

VOLUME ANEXOS

ANEXO 1 - Estudo Geofísico de Rio Fortuna: Relatório Técnico



UFSC



RELATÓRIO TÉCNICO - ESTUDO GEOFÍSICO

GeoEnvi Geologia e Meio Ambiente LTDA

Rua Padre Roma, 482, Centro Empresarial Premier, Centro

Sala 909, Florianópolis, SC.

Tel. 48-30285741 | contato@geoenvi.com.br

Florianópolis, 27 de junho de 2016.

1. INTRODUÇÃO

Métodos geofísicos elétricos são bastante utilizados em pesquisas visando a investigação do subsolo. São métodos não destrutivos de relativamente rápida execução e trazem excelentes resultados. No caso de áreas de risco para determinação da espessura de solo (“capeamento”) e dos falhamentos existentes, são especialmente indicados, pois se pode investigar o subsolo com rapidez e baixo custo, se determinando a profundidade do topo rochoso, nível freático e interferências no solo.

2. OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho foi realizar o levantamento geofísico do subsolo, com ênfase na medição da espessura de solo e saturação do solo em área do Município de Rio Fortuna.

3. LOCALIZAÇÃO

A região da pesquisa localiza-se no município de Rio Fortuna, conforme mapa de localização.



MAPA DE LOCALIZAÇÃO SONDAGENS ELÉTRICAS VERTICAIS (SEVs) RIO FORTUNA SANTA CATARINA - BRASIL



Legenda

 Sondagem Elétrica Vertical

GeoEnvi
Geologia e Meio Ambiente
Geologia e Meio Ambiente
CREA: 076636-7
Rua Padre Roma nº 482, Sala 909
CEP 88010-090

Responsáveis Técnicos:

Alexandre Menezes Guedes Junior
Geólogo, CREA/SC 056704-5

Germaine Aline Bernhardt
Geóloga, CREA/SC 033338-7

Elaboração do Mapa
Lohana Bratlieri

Data de Elaboração: 27/06/2016

Memorial Descritivo:
Este mapa apresenta a localização das sondagens elétricas verticais (SEVs) realizadas na área de estudo.

Base cartográfica:
Imagem GoogleEarth Pro - Data: 17/01/2016 - Escala 1:5.000
Projeção Cartográfica: UTM 22 S Datum Horizontal: SIRGAS2000

4. METODOLOGIA

4.1. Sequência de Estudos

- Levantamento Geofísico – Sondagem Elétrica Vertical.
- Processamento dos dados geofísicos.
- Análise dos dados, interpretação e elaboração dos desenhos e relatório.

4.2. Trabalhos de Campo e Escritório

Coordenação: GeoEnvi Geologia e Meio Ambiente.

Estudos: Alexandre Menezes Guedes Júnior, Geólogo – CREA-SC 056704-5;

 Germaine Aline Bernhardt, Geóloga – CREA SC 033338-7.

Geoprocessamento: Lohana Bratlieri – Acadêmica de Engenharia Civil.

Processamento dos dados geofísicos e relatório: Germaine Aline Bernhardt.

Estudo de campo: Gilson Adriano Carvalho de Jesus

Equipamentos utilizados: Resistímetro digital, trena, bússola tipo Brunton, GPS, máquina fotográfica digital.

4.3. Levantamento Geofísico (Eletrorresistividade)

A Geofísica é o estudo subsuperficial da Terra através de medidas indiretas, feitas geralmente, na superfície do terreno. Existem diversos métodos geofísicos usados para prospecção e pesquisa, dentre eles há o grupo dos métodos geoeletricos, que por sua vez, divide-se em métodos elétricos e eletromagnéticos; Tais métodos caracterizam-se por medir a resposta do meio geológico à excitação por campos elétricos ou magnéticos de origem natural ou artificial.



Figura 1. Realização do levantamento geofísico.



Figura 2. Realização do levantamento geofísico.

A Eletrorresistividade baseia-se no fato de que o solo e as rochas, em função de suas composições mineralógicas, texturais e disposições, apresentam a

propriedade da resistividade elétrica. Como a água também possui a propriedade elétrica da resistividade, também é possível mapear a ocorrência e a profundidade do nível freático no subsolo.

O método é realizado estabelecendo-se uma corrente elétrica no solo por meio de um par de eletrodos e verificando-se o potencial resultante por outro par de eletrodos. A corrente elétrica de intensidade I , transmitida por um par de eletrodos denominados **A** e **B**, aos quais está conectada uma fonte de corrente. Mede-se a diferença de potencial (ΔV) entre dois eletrodos de recepção denominados **M** e **N**. A partir daí, pode-se calcular a resistividade aparente do meio geológico. De acordo com a configuração dos eletrodos no terreno essa técnica pode ser denominada "Sondagem Elétrica Vertical" (SEV) ou "Caminhamento Elétrico", gerando uma "Imagem ou Perfil Geoeletrico 2D".

