

Anderson Rosniecek  
Hugo Namba Imai

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DE ÁREAS  
SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS RASOS DA BACIA DO  
RIO RATONES – APLICAÇÃO DO MODELO *SHALSTAB***

Trabalho de Conclusão de Curso  
submetido ao Curso de Graduação da  
Universidade Federal de Santa  
Catarina para a obtenção do Grau de  
Engenheiro Civil.

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

Florianópolis  
2013

Anderson Rosniecek  
Hugo Namba Imai

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E ANÁLISE DE ÁREAS  
SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS RASOS DA BACIA DO  
RIO RATONES – APLICAÇÃO DO MODELO *SHALSTAB***

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil.

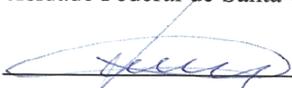
Florianópolis, 28 de novembro de 2013.

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**

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

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup> Orlando Martini de Oliveira, Dr.<sup>o</sup>  
Examinador Interno  
Universidade Federal de Santa Catarina

  
\_\_\_\_\_  
Rafael Fernando Cordeiro, Eng.<sup>o</sup>  
PROSUL – Examinador Externo

# CONTEÚDO

|   |    |
|---|----|
| CONTEÚDO  | 3  |
| FIGURAS   | 5  |
| RESUMO  | 7  |
| 1 INTRODUÇÃO  | 8  |
| 1.1 Objetivo Geral                                  | 10 |
| 1.2 Objetivos Específicos                           | 10 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA                             | 12 |
| 2.1 Solos   | 12 |
| 2.1.1 Solos Residuais (ou autóctones)               | 12 |
| 2.1.2 Solos Coluviais (ou coluvionares)             | 13 |
| 2.1.3 Classificação MCT                             | 14 |
| 2.1.4 Grupos MCT                                    | 14 |
| 2.1.5 Método Expedito das Pastilhas                 | 16 |
| 2.2 Movimentos de massa                             | 18 |
| 2.2.1 Rastejo                                       | 19 |
| 2.2.2 Corrida                                       | 20 |
| 2.2.3 Quedas  | 22 |
| 2.2.4 Deslizamentos                                 | 23 |
| 2.3 Taludes   | 26 |
| 2.3.1 Resistência ao cisalhamento                   | 26 |
| 2.4 Análise de Estabilidade de Encostas             | 28 |
| 2.4.1 Estabilidade em Taludes Infinitos             | 29 |
| 2.4.2 Taludes Finitos – Ruptura Circular            | 30 |
| 2.4.3 Taludes Finitos – Ruptura Plana               | 34 |
| 2.5 Sistema de Informações Geográficas – SIG        | 37 |
| 2.5.1 Estrutura de Dados                            | 39 |
| 2.5.2 Dados Vetoriais                               | 39 |
| 2.5.3 Dados Matriciais ( <i>Raster</i> )            | 40 |
| 2.5.4 Representação de Terreno                      | 41 |
| 2.6 Mapeamento de Áreas de Risco                    | 42 |
| 2.7 Mapeamento Geotécnico                           | 43 |
| 2.7.1 Origem  | 44 |
| 2.7.2 Metodologias                                  | 45 |
| 2.8 Mapeamento de áreas suscetíveis ao deslizamento | 55 |
| 2.8.1 <i>SINMAP</i>                                 | 55 |
| 2.8.2 <i>SHALSTAB</i>                               | 56 |
| 2.8.3 Formulação do <i>SHALSTAB</i>                 | 58 |
| 2.8.4 Limitações e Ajustes no <i>SHALSTAB</i>       | 65 |
| 2.8.5 Comparação <i>SINMAP</i> e <i>SHALSTAB</i>    | 67 |
| 3 ÁREA DE ESTUDO                                    | 69 |
| 3.1 Florianópolis                                   | 69 |
| 3.2 Bacia Hidrográfica de Ratonés                   | 70 |
| 4 MÉTODO  | 72 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.1   | Ensaio de Caracterização   | 73  |
| 4.2   | Ensaio de Cisalhamento Direto  | 79  |
| 4.2.1 | O Ensaio   | 79  |
| 4.2.2 | Resultados obtidos   | 81  |
| 4.3   | Mapeamento Geotécnico  | 84  |
| 4.4   | Geração de um banco de dados e sondagens SPT                                 | 88  |
| 4.5   | Aplicação do Modelo <i>SHALSTAB</i>  | 90  |
| 4.5.1 | Limitações e ajustes   | 90  |
| 5     | RESULTADOS – BACIA DO RIO RATONES  | 101 |
| 5.1   | Resultados – Ensaio de caracterização  | 101 |
| 5.2   | Resultados – Parâmetros de Resistência                                       | 108 |
| 5.3   | Banco de dados de sondagens SPT  | 110 |
| 5.4   | Resultados – Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Rasos – <i>SHALSTAB</i> | 112 |
| 5.5   | Resultados – Mapeamento Geotécnico   | 123 |
| 5.5.1 | Cambissolo de substrato Granito (Cg)   | 127 |
| 5.5.2 | Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato Granito (PVg)                        | 129 |
| 5.5.3 | Litólico de substrato Granito (Rg)   | 130 |
| 5.5.4 | Glei de substrato Sedimentos Quaternários (Gsq)                              | 131 |
| 5.5.5 | Areia Quartzosa Sedimentos Quaternários (AQsq)                               | 133 |
| 5.5.6 | Solos Aluviais de substrato Sedimentos Quaternários (Asq)                    | 134 |
| 5.5.7 | Solos de Mangue de substrato Sedimentos Quaternários (SMsq)                  | 134 |
| 6     | CONCLUSÕES   | 136 |
| 7     | SUGESTÕES  | 139 |
|       | REFERÊNCIAS  | 140 |

## FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1: Esquema Ensaio das Pastilhas (HIGASHI, 2006).....  | 17 |
| Figura 2: Gráfico para a determinação expedita MCT pelo método das pastilhas (NOGAMI e VILLIBOR, 1994 e 1996).....   | 17 |
| Figura 3: Rastejo (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2009).....  | 20 |
| Figura 4: Esquema de corrida detritica (TOMINAGA et al., 2009).....  | 21 |
| Figura 5: A) Queda de blocos; B) Tombamento de blocos (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).....                              | 22 |
| Figura 6: Deslizamento Rotacional (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).....  | 24 |
| Figura 7: Deslizamento Translacional (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).....   | 25 |
| Figura 8: Perfil genérico de talude natural e artificial (CARVALHO et al., 2007) ..                                  | 26 |
| Figura 9: Forças atuantes em talude infinito (adaptado de GERSCOVICH, 2012) ..                                       | 29 |
| Figura 10: Método das fatias (adaptado de GERSCOVICH, 2012) ..   | 31 |
| Figura 11: Esforços na fatia e polígono de forças (adaptado de GERSCOVICH, 2012) ..                                  | 32 |
| Figura 12: Ruptura planar (adaptado de GERSCOVICH, 2012).....  | 35 |
| Figura 13: Esforços no Método de Culmann (adaptado de GERSCOVICH, 2012) ..   | 36 |
| Figura 14 - Dados Vetoriais (CÂMARA et al., 2000).....   | 40 |
| Figura 15: Comparação entre formato vetorial (esq.) e matricial (dir.) (CÂMARA et al., 2000) ..                      | 41 |
| Figura 16: Exemplo de Representação de Terreno por Grade Regular (NAMIKAWA, 1995) ..                                 | 41 |
| Figura 17: Exemplo de Representação de Terreno por TIN (NAMIKAWA, 1995) ..   | 42 |
| Figura 18: Simbologia da Metodologia Davison Dias (1987 apud HIGASHI, 2006) ..                                       | 50 |
| Figura 19: Exemplo de Nomenclatura (HEIDEMANN e HIGASHI, 2010) ..  | 52 |
| Figura 20: Cruzamento de Mapas pela Metodologia Davison Dias (HIGASHI 2002) ..                                       | 54 |
| Figura 21: Modelo Hidrológico (MICHEL, 2013) ..  | 59 |
| Figura 22: Análise por Talude Infinito (GUIMARÃES et al., 2003) ..   | 62 |
| Figura 23: Esquema de fluxo da água em função das células vizinhas (CARVALHO et al., 2010).....                      | 66 |
| Figura 24: Esquema de fluxo de água em Infinitas Direções CARVALHO et al., 2010) ..                                  | 67 |
| Figura 25- Localização de Florianópolis ..   | 69 |
| Figura 26 - Localização da Bacia de Ratonés (DAVID, 2004).....   | 71 |
| Figura 27 - Gráfico para a determinação expedita MCT pelo método das pastilhas (NOGAMI e VILLIBOR, 1994 e 1996)..... | 77 |
| Figura 28- Equipamento de cisalhamento direto - Célula (fora de escala para acentuar os detalhes) ..                 | 80 |
| Figura 29 - Equipamento de cisalhamento direto - Prensa ..   | 81 |
| Figura 30 - Envoltório de ruptura de Mohr-Coulomb ..   | 82 |
| Figura 31 - Processo de cruzamento de mapas.....   | 84 |
| Figura 32 - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 01 ..   | 86 |
| Figura 33 - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 04 ..   | 86 |
| Figura 34 - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 02 ..   | 87 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 35 - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 06.....  | 87  |
| Figura 36 - Curvas de Nível e Rios (LAHIMAR - UFSC) .....   | 92  |
| Figura 37 - Mapa de elevações .....   | 93  |
| Figura 38 - Mapa de sumidouros .....  | 94  |
| Figura 39 - Mapa de direções do fluxo .....   | 95  |
| Figura 40 - Mapa de contribuição.....   | 96  |
| Figura 41 - Mapa de estimativa da massa específica natural dos solos.....   | 97  |
| Figura 42 - Mapa de estimativa da massa específica saturada dos solos.....  | 98  |
| Figura 43 - Mapa de estimativa de coesão dos solos .....  | 99  |
| Figura 44 - Mapa de estimativa de ângulo de atrito do solo .....  | 100 |
| Figura 45 - Resultados dos ensaios MCT .....  | 103 |
| Figura 46 - Resultado dos ensaios MCT - Infiltrabilidade e perda de massa por<br>imersão (HIGASHI et al.,2012).....                   | 107 |
| Figura 47- Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto .....   | 108 |
| Figura 48 - Sondagem SPT executada na região de baixada de Florianópolis – Bacia<br>do rio Ratonés – Furo 01 .....                    | 110 |
| Figura 49 - Sondagem SPT executada na região de baixada de Florianópolis – Bacia<br>do rio Ratonés – Furo 02 .....                    | 111 |
| Figura 50 - Modelo Digital do Terreno.....  | 113 |
| Figura 51 - Mapa de declividades.....   | 114 |
| Figura 52 - Cenário 01 - Espessura de solo de 2 m - Suscetibilidade a deslizamentos<br>rasos com base no modelo <i>SHALSTAB</i> ..... | 116 |
| Figura 53 – Cenário 02 - Espessura de solo de 5 m - Suscetibilidade a deslizamentos<br>rasos com base no modelo <i>SHALSTAB</i> ..... | 117 |
| Figura 54 – Cenário 03 - Espessura de solo de 7 m - Suscetibilidade a deslizamentos<br>rasos com base no modelo <i>SHALSTAB</i> ..... | 118 |
| Figura 55 – Cenário 04 - Espessura de solo de 9 m - Suscetibilidade a deslizamentos<br>rasos com base no modelo <i>SHALSTAB</i> ..... | 119 |
| Figura 56 – Cenário 01 (peso específico saturado) - Espessura de solo de 7m -<br>Suscetibilidade a deslizamentos rasos.....           | 120 |
| Figura 57 – Cenário 02 (peso específico saturado) - Espessura de solo de 9m -<br>Suscetibilidade a deslizamentos rasos.....           | 121 |
| Figura 58 - Mapa Geotécnico Preliminar.....   | 124 |
| Figura 59 – Mapa Geotécnico.....  | 125 |
| Figura 60 – Sequência topográfica de surgimento dos solos da bacia do Ratonés. 127  |     |
| Figura 61 - Sobreposição Geotécnico/ <i>SHALSTAB</i> .....  | 135 |

## RESUMO

O crescimento desordenado das cidades brasileiras resultou na ocupação de áreas não propícias a este fim, como por exemplo, locais sujeitos a deslizamentos e enchentes. Neste sentido, a utilização de um SIG aliado a estudos de geotecnia torna-se uma ferramenta importante para nortear o uso e ocupação do solo. Este trabalho pretende elaborar um mapa geotécnico e analisar áreas suscetíveis a deslizamentos rasos da Bacia Hidrográfica de Ratonos, em Florianópolis. Para o mapeamento geotécnico foi utilizada a metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995), onde foram realizadas saídas de campo, coletas de dados de sondagens SPT e ensaios de cisalhamento direto e de caracterização dos solos desta bacia. Para a análise de áreas suscetíveis a deslizamentos rasos foi aplicado o modelo *SHALSTAB* (*Shallow Landsliding Stability Model*), desenvolvido para o ambiente SIG por Dietrich e Montgomery (1998). Os resultados mostram que, em relação à estabilidade, deve-se atentar principalmente à unidade Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito, o qual é mais suscetível a deslizamentos em períodos de chuva prolongada. Já as regiões mais baixas e planas, os principais problemas observados são em função do nível da água próximo à superfície, da erodibilidade e possíveis problemas com fundações devido aos solos moles.

**Palavras chaves:** mapeamento geotécnico, *SHALSTAB*, Ratonos, deslizamentos rasos.

# 1 INTRODUÇÃO

A região de Florianópolis vem crescendo de forma significativa nos últimos anos. No período de uma década, a população desta área aumentou de 503 mil moradores em 1990 para mais de um milhão em 2000. Tal crescimento se fez de forma desordenada, sem planejamento nem grandes investimentos em infraestrutura. Assim, além de problemas com transporte, saneamento básico e saúde, este aumento populacional, impulsionado pela especulação imobiliária, alavancou a procura e ocupação de novas áreas, principalmente na ilha de Santa Catarina. Com isso, mais pessoas passaram a habitar regiões de encostas, terrenos de marinha e planícies fluviais, ficando mais susceptíveis a desastres, tais como enchentes, deslizamentos, ressacas de mares, etc. Estes fenômenos têm se tornado cada vez mais frequentes e acarretam grandes prejuízos econômicos, ambientais e sociais.

Mais de 80% dos desastres no Brasil estão associados às instabilidades atmosféricas severas, sendo as inundações (59%) e deslizamentos (14%) os mais corriqueiros (MARCELINO, 2008). Estes desastres apontam para a extrema relevância na abordagem de mapeamento de áreas de risco. Uma das medidas tomadas a fim de se evitar estes problemas foi a criação da Política Nacional de Proteção e Defesa Civil – PNPDEC, criada a partir da sanção do projeto de lei PLV 4/2012. Através desta medida, tornou-se obrigatório, a todos os municípios sujeitos a processos geológicos potencialmente danosos, a adequação dos planos diretores às cartas geotécnicas, incluindo o mapeamento de áreas de risco (VOLTOLINI, 2012). Alguns pesquisadores informam que dos 5.565 municípios brasileiros, não mais que 5% possuem estudos para elaboração desta carta.

Deslizamentos são historicamente comuns, pois nada mais são que a forma natural de dissipação de energia no momento em que os parâmetros de resistência do solo, juntamente com outros fatores, não suportam a componente de força que tende a romper a encosta. No estado de Santa Catarina, um longo período de chuvas em 2008 implicou na ocorrência de grandes enchentes e vários deslizamentos, deixando 63 municípios em estado de emergência e 135 pessoas mortas

(DEFESA CIVIL SC, 2010). Na região serrana do Rio de Janeiro, no início de 2011, ocorreram vários deslizamentos que também ocasionaram perdas materiais e de vidas, contabilizando mais de 900 mortes. Recentemente, em fevereiro de 2013, um deslizamento na serra paulista, mais precisamente na Rodovia dos Imigrantes, atingiu 23 carros, uma carreta e deixou uma pessoa morta.

Para minimizar estes problemas, sobretudo os associados aos movimentos de massa, as prefeituras poderiam utilizar-se de mapas de ordenamento do solo, tal qual, o mapa geotécnico.

O mapeamento geotécnico mais antigo que se tem informações são as cartas de caracterização geotécnica da cidade de Nova Iorque, nos Estados Unidos da América em 1902, elaboradas com base em 1.400 furos de sondagens (CABALLERO, 1973). Para Zuquette e Nakazawa (1998), o mapeamento se iniciou por volta de 1913, em Langen, na Alemanha. No Brasil, as primeiras cartas geológicas aplicadas nas obras de engenharia surgiram em 1907, em uma obra de ferrovia na região nordeste do país (HIGASHI, 2002).

São muitas as metodologias de mapeamento geotécnico no Brasil, dentre elas o método do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) e EESC-USP, ambas desenvolvidas na década de 1980, a metodologia do Instituto de Geociências da UFRJ e a metodologia empregada no sul do Brasil, de Davison Dias (1995).

Na década de 80 houve um interesse crescente na manipulação geográfica por computadores. Porém, há certa dificuldade em determinar as datas iniciais do SIG (Sistema de Informação Geográfica) devido ao fato de que não era hábito, por parte do pessoal de escritórios e companhias comerciais, a publicação de suas experiências (MIRANDA, 2010).

Nos últimos anos, a união de programas computacionais com outras extensões possibilitou uma análise prévia de áreas suscetíveis aos deslizamentos. Neste cenário, é imprescindível que a cidade de Florianópolis tenha sua carta geotécnica e o mapeamento das áreas de risco não só para estabelecer diretrizes para um plano diretor seguro, mas também implantar obras de infraestrutura ou serviços que visem à redução de desastres naturais. Através do *software SHALSTAB (Shallow*

*Landsliding Stability Model*), desenvolvido para o ambiente SIG por Dietrich e Montgomery (1998), pode-se identificar áreas susceptíveis aos deslizamentos rasos em diversos locais (MICHEL, 2013).

De forma generalizada, a região costeira do estado de Santa Catarina apresenta um alto risco de ocorrência de desastres naturais, devido às condições regionais climáticas, pedológicas, geológicas, geomorfológicas e pelo uso da terra (CEPED UFSC, 2009). Assim, trabalhos que tem como objetivo a análise de suscetibilidade a deslizamentos são de extrema importância para direcionar áreas de risco. Neste trabalho, será aplicada uma rotina modificada do *SHALSTAB* no *software* ESRI ArcGIS, com a espacialização de parâmetros do solo. O resultado final pode ajudar a controlar a expansão urbana, delimitando áreas que podem comprometer a segurança da população.

## **1.1 Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo geral realizar o mapeamento de áreas susceptíveis aos deslizamentos rasos na Bacia de Ratoles – Florianópolis/SC tendo como base um SIG (Sistema de Informação Geográfica), auxiliando o planejamento da ocupação do solo e identificando potenciais áreas de risco à população.

## **1.2 Objetivos Específicos**

A fim de se alcançar o objetivo geral, será realizado as etapas a seguir:

- ✓ Obter mapas topográficos, hidrológicos e geológicos;
- ✓ Conseguir resultados de ensaios para caracterização geotécnica;
- ✓ Adquirir mapa das unidades geotécnicas;
- ✓ Reproduzir o Modelo Digital do Terreno (MDT);
- ✓ Gerar o Mapa de Declividades;
- ✓ Produzir o Mapa de Área de Contribuição;

- ✓ Elaborar mapas de profundidade de rompimento, coesão e ângulo de atrito para cada unidade geotécnica;
- ✓ Modelar informações no *SHALSTAB*;
- ✓ Análise dos resultados;

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo abordam-se os fundamentos teóricos pertinentes ao trabalho. A abordagem é feita de forma que os assuntos que serão expostos na metodologia e nos resultados sejam totalmente compreendidos.

Os assuntos serão apresentados em subdivisões, sendo elas: solos, movimentos de massa, taludes, análise de estabilidade de encostas, sistema de informações geográficas, mapeamento de áreas de risco, mapeamento geotécnico e mapeamento de áreas suscetíveis ao deslizamento.

### 2.1 Solos

A ação de agentes físicos e químicos, com maior atuação em regiões tropicais, formam os solos, que são produtos da decomposição das rochas que constituem a crosta terrestre. Estes solos são misturas de partículas que se diferenciam pelo tamanho e composição química, ambos dependentes da rocha original (PINTO, 2000).

Para o estudo mecânico dos solos de determinadas áreas, pode-se, primeiro, definir se o solo é residual ou sedimentar, tal qual apresentado por Higashi (2006).

#### 2.1.1 Solos Residuais (ou autóctones)

Solos residuais são aqueles originários da decomposição e alteração das rochas “*in situ*”, subdivididos conforme a zona de intensidade do intemperismo, em horizontes organizados, em geral, da superfície para o fundo (VARGAS, 1977).

Conforme Queiroz (2009), o comportamento mecânico dos solos residuais está ligado à composição mineralógica e à compartimentação geológica do maciço rochoso que lhe deu origem, as quais interferem na permeabilidade e resistência ao cisalhamento do maciço como um todo.

Gerscovich (2012) designa a camada mais superficial como solo residual maduro, cujo alto grau de intemperismo implica na perda completa das características da rocha-mãe. Abaixo, tem-se o solo saprolítico, ou residual jovem, que é menos intemperizado e que preserva algumas características estruturais da rocha de origem, além de alguns minerais não decompostos. Numa outra camada, entre o solo saprolítico e a rocha sã, pode-se identificar uma camada de rocha alterada, a qual indica o avanço da ação do intemperismo ao longo de fraturas ou minerais menos resistentes. Outros autores, como Queiroz (2009), designa essas camadas em horizontes de A à D, sendo A o solo superficial com matéria orgânica, B o solo saprolítico, C a rocha alterada e D a rocha sã.

### **2.1.2 Solos Coluviais (ou coluvionares)**

Materiais coluviais são heterogêneos, possuem em sua composição fragmentos de rocha sã ou com indícios de intemperização e estão imersos numa matriz de solo. São encontrados em depósitos no sopé ou próximos aos taludes mais íngremes, com a ação da gravidade como elemento mais atuante (GERSCOVICH, 2012).

Das (2011) define os solos coluviais como um subtipo dos solos transportados, ao lado dos solos glaciais, aluviais, lacustres, marinhos e eólicos. Segundo Das (2011), os coluviais são exclusivamente formados a partir do transporte do solo de seu local de origem devido à gravidade, citando como exemplo os deslizamentos.

Devido a sua formação, a partir da fragmentação, desprendimento e queda pela ação da gravidade, é comum encontrarmos em solos coluviais blocos angulosos de grandes dimensões, cascalho, areias, siltes e argilas, consolidadas ou não, além de linhas de seixos (QUEIROZ, 2009).

### 2.1.3 Classificação MCT

Algumas peculiaridades encontradas em solos de regiões tropicais dificultam a caracterização geotécnica, pois os procedimentos comumente utilizados não levam em consideração essas características decorrentes da formação nesse tipo de clima.

Nogami e Villibor (1995) desenvolveram a metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical), a qual utiliza corpos de prova em miniatura e compactados, procedimentos que se adéquam mais as características dos solos tropicais.

Para esta metodologia, utilizam-se os seguintes ensaios para a caracterização: compactação pelo procedimento Mini-MCV, ensaio de perda de massa por imersão e algumas determinações complementares utilizando o ensaio de Mini-ISC.

A base da classificação MCT divide os solos em dois grandes grupos, sendo os de comportamento lateríticos, designados pela letra “L” e os de comportamento não lateríticos (ou saprolíticos), designados pela letra “N” (FONTES, 2001).

Quanto às subdivisões, o grupo laterítico (L) pode ainda ser classificado como areias lateríticas (LA), solos arenosos lateríticos (LA’) e solos argilosos lateríticos (LG). Já no grupo de solos não lateríticos, as subdivisões podem ser de areias não lateríticas (NA), solos arenosos não lateríticos (NA’), solos siltsos não lateríticos (NS’) e solos argilosos não lateríticos (NG’).

### 2.1.4 Grupos MCT

A seguir, a transcrição sintetizada dos grupos de classificação MCT, definidas por Nogami e Villibor (1995):

- **Areias Lateríticas (LA):** os solos deste grupo, mesmo quando devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, características pouco desejáveis para base de pavimentos

econômicos em regiões tropicais, apesar de possuírem elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência relativamente elevados;

- **Solos Arenosos Lateríticos (LA')**: quando devidamente compactados, os solos deste grupo adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água. Estas propriedades podem possibilitar o uso em bases e sub-bases de pavimentos;
- **Solos Argilosos Lateríticos (LG')**: quando compactados apropriadamente, estes solos apresentam maior resistência à erosão hidráulica que os solos do grupo LA'. Quando apresentam agregados bem desenvolvidos, são altamente permeáveis, apesar de serem granulometricamente argilas e, devido a isto, geram taludes de corte não sujeitos à erosão pluvial;
- **Areias Não Lateríticas (NA)**: os solos deste grupo são areias, siltes e misturas de areia e siltes nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. As areias e siltes quartzosos não são ou são muito pouco expansivos, enquanto que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis;
- **Solos Arenosos Não Lateríticos (NA')**: Granulometricamente os solos deste grupo são misturas de areias quartzosas com finos passando na peneira de 0,075 mm. Quando a areia for bem graduada e a porcentagem de finos obedecer as condições estipuladas, os solos deste grupo podem apresentar propriedades adequadas para serem usados como base de pavimentos. Contudo, se a areia for mal graduada e os finos não obedecerem às condições acima, eles podem ser totalmente impróprios para bases de pavimentos;

- **Solos Siltosos Não Lateríticos (NS’):** os solos deste grupo caracterizam-se por apresentarem capacidade de suporte baixa, baixo módulo de resiliência, elevada erodibilidade, elevada expansibilidade, elevado coeficiente de absorção e permeabilidade média;
- **Solos Argilosos Não Lateríticos (NG’):** quando compactados, os solos deste grupo apresentam características das argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. O emprego dos solos deste grupo se prende às restrições consequentes da sua elevada expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetidos à secagem;

### **2.1.5 Método Expedito das Pastilhas**

De acordo com Sant’Ana (2002), a classificação MCT mostra-se muito adequada aos solos dos países tropicais, porém, a crítica referente a complexidade dos seus ensaios, a experiência adquirida dos profissionais de laboratório com a metodologia tradicional, os investimentos em novos equipamentos e o próprio custo desses ensaios, fizeram com que os pesquisadores buscassem alternativas simplificadas que, igualmente, atingissem os objetivos desejados. Assim, torna-se mais prático o uso de um método expedito, rápido e de fácil execução, o Método Expedito das Pastilhas.

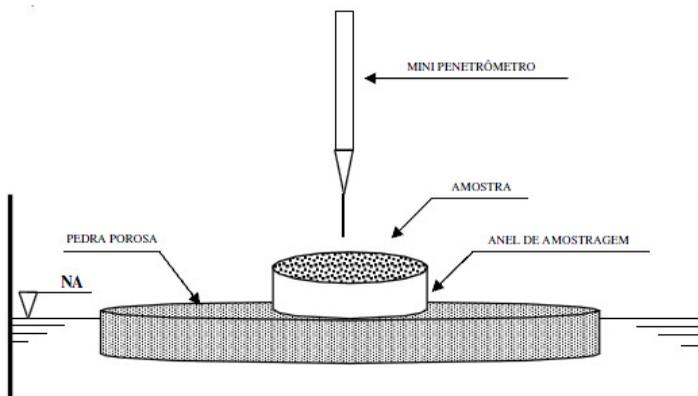
Inicialmente usado e estudado por Nogami e Cozzolino em 1985 com base na metodologia MCT, vem sendo estudado por outros pesquisadores, como Nogami e Villibor (1994 e 1996), Fortes et al. (2002), Godoy e Bernucci (2000), entre outros.

O método detalhado deste ensaio será apresentado no item 4.1 Ensaio de Caracterização. Simplificadamente baseia-se na moldagem do solo passante na peneira nº 40 com adição de água em pastilhas de 20 mm de diâmetro por 5 mm de altura. Mede-se a contração após a mesma permanecer em estufa a 60°C.

Em seguida, a pastilha é submetida à saturação. Neste momento, são analisadas qualitativamente características de

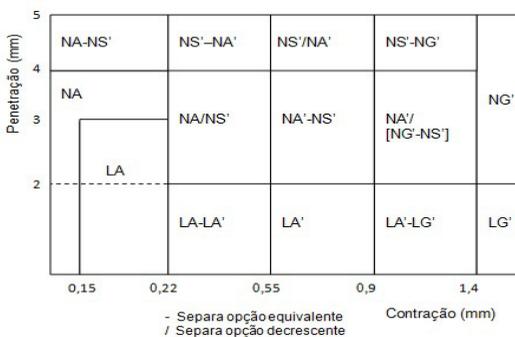
inchamento, abaulamento e fissuração. Ao fim, um penetrador padrão é solto com o peso próprio na pastilha, quando deve ser lida a penetração, em milímetros. Na Figura 1, a representação esquemática dos materiais utilizados no ensaio.

**Figura 1:** Esquema Ensaio das Pastilhas (HIGASHI, 2006)



Com os dados de contração diametral e penetração deve-se entrar na carta apresentada na Figura 2 e determinar a classe à qual a amostra de enquadra.

**Figura 2:** Gráfico para a determinação expedita MCT pelo método das pastilhas (NOGAMI e VILLIBOR, 1994 e 1996)



## 2.2 Movimentos de massa

Queiroz (2009) diz que o termo “movimentos de massa” é utilizado na engenharia civil para qualquer tipo de ruptura e deslocamento, tanto de solos quanto de rochas, sob a ação da gravidade. Segundo Gerscovich (2012), movimentos de massa podem ser entendidos como qualquer deslocamento de um determinado volume de solo e geralmente são associados a problemas de instabilidade de encostas.

Estes movimentos podem ocorrer tanto em áreas urbanas quanto em áreas rurais, porém, deve-se observar que:

“Os movimentos gravitacionais de massa ocorrem com relativa frequência em áreas de encostas desestabilizadas por ações antrópicas, provocando graves desastres, que costumam ocorrer de forma brusca. Dessa forma, esses desastres têm componentes de desastres mistos e assumem características de desastres de evolução aguda.

Por ocorrerem em épocas de chuvas intensas e concentradas e se distribuírem por numerosas cidades brasileiras, esses desastres assumem características nitidamente sazonais e, quando computados os danos anuais, distribuídos pelas diferentes cidades, assumem proporções de um imenso desastre nacionais por somação de efeitos pardais”. CASTRO, 2003. p. 104.

Na literatura, são encontradas diversas propostas de classificação dos movimentos de terra. Caputo (1987) sugere três grandes grupos: desprendimentos de terra ou rocha, deslizamentos e rastejos. David J. Varnes (1978 apud GERSCOVICH, 2012), subdividiu os movimentos em queda, tombamento, deslizamentos, expansão lateral, escoamento e movimentos complexos (Quadro 1), aplicáveis para solos e rochas, com recomendações de classificação segundo a velocidade e a profundidade da massa deslocada. Augusto Filho (1992 apud GERSCOVICH, 2012) adaptou a proposta de Varnes para o Brasil, reunindo os movimentos de massa em rastejos, deslizamentos, quedas e corridas, a mesma categorização citada por Castro (2003) e que será utilizada neste trabalho.

**Quadro 1:** Classificação de Varnes (1978) (adaptado de Gerscovich, 2012)

| Tipo de Movimento  |               |                 | Tipo de Material  |                        |                     |
|--------------------|---------------|-----------------|---|------------------------|---------------------|
|                    |               |                 | Rocha   | Solo (Engenharia)      |                     |
|                    |               |                 |   | Grossoiro              | Fino                |
| Quedas             |               |                 | de rocha  | de detritos            | de terra            |
| Tombamentos        |               |                 | de rocha  | de detritos            | de terra            |
| Escorregamento     | Rotacional    | Poucas unidades | abatimento de rocha   | abatimento de detritos | abatimento de terra |
|                    |               |                 | de blocos rochosos  | de blocos de detritos  | de blocos de terra  |
|                    | Translacional | Muitas unidades | de rocha  | de detritos            | de terra            |
| Expansões laterais |               |                 | de rocha  | de detritos            | de terra            |
| Corridas           |               |                 | de rocha (rastejo profundo)                                   | de detritos            | de terra            |
|                    |               |                 |   | (Rastejo de solo)      |                     |
| Complexos          |               |                 | combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos |                        |                     |

### 2.2.1 Rastejo

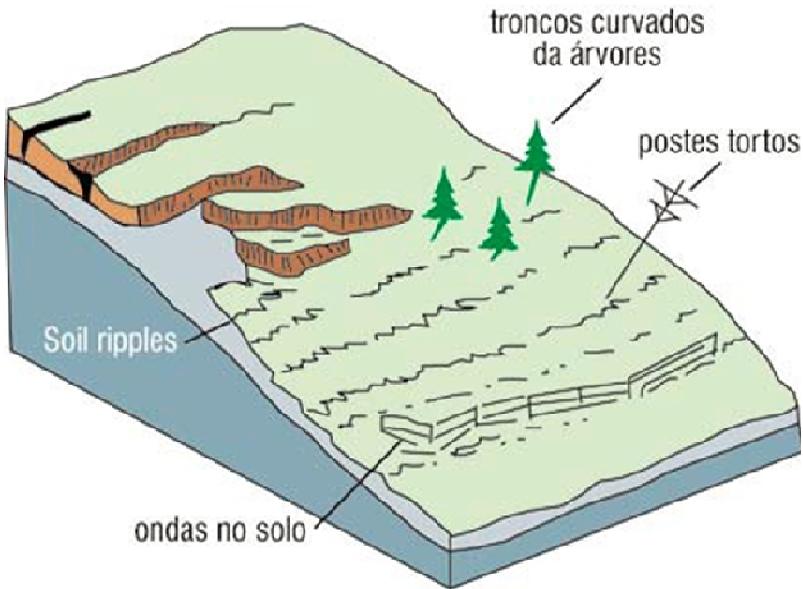
Rastejos são movimentos gravitacionais de massa lentos, na ordem de centímetros por ano, que podem ser contínuos ou pulsantes, sem apresentar uma superfície de ruptura bem definida. Atuam tanto nos horizontes superficiais quanto nos profundos das encostas, causando abertura de fendas em solos residuais e rocha-matriz. Além disso, pode ser um indício de movimentos mais rápidos como, por exemplo, deslizamentos (CASTRO, 2003). Vedovello e Macedo (2007) citam indícios desse processo: ocorrência de muros e estruturas embarrigadas, trincas em paredes, árvores inclinadas e degraus de abatimento formados nas encostas.

São comuns em locais com solos residuais, em clima tropical úmido, onde o intemperismo é intenso, acarretando num aumento lento da espessura da camada de solo e consequente fluência devido à ação da gravidade (QUEIROZ, 2009).

Highland e Bobrowsky (2008) tratam o rastejo como um movimento vagaroso, imperceptível e contínuo, causado por tensões de cisalhamento internas fortes o bastante para causar deformações, porém, sem causar rupturas. Ainda, classificam em três subtipos:

- Sazonal: quando o movimento ocorre devido às alterações sazonais em sua mistura e temperatura (ex. chuva e degelo);
- Contínua: quando a tensão de cisalhamento contínua excede a resistência do material;
- Progressivo: quando o talude atinge o ponto de ruptura.

