demonstra plasticidade baixa, e níveis de umidade natural 27,18%.

As unidades apresentam comportamento geomecânico do solo semelhante à da amostra de solo TB05, apresentando valores de coesão e ângulo de atrito bem próximos. Da mesma maneira, a unidade apresenta a mesma classificação MCT da amostra TB05, como solo laterítico (LG’).

O relevo da unidade é localizado em maior parte como colinas, com menor declividade. A unidade é a única a não apresentar cicatrizes de deslizamento, dentre as unidades geotécnicas de solos residuais. No uso e ocupação do solo identifica-se residências familiares, algumas estradas vicinais e vegetação.

De forma geral, as unidades PVLgb e C-gb (TB09) apresentam características do tamanho dos grãos, texturais, índice de plasticidade, coloração e comportamento geomecânico muito semelhantes. Não são identificadas cicatrizes de deslizamentos nestas unidades geotécnicas.

j) Depósitos de encostas

No município são identificados depósitos de encostas, foram feitas coletas de amostras de solo em três depósitos de encostas, sendo todos eles em solos identificados como Cambissolos. No entanto, a rocha de origem varia entre gnaiss máfico, gabro e granito-migmatito.

Esta unidade é resultado da movimentação de solos de áreas mais altas, relacionado inicialmente de um colúvio que se estabiliza e passa a desenvolver perfil de solo. Por ser formada por colúvios, podem apresentar mudanças abruptas de resistência devido à presença de matações. Os solos coluvionares, de modo geral, encontram-se no sopé das encostas naturais e podem ser constituídos de solos misturados com blocos de rocha (Figura 46). O comportamento de solos de colúvio depende do seu grau de desenvolvimento, sendo mais instáveis os colúvios mais recentes (FRANÇA JR., 2012; MASSAD, 2010). Segundo Caputo (2006), os solos coluvionares são responsáveis por muitos escorregamentos em trechos de serras.

Figura 46 - Blocos de rochas identificados no depósito de encosta da amostra de solo TB 07.



As amostras de solo dos depósitos de encosta apresentam porcentagem do tamanho de grãos, plasticidade, coloração, classificação do solo (granulometria, MCT, SUCS) e comportamento geomecânico distintos.

A amostra de solo TB07 apresenta maior porcentagem de grãos de areias (54,21%), enquanto as amostras TB08 e TB11 apresentam maior quantidade de grãos finos em sua composição. O comportamento geomecânico da amostra TB07 apresenta a menor coesão (2,7 kPa) com elevado ângulo de atrito é alto (31,8), características de solos mais arenosos. A amostras TB11 composta por 73,87% de finos, apresentou características de comportamentos geomecânico dos solos mais finos, com valor da coesão mais elevado (20,4kPa) e ângulo de atrito (24,9°) mais baixo. A amostra TB11 apresentou solo laterítico (LG²), com coloração mais amarronzada (amarelo acastanhado - 10 YR 6/6) característico de solos lateríticos, diferente das outras duas amostras de depósito de encosta identificadas como solos não-laterítico.

A amostra de solos de depósito de encosta TB08 e TB11, encontra-se em relevo de morraria, em setores com maior altimetria do município. Já a amostras de solo de depósito de encosta TB07 está inserido em relevo de colina.

6.3. MAPEAMENTO DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTO NO MUNICÍPIO DE TIMBÓ

6.3.1. Análise de suscetibilidade em relação ao número de cicatrizes mapeadas nas unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995)

No evento extremo ocorrido em novembro de 2008, na região do Vale do Itajaí, foram registradas inundações generalizadas e grande número de movimentos de massa, atingindo diversos municípios, causando destruição e milhares de afetados. O município de Timbó, no evento de 2008, sofreu com as inundações e movimentos de massas. Alguns dos movimentos de massa ocorridos no município foram identificados pelo Relatório do CEPED UFSC (2009) e Goerl et al. (2009) totalizando 19 deslizamentos. Todas as 19 cicatrizes contidas nos documentos foram identificadas em trabalhos de campo e por meio de análises de ortofotomosaico.

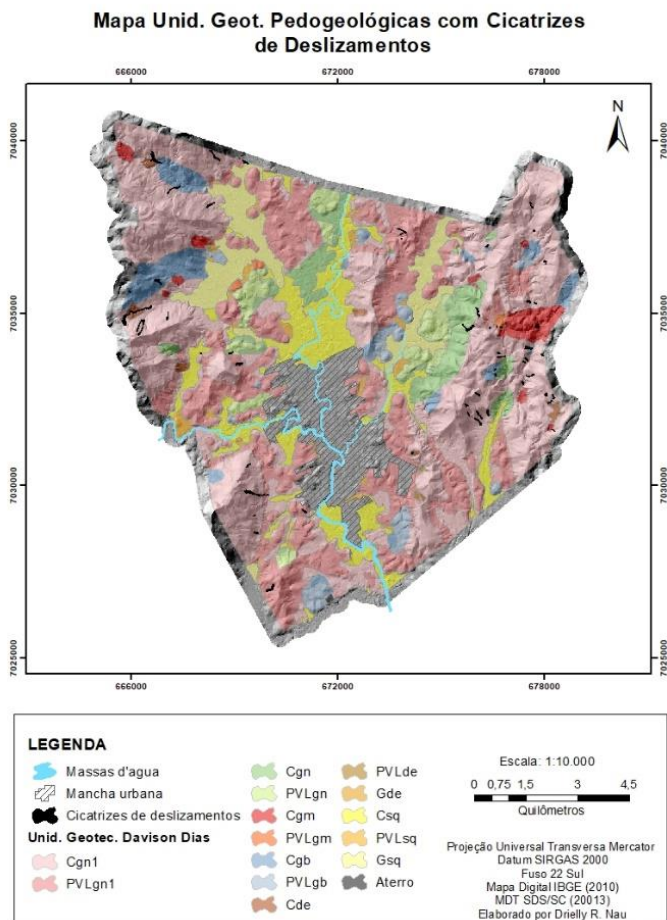
No município de Timbó além das 19 cicatrizes mais 37 cicatrizes foram identificadas, totalizando 56 cicatrizes de deslizamentos (Figura 47) que correspondem a 0,38 km² da área total de estudo, representando 0,33% do total da área de estudo. Além dos movimentos de massa identificados a partir de estudos já publicados, também foram identificadas diversas outras cicatrizes de deslizamentos através da análise da ortofotomosaico do município de Timbó. Uma grande quantidade de cicatrizes identificadas em imagens de satélite foi posteriormente verificada em campo. O período de tempo de 10 anos entre a ocorrência dos deslizamentos e a ida *in loco*, algumas cicatrizes já não eram mais possíveis de visualização, por apresentarem vegetação mais desenvolvidas e evolução da ação de processos erosivos naturais da modelagem do relevo, obstruindo o reconhecimento da cicatriz.

Segundo Goerl et al. (2009) entre os 19 movimentos de massa identificados pelo CEPED-UFSC (2009), nos eventos de 2008, o tipo de deslizamento mais recorrente foi o rotacional, em virtude de os solos serem muito profundos. A região de estudos está sobre o espesso manto de alteração dos solos originários de gnaiss, que são solos facilmente intemperizados, devido a maior quantidade de falhas e fraturas.

As 56 cicatrizes de deslizamentos identificadas na área de estudos, foram utilizadas na metodologia de validação dos modelos de

suscetibilidade a deslizamentos, descritos nos próximos itens (6.4. VALIDAÇÃO DOS MODELOS).

Figura 47 - Cicatrizes de deslizamentos nas unidades geotécnicas (método Davison Dias, 1995) no município de Timbó.



As cicatrizes de deslizamentos foram classificadas entre movimentos rotacionais e translacionais, utilizando imagens de satélite, ortofotomosaico, curvas de nível, MDT e trabalho de campo. Na análise total das 56 cicatrizes, observou-se que os deslizamentos rotacionais, como os translacionais tem sua ocorrência em quantidades semelhantes.

A maior parte das cicatrizes se concentra na região das Muldes, principalmente da Mulde Baixa, maciço Leste, onde ocorre o maior número de deslizamentos rotacionais. Os deslizamentos translacionais são identificados em maior quantidade no maciço a oeste do município. Em campo e pelas imagens aéreas é possível observar a diferença de relevo e topografia entre os dois maciços, a leste com vertentes mais suaves e menos extensas e a oeste mais íngreme e mais extenso. Podendo assim, a diferença entre os movimentos estar associada às diferenças topográficas e geomorfológicas.

No entanto, para uma avaliação mais precisa dos tipos de movimentos de massa são necessários a visita *in loco* em cada cicatriz de deslizamento após sua ocorrência e a utilização de imagens de satélite e MDT de antes e pós evento.

Dentre as 56 cicatrizes apenas uma foi identificada com provável ocorrência no ano de 2011, quando houve mais de uma semana com chuvas na região do médio Vale do Itajaí, acarretando em enchentes nos dias 30 de agosto e principalmente 08 de setembro de 2011. Ao analisar as imagens datadas em 02 setembro de 2010 e 03 outubro de 2011 contidas no *Google Earth* (GOOGLE, 2016), verificou-se duas ocorrências de deslizamentos, uma nova cicatriz surgiu no Bairro Araçonguinhos, muito próxima a uma cicatriz já existente do ano de 2008. E outra cicatriz já existente do evento de 2008 teve reincidência, movimentando novamente o material, classificada como deslizamento translacional, localizada na Mulde Baixa. As demais cicatrizes mapeadas foram diagnosticadas majoritariamente no evento de 2008.

Com intuito de verificar quais unidades geotécnicas apresentam maior número de ocorrência de cicatrizes de deslizamento, realizou-se o cruzamento do mapa de unidade geotécnicas e os polígonos das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos. De acordo com a Tabela 6, algumas unidades geotécnicas são mais ou menos suscetíveis a deslizamentos. Nas unidades geotécnicas de solos sedimentares não foi identificada nenhuma cicatriz, porque são localizadas em relevo com declividades muito baixas. Da mesma forma a unidade de solo residual PVLgb não foram observados deslizamentos. As áreas referentes às cicatrizes condizem às cabeceiras das mesmas, correspondendo a área de ruptura das cicatrizes, onde se iniciou o deslizamento.

Tabela 7 - Número de cicatrizes por unidade geotécnica pedogeológica (Davison Dias, 1995) do município de Timbó.

Un. Geotécnica	Nº de cicatrizes	Área unid. Geotécnica (km ²)	Área das cabeceiras cicatrizes (km ²)	Total de cicatriz/área (km ²)	Área cab. cic./área un. geot.
Cgn1	38	46,93	0,0472	0,81	0,001006
PVLgn1	7	28,12	0,0095	0,24	0,000338
Cgb	4	4,87	0,0020	0,82	0,000411
Cgm	3	2,19	0,0023	1,37	0,00105
PVLgn	1	4,02	0,0006	0,25	0,000149
PVLgm	1	0,34	0,0002	2,94	0,000588
Cgn	1	5,72	0,0023	0,17	0,000402
PVLgb	0	2,43	0	0	0
Dep. encosta	1	0,90	0,0009	1,11	0,00100
Csq	0	11,28	0	0	0
PVLsq	0	1,99	0	0	0
Gsq	0	6,99	0	0	0

A unidade geotécnica que se destacou com a maior quantidade de cicatrizes foi a Cgn1, a de maior extensão do município, apresentando 67,85% do total de cicatrizes na área de estudo. A maior parte das cicatrizes está em área de mata, as localizadas no maciço oeste do município, com declividades maiores (relevo fortemente ondulado e montanhoso). Grande parte dos deslizamentos translacionais transformaram-se em fluxos de detrito, atingindo cursos d'água e se estendendo por vários metros.

A unidade PVLgn1, também de substrato gnaisse máfico, aparece em seqüências entre as unidades com maior número de cicatrizes (7). As próximas em maior número de cicatrizes são de substrato diferente,

quatro cicatrizes pertence a unidade Cgb e três cicatrizes à unidade Cgm.

O Cambissolo destaca-se entre a categoria de solo com maior frequência de cicatrizes de deslizamento. Isso pode estar associada à topografia, declividade e altimetria, já que os Cambissolos em sua maior parte estão localizados em relevo mais acidentado e de maior altitude do município.

Também se destacam as unidades compostas do substrato ortognaisse máfico (Cgn1 e PVLgn1), que juntas representam cerca de 80% do total das cicatrizes no município de Timbó.

Com apenas 1 cicatriz de deslizamento as unidades PVLgm, Cgn e depósito de encosta, apontam menor suscetibilidade entre as unidades geotécnicas de solos residuais com ocorrência na quantidade de cicatrizes. Contudo, se for considerado a área da cabeceira de cicatrizes pela área de cada unidade geotécnica, as unidades de substrato granito-migmatito, PVLgm e Cgm, apresentam maior área de cabeceiras de cicatrizes por km², com 2,49 e 1,37 cicatrizes por km², respectivamente.

Em relação à declividade da superfície de ruptura das cabeceiras de deslizamentos, um total de 83% das cicatrizes aparece em declividades superiores a 20° (Tabela 8). De acordo com Sestini e Florenzano (2004) é frequente os deslizamentos originarem-se em cabeceiras de drenagem situadas em declives maiores que 20°. Apenas sete cicatrizes foram identificadas em áreas com declividades iguais ou superiores a 45° e cerca de 70% dessas cicatrizes estão na unidade Cgn1, de acordo com a resolução da escala utilizada nesta pesquisa.

As cicatrizes de deslizamentos se desenvolvem, geralmente, em setores côncavos das vertentes, ao longo de linhas de drenagem e também em torno de alterações antrópicas (cortes de talude para construção de estradas, por exemplo), principalmente as identificadas como deslizamentos circulares. No município os deslizamentos circulares são encontrados em maior parte no maciço leste do município, onde o relevo é mais suave e os solos apresentam-se mais profundos. Segundo Goerl et al. (2009), as 19 cicatrizes identificadas no relatório CEPED UFSC (2009), constatou-se que a maioria dos movimentos rotacionais ocorreram em antigos depósitos coluviais, sendo que o início do movimento frequentemente iniciou no topo do depósito, quando ocorria uma mudança relativamente brusca de declividade. Foram identificadas apenas três cicatrizes de deslizamentos em depósitos de encostas catalogado no mapa geológico (Figura 48). Nem sempre essas cicatrizes se iniciaram (superfície de ruptura) na delimitação do depósito de encosta, mas o corpo ou/e a base do deslizamento estavam presentes.

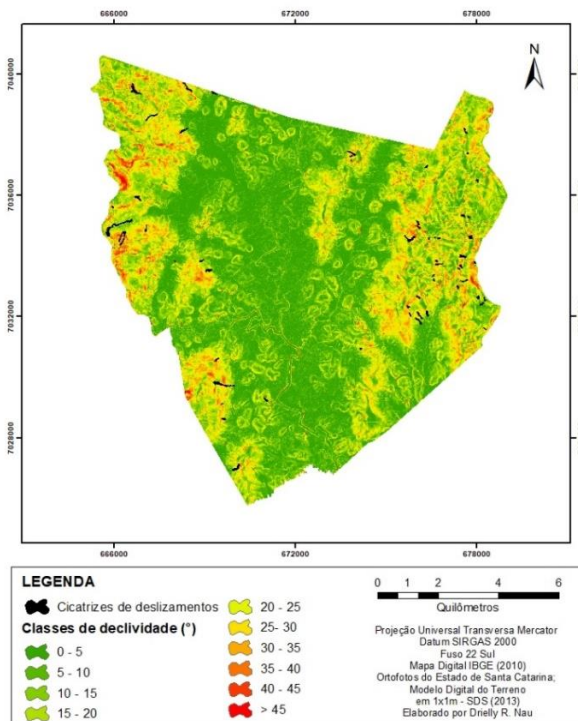
Tabela 8 – Área das cabeceiras de cicatrizes de deslizamento em cada classes de declividade em graus.

Classes de declividades (°)	Área cab. cicatrizes (km²)	Área classe decliv. (km²)	Total área cab. cic./Área clas. decliv. (km²)
0-5	0,000286	35,895	0
5-10	0,001038	22,412	0
10-15	0,002948	18,421	0,000160035
15-20	0,006717	17,074	0,000393405
20-25	0,016966	14,931	0,001136294
25-30	0,015564	10,372	0,001500578
30-35	0,012019	4,659	0,002579738
35-40	0,005632	1,502	0,003749667
40-45	0,002943	0,485	0,006068041
>45	0,001395	0,23	0,006065217

Conforme a Tabela 8 analisando a relação entre a quantidade de área de cabeceiras de cicatrizes em cada classe de declividade pela área total de cada classe de declividade, as declividades maiores de 40° destacam-se demonstrando valores maiores. A partir dessa relação é possível constatar, quanto maior a declividade maior a suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos.

Conforme, pode ser visualizada na Tabela 8 o tamanho das áreas abrangentes entre as classes de declividade de 0° a 10° representam cerca de 50% da área total do município. A maior parte da área com baixas declividades (0°-10°) correspondem as planícies dos rios Benedito e dos Cedros. A relação entre a área de cabeceira de cicatriz pela área da classe de declividade, nas regiões de baixa declividade, demonstra valor muito próximo ao zero. Pois, há uma quantidade muito reduzida de área de cabeceiras de cicatrizes em relação ao grande tamanho da área correspondente a baixas declividades (0°-10°). Já as classes de declividades maiores que 40° contém apenas 0,57% da área total do município de Timbó e concentra valor significativo de área de cabeceiras de cicatrizes, aumentando proporcionalmente o valor da relação área cicatrizes dividida pela área da classe e a suscetibilidade do região.

Figura 48 - Mapa de declividade com cicatrizes de deslizamentos.



No maciço a oeste do município são identificados valores maiores de declividades da superfície de ruptura (cabeceira), geralmente, com declives a partir de 30° , apresentando em suas cicatrizes formas de movimentos de massa misto, relacionado aos fluxos de detrito, representado por polígonos mais longos na delimitação das cicatrizes de deslizamentos. Dessa forma, a partir do mapeamento geotécnico, pela identificação e visualização *in loco* das cicatrizes de deslizamentos, a ocorrência dos fluxos de detritos do município de Timbó está relacionada, sobretudo, aos deslizamentos translacionais em solos residuais de ortogneisse.

6.3.2. Análise de suscetibilidade em relação ao número de cicatrizes mapeadas nas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas pelo modelado do relevo

Na análise das unidades geotécnicas pelo modelado do relevo baseada nas cicatrizes de deslizamentos, a distribuição das cabeceiras de cicatrizes foi feita de forma semelhante as das unidades geotécnicas pedogeológicas do método Davison Dias (1995). Conforme a Tabela 9, observa-se a maior ou menor suscetibilidade das unidades geotécnicas modelado do relevo pelas cabeceiras de cicatrizes identificadas em cada unidade.

Tabela 9 - Número de cicatrizes por unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica do município de Timbó.

Un. Geotécnica	Nº de cicatrizes	Área unid. Geotécnica (km ²)	Área das cabeceiras cicatrizes (km ²)	Total de cicatriz/área km ²	Área cab. cic./área un. geot.
M-gn1	44	47,46	0,0546	0,93	0,0011
M-gb	4	4,86	0,0020	0,82	0,0004
M-gm	4	2,35	0,0026	1,70	0,0004
M-gn	2	3,58	0,0030	0,56	0,0008
C-gn1	1	27,75	0,0022	0,04	0,0000
Dep. Enc.	1	0,90	0,0009	1,11	0,0010
Aluviões	0	20,36	0	0	0
Aterros	0	0,05	0	0	0

Assim, como nas unidades geotécnicas pedogeológicas as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológica, são identificadas cabeceiras de cicatrizes em todos substratos rochosos (gnaisse máfica e félsico, gabro e granito-migmatito) contidos na área de estudo e também em depósitos de encostas. A unidade M-gn1, maior unidade em área no município de Timbó, também apresenta o maior número de cabeceiras

de cicatrizes, total de 78,6%. Porém, a unidade geotécnica M-gm, é a que representa maior valor de cicatrizes por km².