Após os estudos iniciais definiram-se os pontos onde seriam realizadas as SEV's, as quais poderiam confirmar a espessura de solo, a localização do topo rochoso e a presença de água subterrânea.

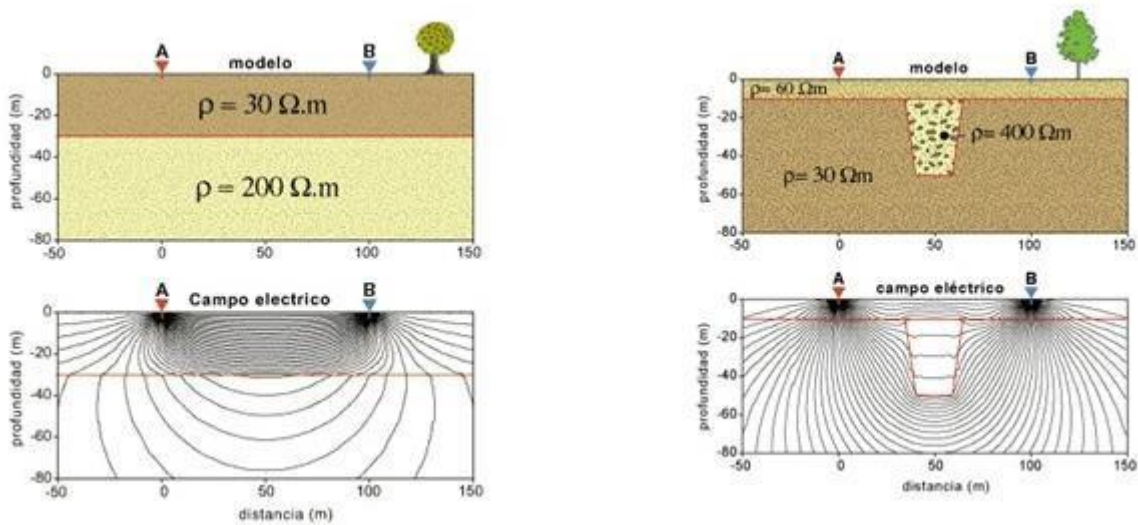


Figura 3. Desenho esquemático: geofísica de eletrresistividade.

5. RESULTADOS OBTIDOS

Resultados do levantamento geofísico

Foram realizadas 02 Sondagens Elétricas verticais (SEV's) em uma área do Município. As SEV's foram realizadas em dois pontos de uma encosta.

SEV 01

A SEV01 foi executada na coordenada -28.141087/-49.122342, no terço superior da encosta, atingindo 21,53 m de profundidade.

Esta SEV apresentou resistividade mais elevada até a profundidade de 1,55 m, tendo sido interpretada como solo com baixo teor de umidade. Abaixo desta camada inicial de solo seco a resistividade diminui mostrando a presença de solo com alto teor de umidade até a profundidade de 8,32 m. Abaixo dos 8,32 m a resistividade diminui significativamente indicando a presença de solo saturado.