**Figura 3:** Rastejo (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2009)



### 2.2.2 Corrida

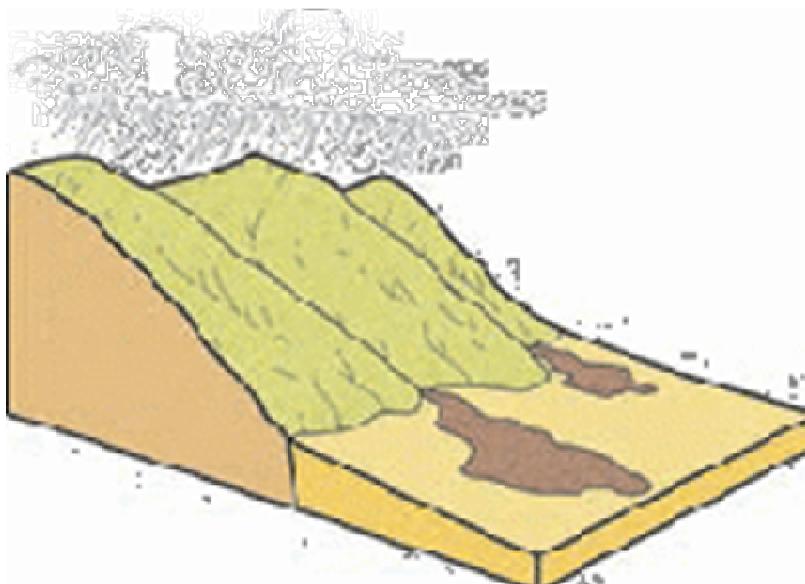
As corridas são movimentos rápidos de escoamento no qual a água satura o maciço, causando aumento da poro-pressão e diminuição do atrito. Com isso, o solo perde sua consistência e comporta-se como um líquido viscoso (fluido). Podem-se dividir as corridas em quatro subtipos de acordo com o material transportado e a topografia: corridas de solo, de areia ou silte, de lama e avalanches (QUEIROZ, 2009). As avalanches representam uma das formas mais catastróficas de

movimentos de massa, envolvendo, em geral, mistura de solo e rocha provenientes da acumulação de corpos de tálus ou da mobilização das camadas superficiais (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

O processo de fluidificação pode ser originado por saturação de solos predominantemente arenosos, esforços dinâmicos e /ou amolgamento de argilas muito sensíveis. Este tipo de movimento de massa pode alcançar distâncias significativas e velocidades superiores a 10 km/h (GERSCOVICH, 2012).

Segundo Highland e Bobrowsky (2008), as corridas de massa são frequentes em solos argilosos e argilo-arenosos profundos encontrados com facilidade no Brasil. Citam como mecanismos desencadeadores deste processo a saturação do solo devido a chuvas intensas e prolongadas, rebaixamento rápido do nível do lençol freático, erosões por curso de água na base do talude, cargas excessivas, terremotos e vibrações de origem antrópica.

**Figura 4:** Esquema de corrida detrítica (TOMINAGA et al., 2009)



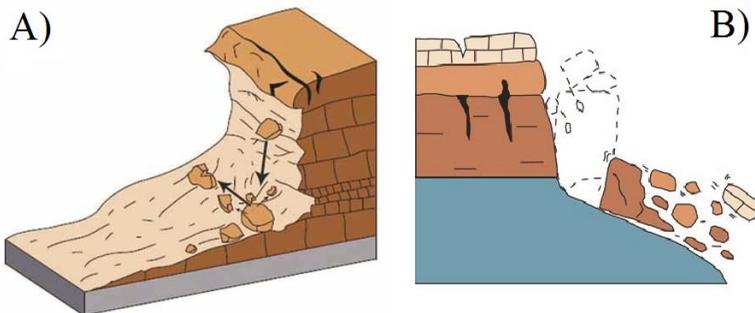
### 2.2.3 Quedas

As quedas são movimentos de massa envolvendo blocos rochosos em deslocamentos essencialmente verticais, em alta velocidade. Estes blocos formam-se a partir da ação do intemperismo e pressões hidroestáticas nas fraturas, perda de desconfinamento lateral, vibrações, entre outros (GERSCOVICH, 2012). Para Queiroz (2009) estão incluídos nesta categoria de movimentos os desprendimentos de matações na superfície do terreno e blocos liberados do maciço até o colapso de grande quantidade de rocha.

Castro (2003) agrupou estes movimentos em três categorias:

- Queda de rochas: ocorre em afloramentos rochosos de escarpas íngremes, quando surgem fraturas no sentido transversal. Essas fraturas são devido à variação térmica que causam contrações e dilatações, gerando planos de cisalhamento ou clivagem;
- Tombamento de rochas: semelhante à queda, diferencia-se pelo sentido do plano de clivagem, neste caso vertical, paralelo ao plano do talude. Assim, quando a inércia é rompida, resulta num movimento em báscula, provocando o tombamento;
- Rolamento de matações: são causados pela erosão, que desestabiliza a base na qual o matacão se apoia, alterando o equilíbrio e provocando o rolamento do bloco encosta abaixo.

**Figura 5:** A) Queda de blocos; B) Tombamento de blocos (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008)



## 2.2.4 Deslizamentos

Deslizamentos são movimentos de massa rápidos que apresentam uma superfície de ruptura bem definida, são deflagrados quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material, com as superfícies de ruptura apresentando-se como planar, circular, em cunha ou mistas, segundo suas condições geomorfológicas (GERSCOVICH, 2012). Assim, é válida a afirmação feita por Guidicini e Nieble (1983) de que para ocorrer um deslizamento, a relação entre a resistência média ao cisalhamento do solo ou rocha e as tensões de cisalhamento média na superfície de ruptura é igual a um.

Os deslizamentos em solos coesivos homogêneos apresentam predominantemente um movimento de rotação, enquanto maciços rochosos estratificados apresentam uma translação. Nestes casos, serão chamados, respectivamente, deslizamento rotacional e deslizamento translacional (CAPUTO, 1987).

Carvalho e Galvão (2006) afirmam que, por se tratar de um fenômeno natural, os deslizamentos acontecerão em todas as encostas em algum momento na escala de tempo geológica (milhares de anos), porém, devido às ações humanas, como a retirada da vegetação original e ocupação urbana, estes deslizamentos tendem a tornar frequentes. Castro (2003) relaciona os deslizamentos no Brasil com a infiltração de água e a embebição do solo das encostas, sendo eventos sazonais coincidentes com os períodos de chuvas intensas e concentradas.

### A. *Deslizamentos rotacionais*

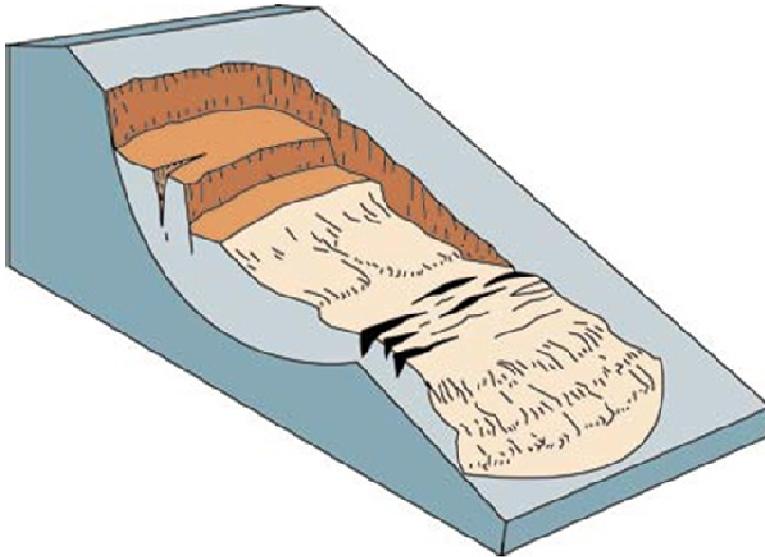
Deslizamentos rotacionais são caracterizados pelo deslocamento do material ao longo de uma superfície curva de ruptura, com rotação traseira do bloco deslizado, ocorrendo geralmente em solos desagregados ou pouco consolidados (WICANDER e MONROE, 2009).

Estes movimentos estão comunmente associados à existência de camadas espessas e homogêneas de solos, tendo como mecanismos

deflagradores a execução de cortes na base do talude para implantação de estradas e construção de edifícios, além da erosão fluvial no sopé da vertente (FERNANDES e AMARAL, 1996 apud TOMINAGA, 2009).

Segundo Guidicini e Nieble (1983), o formato em arco da superfície de ruptura ocorre devido ao “caminho de menor resistência”, ou seja, o plano de deslizamento ao longo do qual a cunha se desloca é o que oferece a menor resistência ao cisalhamento em relação a qualquer outro plano. Ainda, em materiais coesivos, mais ou menos homogêneos, a superfície de ruptura se aproxima de uma superfície circular cilíndrica.

**Figura 6:** Deslizamento Rotacional (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008)



### ***B. Deslizamentos translacionais***

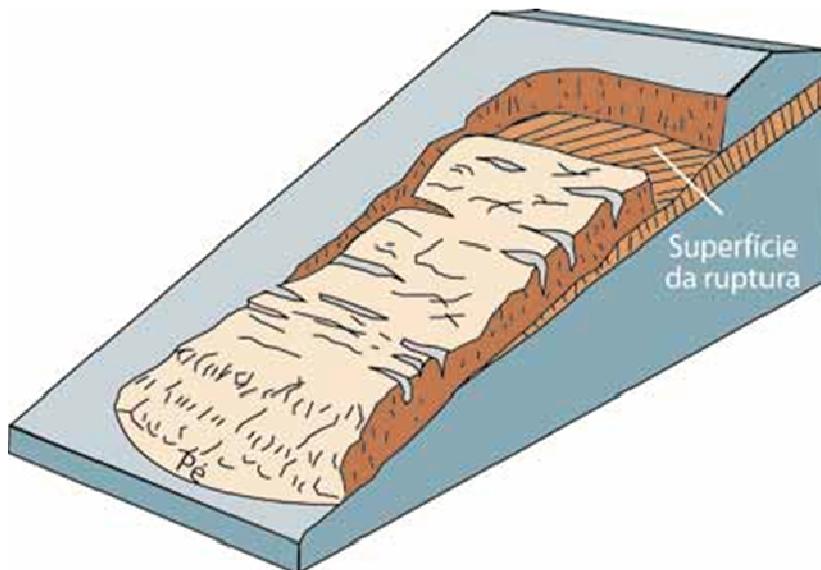
Deslizamentos translacionais costumam ocorrer ao longo de discontinuidades geológicas, como por exemplo, falhas, estratificações, ou o ponto de contato entre o solo e a rocha. Inicialmente, este movimento pode ser vagaroso, mas é comum atingirem grandes velocidades e extensões. Os principais mecanismos desencadeadores

deste processo são a chuva, encharcamento do solo, aumento do nível da água, vazamento de tubulões, etc. (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).

Segundo Tominaga (2009), “Deslizamentos translacionais são os mais frequentes entre os tipos de movimento de massa. Formam superfícies de ruptura planar associadas às heterogeneidades dos solos e rochas que representam descontinuidades mecânicas e/ou hidrológicas derivadas de processos geológicos, geomorfológicos ou pedológicos”.

Podem ocorrer tanto em taludes íngremes quanto em taludes mais abatidos, onde são mais extensos, chegando a atingir centenas a milhares de metros. Além disso, podem ser classificados pelo tipo de material transportado, ou seja, constituídos de rocha, de solo e de solo e rocha (GUIDICINI e NIEBLE, 1983). Podem, também, apresentar uma superfície de ruptura no formato de cunha caso os planos de fraqueza se cruzem ou quando as camadas de menor resistência não são paralelas à superfície do talude (GERSCOVICH, 2012).

**Figura 7:** Deslizamento Translacional (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008)



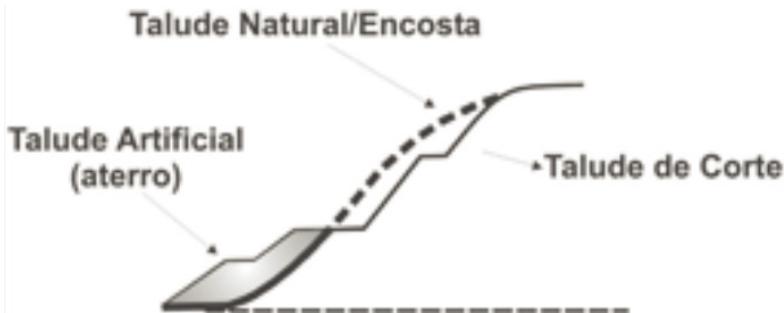
## 2.3 Taludes

Talude é o nome genérico que se dá a qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha, podendo ser naturais ou artificiais (CAPUTO, 1987).

Enquanto os taludes artificiais são resultantes de cortes em encostas, de escavações ou de lançamentos de aterros, taludes naturais são aqueles constituídos por solo residual e/ou transportado, além de rochas. Podem apresentar faces planas ou curvilíneas (côncava ou convexa), os quais geram fluxos preferenciais de água na superfície (GERSCOVICH, 2012).

Para Gerscovich (2012), os taludes naturais estão sempre sujeitos a problemas de instabilidade, pois a deflagração do movimento é causada naturalmente pelas forças gravitacionais. Assim, a instabilidade é consequência da própria dinâmica de evolução da encosta, que ainda conta com o avanço de processos físico-químicos de alteração das rochas, resultando num material menos resistente.

**Figura 8:** Perfil genérico de talude natural e artificial (CARVALHO et al., 2007)



### 2.3.1 Resistência ao cisalhamento

Das (2011) define a resistência ao cisalhamento do solo como a resistência interna por área unitária necessária para resistir a rupturas e deslizamentos ao longo de um plano qualquer em seu interior. É um parâmetro fundamental para que se sejam analisados problemas como,

por exemplo, capacidade de carga de fundações e estabilidade de taludes.

Em taludes, no interior dos maciços, ocorrem tensões cisalhantes que tendem a movimentar uma parte do maciço em relação à outra, causando a ruptura quando as tensões cisalhantes excedem as tensões resistentes (QUEIROZ, 2009).

A medida de resistência ao cisalhamento do solo é obtida pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, dada pela equação (DAS, 2011):

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

onde  $c$  = coesão  
 $\phi$  = ângulo de atrito interno  
 $\sigma$  = tensão normal do plano de ruptura  
 $\tau_f$  = resistência ao cisalhamento

No que se refere ao atrito interno do solo, estão incluídos o atrito físico entre suas partículas e outro atrito, proveniente do “entrosamento” das partículas. Já em relação à coesão, tem-se a coesão aparente e a coesão verdadeira. A aparente é resultante da pressão capilar da água e atua como uma pressão externa enquanto a verdadeira é em função das forças eletroquímicas de atração das partículas (CAPUTO, 1988).

Cabe lembrar que somente as pressões efetivas mobilizam a resistência ao cisalhamento, e que em um solo saturado, a tensão normal total é a soma da tensão efetiva ( $\sigma$ ) e da poro-pressão ( $\mu$ ):

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (2)$$

Assim, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb passa a ser (DAS, 2011):

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3)$$

onde  $c'$  é a coesão e  $\phi'$  o ângulo de atrito, com base na tensão efetiva.

Há vários métodos de ensaios laboratoriais para se determinar os parâmetros da resistência ao cisalhamento dos solos. Como exemplo pode-se citar os ensaios de cisalhamento direto, triaxial, de cisalhamento simples, triaxial de deformação plana e cisalhamento anelar ou *ring shear*.

## 2.4 Análise de Estabilidade de Encostas

A estabilidade dos taludes pode ser analisada segundo três métodos: observacionais, analíticos e numéricos. Os métodos observacionais são intuitivos, surgidos a partir de regras empíricas ao longo da história da mecânica dos solos. Métodos analíticos baseiam-se no estudo do equilíbrio entre forças atuantes e resistentes no interior do maciço e são os mais utilizados para análise de estabilidade. Já os métodos numéricos são mais atuais e fazem uso das metodologias dos elementos finitos e elementos de contorno com o auxílio da informática para processamento dos dados (QUEIROZ, 2009).

As análises de estabilidade possuem o objetivo de avaliar a possibilidade de ocorrer o deslizamento de uma massa de solo em um talude através da comparação entre as tensões cisalhantes mobilizadas e a resistência ao cisalhamento. Assim, é definido um fator de segurança dado pela razão entre a tensão resistente e tensão mobilizada. Nesta abordagem, conhecida como determinística, deve-se atingir um fator de segurança admissível ( $FS_{adm}$ ) que varia em função do tipo da obra e vida útil (GERSCOVICH, 2012).

No Brasil, a NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece diretrizes para estabilidade de talude. Deve-se enquadrar o projeto nas classificações dos Níveis de Segurança, definidos a partir dos riscos de perdas humanas e materiais, considerando, além das condições atuais do talude, o uso futuro da área. A combinação desses riscos nos fornece valores mínimos para o  $FS_{adm}$  que vão de 1,20 a 1,50.

Conforme Das (2011), fatores de segurança igual a 1,50 indicam que o projeto do talude é estável e aceitável. Quando este fator é igual a 1,00, o talude está em estado de ruptura iminente.

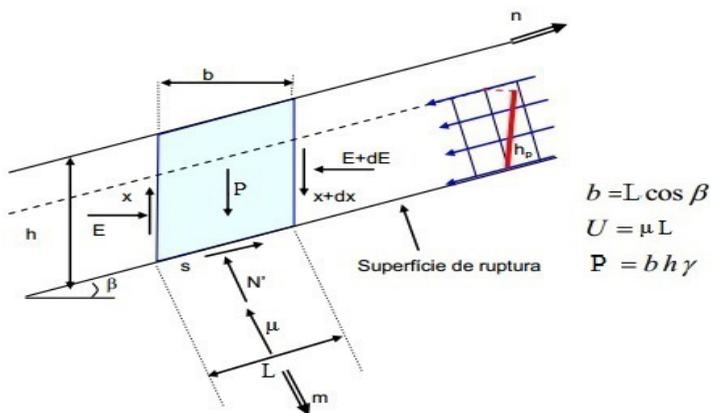
Há uma infinidade de propostas para determinar analiticamente a estabilidade de taludes, que variam de acordo com o tipo de ruptura do maciço (talude infinito, ruptura circular e ruptura plana). Entre os mais consagrados estão Fellenius, Bishop, Spencer, Jambu, Morgenstern e Price, entre outros. A seguir, estão alguns destes métodos.

### 2.4.1 Estabilidade em Taludes Infinitos

Este método, utilizado pela extensão *SHALSTAB*, parte do princípio de que o maciço sujeito ao deslizamento apresenta uma grande extensão em relação à espessura, onde a superfície de ruptura pode ser considerada paralela ao talude original (QUEIROZ, 2009). Segundo Queiroz (2009), rupturas desse tipo são recorrentes em encostas naturais de solos homogêneos, com espessura vertical fina e constante, sobrejacente a uma camada rochosa, onde a resistência ao cisalhamento é mais elevada, ou seja, deslizamentos predominantemente translacionais.

Os esforços numa fatia podem ser identificados conforme a Figura 9.

**Figura 9:** Forças atuantes em talude infinito (adaptado de GERSCOVICH, 2012)



Sendo:

$$s = \frac{c' \cdot L}{FS} + N' \cdot \frac{\tan \phi}{FS} \quad (4)$$

Conforme Gerscovich (2012), ao assumir que as forças entre fatias se anulam ( $dX = dE = 0$ ) e resolvendo o somatório de forças nas direções paralela e perpendicular à superfície do talude, tem-se:

Paralela: 
$$P \cdot \sin \beta = \frac{c' \cdot L}{FS} + N' \cdot \frac{\tan \phi}{FS} \quad (5)$$

Perpendicular: 
$$P \cdot \cos \beta = N' + \mu \cdot L \quad (6)$$

Como  $P = \gamma \cdot h \cdot l$ , tem-se a expressão para o cálculo de FS, independente da dimensão  $b$  da fatia, em função das tensões efetivas (eq. 7) e totais (eq. 8), sendo:

$$FS = \frac{c' + (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta - \mu) \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (7)$$

$$FS = \frac{s_{\mu} \cdot L}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (8)$$

#### 2.4.2 Taludes Finitos – Ruptura Circular

As análises para rupturas circulares consideram que sejam satisfeitos o critério de Coulomb ao longo de uma superfície predefinida. Estas superfícies não são paralelas às linhas da crista dos taludes e apresentam superfícies laterais que se deslocam em forma de anfiteatro, formando no topo as fendas de tração quando se inicia a instabilização (QUEIROZ, 2009).

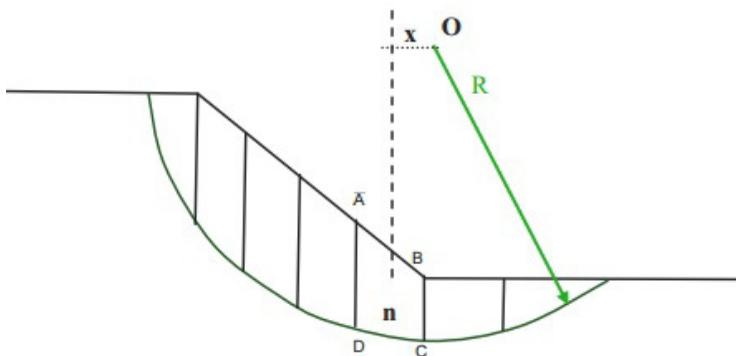
Considerado um dos métodos mais comuns para a análise de estabilidade, possui a vantagem de não apresentar restrições quanto á

homogeneidade do solo, forma do talude e análise em termos de tensões totais ou efetivas. Possibilita incluir a distribuição da poro-pressão e a realização da análise na situação mais crítica, após a construção ou a longo prazo. Para este método, as hipóteses mais utilizadas são as de Fellenius e Bishop (GERSCOVICH, 2012).

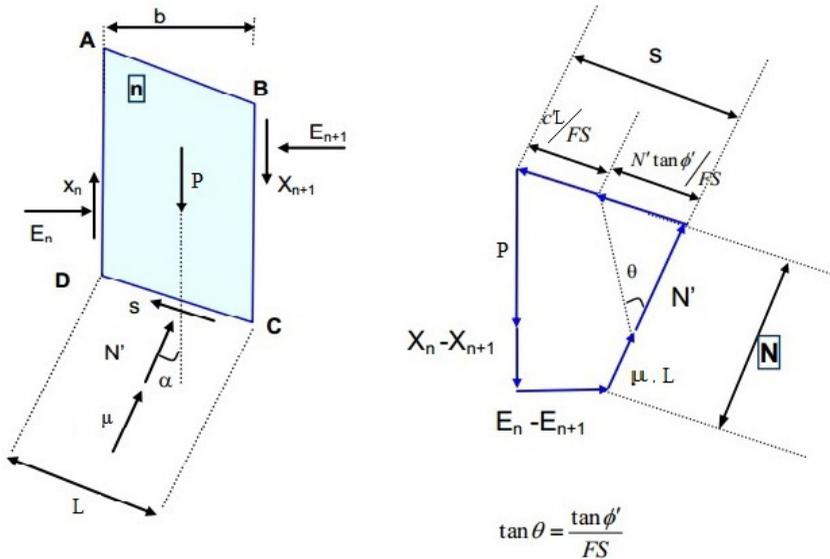
As etapas necessárias para o desenvolvimento dessa metodologia são:

- Dividir o talude em fatias, assumindo suas bases como lineares e garantindo que em cada fatia a base esteja contida no mesmo material e o topo não apresente descontinuidades;
- Realizar o equilíbrio de forças em cada fatia assumindo que em suas bases as tensões normais sejam geradas pelo peso de solo contido nessa fatia. Esta resistência pode ser definida em termos totais ou efetivos;
- Calcular o equilíbrio do conjunto pelo somatório de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e forças tangenciais na base das fatias.

**Figura 10:** Método das fatias (adaptado de GERSCOVICH, 2012)



**Figura 11:** Esforços na fatia e polígono de forças (adaptado de GERSCOVICH, 2012)



### A. Método de Fellenius

Este método, também conhecido como Método Sueco, foi proposto no início do século XX pelo professor Wolmar Fellenius após estudos de deslizamentos em ferrovias e portos na Suécia.

Consiste num método iterativo, onde devem ser calculados vários círculos com centros diferentes, buscando o menor fator de segurança para o conjunto das superfícies calculadas. O fator de segurança é dado pela somatória dos esforços resistentes dividido pela somatória dos esforços atuantes. Quando o lençol d'água está no interior da massa de solo, deve-se considerar o diagrama de poro-pressão ( $\mu$ ) atuando na superfície de ruptura (QUEIROZ, 2009).

Os esforços numa fatia genérica neste método podem ser representados pela Figura 11. Assim, a equação de Fellenius para estabilidade é:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n c'.L + \sum_{i=1}^n (P.\cos \alpha - \mu.L) . \tan \phi}{\sum_{i=1}^n P.\sin \alpha} \quad (9)$$

Gerscovich (2012) aponta as seguintes características para o Método de Fellenius:

- Conservativo, com tendência a apresentar baixos valores de FS;
- Valores pouco confiáveis quando em círculos muito profundos com elevados valores de poro-pressão;
- Recomenda-se considerar igual à zero as tensões efetivas negativas encontradas com frequência nas fatias localizadas na região estabilizante, i.e,

$$N' = (P.\cos \alpha - \mu.L) < 0 \quad \dots \quad N' = 0 \quad (10)$$

### **B. Método de Bishop**

Proposto por Alan Wilfred Bishop em 1955, este método considera a superfície de ruptura cilíndrica, corpo livre dividido em fatias e os esforços laterais entre essas fatias. O método de Bishop analisa também o equilíbrio de forças resistentes e atuantes em cada fatia, sendo este o diferencial em relação à proposta de Fellenius (QUEIROZ, 2009).

O equilíbrio de momentos e esforços na direção de P resulta em:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n c.B + (P - \mu.L) \tan \phi}{\frac{M_\alpha}{\sum_{i=1}^n P.\sin \alpha}} \quad (11)$$

Sendo:

$$M_\alpha = \left( 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right) . \cos \alpha \quad (12)$$

Pode-se observar que  $M_\alpha$  depende do FS. Assim, neste método iterativo, deve-se arbitrar um FS para calcular  $M_\alpha$ , resultando num novo FS. Os cálculos devem ser refeitos até se obter um valor de FS final igual ao arbitrado.

Quanto ao Método de Bishop, Gerscovich (2012) faz as seguintes considerações:

- Como o método é iterativo, pode-se iniciar o cálculo com o valor do FS obtido pelo método de Fellenius como uma primeira aproximação. A convergência deste processo é relativamente rápida;
- O valor de  $M_\alpha$  pode tornar-se negativo ou nulo próximo ao pé de taludes íngremes. Quando  $M_\alpha$  for inferior a 0,2, recomenda-se:
  - Se  $\alpha < M_\alpha < 0,2$ , calcular  $N'$  conforme Fellenius, com  $N' = P \cdot \cos \alpha$ ;
  - Se  $M_\alpha < 0$ , considerar  $N' = 0$ .

### **2.4.3 Taludes Finitos – Ruptura Plana**

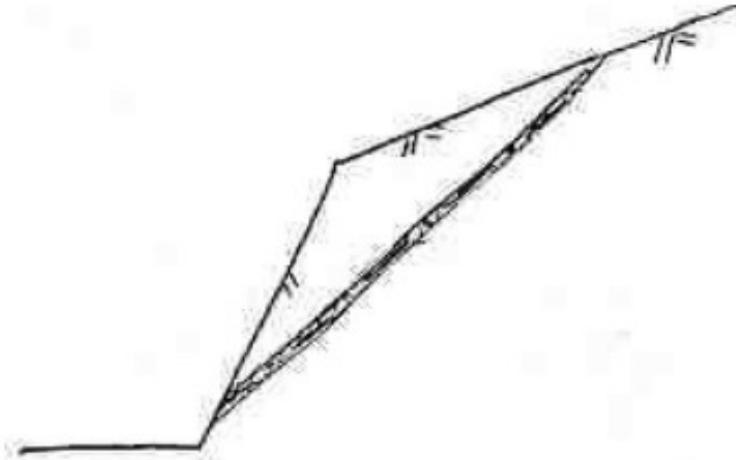
Rupturas planares são típicas de taludes que apresentam algum plano de fraqueza ou materiais com diferenças acentuadas quanto a resistência ao cisalhamento. Nestes casos, a inclinação do plano não é paralela à superfície do terreno e a solução é alcançada pelo somatório de forças atuantes na cunha (GERSCOVICH, 2012).

Segundo Queiroz (2009), as condições geológicas para este tipo de ruptura estão relacionadas à compartimentação estrutural do maciço, e.g., estratificações, fraturas, foliações, entre outros. Ainda, encontram-se as seguintes características:

- Descontinuidades estruturais com direção paralela ou subparalela na direção do talude;

- Ângulo de mergulho da superfície de ruptura inferior ao ângulo de mergulho da superfície do talude e maior que o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) entre as superfícies de ruptura;
- Superfícies laterais do maciço com resistência ao cisalhamento desprezível, não interferindo no deslizamento.

**Figura 12:** Ruptura planar (adaptado de GERSCOVICH, 2012)

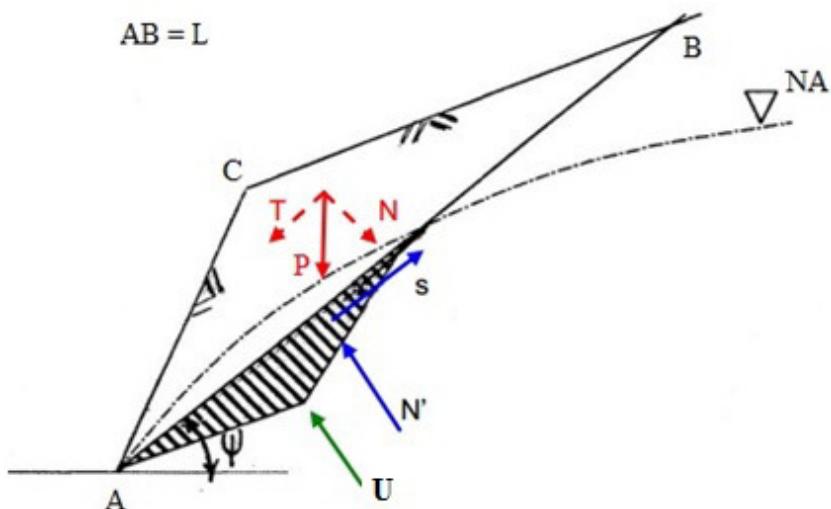


O cálculo do FS pode ser complexo em função das condições estruturais do maciço, porém, para os casos mais simples, existem diversas metodologias, das quais a mais utilizada é a de Culmann, de 1866.

#### **A. Método de Culmann**

O método de Culmann é utilizado no caso de taludes íngremes, onde se considera o deslizamento ao longo de uma superfície plana. Neste método, calcula-se o equilíbrio de forças da cunha, tanto de solo quanto de rocha, acima da superfície de deslizamento, considerando-o um corpo rígido e único (QUEIROZ, 2009).

**Figura 13:** Esforços no Método de Culmann (adaptado de GERSCOVICH, 2012)



Realizando o equilíbrio de forças para a Figura 13, nas direções paralela e perpendicular à superfície de ruptura e considerando  $N = P \cdot \cos \psi$  e  $T = P \cdot \sin \psi$ , tem-se:

Paralela:

$$s = T = P \cdot \sin \psi = \frac{c' \cdot L}{FS} + N' \cdot \frac{\tan \phi}{FS} \quad (13)$$

Perpendicular:

$$N = P \cdot \cos \psi = N' + U \rightarrow N' = P \cdot \cos \psi - U \quad (14)$$

Assim, o cálculo para obter o FS pelo método de Culmann será (QUEIROZ, 2009):

$$FS = \frac{c' \cdot L + N' \cdot \tan \phi}{T} \quad (15)$$

## 2.5 Sistema de Informações Geográficas – SIG

Os Sistemas de Informações Geográficas surgiram a mais de quatro décadas e tem se tornado uma valiosa ferramenta em diversas áreas, ganhando muitos adeptos pelo mundo devido à facilidade de manipulação de dados espaciais. Resumidamente, o SIG pode ser definido como uma vinculação de dados espaciais com outros dados, associados aos anteriores de forma sistemática (MAFRA JR, 2007).

O SIG, como se conhece atualmente, teve início com o desenvolvimento do CGIS (*Canadian Geographic Information System*), nos anos 60 no Canadá, a partir de refinamentos de técnicas cartográfica juntamente com o crescente desenvolvimento de sistemas computacionais. Esses fatores foram importantes para estimular pesquisadores, visto que nesse período os SIGs eram restritos a um pequeno grupo de pessoas em função do elevado custo e limitações técnicas (AGEITEC-EMBRAPA, 2013).

Após este período, principalmente depois da segunda metade da década de 1980, houve um crescente desenvolvimento dos SIGs, principalmente, devido ao surgimento de microprocessadores mais eficientes. Hoje, têm-se mostrado uma poderosa ferramenta de gerenciamento e planejamento (AGEITEC-EMBRAPA, 2013).

Conforme ocorria o desenvolvimento das ferramentas computacionais, houve também uma crescente tendência de digitalização dos mapas cartográficos. Há grandes vantagens na utilização de mapas digitais em comparação com os mapas impressos, visto que os mapas digitais podem ser alterados rapidamente em caso de atualizações ou aumento de precisão de determinadas áreas (CARAMEZ, 2011).

Ainda em função do incremento da informática, tornou-se possível armazenar e representar informações geográficas em meios digitais, surgindo assim o geoprocessamento, o qual denota a disciplina do conhecimento que utiliza técnicas temáticas e computacionais para tratar as informações geográficas. Essas ferramentas permitem realizar análises complexas ao integrar dados de várias fontes e criar bancos de

dados georreferenciados. A união das ferramentas computacionais com o geoprocessamento é feita através dos SIGs (HIGASHI, 2006).

Alguns pesquisadores consideram o geoprocessamento um conjunto das geotecnologias, ou seja, a combinação do sensoriamento remoto, cartografia digital, GPS (Sistema de Posicionamento Global), entre outros. Entretanto, para Silva (2009), enquanto a cartografia digital, o sensoriamento remoto e o GPS estão nitidamente envolvidos na produção e qualidade dos dados, o geoprocessamento está relacionado à geração de informações através de dados produzidos por essas ferramentas.

Na literatura, há uma gama diversificada de definições para os SIGs. A seguir, serão apresentadas algumas delas.

Em 1991, Aronoff definiu um sistema de informação geográfica como qualquer conjunto de procedimentos manuais ou baseados em computador, utilizados para armazenar e manipular dados geograficamente referenciados.

Para Bernhardsen (1999), o SIG inclui, além do equipamento e software, os diversos dispositivos especiais usados para inserir mapas e criar produtos cartográficos, além dos sistemas de comunicação necessários para conectar vários elementos. Diz ainda que as funções do equipamento e do software de um SIG incluem a aquisição e verificação dos dados, compilação, armazenamento, atualização e modificação, gestão e troca, manipulação, busca e apresentação, análise e combinação dos dados.

A caracterização dos SIGs como ferramentas que permitem o processamento de dados espaciais em informações, as quais são usadas para tomada de decisão sobre alguma porção da terra foi feita por DeMers (1997).

De acordo com Tomlin (1990), os SIGs podem ser tratados como um recurso para preparação, apresentação e interpretação de fatos relacionados à superfície da terra, ou seja, é uma configuração de equipamentos e programas computacionais especificamente projetados para aquisição, manutenção e uso de dados cartográficos.

Xavier da Silva (2009), coordenador do Laboratório de Geoprocessamento da Universidade Federal do Rio de Janeiro (Lageop UFRJ), utiliza a nomenclatura Sistema Geográfico de Informação (SGI) e o define como uma ferramenta avançada do geoprocessamento onde um conjunto de técnicas computacionais opera sobre uma base de dados georreferenciados, transformando-a em uma informação relevante, apoiada em estruturas de percepção ambiental que proporcionem o máximo de eficiência nesta transformação.

### **2.5.1 Estrutura de Dados**

A estrutura de apresentação de dados em ambiente SIG segue basicamente dois padrões, matricial (*raster*) e vetorial, os quais serão apresentados a seguir.

### **2.5.2 Dados Vetoriais**

Os formatos vetoriais são aqueles nos quais há coordenadas em suas extremidades, apresentam uma alta precisão nos dados e são utilizados não apenas nos ambientes SIG, mas em todos os *softwares* do tipo CAD (*Computer Aided Design*). Devido a estas características, é amplamente empregado por engenheiros e projetistas.