Observa-se que as unidades pertencentes ao modelado de relevo morraria e montanha concentram 98,2% de cicatrizes de deslizamentos. Assim, as unidades em relevo de montanha são mais suscetíveis a deslizamento que as unidades em relevo de colina. Visto que, modelado do relevo morraria e montanha apresentam terrenos com maiores elevações e declividades, observa-se a presença de depósitos de encostas e solo residual menos espesso comparado ao solo encontrado em relevo de colina. No entanto, em todo município são identificados solos considerados espessos em diferentes declives.

Entre as unidades geotécnicas em relevo de colina, apenas na unidade C-gn1 é identificada cicatriz de deslizamento. A unidade C-gn1 sendo caracterizada em relevo de colina, apresentando menores declividades, é segunda maior unidade geotécnica em extensão de área, entre as unidades geotécnicas do modelado do relevo.

6.3.3. Análise da suscetibilidade a partir do modelo SHALSTAB

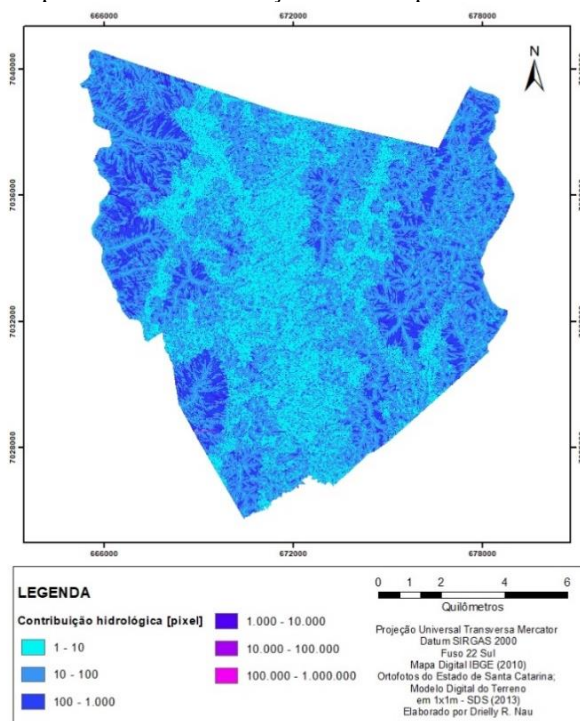
Na aplicação do modelo SHALSTAB, para o cálculo do grau de suscetibilidade a deslizamentos translacionais, foram utilizados dados topográficos, hidrológicos e geotécnicos. Para isto, foram necessários os mapas de declividade (Figura 49) o de área de contribuição (Figura 49), junto com parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos de origem residual e os pesos específicos saturados (c , Φ , γ_{sat}) do solo obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto (Tabela 4). O mapa de contribuição, como o mapa gerado pelo modelo SHALSTAB foram aplicados para cada uma das nove microbacias contidas na área do município de Timbó, pois o modelo SHALSTAB é aplicado em bacias. Dessa forma, após os resultados de cada micro bacias elas foram recortadas pelo polígono do limite do município.

Observa-se pelo mapa de declividade que o município de Timbó é um território que contempla uma área bem vasta de planícies. Isto devido às planícies de inundações do rio dos Cedros ao norte, principal afluente do rio Benedito, o principal rio do Município. Dessa forma, declividades baixas abrangem grandes extensões do município, quase metade do município (45,8%) é composta por declividades de até 10°. A área de estudo apresenta amplitude altimétrica cerca de 700 metros, sendo a porção com maior altitude do município chega a 750 metros, Noroeste de Timbó, divisa com o município de Pomerode.

A unidade Cgn1, maior unidade geotécnica pedogeológica pela metodologia Davison Dias (1995), assim como, a unidade geomorfopedogeológica M-gn1 pela metodologia do modelado do relevo, chegam a apresentar 75° de declividade na região (Figura 3).

Porém, a unidade Cgn1 também apresenta trecho com áreas de menor declividade, regiões onde a unidade encontra-se em áreas de planícies. As unidades geotécnicas correspondentes aos solos sedimentares apresentam menor declividade, com exceção aos depósitos de encosta. A unidade Cgm está inserida exclusivamente em área de morraria e montanhas, região com elevadas declividades em sua maior parte. No entanto, a área mais declivosa, correspondendo a 80°, está dentro de uma cicatriz de deslizamento muito pequena de 52m².

Figura 49 - Mapa de área de contribuição do município de Timbó.



Além dos mapas mencionados anteriormente, junto com os parâmetros de resistência dos solos, foi considerado a profundidade dos solos, estimado por verificação em campo das cicatrizes de

deslizamentos e dados do levantamento geofísico pelo método da eletrorresistividade, realizados para o projeto de “Cartas Geotécnicas de Aptidão a Urbanização frente a Desastres Naturais”. Pelos dados de campo, apoiados pelo levantamento geofísico a espessura do solo é estimada em aproximativamente de 15 a 20 metros sobre a rocha alterada. É possível verificar em visitas a campo que nos relevos de colinas encontram-se solos mais espessos, em algumas áreas chegando a atingir 25 metros de profundidade, visualizados por corte de talude e também por cicatrizes de deslizamentos (Figura 50). Já no modelado de relevo de morraria e montanha, nas rupturas de cicatrizes identificadas, a profundidade da ruptura do solo apresentou-se um pouco menos espessa.

Figura 50 - Foto de uma das cicatrizes.



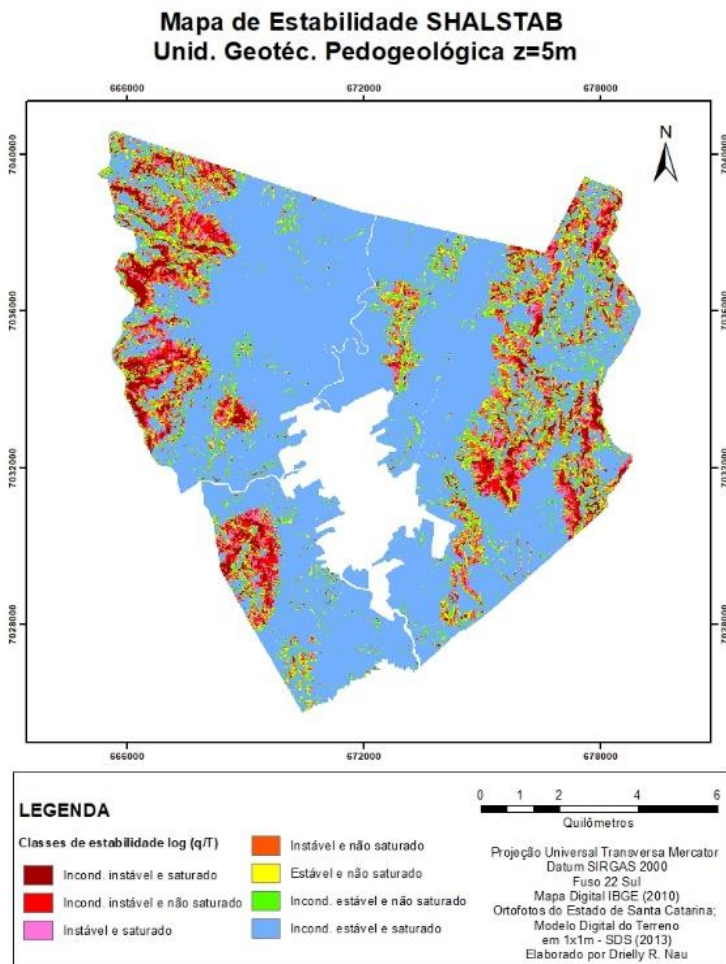
Dessa forma, para as simulações com o modelo SHALSTAB foram adotados valores de profundidade (z) de 5 e 15 metros para análise de suscetibilidade do município de Timbó, tanto para as unidades geotécnicas pedogeológica, quanto pelas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, apresentadas nas Figura 52 e Figura 53, e na Tabela 9.

As profundidades de 5 e 15 metros escolhidas na aplicação para o modelo SHALSTAB, foram baseadas nas informações referentes a profundidade da superfície das rupturas de deslizamentos da área de estudo e pelo método adotado pelo modelo SHALSTAB, modelo referente a deslizamentos translacionais rasos. Dessa forma, a profundidade de 5 metros contempla o intermédio entre os deslizamentos mais rasos que já ocorreram no município e a profundidade de 15 metros contempla a maior parte das rupturas de

deslizamentos identificados, sendo uma profundidade mais representativa para o município.

A partir da Tabela 10 e Figura 51 é possível observar a grande semelhança entre os resultados das unidades geotécnicas pedogeológica e das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológica.

Figura 51 - Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas pedogeológica (5 e 15 metros).



Mapa de estabilidade SHALSTAB Unid. geotéc. Davison Dias z=15m

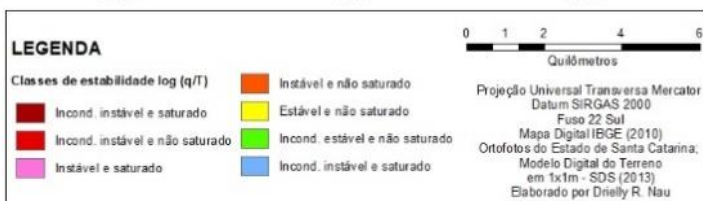
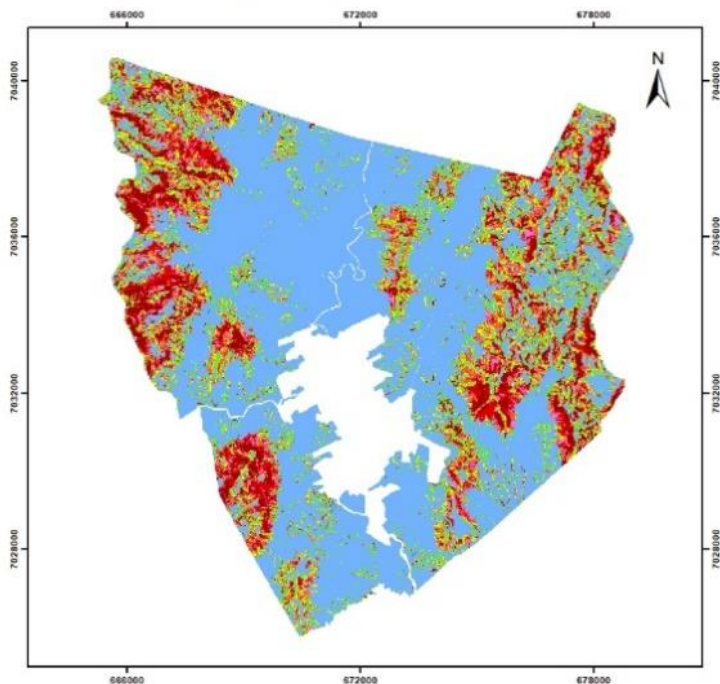
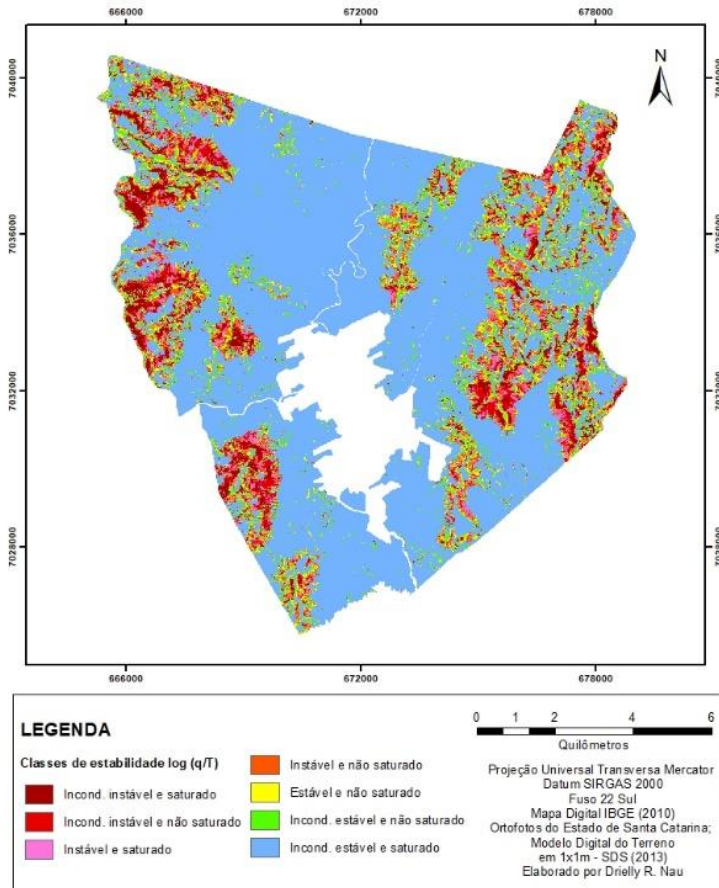


Figura 52 - Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (5 e 15metros).

Mapa de Estabilidade SHALSTAB
Unid. Geotéc. Geomorfo-Pedogeológica z=5m



Mapa de Estabilidade SHALSTAB Unid. Geotéc. Geomorfo-Pedogeológico z=15m

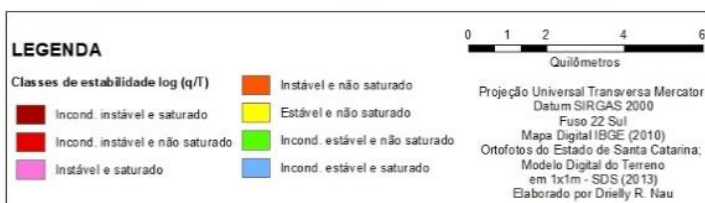
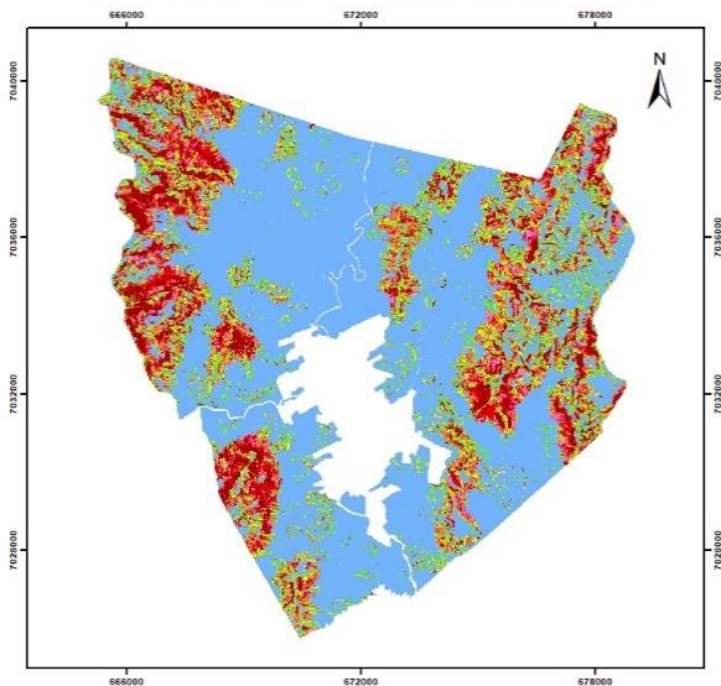


Tabela 10 - Área (%) de cada classe do modelo SHALSTAB no município de Timbó para as profundidades de solos analisadas.

Classe de estabilidade SHALSTAB	Unid. Geotécnica Pedogeológica		Unid. Geotécnica Geomorfo-pedogeológica	
	Profundidade dos solos [m]			
	z=5	z=15	z=5	z=15
Incond. instável e sat.	4,88	7,80	5,05	7,78
Incond. instável e ñ sat.	4,06	5,46	4,18	5,55
Instável e sat.	3,91	4,69	4,01	4,75
Instável e ñ sat.	5,61	6,56	5,74	6,57
Estável e ñ sat.	6,84	6,85	5,88	6,68
Incond. estável e ñ sat.	7,78	9,17	7,64	8,69
Incond. estável e sat.	67,92	59,48	67,49	59,98

Nota-se que há um acréscimo de áreas instáveis da profundidade de 5 para 15 metros, nas duas metodologias para definição de unidades geotécnicas, bem como a diminuição de áreas incondicionalmente estáveis, que passam a diminuir 8,4% pra metodologias Davidson Dias (1995) (unidades geotécnicas pedogeológicas) e 7,5% na metodologia do modelado do relevo (unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas).

De acordo com a Tabela 11 representando as porcentagens das áreas das classes, das cabeceiras de cicatrizes e a área das cabeceiras de cicatrizes dividida pela área da classe respectiva, é possível observar que a unidade Cgn1 destaca-se entre as demais unidades por apresentar valores mais distribuídos que o restante, assim como a maior concentradora de área de cicatrizes em classes mais instáveis (mais de 50%). As unidades de Cambissolo apresentaram uma distribuição mais significativa entre as classes mais instáveis, quando comparadas as unidades decorrentes de Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico álico (PVL_a).

Tabela 11 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) para $z=5m$.

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.	Incond. estável e ñ sat.	Incond. estável e sat.
Cgn1	[%] área classes	11,29	9,03	8,23	10,70	9,95	11,41	39,39
	[%] área cic.	38,84	17,08	12,44	11,76	8,67	6,3	4,91
	[%] área cic./ área clas.	3,44	1,89	1,51	1,10	0,87	0,55	0,12
PVLgn1	[%] área classes	0,35	0,36	0,64	1,82	3,68	7,37	85,78
	[%] área cic.	2,15	2,27	4,02	4,53	7,28	34,9	44,85
	[%] área cic./ área clas	6,14	6,31	6,28	2,49	1,98	4,74	0,52
Cgn	[%] área classes	1,57	2,49	3,92	8,26	8,14	9,25	66,37
	[%] área cic.	50,84	8,98	5,81	13,32	12,57	4,55	3,93
	[%] área cic./ área clas.	32,38	3,61	1,48	1,61	1,54	0,49	0,06
PVLgn	[%] área classes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	99,92
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	100
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	1,00
Cgb	[%] área classes	2,97	4,38	5,10	9,00	9,58	13,79	55,18
	[%] área cic.	11,43	13,4	18,11	11,14	25,41	14,6	5,91
	[%] área cic./ área clas.	3,85	3,06	3,55	1,24	2,65	1,06	0,11

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						Incond. estável e ñ sat.	Incond. estável e sat.
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.			
PVLgb	[%] área classes	1,13	0,57	0,9	2,63	4,76	8	82,01	
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0	
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0	
Cgm	[%] área classes	0,42	0,33	0,57	1,79	3,75	11,58	81,56	
	[%] área cic.	27,2	3,35	1,91	3,6	6,61	42,58	14,75	
	[%] área cic./ área clas.	64,76	10,15	3,35	2,01	1,76	3,68	0,18	
PVLgm	[%] área classes	0,03	0,08	0,14	0,77	1,81	5,48	91,69	
	[%] área cic.	0,39	1,18	3,92	5,88	34,12	54,51	0	
	[%] área cic./ área clas.	13,00	14,75	28,00	7,64	18,85	9,95	0,00	
Dep. Enc.	[%] área classes	0,55	0,53	0,59	1,69	2,54	7,26	86,83	
	[%] área cic.	0	0	0,61	0,61	3,46	0,71	94,61	
	[%] área cic./ área clas.	0,00	0,00	1,03	0,36	1,36	0,10	1,09	

Todas as unidades de solos sedimentares, composta por sedimentos quaternários (Csq, Gsq e PVLsq) apresentaram sua totalidade na classe baixa suscetibilidade (classe 1). As unidades também estão localizadas maior parte em áreas de planícies de inundações dos principais rios do município (Rio dos Cedros e Benedito), exibindo baixíssimas declividades. No entanto, nenhuma das unidades de substrato sedimento quaternário (sq) estão apresentadas na tabela. Pois, as unidades abrangem as áreas de planícies, com baixa declividades, representando áreas mais estáveis. Dessa forma, as unidades de sedimentos quaternários, foram executadas com valor representativo de parâmetros de resistência ao cisalhamento, como ângulo de atrito (35°), coesão (33kPa) e peso específico natural de 18 g/cm^3 , valores altos, sem ocorrência de deslizamentos. Assim, demonstrando característica de área com baixa suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos, sendo áreas não contempladas nos mapas finais de suscetibilidade gerado pelos modelos.