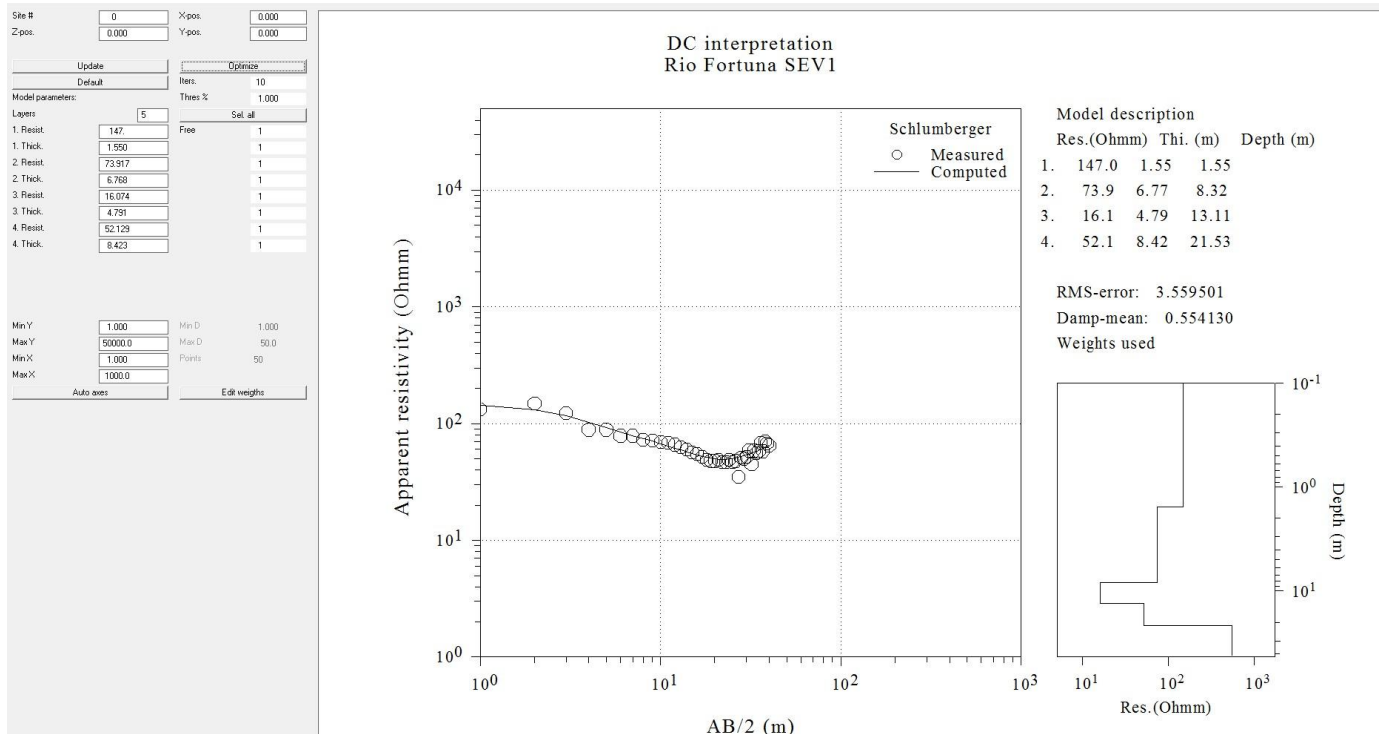


Figura 4. SEV 01 – Gráfico (DCINV).

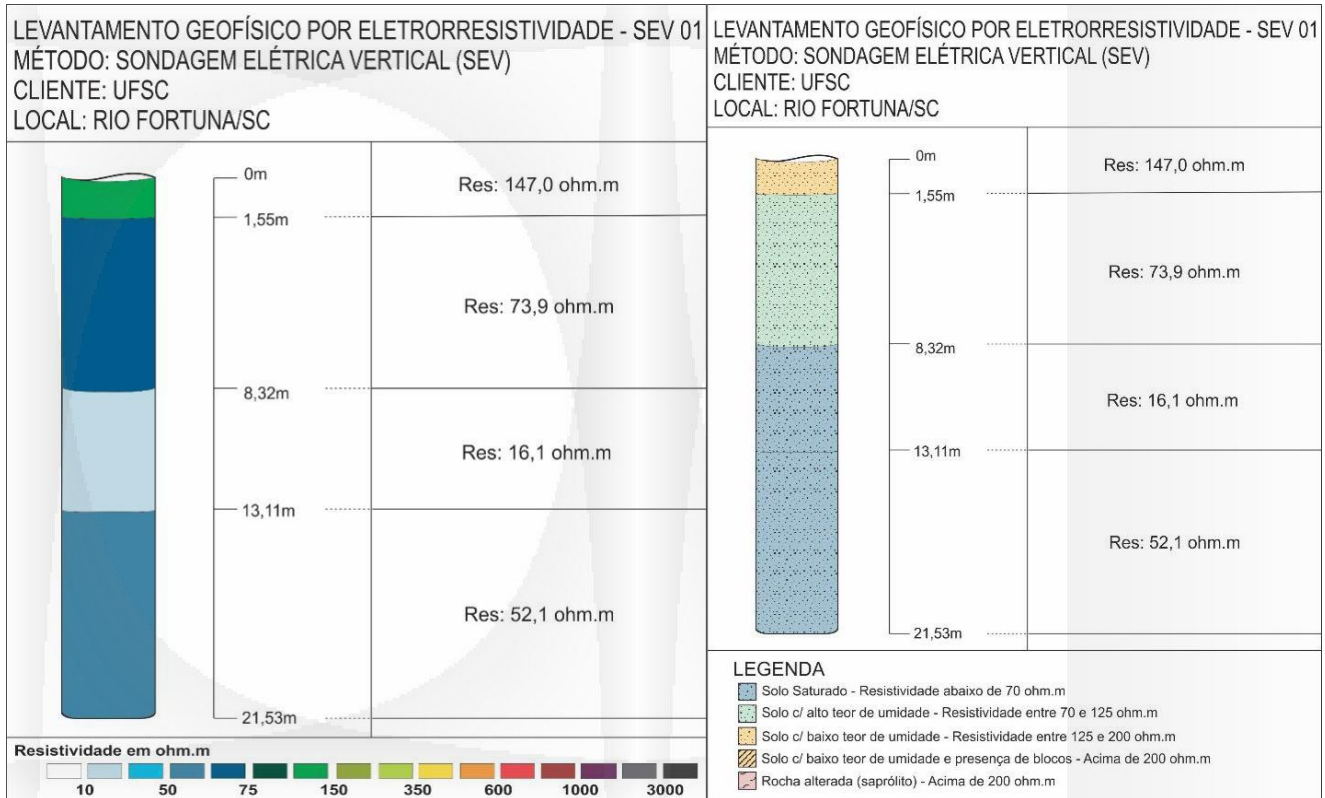


Figura 5. SEV 01 – Resultado e Interpretação.