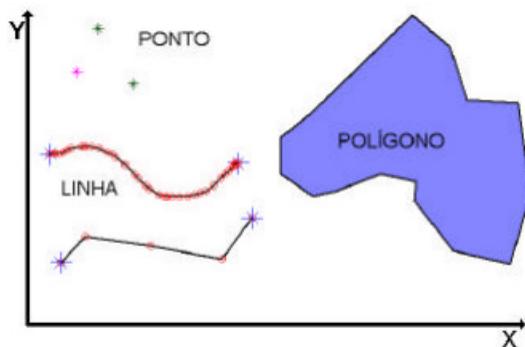
A representação vetorial considera três elementos gráficos: ponto, linha e polígono (ou área).

Ponto é um par ordenado na forma (x, y) espacializado, que além das coordenadas podem armazenar outras informações para diferenciá-lo de outros elementos. Estas informações são chamadas de atributos.

As linhas são um conjunto de pontos conectados e assim como os pontos, possuem coordenadas e outros atributos que a diferenciam.

Já o polígono é a região do plano limitada por uma ou mais linhas conectadas de tal maneira que o último ponto de uma linha possua as mesmas coordenadas do seu último ponto. Nesse caso pode-se atribuir informações para toda a área.

**Figura 14** - Dados Vetoriais (CÂMARA et al., 2000)



### 2.5.3 Dados Matriciais (*Raster*)

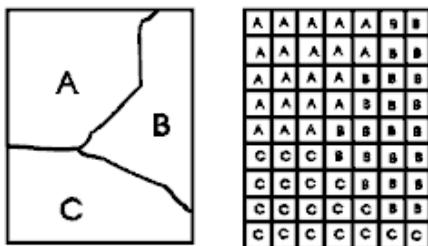
A representação de dados em formato *raster* é feita com base em uma matriz  $P$  ( $m, n$ ) composta de  $m$  colunas e  $n$  linhas, onde cada célula (*pixel*) possui um valor (atributo) correspondente. Assim, cada célula possui uma única localização com seu determinado atributo (CAMARA NETO et al., 2000).

Nesse tipo de formato o espaço pode ser tratado como uma superfície plana, assim cada célula corresponde a uma porção do terreno.

O conceito de resolução é aplicado em função do tamanho da célula, estando esse ligado com o grau de precisão da representação que se busca. Em contrapartida, quanto menor o tamanho da célula, maior será a qualidade de representação e o espaço requerido para armazenamento. Como, em geral, os mapeamentos representam grandes porções de superfície terrestre, o espaço de armazenamento e o tempo de processamento é um fato condicionante na escolha da resolução (CAMARA NETO et al., 2000).

A comparação entre as representações vetoriais e matriciais é inevitável. Quando se requer maior precisão na representação de cartas, o sistema vetorial é mais adequado, enquanto que operações algébricas são facilitadas quando há o uso de mapas em formato matricial.

**Figura 15:** Comparação entre formato vetorial (esq.) e matricial (dir.) (CÂMARA et al., 2000)



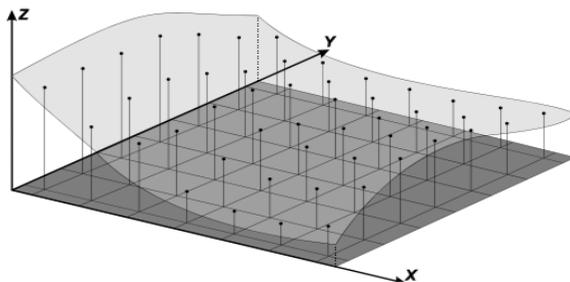
A Figura 15 representa comparação dos dois formatos de dados citados. Nota-se que o formato vetorial representa com maior precisão as formas. Isso poderia ser corrigido diminuindo a resolução do mapa matricial, porém acarretaria em um aumento de espaço de armazenamento.

#### 2.5.4 Representação de Terreno

As superfícies terrestres podem ser representadas de duas formas básicas: a grade regular e a malha triangular.

A grade regular é feita por representação matricial, onde cada célula representa um valor numérico correspondente à cota mais representativa do elemento. Os valores de cada célula são obtidos por interpolação com informações de células as quais as elevações são conhecidas (NAMIKAWA, 1995).

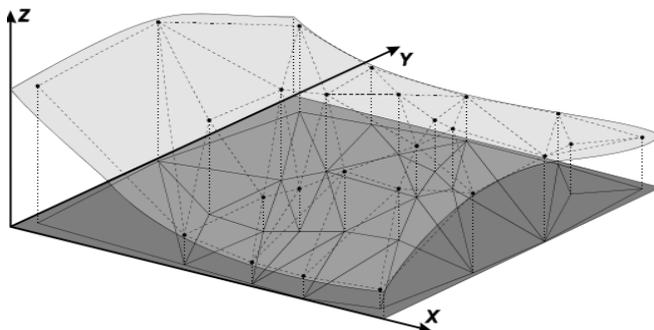
**Figura 16:** Exemplo de Representação de Terreno por Grade Regular (NAMIKAWA, 1995)



A malha triangular, conhecida como TIN (*triangular irregular network*), é uma forma de representação do tipo vetorial. Assim, retrata a superfície terrestre com um conjunto de faces triangulares interligadas.

Cada nó do triângulo guarda um conjunto de coordenadas, sendo um par (x, y) para a localização e o último (z) para a altitude (NAMIKAWA, 1995).

**Figura 17:** Exemplo de Representação de Terreno por TIN (NAMIKAWA, 1995)



Na comparação entre as duas formas descritas de representar superfícies terrestres, a TIN tem a vantagem de conseguir se adaptar ao terreno mais facilmente, gerando uma maior precisão no resultado com menor número de dados redundantes. Em contrapartida, as representações por elementos regulares proporcionam maior facilidade de manuseio matemático e conversão (CÂMARA et al., 2000).

## 2.6 Mapeamento de Áreas de Risco

O mapeamento de áreas de risco é de fundamental importância, devido aos vários desastres naturais, inclusive com vítimas fatais e prejuízos financeiros, decorrentes da expansão desordenadas em grandes centros.

Além de auxiliar na elaboração de políticas públicas de prevenção e redução dos danos provocados pelos deslizamentos em taludes urbanos, o mapeamento de áreas de risco visa, ainda, a proteção

da população e seus bens materiais (MARCHIORI-FARIA e AUGUSTO FILHO, 2010).

Em 2010, o Laboratório de Riscos Ambientais do Centro de Tecnologias Ambientais e Energéticas do IPT realizou o mapeamento de risco de 407 áreas utilizando metodologias desenvolvidas pelo próprio instituto (IPT, 2012).

Marchiori-Faria e Augusto Filho (2010) relatam que em São Sebastião, no estado de São Paulo, pesquisadores propuseram o aprimoramento da metodologia adotada pelo Ministério das Cidades na realização dos Planos Municipais de Redução de Riscos (PMRRs), descrita em reconhecidos trabalhos, tais como Canil et al. (2004), Cerri et al. (2004 e 2007), Macedo et al. (2004) e Cerri (2006).

## **2.7 Mapeamento Geotécnico**

O mapeamento geotécnico é útil para caracterização e análise de grandes áreas e para o ordenamento da ocupação e uso do solo em centros urbanos. Existem diversas definições para este termo, sendo a da UNESCO (1976) a mais convencional. Nela, o mapeamento geotécnico é caracterizado como uma espécie de mapa geológico onde são representados todos os componentes significativos para o planejamento do uso do solo e para projetos, construções e manutenção quando aplicados à Engenharia Civil e de Minas.

Para Prandini et al. (1992 apud SANTOS, 1997), o mapeamento geotécnico é uma congregação de métodos e técnicas para investigação que estabelecem unidades territoriais homogêneas quanto aos problemas e/ou potenciais dessas áreas, formulando orientações técnicas para ocupação das respectivas unidades, sendo este um trabalho multi e interdisciplinar no qual deve envolver geólogos, pedólogos, engenheiros civis, arquitetos e urbanistas, entre outros.

Higashi (2006) define mapeamento geotécnico como uma metodologia que representa em mapas as características geomecânicas do solo, por meio de polígonos chamados de unidades geotécnicas.

Santos (1997) diz que o mapa geotécnico é um instrumento de gestão territorial, pois pode estabelecer uma forma de zoneamento de solo que são definidos segundo critérios de meio físico. As unidades geotécnicas necessitam de tratamentos específicos para seu respectivo uso, evitando assim ocupação inadequada gerando um desenvolvimento sustentável.

### **2.7.1 Origem**

O mapeamento geotécnico mais antigo que se tem informações são as cartas de caracterização geotécnica da cidade de Nova Iorque, nos Estados Unidos da América no ano de 1902, elaboradas com base em 1.400 furos de sondagens (CABALLERO, 1973).

Mesmo com início na América, a Europa foi quem mais contribuiu para o avanço das pesquisas. Na Alemanha, em 1913, surgem os primeiros mapas no plano de construção das cidades, apresentados em Leipzig, na Exposição Técnica da Construção. Na Rússia, entre as décadas de 1920 e 1930, foram elaborados mapas geotécnicos de caráter regional, sendo então os primeiros a surgirem neste país.

Após a Segunda Guerra Mundial, vários países iniciaram ou retomaram os estudos geotécnicos para reconstruir seus territórios, entre eles a Alemanha com destaque para a caracterização geotécnica de Stuttgart em 1950, a União Soviética e seus planos territoriais para o leste europeu, a Tchecoslováquia e seu planejamento urbano em 1947, Polônia e Hungria, ambas na década de 1960 (BASTOS, 2005).

Ainda na década de 1960, depois de consagradas as metodologias de mapeamento geotécnico, surgiram técnicas de aperfeiçoamento com a possibilidade de digitalização de dados. França e a Inglaterra foram as pioneiras, criando a primeira base de armazenamento de dados geotécnicos (BASTOS, 2005).

Segundo Higashi (2002), o primeiro trabalho de engenharia auxiliado por um mapa geotécnico no país foi durante a obra de uma

ferrovia no Nordeste, em 1907. Na ocasião, foi utilizado um mapa geológico.

Na década de 1960, outros trabalhos importantes tiveram início no Brasil, como o Mapeamento Geotécnico do Estado da Guanabara, realizados por Heine. Na década de 1970, utilizando as metodologias estrangeiras, Coulon (1973) em Morretes – PR e Montenegro (1973) no Rio Grande do Sul realizaram trabalhos voltados para a geologia ambiental. Em 1977, Maciel Filho realizou o mapeamento geotécnico para a cidade de Santa Maria - RS.

Assim, novas propostas de metodologia para a elaboração do mapeamento geotécnico foram surgindo, das quais se podem citar Matula e Pasek (1966) e Keifer et al. (1966) nos EUA, Grand, Finlayson et al. (1968) na Austrália e Dearman et al. (1974) na Inglaterra (BASTOS, 2005).

No histórico dos estudos voltados ao mapeamento geotécnico, cada país ou região acabou desenvolvendo suas próprias técnicas. Na França, os mapas são confeccionados de forma a caracterizar a aptidão para fundações, materiais de construção e características relacionadas à escavabilidade. Nos Estados Unidos são elaborados mapas que atendem tanto a pessoas não especializadas quanto aos planejadores do uso do solo. Na Inglaterra os mapas fornecem dados qualitativos e quantitativos, tornando-se muito valiosos para a engenharia civil (SANTOS, 1997).

### **2.7.2 Metodologias**

Devido à aplicabilidade do mapeamento geotécnico, vários países criaram ou adaptaram metodologias com o objetivo de mapear seus territórios, mesmo com a grande variação de tipos de solos (HIGASHI, 2006).

As metodologias pioneiras foram organizadas por Kopezinski (2000), observadas na tabela 2.

**Tabela 2-** Principais metodologias de Mapeamento Geotécnico (Fonte: Kopezinski, 2000)

| METODOLOGIA          | ESCALA                                   | FINALIDADE                    | UTILIZAÇÃO                          |
|----------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|
| IAEG (Internacional) | <1:100.000<br>>1:10.000                  | Específica<br>Multifinalidade | Planejamento urbano e regional      |
| Francesa             | Regional Local<br><1:100.000<br>>1:2.000 | Específica<br>Regional        | Planejamento urbano e regional      |
| PUCE (Austrália)     | Qualquer<br><1:2.500.000<br>>1:2.500     | Específica<br>Regional        | Planejamento urbano e regional      |
| Britânica (inglesa)  | >1:10.000<br><1:2.500                    | Específica<br>Multifinalidade | Planejamento urbano e regional      |
| Russa                | <1:100.000.000<br>>500.000               | Específica<br>Regional        | Planejamento urbano e regional      |
| Hinojosa e Leon      | <1:1.000.000<br>>500.000                 | Específica                    | Planejamento e projeto de estradas  |
| ZERMOS               | >1:50.000                                | Específica                    | Movimento de massa (planejamento)   |
| Espanhola            | >1:200.000<br><1:2.000                   | Específica<br>Regional        | Planejamento regional e territorial |
| USA (Kiefer)         | Regional e local                         | Específica<br>Regional        | Planejamento urbano e regional      |
| Canadá               | Regional e local                         | Específica<br>Multifinalidade | Planejamento urbano e regional      |

A consolidação dos estudos de mapeamento geotécnico no Brasil se dá por volta da década de 1980, com as metodologias desenvolvidas pelo IPT e a escola de engenharia de São Carlos – SP (BASTOS, 2005).

Entre as técnicas desenvolvidas para o mapeamento geotécnico no país, destacam-se as propostas por Zuquette (1987), Davison Dias (1995) e Higashi (2006).

A seguir, serão apresentadas as metodologias IAEG, Francesa e as propostas de Zuquette, Davison Dias e Higashi.

### **A. Metodologia IAEG**

Apresentada em 1976 pela IAEG (*International Association of Engineering Geology*) e desenvolvida por vários profissionais, dentre eles geólogos, a metodologia pretendia nortear a elaboração de mapas

geotécnicos de modo a uniformizar o procedimento no mundo, classificando os mapas de acordo com a finalidade, conteúdo e escala.

Conforme Bastos (2005), a finalidade pode ser especial, quando utilizados para apenas aspectos geotécnicos ou multifinalidade, quando abranger outros aspectos. O conteúdo pode ser analítico (quando avaliar componentes individuais), sintético (quando avaliar síntese de atributos geotécnicos), auxiliar (quando apresentarem informações secundárias) e complementar (quando forem obtidos a partir de interpretações). Quanto à escala, podem ser grandes (menor ou igual a 1:10.000), médias (entre 1:10.000 e 1:100.000) e pequenas (maior ou igual a 1:100.000).

Para aplicação dessa metodologia deve-se, primeiramente, definir a escala e a finalidade do mapeamento, observando condições e exigências estipuladas. Em seguida, deve-se compatibilizar o número de informações disponíveis com as exigências da metodologia seguido da ordenação dos componentes do meio físico, as feições e os atributos interessantes.

A metodologia é de difícil aplicação em países com carência de dados.

### ***B. Metodologia Francesa***

Em 1966 foi realizada uma revisão do sistema de mapeamento geotécnico utilizado até então na França, o qual era baseado nas diretrizes de elaboração de mapas da Tchecoslováquia. A metodologia pretendia homogeneizar a elaboração de cartas francesas.

A elaboração dos mapas pela Metodologia Francesa leva em conta as características e propriedades dos solos e rochas, hidrogeologia, geomorfologia, aspectos geodinâmicos, e recursos naturais para a construção e modificações no meio e os mapas gerados são classificados por escala, conteúdo e forma (BASTOS, 2005).

Nestes critérios, a escala deverá estar em função da sua finalidade, ou seja, em cartas para fins de planejamento de áreas metropolitanas as escalas deverão estar entre 1:100.000 e 1:50.000. Em áreas urbanas a escala ficará entre 1:25.000 e 1:10.000 e para fins

específicos entre 1:10.000 e 1:5.000. Para planejamento urbano e escala deverá ser maior que 1:5000.

O conteúdo e forma podem ser divididos em normal ou especial, onde as normais apresentam informações para planejamento global e as especiais apresentam informações aplicadas, como por exemplo, fundações (BASTOS, 2005).

### ***C. Metodologia Zuquette (1987)***

Em 1987, Zuquette desenvolveu sua metodologia de mapeamento geotécnico baseado em características do relevo (*landforms*). A partir dessas características, tais como informações topográficas, geológicas, cursos d'água, entre outras, é possível gerar mapas básicos fundamentais, mapas básicos opcionais (e.g. pedológicos, geofísicos, geomorfológicos, climático e ocupação), auxiliares (e.g. documentação ou de dados) e cartas derivadas ou interpretativas (e.g. erodibilidade, fundações, obras viárias, etc.) (HIGASHI, 2006).

Pela Metodologia Zuquette, unidades de solos são criadas em tamanhos cada vez menores até apresentarem uniformidade em função das características do relevo. Posteriormente são associadas a materiais não consolidados e à litologia existente, tendo como resultado um mapa da feição do relevo e outro das condições geotécnicas. A integração destes dois mapas permitem trabalhos satisfatórios para fins de planejamento urbano (HIGASHI, 2006).

Segundo Higashi (2006), o procedimento metodológico se inicia pelo levantamento e análise de dados pré-existentes, reconhecimento dos atributos e identificação de unidades homogêneas. Os mapas resultantes devem estar entre as escalas 1:50.000 e 1:10.000 e podem possuir três formas distintas:

- Mapa de Condições Geotécnicas Gerais, o qual retrata todos os atributos, sem dar ênfase, limitação ou potenciais da área;
- Mapa de Zoneamento Geotécnico Geral, que zoneia áreas similares sem considerar finalidades específicas;

- Carta de Aptidão, que possui informações inerentes a uma única finalidade, como fundações, estradas, entre outros.

#### ***D. Metodologia Davison Dias***

Regina Davison Dias desenvolveu sua metodologia em virtude da preocupação com o ordenamento do uso e ocupação do solo no Brasil. A proposta de Davison Dias possui grande aceitação, principalmente no sul do país.

Uma das características da importação de metodologias europeias é a de que os mapas não apresentam propriedades do comportamento do solo. Numa mesma classe de solos, encontram-se diferentes respostas para a mesma solicitação, e.g., solos argilosos são tratados como materiais de baixa permeabilidade na Mecânica dos Solos Clássica, porém, no Brasil, existem argilas lateríticas, que possuem comportamento bem drenado e fazem parte de diferente universo geotécnico (DIAS, 1995).

Esta metodologia foi desenvolvida para grandes áreas de solos tropicais, e se demonstrou como uma forma abrangente para formular estimativas de unidades geotécnicas com o objetivo de prever o comportamento dos solos, relacionando-os com suas respectivas gênese (CARAMEZ, 2011).

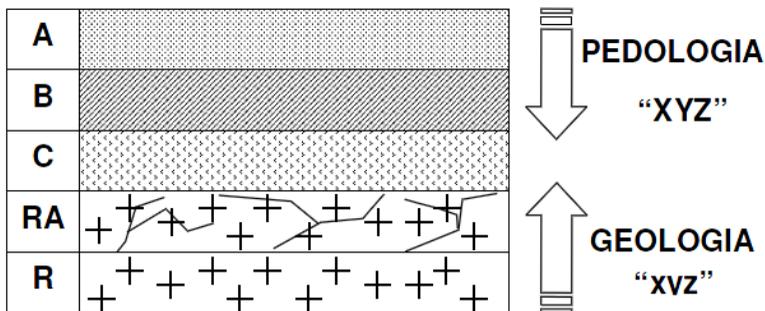
A proposta de Davison Dias é definir, a partir do estabelecimento de unidades geotécnicas, regiões com comportamentos geotécnicos semelhantes, frente ao uso e ocupação do solo. Assim, a partir de informações pedológicas, litológicas e topográficas, é possível estimar polígonos que possuam características análogas. A elaboração do mapa litológico é feita com interpretações de mapas geológicos e auxílio da topografia, que aponta os locais onde há mudança dos tipos de solos. As delimitações das unidades devem ser aferidas em campo com utilização de investigação geotécnica. A pedologia, apesar de importante para a definição das unidades geotécnicas, é pouco explorada pelos pesquisadores (HIGASHI, 2006; REGINATTO, 2013).

O mapa geológico remete às características do horizonte de alteração de rocha e o pedológico remete aos horizontes superficiais em seu perfil típico. Por utilizar a topografia como ferramenta auxiliar na caracterização das unidades geotécnicas, a Metodologia Davison Dias acaba por utilizar as feições de relevo propostas por Zuquette (DIAS, 1995; HIGASHI, 2006).

O cruzamento dos mapas pedológico, geológico e características de feições de relevo origina o mapa geotécnico, o qual possui nomenclatura semelhante ao mapa pedológico. Ressalta-se, porém, a importância de não confundir um com o outro: enquanto o mapa pedológico tem suas aplicações mais voltadas para a agricultura, o mapa geotécnico é voltado às obras de engenharia civil, pois define parâmetros de comportamentos mecânicos e hidráulicos do solo (HIGASHI, 2006).

As unidades geotécnicas possuem nomenclatura na forma “ABCxyz”, onde as letras maiúsculas classificam o horizonte superficial (pedológico), e as minúsculas caracterizam a geologia (DIAS, 1995).

**Figura 18:** Simbologia da Metodologia Davison Dias (1987 apud HIGASHI, 2006)



**Tabela 3** – Tabela Simplificada de classes Pedológicas (DIAS, 2001 apud HIGASHI, 2006)

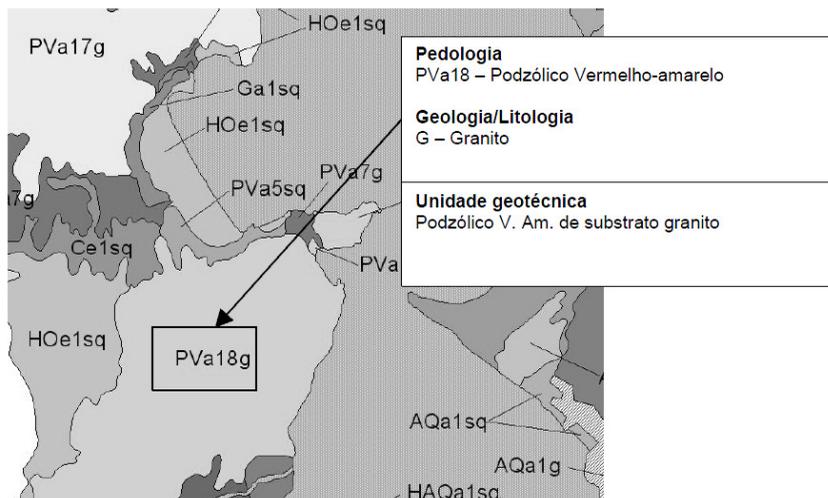
| Sigla | Classificação              | Sigla | Classificação               |
|-------|----------------------------|-------|-----------------------------|
| A     | Aluviais                   | P     | Podzóis Indiscriminados     |
| AQ    | Areias Quartzosa           | PB    | Podzólico Bruno-Acinzentado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

**Tabela 4** – Tabela Simplificada de Geologia (DIAS, 2001 apud HIGASHI, 2006)

| 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    | Complexo metamórfico(*) | si    | Sienito                 |
| cr    | Carvão                  | s     | Siltito                 |
| d     | Diorito                 | sq    | Sedimentos quaternários |
| da    | Dacito                  | st    | Sedimentos terciários   |
| f     | Folhelho                | x     | Xisto                   |

Nota: (\*) - Complexo formado por várias rochas metamórficas de difícil individualização.

**Figura 19:** Exemplo de Nomenclatura (HEIDEMANN e HIGASHI, 2010)



A proposta de Davison Dias (1995) sugere as seguintes etapas:

- Primeiro, gera-se um mapa geotécnico preliminar com a estimativa de unidades geotécnicas a partir de dados de investigação do solo, informações geológicas, topográficas, geomorfológicas, fotografias aéreas, imagens de satélites e demais referências importantes da região;
- Em seguida, dá-se início aos trabalhos de campo com análise das espessuras dos horizontes e do grau de desenvolvimento do horizonte B, o qual deverá ser classificado como B latossólico, B textural, B pouco desenvolvido ou sem horizonte B. Ainda nesse horizonte, deve-se analisar a ocorrência de camadas porosas e camadas mais endurecidas;
- Os solos hidromórficos são definidos em função da topografia, enquanto o horizonte C é estimado em função da geologia;
- Finalmente, o mapa preliminar da primeira etapa deverá ser atualizado.

Nota-se que o horizonte A é propositalmente pouco citado, em virtude de este ser pouco utilizado frente às obras de engenharia (DIAS, 1995).

A técnica de mapeamento geotécnico desenvolvido por Davison foi utilizada e comprovada em vários estudos, constituindo, assim, uma base para o presente trabalho. Deve-se entender que as propriedades dos solos podem apresentar variações de uma região para outra. Entre os trabalhos que fizeram uso desta metodologia, destacam-se Orlandini (1990), Pinheiro (1991), Azevedo (1990), Bastos (1991), Duarte (1999), Dassoler da Silva (2000) Valente (1999), Lima Jr. (1997), Guaresi (2004), Abitante (1997), Higashi (2002) e (2006) e Santos (1997).

### ***E. Metodologia Higashi***

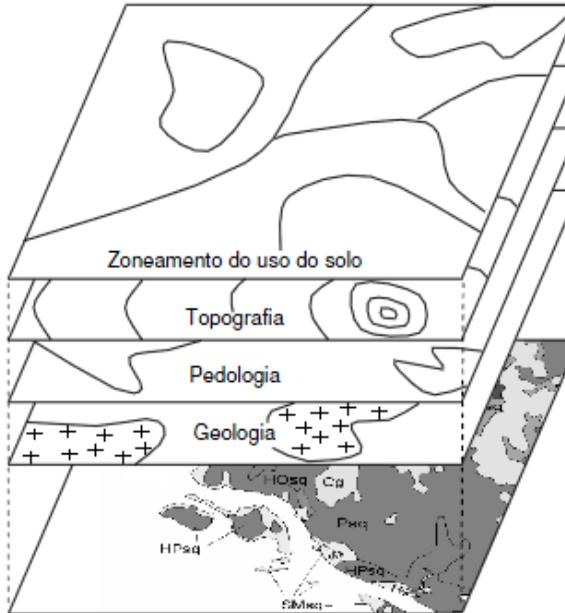
Em 2006, Higashi desenvolveu uma metodologia de mapeamento geotécnico voltada a cidades costeiras onde a ocupação deve ser orientada para cada tipo de solo. Nestas regiões, onde o relevo é plano, há uma incidência de solos sedimentares com grandes profundidades, compostos de argilas moles e areias quartzosas. Nos relevos mais ondulados, há ocorrência de solos residuais pouco evoluídos, oriundos de diferentes rochas ou apenas solos sedimentares, em função da distância entre a costa e a região de elevação.

A proposta básica consiste em um planejamento para a expansão de áreas urbanas com base em dados de mapeamento geotécnico, ensaios de campo e laboratório e vetores de evolução da mancha urbana. A metodologia inicia-se por uma análise preliminar da geotecnia local através de mapas preexistentes, seguida da criação do mapa geotécnico preliminar, com base na metodologia de Davison Dias que, conforme já citado, emprega os mapas de curvas de nível, pedologia e geologia, sendo que o último é interpretado na litologia predominante.

Com o mapa preliminar das unidades geotécnicas, realizam-se ensaios específicos em cada unidade, de forma a caracterizar o comportamento geomecânico dos polígonos.

A Figura 20 apresenta a elaboração do mapa geotécnico a partir dos outros mapas citados, pela metodologia Davison Dias.

**Figura 20:** Cruzamento de Mapas pela Metodologia Davison Dias (HIGASHI 2002)



Após os ensaios, utilizam-se dados da evolução da mancha urbana provenientes de mapas de ruas, lotes e quadras que, posteriormente, serão transformados de mapas vetoriais para mapas matriciais, conforme exposto no passo metodológico intitulado Construção dos Vetores de Crescimento Urbanos de Higashi (2002).

A individualização dos universos geotécnicos dá sequência à metodologia. Aqui, deve-se diferenciar o tipo de solos para todas as áreas em três etapas, sendo (HIGASHI, 2002):

- Construção do Modelo Digital de Elevação e Declividade;
- Construção de banco de dados de sondagens SPT;

- Trabalhos de campo, com sondagens a trado com uso de GPS.

Em posse do MDT (Modelo Digital do Terreno) e mapa de declividades, pode-se definir uma divisão preliminar dos solos residuais e sedimentares, visto que estes seguem uma sequência topográfica de desenvolvimento (HIGASHI, 2002).

A definição dos pontos de coleta deve ser feita em função dos vetores de crescimento urbano, pois estes delimitam áreas de prováveis ocupações. Recomenda-se não coletar no horizonte A, pois se trata de uma camada geralmente retirada em obras de engenharia. Outro cuidado é para que as amostras permaneçam indeformadas tanto quanto for possível. Com as amostras coletadas, dá-se início aos ensaios de solos.

O banco de dados geotécnico deverá ser criado em um ambiente SIG, o qual servirá de suporte para a construção do mapa geotécnico final, provido de informações relativas à erosão, resistência ao cisalhamento, compressibilidade, etc.

Como a ocupação do solo é orientada por órgãos públicos, o mapa deverá ser simplificado e classificado por *zonas de solos*, onde cada uma deverá possuir características que classifiquem a região restringindo ou permitindo a ocupação (HIGASHI, 2002).

## **2.8 Mapeamento de áreas suscetíveis ao deslizamento**

Para mapear áreas suscetíveis aos deslizamentos rasos num ambiente SIG, encontram-se, entre outros o *SINMAP* e o *SHALSTAB*. Embora semelhantes quanto à finalidade, ambos possuem metodologias de análise distintas, conforme expostos a seguir.

### **2.8.1 SINMAP**

O *SINMAP* (*Stability Index MAPPING*) é um modelo para mapeamento de áreas que remete a um índice de estabilidade de encostas (SI), capaz de detectar áreas susceptíveis a deslizamentos translacionais rasos.

A classificação da estabilidade do terreno é obtida com base na variação espacial da declividade e da área de contribuição, além de parâmetros providos de ações climáticas e pedológicas. As incertezas associadas aos parâmetros do solo e da precipitação são em função tanto da forma de determinação quanto a variação espacial destes parâmetros. Por isso o modelo trabalha com valores máximos e mínimos para os parâmetros (MICHEL et al., 2012).

A modelagem utilizada no *SINMAP* é baseada em modelos de estabilidade de vertente infinita, que comparam as ações da gravidade que agem no solo e as componentes do atrito e da coesão (que “seguram” a encosta) num plano paralelo à superfície do terreno. Os efeitos das margens são desprezados no modelo, o qual leva em consideração ações de forças causadas pela poro-pressão (MICHEL et al., 2010).

O índice de estabilidade (SI) é definido pela probabilidade de uma encosta ser estável. Como trabalha com modelo probabilístico, o *SINMAP* assume a distribuição uniforme de parâmetros sobre esse intervalo de incerteza. Em geral os resultados obtidos situam-se entre 0 e 1, onde 0 caracteriza áreas mais instáveis e 1 caracteriza áreas menos instáveis. Porém, se for modelado com características conservadoras (tendendo a mais áreas instáveis) e ainda assim gerar áreas estáveis o modelo pode apresentar resultados com valores acima de 1 (MICHEL et al., 2010 e 2012).

## **2.8.2 SHALSTAB**

O modelo *SHALSTAB* (*Shallow Landsliding Stability Model*) foi desenvolvido por Montgomery e Dietrich em 1994, sendo posteriormente automatizado para utilização no ambiente SIG. Consiste na junção de dois modelos, um de estabilidade de encostas e o outro hidrológico, que permitem prever a ocorrência de um deslizamento raso em função da quantidade de chuva e características geotécnicas do local.

O *SHALSTAB* vem sendo utilizado em diferentes locais onde se verificou a ocorrência de deslizamentos. Guimarães (2000), Fernandes et al. (2001) e Gomes (2006) aplicaram o modelo para estudar as bacias

hidrográficas do Maciço da Tijuca – RJ. Ramos et al. (2002) em Minas Gerais e Higashi e Michel (2012) em Santa Catarina realizaram pesquisas fundamentadas no modelo. Segundo Reginatto (2013), esse método tem como característica a facilidade de aplicação, além de considerar parâmetros climáticos e topográficos, bem como 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.

A integração do *SHALSTAB* ao mapeamento geotécnico pode compor uma ferramenta útil na prevenção de deslizamentos, auxiliando no planejamento de uso e ocupação do solo, diminuindo possíveis danos que podem ser causados à sociedade caso ocorram catástrofes devido aos movimentos do solo (REGINATTO, 2013).

Basicamente, 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/transmissibilidade 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).

Os resultados estão intimamente ligados à qualidade dos dados utilizados. Ramos et al. (2002) utilizaram informações na escala 1:50.000, considerada pequena para esse fim, porém, concluíram que os resultados foram satisfatórios. De acordo com Gomes (2004), a escala 1:50.000 pode ser utilizada apenas em análises preliminares. Para melhorar a eficácia do modelo em áreas críticas, deve-se utilizar elevações na escala 1:10.000. Nos casos onde não se dispõe de dados planialtimétricos em escalas refinadas é possível utilizar esta ferramenta como subsídio no mapeamento.

### 2.8.3 Formulação do *SHALSTAB*

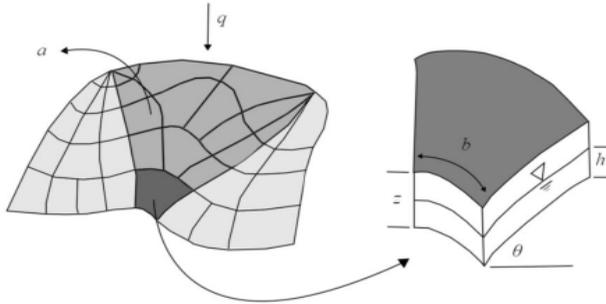
O *SHALSTAB* é um modelo determinístico que identifica áreas susceptíveis aos deslizamentos translacionais rasos. Os parâmetros topográficos e geotécnicos são combinados no modelo de encosta infinita, enquanto que os parâmetros hidrológicos e geomorfológicos são agrupados no modelo hidrológico (MICHEL, 2013).

Os dados necessários para utilização do sistema são o MDT (modelo digital do terreno), o qual dá subsídio para geração de mapa de declividade e índice geomorfológico.

O modelo hidrológico utilizado é baseado no estado uniforme de recarga descrito por Beven e Kirkby (1979) e O'loughlin (1986). Nesse modelo é simulada a variação da altura de coluna de água no solo em períodos chuvosos. O modelo desenvolvido definiu um padrão de equilíbrio de saturação do solo baseado na análise da área de contribuição a montante, na transmissibilidade do solo e na declividade. Neste modelo, considera-se que o fluxo infiltra até um plano de mais baixa condutividade, em geral o contato solo-rocha, seguindo então, um caminho determinado pela topografia.

Na Figura 21, pode-se ver sucintamente a representação do modelo. Nela, “*a*”, em metros quadrados, representa a área de contribuição a montante, e “*b*”, em metros, representa o comprimento da fronteira inferior de cada elemento. “*q*” (m/dia) é a taxa de recarga uniforme (chuva).

**Figura 21:** Modelo Hidrológico (MICHEL, 2013)



A quantidade de água total que entra na camada de solo ( $Q_e$  em  $m^3/dia$ ) é dada pela multiplicação do que chove pela área de contribuição, ou seja:

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

Por outro lado, a quantidade de água que sai da camada de solo saturado ( $Q_s$  em  $m^3/dia$ ) pelo escoamento subsuperficial é dada pelo produto da velocidade do fluxo (descrita pela Lei de Darcy) pela área de saída. Na Lei de Darcy, o parâmetro  $K$ , em  $m/dia$ , é considerado constante para toda a camada de solo, e o gradiente hidráulico “ $i$ ”, em  $m/m$ , é dado pelo 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 representado por  $\sin \theta$ .

$$Q_s = K \cdot i \cdot h \cdot \cos \theta \cdot b \quad (17)$$

Assim:

$$Q_s = K \cdot \sin \theta \cdot h \cdot \cos \theta \cdot b \quad (18)$$

Ao ocorrer a condição uniforme, pode-se igualar as equações de entrada e saída de água, da forma:

$$q \cdot a = K \cdot \sin\theta \cdot h \cdot \cos\theta \cdot b \quad (19)$$

Ao ocorrer a saturação completa, a equação se modifica devido ao fato da quantidade de água que sai se tornar máxima, assim:

$$Q_{smáx} = K \cdot \sin\theta \cdot z \cdot \cos\theta \cdot b \quad (20)$$

Ao isolar parte da equação, tem-se:

$$Q_{smáx} = b \cdot T \cdot \sin\theta \quad (21)$$

Onde:

$$T = k \cdot z \cdot \cos\theta \quad (22)$$

Assim, T é a transmissibilidade do solo, em m<sup>3</sup>/dia.