Os aterros, mesmo representando uma área bem pequena da área de estudo, sem ocorrência de deslizamentos, tiveram seus valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento retirados de trabalhos já publicados sobre aterros sanitários. Em Silva (2015) são demonstrados os valores de coesão em 4,4 kPa, ângulo de atrito 30° e peso específico natural de $17,5 \text{ g/cm}^3$, para terrenos de aterros sanitários.

Entre as unidades de solos residuais, a unidade PVLgn, apresenta a maior concentração de área da unidade entre as classes mais estáveis (menos suscetível), diferente da unidade do mesmo substrato rochoso de gnaiss félsico (Cgn), que demonstra valores mais distribuídos entre as classes. Importante destacar que a unidade PVLgn ocorre em menores declividades do que a unidade Cgn e cada uma das unidades de substrato gnaiss félsico apresentam 1 cicatriz.

Na Tabela 12 a simulação do SHALSTAB 15 metros para as unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) a unidade Cgm apresenta significativo acréscimo da área em classes mais instáveis comparado a simulação de 5 metros (Tabela 11).

No entanto, a unidade Cgn1 continua a demonstra maior área em classes mais instáveis.

Tabela 12 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas pedogeológicas para z=15m.

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ã sat.	Instável e sat.	Instável e ã sat.	Estável e ã sat.	Incond. estável e ã sat.	Incond. estável e sat.
Cgn1	[%] área classes	17,2	11,19	8,62	10,39	9,23	10,7	32,67
	[%] área cic.	38,84	17,08	12,44	11,76	8,67	6,3	4,91
	[%] área cic./ área clas.	2,26	1,53	1,44	1,13	0,94	0,59	0,15
PVLgn1	[%] área classes	1,5	1,43	2,06	4,8	7,41	11,82	70,98
	[%] área cic.	2,15	2,27	4,02	4,53	7,28	34,9	44,85
	[%] área cic./ área clas.	1,43	1,59	1,95	0,94	0,98	2,95	0,63
Cgn	[%] área classes	2,64	3,76	5,23	9,32	8,2	9,25	61,6
	[%] área cic.	50,84	8,98	5,81	13,32	12,57	4,55	3,93
	[%] área cic./ área clas.	19,26	2,39	1,11	1,43	1,53	0,49	0,06
PVLgn	[%] área classes	0,03	0,08	0,14	0,77	1,81	5,48	91,69
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	100
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	1,09
Cgb	[%] área classes	4,57	6,88	7,3	10,47	11,07	14,39	45,32
	[%] área cic.	11,43	13,4	18,11	11,14	25,41	14,6	5,91
	[%] área cic./ área clas.	2,50	1,95	2,48	1,06	2,30	1,01	0,13

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.	Incond. estável e ñ sat.	Incond. estável e sat.
PVLgb	[%] área classes	0,88	0,36	0,51	1,29	2,33	5,44	89,19
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0
Cgm	[%] área classes	3,83	2,8	3,25	6,47	10,12	18,38	55,15
	[%] área cic.	27,2	3,35	1,91	3,6	6,61	42,58	14,75
	[%] área cic./ área clas.	7,10	1,20	0,59	0,56	0,65	2,32	0,27
PVLgm	[%] área classes	0,96	0,59	1,59	2,98	4,4	9,1	80,38
	[%] área cic.	0,39	1,18	3,92	5,88	34,12	54,51	0
	[%] área cic./ área clas.	0,41	2,00	2,47	1,97	7,75	5,99	0,00
Dep. Enc.	[%] área classes	2,36	3,06	3,40	6,85	7,20	12,71	64,43
	[%] área cic.	0	2,41	4,61	79,77	10,27	2,62	0,32
	[%] área cic./ área clas.	0,00	0,79	1,36	11,64	1,43	0,21	0,00

Na profundidade de 15m para unidade geotécnicas pedogeológicas as classes mais instáveis apresentam uma maior quantidade de área de cabeceiras de cicatrizes, comparado à profundidade de 5m para unidades geotécnicas pedogeológicas (Figura 55). Porém, a área das classes mais instáveis aumenta na profundidade de 15m, apresentando valores menores na relação entre a porcentagem da área de cabeceiras de cicatrizes dividida pela área da classe comparados aos valores para a profundidade de 5m. No entanto, a relação entre a área total da unidade geotécnica pedogeológica coberta pela área total de cabeceira de cicatrizes, a unidade Depósito de Encosta apresenta maior valor (0,108), seguido da unidade Cgm (0,107) para profundidade de 5m e para a profundidade de 15 metros a unidade Cgm que apresenta maior valor (0,107).

As unidades Cgn1 e Cgn apresentam a maior parte da área das cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis para unidades geotécnicas pedogeológicas com profundidade de 5 metros. Destacando-se a unidade Cgn1 com o maior valor de área de cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis pela área total da unidade.

Já para a profundidade de 15 metros, apresentada na Tabela 11 somente a unidade PVLgn1 não apresentou a maior parte da área das cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis, mesmo sendo a segunda unidade com maior número de cicatrizes (total de 7 cicatrizes) identificadas. O destaque para as unidades com maior área de cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis, são PVLgm (94,9%) em seguida das unidades Cgn e Cgn1, com 87,8% e 87,3%, respectivamente. Na relação entre a área de cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis pela área total da unidade, quem apresenta o maior valor é a unidade de depósito de encostas (0,091).

Analisando a única cicatriz encontrada na unidade PVLgn, a qual está inserida em sua totalidade (Tabela 12) na classe mais estável do modelo SHALSTAB (Incondicionalmente estável e saturada), identifica-se grau declividade acima de 20° e não há intervenção antrópica no local. O resultado da ocorrência da cabeceira de cicatriz em área estável, deve estar relacionado aos valores dos parâmetros geotécnicos (Tabela 4). O alto valor da coesão (36 kPa) da amostra do solo da unidade PVLgn pode ter influenciado no resultado da aplicação do modelo SHALSTAB, caracterizando a área em classes mais estáveis.

Na Tabela 13 a porcentagem da área das classes do modelo SHALSTAB para as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para profundidade de 5m teve como destaque a unidade M-gn1. A unidade apresenta-se como a mais bem distribuída entre as unidades

geotécnicas para profundidade de 5 metros, seguida da unidade M-gn. Os restantes das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas apresentaram distribuição semelhante as das unidades geotécnicas pedogeológicas.

Tabela 13 – Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para z=5m.

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.	Incond. estável e ñ sat.	Incond. estável e sat.
M-gn1	[%] área classes	11,29	9,69	9,04	12,23	11,65	13,21	32,35
	[%] área cic.	35,35	16,15	12,09	11,35	8,78	8,39	7,9
	[%] área cic./ área clas.	3,13	1,67	1,34	0,93	0,75	0,64	0,24
C-gn1	[%] área classes	0,21	0,1	0,16	0,56	1,67	4,51	92,78
	[%] área cic.	2,93	0,32	0,59	1,49	6,93	73,48	14,27
	[%] área cic./ área clas.	13,95	3,20	3,69	2,66	4,15	16,29	0,15
M-gn	[%] área classes	2,59	4,15	6,58	13,94	13,79	15,18	43,78
	[%] área cic.	40,13	7,09	11,37	18,56	15,07	3,59	4,19
	[%] área cic./ área clas.	15,49	1,71	1,73	1,33	1,09	0,24	0,10
C-gn	[%] área classes	0,04	0,01	0,02	0,06	0,19	1,27	98,41
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0
M-gb	[%] área classes	1,35	1,33	1,25	2,8	4,01	7,33	81,94
	[%] área cic.	7,06	1,06	1,34	11,58	3,79	8,6	66,57
	[%] área cic./ área clas.	5,23	0,80	1,07	4,14	0,95	1,17	0,81
C-gb	[%] área classes	0,16	0,01	0,02	0,05	0,21	1,15	98,38
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						Incond. estável e ñ sat.	Incond. estável e sat.
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.			
M-gm	[%] área classes	0,39	0,31	0,54	1,67	3,57	11,22	82,31	
	[%] área cic.	24,55	3,02	1,72	3,25	7,11	47	13,35	
	[%] área cic./ área clas.	62,95	9,74	3,19	1,95	1,99	4,19	0,16	
C-gm	[%] área classes	0	0	0	0,01	0,01	0,06	99,92	
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0	
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0	
Dep. Enc.	[%] área classes	0,74	0,79	0,94	2,58	3,91	7,62	83,43	
	[%] área cic.	0	0,51	1,02	5,29	10,17	1,32	81,69	
	[%] área cic./ área clas.	0	0,65	1,09	2,05	2,60	0,17	0,98	

Analisando a Tabela 13 para a área de cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos, as classes instáveis compreendem ao somatório das quatro primeiras classes: incondicionalmente instável e saturado; incondicionalmente instável e não saturado; instável e saturado e instável e não saturado. As unidades que se destacam com maior área em classes instáveis são M-gn e M-gn1, com 77,2% e 74,9%, respectivamente, em área de classes instáveis pertencentes a cada unidade. Já a unidade C-gn1 apresenta a menor quantidade de área das cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis (5,3%). Porém, a maior relação entre as cabeceiras de cicatrizes dividida pela área da classe é apresentada pela unidade geotécnica M-gm, somente na classe incondicionalmente instável e saturado (classe 1) representa mais de 50% dessa relação. A unidade C-gn1 está identificada em relevo de colina e apresenta cicatrizes de deslizamento, diferente do que ocorre nas outras unidades geotécnicas advindas de relevo de colina. Na classe Incondicionalmente estável e não saturado (classe 6) da unidade C-gn1 é possível observar o maior valor (16,29%) na relação entre cabeceiras de deslizamentos e área da classe. Dessa forma, a unidade C-gn1, mesmo caracterizada pela ocorrência em relevo de colina, apresentando baixas declividades são identificadas cabeceiras de cicatrizes em classes mais estáveis do modelo SHALSTAB.

Para as profundidades de 15m as simulações pelo SHASLTAB têm os valores sensivelmente mais distribuídos entre as classes de estabilidades, em relação os cenários com profundidade de 5 metros, as classes menos estáveis aparecem com valores um pouco mais alto. Na Figura 14 a unidade M-gb destaca-se pela expressiva crescente de área em classes menos estáveis, comparada a simulação da profundidade de 5 metros (Tabela 13).

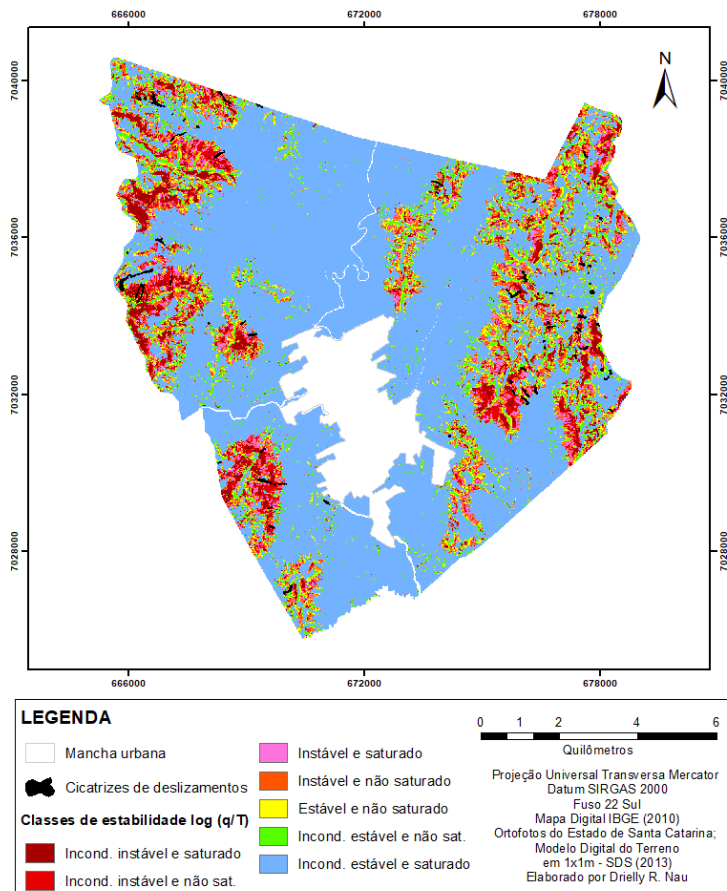
Tabela 14 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe do modelo SHALSTAB das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para z=15m.

Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.	Incond. estável e ñ sat.	Incond. estável e sat.
M-gn1	[%] área classes	17,03	11,76	9,61	12,31	11,22	12,4	25,67
	[%] área cic.	43,37	16,97	9,94	10,34	7,42	6,36	5,6
	[%] área cic./ área clas.	2,55	1,44	1,03	0,84	0,66	0,51	0,22
C-gn1	[%] área classes	0,69	0,39	0,64	2	4,12	8,08	84,08
	[%] área cic.	13,19	2,03	2,25	8,37	21,39	52,23	0,54
	[%] área cic./ área clas	19,12	5,21	3,52	4,19	5,19	6,46	0,01
M-gn	[%] área classes	4,22	6,14	8,66	15,61	13,86	15,22	36,29
	[%] área cic.	46,55	6,36	15,17	18,13	9,53	1,91	2,34
	[%] área cic./ área clas.	11,03	1,04	1,75	1,16	0,69	0,13	0,06
C-gn	[%] área classes	0,11	0,04	0,07	0,21	0,71	2,8	96,07
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0
M-gb	[%] área classes	10,28	8,99	7,3	9,5	9,22	11,05	43,65
	[%] área cic.	24,21	19,45	14,79	19,79	13,21	6,2	2,35
	[%] área cic./ área clas.	2,36	2,16	2,03	2,08	1,43	0,56	0,05
C-gb	[%] área classes	0,94	0,24	0,37	1,25	3,08	6,42	87,69
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0

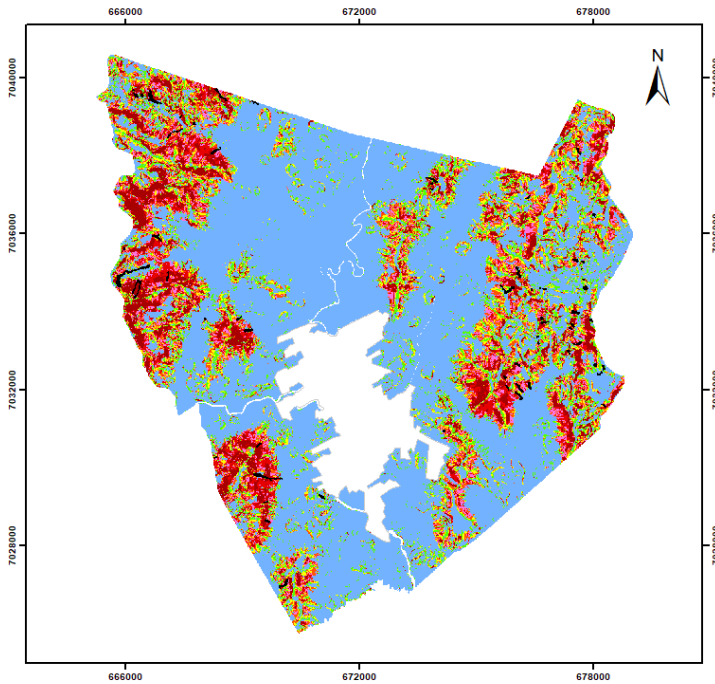
Unid. Geotéc.		Classes SHALSTAB						Incond. estável e ã	Incond. estável e sat.
		Incond. instável e sat.	Incond. instável e ã sat.	Instável e sat.	Instável e ã sat.	Estável e ã sat.			
M-gm	[%] área classes	1,46	1,64	2,25	4,41	7,1	15,97	67,16	
	[%] área cic.	44,17	0,99	1,38	3,25	7,61	34,34	8,26	
	[%] área cic./ área clas.	30,25	0,60	0,61	0,74	1,07	2,15	0,12	
C-gm	[%] área classes	0	0,01	0,04	0,11	0,41	3,34	96,09	
	[%] área cic.	0	0	0	0	0	0	0	
	[%] área cic./ área clas.	0	0	0	0	0	0	0	
Dep. Enc.	[%] área classes	3,46	5,00	4,53	7,30	6,24	11,76	61,71	
	[%] área cic.	6,51	8,24	27,26	53,61	3,26	1,12	0	
	[%] área cic./ área clas.	1,88	1,65	6,02	7,34	0,52	0,10	0,00	

Figura 53 - Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (modelado do relevo) com as cicatrizes de deslizamentos.