SEV 02

A SEV02 foi executada na coordenada -28.141049/-49.121748, no terço inferior da encosta, atingindo 48,80 m de profundidade.

Esta SEV apresentou resistividade mais elevada ao longo de toda a SEV, sendo que a porção inicial, até a profundidade de 0,96 m foi a que apresentou resistividade mais alta. Esta camada superficial, pelos dados geofísicos aliados aos dados de campo foi interpretada como sendo de solo com baixo teor de umidade e presença de blocos. Abaixo desta camada inicial a resistividade apresenta variações, mas não atinge resistividade que indique a presença de água no subsolo, permanecendo uma resistividade alta. Considerando os dados de campo, a porção abaixo de 0,96 m foi interpretada como sendo de saprólito (rocha alterada).

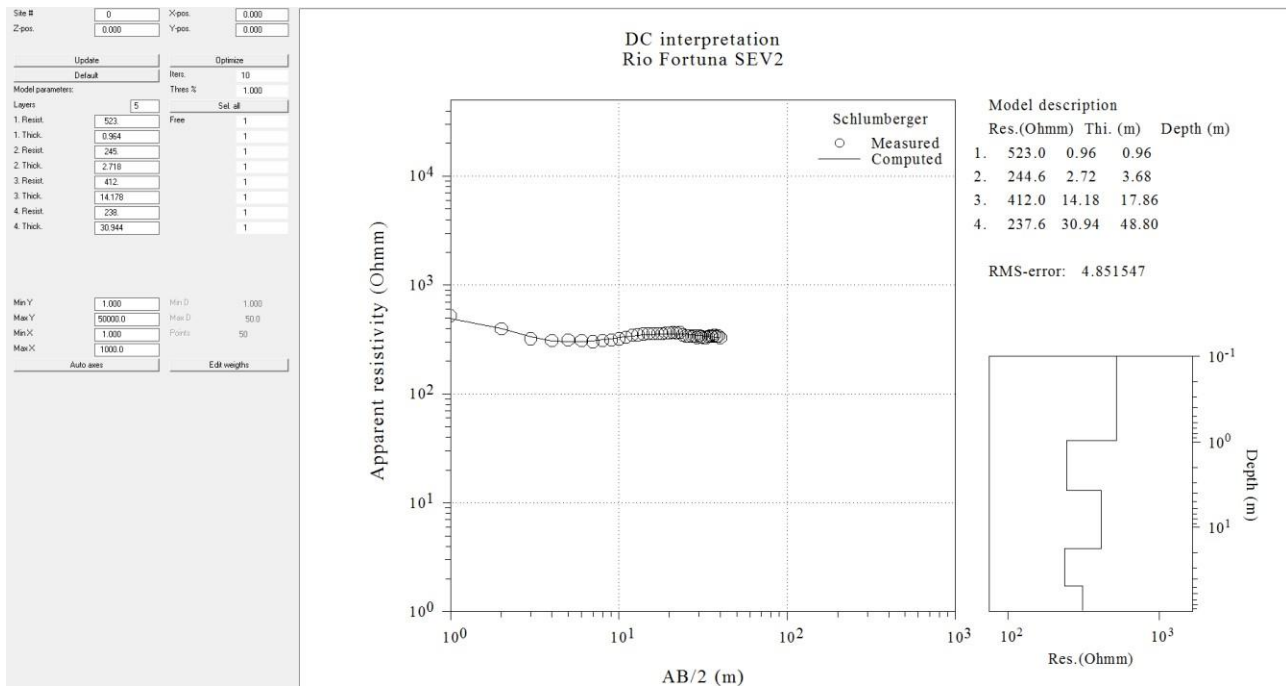


Figura 6. SEV 02 – Gráfico (DCINV).