Para O'Loughlin (1986) a umidade é a parcela saturada do solo em um dado estado uniforme de recarga. Sendo assim pode-se obter o nível de saturação do solo através da relação entre a água que entra no sistema sob a forma de recarga uniforme e a água que sai através da camada saturada do solo, ou seja:

$$w = \frac{Q_e}{Q_{smáx}} \quad (23)$$

Assim:

$$w = \frac{q \cdot a}{b \cdot T \cdot \sin\theta} \quad (24)$$

Onde w é a umidade do solo em m/m.

Ao substituir as equações (18) e (20) na (23), tem-se a seguinte resposta:

$$w = \frac{K. \sin\theta. h. \cos\theta. b}{K. \sin\theta. z. \cos\theta. b} = \frac{h}{z} \quad (25)$$

Assim, juntando as equações (24) com a (25) tem-se:

$$w = \frac{q. a}{b. T. \sin\theta} = \frac{h}{z} \quad (26)$$

Com a equação (26), pode-se determinar a parcela saturada do solo em determinado ponto, a partir de condições geomorfológicas e hidrológicas.

O modelo de estabilidade é baseado na lei de Mohr-Coulomb, cuja ruptura se dá no momento em que as forças estabilizantes não suportam as forças de instabilização (GUIMARÃES et al., 2003).

A teoria do talude infinito (Mohr-Coulomb) é dada pela equação (27).

$$\tau = c + (\sigma - \mu). \tan\phi \quad (27)$$

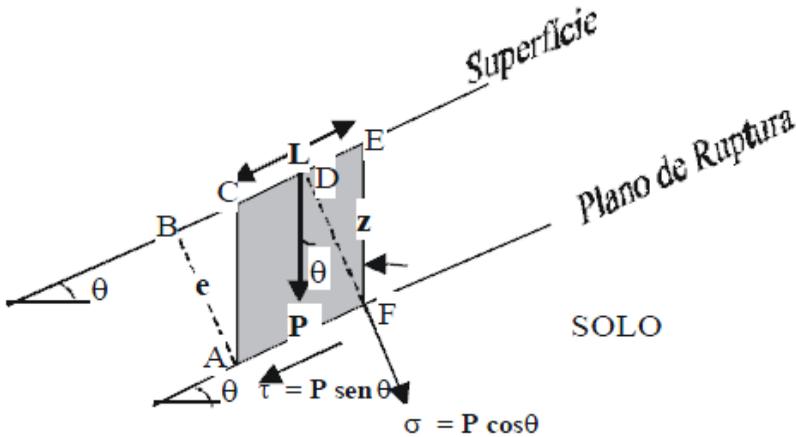
Nessa equação,  $\tau$  representa tensão cisalhante,  $c$  coesão do solo,  $\sigma$  tensão normal aplicada,  $\mu$  pressão neutra e  $\phi$  o ângulo de atrito interno do solo.

Nesse tipo de análise, os efeitos gerados por atritos laterais e extremidades são desprezados, visto que as encostas têm suas dimensões principais muito maiores do que a altura de rompimento, e é por esse motivo que o *SHALSTAB* é utilizado para previsão de deslizamentos translacionais rasos (GUIMARÃES et al., 2003).

Na análise de talude infinito, o bloco representativo fica inserido no meio do material homogêneo, sendo assim o peso (P) do bloco não pode ser obtido de forma direta, sendo necessário o auxílio da espessura perpendicular à superfície (e). Assim, o peso é definido em

função da espessura vertical ( $z$ ) em que sua área (ACEF) tem a forma de um paralelogramo, tomando cuidado para manter a mesma área do formato original do bloco (ABDF, em que sua altura fica perpendicular à superfície). A Figura 22 auxilia o entendimento das deduções apresentadas.

Figura 22: Análise por Talude Infinito (GUIMARÃES et al., 2003)



A equação (28) auxilia na análise de estabilidade por taludes infinitos.

$$e = z \cdot \cos \theta \quad (28)$$

Assim, a equação do peso ( $P$ ) pode ser expressa da seguinte forma:

$$P = L \cdot \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos \theta \quad (29)$$

$L$  é o comprimento do bloco,  $\rho_s$  é a densidade do solo e  $g$  é a aceleração da gravidade.

As definições matemáticas de tensão cisalhante, tensão normal e pressão neutra são expressas a seguir. O parâmetro  $L$  pode ser eliminado, por se tratar de um talude infinito, e  $\rho_w$  é a densidade da água.

$$\tau = g \cdot \rho_s \cdot z \cdot \cos\theta \cdot \text{sen}\theta \quad (30)$$

$$\sigma = g \cdot \rho_s \cdot z \cdot \cos^2\theta \quad (31)$$

$$\mu = \rho_w \cdot h \cdot \cos^2\theta \quad (32)$$

Ao inserir as equações (30), (31) e (32) na equação (27) tem-se:

$$g \cdot \rho_s \cdot z \cdot \cos\theta \cdot \text{sen}\theta = c + (g \cdot \rho_s \cdot z \cdot \cos^2\theta - \rho_w \cdot h \cdot \cos^2\theta) \cdot \tan\phi \quad (33)$$

Ao dividir todos os termos da equação (33) por  $(g \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi)$ , tem-se:

$$\frac{\rho_s \cdot z \cdot \sin\theta}{\cos\theta \cdot \tan\phi} = \frac{c}{g \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi} + (\rho_s \cdot z - \rho_w \cdot h) \quad (34)$$

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

$$\frac{\tan\theta}{\tan\phi} = \frac{c}{\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi} + \frac{(\rho_s \cdot z - \rho_w \cdot h)}{\rho_s \cdot z} \quad (35)$$

$$\frac{\tan\theta}{\tan\phi} = \frac{c}{\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi} + \left(1 - \frac{\rho_w \cdot h}{\rho_s \cdot z}\right) \quad (36)$$

$$\frac{\tan\theta}{\tan\phi} - \frac{c}{\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi} = \left(1 - \frac{\rho_w \cdot h}{\rho_s \cdot z}\right) \quad (37)$$

$$\frac{\rho_w \cdot h}{\rho_s \cdot z} = 1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} + \frac{c}{\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi} \quad (38)$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} + \frac{c}{\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi}\right) \quad (39)$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c}{g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi \cdot \rho_w} \quad (40)$$

Assim a equação (40), que é em função de  $h/z$ , representa a altura da coluna de água presente dentro da camada de solo necessária para que a encosta venha a se desestabilizar, e esta pode ser igualada com a equação (26) (do modelo hidrológico), da seguinte forma:

$$\frac{q \cdot a}{b \cdot T \cdot \sin\theta} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c}{g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi \cdot \rho_w} \quad (41)$$

Contudo, o *SHALSTAB* resolve a equação (41) em função de dois parâmetros livres,  $q$  e  $T$ :

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} \sin\theta \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c}{g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\phi \cdot \rho_w}\right) \quad (42)$$

Assim, com essa equação, são geradas as classes intermediárias de resposta do *SHALSTAB*. As duas classes extrema, incondicionalmente estável e incondicionalmente instável, são deduzidas a partir apenas da equação (40) de talude infinito.

A condição de incondicionalmente estável sugere que a encosta, mesmo com a relação  $h/z$  igual a 1, (solo completamente saturado) suporta as ações impostas. Assim, é obtido um ângulo  $\theta$  tal que, encostas com ângulo igual ou inferior a  $\theta$ , e mesmo com o solo saturado, a encosta não irá deslizar. Isso se faz impondo  $h/z$  igual a 1 na equação (40), com isso:

$$\tan\theta \leq \tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) + \frac{c}{g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \rho_s} \quad (43)$$

Assim, declividades inferiores a  $\tan\theta$  não deslizam, mesmo nas piores condições (chuva intensa e duradoura).

Por outro lado, a condição de incondicionalmente instável sugere um ângulo  $\theta$  tal que, acima do mesmo, mesmo com condições favoráveis (solo seco, relação h/z igual a 0), não há possibilidade da encosta continuar estável. Isso se dá igualando a equação (40) a zero, resultando em:

$$\tan\theta \geq \tan\phi + \frac{c}{g.z.\cos^2\theta.\rho_s} \quad (44)$$

Portanto, com a equação (44) é possível saber as declividades superiores a  $\tan\theta$ , das quais os parâmetros de resistência do solo não suportarão e a encosta se instabilizará.

Por fim, com as equações (42), (43) e (44), são geradas as sete classes de resposta do *SHALSTAB*, sendo as classes extremas geradas pelas equações (43) e (44), e as classes intermediárias geradas pela equação (42).

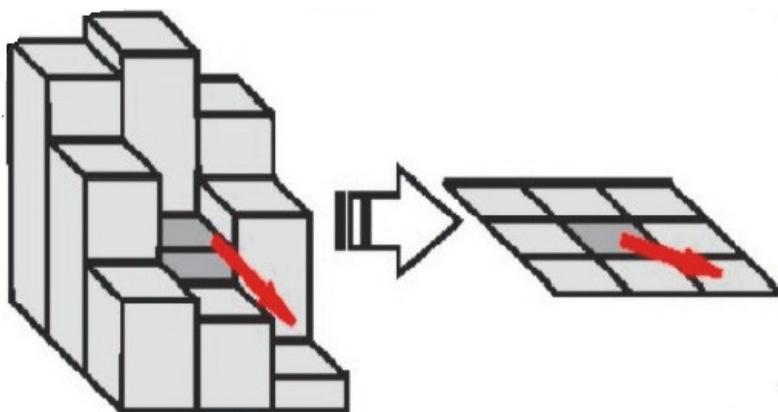
#### **2.8.4 Limitações e Ajustes no *SHALSTAB***

O *SHALSTAB*, como já mostrado, é uma ferramenta útil para determinar áreas suscetíveis aos deslizamentos translacionais rasos, porém possui algumas limitações. A primeira delas é que o modelo solicita um único conjunto de parâmetros geotécnicos para toda a área analisada, ou seja, para toda bacia analisada o solo será representado com um único parâmetro de coesão, um único parâmetro de ângulo de atrito interno e um único parâmetro de peso específico.

Para driblar essa limitação, pode-se usar um artifício desenvolvido por Michel (2013), o qual desenvolveu um algoritmo que pode ser executado no *software* ArcGIS, da ESRI. O principal objetivo do autor foi inserir mais duas variáveis na equação do *SHALSTAB*, uma de coesão de raízes e outra de peso de vegetação. Com esse algoritmo, tem-se a possibilidade de espacializar os parâmetros geotécnicos em função das respectivas unidades geotécnicas que se encontrarem na área de estudo.

O segundo fator que pode influenciar os resultados finais com o uso do modelo em questão é a forma de se gerar o mapa da área de contribuição. Ao usar o *SHALSTAB*, o mesmo gera esse mapa utilizando uma ferramenta que analisa a área de contribuição em função de oito direções principais para o escoamento da água (Figura 23). Isso é feito pela análise das células vizinhas do MDT (CARVALHO et al., 2010).

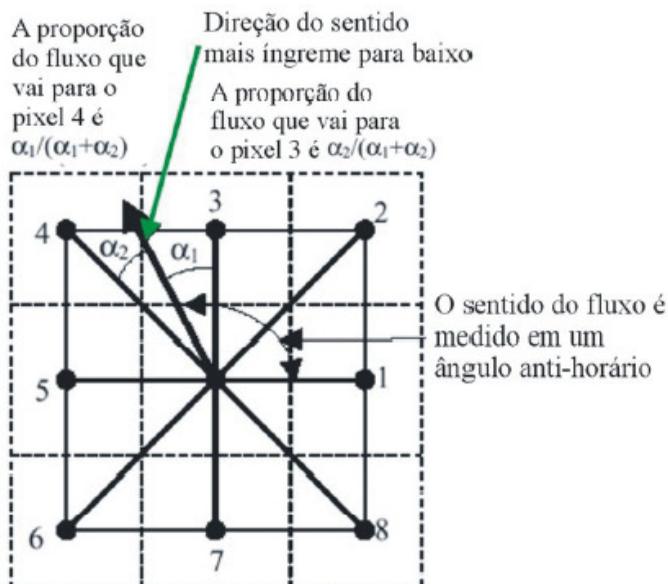
**Figura 23:** Esquema de fluxo da água em função das células vizinhas (CARVALHO et al., 2010)



Como se sabe, o fluxo não segue uma única direção, portanto este pode ser um ponto de erro no resultado. Assim, uma das ferramentas que pode ser utilizada é o TauDEM (*Terrain Analysis Using Digital Elevation Models*), desenvolvido pelo grupo de pesquisas hidrológicas da Utah State University, disponível gratuitamente na internet (MICHEL, 2013).

O TauDEM utiliza um artifício no qual se considera o fluxo contido na faceta triangular mais íngreme, como se pode visualizar na Figura 24. Assim, o fluxo é capaz de abastecer mais de uma célula, diferentemente das oito principais direções utilizadas no *SHALSTAB*. A proporção do fluxo se divide entre as células abastecidas em função dos ângulos que as contemplam (CARVALHO et al., 2010).

**Figura 24:** Esquema de fluxo de água em Infinitas Direções CARVALHO et al., 2010)



Assim, ao utilizar essas ferramentas, acrescidas de mapas em escalas adequadas, delimitações geotécnicas coerentes e ensaios bem executados (os quais fornecem parâmetros geotécnicos com boa qualidade), pode-se cada vez mais se aproximar de resultados confiáveis.

### 2.8.5 Comparação *SINMAP* e *SHALSTAB*

Os modelos *SHALSTAB* e *SINMAP* são muito parecidos, pois ambos integram o modelo hidrológico e talude infinito, com análise das áreas de instabilidade. A diferença está na forma de quantificar a instabilidade.

O *SINMAP* é um modelo probabilístico, que define um índice de estabilidade (SI) levando em consideração a probabilidade de uma região ser estável assumindo distribuições uniformes de parâmetros

sobre intervalos de incerteza, associados aos métodos de determinação, à variabilidade espacial e a necessidade de regionalização dos parâmetros ligados ao solo e a precipitação. O *SHALSTAB* é determinístico e quantifica a instabilidade do terreno em termos de chuva crítica efetiva necessária para desencadear a instabilidade induzida pela poro-pressão (REGINATTO, 2013).

Michel et al. (2012) realizaram uma comparação entre os dois modelos para a Bacia do Rio Cunha, na região do Vale do Itajaí em Santa Catarina. No modelo do *SHALSTAB* os parâmetros de entrada foram adotados como valores únicos (um único valor para cada variável de coesão, ângulo de atrito, peso específico e profundidade). No *SINMAP*, que é um modelo estocástico, os mesmo valores utilizados no *SHALSTAB* foram distribuídos entre mais e menos 20%. A calibração foi realizada comparando os resultados obtidos com o inventário de cicatrizes de deslizamentos.

Os resultados da comparação foram expressos em IA (índice de acerto) e IE (índice de erro). O *SHALSTAB* apresentou um índice de acerto menor que o *SINMAP*, porém o *SINMAP* apresentou um índice de erro maior que o outro modelo.

**Tabela 5** – Comparação *SHALSTAB* e *SINMAP* (MICHEL et al., 2012)

|                              | <b>SHALSTAB</b> | <b>SINMAP</b> |
|------------------------------|-----------------|---------------|
| <b>Índice de Acerto (IA)</b> | 19,55%          | 94,12%        |
| <b>Índice de Erro (IE)</b>   | 6,35%           | 30,22%        |

A relação IA/IE acarreta num melhor desempenho do *SINMAP*, porém, os valores da relação são muito semelhantes. A conclusão da pesquisa se dá pela comparação direta com o inventário de cicatrizes, no qual o *SHALSTAB* é o modelo mais confiável, isso quando bem calibrado.

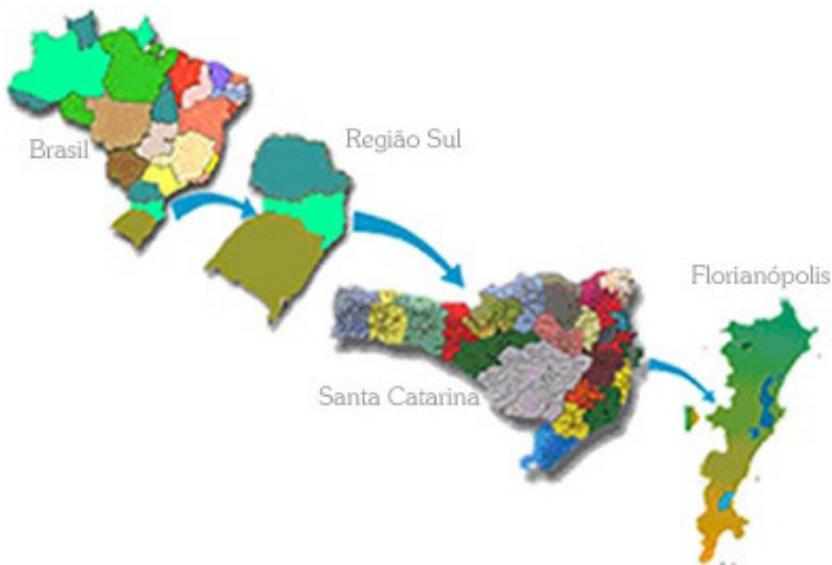
### 3 ÁREA DE ESTUDO

#### 3.1 Florianópolis

O Município de Florianópolis localiza-se no Estado de Santa Catarina entre os paralelos 27°22' e 27°50' e 48°50' – 48°20' de longitude a oeste de Greenwich. Os pontos extremos são, ao norte, a Ponta do Rapa, ao sul, a Ponta dos Frades, a leste, o costão leste do Morro dos Ingleses e, a oeste, a Ponta do Caiacangaçú. A ligação entre ilha e continente é feita por três pontes, sendo duas em concreto e uma em estrutura metálica, atualmente desativada para o trânsito, que divide a baía em Norte e Sul (DAVID, 2004).

A cidade-ilha se estende paralelamente ao litoral continental (na metade da costa catarinense), com forma alongada no sentido Norte-Sul. Está separada do continente por um canal de 28 metros de profundidade e 500 metros de largura, possuindo 54 km de comprimento por 18 km de largura, e área total e de 425 km<sup>2</sup> (IPUF, 1997).

**Figura 25-** Localização de Florianópolis



Segundo dados do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), Florianópolis possui uma população de 421.240 habitantes, número este que se encontra em evolução ascendente acima da média nacional.

### **3.2 Bacia Hidrográfica de Ratonos**

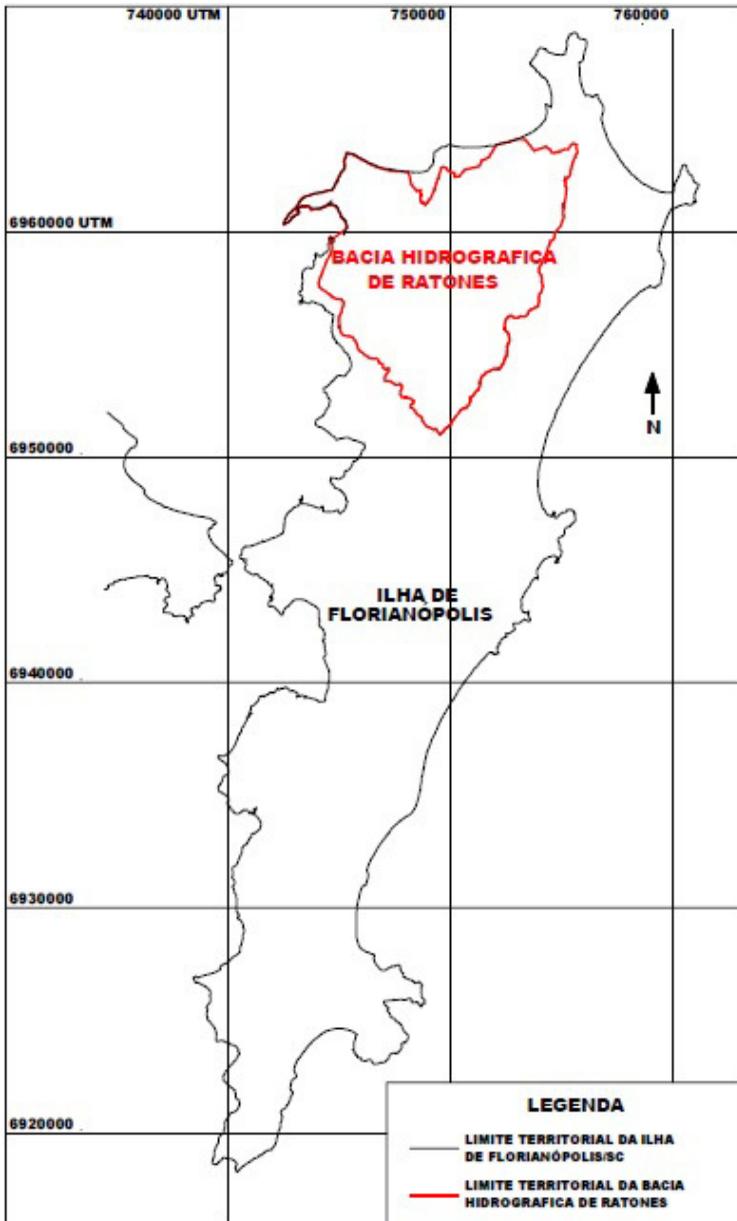
A bacia Hidrográfica de Ratonos encontra-se na região Norte da cidade de Florianópolis e abrange os Distritos de Santo Antônio de Lisboa, Ratonos, Canasvieiras e Cachoeira do Bom Jesus, incluindo diversos bairros e localidades, predominantemente urbanas ou em acelerado processo de urbanização. O Distrito de Ratonos foi criado pela Lei nº. 620 de 21/06/1934, desmembrando do Distrito de Santo Antônio de Lisboa. Sua área é estimada em 33,12 km<sup>2</sup>.

A bacia situa-se em uma área plana, circundado por uma série de elevações com altitudes variadas que chegam a alcançar 415 metros no Morro do Milhas, enquanto que na área considerada plana apresenta uma variação de nível de 1 a 10 metros.

A área de estudo possui baixa densidade demográfica e ainda mantém suas características de área rural com o desenvolvimento de atividades primárias tais como agricultura, pecuária, artesanato, turismo ecológico, etc. e mantém suas belezas naturais preservadas.

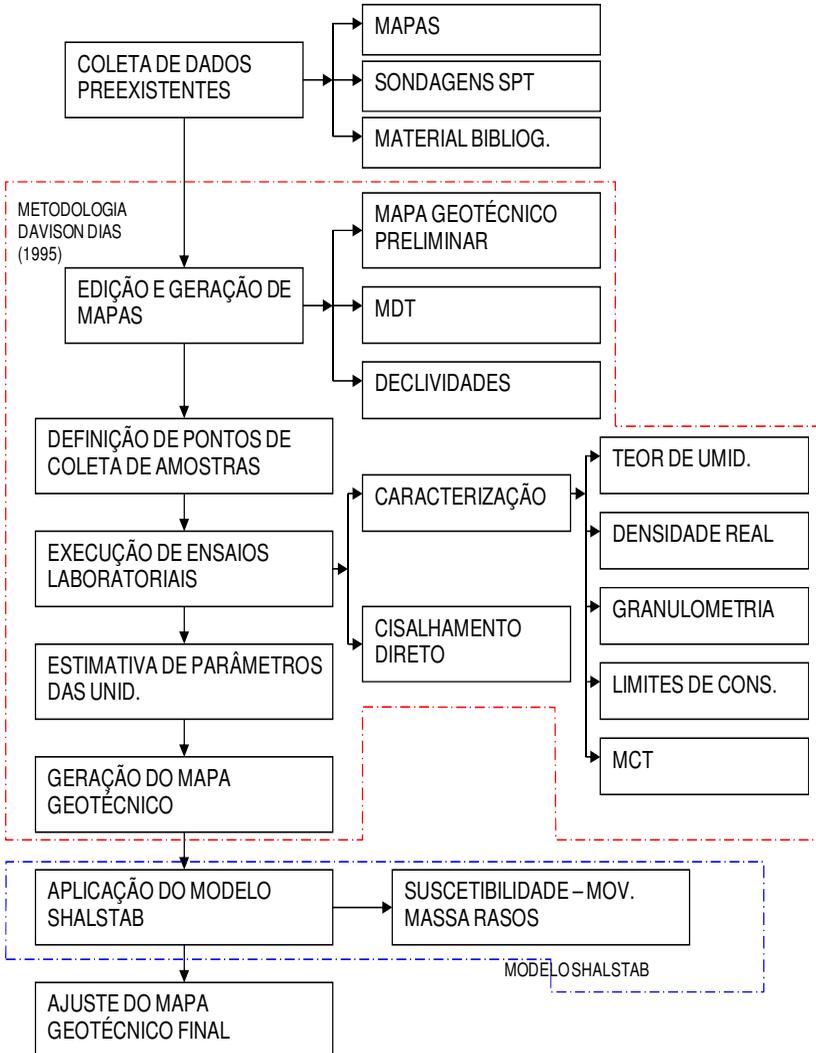
O manguezal do Rio Ratonos está preservado como integrante da Reserva Ecológica dos Carijós. O Rio Ratonos, cujas nascentes se encontram nas vertentes das encostas dos morros que circundam o Distrito, forma a maior bacia hidrográfica da Ilha de Santa Catarina, tendo como afluentes os Rio Papaquara, da Palha, do Cano Branco e Veríssimo e vai desaguar no pontal de Jurerê na divisa entre os Distritos de Santo Antônio de Lisboa e Canasvieiras, numa baía em frente à Ilha de Ratonos Grande, região anteriormente conhecida como Arraial de Sambaqui (AMORA, 2013).

Figura 26 - Localização da Bacia de Ratonés (DAVID, 2004)



## 4 MÉTODO

O fluxograma a seguir apresenta o método utilizado para o desenvolvimento deste trabalho.



## 4.1 Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram executados tendo como base a norma NBR 6457/86.

### a) Teor de umidade natural

O teor de umidade natural foi determinado pelo método da estufa (NBR 6457/86), onde 6 (seis) amostras de cada ponto coletado foram ensaiadas. O teor de umidade natural adotado por este trabalho é a média das unidades.

### b) Granulometria

A granulometria executada por esta pesquisa seguiu em parte a NBR 7181/84. Utilizou-se apenas das peneiras para a estimativa granulométrica do solo (Tabela 6).

**Tabela 6** - Escala granulométrica segundo a NBR 7181/84.

| <b>Classificação</b> | <b>Diâmetro dos grãos</b> |
|----------------------|---------------------------|
| Argila               | menor que 0,002 mm        |
| Silte                | entre 0,06 e 0,002 mm     |
| Areia                | entre 2,0 e 0,06 mm       |
| Pedregulho           | entre 60,0 e 2,0 mm       |

A fase de sedimentação, para determinação da fração mais fina do solo, não foi executada uma vez que o ensaio torna-se mais demorado, optando-se assim pela execução de um maior número de ensaios.

Desta forma, apenas o peneiramento grosso, com lavagem na peneira #10, e peneiramento fino, com lavagem na peneira #200, foram executados.

### **c) Massa específica real dos grãos**

A massa específica real dos grãos foi determinada tendo como base a NBR 6508/84, que consiste basicamente em determinar o peso seco de uma amostra por simples pesagem e em seguida determinar seu volume baseando-se no princípio de Arquimedes. Para tal foram utilizados ensaios em pares de picnômetros, com volume de 500 ml, onde a média entre os valores foi a adotada.

### **d) Índice de plasticidade**

Na mecânica dos solos o Índice de Plasticidade (IP) é obtido com base na diferença numérica entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP). O IP é expresso em percentagem e pode ser interpretado, em função da massa de uma amostra, como a quantidade máxima de água que pode lhe ser adicionada, a partir de seu Limite de Plasticidade, de modo que o solo mantenha a sua consistência plástica. Tendo como base o IP, as argilas podem ser caracterizadas da seguinte forma:

Fracamente plásticas:  $1 < IP < 7$

Medianamente plásticas:  $7 < IP < 15$

Altamente plásticas:  $IP > 15$

Para a determinação do Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade foram adotadas as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente.

### **e) Classificação MCT – Método expedito das pastilhas**

O procedimento e os equipamentos para a realização dos ensaios visando a caracterização do solo com base na metodologia MCT (método das pastilhas), é apresentado tal qual Sant'Ana (2002) e

descrito nesta seção, visto que não é de uso comum na Mecânica dos Solos.

Os equipamentos para a execução deste ensaio podem ser divididos da seguinte forma:

- Equipamentos convencionais: almofariz, proveta, peneiras (n° 40 e n° 200), balança 5 kg, placa de vidro despolido, espátula e papel filtro;
- Equipamentos específicos: anéis de PVC rígido, teflon ou similar com 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura, mini-penetrômetro com ponta plana e corpo cilíndrico de 1,3 mm de diâmetro e peso total de 10 g, placas de teflon de cerca de 1 mm de espessura, fio de nylon esticado em arco de arame, circulador de ar, lupa (10x), escala de precisão graduada em mm, placa de pedra porosa capaz de manter a carga hidráulica negativa de 0,5 mm.

Para a execução do ensaio devem-se peneirar aproximadamente 30 g de material passante na peneira # n° 40 (0,42mm) de uma amostra previamente seca ao ar.

Adiciona-se água a este material e espátula-se intensamente até obter consistência adequada (aproximadamente 400 vezes). Esta consistência é representada pela penetração de 1 mm do mini-penetrômetro.

Da pasta obtida pela mistura de solo e água, determina-se o seu teor de umidade e retira-se a quantidade de material suficiente para moldar uma esfera de 1 cm de diâmetro, aproximadamente. Esta pasta irá preencher um anel de PVC que repousará previamente na placa de teflon. A energia para a colocação e acomodação do material no interior do anel, deverá ser tal que permita o preenchimento de modo homogêneo de todos os espaços do anel, inclusive a parte inferior.

Estando a amostra no interior do anel um fio de nylon esticado é passado com o auxílio do arco de arame para deixar plana a superfície.

Preenche-se um mínimo de quatro anéis para cada amostra. Do material restante, confeccionam-se duas esferas de cerca de 20 mm de

diâmetro. Todo o material, anéis e esferas deverão ser secos em estufa a 60° C durante um período de 6 horas, no mínimo.

As medidas e observações para a classificação do solo são realizadas após a retirada dos anéis e das esferas da estufa, medindo-se radialmente após equilíbrio térmico, a contração do diâmetro do solo em relação ao diâmetro interno do anel. Isto produzirá um valor médio de contração diametral em milímetros.

Em seguida, os anéis e respectivos materiais são colocados sobre papel filtro em uma pedra porosa saturada até que a carga hidráulica atinja (-) 5 mm. Anota-se o tempo decorrido até que a superfície das amostras fique tomada pela frente úmida. O material permanece em repouso sobre a pedra porosa durante pelo menos 2 horas, período em que as alterações observadas na superfície das pastilhas como trincamentos, inchamentos e abaulamentos são anotadas.

Findado este tempo, mede-se a profundidade alcançada pela penetração do mini-penetrômetro na pastilha do solo, tomando-se o cuidado para que este se mantenha na posição vertical e atue sob peso próprio, após ser cuidadosamente disposto em contato com a superfície do solo.

Deve-se observar que o posicionamento do mini-penetrômetro deve ser o mais afastado possível dos bordos do anel. Em caso de mais de uma penetração numa mesma pastilha, deve-se manter uma distância conveniente entre as penetrações.

Das duas esferas de 20 mm de diâmetro confeccionadas e secas em estufa, a primeira é imersa em água, observando o seu comportamento, que segundo Godoy (1997) poderá ser um dos seguintes:

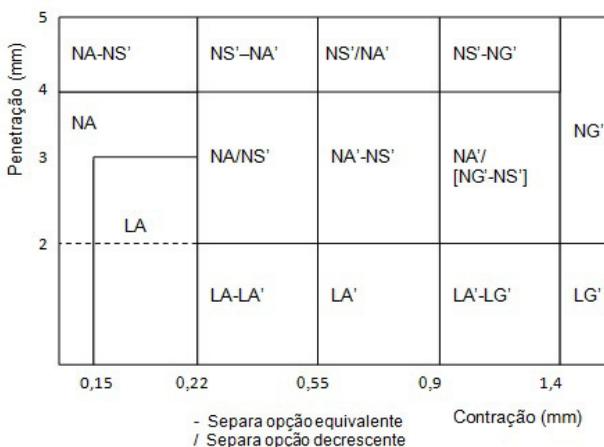
- A esfera se desagrega nos primeiros 10 segundos de imersão e as partículas de solo resultantes podem ser identificadas;
- A esfera se desagrega em partículas em até 2 horas e as partículas de solo podem ser identificadas;
- A esfera rompe-se em blocos milimétricos;
- A esfera de solo se trinca ou não se altera.

A outra esfera será submetida ao esmagamento com o auxílio do polegar, podendo ocorrer as seguintes situações:

- A esfera é quebrada sob pressão do polegar e indicador;
- A esfera é quebrada sob pressão do dedo polegar em uma superfície plana;
- A esfera não se quebra.

Os dados obtidos de contração da pastilha de solo e penetração do mini-penetrômetro, são inseridos no gráfico da Figura 27. O símbolo “-“ utilizado em alguns casos separa opções equivalentes quanto ao grupo de solo, e o “/”, separa opções com menor grau de incidência.

**Figura 27** - Gráfico para a determinação expedita MCT pelo método das pastilhas (NOGAMI e VILLIBOR, 1994 e 1996)



Onde:

LG': argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas;

LA': areias argilosas lateríticas;

LA: areias com pouca argila laterítica;

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

NS': siltes caulíníticos 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.

É recente o uso do ensaio expedito de MCT pelo método das pastilhas no estado de Santa Catarina, com poucos trabalhos apresentados sobre este assunto. Apesar disso, são apresentados alguns resultados para efeito comparativo dos valores alcançados por esta pesquisa (Tabela 7).

**Tabela 7-** Ensaio MCT para alguns solos do estado de Santa Catarina

| Localidade e Autor              | Prof. de coleta (m) | Tipo de solo                            | Classific. MCT |
|---------------------------------|---------------------|---|----------------|
| Tubarão <sup>1</sup>            | 3                   | Horiz. C de granito argiloso            | NS'NA'         |
|                                 | 5,5                 | Horiz. C de granito arenoso             | NG'            |
|                                 | 0,5                 | Horiz. C de granito coluv. arenosiltoso | NS'-NA'        |
|                                 | 2                   | Horiz. B de granito argilo-siltoso      | NG'            |
|                                 | 2                   | Horiz. C de granito arenoso             | NA-NS'         |
|                                 | 2,5                 | Horiz. C de granito arenoso             | NG'            |
|                                 | 2                   | Horiz. C de granito silto-arenoso       | NA-NS'         |
|                                 | 2                   | Horiz. C de granito argiloso            | NG'            |
|                                 | 3                   | Horiz. C de granito silto-argiloso      | NS'-NA'        |
| Laguna <sup>2</sup>             | 3,5                 | Horiz. C de granito arenoso             | NA-NS'         |
|                                 | 0,5                 | Horiz. B de granito argiloso            | LG'            |
|                                 | 2                   | Horiz. C de granito arenoso             | NA-NS'         |
|                                 | 1,5                 | Horiz. C de granito argiloso            | NG'            |
|                                 | 1                   | Horiz. C de granito argiloso            | NG'            |
| Capivari de Baixo <sup>3</sup>  | 1,5                 | Horiz. C de granito silto-arenoso       | NS-NG'         |
|                                 | 1                   | Horiz. C de granito silto-arenoso       | NS'-NA'        |
|                                 | 1                   | Horiz. C de granito silto-arenoso       | NS'/NA'        |
| Florianópolis <sup>4</sup>      | 1,5                 | Horiz. C de granito argiloso            | NS'-NG'        |
|                                 | 0,5                 | Areia Quartzosa Podzolizada             | NS'-NA'        |
| S.Francisco do Sul <sup>5</sup> | 2                   | Horiz. C de granito argilo-arenoso      | LG'            |
|                                 | 2                   | Horiz. C de granulito                   | NS'-NA'        |
| Ipumirim <sup>6</sup>           | 1                   | Horiz. C de granulito                   | NS'-NA'        |
|                                 | 1,5                 | Horiz. B de basalto                     | LG'            |

**NOTA:** 1- Higashi (2006), 2 – Heidemann et al. (2007), 3 - Higashi et. al (2004), 4 - Higashi et. al (2003), 5 - Higashi e Figueiredo (2003), 6 – Higashi e Spricigo (2003).