Mapa de Estabilidade SHALSTAB
Unid. Geotéc. Geomorfo-Pedogeológica z=5m

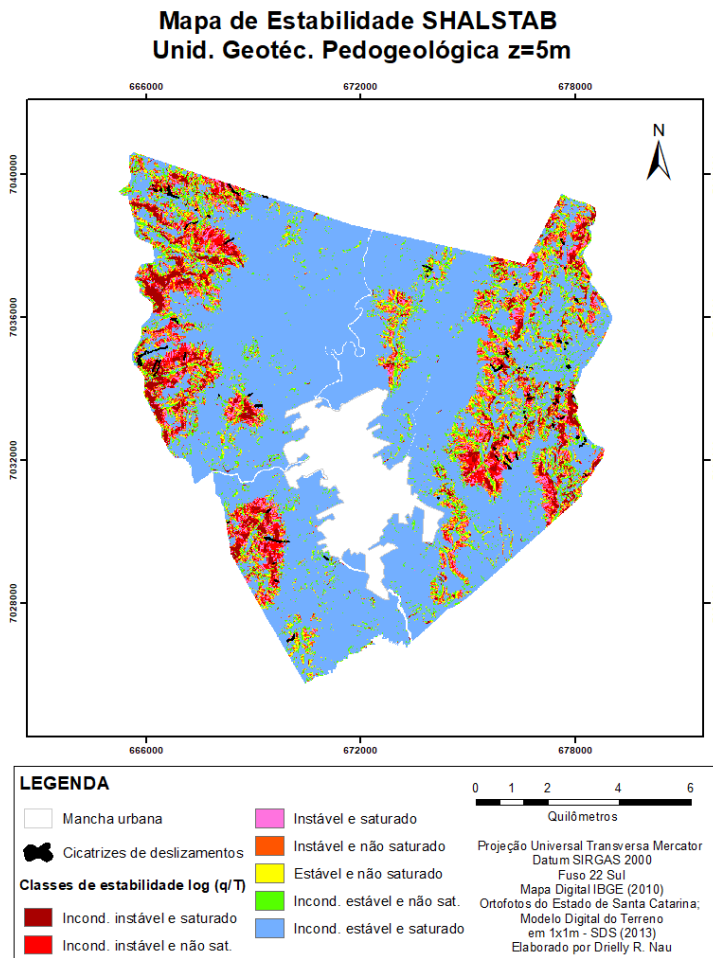


Mapa de Estabilidade SHALSTAB Unid. Geotéc. Geomorfo-Pedogeológico z=15m

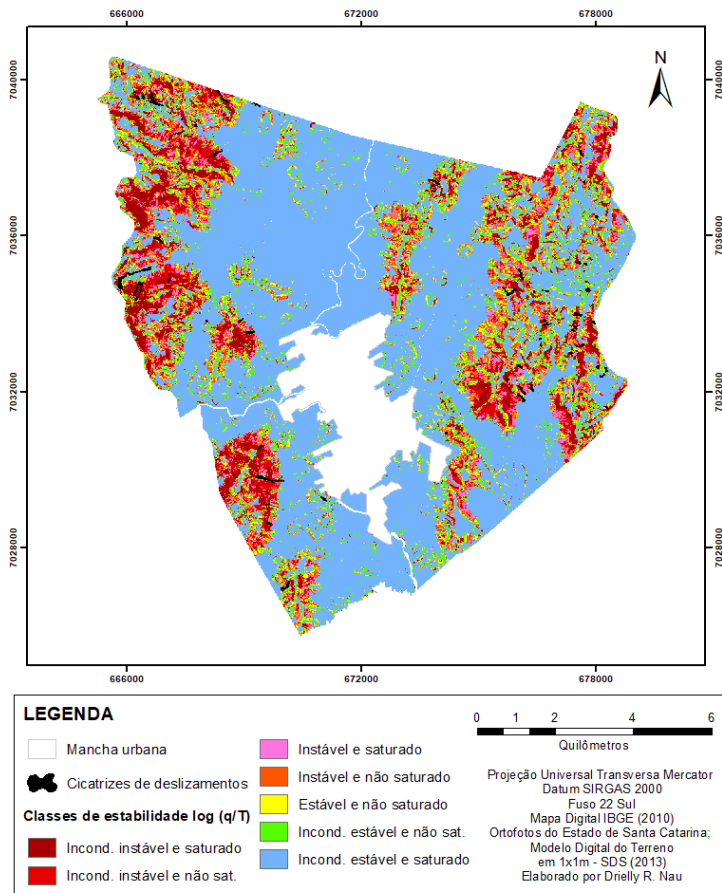


LEGENDA		0 1 2 4 6 Quilômetros
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p style="margin: 0;">□ Mancha urbana</p> <p style="margin: 0;">☞ Cicatrizes de deslizamentos</p> <p style="margin: 0;">Classes de estabilidade log (q/T)</p> <p style="margin: 0;">■ Incond. instável e saturado</p> <p style="margin: 0;">■ Incond. instável e não sat.</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="margin: 0;">■ Instável e saturado</p> <p style="margin: 0;">■ Instável e não saturado</p> <p style="margin: 0;">■ Estável e não saturado</p> <p style="margin: 0;">■ Incond. estável e não sat.</p> <p style="margin: 0;">■ Incond. estável e saturado</p> </div> </div>	<p style="margin: 0;">Projeção Universal Transversa Mercator</p> <p style="margin: 0;">Datum SIRGAS 2000</p> <p style="margin: 0;">Fuso 22 Sul</p> <p style="margin: 0;">Mapa Digital IBGE (2010)</p> <p style="margin: 0;">Ortofotos do Estado de Santa Catarina;</p> <p style="margin: 0;">Modelo Digital do Terreno</p> <p style="margin: 0;">em 1x1m - SDS (2013)</p> <p style="margin: 0;">Elaborado por Drlielly R. Nau</p>	

Figura 54 – Mapas com as classes de suscetibilidade do SHALSTAB para unidades geotécnicas pedogeológicas com as cicatrizes de deslizamentos



Mapa de Estabilidade SHALSTAB Unid. Geotéc. Pedogeológico z=15m



Na relação entre porcentagem da área das cabeceiras de cicatrizes e a área total da unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica, para as profundidades de 5m e 15m, a unidade M-gn1 destaca-se entre as unidades com maior valor em classes instáveis (0,086%), classes representadas pelo somatório das quatro primeiras classes (incondicionalmente instável e saturado, incondicionalmente instável e não saturado, instável e saturado e instável e não saturado).

Na profundidade de 15 metros para as unidades geotécnica geomorfo-pedológico (Tabela 14 e Figura 53), se destacam os Depósitos

de Encosta (95,63%) e M-gn (86,22%) como as unidades geotécnicas mais representativas na quantidade de área de cabeceiras de cicatrizes em classes mais instáveis, representativa pelo somatório das classes 1, 2, 3 e 4 do modelo. A unidade C-gn1 apresentou menor número de área de cabeceiras de cicatrizes em classe instáveis (25,84%), indicando também o menor valor na relação entre a área das cabeceiras de cicatrizes e a área da unidade geotécnica pelo modelado do relevo (0,008%). A unidade M-gn1, sendo a maior unidade em área do município, também apresenta maior valor na relação da área de cabeceira de cicatrizes por área da unidade (0,115%).

A relação entre a área de cabeceiras de cicatrizes dividida pela área das classes de estabilidade demonstra, em todas as unidades, maiores valores inseridos nas classes mais instáveis (incondicionalmente instável e saturado, incondicionalmente instável e não saturado, instável e saturado e instável e não saturado). Observa-se que as classes mais instáveis apresentam maior suscetibilidade, já que nelas foram encontradas maior porcentagem de área de cicatrizes correspondente a área de cada classes.

Para as unidades geotécnicas pedogeológicas os resultados demonstraram maior diferença nos resultados entre as profundidades de 5m (Tabela 13 e Figura 54) e 15m (Tabela 14), diferentemente das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas.

Na Tabela 15 temos a área (%) das cabeceiras de cicatrizes para cada simulação (profundidades) aplicadas a partir do modelo SHALSTAB.

Tabela 15 - Área [%] das cabeceiras de cicatrizes para cada simulação aplicada no modelo SHALSTAB.

Simulações	Classes do SHALSTAB						
	Incond. instável e sat.	Incond. instável e ã sat.	Instável e sat.	Instável e ã sat.	Estável e ã sat.	Incond. estável e ã sat.	Incond. estável e sat.
5m un. geot. pedogeol.	31,54	13,53	10,45	10,15	9,01	12,01	13,32
5m un. geot. geomorfo-pedogeol.	32,61	13,96	10,74	10,94	8,80	11,82	11,13
15m un. geot. pedogeol.	43,07	15,15	9,11	10,72	7,53	8,33	6,10
15m un. geot. geomorfo-pedogeol.	41,37	15,29	9,99	11,30	8,12	8,74	5,20

Analisando todas as simulações aplicadas para as áreas das rupturas observa-se a ocorrência de deslizamentos em todas as classes de estabilidade e a maior parte em classes instáveis. As simulações com as profundidades de 15 metros, nas duas metodologias para definição das unidades geotécnicas, demonstraram aumento na ocorrência de cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis, principalmente da classe incondicionalmente instável e saturada, em comparação a profundidade de 5 metros. Dessa maneira, quanto maior a profundidade do solo, o modelo SHALSTAB amplia as áreas das classes instáveis, aumentando as chances de a maior parte das cabeceiras das cicatrizes se localizarem em regiões mais instáveis.

6.3.4. Análise da suscetibilidade pelo Fator de Segurança

De acordo com a metodologia utilizada (Item 5.6 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE UTILIZANDO O FATOR DE SEGURANÇA) para calcular os valores do FS, foram geradas doze classes de FS, estabelecendo-se também doze classes de declividade por esses FS para cada unidade geotécnica.

Assim como os parâmetros geotécnicos coesão e ângulo de atrito (Tabela 4) foram utilizados para no cálculo dos valores de FS, também foram utilizados os valores de peso específico natural do solo e peso específico do solo saturado (γ) (Apêndice B). Diferente da análise de suscetibilidade pelo modelo SHALSTAB, na aplicação da análise de

suscetibilidade em relação ao FS, só foi utilizada a profundidade de 15 metros para a área de estudo, adotado para os dois métodos de definição das unidades geotécnicas.

A Tabela 16 contém os valores das unidades Cgn1 e M-gn1, referente a amostra de solo TB10 e serve de exemplo para as demais unidades geotécnicas (APÊNDICE C) A tabela demonstra os valores de ângulo de declividade em graus para cada classe de FS, onde foi considerado o talude saturado, calculado a partir do método Bishop por intermédio do *software MacSTARs*, simulador para estabilidade em encostas.

Tabela 16 - Ângulos de declividade calculados para os onde fatores de segurança pré-determinados, resultando em doze classes de declividade das unidades geotécnicas Cgn1 e M-gn1, correspondente a amostra de solo TB10.

<i>Classe de FS</i>	<i>Fator de Segurança</i>	<i>Âng. de declividade (°)</i>
	0	70
12		
	0,4	30
11		
	0,5	25
10		
	0,6	20
9		
	0,75	17
8		
	1	12,5
7		
	1,25	10
6		
	1,5	9
5		
	1,75	7
4		
	2	6
3		

<i>Classe de FS</i>	Fator de Segurança	Âng. de declividade (°)
	2,5	5
2		
	3	4,3
1		
	infinito	0 (?)

Em todas as 13 amostras de solo submetidas ao cálculo do Fator de Segurança verificou-se uma amplitude de declividades diferentes. As unidades Cgb/C-gb (TB05), PVLgb (TB09), PVLgn (TB13) e um dos três dos depósitos de encosta (TB11) apresentaram uma maior amplitude de declividades entre o maior valor de fator de segurança (3) e o menor valor (0,4), visualizado nas tabelas no APÊNDICE C.

Para estas unidades a amplitude demonstrada foi maior que 50°. O maior desnível se dá entre as classes de FS 0,75 para 0,6 e de 0,5 para 0,4. As unidades com maior amplitude de declividade na aplicação do FS mantiveram seus valores de ângulo de atrito com valores semelhantes, variando de 24,5° a 26,1°. Os valores de coesão específica se mantiveram entre 20,4 e 22kPa, apenas com a unidade PVLgn apresentando um valor de 36kPa.

Nas unidades que apresentaram menor amplitude de declividade entre as classes de FS de menor e maior valor, estão a unidade Cgn1/M-gn1 e uma das amostras de solo de depósito de encosta (TB07), apresentando valores de amplitude de declividade 23,7° e 27°, respectivamente. As duas amostras destacam-se nos valores de coesão baixos, 2,7 e 5,4 kPa, com destaque ao ângulo de atrito da unidade depósito de encosta com valor de alto de 31,8° e as unidades Cgn1/M-gn1 com 27°.

Os resultados dos cálculos para cada classe do fator de segurança de acordo com a metodologia (6.3.4. Análise da suscetibilidade pelo Fator de Segurança), estão representados nas Figura 55 e Figura 56 pelos mapas de áreas suscetíveis em relação ao fator de segurança pela metodologia das unidades geotécnicas pedogeológicas e geomorfo-pedogeológicas.

Figura 55 - Áreas suscetíveis em relação ao FS pelas unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995).

Mapa de estabilidade em relação ao FS com cicatrizes
Unid. geotéc. Pedogeológica z=15m

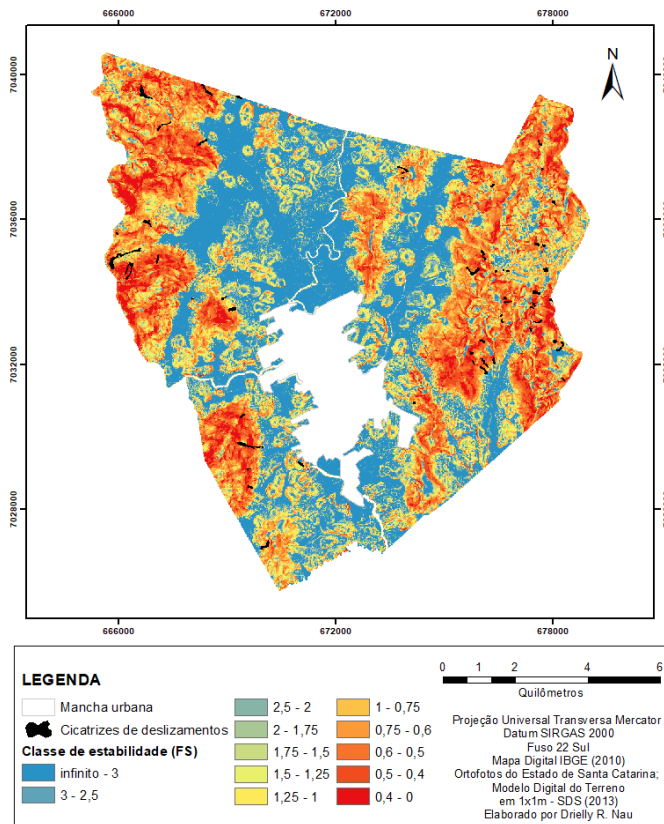
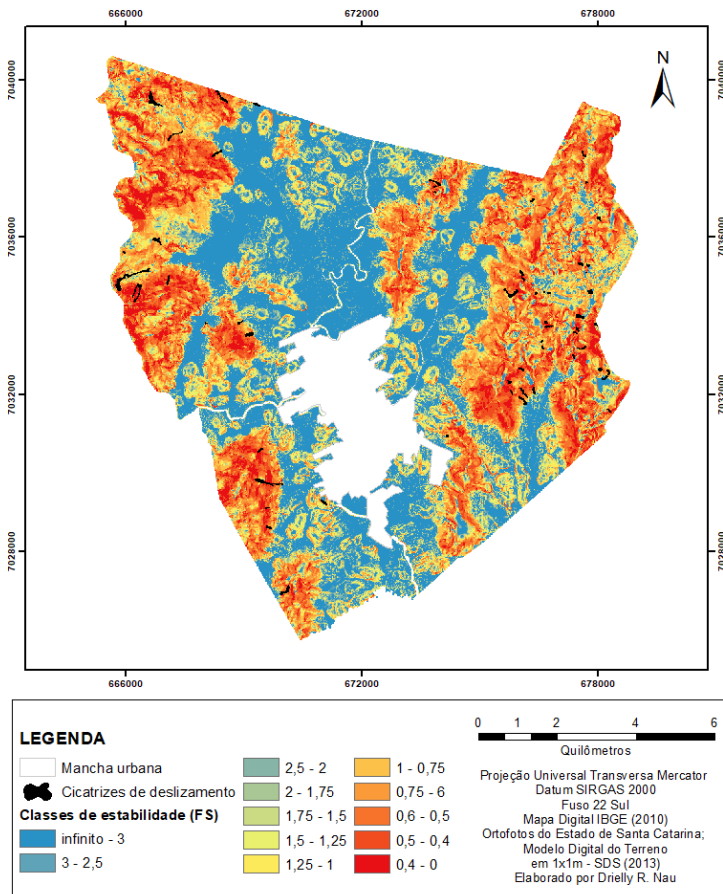


Figura 56 - Áreas suscetíveis em relação ao FS pelas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas.

Mapa de Estabilidade em Relação ao FS com Cicatrizes
Unid. Geotéc. Geomorfo-Pedogeológica z=15m



Pela Tabela 17 é possível avaliar que os dois modelos para unidades geotécnicas apresentam valores semelhantes da cobertura da área de cada classe do FS. Observa-se que a classe mais estável, representado pelas classes de FS 1, correspondendo a valores de FS maiores de 3, apresentam a maior porcentagem de área, com uma considerável distância em tamanho das outras classes de FS. Entre as classes mais instáveis, com fator de segurança menor, as classes 9 e 10

apresentam o maior percentual de área, com fator de segurança de 0,75 e 0,5.

Tabela 17 - Porcentagem das áreas de cada classe pelo Fator de Segurança para o município de Timbó.

Classe de FS	Fator de Segurança	Un. Geot. Pedogeológicas	Un. Geot. Geomorfo-pedogeológicas
		Área (%)	Área (%)
12	0 - 0,4	5,03	5,20
11	0,4 - 0,5	7,37	7,63
10	0,5 - 0,6	9,67	10,03
9	0,6 - 0,75	10,28	10,10
8	0,75 - 1	8,47	8,53
7	1 - 1,25	7,86	7,31
6	1,25 - 1,50	6,57	6,02
5	1,50 - 1,75	4,67	4,45
4	1,75 - 2,00	3,66	3,38
3	2,00 - 2,50	3,73	3,63
2	2,50 - 3,00	3,44	3,06
1	3,00 - infinito	29,25	30,66

Analisando por área de cada unidade geotécnica em relação ao FS, temos unidades geotécnicas pedogeológicas (Tabela 18) com percentual pequeno diferentes para as classes mais ou menos instáveis, de acordo com o valor do Fator de Segurança e a declividades correspondente. Destacando-se as unidades PVLgn (TB13) e PVLgb (TB09) como as unidades com maior porcentagem de área em classes de FS mais instáveis. As unidades apresentam os maiores valores de coesão entre as demais unidades geotécnicas, 36kPa e 22kPa respectivamente, com valores medianos para o ângulo de atrito. Já a unidade Cgb (TB05) demonstra a maior porcentagem de área em classes de FS menos instáveis. Entre os depósitos de encostas apenas a amostra de solo TB08 apresentou a maior percentual de área em classes de FS menos instáveis.

Tabela 18 - Área (%) das classes de FS e análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe de FS das unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) para z=15m.

Unid. Geotéc.		Classes de FS											
		12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Cgn1	[%] área classes	8,8	1,6	2,3	2,3	4,6	2,4	7,9	9,1	14,1	19,1	15,9	11,9
	[%] área cicatrizes	40,2	26,2	23,3	5,6	2,1	0,9	0,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,9
	[%] área cic./área da clas.	4,57	16,38	10,13	2,43	0,46	0,38	0,03	0,03	0,01	0,01	0,01	0,08
PVLgn1	[%] área classes	0,1	1,2	3,5	10,5	8,8	11,5	17,4	6,8	6,9	4,7	4,8	23,8
	[%] área cicatrizes	0,2	9,2	18,6	28,7	12,7	14,1	11,4	2	1,7	0,6	0,4	0,4
	[%] área cic./área da classe	2,00	7,67	5,31	2,73	1,44	1,23	0,66	0,29	0,25	0,13	0,08	0,02
Cgn	[%] área classes	1,1	6	9	14,9	12,9	7,2	4,8	5,2	3	5,1	4,1	26,7
	[%] área cicatrizes	44,6	26,9	13,4	10,1	3,9	0,8	0,3	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	40,55	4,48	1,49	0,68	0,30	0,11	0,06	0	0	0	0	0
PVLgn	[%] área classes	0	0	0	0,6	4,5	8,4	8,9	7,6	9	12,8	14,4	33,8
	[%] área cicatrizes	0	0	0	0	49,1	47,9	3	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	0	0	0	0	10,91	5,70	0,34	0	0	0	0	0
Cgb	[%] área classes	2,6	8	12,5	18,5	23,1	9,8	7,9	2,4	2,3	4,3	1,8	6,8
	[%] área cicatrizes	11,1	15,2	20,5	44,3	8,4	0,5	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	4,27	1,90	1,64	2,39	0,36	0,05	0	0	0	0	0	0

Unid. Geotéc.		Classes de FS											
		12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
PVLgb	[%] área classes	0	0,2	0,1	3,2	10,4	12,3	8,1	9,2	9,8	7,9	8,8	30
	[%] área cicatrizes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cgm	[%] área clas.	0	0,7	3,5	15	22,5	18,2	7,3	7,3	3,3	6,2	5,2	10,8
	[%] área cic.	0	39,4	26,7	18,7	9,9	3,1	0,4	0,3	0,2	0,4	0,3	0,6
	[%] área cic./área da classe	0	56,29	7,63	1,25	0,44	0,17	0,05	0,04	0,06	0,06	0,06	0,06
PVLgm	[%] área classes	0	0,3	1,8	5,8	10,4	10,7	11,3	5,2	12,3	13,5	6,3	22,4
	[%] área cicatrizes	0	21	74,2	4,8	0	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	0	70,00	41,22	0,83	0	0	0	0	0	0	0	0
Cde	[%] área classes	0,2	1,6	4,3	12,5	19,9	15,1	8,9	8,6	4,4	7,3	3,0	14,2
	[%] área cicatrizes	0	0	5,2	34,3	60,2	0,3	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	0	0	1,21	2,74	3,03	0,02	0	0	0	0	0	0

Na Tabela 18 também estão as informações referentes as áreas em porcentagem da cabeceira das cicatrizes em cada classe de FS e também a relação (porcentagem) entre a área das cabeceiras das cicatrizes dividida pela área de cada respectiva classe da unidade geotécnica pedogeológicas. A quantidade de cicatrizes de deslizamentos em cada unidade geotécnica está descrita na Tabela 7.