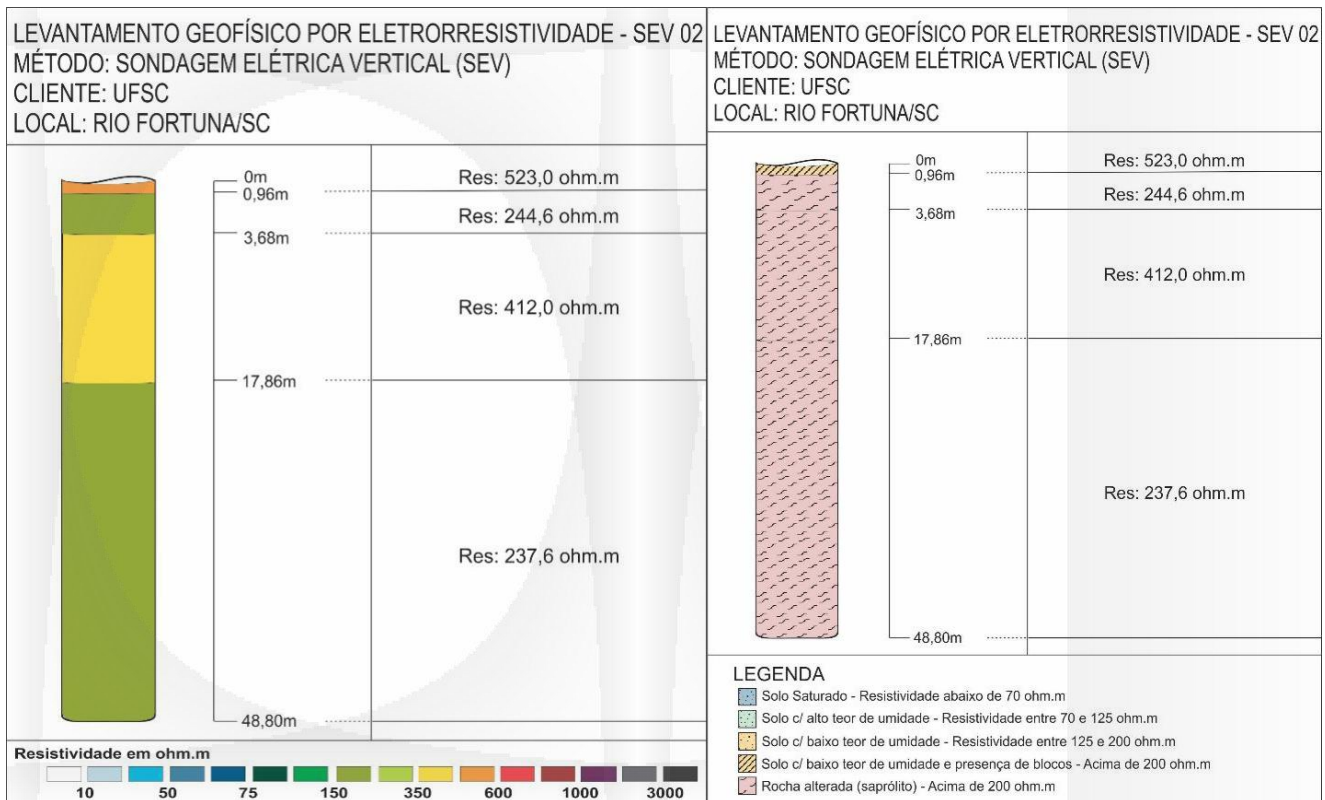


Figura 7. SEV 02 – Resultado e Interpretação.

6. CONCLUSÕES

Os levantamentos geofísicos associados ao levantamento de campo mostraram a existência de camada superficial formada por solo com presença de blocos sobreposta à rocha alterada (saprólito) na porção inferior da encosta. Na porção superior da encosta, os dados geofísicos não mostram a existência do saprólito, mostrando apenas a presença de solo com baixo teor de umidade na porção mais superficial – até 1,55 m – e solo saturado abaixo dos 8,32 m até o limite da SEV.

Florianópolis, 27 de junho de 2016.



Alexandre Menezes Guedes Junior

Geólogo CREA 056704-5



Germaine Aline Bernhardt

Geóloga CREA 033338-7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DAHLIN, T., ZHOU, B. 2004. *A Numerical Comparison of 2D Resistivity Imaging With 10 Electrodes Arrays*. *Geophysical Prospecting*, 52, 379,398. European Association of Geoscientists and Engineering.

DNPM – Mapa Geológico de Santa Catarina. Escala- 1: 500.000. 1986

FREEZE, R. A., CHERRY, J. A., 1979. *Groundwater*. EPrentice Hall Inc. New Jersey, USA.

GANDOLFO, O. C. B. *Um Estudo do Imagemanto Geoelétrico na Investigação Rasa*. Tese de Doutorado com 215 paginas. USP, SP. 2007

TEIXEIRA. C.A.S. 1969. Relatório Preliminar da Geologia das Quadriculas de Braco do Norte e Morro da Fumaca, 1:50.000. Porto Alegre, DNPM. 37p (Relatório Interno).

TRAININI, D.R.; Dias, A.A.; Krebs, A.S.J.; Souza, E.C.; Capeletti, I.; Toniolo, J.A.; Silva, L.C. & Silva, M.A.S. 1978. Projeto Vidal Ramos-Biguacu. Porto Alegre, 303p. Convenio DNPM/CPRM. (Relatório Interno)

ANEXO 2 - Mapeamento Geotécnico da Área de Expansão Urbana do Município de Rio Fortuna



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA ÁREA DE EXPANSÃO URBANA DO MUNICÍPIO DE RIO FORTUNA

EQUIPE

Prof. Dr. Rafael Augusto dos Reis Higashi

Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola

MSc. Regiane Mara Sbroglia

Acad. Bianca Schwartz

Acad. Vicente Mafra

Acad. Vitor Santini Müller

2016

1. INTRODUÇÃO

Em um país em desenvolvimento como o Brasil, que possui perspectivas de expansão na ocupação territorial, é indispensável uma política de planejamento do meio físico, que recorra ao uso de mapas que possibilitem o auxílio e a interpretação de dados para posteriormente serem utilizados como subsídios ao planejamento regional e urbano.