## 4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é baseado diretamente no critério estabelecido por Mohr-Coulomb e foi executado neste trabalho com base na norma ASTM D3080. O objetivo do ensaio é determinar qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo para a aplicação de estruturas de engenharia, estabilidade de encostas, entre outras.

Normalmente, o ensaio de cisalhamento direto é realizado na condição CD, ou seja, consolidado drenado. Desta forma, este ensaio é dividido em dois estágios:

- “C” Consolidação: um corpo de prova é consolidado com base em cargas normais;
- “R” Ruptura em condições drenadas: aplicar tensões no corpo de prova até sua ruptura.

### 4.2.1 O Ensaio

#### a) Preparação da Amostra

Para a realização do ensaio é necessário que uma amostra de solo seja moldada em um molde metálico (que para este estudo apresentou dimensões de 10,16 x 10,16 x 2 cm). Após moldada, a amostra deve ser pesada e, com as aparas da moldagem, determina-se o teor de umidade, além dos usuais ensaios de caracterização.

Após estes procedimentos, a amostra deve ser posicionada na prensa de cisalhamento direto e inundada. Utiliza-se o termo inundação, pois nem sempre se alcança a saturação completa da amostra sem que ocorra uma contrapressão de água.

#### b) 1º Estágio: Consolidação (C)

A consolidação do corpo de prova se dá através de aplicações de cargas normais em condições drenadas, ou seja, permitindo que a

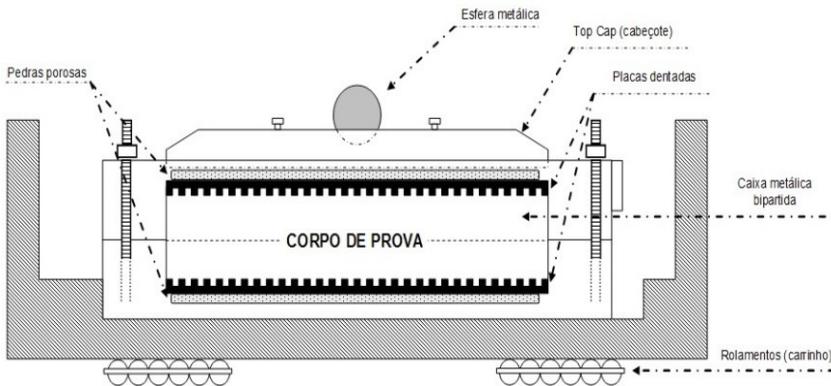
água saia da amostra. Esta etapa se assemelha a um estágio de carregamento do ensaio de adensamento. Desta forma, deve-se aguardar o fim de toda compressão causada pelo carregamento normal, sendo possível proceder ao 2º estágio após a estabilização de volume.

Para este estudo foram utilizadas as tensões normais de consolidação de 32 kPa, 75 kPa e 124 kPa.

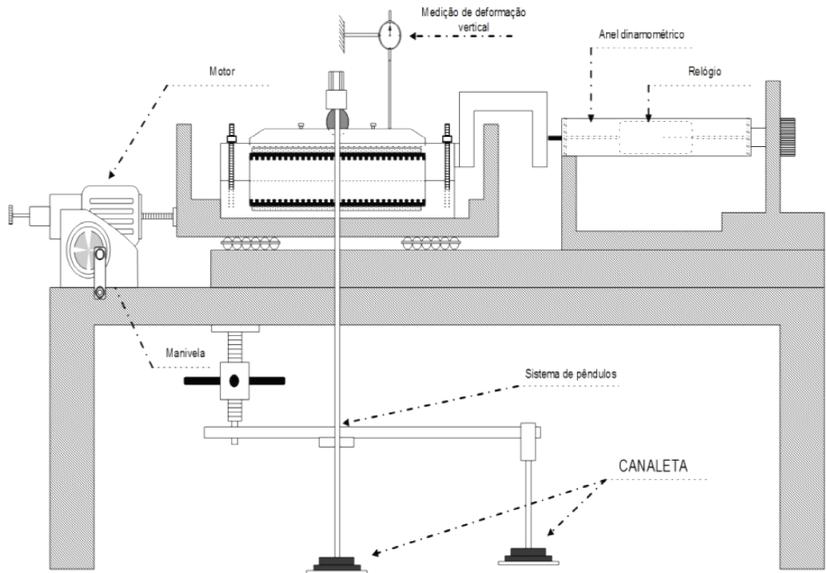
### c) 2º Estágio: Cisalhamento (R)

O cisalhamento do corpo de prova deve ocorrer com a movimentação da caixa inferior do cisalhamento direto, como pode ser observado nas Figuras 28 e 29.

**Figura 28-** Equipamento de cisalhamento direto - Célula (fora de escala para acentuar os detalhes)



**Figura 29** - Equipamento de cisalhamento direto - Prensa



O 2º estágio não mensura as pressões neutras desenvolvidas ao longo do cisalhamento, então, a velocidade de rompimento do corpo de prova é condicionada ao tipo de solo ensaiado. Isto significa que em solos argilosos, de baixa permeabilidade, a velocidade deve ser lenta, enquanto que em solos mais arenosos, a velocidade pode ser mais elevada.

Ressalta-se que a caixa de cisalhamento, também conhecida como célula de cisalhamento, impõe uma superfície de ruptura à amostra, ficando a carga da amostragem e moldagem a confiabilidade dos resultados obtidos.

O ensaio pode ser realizado com tensão ou deformação controlada. Para este estudo, os ensaios de deformação controlada foram os utilizados.

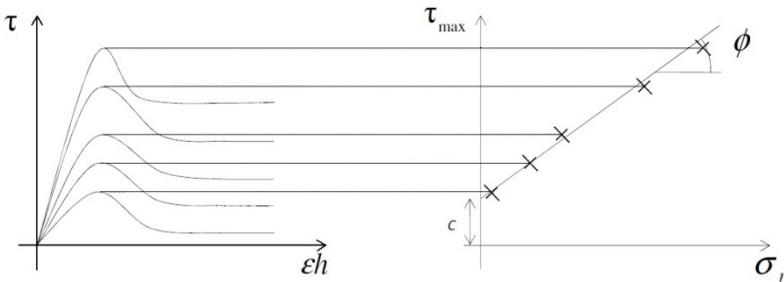
#### **4.2.2 Resultados obtidos**

Os resultados finais devem possibilitar a construção de gráficos de tensão *versus* deformação horizontal, deformação vertical *versus*

deformação horizontal e, por fim, tensão cisalhante máxima *versus* tensão normal.

A Figura 30 ilustra como é possível, a partir dos resultados das tensões cisalhantes máximas, construir o gráfico de Tensão cisalhante máxima ( $\tau_{\max}$ ) *versus* Tensão normal ( $\sigma_n$ ), e desta forma, determinar o ângulo de atrito interno e coesão das amostras de solos coletadas em campo na Bacia do rio Ratonés.

**Figura 30** - Envolvório de ruptura de Mohr-Coulomb



Observações a respeito do critério de Mohr-Coulomb:

- A parcela de resistência devido à coesão independe da pressão normal;
- A capacidade de resistência de um solo é a resistência ao cisalhamento deste solo, ou seja, é a máxima tensão cisalhante que o solo resiste.

As vantagens da realização do ensaio de cisalhamento direto, tendo em vista a aplicação deste tipo de ensaio no mapeamento da bacia em questão são:

- Simplicidade e praticidade;
- Facilidade de moldagem de amostras (não foi necessária a moldagem de um bloco específico para o ensaio);
- Rapidez de execução (foi possível executar mais amostras);

➤ Ensaio relativamente rápido.

Na tabela 8 são apresentados alguns parâmetros de resistência dos solos residuais (e colúviais) presentes no estado de Santa Catarina obtidos através de ensaios de cisalhamento direto apenas para efeito comparativo desta pesquisa.

**Tabela 8** - Alguns valores de coesão e ângulo de atrito dos solos de Santa Catarina - Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos

| Localidade e Autor                     | Tipo de solo                            | Coesão Natural (kPa) | Coesão Inundada (kPa) | Ângulo atrito natural (°) | Ângulo atrito inundado (°) |
|--|---|----------------------|-----------------------|---------------------------|----------------------------|
| Tubarão <sup>1</sup>                   | Horiz. C de granito silto-argiloso      | 15,3                 | 11                    | 36,2                      | 31,4                       |
|  | Horiz. C de gran. coluv. areno-siltoso  | 33,43                | 3,58                  | 44,5                      | 32,1                       |
|  | Horiz. B/C de granito agilo-siltoso     | 104,13               | 13,4                  | 46,1                      | 35,1                       |
|  | Horiz. C de granito arenoso             | 36,15                | 12,99                 | 36,6                      | 38,7                       |
|  | Horiz. C de granito areno-argiloso      | 55,18                | 0 (zero)              | 32,6                      | 41,3                       |
|  | Horiz. C de granito silto-arenoso       | 8,62                 | 1,36                  | 31,9                      | 31,5                       |
|  | Horiz. B/C de granito silto-argiloso    | 37,31                | 11,84                 | 24,3                      | 23,2                       |
|  | Horiz. C de granito silto-argiloso      | 17,24                | 10,95                 | 42,9                      | 31,6                       |
| Florianópolis <sup>2</sup>             | Horiz. C de granito arenoso             | 39,9                 | 7,3                   | 38,9                      | 33,7                       |
|  | Granito / hor. C - Ilha-PVg1            | 17,9                 | 0                     | 36                        | 35                         |
|  | Granito / hor. C - Ilha-PVg1            | 25,6                 | -                     | 37                        | -                          |
|  | Granito / hor.B/C - Itacorubi-PVg2      | 33,1                 | 20,4                  | 30                        | 28                         |
|  | Granito / hor. B - Canasvieiras-Cde     | -                    | 9,1                   | -                         | 34                         |
| Florianópolis <sup>3</sup>             | Granito / hor. C - Canasvieiras-Cde     | -                    | 4                     | -                         | 30                         |
|  | Granito / hor. C - Cacupé               | 28,9                 | 5,2                   | 35,9                      | 35,9                       |
|  | Granito / hor. C - Jardim Guarani       | 42,25                | 16,82                 | 36,7                      | 32,4                       |
| Santo Amaro da Imperatriz <sup>4</sup> | Gran_plano arg. - Jardim Guarani        | 8,14                 | 2,12                  | 37,7                      | 26,6                       |
|  | Amostra 1 <sup>4</sup> Granito / hor. C | 21,6                 | 15,9                  | 41,5                      | 30,9                       |
|  | Amostra 2 <sup>4</sup> Granito / hor. C | 22,7                 | 4,16                  | 41,3                      | 30,4                       |
|  | Amostra 3 <sup>4</sup> Granito / hor. C | 46,9                 | 6                     | 30,9                      | 35,4                       |

|                            |                                 |    |    |      |      |
|----------------------------|---------------------------------|----|----|------|------|
| Florianópolis <sub>5</sub> | Granito/hor. C - Araquãs        | 25 | 3  | 33,2 | 32   |
|                            | Granito/hor. C - Córrego Grande | 24 | 2  | 54,6 | 37,3 |
|                            | Granito/hor. C - S. Lagoa       | 20 | 14 | 37   | 34,4 |
|                            | Granito/hor. C - Serrinha       | 58 | 12 | 34,7 | 34,4 |
|                            | Granito/hor. C - SC - 401       | 22 | 0  | 39,2 | 40,1 |
|                            | Granito/hor. C - Praia Mole     | 11 | 7  | 48   | 43,3 |
|                            | Granito/hor. C - João Paulo     | 18 | 4  | 38,6 | 37,3 |
|                            | Granito/hor. C - Cacupé         | 18 | 6  | 37,1 | 35,2 |

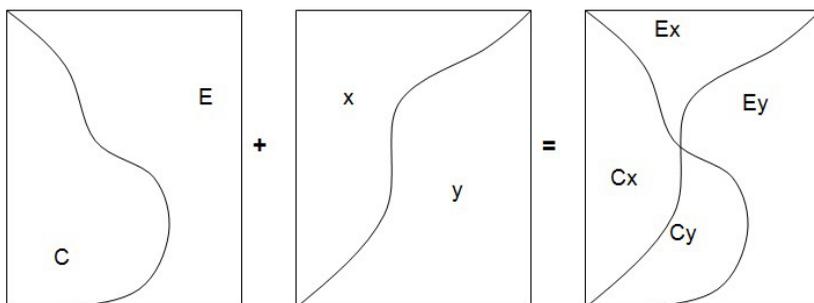
NOTA<sub>1</sub>: <sup>1</sup>Higashi (2006)/ <sup>2</sup>Santos (1997)/ <sup>3</sup>Raimundo et al. (2002)/ <sup>4</sup>Meirelles e Davison Dias (2004)/ <sup>5</sup>Beviláqua (2004)

### 4.3 Mapeamento Geotécnico

Para a construção o mapa geotécnico da bacia em questão, foi utilizada a metodologia de Davison Dias (1995) onde são empregados mapas geológico e pedológicos como base para a geração do Mapa de Estimativa de Unidades Geotécnicas.

As unidades geotécnicas preliminares foram identificadas a partir do cruzamento dos mapas pedológico (preexistente) originado do PNGC (1988), e mapa geológico gerado a partir do mapeamento realizado em campo por esta pesquisa. O procedimento exemplificado da obtenção das unidades geotécnicas preliminares é mostrado na Figura 31.

**Figura 31** - Processo de cruzamento de mapas



A metodologia proposta por Davison Dias (1995) sugere que solos oriundos da mesma unidade geológica/pedológica apresentam

comportamento semelhante. Desta forma, os resultados obtidos para um ponto de estudo contido em uma unidade são passíveis de extrapolação para toda a unidade em questão.

Entretanto, verifica-se que solos oriundos de diferentes elevações, mesmo contidos em uma mesma unidade geotécnica, podem apresentar comportamento heterogêneo. Esta condição é confirmada por Zuquette e Gandolfi (1987) quando estes autores propõem a utilização de *landforms*, ou feições topográficas, na execução de mapeamentos geotécnicos, considerando que o comportamento dos solos é diferenciado em função do relevo.

Assim, para a definição dos pontos de coleta de amostras de solos, destinados aos ensaios de laboratório, foi criado um Modelo Digital do Terreno (MDT), também em ambiente SIG. Este modelo digital permitiu a identificação de formas de relevo, e, portanto, auxiliou na identificação de pontos para a coleta das amostras.

Para a elaboração do MDT foi utilizada a base de dados digitais do LAHIMAR-UFSC (Laboratório de Hidráulica Marítima - UFSC), onde foram obtidos mapas contendo as curvas de nível metro em metro, em escala 1:8.000 (curvas de 1 em 1m, e pixels de 3x3m).

Com o auxílio do MDT foi então elaborado, também, um mapa de declividades que auxiliou na identificação de formas de relevo. As figuras seguintes mostram alguns pontos de estudo onde foram coletados amostras e corpos de prova rompidos no ensaio de cisalhamento direto.

**Figura 32** - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 01



**Figura 33** - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 04



**Figura 34** - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 02



**Figura 35** - Exemplo de amostragem e corpo de prova rompido - Ponto 06



#### 4.4 Geração de um banco de dados e sondagens SPT

A utilização de banco de dados em geotecnia é uma ferramenta que auxilia no armazenamento, tratamento e integração das informações produzidas pelas atividades geotécnicas (ZUQUETTE e BASTOS, 2002).

As Sondagens de Simples Reconhecimento, também denominadas Sondagens SPT (*Standard Penetration Test*), consistem em sondagens geomecânicas cujo objetivo é reconhecer as variações verticais de resistência dos materiais inconsolidados do subsolo, a profundidade do nível d'água na época da perfuração e a profundidade do impenetrável.

Os dados deste tipo de ensaio podem ser utilizados tanto na área geotécnica, quanto na ambiental, ou para qualquer tipo de obra de engenharia que solicite mecanicamente o solo.

O mapeamento e o banco de dados de sondagens em um ambiente SIG possui o caráter multifinalitário, pois são informações que deverão contribuir, de forma relevante, nos trabalhos relacionados à gestão urbana sobre águas subterrâneas, comportamento das águas subsuperficiais rasas, aterros sanitários, implantação de edificações com fundações rasas e /ou profundas, implantação de loteamentos, definição de áreas impróprias à ocupação urbana para alguma finalidade específica, implantação de obras enterradas, tais como redes de distribuição de águas de abastecimento, de águas servidas, redes elétricas, entre outras, destacando-se o uso e ocupação de áreas urbanas com elevado índice populacional.

Almeida e Albrecht (2002) apresentam um banco de dados georreferenciado de sondagens de simples reconhecimento (SPT) em um Sistema de Informação Geográfica (*ArcView* e *ACCESS*) com o objetivo de aproveitar essa estrutura como subsídio ao planejamento urbano. O trabalho utilizou como fonte de dados os relatórios de sondagens existentes fornecidos pelas empresas que atuam no ramo de prospecção geotécnica em Cuiabá-MT. Como produto final foi criado um ambiente SIG que permite ao usuário vários tipos de correlações

entre os dados das sondagens e cartas geológico-geotécnicas e urbanísticas em escala de 1:25.000, de tal maneira que possam ser facilmente acessados e manipulados interativamente para várias finalidades, através do mapa de localização das sondagens georreferenciadas

A bacia do Itacorubi, em Florianópolis (SC), foi mapeada com o auxílio de um Sistema de Informações Geográficas por Dassoler da Silva (2000). O mapa geotécnico gerado teve como base a metodologia proposta por Davison Dias (1995) e as estimativas de unidades geotécnicas foram corrigidas através de um banco de dados de sondagens SPT coletados em diversas empresas da região.

Observa-se que no Brasil a prática de implantação de banco de dados de sondagens SPT ainda é precária, principalmente pelas dificuldades na obtenção das informações do meio físico junto aos órgãos executores de sondagens. Na maioria dos casos as empresas não reconhecem a importância dessas informações para a comunidade científica, sendo comum a falta de referência geográfica dos pontos de sondagens executados e até mesmo o abandono do acervo após determinado período.

Neste estudo foram utilizadas sondagens SPT cedidas por empresas locais que continham informações georreferenciadas. O método de compilação e análise dos dados das sondagens seguido por este trabalho é apresentado por Higashi (2006).

Os dados foram inseridos em um SIG de forma georreferenciada e, as unidades geotécnicas que apresentaram ensaios puderem ser avaliadas em profundidade.

Devido ao fato de que, na região costeira, o uso e ocupação iniciam nas regiões de relevo mais plano, a grande maioria das sondagens foi executada em solos sedimentares. Poucas sondagens executadas em solos residuais puderam ser inseridas no banco de dados.

Em conclusão, todas as sondagens coletadas fazem parte de um banco de dados georreferenciados e auxiliaram na compreensão do comportamento dos solos da bacia de estudo.

## 4.5 Aplicação do Modelo *SHALSTAB*

O modelo *SHALSTAB* (*Shallow Landsliding Stability Model*) foi empregado neste estudo, uma vez que os mapas e ensaios necessários para iteração matemática/hidrológica foram executados. Este modelo foi empregado tendo como experiência os movimentos de massa ocorridos nos anos de 2008 e 2011. Nestes anos ocorreram precipitações acima da média esperada para o estado de Santa Catarina e muitos processos de movimentos de massa foram registrados e mapeados.

### 4.5.1 Limitações e ajustes

Como já discutido anteriormente, o *SHALSTAB* é uma ferramenta útil para determinar áreas suscetíveis aos deslizamentos translacionais rasos, porém possui algumas limitações. A primeira delas é que o modelo solicita um único conjunto de parâmetros geotécnicos para toda a área analisada, ou seja, para toda bacia analisada o solo será representado com um único parâmetro de coesão, um único parâmetro de ângulo de atrito interno e um único parâmetro de peso específico.

Para alterar essa limitação inicial, foi utilizado neste trabalho um artifício desenvolvido por Michel (2013), o qual desenvolveu um algoritmo que pode ser executado no *software* ArcGIS, da ESRI. O principal objetivo do autor foi inserir mais duas variáveis na equação do *SHALSTAB*, uma de coesão de raízes e outra de peso de vegetação. Com esse algoritmo, tem-se a possibilidade de tornar espaciais os parâmetros geotécnicos em função das respectivas unidades geotécnicas que forem encontradas na área de estudo.

O segundo fator que pode influenciar os resultados finais com o uso do modelo em questão é a forma de gerar o mapa de área de contribuição. Neste trabalho, utilizou-se uma ferramenta que analisa a área de contribuição em função de oito direções principais para o escoamento da água. Isso é feito pela análise das células vizinhas do MDT, porém, como se sabe, o fluxo não segue uma única direção, portanto este pode ser um ponto de erro no resultado.

Assim, ao utilizar essas ferramentas, acrescidas de mapas em escalas adequadas, delimitações geotécnicas coerentes e ensaios bem executados (os quais fornecem parâmetros geotécnicos com boa qualidade), pode-se se aproximar de resultados confiáveis.

Os mapas gerados para a criação do mapa de suscetibilidade são apresentados nas figuras seguintes.

Figura 36 - Curvas de Nível e Rios (LAHIMAR - UFSC)

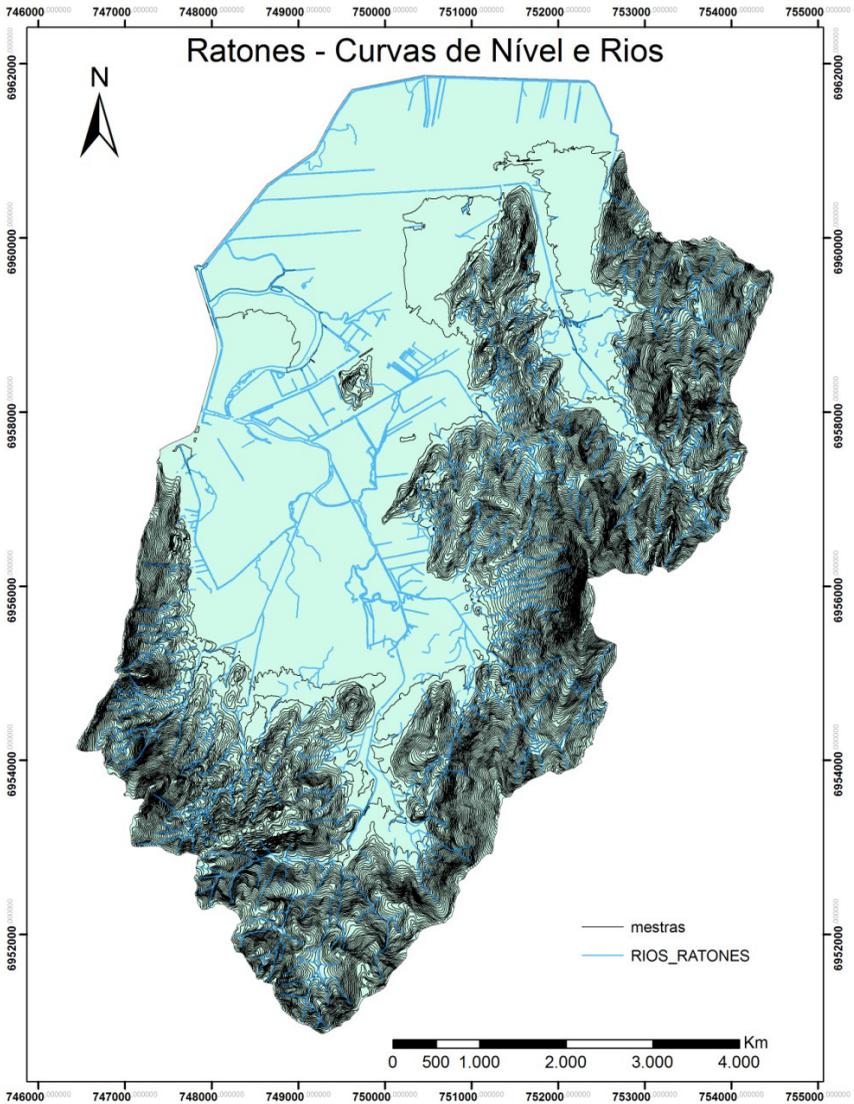


Figura 37 - Mapa de elevações

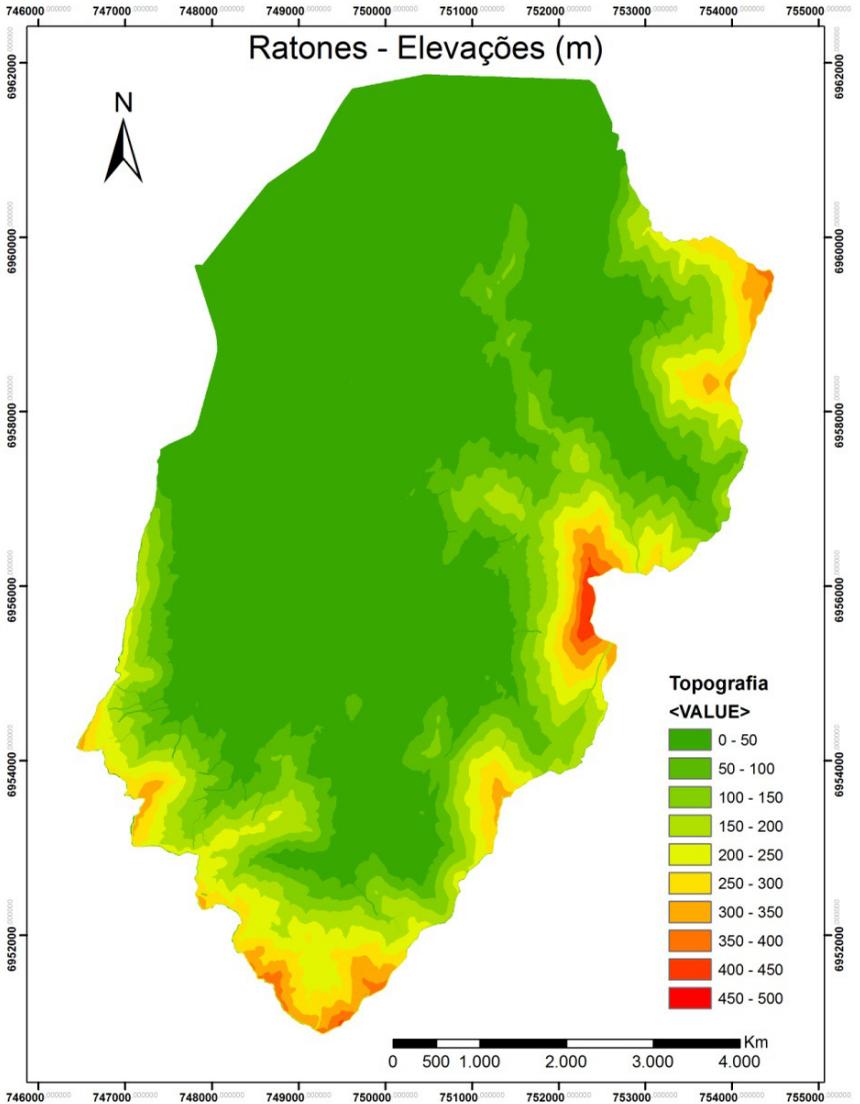


Figura 38 - Mapa de sumidouros

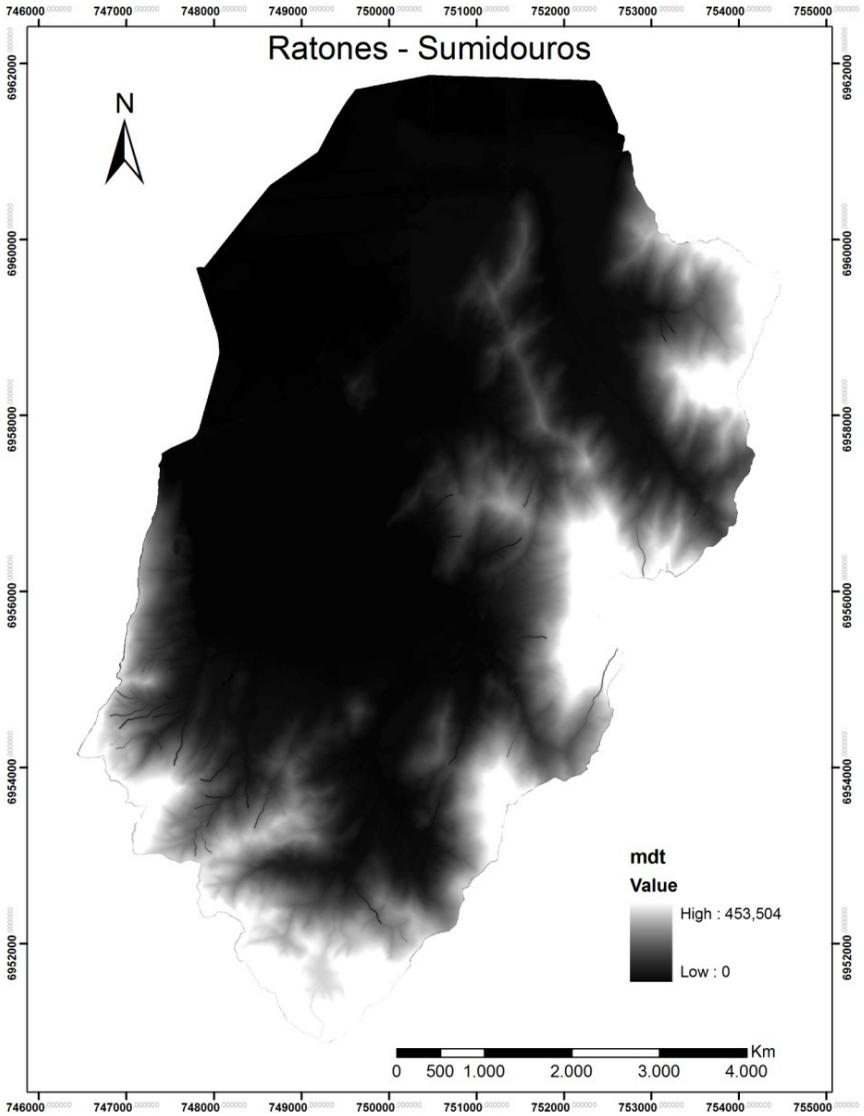


Figura 39 - Mapa de direções do fluxo

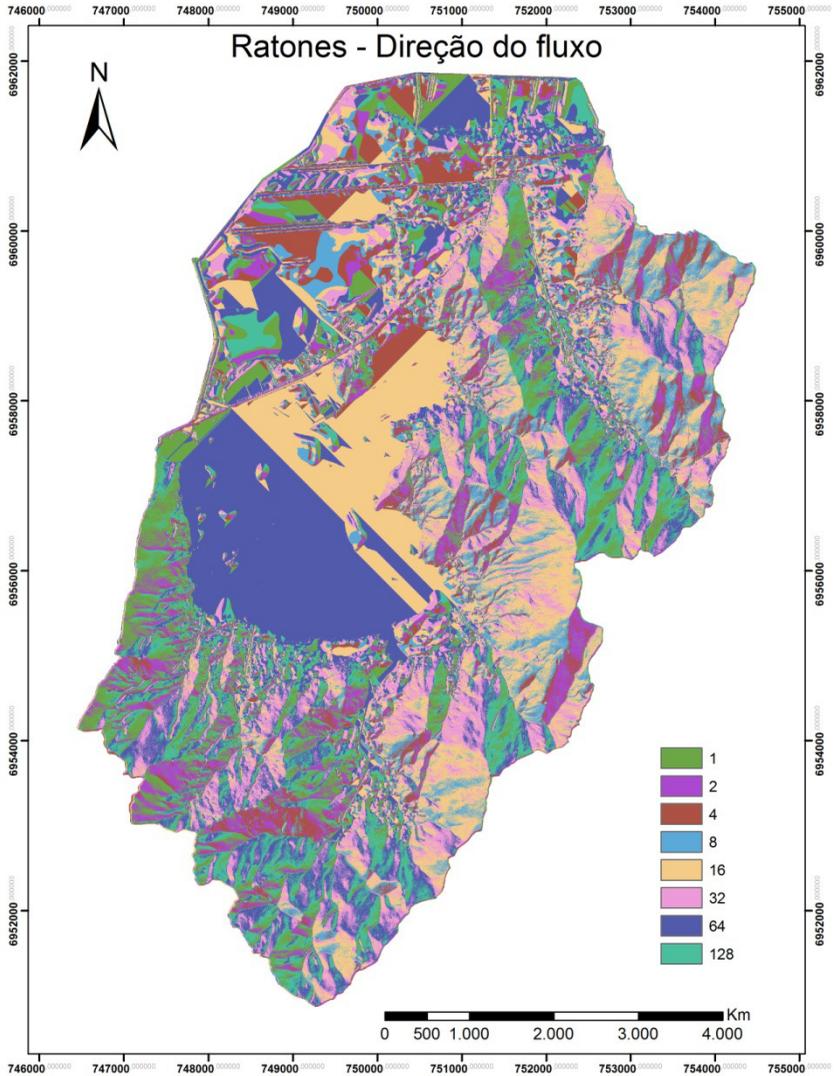
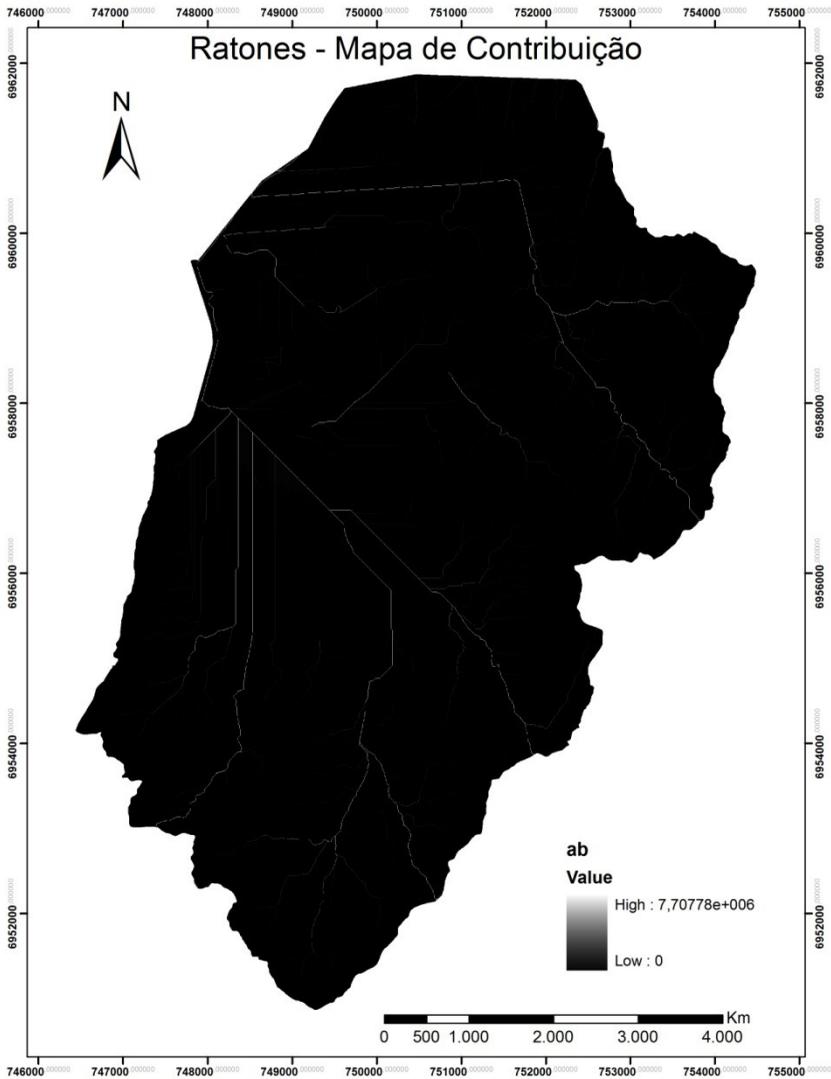