As unidades geotécnicas pedogeológicas Cgn1 e Cgn apresentaram maior área de cabeceira de cicatrizes contidas na classe de FS 12, 40,2% e 44,6%, respectivamente. As duas unidades com substrato rochoso de gnaíse, exibiram áreas de cabeceiras de cicatrizes em todas as doze classes de FS, demonstrando que classes de FS apontadas como menos instáveis, também ocorrem superfícies de ruptura. Porém, a maioria das unidades geotécnicas pedogeológicas não apresentam cicatrizes em classes de FS menos instáveis, demonstrando baixa suscetibilidade a deslizamentos.

Algumas unidades demonstraram concentração de suas cabeceiras de cicatrizes em poucas classes de FS, como na unidade PVLgn entre as classes 8 a 6, e na unidade PVLgm entre as classes 11 a 9. Este comportamento pode estar relacionado as menores áreas de cabeceiras de cicatrizes identificadas nessas unidades geotécnicas, em relação ao restante das unidade com presença de cicatrizes (Tabela 18). Nas unidades geotécnicas pedogeológicas para as classes de FS, na simulação da profundidade de 15 metros, foram identificadas 98,53% das cabeceiras de cicatrizes em classes de FS menores que 1,5 de FS, áreas classificadas como instáveis, segundo NBR 11682.

A análise das áreas das cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos para cada classe de FS das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (Tabela 19) apresentou tendência semelhante as das unidades geotécnicas pedogeológicas, onde em classes de FS menos instáveis, em sua maioria, não apresentaram cicatrizes de deslizamentos. Na unidade M-gn1, a maior unidade da área de estudo e com maior número de cicatrizes (Tabela 9), identificou-se áreas de cabeceiras de cicatrizes em todas as doze classes de FS.

Tabela 19 - Área (%) das classes de FS e análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos para cada classe de FS para cada unidade geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para z=15m.

Unid. Geotéc.		Classes de FS											
		12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
M-gn1	[%] área classes	12,6	17,3	21,8	16,6	10,5	8,3	2,2	3,7	1,5	1,4	0,9	3,2
	[%] área cicatrizes	36,7	25	22,6	7,9	3,8	1,8	0,4	0,5	0,2	0,2	0,1	0,8
	[%] área cic./área da clas.	2,91	1,45	1,04	0,48	0,36	0,22	0,18	0,14	0,13	0,14	0,11	0,25
C-gn1	[%] área classes	0,1	0,6	1,5	5,7	5,6	8,4	15,3	7	7,7	5,6	6,1	36,4
	[%] área cicatrizes	0,9	11,5	30,8	44,7	10,7	1	0,3	0,1	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	9,00	19,17	20,53	7,84	1,91	0,12	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
M-gn	[%] área classes	1,9	10,2	14,9	25	21,3	10,1	5,5	4,2	1,5	1,7	0,9	2,8
	[%] área cicatrizes	34,9	21,6	12,4	25,1	5,1	0,7	0,2	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	18,37	2,12	0,83	1,00	0,24	0,07	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C-gn	[%] área classes	0	0	0,1	0,7	2,6	5,4	6,6	6,1	3,6	13,2	5,3	56,4
	[%] área cicatrizes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M-gb	[%] área classes	0	2	4,5	17,3	30,9	13,3	10,3	7	3,8	4	1,6	5,3
	[%] área cicatrizes	0	9,7	14,4	22,7	49,9	2,8	0,5	0	0	0	0	0
	[%] área cic./área da clas.	0,00	4,85	3,20	1,31	1,61	0,21	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Analisando a Tabela 19, as unidades geotécnicas referentes ao modelado de relevo morraria e montanha (M-gn, M-gn1, M-gm, M-gb e depósito de encosta) apresentaram maior porcentagem de área em classes de FS mais instáveis, por englobar áreas com maior declividade. Atribuindo destaque para a unidade M-gn1, demonstrou a menor quantidade de área para classes em FS menos instáveis. E as unidades pertencentes ao relevo de colina (C-gn, C-gn1, C-gm e C-gb) apresentaram menor área em classes de FS mais instáveis, pertencentes a um relevo com declividades mais amenas. Destacando-se a unidade C-gn com a maior área em classes de FS menos instáveis.

As unidades M-gn e M-gn1 apresentaram maior área de cicatrizes em classes de FS mais instáveis, especialmente nas classes 12 e 11, identificadas pelas maiores declividades da região. As demais unidades apresentam maior concentração das áreas de cabeceiras de cicatrizes nas classes de FS 11 a 6, identificadas como FS mais instáveis.

Nas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológica para as classes de FS, na simulação da profundidade de 15 metros, foram identificadas 98,48% das cabeceiras de cicatrizes em classes de FS menores que 1,5 de FS, áreas classificadas como instáveis, segundo NBR 11682.

As unidades geotécnicas dos solos sedimentares representadas pelos sedimentos quaternários (sq) localizadas em áreas de planícies de rios e riachos do município de Timbó, não foram contabilizadas nas estatísticas das tabelas anteriores (Tabela 18 e Tabela 19). Pois, não são áreas de interesse na suscetibilidade a deslizamentos, por apresentarem declividades muito baixas.

Na análise do percentual da área de cabeceiras de cicatrizes dividida pela área de cada classes de FS, há uma mudança de valores entre a simulação do método pra as unidades geotécnicas pedogeológicas e para as unidade geotécnicas geomorfo-pedogeológicas. Nas unidades geotécnicas pedogeológicas os valores da relação (% área cabeceiras de cicatrizes/% área da classe) concentram-se nas classes mais instáveis.

Na análise das áreas das cabeceiras de cicatrizes, entre a simulação das classes de FS (Tabela 20), para as unidades geotécnicas pedogeológicas e geomorfo-pedogeológicas, observou-se alta concentração das cabeceiras de cicatrizes nas classes mais instáveis do FS. Cerca de 98% das cicatrizes estão em áreas com classe de FS maiores que 6. Entretanto, todas as classes de FS apresentaram área de ruptura. Dessa forma, o modelo apresentou uma satisfatória relação entre a áreas de ruptura das cicatrizes estarem localizadas em classes de FS mais instáveis.

Tabela 20 - Análise das cabeceiras das cicatrizes de deslizamentos [%] para cada classe de FS pelas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas e pedogeológicas para z=15m.

Unid. Geotéc.	Classes de FS												
		12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Geomorfo-pedogeológicas	área cic.	32,1	24,0	22,1	11,8	6,1	1,7	0,4	0,4	0,1	0,1	0,08	0,6
Pedogeológicas	área cic.	31,0	23,1	21,8	11,2	5,5	3,3	1,9	0,5	0,3	0,1	0,1	0,7

6.4. VALIDAÇÃO DOS MODELOS

A validação dos modelos é essencial para definir se os métodos aplicados demonstram resultados adequados aos objetivos a que se destinam, possibilitando o conhecimento das limitações e confiabilidade nas análises de áreas mais ou menos suscetíveis a deslizamentos.

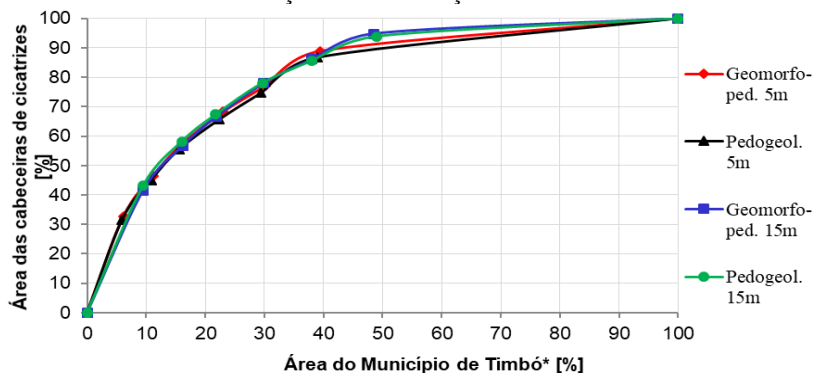
Os resultados da aplicação dos modelos de suscetibilidade utilizando a metodologia SHALSTAB, assim como os modelos de suscetibilidade, elaborados pelo cálculo do FS, foram aplicados a metodologia da validação dos modelos de suscetibilidade a deslizamentos (5.8 VALIDAÇÕES DOS MODELOS DE SUSCETIBILIDADE). Cada um dos modelos apresentou sua curva de validação, onde foi possível observar a correlação entre as classes de maior suscetibilidade e a área das cabeceiras de cicatrizes mapeadas no município de Timbó.

Para gerar as curvas de validação foram utilizadas a área de estudo sem os aluviões identificados no município, diminuindo assim, a área de validação. Dessa forma, destacando as áreas de interesse, áreas que apresentam declividades relevante aos fatores de suscetibilidade a deslizamentos.

O Gráfico 3 demonstra os resultados da curva de validação de todos os modelos aplicados nesta pesquisa. Pode-se observa que os modelos apresentam valores próximos, no início da curva para o método SHASTAB de 5 metros profundidade (pedogeológicas e geomorfo-pedogeológicas) onde nos primeiros 9% de área acumulada apresenta o maior acúmulo de cicatrizes. Dos 9% aos 18% de área acumulada, ainda

o modelo SHALSTAB destaca-se, porém com profundidade de 15 metros da unidade geotécnica pedogeológicas. Após os 18% de área acumulada os modelos de profundidade de 15 metros para o cálculo de FS pelo método Bishop apresentam maior acúmulo de cicatrizes.

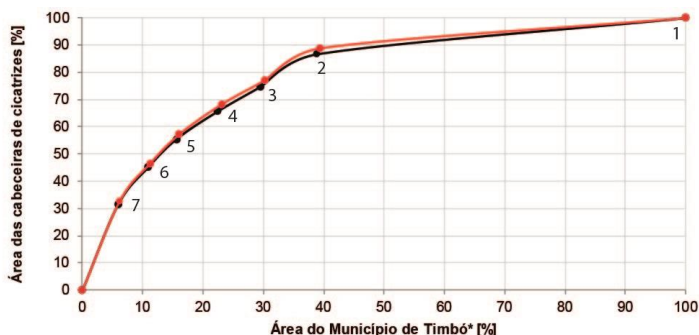
Gráfico 3 - Curva de validação das 4 simulações do modelo SHALSTAB.



No Gráfico 4 estão os resultados para o modelos elaborados pelo método SHASLTAB para as unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) e para as unidades geotécnicas geomorfo-pedológicas (modelado do relevo) para as profundidades de 5 metros. Em seguida no

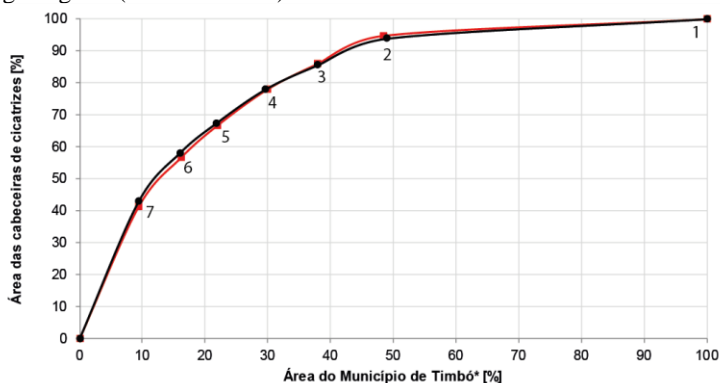
Gráfico 4 está a curva para as profundidades de 15 metros.

Gráfico 4 - Gráficos do modelo SHALSTAB para profundidade de 5 metros nas unidades geotécnicas pedogeológicas (linha em preto) e geomorfo-pedogeológicas (linha em vermelho).



Os dois resultados do Gráfico 4 demonstraram valores muito semelhantes, sendo que para unidade geotécnica pedogeológicas apresentou em 20% da área, correspondendo a 63% da frequência acumulada de cabeceira de cicatrizes, mostrando que a maioria das cabeceiras de cicatrizes localizam-se nas áreas consideradas instáveis. Na unidade pelo modelado de relevo o valor deu 64% da frequência da cabeceira de cicatrizes para 20% da área.

Gráfico 4 - Gráficos do modelo SHALSTAB para profundidade de 15 metros nas unidades geotécnicas pedogeológicas (linha preta) e geomorfo-pedogeológicas (linha vermelha).



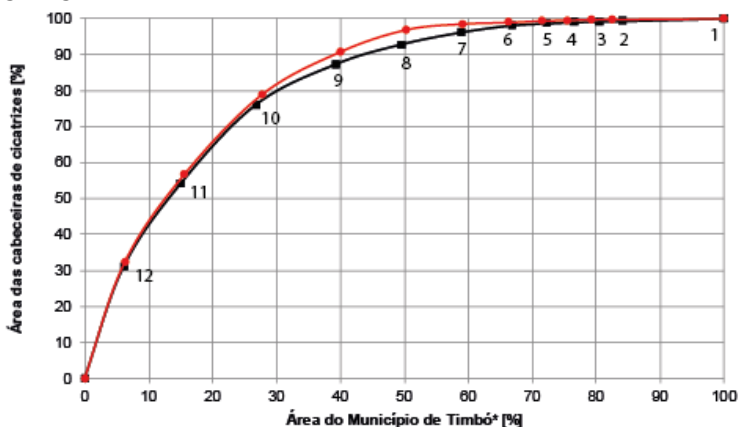
No Gráfico 5 os resultados da curva de validação para 15 metros de profundidade também apresentaram características semelhantes da profundidade de 5 metros. No entanto, pela unidade geotécnicas pedogeológicas a correlação de 20% da área pela área das cabeceiras de cicatrizes, apresentou valor levemente maior com 66%.

Os gráficos mostram que as simulações do modelo SHALSTAB elaborados com espessura de solo de 15m definem melhor as áreas de segurança, uma vez que neles, aproximadamente 5% das cicatrizes incidiram na classe 7 (de mais baixa suscetibilidade), contra cerca de 12% com os modelos de profundidade de solo de 5m (Gráfico 4). Além disso, a área da classe 7 também é bem menor para as simulações elaboradas com 15m de solo, o que, juntamente com o menor número de cicatrizes incidentes, torna a classe menos suscetível a deslizamentos do que a da outra simulação de 5 metros.

Para o modelo de suscetibilidade pelo cálculo do fator de segurança, os resultados aplicados para a profundidade de 15 metros, dispostos no Gráfico 5, apresentaram valores semelhantes as

porcentagem iniciais da curva ao modelo gerado pelo SHALSTAB. A unidade geotécnica da pedogeológicas demonstra correlação de 20% da área correspondendo a 64,5% da área das cabeceiras de cicatrizes, na unidade geotécnica geomorfo-pedogeológicas o valor da área das cabeceiras de cicatrizes foi de 65,5%. No entanto, o valor do R^2 na unidade pedogeológicas apresentou um valor um pouco mais alto de 0,972.

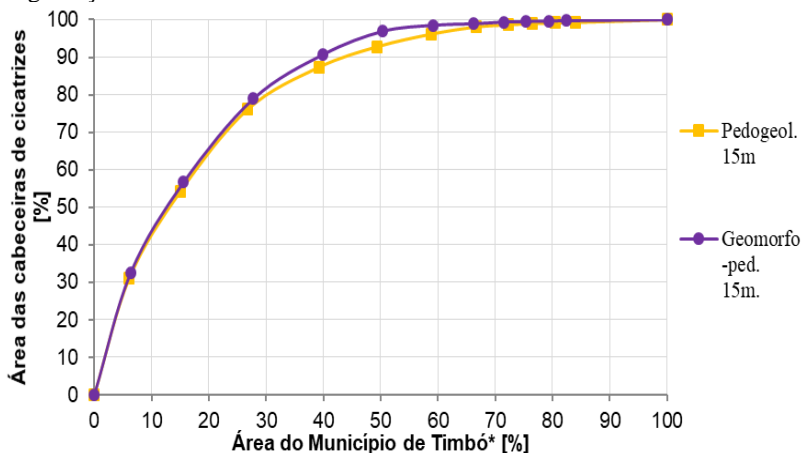
Gráfico 5 - Gráficos do cálculo pelo FS para profundidade de 15 metros nas unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) e geomorfo-pedogeológicas (Modelado do Relevo).



Na análise dos resultados das curvas de validações dos modelos de suscetibilidade utilizados nesta pesquisa, demonstram forte correlação entre as classes de maior suscetibilidade e a área das cabeceiras de cicatrizes. Porém, deve-se levar em conta que a quantidade de cicatrizes pode influenciar nos resultados da curva de validação, bem como na validação dos modelos apenas pelas cicatrizes de deslizamentos. Quanto maior o número de cicatrizes de deslizamentos mapeadas, aumenta a chance de resultados mais satisfatórios.

Os resultados das curvas de validação aplicado para toda área de estudo, sem excluir as aluviões da região, apresentaram apenas uma pequena variação de no máximo 5% a mais para os modelos do SHALSTAB e para FS 0,05% para menos.

Gráfico 6 - Curva de validação das 2 simulações pelo cálculo do Fator de Segurança.



De acordo com o Gráfico 7 conclui-se que o método pelo cálculo do FS ($z=15m$) onde na curva de validação das áreas classificadas como mais estáveis (menor suscetibilidade) apresenta menor acúmulo de cicatrizes, comparados os resultados das simulações do modelo SHALSTAB, apresentam resultados mais eficientes para delimitar áreas de segurança. Logo, pode-se delimitar com maior precisão áreas identificadas com menor suscetibilidade a deslizamentos. Já pelo método SHALSTAB, principalmente os modelos de profundidade de 5 metros, torna-se mais eficientes a delimitação de áreas em classes mais suscetíveis, havendo maior dificuldade em determinar as áreas mais estáveis (menor suscetibilidade).

De acordo com a metodologia de validação Chung e Fabbri (2005), Chung e Fabbri (1999), Fabbri et al., (2002) considera-se, entre todas as simulações, o modelo do cálculo do FS pelo método Bishop (1955) da unidade geotécnica do modelado do relevo, a curva mais satisfatória por apresentar as classes mais estáveis próximo a 100%. Na consideração de uma simulação eficiente para cada um dos dois métodos de análise de suscetibilidade realizados, o de 15 metros da unidade geotécnica do modelado do relevo, possui a melhor simulação aplicada no modelo SHALSTAB.

6.5. MAPA DE SUSCETIBILIDADE DO MUNICÍPIO DE TIMBÓ

O resultado tem como base a curva de validação nas simulações geradas pelos os modelos. Com base nessa premissa foi escolhida dentre as simulações apresentadas a curva de validação mais satisfatória, adotando como o mais representativo para mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos no município.

A partir da curva de validação, o modelo pelo cálculo do FS da unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica com 15m de profundidade (Figura 58), representa a simulação mais representativa entre as simulações geradas nesta pesquisa. Dessa forma, é adotado como o mais satisfatório para representar o mapa de suscetibilidade a deslizamento do município de Timbó. Com o resultado da curva de validação foi delimitado a área em três classes. A reclassificação é feita a partir da posição das classes do modelo na curva de validação, demonstrando a área com maior ou menor suscetibilidade, com base na quantidade de área de cicatrizes de deslizamentos. Dessa forma, é possível reclassificar o modelo dividindo-o em três classes (Gráfico 7) com cores semafóricas.

Gráfico 7 – Curva de validação da unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica pelo cálculo do Fator de Segurança.