A zona costeira brasileira apresenta seu relevo com grandes extensões de áreas planas de características geotécnicas variadas, que podem apresentar solos sedimentares com profundos perfis de argilas moles (Solos Gleis e Solos Orgânicos) e areias quartzosas, e relevo bastante acidentado, com solos residuais de diferentes rochas de origem, e, portanto, pertencentes a diferentes classes.

Nos municípios com indicativos de crescimento populacional é primordial o planejamento do território devido às variáveis geográficas e ambientais serem distintas em cada municipalidade.

Para efeitos de ordenamento e gestão do território municipal, atualmente é reconhecida a insuficiência da informação organizada em formato tradicional ou mesmo em formato digital. O resultado da deficiência de informações do meio físico de forma estruturada é a ocupação do espaço pelo crescimento urbano de forma desordenada, causando uma série de consequências danosas à qualidade de vida da população, no curto, médio, e principalmente, em longo prazo.

A urbanização acelerada intensificada nas últimas décadas tem produzido aglomerados populacionais, nos quais razões socioeconômicas e fortes especulações imobiliárias agravam os efeitos negativos da ocupação desordenada. A característica principal deste tipo de ocupação se dá através de construções em locais com severas restrições ao uso urbano como: áreas de mananciais, encostas íngremes e áreas sujeitas à inundação (Motter et al., 2001).

A gestão dos terrenos deve contemplar a avaliação do impacto da ação antrópica nas modificações causadas ao ambiente, para então determinar uma faixa de ocupação aceitável, indicando quais as medidas e recomendações a serem adotadas para minimizar as alterações e os impactos ambientais.

Para a delimitação dessas áreas é essencial o levantamento das condicionantes do meio físico, como o solo, o relevo e a rocha, além da análise dos processos que atuam no meio a ser investigado, como a erosão, o assoreamento, as áreas de inundação e a instabilidade de encostas, assim como os impactos associados.

Neste contexto, o mapeamento geotécnico pode ser definido como uma metodologia, em que sob a forma de um mapa são representadas as principais características geomecânicas do solo, podendo ser utilizado na previsão do comportamento de polígonos de solos chamados de unidades geotécnicas, o que possibilita a sua aplicação em projetos ambientais e de engenharia.

Este relatório apresenta o mapeamento geotécnico da área de expansão urbana do município de Rio Fortuna, tendo como base a metodologia de Davison Dias (1995). A resistência dos solos foi o aspecto considerado alvo do trabalho, sendo executados ensaios de cisalhamento direto em campo para a estimativa dos parâmetros coesivos e de atrito dos solos. Esses parâmetros

serviram de base para a análise da estabilidade das encostas e posterior classificação, conforme a aptidão à urbanização, das diferentes unidades geotécnicas.

2. MÉTODO

O fluxograma da Figura 1 apresenta o método utilizado para o desenvolvimento deste trabalho.