Figura 40 - Mapa de contribuição



**Figura 41** - Mapa de estimativa da massa específica natural dos solos

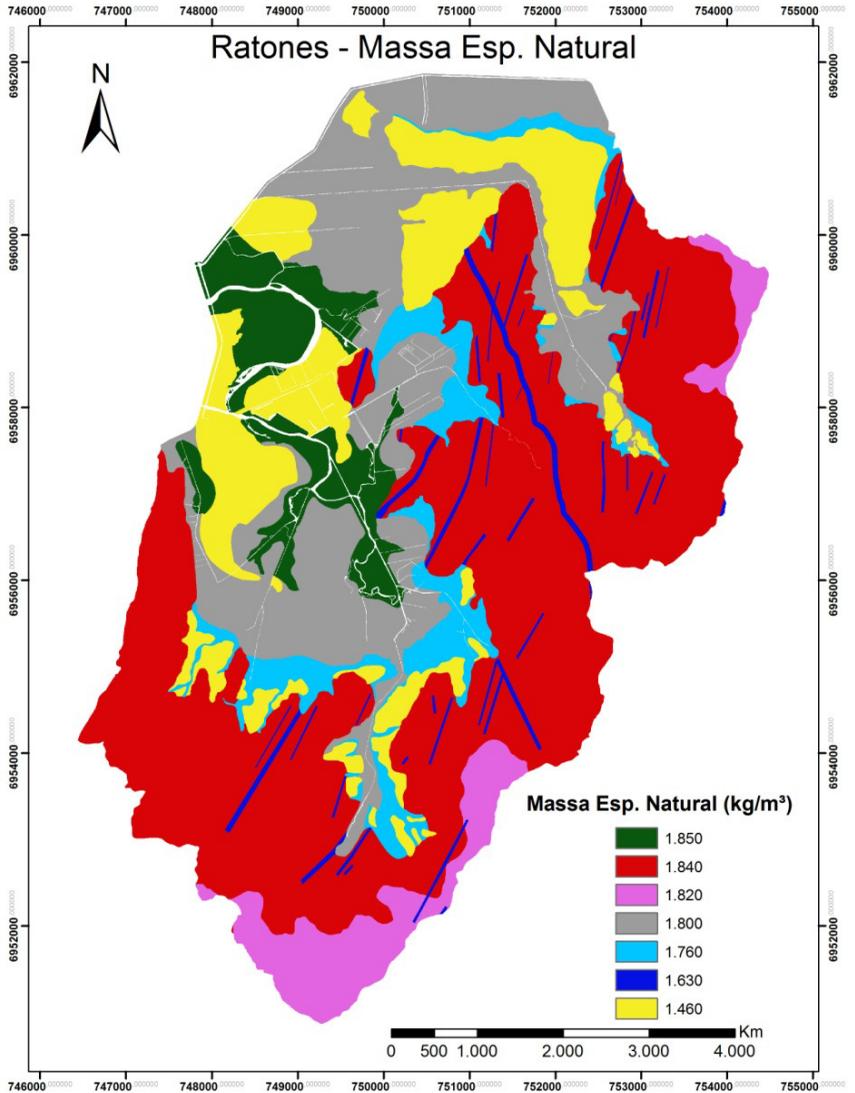


Figura 42 - Mapa de estimativa da massa específica saturada dos solos

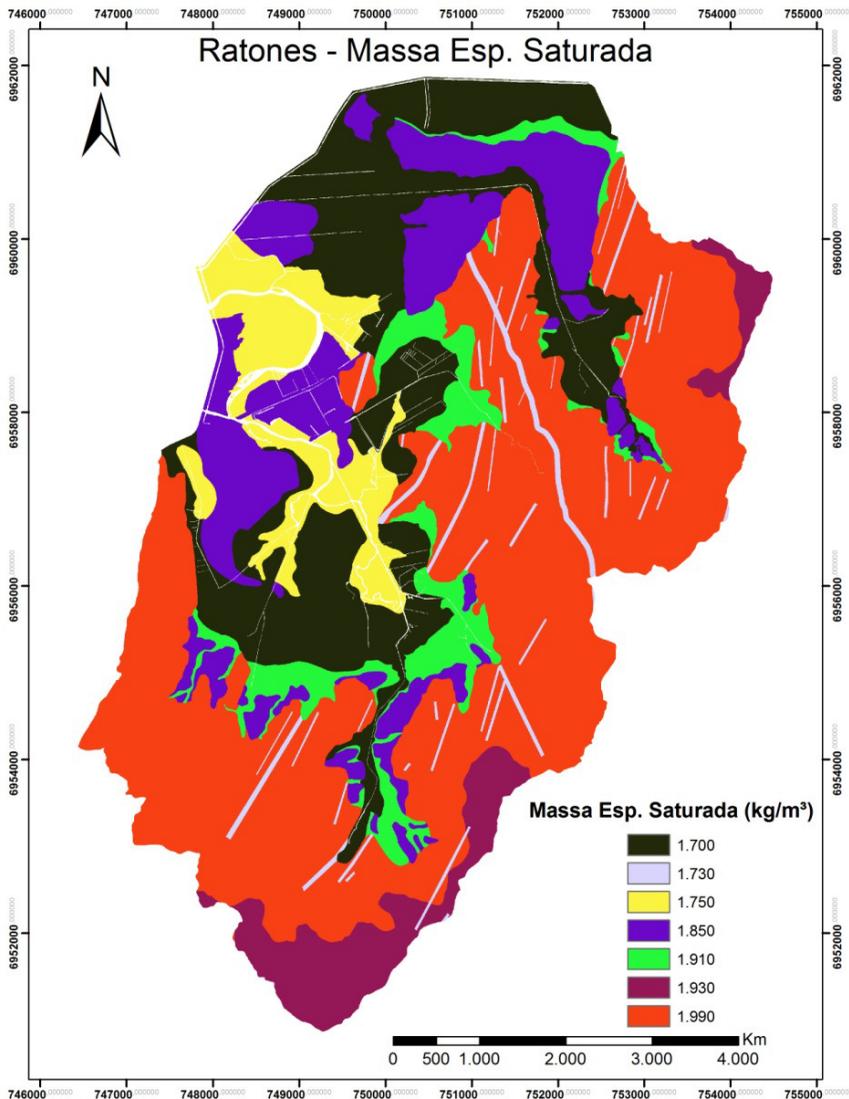
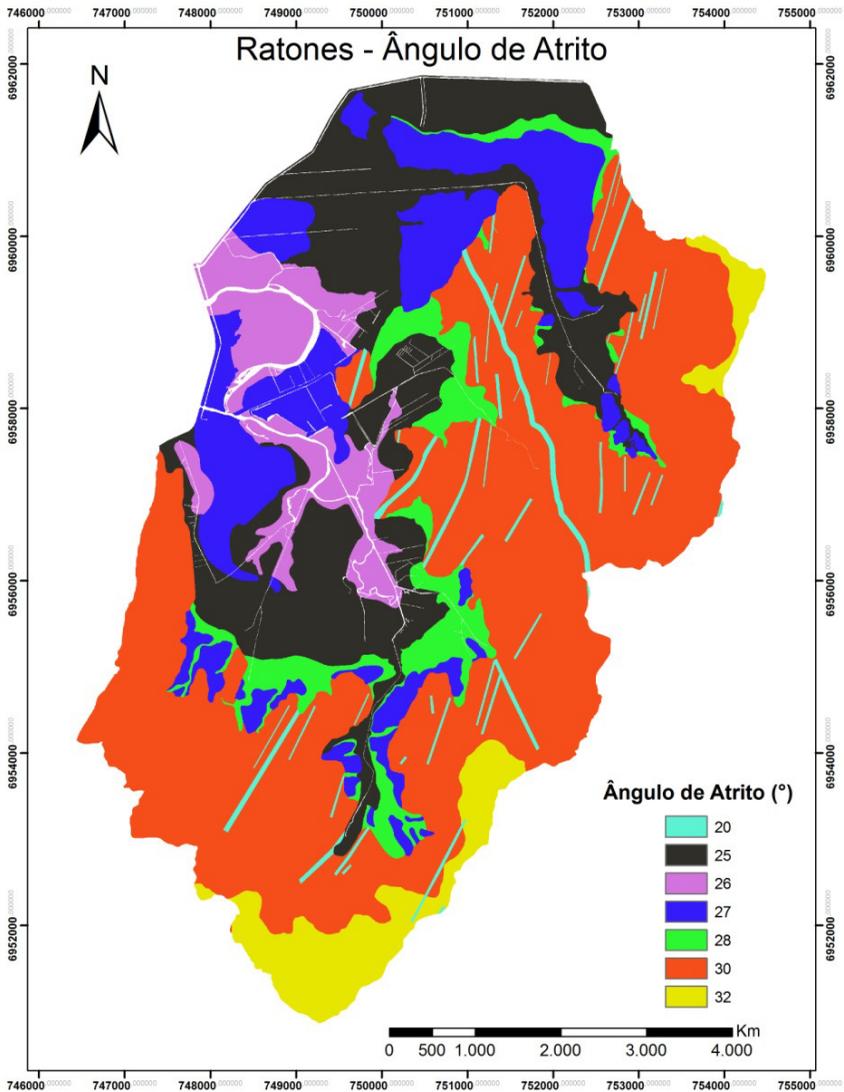




Figura 44 - Mapa de estimativa de ângulo de atrito do solo



## 5 RESULTADOS – BACIA DO RIO RATONES

Nos subcapítulos seguintes serão apresentados os resultados geotécnicos divididos nas seguintes etapas:

- Resultados da caracterização geotécnica dos solos da bacia em estudo – são apresentados resultados de ensaios de Granulometria, teor de umidade natural, densidade real das partículas de solos, Limites de *Atterberg* (Limites de liquidez e Limites de plasticidade) e MCT. O ensaio de MCT é apresentado nesta seção em razão de ter sido efetuada somente a classificação pelo método expedito das pastilhas e não o ensaio MCT completo;
- Resultados dos parâmetros de resistência dos solos – são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto (coesão e ângulo de atrito);
- Resultados da iteração *SHALSTAB* – são apresentados os mapas de suscetibilidade a movimento de massas, em forma de figuras, resultantes da iteração dos parâmetros geotécnicos e modelo;
- Mapa geotécnico – o mapa geotécnico é apresentado de acordo com a metodologia de Davison Dias (1995), como descrito anteriormente. As informações acerca das unidades geotécnicas são apresentadas e, em especial, a suscetibilidade a movimentos de massas será avaliada, também, levando em conta o produto gerado com o *SHALSTAB*.

### 5.1 Resultados – Ensaio de caracterização

As tabelas 9 e 10 apresentam o resumo dos resultados de ensaios de caracterização e índices físicos realizados nas bacias de estudo e a Figura 45 apresenta os resultados obtidos com o ensaio MCT.

**Tabela 9-** Resultados da caracterização dos solos da bacia do Rio Ratones

| Ponto | PARÂMETROS GEOTÉCNICOS                          |                  |          |        |        |         |
|-------|---|------------------|----------|--------|--------|---------|
|       | $\gamma_{\text{natural}}$ (kN/m <sup>3</sup> )* | Umidade Nat.(%)* | $\delta$ | LL (%) | IP (%) | MCT     |
| P 01  | 18,4  | 13,27            | 2,57     | 45     | 15     | LA'-LG' |
| P 02  | 16,3  | 47,87            | 2,93     | 49     | 10     | NG'     |
| P 03  | 17,6  | 19,35            | 2,63     | 52     | 36     | LG'     |
| P 04  | 18,2  | 23,02            | 2,67     | 72     | 41     | LG'     |
| P 05  | 16,3  | 38,58            | 2,76     | 48     | 6      | NG'     |
| P 06  | 16,5  | 44,14            | 2,91     | 68     | 36     | LG'     |
| P 07  | 19  | 20,33            | 2,64     | 41     | 19     | LA'-LG' |
| P 08  | 21,2  | 8,92             | 2,57     | -      | NP     | NA      |
| P 09  | 14,6  | 7,08             | 2,63     | -      | NP     | NA      |

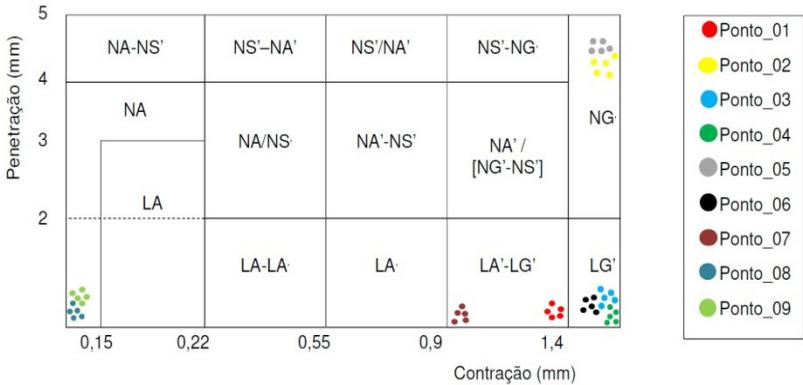
**NOTA:** \*Média dos valores alcançados nos ensaios;  $\delta$  – Densidade real dos grãos; NP – Não plástico.

**Tabela 10 -** Resultados dos Índices Físicos dos solos da bacia do Rio Ratones

| ÍNDICES FÍSICOS |      |      |       |   |        |  |
|-----------------|------|------|-------|---|--------|--|
| Ponto           | n    | e    | A (%) | $\gamma_{\text{natural}}$ (kN/m <sup>3</sup> )* | Sr (%) | $\gamma_{\text{saturado}}$ (kN/m <sup>3</sup> )* |
| P 01            | 0,37 | 0,58 | 41,41 | 18,4  | 58,59  | 19,9   |
| P 02            | 0,62 | 1,66 | 15,41 | 16,3  | 84,59  | 17,3   |
| P 03            | 0,44 | 0,78 | 35,04 | 17,6  | 64,96  | 19,1   |
| P 04            | 0,45 | 0,8  | 23,62 | 18,2  | 76,38  | 19,3   |
| P 05            | 0,58 | 1,36 | 21,13 | 16,3  | 78,87  | 17,5   |
| P 06            | 0,61 | 1,54 | 16,71 | 16,5  | 83,29  | 17,5   |
| P 07            | 0,4  | 0,67 | 20,13 | 19  | 79,87  | 19,8   |
| P 08            | 0,24 | 0,32 | 28,45 | 21,2  | 71,55  | 21,9   |
| P 09            | 0,48 | 0,93 | 79,95 | 14,6  | 20,05  | 18,5   |

**NOTA:** \*Média dos valores alcançados nos ensaios; e – Índice de vazios; n – Porosidade; Sr – Grau de saturação; A – Grau de aeração.

**Figura 45 - Resultados dos ensaios MCT**



Os resultados dos ensaios MCT foram obtidos com o material passante na peneira nº.40 (0,42mm) e devem ser considerados como parte da caracterização dos solos. Os resultados de MCT aqui apresentados devem ser considerados como estimativas, uma vez que se tratam somente dos resultados alcançados pelo método expedito das pastilhas e não a metodologia completa.

Desta forma, foi observado que o comportamento mais recorrente dos solos da área de estudo é predominantemente Laterítico, sobretudo o Laterítico argiloso (LG<sup>3</sup>).

De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos Lateríticos (L) possuem propensão ao seu uso quando compactados. O fato de o solo ter comportamento laterítico implica também em uma série de peculiaridades de propriedades e de comportamento, das quais se destacam a elevada porosidade aparente natural, a baixa resistência e a baixa capacidade de suporte. Porém, quando apropriadamente compactado, adquire elevadas resistências e capacidade de suporte além de baixa permeabilidade. As variedades areno-argilosas, quando apropriadamente compactadas, apresentam maior capacidade de suporte que as argilas e variedades argilosas.

A descrição sucinta das unidades alcançadas, de acordo com Nogami e Villibor (1995), é apresentada a seguir.

### **a) Grupo NG'**

Os solos típicos do grupo NG' compreendem, sobretudo, os saprolíticos argilosos, que derivam de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Classificam-se, nesse grupo, os solos superficiais pedogenéticos não lateríticos, como os vertissolos, que compreendem o massapê da Bahia, bem como muitos solos transportados.

Quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam características das argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. Do ponto de vista da resiliência, apresentam, quando compactados, características bilineares em função da tensão desvio, sendo pouco dependentes da pressão de confinamento.

O emprego dos solos desse grupo se prende às restrições consequentes da sua elevada plasticidade, expansibilidade e compressibilidade e contração quando submetidos à secagem.

### **b) Grupo NA**

Os solos desse grupo são compostos por areias, siltes e misturas de areias e siltes, nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica (sericita principalmente). Praticamente, não possuem finos argilosos coesivos e siltes caoliníticos.

Os tipos genéticos representativos são os solos saprolíticos, que podem estar associados a rochas sedimentares ou metamórficas. Contudo, alguns solos não tropicais de origem pedogenética ou transportada classificaram-se também nesse grupo.

Há a tendência de que as areias e siltes quartzosos não sejam expansivos ou muito pouco expansivos, ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

Os solos desse grupo estão no limite de aplicabilidade da metodologia MCT e, de maneira geral, quando não micáceos, são solos de comportamento estudado na Mecânica dos Solos tradicional.

### **c) Grupo LA'**

Os solos desse grupo são tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente no Brasil por latossolos arenosos e solos podzólicos ou podzolizados arenosos (textura média, segundo metodologia adotada nos mapeamentos pedológicos). Esses solos, além da presença dos matizes vermelho e amarelo, que dão cores firmes ao solo (pouco ou não erodíveis), apresentam comportamento de trincamento quando expostos às intempéries.

Quando devidamente compactados adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água, propriedades essas que podem possibilitar o uso em bases e sub-bases de pavimentos.

Em condições naturais, esses solos possuem baixa massa específica aparente seca, baixa capacidade de suporte e podem ser colapsíveis por imersão em água. Excepcionalmente, foram constatados solos desse grupo e perfis naturais pedologicamente não classificáveis como lateríticos e, nessas condições, sua cor poderá ser de branca a cinzenta.

### **d) Grupo LG'**

Os integrantes mais frequentes desse grupo têm sido as argilas e as argilas arenosas. Esses solos constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas.

Quando apresentam percentagem relativamente elevada de fração de areia, podem apresentar propriedades similares às dos solos do

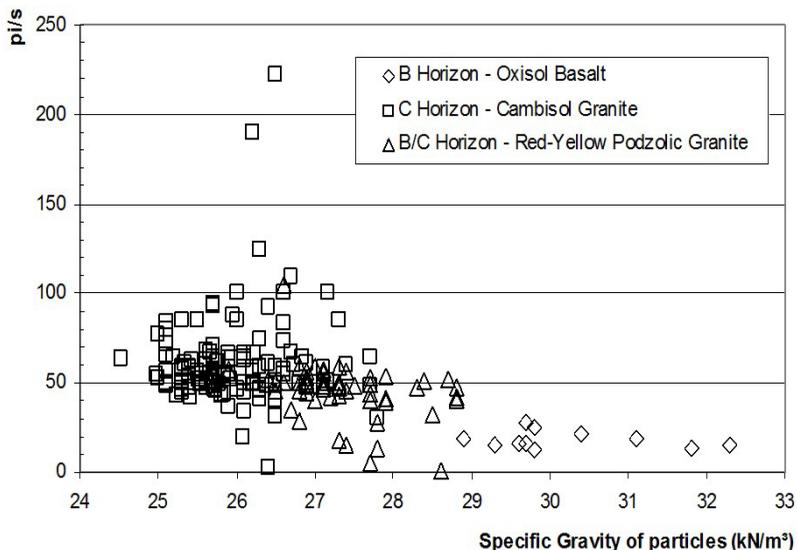
grupo LA', possuindo, entretanto, menor capacidade de suporte, menores módulos de resiliência, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação e maior contração por perda de umidade. Por outro lado, são mais resistentes à erosão hidráulica quando compactados apropriadamente.

A colapsibilidade em estado natural, por imersão em água, é uma propriedade frequentemente observada nos solos desse grupo, sobretudo quando apresentam agregados bem desenvolvidos. Nessa condição, apresentam-se altamente permeáveis, apesar de serem granulometricamente argilas e, devido a isso, costumam resultar em taludes de corte poucos sujeitos à erosão pluvial.

Além dos ensaios de MCT, foram executados também ensaios de massa específica dos grãos. Pejon e Silveira (2007) ressaltam que há uma relação entre os valores de densidade real das partículas ( $\delta$ ), contidos no intervalo de 2,51 a 2,7 g/cm<sup>3</sup> e a erodibilidade dos solos de São Paulo. Em relação a esta afirmação, Higashi et al. (2012) complementam apresentando o gráfico da Figura 46, onde ressalta que há uma relação entre a elevada erodibilidade entre os solos e a densidade real das partículas, e que o intervalo considerado mais adequado de  $\delta$  para as unidades de Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos do sul do Brasil varia de 2,58 a 2,72g/cm<sup>3</sup>.

Desta forma, os solos avaliados por esta pesquisa devem ser considerados de elevada suscetibilidade a erosão.

**Figura 46** - Resultado dos ensaios MCT - Infiltrabilidade e perda de massa por imersão (HIGASHI et al.,2012)



A tabela 11 apresenta a granulometria das unidades de solos avaliados para o mapeamento geotécnico.

**Tabela 11** - Resultados da granulometria dos solos da bacia do Rio Ratonés

| Granulometria Simples - Ratonés |              |            |             |              |            |             |              |
|---------------------------------|--------------|------------|-------------|--------------|------------|-------------|--------------|
| Ponto                           | Argila+Silte | Areia Fina | Areia Média | Areia Grossa | Pedr. Fino | Pedr. Médio | Pedr. Grosso |
| P 01                            | 44,72%       | 1,60%      | 5,36%       | 16,34%       | 31,39%     | 0,57%       | 0,00%        |
| P 02                            | 78,65%       | 16,70%     | 2,83%       | 1,85%        | 0,00%      | 0,00%       | 0,00%        |
| P 03                            | 16,31%       | 34,10%     | 14,61%      | 15,59%       | 18,28%     | 0,78%       | 0,29%        |
| P 04                            | 37,65%       | 19,97%     | 11,12%      | 21,57%       | 9,18%      | 0,51%       | 0,00%        |
| P 05                            | 63,26%       | 27,10%     | 8,08%       | 1,60%        | 0,00%      | 0,00%       | 0,00%        |
| P 06                            | 67,68%       | 23,90%     | 5,85%       | 2,26%        | 0,30%      | 0,01%       | 0,00%        |
| P 07                            | 56,45%       | 7,80%      | 8,40%       | 20,79%       | 6,54%      | 0,05%       | 0,00%        |
| P 08                            | 0,91%        | 5,00%      | 17,88%      | 58,13%       | 18,04%     | 0,07%       | 0,00%        |
| P 09                            | 2,66%        | 94,30%     | 2,81%       | 0,21%        | 0,02%      | 0,00%       | 0,00%        |

Para os solos residuais foi observada a predominância de solos argilo-siltosos ou silto-argilosos, enquanto que para os solos sedimentares, com amostras coletadas próximas à superfície, foi notada a predominância de solos arenosos.

## 5.2 Resultados – Parâmetros de Resistência

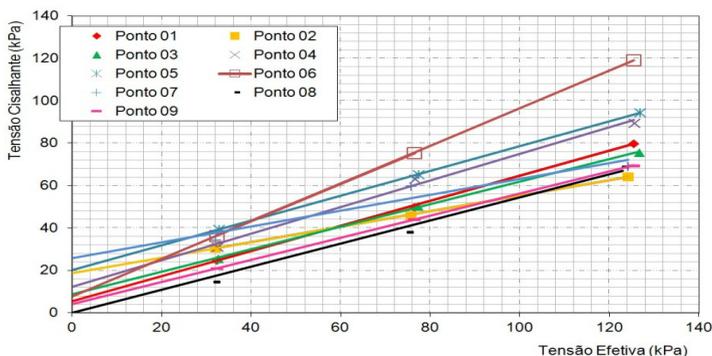
A Tabela 12 e Figura 47 apresentam o resumo dos resultados de cisalhamento direto realizados em amostras inundadas na bacia de estudo e suas envoltórias, respectivamente.

**Tabela 12** - Resumo dos parâmetros de resistência dos solos da bacia do Rio Ratones

| Ponto | PARÂMETROS GEOTÉCNICOS |            |                      |              |
|-------|------------------------|------------|----------------------|--------------|
|       | c (kPa)                | $\phi$ (°) | $\gamma_{nat}$       | Umidade Nat. |
|       |                        |            | ( $\text{kN/m}^3$ )* | (%)*         |
| P 01  | 5,1                    | 32,2       | 18,4                 | 13,27        |
| P 02  | 13,78                  | 29,6       | 16,3                 | 47,87        |
| P 03  | 9,6                    | 30,8       | 17,6                 | 19,35        |
| P 04  | 10,47                  | 37,5       | 18,2                 | 23,02        |
| P 05  | 21,57                  | 30,4       | 16,3                 | 38,58        |
| P 06  | 10,29                  | 40,8       | 16,5                 | 44,14        |
| P 07  | 33,56                  | 29,6       | 19                   | 20,33        |
| P 08  | 0,16                   | 44,3       | 21,2                 | 8,92         |
| P 09  | 0                      | 33         | 14,6                 | 7,08         |

NOTA: \*Média dos valores alcançados nos ensaios; c – Coesão;  $\phi$  - Ângulo de atrito;  $\gamma_{nat}$  - Peso específico aparente natural.

**Figura 47-** Envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto



Os baixos valores de coesão obtidos para as amostras coletadas nos pontos 08 e 09 (0 kPa e 0,16 kPa) justificam-se por se tratarem de solos predominantemente arenosos, originados da unidade de Areia Quartzosa, onde a geologia denomina estes solos como depósitos marinhos praias eólicas.

O valor de coesão obtido para o ponto 01 é também considerado baixo por esta análise (5,1 kPa). Entende-se que este fato é devido a esta unidade se tratar de um solo sedimentar localizado em uma interface entre os solos predominantemente arenosos e os solos residuais de origem granítica, como os Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelo de substrato granito. Estes solos sofrem influência de material fino (argilas e siltes) transportado pela água (carreado) de solos localizados em cotas mais elevadas, o que confere uma maior coesão ao seu comportamento mecânico. Estas areias podem ser classificadas regionalmente como Areias Quartzosas Podzolizadas, tal qual apresentada por Santos (1997) e descrita por Higashi et al. (2003).

Os maiores valores de coesão foram obtidos para os pontos 05 e 07 (21,57 kPa e 33,56 kPa, respectivamente) devido a diferentes fatores. As amostras coletadas para o ponto 05 localizam-se em cotas e declividades elevadas, onde o intemperismo foi pouco atuante. Desta forma, a interpretação feita é de que, mesmo em se tratando de um material composto por solo, esta unidade pode guardar a cimentação da rocha de origem, resultando assim em uma maior parcela de coesão.

No que diz respeito à amostra coletada no ponto 07, ressalta-se que a unidade Cde (Cambissolo de substrato depósito de encostas) ou depósitos colúvio aluvionares, de acordo com a geologia, pode apresentar uma coesão mais elevada devido a sua declividade e cota de elevação menos acentuada. Mesmo se tratando de um material coluvionar, observam-se na ilha de Santa Catarina colúvios considerados antigos pela Pedologia. Nestes colúvios antigos o intemperismo atua de forma mais significativa e pode gerar um horizonte B, camada essa mais argilosa e com uma estrutura pedológica diferente da estrutura herdada da rocha de origem.

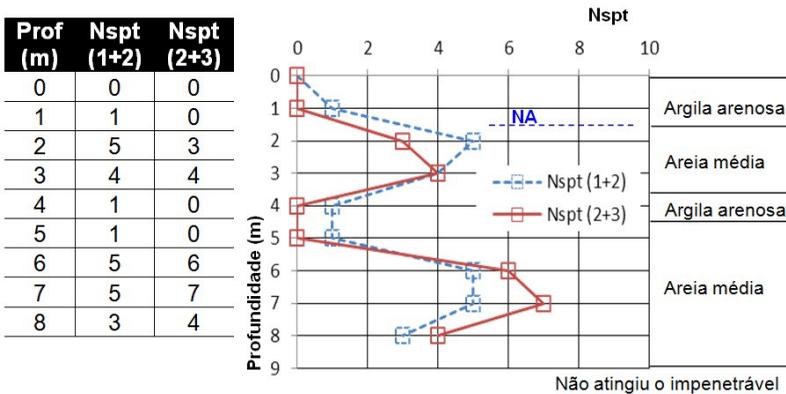
### 5.3 Banco de dados de sondagens SPT

O banco de dados de sondagens SPT foi criado com a finalidade de ser possível identificar as características das camadas subsuperficiais de solos da bacia de estudo, sobretudo os solos sedimentares.

Para a bacia em questão, não foram encontrados laudos em zonas de solos residuais. Este fato justifica-se em razão da maior densidade de uso e ocupação estar localizada nas regiões mais planas e, portanto, de predominância de solos sedimentares.

As Figuras 48 e 49 apresentam perfis de sondagens SPT típicos da localidade, executados em região plana de domínio de solos sedimentares, nas proximidades das elevações graníticas da bacia do rio Ratonés em Florianópolis.

**Figura 48** - Sondagem SPT executada na região de baixada de Florianópolis – Bacia do rio Ratonés – Furo 01

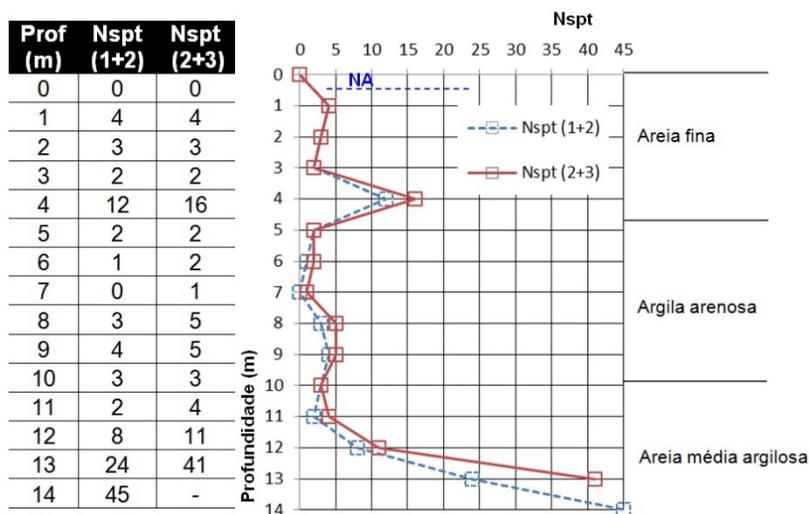


O laudo da Figura 48 mostra a intercalação de camadas de baixa resistência, proveniente de solo sedimentar e nível de água próximo à superfície. A grande maioria das sondagens coletadas da região plana, que compõem o banco de dados geotécnico, foi interrompida antes do impenetrável. Desta forma, apenas as características superficiais dos solos puderam ser observadas.

Apesar de poucas sondagens terem sido executadas até o impenetrável (NBR 6484/2001), a Figura 49 apresenta um ensaio realizado somente até os 14 metros de profundidade em solos sedimentares, sem atingir o impenetrável.

Da mesma forma como apresentado anteriormente, no perfil do solo é observada a intercalação de materiais argilosos e arenosos, o nível do lençol freático encontra-se próximo à superfície, os valores de N<sub>spt</sub> são relativamente baixos e a coloração varia entre tons de cinza (claro e escuro) e verde, que pode indicar redução do ferro, típica de ambientes de drenagem imperfeita.

**Figura 49** - Sondagem SPT executada na região de baixada de Florianópolis – Bacia do rio Ratonés – Furo 02

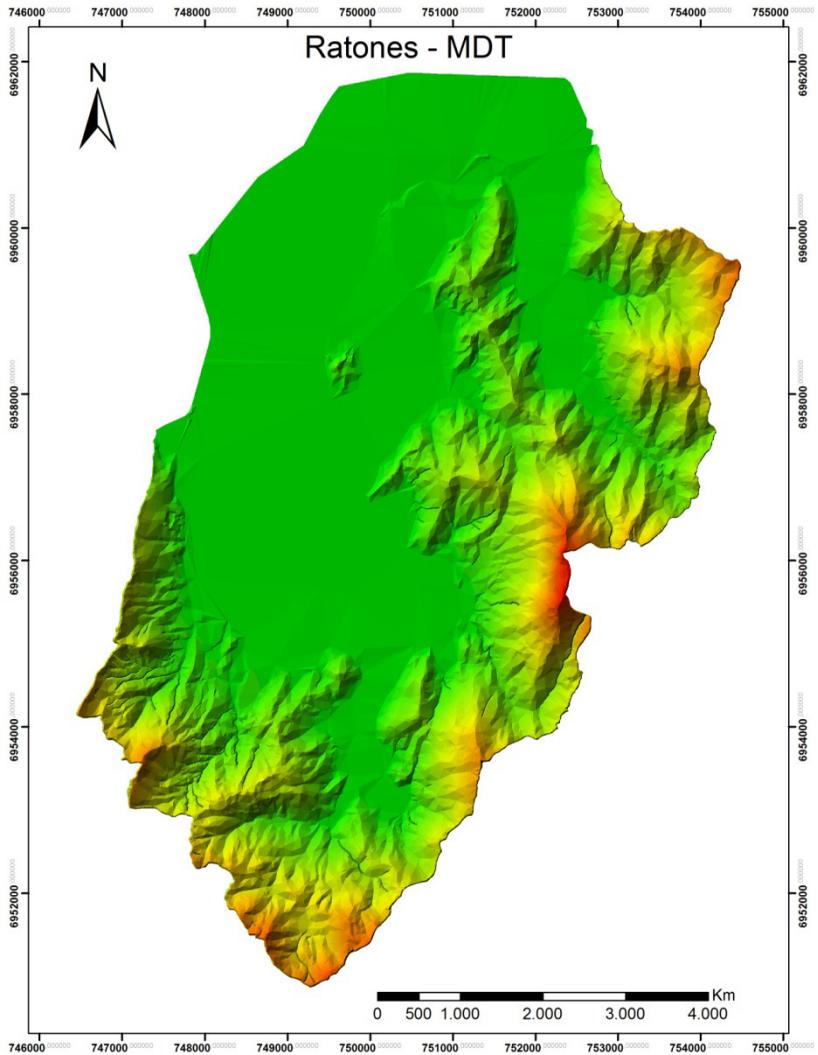


Além do banco de dados de sondagens SPT, várias sondagens a trado foram analisadas (90 sondagens) e alguns solos puderam ser identificados pela sua coloração, granulometria tátil visual e posição do nível de água.