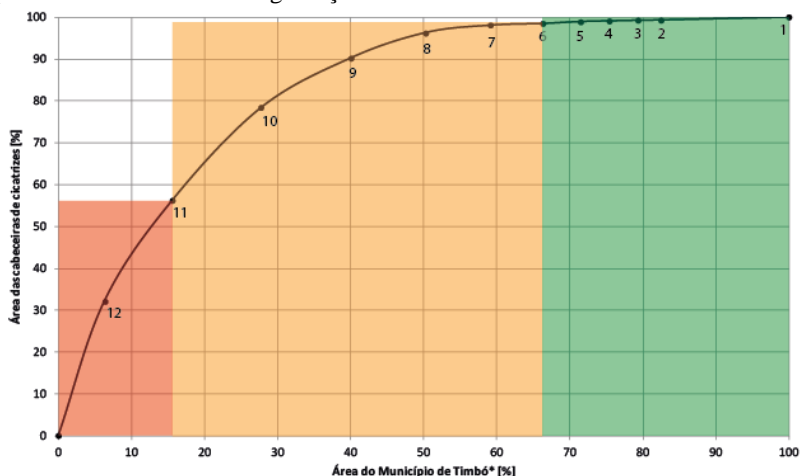
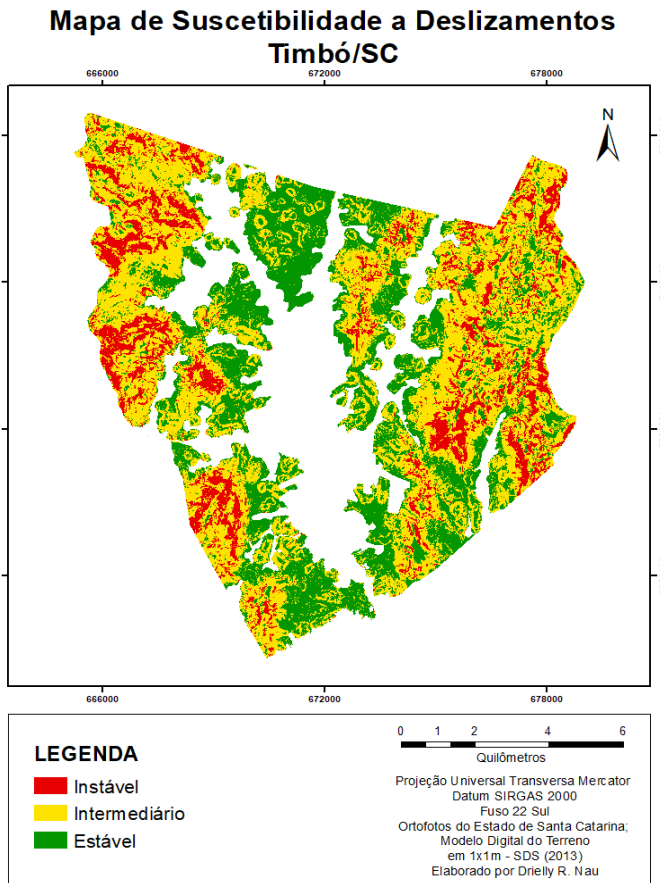


Figura 57 - Mapa de suscetibilidade do município de Timbó, a partir da simulação mais representativa entre os modelos gerados ($z=15m$).



De acordo com o Gráfico 7, as áreas instáveis, representada pela cor vermelha, compõem 15,6%; as áreas intermediárias, representada pela cor amarelo, 50,7%; e as áreas estáveis, na cor verde, contemplam 33,7% da área total. Conforme observa-se na Figura 58, há o predomínio de áreas de média suscetibilidade. As áreas intermediárias se destacaram no resultado final devido a validação do modelo não ter utilizado as áreas dos aluviões dentro do município. Dessa forma, a redução de áreas menos suscetíveis não se destaca em tamanho no mapa de suscetibilidade. As áreas instáveis estão concentradas nos dois

maciços a leste e a oeste do município, regiões onde estão localizadas as encostas e superfícies de maiores declividades.

As áreas instáveis, caracterizam-se por um relevo montanhoso, predominando declividades nas faixas de 25 a 35°, com algumas áreas que ultrapassam os 45°. A topografia é constituída por serras e morros, maciços montanhosos, em algumas áreas verifica-se declives mais acentuados, esculpido nas rochas gnáissicas e graníticas do Complexo Granulítico de Santa Catarina. Há ocorrência de falhas e fraturas, condições que podem aumentar predisposição a ocorrência de movimentos de massa. A área instável é caracterizada por região de mata, com pouca intervenção antrópica.

A área de média suscetibilidade, ou seja, intermediária, possui relevo ondulado a montanhoso, se estabelecendo muitas vezes nas partes médias e baixas dos taludes. No entanto, por envolver uma vasta extensão dentro da área de estudo, são identificadas regiões de declives predominantemente moderados e algumas regiões chegando atingir declividades com 25°. Ainda há regiões formadas por conjuntos de colinas, com solo residual espesso e presença de vários depósitos de encostas. A área é composta predominantemente por mata, todavia apresentam áreas com intervenções antrópicas, áreas com pequenos cultivos agrícolas, construções, estradas e poucas pastagens.

A área estável constitui-se por relevo plano e suave ondulado, predominando declives suaves, abaixo de 10° de declividade composto por colinas arredondas, apresentando manto espesso do solo, ocupadas pelos bairros situados nos arredores da Sede central do município. O uso da terra é composto por maior intervenção antrópica, o uso do solo na agricultura, pastagens, indústrias e contempla a maior área urbanizada entre as classes.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os deslizamentos são fenômenos da morfodinâmica natural e ainda são pouco compreendidos, devido a sua complexidade de interações de diversos fatores condicionantes, como: geologia, geomorfologia, pedologia, climatologia, hidrologia, uso e ocupação do solo. A singularidade de cada deslizamento demonstra características intrínsecas quanto ao transporte estabelecido por cada movimento, além dos atributos da vegetação existente ou não existente.

Em eventos como de novembro de 2008, no Vale do Itajaí, os deslizamentos tiveram destaque por conta do seu poder devastador na paisagem/ambiental, mudando cursos d'água, relevo local, dinâmica da fauna e flora, como para a sociedade, trazendo perdas materiais, de infraestrutura e humanas.

A falta de informações sobre a gênese e características do fenômeno como os deslizamentos e os problemas que podem causar a sociedade, dificulta o processo de prevenção e criação de políticas públicas que resguardem a população e minimizem os possíveis problemas que possam criar. O município de Timbó ainda não possui Plano de Ação nem Plano Municipal de Redução de Riscos (PMRR), bem como Plano de Contingência. Estudos como este vem para agregar a sociedade acadêmica, bem como, prestar subsídios a gestão pública municipal.

A análise criteriosa para definição das áreas suscetíveis a deslizamentos no município de Timbó, baseada na caracterização das unidades geotécnicas suscetíveis a deslizamentos, é realizada através da modelagem de seis simulações, utilizando dois métodos de estabilidade de encostas. Na caracterização das unidades geotécnicas é necessário levantamentos de características específicas com coleta de amostras de solos para o estudo geomecânico desses solos, de modo a extrair informações necessárias para aplicação dos modelos de estabilidade de encostas.

As unidades geotécnicas foram estabelecidas por duas metodologias, uma seguindo a metodologia proposta por Davison Dias (1995) intitulada de unidades geotécnicas pedogeológicas e a outra pelo modelado de relevo, nomeada como unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, esta última, utilizando informações geológicas e geomorfológicas da área de estudo.

No mapeamento das unidades geotécnicas pedogeológicas foram estimadas quatorze unidades geotécnicas, sendo oito de solo residual e

seis de solo sedimentar. Para o método modelado do relevo, foram identificadas oito unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas para solo residual e duas para solo sedimentar.

Na análise de caracterização do solo, as unidades que apresentam maior quantidade de partículas finas (silte e argila) estão indicando uma má graduação granulométrica, e entre essas, algumas com tendência a ser descontínuas, com destaque para as unidades Cgb/C-gb (TB12) e Cgn/C-gn (TB02). As unidades geotécnicas que apresentam uma melhor graduação granulométrica, destaca-se a unidade PVLgn/M-gn (TB13).

No entanto, a amostra de solo TB12 não foi utilizada em nenhuma das simulações dos modelos aplicados, devido a duplicidade de amostras de uma mesma unidade geotécnica. Dessa forma, foi escolhida a amostra de solo com valores dos parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ) mais altos, assim demonstrando o melhor cenário para o local,

Na caracterização das unidades geotécnicas, a unidade geotécnica pedogeológica Cgn1 e a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica M-gn1 são as maiores unidades em extensão identificada na área de estudo, composta pelo substrato gnaisse máfico. A rocha ortoginaisse é frequente no município, sendo classificado em ortognaisse máfico e ortognaisse félsico.

As unidades geotécnicas de solos residuais apresentaram valores dos parâmetros de resistência dos solos (c' e ϕ) típicos de perfis de solos residuais. As unidades geotécnicas de solos sedimentares de depósitos de encostas, referente aos três depósitos de encostas analisados, apresentaram resultados de parâmetros de resistência do solo característico de solos sedimentares gerados pela movimentação de solos de encostas.

No mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos, utilizaram-se de cicatrizes de deslizamentos, principalmente as cicatrizes resultante dos deslizamentos ocorridos em novembro de 2008, como fator condicionante na determinação de áreas suscetíveis, como na validação dos dois modelos de estabilidade de encostas. O cruzamento das cabeceiras das cicatrizes mapeadas com os resultados das simulações dos modelos e métodos aplicados na pesquisa, demonstrou que nas unidades geotécnicas pedogeológica com substrato de granito-migmatito é observado em áreas classificadas como mais suscetível, por apresentarem maior área de cabeceiras de cicatrizes por km² dentro da área da respectiva unidade geotécnica. Assim, também acontece nas unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, ainda que só a unidade

M-gm se destaque com presença de cicatrizes, pois, na unidade C-gm não foram identificadas cicatrizes de deslizamentos.

Os resultados obtidos com a caracterização dos solos coletados nas unidades TB01 e TB03, ambas coletadas em unidades geotécnicas de substrato granito-migmatito, são distintos, porém o comportamento dos parâmetros de resistência dos solos é semelhante (c' e ϕ). Nas unidades geotécnicas pedogeológicas por PVLgm e Cgm e a unidade geotécnica geomorfo-pedogeológica M-gm, predominam em relevo de morraria e montanha, com classes de declividades forte ondulado, montanhosa e pequenas quantidades de relevo escarpado, apontando a maioria das cabeceiras de cicatrizes concentradas nas encostas com mais de 20° de declividade. A declividade é uma variável muito importante nas ocorrências dos deslizamentos através do papel desempenhado pela inclinação do relevo e na instabilização das encostas, não só nas unidades geotécnicas mais suscetíveis como em toda área de estudo. Com relação ao uso e ocupação da terra, as cicatrizes das unidades PVLgm, Cgm e M-gm se concentram nas áreas de intervenção antrópica, e em corte de taludes em estradas e pastagens em pequenas criações de gado podendo induzir deslizamentos, principalmente os rotacionais.

As unidades Cgn1 e M-gn são as maiores unidades geotécnicas em extensão dentro das metodologias aplicadas para unidades geotécnicas, são as que apresentam maior número de cicatrizes de deslizamentos do total das cicatrizes identificadas no município., 67,9% e 78,6%, respectivamente, porém não indicam unidades geotécnicas mais suscetível, pois a relação entre área das cabeceiras de cicatrizes pela área das unidades geotécnicas não apresentou os valores mais altos.

Na simulação do modelo SHALSTAB para 5 e 15 metros de profundidade de ruptura pela metodologia Davison Dias (1995) a classe instável surge com maior incidência em área na unidade Cgn1. Para a metodologia das unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológica a unidade M-gn1 apresenta maior concentração em áreas de classes instáveis geradas pelo modelo SHALSTAB, nas simulações de 5 e 15 metros de profundidade de ruptura. As duas unidades geotécnicas (Cgn1 e M-gn1) destacam-se por apresentar as maiores áreas em extensão dentro da área de estudo, identificadas em relevo de morraria e montanha, área que apresentam classes de declividades que vão de ondulada a escarpada, com presença de depósitos de encostas. No maciço ao Leste do Município é possível observar a intervenções antrópicas que podem ter induzido alguns deslizamentos ao longo dos cortes de taludes para aberturas de estradas e de terrenos. No

cruzamento das simulações pelo modelo SHALSTAB, nas profundidades de 5 e 15 metros pela metodologia das unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) com as cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos, apontaram novamente a unidade Cgn1 como a maior quantidade de área das cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis pela simulação. O cruzamento das cabeceiras de cicatrizes com o método do modelado do relevo para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas na profundidade de 5 metros para o modelo SHALSTAB, a unidade M-gn1 novamente aparece como a maior área de cabeceiras em classes instáveis. Na profundidade de 15 metros ocorre um sensível aumento de instabilidade, onde a unidade depósito de encosta se sobressai à unidade M-gn1 em maior área de cabeceiras de cicatrizes em classes instáveis.

Nas simulações do cálculo do FS pelo método Bishop, apenas a simulação de 15 metros foi aplicado para as unidades geotécnicas pedogeológicas (Davison Dias, 1995) e para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas (modelado do relevo). Os resultados das duas simulações do modelo de estabilidade pelo cálculo FS são muito semelhantes, com porcentagens equivalentes de área contida em cada classe de estabilidade gerada pelo modelo. No entanto, analisando as unidades geotécnicas com maior área em classes mais instáveis tem-se a Cgn1 e M-gn1, dessa forma demonstrando resultados semelhantes as simulações geradas pelo modelo SHALSTAB. No cruzamento dos resultados pelo modelo de estabilidade de encosta pelo FS com as cabeceiras de cicatrizes de deslizamentos não houve muita mudança sobre as unidades geotécnicas mais suscetíveis. Nas unidades geotécnicas pedogeológicas com substrato de ortognaisse, destacam-se com a maior área de cabeceiras de cicatrizes em classes mais instáveis, a unidade Cgn1 e Cgn. Assim, como para as unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas, onde a unidade M-gn1 de substrato de ortognaisse, apresenta maior área de cabeceiras de cicatrizes.

Na validação das simulações tanto do modelo SHALSTAB, como pelo cálculo do FS pelo método Bishop, os resultados apresentaram valores semelhantes na frequência de cicatrizes em classes de maior suscetibilidade. Os valores variaram entre 63% a 66% da frequência de cicatrizes em 20% da área de maior suscetibilidade. As simulações com profundidade de 15 metros apresentaram os resultados levemente mais elevados, isso se deve ao fato do resultado da aplicação dos modelos em profundidades de ruptura mais espessa resultarem o aumento de áreas de instabilidades. Baseado na curva de validação aplicada nos modelos, as simulações pelo modelo SHALSTAB trouxeram resultados satisfatórios.

Na análise dos resultados dos modelos e métodos, o modelo SHALSTAB, pela curva de validação, demonstra maior facilidade em delimitar as áreas mais suscetíveis a deslizamentos em relação as áreas menos suscetíveis (estáveis). Já o método pelo cálculo do FS pelo método Bishop, se torna mais eficiente na delimitação de áreas de segurança, correspondendo a áreas de menor suscetibilidade. Todavia, o método demonstra bons resultados na delimitação de áreas de maior suscetibilidade. No método pelo cálculo do FS pelo método Bishop, há maior facilidade em identificar as áreas de segurança, pois o número maior de classes (12 classes) possibilitando uma melhor distribuição e manuseio ao delimitar as áreas mais estáveis, quando aplicado a curva de validação. Além da melhor delimitação das áreas de segurança, o maior número de classes favorece a definição das áreas instáveis e de estabilidades intermediárias. O modelo SHALSTAB, com apenas 7 classes, se torna menos flexível na delimitação das áreas de segurança, em razão de identificação de cabeceiras de cicatrizes nas classes mais estáveis, principalmente na classe 7 (incondicionalmente estável e saturado).

A partir dessa premissa, com o resultado mais satisfatório pela curva de validação entre todos as simulações aplicadas, é realizado um mapa de suscetibilidade para área de estudos. Como há uma maior facilidade em delimitar as áreas de segurança pelo cálculo do FS, a simulação de 15 metros de profundidade para unidades geotécnicas geomorfo-pedogeológicas representa simulação satisfatória, baseado na curva de validação, para mapear as áreas suscetíveis a deslizamentos no município. Os resultados reduzem as áreas de instáveis e amplifica a áreas de segurança, de acordo com os resultados apresentados pelo modelo do cálculo do FS pelo método Bishop ao longo da pesquisa.

Devem-se ser destacadas as dificuldades encontradas ao longo da execução do trabalho.

A falta de disponibilidade de material para coleta de solo indeformado e o grande volume de ensaios laboratoriais levaram maior tempo planejado pelo cronograma para realização de todos os ensaios necessários de caracterização do solo. Junto com a falta de computadores capazes de gerar os dados necessários para a aplicação dos modelos.

O material de qualidade é primordial para resultados mais satisfatórios. O MDT com resolução de 1 metro e cedido gratuitamente pela SDS/SC gera bons produtos para os modelos aplicados nesta pesquisa, porém há alguns problemas relacionados a qualidade dos dados fornecidos. A época do aerolevanteamento feito no estado de Santa

Catarina para aquisições do MDT, ocorrido no ano de 2010, se deram após os deslizamentos provocados pelo evento extremo de novembro de 2008. Por consequência a geometria, foi afetada, acarretando alteração na declividade dos taludes onde ocorreram deslizamentos. Isto pode influenciar, além da representação da declividade local, como no resultado final do cálculo do modelo SHALSTAB, pois o mesmo utiliza-se da declividade como um atributo de elevado peso em suas iterações matemáticas.

Para um estudo mais detalhado das unidades geotécnicas, assim como, nas análises dos modelos gerados, a área de estudo pode ser definida em uma bacia hidrográfica, com menor extensão à área de estudo realizada, visto que o modelo SHALSTAB é um modelo idealizado na aplicação em bacias hidrográficas, contemplando todos os processos gerados dentro do ambiente.

Ressalta-se a importância do mapeamento e identificação de cicatrizes de deslizamentos, juntamente com uma análise criteriosa e detalhada das características das unidades geotécnicas locais, na busca dos condicionantes envolvidos na deflagração das rupturas de deslizamentos. Os resultados obtidos com a pesquisa apontam a validade do método adotado, e os produtos gerados podem apresentar subsídios ao planejamento territorial, que podem ser incorporados pela Prefeitura Municipal em seu Plano Diretor e implantação do Plano Municipal de Redução de Riscos (PMRR), para a prevenção de deslizamentos futuros que venham causar danos à população e a economia.

8.1 Sugestões para trabalhos futuros

Algumas sugestões para realização de trabalho futuros para continuação e aprofundamento da pesquisa:

- Aplicar simulação com profundidades iguais para os dois modelos.
- Coletar amostras em solo apenas em horizonte C, colhendo informações do valor da profundidade do solo coletado.
- Elaborar microscopia dos grãos de solo para uma melhor avaliação dos solos provenientes de gnaisses, solo que apresentam composição e estruturas mais complexas.
- Simular os modelos com diferentes profundidades de níveis d'água no solo.

- Identificar as orientações estruturais dos corpos de prova para serem rompidos no ensaio de cisalhamento direto, tentando coincidir essas estruturas com a superfície de ruptura imposta pela caixa de cisalhamento.
- Realizar ensaios de SPT nas unidades geotécnicas com o objetivo de se obter parâmetros de nível de água e profundidade do solo.
- Aumentar o número de estágios de consolidação no ensaio de cisalhamento direto para que se tenha um erro menor na construção da envoltória de ruptura.
- Coletar amostras de solos das unidades de solos sedimentares para ensaios de caracterização do solo e cisalhamento direto.
- Identificar com maior acurácia depósitos de encostas da área de estudo e retirar amostras de solo para ensaios geotécnicos de unidades geotécnicas diferentes.

REFERÊNCIAS

AHMAD, R.; MCCALPIN, J. **Landslide susceptibility maps for the Kingston Metropolitan area, Jamaica with notes on their use.** UDS *Publication*, n. 5, 1999, 25 p.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6459:** Determinação do Limite de Liquidez: Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR 6508:** Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm: Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica,** In: Conferência brasileira sobre estabilidade de encostas. Anais... Rio de Janeiro, v.2. p. 721-733, 1992.