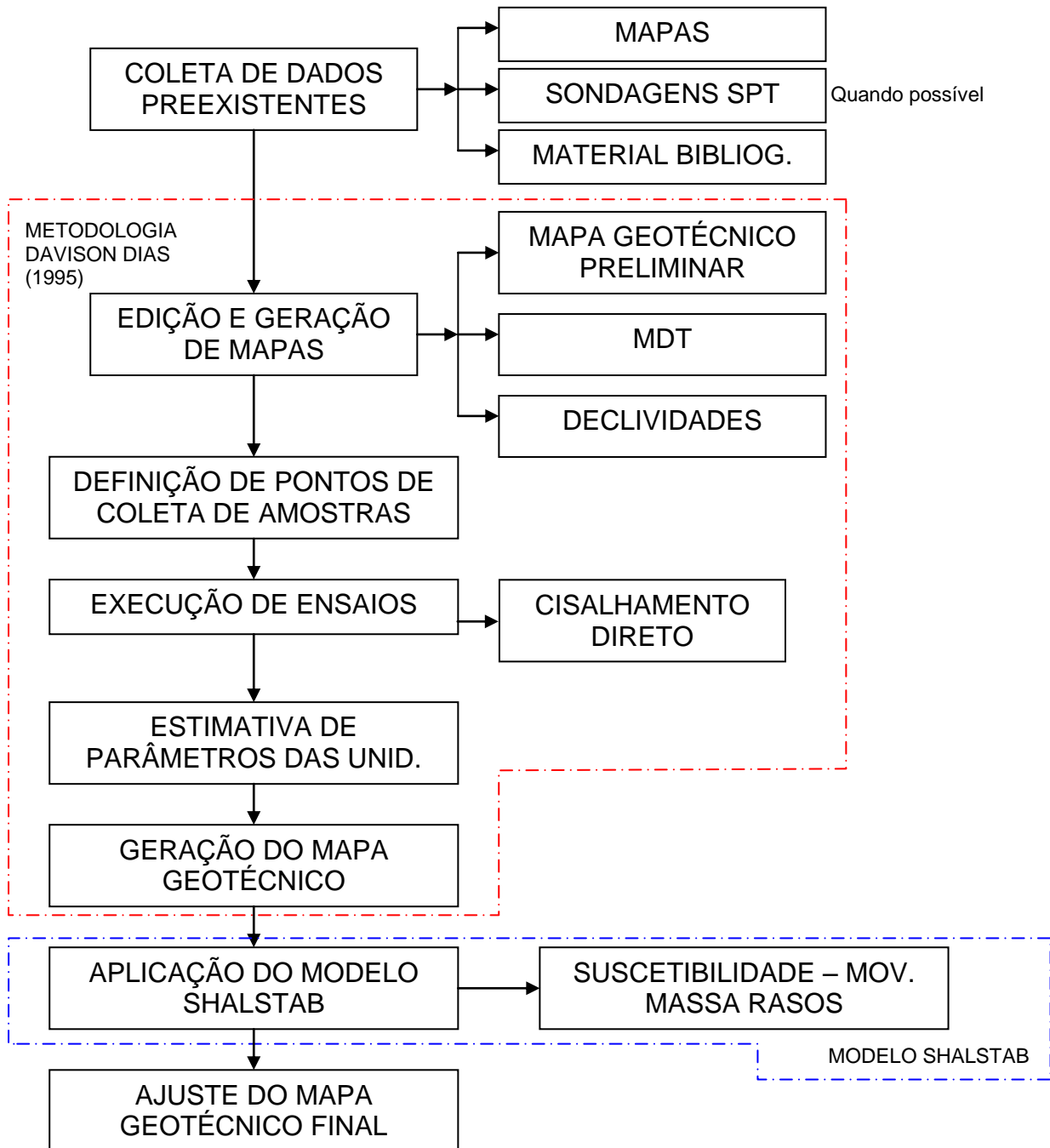


Figura 1. Método adotado por esta pesquisa.

2.1. MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

As pesquisas desenvolvidas por Davison Dias (1985, 1986, 1987, 1989 e 1993), permitiram o desenvolvimento de uma metodologia de mapeamento geotécnico para os solos tropicais denominada de Mapeamento Geotécnico de Grandes Áreas.

Esta metodologia demonstra ser uma forma abrangente para que se formulem estimativas de unidades geotécnicas, com o objetivo de prever o comportamento do solo relacionando-o com a sua gênese.

A metodologia de mapeamento geotécnico de grandes áreas proposta por Davison Dias (1995) baseia-se na formulação de um mapa temático geotécnico, onde os mapas litológico, oriundo de um mapa geológico, e pedológico são utilizados para a formulação de unidades geotécnicas (polígonos) com estimativas de comportamento geomecânico semelhante.

Uma vez que os solos, de uma maneira geral, ocorrem compondo unidades ou seções delimitáveis por meio de características morfológicas dos horizontes pedológicos, e características físicas e químicas, a constatação da uniformidade das características geomecânicas podem ser estimadas com base em ensaios geotécnicos em campo ou em laboratório.

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

Em suma, a metodologia utiliza-se principalmente do cruzamento dos mapas geológico e pedológico e indicações de comportamento do solo para que se obtenha um terceiro mapa de estimativa de comportamento dos solos, o mapa geotécnico.

Desta forma, para a construção do mapa geotécnico da área de expansão urbana do município, foi utilizada fundamentalmente 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) em escala 1:100.000, e mapa geológico gerado a partir do mapeamento realizado em campo pela equipe de geologia deste Projeto, em escala 1:10.000. O procedimento exemplificado da obtenção das unidades geotécnicas preliminares é mostrado na Figura 2.

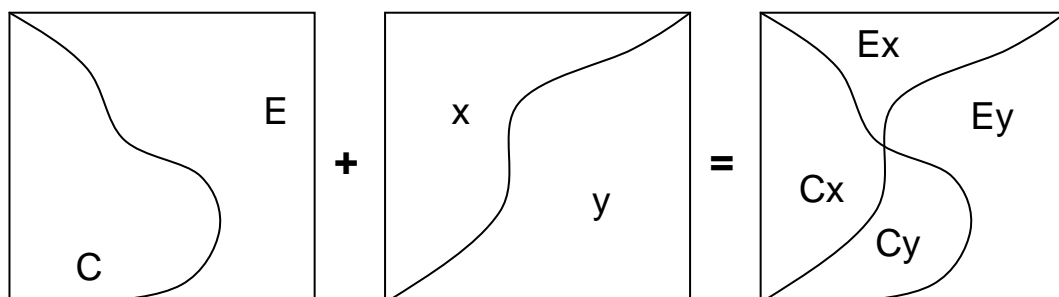


Figura 2. Processo de cruzamento de mapas.

O simples cruzamento dos mapas geológico e pedológico resulta no mapa de unidades geotécnicas preliminares que, segundo Davison Dias (1995), levam o nome da unidade litológica (em letra maiúscula) e da unidade pedológica (em letra minúscula), conforme exemplificado na Figura 3.