#### **5.4 Resultados – Mapa de Suscetibilidade a Deslizamentos Rasos – *SHALSTAB***

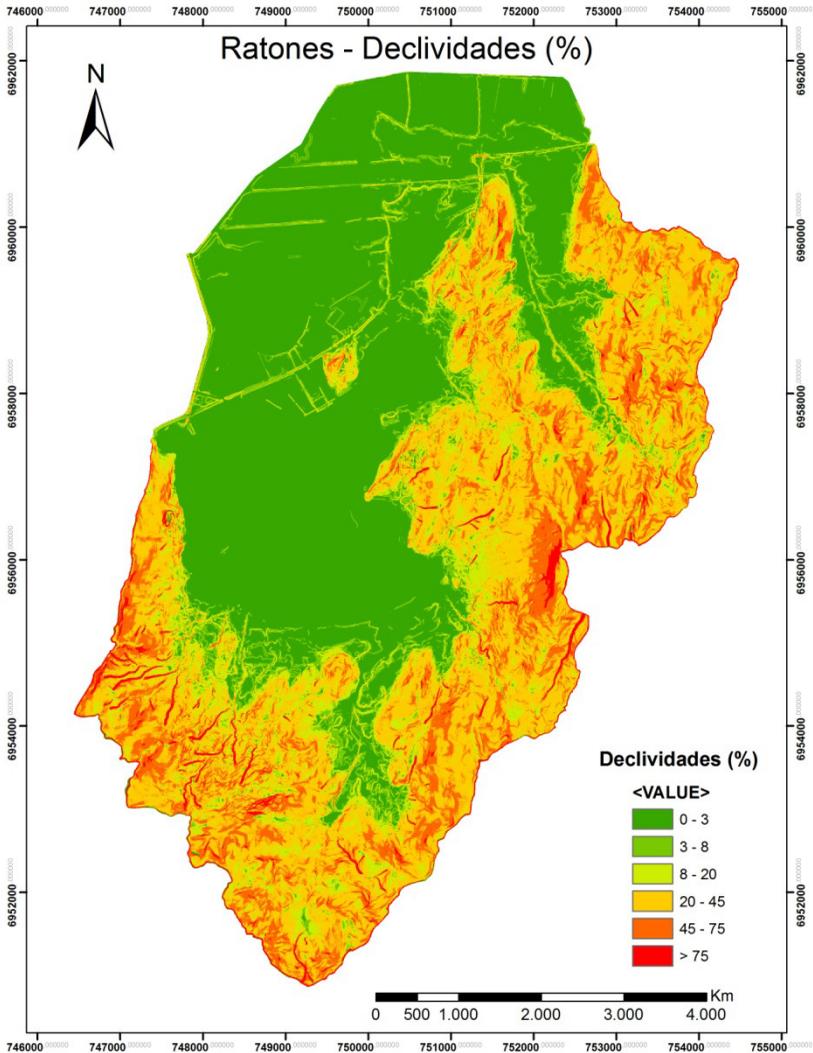
A suscetibilidade a movimento de massa foi complementada pelo modelo *SHALSTAB* de Dietrich e Montgomery (1998) que avalia deslizamentos rasos. Para tal, foram executados ensaios de cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros de resistência, elaborados mapas de elevação (MDT) e declividades (Figura 50 e Figura 51).

Figura 50 - Modelo Digital do Terreno



Observa-se que as áreas tanto as elevações quanto das regiões mais planas da bacia se equivalem.

Figura 51 - Mapa de declividades



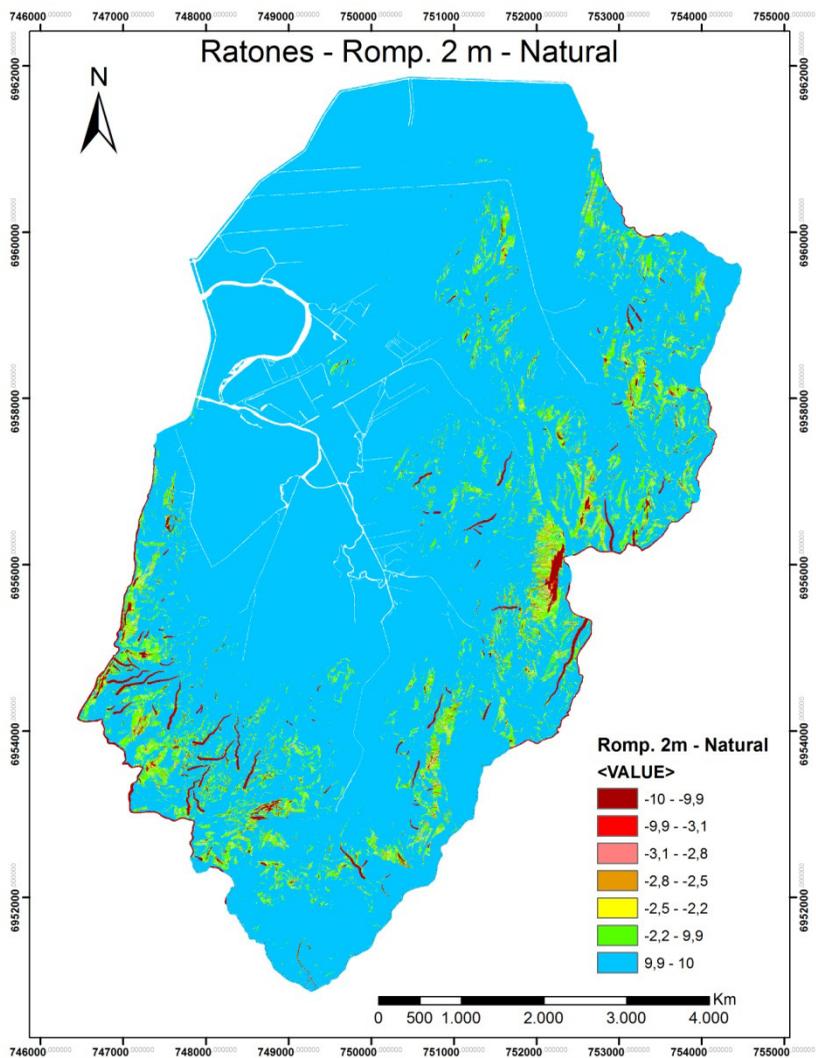
As declividades das elevações que correspondem aos solos classificados como Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos são acentuadas e alcançam valores elevados de 20 a 45% e superiores a 45%

em média que, segundo a classificação adotada por Davison Dias (1995), correspondem a solos fortemente ondulados e montanhosos ou escarpados, respectivamente.

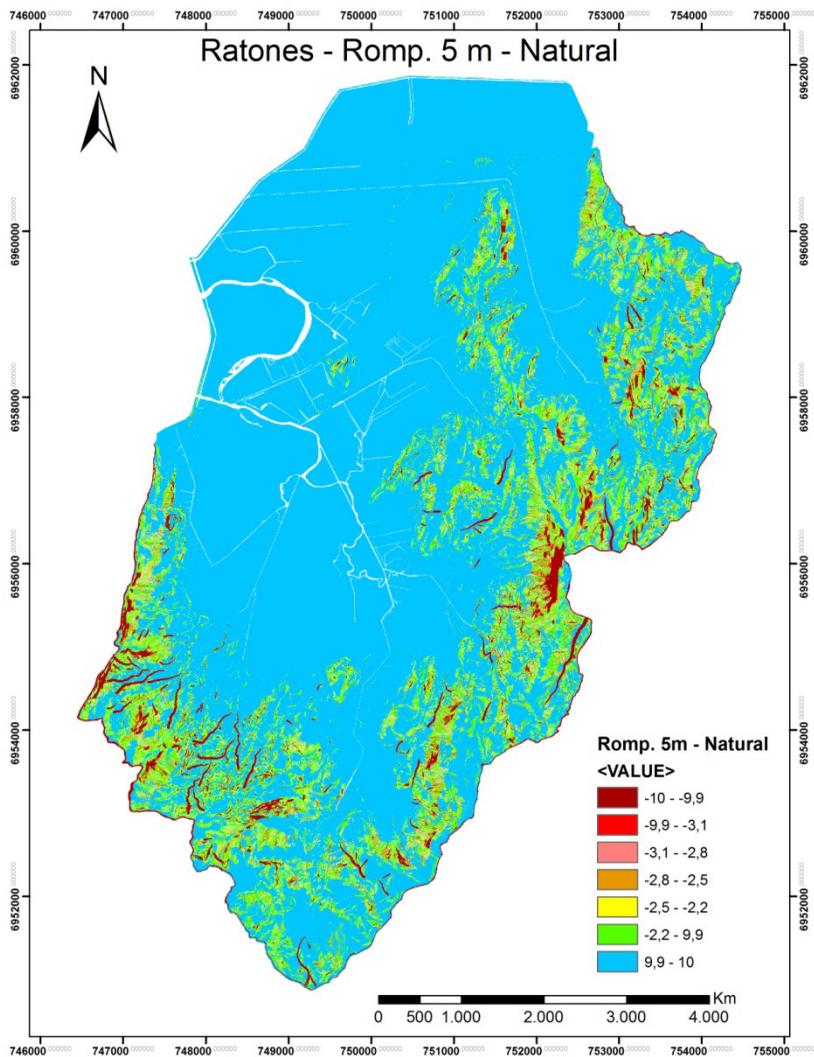
A espessura do solo (profundidade da superfície de ruptura), necessária para a aplicação do modelo foi variada, tendo em vista diferentes cenários (2m, 5m, 7m e 9m).

As Figuras 52, 53, 54 e 55 apresentam os resultados obtidos com a iteração dos parâmetros de resistência e modelo hidrológico.

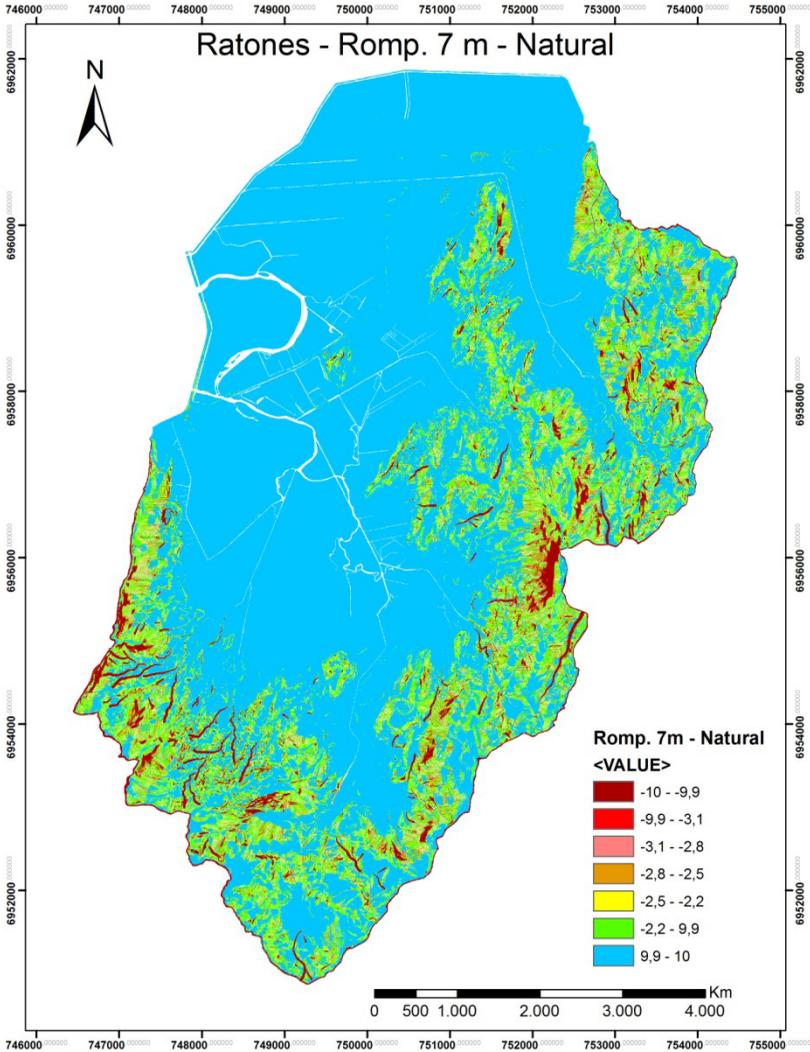
**Figura 52** - Cenário 01 - Espessura de solo de 2 m - Suscetibilidade a deslizamentos rasos com base no modelo *SHALSTAB*



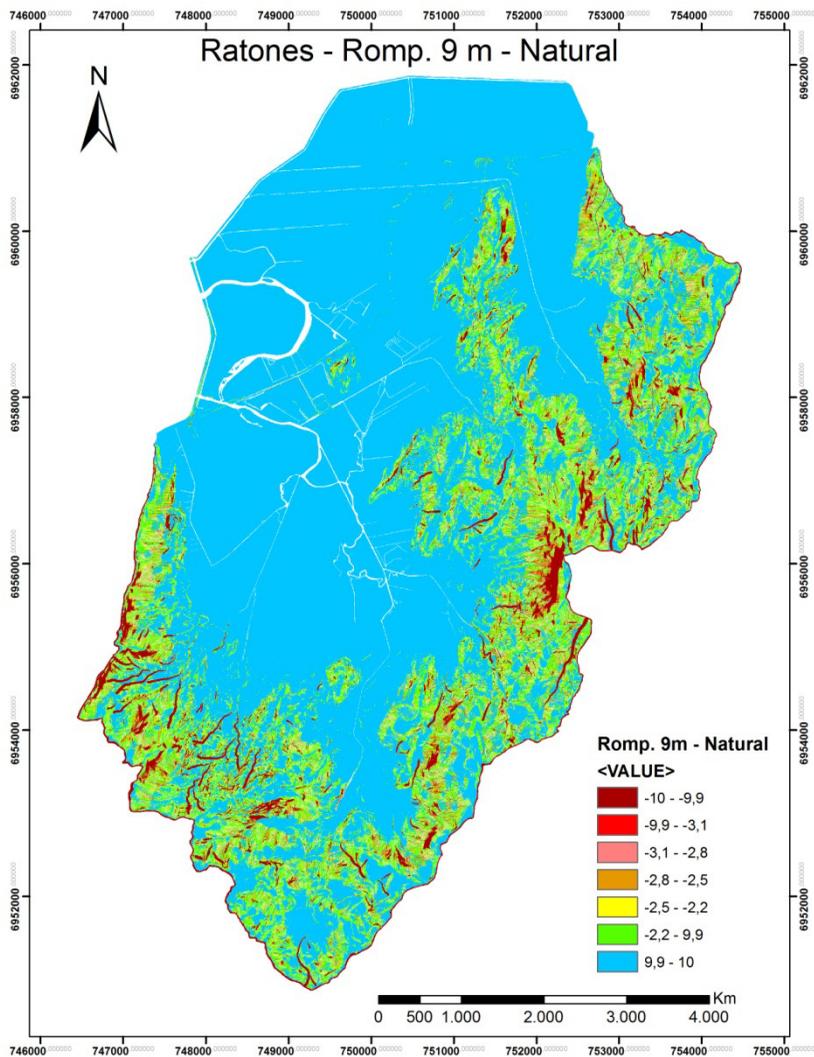
**Figura 53** – Cenário 02 - Espessura de solo de 5 m - Suscetibilidade a deslizamentos rasos com base no modelo *SHALSTAB*



**Figura 54** – Cenário 03 - Espessura de solo de 7 m - Suscetibilidade a deslizamentos rasos com base no modelo *SHALSTAB*



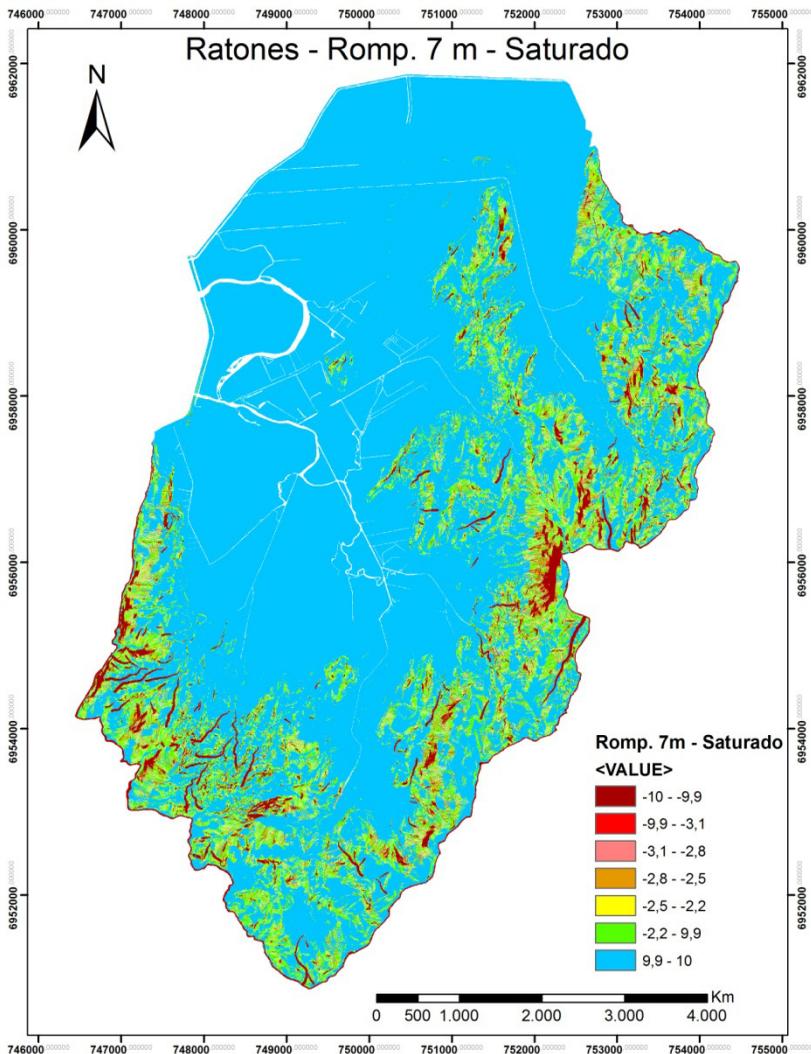
**Figura 55** – Cenário 04 - Espessura de solo de 9 m - Suscetibilidade a deslizamentos rasos com base no modelo *SHALSTAB*



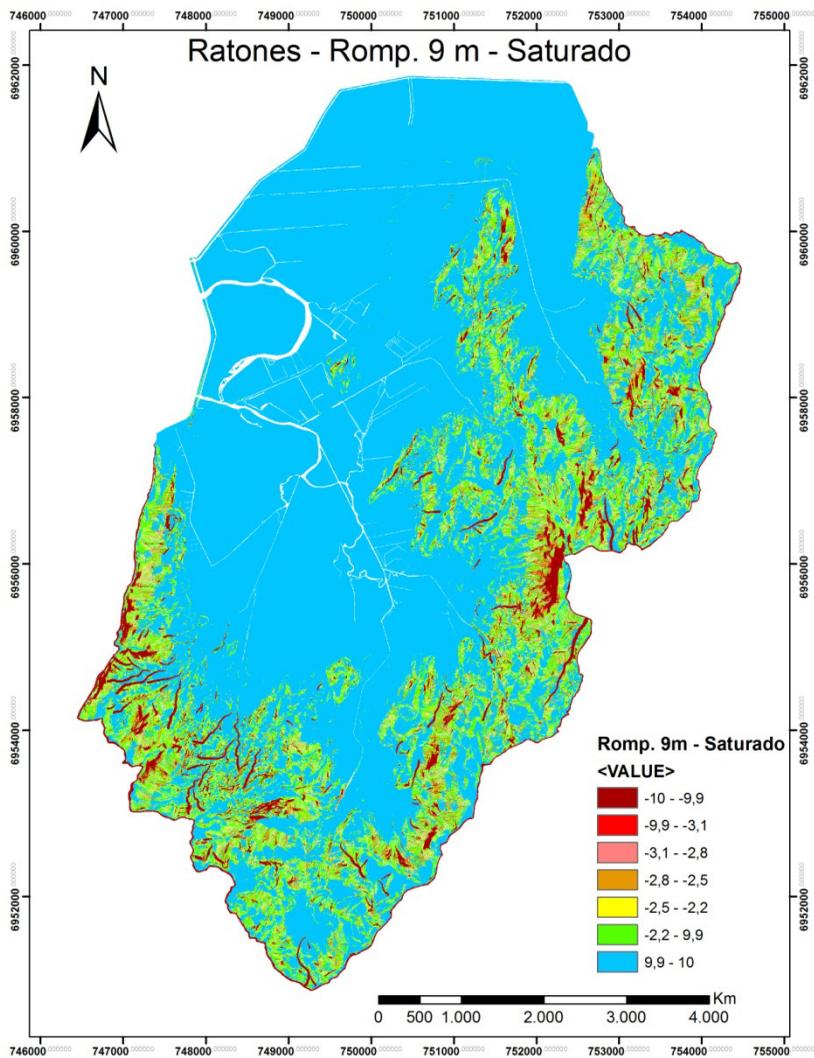
As Figuras 56 e 57 apresentam os resultados obtidos com a iteração dos parâmetros de resistência e modelo hidrológico

considerando o peso específico saturado do solo para as profundidades de 7 m e 9 m.

**Figura 56** – Cenário 01 (peso específico saturado) - Espessura de solo de 7m - Suscetibilidade a deslizamentos rasos



**Figura 57** – Cenário 02 (peso específico saturado) - Espessura de solo de 9m - Suscetibilidade a deslizamentos rasos



Como discutido anteriormente, o modelo *SHALSTAB* é baseado na lei de Mohr-Coulomb, onde, durante a ruptura, as tensões atuantes são iguais a resultante das forças estabilizadoras (coesão e ângulo de atrito). Ao analisar a área, o modelo exibe 7 classificações. São elas:

| <b>Classes de Estabilidade</b>                 |   |
|--|---|
| A. Incondicionalmente instável e não saturado; |  A <b>Instável</b> |
| B. Incondicionalmente instável e saturado;     |  B                 |
| C. Instável e saturado;                        |  C                 |
| D. Instável e não saturado;                    |  D                 |
| E. Estável e não saturado;                     |  E                 |
| F. Incondicionalmente estável e não saturado;  |  F                 |
| G. Incondicionalmente estável e saturado.      |  G <b>Estável</b>  |

Com base nos cenários de avaliação da estabilidade dos solos da bacia analisada, observa-se a concentração de zonas instáveis principalmente nas unidades de Cambissolos de substrato granito (Cg) e Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito (PVg).

Os Cambissolos de substrato depósito de encostas (Cde), apesar de se tratarem de solos coluvionares, encontram-se em áreas de relevo tendendo ao suave ondulado e, portanto, o modelo proposto não o identificou como de elevada instabilidade.

A unidade Areia Quartzosa de substrato rampa de dissipação (AQrd), apesar de apresentar parâmetros de resistência muito baixos, sobretudo em razão de sua coesão ( $c = \text{zero}$ ), possui certa estabilidade, sobretudo devido ao fato de estar localizada em relevo pouco ondulado e por apresentar comportamento de ruptura drenada. Este tipo de unidade, no que diz respeito à instabilidade de encostas, não apresenta restrição de uso e ocupação. Sua restrição é relacionada à ocupação por edificações, onde as fundações podem sofrer recalques consideráveis por colapso. Porém, esta característica será discutida posteriormente. Por estarem localizados em cotas mais suaves, as unidades classificadas como Podzol (PZsq), Mangue (SMsq) e Glei (Gsq) de substrato

sedimentos quaternários apresentaram-se estáveis e não apresentarão problemas quanto a instabilidade de encostas.

## **5.5 Resultados – Mapeamento Geotécnico**

O mapeamento geotécnico foi realizado de acordo com a metodologia de Davison Dias (1995). Na Figura 58 tem-se o Mapa Geotécnico preliminar, enquanto na Figura 59 é apresentado o mapa produzido pela metodologia proposta.

Figura 58 - Mapa Geotécnico Preliminar

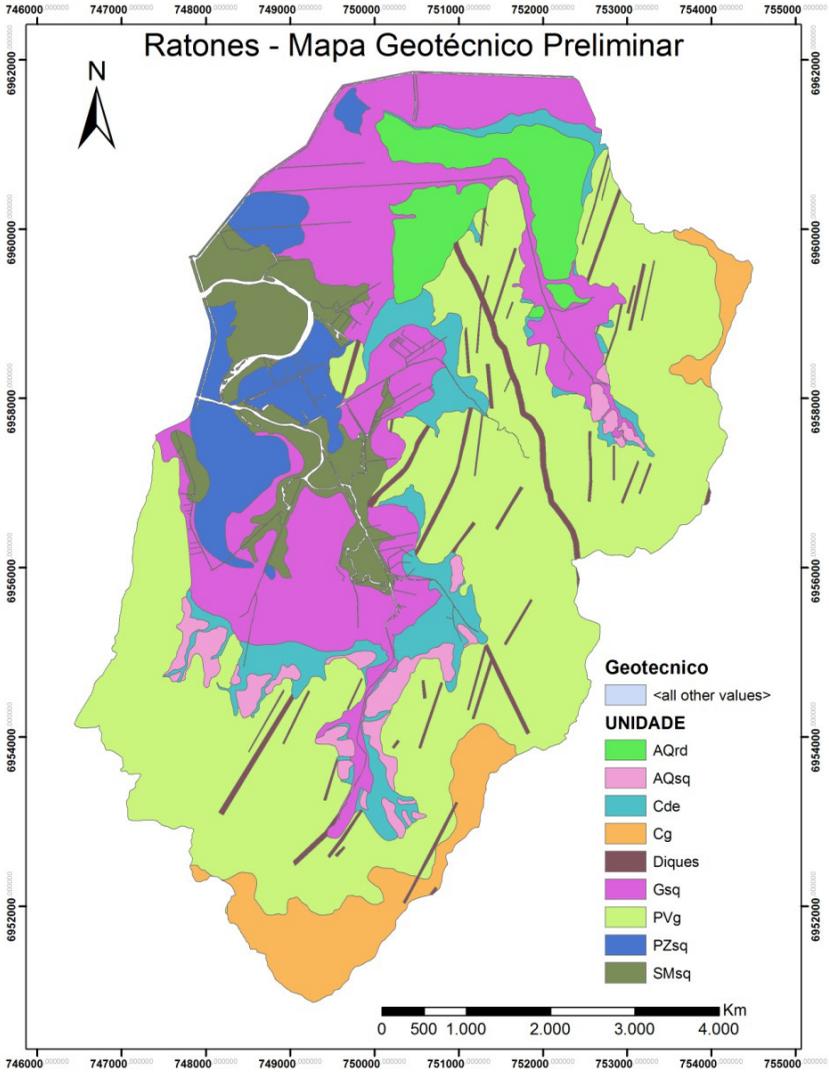
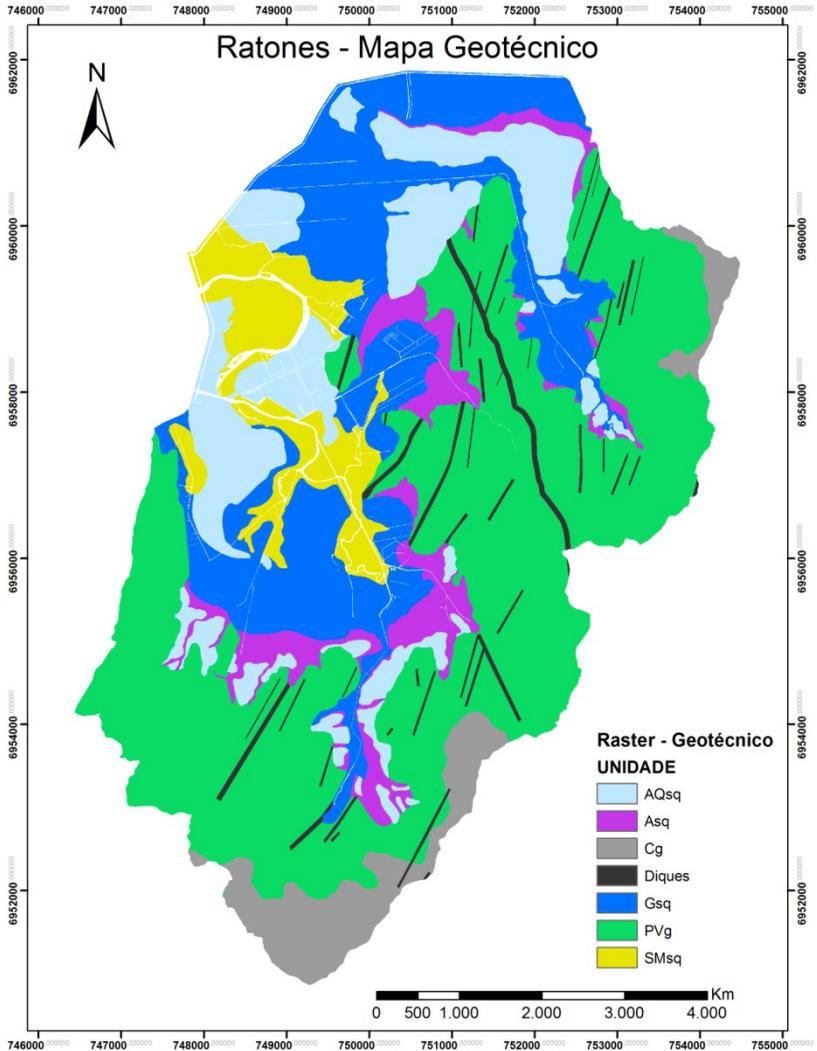


Figura 59 – Mapa Geotécnico



A geotecnia da bacia em estudo é formada por solos residuais originados das elevações de granito, que são cortadas por solos argilosos resultantes de diques de riolitos, dacitos e diabásios. Em sua região de

planície é composta por solos sedimentares eólicos, fluviais e lacustres, enquanto que os solos coluvionares ocorrem em relevo mais ondulado e estão localizados nos pés dos taludes.

Os granitóides, quando submetidos a processos de intemperismo de climas tropicais e subtropicais, apresentam um manto inconsolidado de espessura mediana, conforme foi observado em alguns perfis de sondagem de áreas adjacentes à bacia em estudo.

Nas planícies, a espessura de solo mole pode chegar a elevadas profundidades e são comuns os solos com intercalação de camadas de areias e siltes, com o nível do lençol freático próximo à superfície.

No que diz respeito às unidades geotécnicas, esse trabalho resultou na identificação das seguintes unidades originadas de solos residuais: Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito (PVg); Cambissolo de substrato granito (Cg); e Litólico de substrato granito (Rg).

Em relação aos solos sedimentares de substrato sedimentos quaternários, ocorrem as Areias Quartzosas (AQsq); os Solos Aluviais (Asq), os Solos Gleí (Gsq) e os Solos de Mangue (SMSq).

A Tabela 13 apresenta as unidades geotécnicas geradas para a área de estudo e suas respectivas áreas de ocorrência.

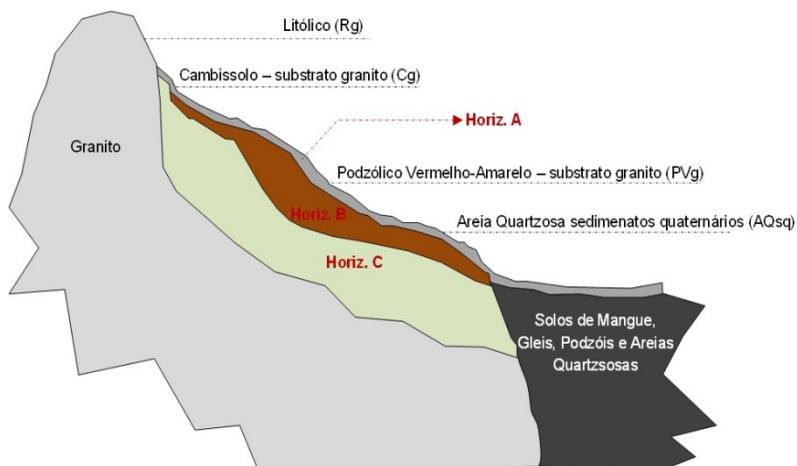
**Tabela 13** – Unidades geotécnicas e respectivas áreas da Bacia do Rio Ratonés

| <b>Unidade Geotécnica</b> | <b>Denominação</b>   | <b>Área (Km<sup>2</sup>)</b> |
|---------------------------|--|------------------------------|
| AQsq                      | Areia Quartzosa rampa de dissipação e de sedimentos quaternários | 5,87                         |
| Asq                       | Solos aluviais de substrato sedimentos quaternários              | 4,58                         |
| Cg                        | Cambissolo de substrato granito                                  | 2,98                         |
| Gsq                       | Gleí de substrato sedimentos quaternários                        | 10,49                        |
| PVg                       | Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito                  | 23,15                        |
| SMSq                      | Solos indiscriminados de mangue                                  | 3,46                         |
| Rg                        | Litólico de substrato granito                                    | 0                            |

As unidades geotécnicas geradas ocorrem de acordo com a movimentação do relevo, segundo uma ordenação lógica, denominada de *toposequência* (termo utilizado por Santos, 1997).

Nas regiões não urbanizadas, onde a atividade antrópica não interfere com escavações e aterros, isso pode ser observado com relativa facilidade. Assim, na bacia do rio Ratoles, observa-se a toposequência típica de ocorrência dos solos, conforme a Figura 60.

**Figura 60** – Sequência topográfica de surgimento dos solos da bacia do Ratoles



### 5.5.1 Cambissolo de substrato Granito (Cg)

As unidades de Cg da bacia do rio Ratoles apresentam as seguintes características:

- Cambissolo de substrato granito apresenta um perfil formado por um horizonte A e um horizonte B, ambos com espessuras inferiores a 50 cm e um horizonte C com a estrutura do granito, minerais primários intemperizados, mas com comportamento mecânico e hidráulico de solo e não de rocha;
- São solos não hidromórficos com drenagem variando de acentuada a imperfeita e apresentam um horizonte B pouco desenvolvido (*câmbico*) devido alguns fatores relativos aos

processos de origem e formação dos solos. Seu horizonte B é considerado pequeno pela Pedologia (horizonte B incipiente). Apresenta variação de horizontes A-B-C usualmente modesta, mas diferenciável a olho nu. São solos derivados dos mais diversos materiais de origem e encontrados sob condições climáticas variadas. Quando derivados do granito, que é o caso da bacia em estudo, é usual a presença (> 4%) de fragmentos de rochas e/ou minerais primários facilmente intemperizáveis, pelo menos a presença de areia fina;

- Há uma forte incidência neste horizonte de rochas pouco intemperizadas em uma matriz areno-siltosa, resultante da elevada quantidade de quartzo, o que pode ocasionar em rolamento de matacões;
- Os horizontes C dos Cambissolos da bacia do rio Ratonas podem apresentar profundidades variáveis, pois ocorrem em uma topografia bastante íngreme, e muitas vezes podem alcançar profundidades de até 10m;
- A resistência ao cisalhamento do Cambissolo eleva com a variação da profundidade e a compressibilidade reduz em razão da proximidade da rocha de origem. O comportamento geotécnico desta unidade de solo é regido, predominantemente, pelas características herdadas da rocha de origem, uma vez que o horizonte C, que é a camada de solo mais espessa, pode apresentar vários minerais não decompostos pelos processos de intemperismo desta rocha. Assim sendo, dependendo da constituição mineralógica do horizonte C do solo, esta camada pode apresentar grande variação de valores de CBR, expansão, coeficiente de colapso, entre outros, por exemplo;
- Ressalta-se que a utilização desta unidade como absorvente de efluentes domésticos depende da espessura do horizonte C. Caso o horizonte C seja raso, estima-se que o solo não seja suficiente para tratar de efluentes de forma física e, mesmo que a capacidade de troca catiônica seja elevada, de forma química;

- As diferentes zonas de permeabilidade que são encontradas na Ilha de Santa Catarina, dependentes da dinâmica da água de montante, podem resultar em encostas frágeis, suscetíveis a movimento de massas. É frequente o movimento de massas em encostas localizadas em unidades de Cg em que ocorrem diques e sils de diabásio em cotas mais elevadas. Observa-se que a dinâmica da água que entra pelos elementos mais permeáveis da encosta encontra uma barreira natural de baixa permeabilidade e faz com que os valores da poro-pressão sejam elevados, o que ocasiona o movimento de massa.

### **5.5.2 Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato Granito (PVg)**

Os Podzólicos Vermelho-Amarelos de substrato granito são característicos de regiões de clima úmido, com perfis bem desenvolvidos, profundidade mediana, moderadamente ou bem intemperizados. Esta unidade apresenta um horizonte A inferior a 50 cm, um horizonte B de cores vermelhas com aproximadamente 1 m de espessura, mais argiloso que o horizonte A, e um horizonte C granular, podendo alcançar até 30m de espessura.

Na bacia de estudo, este tipo de solo apresenta gradiente textural em seu horizonte B e ocorre em um relevo forte ondulado a ondulado, porém, em relevo mais suave que a unidade Cg.

O teor de argila presente em seu horizonte B (de cor vermelha ou vermelho-amarelada), normalmente, é bem maior do que a quantidade deste material localizada no horizonte A.