BIGARELLA, J. J. **Estrutura e Origem das Paisagens Tropicais e Subtropicais.** V.3 (p.877-1436). Florianópolis: Ed. da UFSC, 2003.

BIGARELLA, J.J., B., R.D., de M., D.J., W. A.. **A Serra do Mar e a porção oriental do Estado do Paraná: um problema de segurança ambiental e nacional.** Curitiba, Gov. Par./SEPL/ADEA, (Eds.), 1978. 249 pp.

BRAGA, H. J.; GHELLERE, R. Proposta de diferenciação climática para o Estado de Santa Catarina. In: Congresso Brasileiro de Agrometeorologia e Reunião Latino-Americana de Agrometeorologia. 1999. Florianópolis, SC. **Anais...** Florianópolis: Sociedade Brasileira de Agrometeorologia – SBA, 1999. CD-ROM.

BRAIDA, J. A.; REICHERT J. M.; REINERT D. J.; SOARES J. M. D. **Coesão e atrito interno associados aos teores de carbono orgânico e de água de um solo franco arenoso.** Ciência Rural vol.37, no.6. Santa Maria, Nov./Dec. 2007.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Defesa Civil. **Conferência geral sobre desastres:** para prefeitos, dirigentes de instituições públicas e privadas e líderes comunitários.

Brasília: MI, 2007. Disponível em: <<http://www.defesacivil.pb.gov.br/arquivos/downloads/livros/conferencia.pdf>>. Acesso em: 05 dez. 2016.

BRIGUENTI, E. C. **O uso de geoindicadores na avaliação da qualidade ambiental da bacia do ribeirão Anhumas, Campinas/SP.** 2005. 79f. Dissertação (Mestrado): Universidade de Campinas. Campinas, 2005.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações – vol. 1.** 6ª ed. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 1988.

Centro de operação do sistema de alertas – CEOPS. Universidade de Blumenau - FURB. **Picos de Enchentes Registrados na Bacia do Rio Itajaí-Açú.** 2010. Disponível em: <<http://ceops.furb.br/index.php/sistema-de-alerta/picos-de-enchentes>>. Acesso em: 23 abr. 2017.

CHRISTOPHERSON, R. W. W., Karst Landscapes, and Mass Movement. In: CHRISTOPHERSON, R. W. **Elemental Geosystems.** New Jersey: Prentice-Hall, 1998. Cap 10, p. 310-335. **Construção, 8,** Rio de Janeiro, 1965. Pp. 10-18.

CHUNG, C.F.; FABBRI, A. Probabilistic prediction models for landslide hazard mapping. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 65 (12), p. 1389-1399. 1999.

CHUNG, C.F.; FABBRI, A. Validation of Spatial Prediction Models for Landslide Hazard Mapping. *Natural Hazards*, 30. Kluwer: Dordrecht p. 451-472, 2003.

CHUNG, C. F.; FABBRI A. Systematic procedures of landslide hazard mapping for risk assessment using spatial prediction models. In Glade T, Anderson M G, Crozier M J (Eds.) **Landslide Hazard and Risk.** Wiley, Chichester: 139 -174. 2005. p. 9-26.

COBRADE. **Classificação e codificação brasileira de desastres.** [2012]. Disponível em: <http://www.integracao.gov.br/documents/3958478/0/Anexo+V++Cobrade_com+simbologia.pdf/d7d8bb0b-07f3-4572-a6ca-738daa95feb0>. Acesso em: 28 out. 2018.

CUNHA, Marcio A. (Org.). **Ocupação de encostas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas

CUNHA, S. B da. & GUERRA, A. J. T. Degradação Ambiental. In: CUNHA, Sandra. B da. & GUERRA, Antônio J. T (Orgs.). **Geomorfologia e meio ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2009. Cap. 7, p. 337-379.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6ª edição, Ed. Thomson Learning, Sao Paulo, 2007.

DAVISON DIAS, R. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese de Doutorado em Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 1987, 309p.

DAVISON DIAS, R.; Influência da Estrutura Pedológica na Colapsividade dos Latossolos. In: **2º Simpósio de Solos Não Saturados** Anais. Recife, PE, 1994.

DAVISON DIAS, R. Proposta de Metodologia de Definição de Carta Geotécnica Básica em Regiões Tropicais e Subtropicais. In: **Revista do Instituto Geológico**, São Paulo, SP, 1995, p.51-55

DAVISON DIAS, R. Proposta de metodologia de definicao de carta geotecnica básica em regioes tropicais e subtropicais. **Revista do Instituto Geologico**. Sao Paulo, p.51-55. 1995. 181.

DAVISON DIAS, R. Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotecnicos para Impantacao de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros. In: Reuniao Anual de Pavimentacao. **Anais...** Florianopolis, 2001.

DEGERING, A. D. Aplicação, análise e validação de métodos para mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos, Ilhota/SC; 2017; Trabalho de Conclusão de Curso; (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2017.

DIAS, F. P. & HERRMANN, M. L. de P. Análise da susceptibilidade a deslizamentos: no bairro Saco Grande, Florianópolis –SC. **Revista Universidade Rural, Série Ciências Exatas e da Terra**. Rio de Janeiro, v.21 (1), p. 91-104, 2002.

DIAS, F. P. & HERRMANN, M. L. de P. Análise da susceptibilidade a deslizamentos: no bairro Saco Grande, Florianópolis –SC. **Revista Universidade Rural, Série Ciências Exatas e da Terra**. Rio de Janeiro, v.21 (1), p. 91-104, 2002.

DIAS, L.S.O. **Identificação de Áreas Suscetíveis a Deslizamento de Terra Utilizando Sistema de Informações Geográficas**. 93p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana) - Universidade Federal Da Bahia, Salvador. 2006.

DIETRICH, W. E. & MONTGOMERY, D. R. **SHALSTAB: a digital terrain model for mapping shallow landslide potential**. NCASI (*National Council of the Paper Industry for Air and Stream Improvement*), *Technical Report*, 1998, 29 p.

DINIZ, N. C. Cartografia geotécnica por classificação de unidades de terreno e avaliação de susceptibilidade e aptidão. **Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental**, v.2, p.29-77, 2012.

DINIZ, N.C. **Automação da Cartografia Geotécnica: uma Ferramenta de Estudo e Projetos para Avaliação Ambiental**. 297p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, São Paulo. 1998.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. Brasília, Serviço de Produção de Informação, 1999. 412p.

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 2. ed. – Rio de Janeiro : EMBRAPA-SPI, 2006. 306p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 3 ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2013. 353p

EPAGRI. **Inventário das terras em microbacias hidrográficas: microbacia do ribeirão Máximo (Luis Alves/SC)**. Florianópolis: EPAGRI/CIRAM, 1997.

FARIA, D. G. M., SANTORO, J., TOMINAGA, L. K., BROLLO, M. J., SILVA, P. F. da. & RIBEIRO, R. R. **Relatório do atendimento emergencial realizado pelo instituto geológico em Santa Catarina em razão do desastre ocorrido em novembro de 2008**. São Paulo: Secretaria do Estado do Meio Ambiente, Instituto Geológico, 2008. 26 f. Disponível

em:<http://www.igeologico.sp.gov.br/downloads/relatorios/RELATORIO_STA%20CATARINA_2008.pdf>. Acesso em: 16 abr. 2017.

FERNANDES, N. F. & AMARAL, C. P. do. Movimentos de Massa: uma abordagem geológico-geomorfológica. In: GUERRA, Antonio J. T. & CUNHA, Sandra B. (Orgs.). **Geomorfologia e meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2009. Cap. 3, p. 123-194.

FERNANDES, N. F., GUIMARÃES, R. F., GOMES, R. A. T., VIEIRA, B. C., MONTGOMERY, David R. & GREENBERG, Harvey. Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Suscetíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n. 1, p. 51-71, 2001.

FERNANDES, N. F., GUIMARÃES, R. F., GOMES, R. A. T., VIEIRA, B. C., MONTGOMERY, D. R. & GREENBERG, H. Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de Metodologias e Aplicação de Modelo de Previsão de Áreas Suscetíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n. 1, p. 51-71, 2001.

FERNANDES, N.F. & AMARAL, C.P. Movimentos de massa: uma abordagem geologico-geomorfologica. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, S. B. (Org) **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand, p. 123-194, 2003.

FERNÁNDEZ, C. I.; C., T. F.; H., R.; M., J. C. *Verification of landslide susceptibility mapping: a case study. Earth Surface Processes and Landforms*, v. 24, n. 6, p. 537-544, Jun. 1999.

FLORENZANO, Teresa G. Introdução à geomorfologia. In FLORENZANO, Teresa G. (Org.). **Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. Cap. 1, p. 12-30.

FOLK, R.L. The distinction between grain size and mineral composition in sedimentary-rock nomenclature. **Journal of Geology**, 62(4):344-359. 1954.

FORNARI, A. **Geologia e metalogênese da porção meridional do Cráton Luís Alves – SC**. Tese de doutorado – Geociências. Campinas: UNICAMP, 1998.

FORTES, R. M. **Método expedito de identificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando-se anéis de PVC rígidos**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica USP, São Paulo, 1990, 228p.

FORTES, R. M.; NOGAMI, J. S. Método expedito de identificação do grupo MCT de solos tropicais utilizando-se anéis de PVC rígido. In: 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. **Anais...** São Paulo, SP, 1: 591-604. 1991.

FORTES, R.M. “Noções de Solos.” 2006. Disponível em: <http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/estradas2/1_NOCOES_DE_SOLOS.pdf> Acessado em 12 jun. 2018.

FREIRE, E. S. M. Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática. **Geológico do Estado de Santa Catarina – E=1:500.000**. Florianópolis, 11 Distrito do DNPM, 2006.

GARCIA, Ricardo Alexandre Cardoso. **Metodologias de avaliação da perigosidade e risco associado a movimentos de vertente**: aplicação na bacia do rio Alenquer. Tese de doutoramento em Geografia Física. Universidade de Lisboa. 437p. 2012.

GODOY, H.; NOGAMI, J. S.; CARVALHO, A. Procedimentos para a caracterização geotécnica de perfis em solos de granitos e gnaisses para obras viárias. **Solos e Rochas**, v.17, n.1, p.31-44. 1994.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.; NOGAMI, J. S. Diretrizes para a identificação expedita de solos lateríticos para uso em obras viárias. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, **Anais...** ABPV, v.2, p.557-568. 1996.

GODOY, H. **Identificação e classificação geotécnica de Latossolos do Estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT**. Tese

(Doutorado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo - USP, São Paulo, 1997, 132p.

GOERL, R.F.; KOBIYAMA, M.; LOURENÇO, L.L.; GRANDO, A. **Características gerais dos deslizamentos ocorridos em novembro de 2008 nos municípios de Brusque, Rio dos Cedros e Timbó – SC.** In: Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada. Viçosa: UFV, 2009. 16p. CD-rom

GONÇALVES, C. M. F. **Modelação e validação da suscetibilidade à ocorrência de desabamentos no concelho de Castelo de Paiva.** Porto, 2014. 110f. Dissertação (Mestrado em Sistemas de Informação Geográfica e Ordenamento de Território). Universidade do Porto. Porto, 2014.

GOOGLE. Google Earth Pro. Versão 7.1.7.2600. 2016. Timbó, Santa Catarina, Brasil. Disponível em: <<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acessado em: 01 out. 2016.

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

GUIMARÃES, R. F. et al. **Application of the SHALSTAB model for mapping susceptible landslide areas in mine zone (Quadrilátero Ferrífero in southeast Brazil).** Geoscience and Remote Sensing Symposium, 2003, p.2444-2446 vol.4.

GUIMARÃES, R. F. **Utilização de um modelo de previsão de áreas suscetíveis a deslizamentos rasos com controle topográfico: adequação e calibração em duas bacias de drenagem.** Tese (Doutorado em Geologia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000, 150p.

GUZZETTI, F.; CARRARA, A.; CARDINALI, M.; REICHENBACH, P. Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. **Geomorphology**, Amsterdam, v.31, p.181-216, 1999.

HARTMANN, L.A.; SILVA, L.C.; ORLANDI, V. **O Complexo Granulítico de Santa Catarina**. Acta Geologica Leopoldensia. v.6, 1979, p.94-112.

HERMANN, M. L. P., PELLERIN, J. R. C. M. & SAITO, S. M. Análise das Ocorrências de Deslizamentos no Estado de Santa Catarina com base nos Formulários de Avaliação de Danos da Defesa Civil - 1980 a 2003. In: Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais, 1., 2004, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: GEDN/UFSC, 2004. p. 159-173

HERRMANN, M. L. (Org.). **Atlas de desastres naturais do estado de Santa Catarina**. Florianópolis. IOESC (CD-ROM) 146p. 2007.

HIGASHI, R. A. R, ESPÍNDOLA, M. S., SBROGLIA, R. M., MAFRA, V. & MULLER, V. S. **Mapeamento geotécnico da área de expansão urbana do município de Alfredo Wagner**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina; 2015. Ministério das Cidades.

HIGASHI, R. A. R. & MICHEL G. P. Uso do SHALSTAB na análise espacial da estabilidade de encostas visando a implantação de vias – aplicação em sub-bacias do Rio Tubarão. In: 6º Seminário Nacional Modernas Técnicas Rodoviárias. **Anais...** Florianópolis: ABMS. v.4. p.1245-1252. 2010.

HIGASHI, R. A. R. **Apostilas de Mecânica dos Solos**. Volume I e II, 2012.

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 de Doutorado. Pós-Graduação em Engenharia Civil. Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006, 486 p.

HUTCHINSON, J. N. General Report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. **Proceedings, Fifth International Symposium on Landslides** (Ed: Bonnard, C.). Rotterdam: Balkema. v.1, p. 3-35. 1988.

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

_____. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. **Banco de Dados, Cidades Sat, Santa Catarina, Timbó**. 2010. Disponível em: <www.ibge.gov.br/cidadesat/topwindow.htm?1>. Acesso em: 05 dez. 2016.

_____. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Área da unidade territorial (km²), 2015.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Assessoria Técnica para a Estabilização de Encostas, Recuperação da Infra-estrutura Urbana e Reurbanização das Áreas de Risco Atingidas por Escorregamentos na Área Urbana do Município de Campos do Jordão, SP**. Relatório Técnico 64.399, São Paulo, 2002.

KOBIYAMA, M.; MENDONÇA, M.; MORENO, D.A.; MARCELINO, I.P.V.O.; MARCELINO, E.V.; GONÇALVES, E.F.; BRAZETTI, L.L.P.; GOERL, R.F.; MOLLERI, G.S.F.; RUDORFF, F.M. **Prevenção de Desastres Naturais: Conceitos Básicos**. Curitiba: Ed. Organic Trading. 109 p. 2006.

KOBIYAMA, M.; REGINATTO, G.M.P.; MICHEL, G.P. Contribuição da engenharia de sedimentos ao planejamento territorial com ênfase em redução de desastres hidrológicos. In: IX Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos (2010: Brasília) Brasília: EMBRAPA, **Anais,..**(CD-rom) 2010, 18p.

LUIZ, E. L. **Influência da dinâmica hidrológica e das características das formações superficiais nos mecanismos de ruptura das encostas com rochas granitoides de áreas subtropicais São Pedro de Alcântara/SC**. Tese de doutorado - Geografia/UFRJ. Rio de Janeiro: UFRJ, 2003.

MARANGON, M. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**, nov. 2009. 25 f. Apostila de Aula. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid04EstabilidadeTalu des01.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2017.

MARCELINO, E. V. **Mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos no município de Caraguatatuba (SP) usando técnicas de sensoriamento remoto e SIG.** São José dos Campos. 228p. Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto) – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, 2003.

MARCELINO, E. V.; NUNES, L. H.; KOBIYAMA, M. Mapeamento de risco de desastres naturais do estado de Santa Catarina. **Revista Caminhos de Geografia**, Uberlândia, vol. 8, n. 1, p. 72 - 84, Uberlândia, 2006.

MASSAD, F. **Obras de Terra** - 2a. edição, com exercícios resolvidos. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. v. 1. 216p

MICHEL, G. P. **Estudo de escorregamentos na Bacia do Rio Cunha, Rio dos Cedros/ SC, com os modelos SHALSTAB e SINMAP.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2011. 84p.

MONTGOMERY, D. R.; DIETRICH, W.E. *A physically based model for the topographic control on shallow landsliding.* *Water Resources Research*, 30: 1153-1171. 1994.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. In: 15a Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** Belo Horizonte, MG. 1980. pp. 01-38.

NOGAMI, J. S.; COZZOLINO, V. M. N. A identificação de solos tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminar. In: 20a Reunião Anual de pavimentação. **Anais...** Fortaleza, CE, ABPv, pp. 30-41. 1985.

NOGAMI, J. S.; BERNUCCI, L. L. B.; VILLIBOR, D. F. Contração de solos arenosos finos lateríticos: simplificações para a escolha desses solos para bases de pavimentos de baixo custo. In: 29a Reunião Anual de Pavimentação, **Anais...** Cuiabá, ABPv, v.1, p.345-363. 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Identificação expedita dos grupos de classificação MCT para solos tropicais. In: 10o Congresso Brasileiro de

Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS. **Anais...** Foz do Iguaçu, PR, 4: 293-1300. 1994.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Editora Vilibor, São Paulo, SP, 1995.

NUNES, D. M.; COELHO, C. D.; SOUZA, A. B.; CALIJURI, A. L.; SANTOS, A. DE P. Uso integrado do modelo SHALSTAB e análise multicritério para mapeamento de áreas susceptíveis aos escorregamentos de terra na bacia do ribeirão São Bartolomeu, Viçosa – MG. **Revista Brasileira de Cartografia**, Nº 68/9, Edição Especial Movimentos de Massa e Processos Erosivos: 1853-1868. 2016.

OLIVEIRA, L. L.; Modernização da Meteorologia Brasileira. **Boletim da Sociedade Brasileira de Meteorologia**. Rio de Janeiro: SBMET-INMET, vol. 21, no. 1, p. 9-21, 1997.

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 a mecânica dos solos dos estados críticos**. 3 ed. Livros técnicos e científicos S.A, Rio de Janeiro, 2007

PARISE, M. **Landslide mapping techniques and their use in the assessment of the landslide hazard**. Physics and Chemistry of the Earth. Vol 26, no 9, p. 697-703, 2001.

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 Geotécnica) - Universidade de São Paulo - USP, São Carlos – SP, 1992.

PFALTZGRAFF, P. A. S. **Mapa de suscetibilidade a deslizamentos na região metropolitana do Recife**. Recife, 2007. 151f. Doutorado (doutorado em geologia): Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2007.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2000, 247p.

RAMOS, V. M. **A modelagem matemática no estudo dos movimentos de massa**: aplicação de um modelo de previsão de áreas susceptíveis a escorregamentos rasos na área do Subúrbio Ferroviário de

Salvador (BA). Dissertação (Mestrado em Geografia) – Departamento de Geografia, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

RAMOS, V. M.; GUIMARAES, R. F.; REDIVO, A. L. GOMES, R. A. T.; FERNANDES, N. F.; CARVALHO JUNIOR, O. A. Aplicação do modelo SHALSTAB, em ambiente *ArcView*, para o mapeamento de áreas susceptíveis a escorregamento raso na Região do Quadrilátero Ferrífero (MG). **Espaço & Geografia**, v. 5, n. 1. p. 49-67, 2002.

REDIVO, A. L.; RAMOS, V. M.; GUIMARAES, R. F.; CARVALHO JUNIOR, O. A.; GOMES, R. A. T. Determinação de áreas susceptíveis a escorregamentos na BR 256 no município de Ouro Preto - MG. **Ciência e Natura**, UFSM, p.31-46, 2004.