O comportamento mecânico do horizonte C (saprolítico) desta unidade assemelha-se ao comportamento descrito para a unidade de Cambissolo de substrato granito, pois também guarda a estrutura da rocha de origem, com presença de matações (intemperismo esferoidal), e apresenta um comportamento variável em função do grau de intemperismo dos minerais primários presentes no horizonte C.

O horizonte B apresenta um índice de resistência à penetração dos 30 cm finais do amostrador padrão da sondagem à percussão com

circulação d'água (Nspt) entre 5 e 7. No horizonte C, o número de golpes é superior a 12, e a resistência é crescente à medida que a rocha de origem se aproxima. No que diz respeito ao uso e ocupação por fundações superficiais de edificações, estas devem ser assentadas após o horizonte B, e assim contar com maior resistência e menor compressibilidade.

Uma característica importante dos solos da unidade PVg é a redução da resistência ao cisalhamento com a inundação. Assim como a unidade Cg, este solo apresenta significativa perda de coesão com a variação do grau de saturação, independente do substrato e do horizonte (B ou C). Essa redução, notada para a coesão do solo, é observada em muito menor escala no ângulo de atrito interno, que, algumas vezes, eleva seu valor.

Devido à anisotropia, típica do horizonte C deste tipo de unidade, ocorre a grande dispersão dos resultados de ensaios geotécnicos. Mesmo no horizonte B, a variação da textura interna desta camada de solo também é responsável pela variabilidade dos resultados.

Nos locais onde ocorrem diques de diabásio, as espessuras de solo são maiores e o horizonte C, dependendo do grau de alteração, pode ser expansivo. O solo de alteração de diabásio pode ocorrer dentro dos maciços rochosos, ou abaixo de corpos graníticos de grandes dimensões, trazendo sérios problemas geotécnicos para obras de engenharia. Os movimentos de massa que ocorrem nesta unidade, geralmente estão associados aos diques de diabásio.

Na unidade Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito, tanto o horizonte B quanto o C são bem drenados e apresentam lençol freático profundo, o que permite a sua utilização como absorvente de efluentes domésticos.

### **5.5.3 Litólico de substrato Granito (Rg)**

Apesar desta unidade não constar no mapa geotécnico (devido à escala do mapeamento), ocorre em áreas localizadas. Desta forma, são descritas algumas características principais deste tipo de unidade.

O Litólico de substrato granito são solos extremamente rasos, com a rocha aflorando à superfície. Essa unidade ocorre em relevo montanhoso, geralmente no topo dos morros ou nos costões (em relevos de elevada declividade, ondulado a fortemente ondulado). O horizonte A apresenta espessura inferior a 50 cm, contendo matéria orgânica e raízes de plantas sobre a rocha granítica.

Esta unidade de solo normalmente apresenta baixa compressibilidade e elevada resistência, mesmo nas camadas mais superficiais. Diversos fatores, como as fraturas (e fissuras), rugosidade das rochas e o ângulo que estas se encontram na natureza, são as características mais importantes que regem a estabilidade de elevações rochosas que se apresentam constituídas por esta unidade.

Os solos da unidade Rg podem apresentar problemas de instabilidade de blocos de rocha, com situações de elevado perigo, sobretudo em regiões densamente ocupadas.

Estas unidades podem ser exploradas como pedreiras ou cascalheiras na construção civil, com cuidados específicos evitando a degradação ambiental.

#### **5.5.4 Gleis de substrato Sedimentos Quaternários (Gsq)**

O termo Gleis indica intensa redução de ferro durante o desenvolvimento do solo sob condições de má drenagem ou alagamento. As cores destes solos na bacia de estudo são próximas às neutras (cinzas e pretas), correspondendo à ausência de ferro e podem apresentar-se com mosqueados ou não.

São solos mal ou muito mal drenados, com forte gleização. Na bacia de estudo são desenvolvidos nas áreas de várzeas, áreas deprimidas, planícies aluviais, locais de terras baixas, ou seja, estão normalmente vinculadas ao excesso de água.

Este tipo de solo corresponde às clássicas argilas moles (hidromórficas ou não) estudadas pela geotecnia. O horizonte A desta unidade é escuro e relativamente espesso, enquanto que o horizonte

Glei, que ocorre abaixo do horizonte A, apresenta uma camada de cor acinzentada, ou variegada, com ou sem mosqueado.

De uma forma geral, esta unidade apresenta elevada deformação (por adensamento) e baixa resistência ao cisalhamento quando solicitada por esforços mecânicos.

Apesar de não terem sido executados ensaios de adensamento neste tipo de solo, diversos estudos desenvolvidos com as argilas moles minerais da região costeira do estado de Santa Catarina apontam para um comportamento *normalmente adensado* (NA) de amostras coletadas no horizonte Glei deste tipo de unidade.

A ocupação dessas áreas deve ser criteriosa, pois nesses locais podem surgir intercalações de camadas silto-argilosas com camadas arenosas, ocorrendo, frequentemente níveis de solos orgânicos de baixa capacidade de suporte ( $N_{spt} < 4$ ) entre as mesmas.

Para o uso e ocupação desta unidade sugere-se que para estimar os recalques dos aterros e fundações de edificações é necessário que, além das sondagens do tipo SPT, sejam executados ensaios de adensamento para a definição dos parâmetros de compressibilidade, sobretudo do coeficiente de compressão ( $cc$ ), uma vez que esta unidade corresponde a argilas normalmente adensadas (NA).

Esta unidade apresenta baixa permeabilidade e nível do lençol freático próximo à superfície (solo saturado). Desta forma, para as cargas da engenharia que solicitam mecanicamente o solo de forma imediata, tal qual aterros rodoviários, deve ser avaliada a resistência não drenada. Sugere-se que os ensaios de compressão triaxial na condição UU (Não consolidado; Não drenado) sejam executados para a determinação dos parâmetros de resistência.

Ressalta-se que caso não seja investigado o solo para a execução de obras de engenharia, é possível que ocorram sérios problemas de rupturas e consideráveis recalques de fundações com retificações extremamente onerosas.

### 5.5.5 Areia Quartzosa Sedimentos Quaternários (AQsq)

Na transição entre os morros e as planícies podem ocorrer as Areias Quartzosas de substrato sedimentos do quaternário. Os solos que compõem esta unidade apresentam textura arenosa ao longo do perfil, como o próprio nome sugere. Esta unidade é comumente encontrada na região costeira do estado de Santa Catarina, ocorrem em relevo plano ou suave ondulado, possuem coloração do branco ao amarelado/alaranjado uniforme, abaixo do horizonte A que é ligeiramente escuro.

Pode apresentar o lenço freático próximo à superfície, característica essa que pode influenciar no custo de obras de edificações, devido a possível necessidade de rebaixamento temporário no nível de água (fundações e subsolos), e eficiência do sistema de tratamento individual de esgoto.

A permeabilidade desta unidade de solo é elevada, e tanto a sua resistência quanto a sua compressibilidade de efeito imediato são condicionadas à compacidade das areias.

Uma característica importante a ser ressaltada deste tipo de unidade é a colapsibilidade. Caso as Areias Quartzosas situem-se acima do lençol freático, parcialmente saturadas ( $0 < S_r < 100\%$ ) podem apresentar uma redução brusca no volume de solo com a inundação do mesmo. Esta deformação do solo é denominada de colapsibilidade.

A unidade Areias Quartzosas de substrato sedimentos quaternários (AQsq), pode apresentar-se em um estado mais solto, mesmo em seu estado natural. Seu problema mais significativo é a erodibilidade. São solos bem drenados e que apresentam boa capacidade suporte desde que confinados. Sua indicação na absorção de efluentes depende da profundidade do lençol d'água subterrâneo, porém, mesmo assim não funcionam corretamente como filtro (O maior problema de engenharia, nessas regiões, é a execução de fossas e sumidouros, principalmente pela presença do lençol freático próximo à superfície dos terrenos). Esse é um problema comum a todos os solos que apresentam o nível d'água superficial, ou seja, a todos os solos hidromórficos. São

áreas onde deveria ser prevista a execução de rede de esgotos com o objetivo de conduzir os efluentes às estações de tratamento.

### **5.5.6 Solos Aluviais de substrato Sedimentos Quaternários (Asq)**

Os solos da unidade Asq apresentam textura arenosa e, por possuírem a forte tendência a serem hidromórficos, apresentam problemas para a instalação de fossas e sumidouros, tal qual a unidade AQsq.

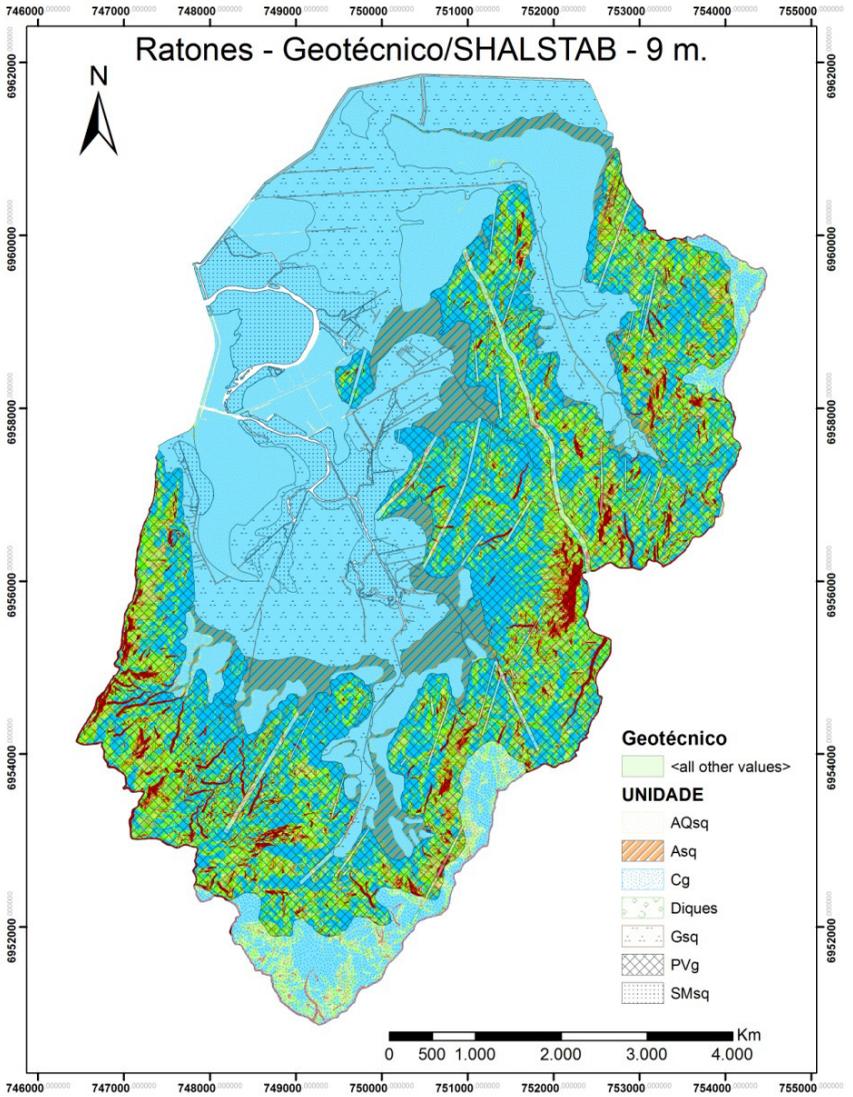
Ressalta-se que a unidade Asq pode apresentar camadas de argila mole, siltes e cascalhos (seixo rolado) com a variação da profundidade (próximas à superfície) logo após a camada arenosa superficial. Caso sejam detectadas camadas de argila mole, devem ser avaliados os problemas associados à resistência não drenada dos solos e compressibilidade, características essas das tradicionais argilas moles estudadas na geotecnia.

### **5.5.7 Solos de Mangue de substrato Sedimentos Quaternários (SMsq)**

Nas planícies, um maior cuidado deve ser dispensado aos mangues, importantes nichos ecológicos na preservação da flora e fauna costeiras e na amortização dos picos de chuvas, que constituem a unidade SMsq. Esta unidade foi classificada por Santos (1997) quando mapeada a Ilha de Santa Catarina.

Os problemas geotécnicos dessa unidade são semelhantes aos que ocorrem com as unidades Gsq.

Figura 61 - Sobreposição Geotécnico/SHALSTAB



## 6 CONCLUSÕES

Após toda a revisão bibliográfica, bem como os procedimentos metodológicos e resultados, pode-se finalmente iniciar a conclusão dessa pesquisa. Tal tarefa não é de simples sintetização, em virtude da ampla abordagem e interação nos ramos de geotecnia, geologia, mapeamento, sistemas de georreferenciamento e geoprocessamento.

O mapeamento geotécnico, realizado segundo diretrizes metodológicas proposta por Davison Dias (1995), foi o ajuste de um mapeamento preliminar. A junção dos mapas geológico, pedológico e curvas de nível possibilitaram a confecção de um mapa geotécnico com bastante precisão.

A unidade geotécnica com maior área na bacia de Ratonos foi a Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito (solo residual), com 23,15 km<sup>2</sup>, seguida do Glei de substrato sedimentos quaternário (solo sedimentar), com 10,49 km<sup>2</sup>.

Os resultados de ensaios de caracterização e resistência, realizados em nove pontos da bacia, de acordo com suas respectivas instruções normativas, foram satisfatórios para a caracterização da bacia. Com a granulometria foi observada a predominância de solos silto-argilosos nos solos residuais, bem como a predominância de solos arenosos nos solos sedimentares.

Na metodologia expedita das pastilhas, pode-se observar a ocorrência de laterização de alguns solos, porém o resultado é apenas uma estimativa, devido ao fato de não ter seguido a completa metodologia proposta por Nogami e Villibor (1995). Portanto, a bacia possui uma predominância de solos lateríticos argilosos (LG'), os quais possuem boas características para uso em obras de engenharia.

Com a massa específica dos solos, pode-se ter uma estimativa do comportamento das unidades frente à erodibilidade, segundo critérios de Pejon e Silveira (2007) e Higashi et al. (2012). A conclusão para esse critério é de que os solos da bacia em questão são de elevada suscetibilidade a erosão.

Nos parâmetros de resistência, oriundos do ensaio de cisalhamento direto, pode-se notar baixas coesões em amostras de locais

predominantemente arenosos, bem como altos valores de ângulo de atrito. Os altos valores de coesão são explicados em função da localização dos pontos de coleta, os quais possuem peculiaridades devido à topografia e questões geológicas.

O banco de dados de sondagens foi útil nas áreas de solo sedimentar, visto que estas são as áreas mais ocupadas na região. Porém deve-se ressaltar que os deslizamentos geralmente ocorrem em regiões de elevações, portanto o banco de dados seria mais útil se representasse também as áreas mais altas. Isso poderia melhorar muito a confiabilidade dos resultados de áreas suscetíveis (mapa gerado pelo *SHALSTAB*), pois poderia simular com maior precisão as cotas de ruptura em interfaces solo-solo, bem como definir cota de impenetrável (leito rochoso), local este que pode ser o elo fraco do sistema.

Como esse trabalho possui âmbito de mapear áreas com risco de deslizamento, este deve ser o item com maior interesse nos resultados. Para esta análise foi utilizado o modelo *SHALSTAB*, de Dietrich e Montgomery (1998), o qual realiza análises de deslizamentos translacionais rasos.

Para utilizar esse modelo foi necessário gerar os mapas de MDT (Modelo Digital do Terreno), declividades, área de contribuição, além do uso dos parâmetros de resistência e caracterização para simular o comportamento das encostas.

As simulações foram realizadas em diferentes cenários, ou seja, com cotas de rompimento de 2 m, 5 m, 7 m e 9 m. Posteriormente, para os cenários de 7 m e 9 m o *SHALSTAB* foi executado com o peso específico saturado, proveniente da análise de índices físicos do solo. Com isso, simulou-se a pior condição natural do local.

Pode-se notar, com os resultados do *SHALSTAB*, uma grande concentração de zonas instáveis na unidade Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito (PVg) e em menor grau, no Cambissolo de substrato granito (Cg). As unidades que se encontram nas regiões baixas (e planas) foram consideradas estáveis, mesmo com baixos valores de resistência (coesão zero). Esse cenário pode ser visualizado na Figura 61.

Pode-se notar que o modelo *SHALSTAB* tem grande sensibilidade a principalmente dois fatores. O primeiro deles é a declividade, pois ao sobrepor os mapas de declividade e o resultado do modelo nota-se grandes semelhança. O outro fator de grande sensibilidade é o ângulo de atrito, o qual pode ser observado em Michel, 2013.

A região possui muitos afloramentos de rochas, fato que provoca o surgimento de áreas incondicionalmente instáveis, ou seja, áreas em que a condição de resistência do solo não suportaria a declividade local. Isso poderia ser melhorado com o mapeamento dos afloramentos, o que demandaria muito trabalho de campo visto que a vegetação que cobre a bacia impede a visualização por imagens de satélite.

Por fim, o mapa de suscetibilidade para a região pode ser adotado de forma a restringir a ocupação frente a esse critério, fazendo com que haja um planejamento do uso, gerando assim mais segurança para a população.

## 7 SUGESTÕES

Trabalhos subsequentes podem ser realizados na mesma bacia, sendo complementado pelos seguintes itens:

- Identificar e mapear os afloramentos de rocha, o que minimizaria as áreas incondicionalmente instáveis;
- Buscar sondagens em regiões de elevação, possibilitando simular o rompimento na interface entre o solo e o impenetrável, visto que nas áreas mais altas o leito rochoso se encontra a pequenas profundidades. Esta segunda alternativa seria de grande relevância, dado que o *SHALSTAB* é modelado nesse fundamento;
- Pesquisar a relação entre a quantidade de chuva e a transmissibilidade do solo. Com os dados de transmissibilidade, pode-se simular a quantidade de chuva necessária para rompimento do talude. A transmissibilidade da bacia de Ratonés foi estudada por David (2004), portanto o maior desafio seria estimular a quantidade de chuva necessária, uma vez que o modelo simula recarga constante (chuva prolongada);
- Realizar mais ensaios em mais pontos da bacia.

## REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo: Determinação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, 1984. 3p.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm: Determinação da Massa Específica dos Grãos.** Rio de Janeiro, 1984. 8p.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo: Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro, 1984. 13p.

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

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de Taludes.** Rio de Janeiro, 1986. 39p.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização.** Rio de Janeiro, 1986. 9p.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio.** Rio de Janeiro, 2001. 17p.

ALMEIDA, G. A. G; ALBRECHT, K. J. **Banco de dados digital das sondagens de simples reconhecimento (SPT): subsídio ao planejamento urbano.** In: 10º Congresso brasileiro de geologia de engenharia e ambiental, Ouro Preto, MG, 2002.

AMORA – Associação dos Moradores de Ratonés, 2013.

ARONOFFf, S. *Geographic Information Systems: A Management Perspective*. WDL Publications, Ottawa, 2º, 1991, 294 p.

ASTM D-3080 (D-3080/D3080M) - *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Developed by Subcommittee: D18.05.

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 apud GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

BASTOS, C. A. B. **Mapeamento e Caracterização Geomecânica das Unidades Geotécnicas de Solos Oriundos dos Granitos, Gnaisses e Migmatitos de Porto Alegre**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991, 155p.

BASTOS, G.; ZUQUETTE, L. V. **Uma Abordagem sobre Banco de Dados em Geotecnia**. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Anais... São Paulo, SP, 2002, v.1

BASTOS, C. A. B.; VALENTE, A. L. S.; TAGLIANI, C. R.; MIRANDA, T. C.; PINTO, W. S.; DIAS, R. D. **Mapeamento de Unidades Geotécnicas como Subsídio à Formação de um Banco de Dados Geotécnicos Georreferenciado para o Município de Rio Grande/RS**. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Anais..., Florianópolis, SC, 2005.

BERNHARDBSEN, Tor. *Geographic Information Systems. An Introduction*. John Wiley & Sons, 2º ed. Nova Iorque, 1999.

BEVEN, K. J. e KIRKBY M. J. *A physically based, variable contributing area model of basin hydrology / Un modèle à base physique de zone d'appel variable de l'hydrologie du bassin versant*. *Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology*, v. 24, n. 1, p. 43-69, 1979.

BEVILÁQUA, F. Z. **Estudo do comportamento geomecânico dos solos residuais de granito de Florianópolis**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, 2004, 117p.

CABALLERO, M. *Evolución Histórica de los Mapas Geotécnicos*. In: BOLETÍN GEOLÓGICO Y MINERO, Espanha, 1973.

CAMARA NETO, G.; BARBOSA, C. C. F.; DAVIS, C.; FONSECA, F. **Conceitos básicos em geoprocessamento**. In: Geoprocessamento: teoria e aplicações, São José dos Campos: INPE, 2000. p. 2-1-2-34.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: vol. 1 – Fundamentos**. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: vol. 2 – Mecânica das rochas**. Rio de Janeiro: LTC, 1987.

CARVALHO, Celso Santos; GALVÃO, Thiago (Organizadores). **Prevenção de riscos de deslizamentos em encostas: guia para elaboração de políticas municipais**. Brasília: Ministério das Cidades; Cities Alliance, 2006. 113 p.

CARVALHO, Celso Santos; MACEDO, Eduardo Soares de; OGURA, Agostinho Tadashi (Organizadores). **Mapeamento de riscos em**

**encostas e margem de rios.** Brasília: Ministério das Cidades; IPT, 2007.

CARVALHO, P. R. S. et al. **Análise comparativa de métodos para delimitação automática das sub-bacias do alto curso do Rio Preto.** Espaço & Geografia Vol. 13 N° 2 (2010), 227:307.

CASTRO, Antônio Luiz Coimbra de. **Manual de desastres: desastres naturais.** Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2003. 174 p.

CEPED – Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres – UFSC. **Resposta ao desastre em Santa Catarina no ano de 2008: avaliação das áreas atingidas por movimentos de massa e dos danos em edificações durante o desastre.** Florianópolis: CEPED UFSC, 2009.

COULON, Flavio Koff. **Mapeamento Geotécnico de Morretes e Montenegro.** Rio Grande do Sul, UFRGS, 1973

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** Cengage Learning, São Paulo, 2011.

DASSOLER DA SILVA, Daniel. **Uso do sistema de informação geográfica no cadastro de sondagens SPT na bacia do Itacorubi.** Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, SC, 2000.

DAVID, Rodrigo Bortolotto de. **Estudo Preliminar de Zoneamento Ambiental para Ocupação Urbana da Bacia do Rio Ratonés.** (Dissertação de Mestrado - Engenharia Ambiental, UFSC, Florianópolis, 2004)

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. **Geomecânica dos solos lateríticos do sul do Brasil**. In: II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil Anais. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, 1989. p. 96-120.

DAVISON DIAS, R.; **Influência da estrutura pedológica na colapsibilidade 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. **Mecânica dos solos laterizados do norte do estado do Rio Grande do Sul visando Engenharia Civil**. Apostila do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – CPGEC, UFSC, Florianópolis, 1997.

DAVISON DIAS, R. **Proposta de uma metodologia de estudos geotécnicos para implantação de rodovias, estradas rurais e vicinais em solos brasileiros**. In: Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, SC, 2001, Anais.

DAVISON DIAS, R.; GASPARIN, P. **Estudo da macroestrutura de solos lateríticos**. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, 1986, Anais.

DAVISON DIAS, R. E GEHLING, Y. Y. W. *Influence of the macrostructure originated from pedologic process on the mechanical behaviour of lateritic porous soils in south Brazil*. In: *International*

*Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*,  
Brasília. Anais. São Paulo, 1985, ABMS, v.2, p.255-268.

DAVISON DIAS, R.; MILITITSKY, J. **Metodologia de classificação de perfis e unidades geotécnicas desenvolvida na UFRGS**. In: REVISTA DE SOLOS E ROCHAS, 1994.

DAVISON DIAS, R.; BASTOS C.A.B.; PINHEIRO, R.J.B. **Perfis de solos residuais da região metropolitana de Porto Alegre**. In: COPPEGEO'93, Anais. Rio de Janeiro, 1993.

DAVISON DIAS, R.; BASTOS, C.; PINHEIRO, R. **Projeto SIGEO – Região Metropolitana de Porto Alegre**. FAERGS, Porto Alegre, 1996.

DEFESA CIVIL, S. D. E. D. Defesa Civil Santa Catarina. Site da Defesa Civil, 2010. Disponível em:

<[www.defesacivil.sc.gov.br/index.php?option=com\\_content&task=view&id=129&Itemid=178](http://www.defesacivil.sc.gov.br/index.php?option=com_content&task=view&id=129&Itemid=178)>. Acesso em: 10 Abril 2013.

DEMERS, M N. *Fundamentals of Geographic Information Systems*, John Wiley & Sons, Nova Iorque, 1997.

DIETRICH, W. E.; BELLUGI D.; REAL DE ASUA R. *Validation of the shallow landslide model, SHALSTAB, for forest management*. In: WIGMOSTA M. S. and BURGESS S. J. *Land Use and Watersheds: Human influence on hydrology and geomorphology in urban and forest areas*. Amer. Geoph. Union, Water Science and Application, 2001, p.195-227.

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.

Diário Catarinense (25/10/2012) - **Região metropolitana de Florianópolis é a que mais cresce no sul do Brasil**. Disponível em:

<http://diariocatarinense.clicrbs.com.br/sc/geral/noticia/2012/10/regiao-metropolitana-de-florianopolis-e-a-que-mais-cresce-no-sul-do-brasil-3929226.html> (acesso em: 12/04/2013)

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – Centro Nacional de Pesquisa de Solos – Ministério de Agricultura e Abastecimento. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. Serviço de Produção de Informação, SPI, Brasília, DF, 1999, 411p.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. **Movimentos de massa: uma abordagem geológico-geomorfológica**. In: GUERRA, A.J.T.; CUNHA, S.B. (Organizadores). **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand, 1996.

FONTES, Liseane Padilha Thives da Luz. **Contribuição à investigação geotécnica de vias urbanas não pavimentadas através do emprego do penetrômetro dinâmico de cone**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2001.

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, São Paulo, 1991. Anais... ABPv, v.1, p.591-604.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 169 p.

**GODOY, H. Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT.** Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997, 132p.

**GODOY, H. Desenvolvimento de procedimento visual-táctil para o reconhecimento geotécnico de campo dos solos das bacias hidrográficas do Aguapeí e Peixe no estado de São Paulo.** Relatório Científico Final de Pós-Doutorado, Programa de Pós-Doutorado em Geoquímica e Geotectônica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2000.

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

**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, 1996, Anais... ABPV, v.2, p.557-568.

**GOMES, R. A. T.; GUIMARÃES, R. F.; CARVALHO JÚNIOR, O. A.; FERNANDES, N. F. Análise da influência da escala cartográfica no resultado de um modelo de previsão de áreas críticas a deslizamentos.** Ciência e Natura, UFSM, p.269-286, 2004.

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

**GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

GUIMARÃES, R. F. **Utilização de um modelo de previsão de áreas susceptíveis a escorregamentos 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.

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.

HEIDEMANN, M. e HIGASHI, R. A. R. **Mapeamento geotécnico de um vetor de expansão urbana do município de Tubarão – SC.** 7º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Maringá, PR 2010.

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

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

HIGASHI, R. R.; DAVISON DIAS R. **Mapeamento geoambiental do município de tubarão visando disposição de resíduos.** In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental – REGEO 2003, Porto Alegre – RS, 2003.

HIGASHI, R. R.; DAVISON DIAS, R. **Estimativa de comportamento dos solos do município de Tubarão através de ferramenta SIG visando o planejamento e implantação de rodovias.** In: 34ª Reunião Anual de Pavimentação, Campinas – SP, 2003.

HIGASHI, R. R.; SPRICCIGO, T. **Análise radial dos solos da zona urbana do município de Ipumirim: previsão de expansão da malha viária urbana.** In: Reunião Anual de Pavimentação Urbana, Aracajú – SE, 2003.

HIGASHI, R. A. R.; FERNANDES, B.; REINKE, E.; MACHADO, G.; CAPINHEIRA, J.; NIEHUES, R. **Estudo de jazida de areia quartzosa podzolizada e cambissolo do município de Florianópolis.** In: 34ª Reunião Anual de Pavimentação, Campinas – SP, 2003.

HIGASHI, R. R.; GONÇALVES, A.; LIMA, T. L.; SPRICIGO, T.; DAVISON DIAS, R. **Ensaio de erodibilidade em elevações graníticas do município de Tubarão.** In: GEOSUL – IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Curitiba – PR, 2004. ABMS, p.155-161.

HIGASHI, R. A. R.; DAVISON DIAS, R.; MACCARINI, M. *On the erosive potential of some weathered soils from southern Brazil.* Soils and Rocks, São Paulo, 2012, p. 219-225.

HIGHLAND, Lynn M.; BOBROWSKY, Peter. *The landslide handbook: A guide to understanding landslides.* Reston, Virginia, EUA. Geological Survey, 2008. 129 p.

IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas. **Procedimentos Metodológicos para o Mapeamento de Riscos de Escorregamento em Assentamentos Precários no Município de São Paulo, SP.** Comunicação Técnica, Nº171036. São Paulo, 2012

IPUF.1997. **Plano de Desenvolvimento.** Florianópolis: Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, 1997.

KOPEZINSKI, I. **Mineração x Meio Ambiente: Considerações Legais, Principais Impactos Ambientais e seus Processos Modificadores.** Porto Alegre, Ed. Universidade/UFRGS, 2000.

LEI Nº 7.661, DE 16 DE MAIO DE 1988. **Institui o Plano Nacional de Gerenciamento Costeiro e dá outras providências.** Brasília, 1988.

MAFRA JR, Celso da Silva. **Elaboração do mapa preliminar de unidades geotécnicas do município de Brusque associado a um banco de dados geotécnico em ambiente de SIG.** Florianópolis, 2007, 123 pg.

MAFFRA, Cristina Q. T.; MAZZOLA, Marcelo. **As razões dos desastres em território brasileiro.** Em: Santos R. F. Organizador. **Vulnerabilidade ambiental: desastres naturais ou fenômenos induzidos?** Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2007. 192 p.

MARCELINO, Emerson Vieira. **Desastres Naturais e Geotecnologias: Conceitos Básicos.** Caderno Didático nº 1. Santa Maria: INPE/CRS, 2008. 39 p.

MARCELINO, E. V., NUNES, L. H.; KOBIYAMA, M. **Banco de dados de desastres naturais: análise de dados globais e regionais.** Caminhos de geografia: revista online. Uberlândia, v. 6 (19): 130-149, out. 2006. Disponível em: <http://www.seer.ufu.br/index.php/caminhosdegeografia/article/view/15495/8774>

MARCHIORI-FARIA, D. G.; AUGUSTO FILHO, O. **Mapeamento de perigo associado a escorregamentos em encostas urbanas utilizando o Processo de Análise Hierárquica (AHP).** In: ABGE, SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, 7, Maringá-PR, 2010.

MEIRELLES, M. C. e DAVISON DIAS, R. **Estudo da erodibilidade de solos residuais do complexo granito-gnaissico – município de Santo Amaro da Imperatriz, SC.** In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos – SP, 2004, v.1, p.465-470.

MICHEL, Gean Paulo. **Modelagem de estabilidade de encostas com consideração do efeito da vegetação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental, 2013.

MICHEL, Gean Paulo; GOERL, Roberto Fabris; KOBIYAMA, Masato. **Aplicação do SINMAP (*Stability Index Mapping*) na bacia do Rio Cunha, Rio dos Cedros – SC, para previsão de áreas susceptíveis a escorregamentos**. (2010).

MICHEL, Gean Paulo; KOBIYAMA, Masato; GOERL, Roberto Fabris. **Análise Comparativa entre Modelos *Shalstab* e *Sinmap* na Identificação de Áreas Susceptíveis a Escorregamentos Translacionais**. X Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, Foz do Iguaçu-PR, 2012

MIRANDA, José Iguelmar. **Fundamentos de Sistema de Informações Geográficas**. Embrapa Informação Tecnológica, 2 ed., Brasília – DF, 2010.

MONTGOMERY, D. R.; DIETRICH, W. E. ***A physically based model for the topographic control on shallow landsliding***. *Water Resources Research*, v. 30, n. 4, p. 1153-1171, 1994.

MOTTER, I.; SIRTOLI, A. E.; SIRTOLI, A. R. A.; SANTOS, M. F. **Planejamento da expansão urbana a partir de dados geográficos e ambientais**. IV Simpósio Brasileiro De Cartografia Geotécnica. Brasília – DF, 2001.

NAMIKAWA, Laércio Massaru. **Um Método de Ajuste de Superfície para Grades Triangulares Considerando Linhas Características**. São José dos Campos, INPE, 1995, 136p. (INPE 6122-TDI/583)

NETO, F. S. D. **Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó como emulsão de xisto**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004, 139 p.

NETO, C. B. R.; FUNKE, D. S. **Cartografia geotécnica e legislação ambiental no planejamento urbano**. In: III Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica. Florianópolis – SC, 1998.

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, 1985, ABPv, p.117-134.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais**. In: X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu. Anais... São Paulo, ABMS, 1994, v.4, p.1293-1300.

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, 1995, ABPv, v.1, p.345-363.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Importância e determinação do grau de laterização em geologia de engenharia**. In: 8º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Anais, Rio de Janeiro, ABGE, 1996, v.1, p.345-358.

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.

PEJON, O. L.; SILVEIRA, L.L.L. *Index properties to predict erodibility of tropical soils*. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2007, v. 66, n° 2.

PINTO, Carlos Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. Oficina de Textos, São Paulo, 2000. 247p.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. São Carlos: RiMa, 2009. 406p.

RAIMUNDO, H. A.; SANTOS, G. T.; DAVISON DIAS, R. **Aspectos geotécnicos do contato granito/diabásio associados à instabilidade de encostas em Florianópolis – SC**. In: GEOSUL – III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Joinville – SC, 2002, p. 251-263.

RAMOS, V. M.; GUIMARÃES, R. F.; REDIVO, A. L.; GOMES, R. A. T.; FERNANDES, N. F.; CARVALHO JÚNIOR, 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, Brasília, v.5, n. 1, p. 49-67, 2002.

REGINATTO, Gisele Marilha Pereira. **Caracterização de Movimentos de Massa na Bacia Hidrográfica do Rio Cunha, Rio dos Cedros – SC**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013.

SANT’ANA, W. C. **Estudo de misturas de areia-asfalto a quente para o estado do Maranhão**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2002, 155p.

SANTOS, G. T. **Integração de informações geológicas, pedológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

TAKAYA, H. **Estudo da sedimentação neogênica-quadernária no município de São Paulo: caracterização dos depósitos e suas**

**implicações na geologia urbana.** Tese de Doutorado – Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997. 152p.

TOMINAGA, Lídia K; SANTORO, Jair; AMARAL, Rosângela do (Organizadores). **Desastres Naturais: conhecer para prevenir.** São Paulo: Instituto Geológico, 2009. 196 p.

TOMLIN, D.; **Sistemas de Informação Geográfica e Modelagem Cartográfica.** Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1990

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

VARGAS, Milton. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

VARNES, D. J. *Landslides, analysis and control.* Special Report 176, National Academy of Sciences, cap. II, 1978 apud GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VEDOVELLO, Ricardo; MACEDO, Eduardo Soares de. **Deslizamentos de encostas.** Em: Santos R. F. Organizador. **Vulnerabilidade ambiental: desastres naturais ou fenômenos induzidos?** Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2007. 192 p.

VOLTOLINI, Luiz. **Mapear riscos agora é lei.** Revista Infraestrutura urbana, São Paulo: PINI, n. 17, p. 16-19, agosto 2012.

WICANDER, Reed; MONROE, James S. **Fundamentos de geologia.** São Paulo: Cengage Learning, 2009.

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. **Mapeamento: análise das metodologias e sistemáticas mais utilizadas.** In: VII Congresso Latino-Americano de Geologia. Belém – PA, 1988, v1.

ZUQUETTE, L. V. e NAKAZAWA, V. A. **Cartas de Geologia de Engenharia.** Geologia de Engenharia, São Paulo, 1998, ABGE, p. 282-300.