REGINATTO G. M P., MACCARINI M., KOBİYAMA M, HIGASHI R. A. R, GRANDO A., CORSEUIL C. W. & CARAMEZ, M. L. **SHALSTAB application to identify the susceptible areas of shallow landslides in Cunha river watershed, Rio dos Redros city, sc, Brazil.** Proceedings of the 4th GEOBIA, May 7-9, Rio de Janeiro - Brazil, 2012. p.108. Disponível em: <http://www.labhidro.ufsc.br/Artigos/034_Geobia-1.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2017.

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.

RIBEIRO, G. R. **Análise e validação de susceptibilidade a deslizamentos em ambiente SIG na região de Belchior Central, Gaspar, SC.** Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2016. 188 p.

RIFFEL, E. S. **Análise e mapeamento de áreas suscetíveis a movimentos de massa na bacia hidrográfica do Rio Paranhana (RS).** Dissertação (Mestrado em Geografia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2012, 105p.

ROCHA, W.W. et al. Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG). **Rev. Bras. Ci. Solo**, v.26, n.2, p.297-303, 2002.

SAITO, S. M. **Estudo analítico da suscetibilidade a deslizamentos e quedas de blocos no Maciço Central de Florianópolis**. Florianópolis, 2004. 130f. Dissertação (Mestrado em Geografia), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

SANDRONI, S.S. (1981), “Solo Residuais – Pesquisas Realizadas na PUC-Rio”, In: **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em engenharia**, vol.2, pp. 30-65, Rio de Janeiro.

SANTOS, E. F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. São Carlos, 2006.145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SBROGLIA, R. M. **MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ, ILHOTA/SC**. 2015. 187 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Geografia, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SBROGLIA, R. M.; PORATH, P. H. M.; HIGASHI, R. A. R. ; OLIVEIRA, F. H. . Mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais com o uso da ferramenta asa - automatic shalstab analysis. In: VII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2017, Florianópolis. VII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - COBRAE. São Paulo: **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA**, 2017. v. 1. p. 3878-3885.

SDS. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Sustentável. **Levantamento Aerofotogramétrico, restituição hidrográfica e MDT do Estado de Santa Catarina**, realizado em 2009- 2010, na escala 1:10.000. 2013.

SELBY, M. J. **Hillslope Materials & Processes**. Oxford: Oxford University Press, 1993.

SHEPARD, F.P. Nomenclature based on sand-silt-clay ratios. *Journal Sedimentary Petrology*, 24:151-158. 1954.

SHIMIZU, S. H.; VIEIRA, P. C.; MOSER, J. M. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: Pedologia**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2003. 705p.

SILVA, H. dos S. **Análise Sociotécnica da Meteorologia Brasileira: uma aplicação para o Vale do Itajaí (SC)**. Doutorado (Doutorado Interdisciplinar em Ciências Humanas). Universidade Federal de Santa Catarina. 2003, 228p.

SILVA, H., SEVERO, D. O clima. In: AUMOND, J.J., PINHEIRO, A., FRANK, B. (org.). **Bacia do Itajaí: formação, recursos naturais e ecossistemas**. Blumenau: Edifurb, 2003.

SILVA, L. C. da & BORTOLUZZI, C. A. (ed.) Texto Explicativo para o Mapa SOARES, J.M. D., PINHEIRO, R. J. B. & TAVARES, I. S. **Notas de Aula Mecânica dos Solos**. Curso de Engenharia Civil. Santa Maria: UFSM, 2006.

SILVA, R. B. et al. Resistência ao cisalhamento de um Latossolo sob diferentes usos e manejo. **R Bras Ci Solo**, v.28, n.1, p.165-173, 2004

SILVA, A. E. A. **investigação geofísica e resistência ao cisalhamento de resídups sólidos urbanos de diferentes idades**. Doutorado (Doutorado em Geotecnia). Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. 2015. 200p.

SOARES, J.M.D; PINHEIRO, R.J.B; TAVARES, I.S. Notas de Aula: **Mecânica dos Solos**. Santa Maria, Maio, 2006. Disponível em: <<http://www.scrib.com/doc/54688799/Mecanica.dos.solos-UFSM>>. Acessado em: 08 abr. 2016.

SOBREIRA, F. G. Susceptibilidade a processos geológicos e suas consequências na área urbana de Mariana, MG. **Geobr**: 43-60, vol. 1, 2001.

TAKIYA, H. **Estudo da sedimentação neogênica-quadernária no município de São Paulo: caracterização dos depósitos e suas implicações na geologia urbana**. Tese (Doutorado em Geologia Sedimentar) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997. 152p.

TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J; AMARAL, R. do. (Org.). **Desastres naturais**: conhecer para prevenir. São Paulo: Instituto Geológico, 2009. 196p.

UNESCO/IAEG - Organização das nações unidas para a educação, a ciência e a cultura/Associação internacional de geologia de engenharia e ambiental. **Engineering Geological Maps**. A Guide to Their Preparation. Paris: The Unesc Press, 1976. 79p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC). CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ESTUDOS E PESQUISAS SOBRE DESASTRES (CEPED) CEPED UFSC. **Atlas Brasileiro de Desastres Naturais**: 1991-2010. Vol. Santa Catarina. Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. Florianópolis: CEPED UFSC, 2012. Disponível: <<http://www.ceped.ufsc.br/biblioteca>>. Acessado em: 08 ago. 2018.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – UFPR. **Mecânica dos solos**: resistência ao cisalhamento dos solos, 2017. 40 f. Notas de aula. Disponível em: <<http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/6/6c/Unidade-9-e28093-resistc3aancia-ao-cisalhamento-dos-solos.pdf>>. Acesso em: 08 abr. 2017.

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

VAN WESTEN, C. J.; RENGERS, N.; TERLIEN, M. T. J.; SOETERS, R. Prediction of the occurrence of slope instability phenomena through GIS-based hazard zonation. **Geologische Rundschau**, v. 86, no. 2, p. 404-414, 1997.

VAN DEN EECKHAUT, M.; VANWALLECHEM, T.; POESEN, J.; GOVERS, G.; VERSTRATEN, G.; VANDEKERCKHOVE, L. **Prediction of landslide susceptibility using rare events logistic regression**: a case-study in the Flemish Ardennes (Belgium). *Geomorphology*, v.76. n.3-4, 2006, p.392- 410.

VARGAS, M. **Introdução a Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509p.

VIEIRA, B. C.; FERNANDES, N. F.; AUGUSTO FILHO, O. Shallow landslide prediction in the Serra de Cubatao, Sao Paulo (SP). In: EGU General Assembly Conference Abstracts. EGU General Assembly. **Anais...** Vienna, Austria. v. 11, 2009.

WERNECK, E. P.; MOMM, O. Uso dos ensaios da metodologia MCT para a avaliação da influência da estabilização com a cal de um solo. In: CONINFRA, São Paulo. **Anais ...** São Paulo, 19 a 22 de junho de 2007. p. 1-15.

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

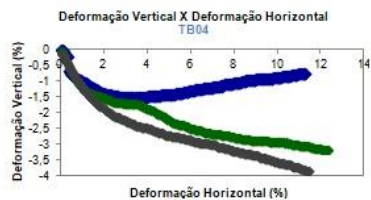
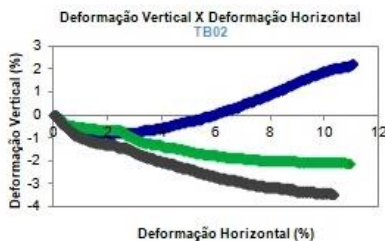
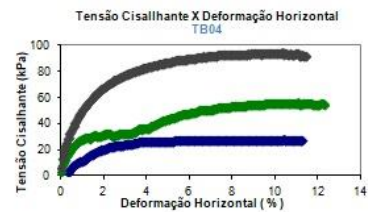
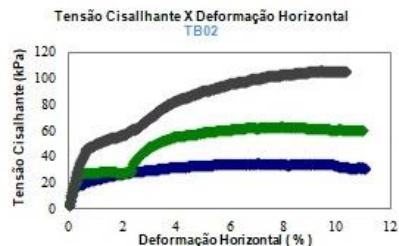
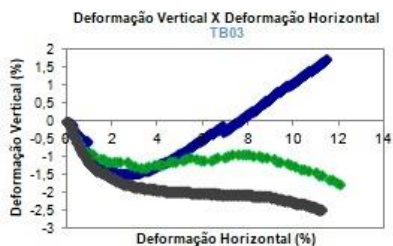
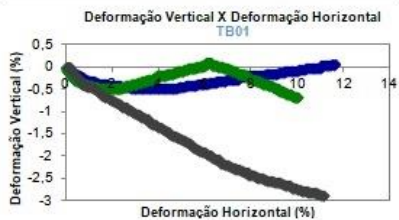
ZÁRUBA, Q. E MENCL, V. 1976. Engineering Geology, numerous illustrations. Developments in Geotechnical Engineering 10. Elsevier, Amsterdam. Price Dfl 97.00. ISBN 0 444 99877 2. - Volume 115 **Issue 1** - M. H. de F. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/273747560_Q_Zaruba_V_Mencl_1976_Engineering_Geology_504_pp_numerous_illustrations_Developments_in_Geotechnical_Engineering_10_Elsevier_Amsterdam_Price_Dfl_9700_ISBN_0_444_99877_2>. Acesso em: 18 abr. 2017.

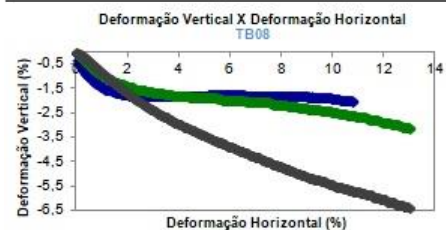
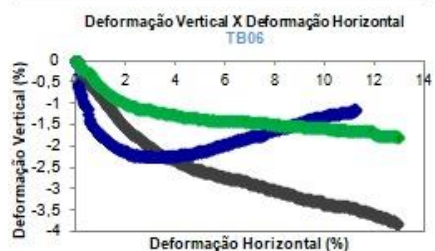
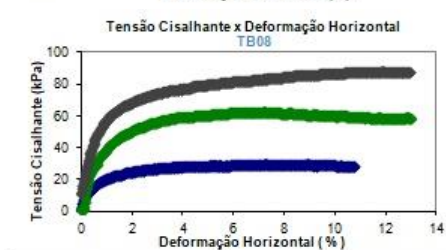
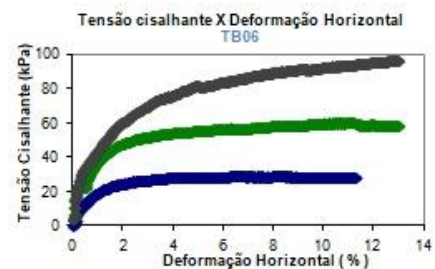
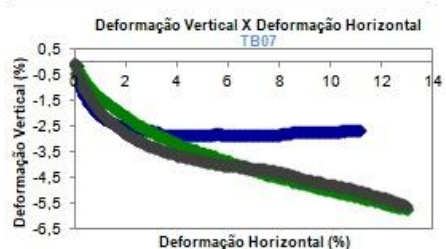
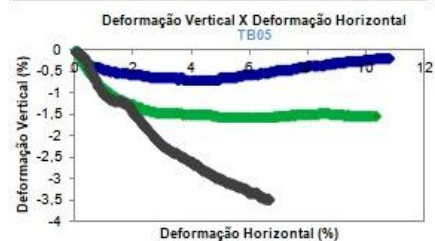
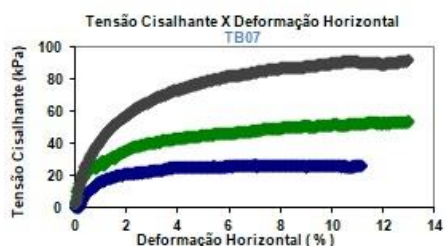
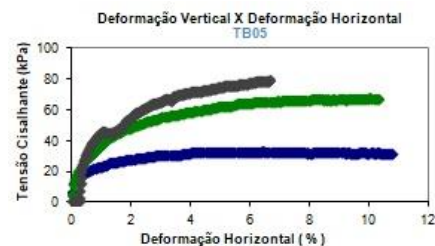
ZUQUETTE, L. V. **Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para as Condições Brasileiras**. Tese de Doutorado em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987, 3v., 657p.

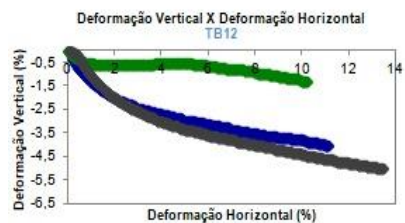
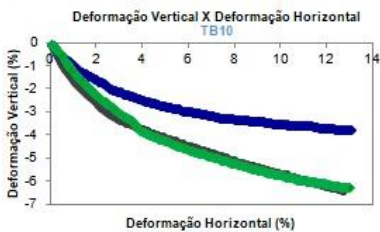
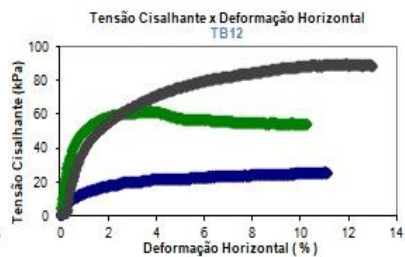
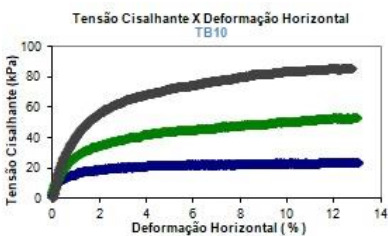
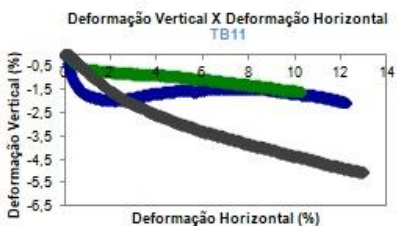
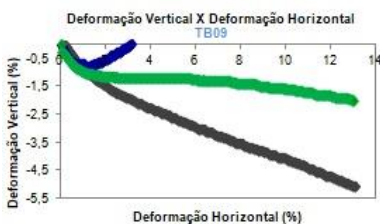
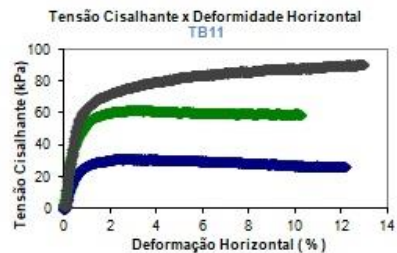
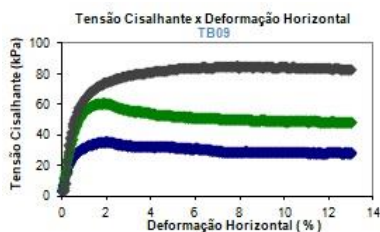
ZUQUETTE, L. V.; GANDOLFI, N. **Cartografia geotécnica**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

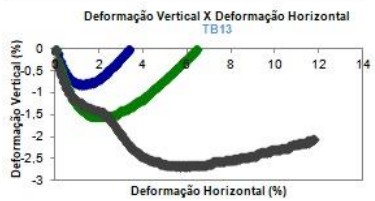
ZUQUETTE, L. V. **Movimentos de massa gravitacionais - proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos de Jordão - SP**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005, 390p.

APÊNDICE A - Curvas tensão cisalhante por deformação e curvas variação de volume por deformação.









APÊNDICE B – Valores do peso específico natural (γ_{nat}) e peso específico saturada (γ_{sat}) das unidades geotécnicas.

Amostras de solo	Peso esp. natural (g/m³)	Peso esp. saturado (g/m³)
TB01	1,653	1,83
TB02	1,933	2,047
TB03	1,733	1,936
TB04	1,606	1,928
TB05	1,693	1,888
TB06	1,593	1,846
TB07	1,546	1,84
TB08	1,643	1,856
TB09	1,643	1,846
TB10	1,54	1,818
TB11	1,63	1,821
TB12	1,59	1,839
TB12	1,78	2,018

APÊNDICE C – Ângulos de declividade calculados para os onze fatores de segurança pré-determinados, resultando em doze classes de declividade de todas as treze amostras de solo referentes as unidades geotécnicas pedogeológica e geomordo-pedogeológica.

- Amostras de solo TB01 (PVLgm e C-gm).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	44
11		
	0,5	36
10		
	0,6	30
9		
	0,75	24
8		
	1	18
7		
	1,25	14,5
6		
	1,5	12
5		
	1,75	11,5
4		
	2	9
3		
	2,5	7
2		
	3	6
1		
	infinito	0 (?)

-

- Amostras de solo TB02 (C_{gn} e C-gn).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	50
11		
	0,5	41
10		
	0,6	36
9		
	0,75	29
8		
	1	22,5
7		
	1,25	18
6		
	1,5	15
5		
	1,75	13
4		
	2	12
3		
	2,5	9
2		
	3	8
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB03 (Cgm e M-gm).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	53
11		
	0,5	42
10		
	0,6	35
9		
	0,75	27,5
8		
	1	21
7		
	1,25	16
6		
	1,5	14
5		
	1,75	12
4		
	2	11
3		
	2,5	9
2		
	3	7
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB04 (M-gn).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	37
11		
	0,5	30
10		
	0,6	26
9		
	0,75	21
8		
	1	16
7		
	1,25	13
6		
	1,5	11
5		
	1,75	9
4		
	2	8
3		
	2,5	6,5
2		
	3	5,5
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB05 (M-gb).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	60
11		
	0,5	38,5
10		
	0,6	32
9		
	0,75	25
8		
	1	18
7		
	1,25	15
6		
	1,5	12,5
5		
	1,75	10,5
4		
	2	9
3		
	2,5	7
2		
	3	6
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB06 (PVLgn1 e C-gn1).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	65
12		
	0,4	40
11		
	0,5	32
10		
	0,6	27
9		
	0,75	21
8		
	1	18
7		
	1,25	15
6		
	1,5	11
5		
	1,75	9
4		
	2	8
3		
	2,5	7
2		
	3	6
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB07 (Cde e M-de – depósito de encosta).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	70
12		
	0,4	59
11		
	0,5	26
10		
	0,6	22
9		
	0,75	17,5
8		
	1	14
7		
	1,25	11
6		
	1,5	9
5		
	1,75	8
4		
	2	7
3		
	2,5	5,5
2		
	3	5
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB08 (Cde e M-de - depósito de encosta).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	42
11		
	0,5	34
10		
	0,6	28
9		
	0,75	22,5
8		
	1	17
7		
	1,25	14
6		
	1,5	12
5		
	1,75	10
4		
	2	9
3		
	2,5	7
2		
	3	76
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB09 (PVLgb e C-gb).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	61
11		
	0,5	41
10		
	0,6	38
9		
	0,75	26
8		
	1	19
7		
	1,25	15
6		
	1,5	13
5		
	1,75	11
4		
	2	9
3		
	2,5	7,5
2		
	3	6
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB10 (Cgn1 e M-gn1).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	70
12		
	0,4	30
11		
	0,5	25
10		
	0,6	20
9		
	0,75	17
8		
	1	12,5
7		
	1,25	10
6		
	1,5	9
5		
	1,75	7
4		
	2	6
3		
	2,5	5
2		
	3	4,3
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB11 (Cde e M-de - depósito de encosta).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	60
11		
	0,5	37
10		
	0,6	30,5
9		
	0,75	24
8		
	1	18
7		
	1,25	14
6		
	1,5	12
5		
	1,75	10
4		
	2	9
3		
	2,5	7
2		
	3	6
1		
	infinito	0 (?)

- Amostras de solo TB13 (PVLgn).

Classe de FS	FS	Âng. de declividade (°)
	0	68
12		
	0,4	60
11		
	0,5	57
10		
	0,6	46
9		
	0,75	33
8		
	1	24
7		
	1,25	19
6		
	1,5	16
5		
	1,75	14
4		
	2	12
3		
	2,5	9,5
2		
	3	8
1		
	infinito	0 (?)

Fonte: autora (2018).

APÊNDICE D - Concentrações de matacões na porção basal das encostas, típicas de depósitos colúviais.



Fonte: autora (2017).