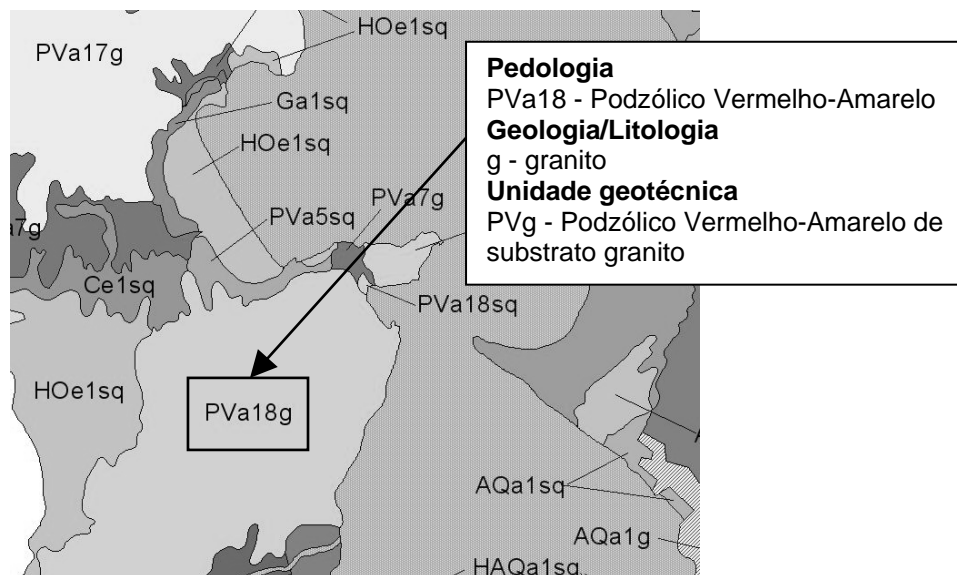


Figura 3. Nomenclatura utilizada nas unidades geotécnicas.

A metodologia de Davison Dias (1995) pode ser expressa resumidamente em passos da seguinte forma:

- Análise de Levantamentos Pedológicos existentes (EMBRAPA, IBGE, RADAMBRASIL ou outros).
- Análise de Levantamentos Geológicos (RADAMBRASIL, CPRM ou outros).
- Análise de Mapas Topográficos (Exército) ou de prefeituras que podem estar em escalas 1:25.000 ou até maiores.
- Estudo de fotografias aéreas e imagens de satélite. Verificações de jazidas para estudos posteriores de campo.
- Execução de um mapa de declividade. Adoção dos limites estabelecidos pela Embrapa (1999): 0 a 3%, 3 a 8%, 8 a 20%, 20 a 45, 45 a 75%, e maior que 75% (Tabela 1).

Tabela 1. Classes de relevo baseado no Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (modificado de EMBRAPA, 1999).

CLASSES DE RELEVO	DECLIVIDADE (%)
Plano	0 a 3
Suave ondulado	3 a 8
Ondulado	8 a 20
Forte ondulado	20 a 45
Montanhoso	45 a 75
Escarpado	Maior que 75



f) Uso do mapa geomorfológico (individualização do relevo - plano, suavemente ondulado, ondulado e fortemente ondulado). Para este estudo foi utilizado o MDT e mapa de declividades para orientar as formas de relevo.

g) Geração de estimativa das unidades geotécnicas com base na sobreposição de cartas geológicas, pedológicas e topográficas. Para cada unidade geotécnica a geologia influencia características do horizonte de alteração da rocha (horizonte saprolítico) e a pedologia influencia características dos horizontes superficiais dos seus perfis típicos. Segundo a metodologia, os horizontes são classificados de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2. Identificação de espessura de horizonte (DAVISON DIAS, 2001).

Espessura de horizonte (m)	Classificação
0 – 0,30	Sem horizonte (se)
0,30 – 2,00	Pouco Espesso (pe)
2,00 – 5,00	Medianamente Espesso (mde)
5,00 – 10,00	Espesso (e)
> 10,00	Muito Espesso (me)

h) A Topografia auxilia na definição dos limites entre as unidades ("**XYZxyz**"), onde as letras "XYZ" correspondem à classificação pedológica do horizonte superficial (horizontes A e B) e as letras "xyz" correspondem à geologia, caracterizando os horizontes C, RA e R. Para a interpretação da geologia, deve ser considerada a rocha dominante (litologia), e, no caso de ocorrer mais de uma litologia dominante, estas devem ser separadas por vírgulas.

Ressalta-se que, apesar da metodologia utilizar-se da classificação pedológica antiga, diferente da classificação apresentada pela EMBRAPA (2006), é suficiente e eficaz o uso das classes de solos apresentada pelo método em questão, uma vez que, para a geotecnia, não foram constatados avanços na discretização dos solos com a mudança de classificação.

i) Inicialmente dividem-se grandes unidades formadas por solos hidromórficos e não hidromórficos (em alguns casos, dividem-se os solos residuais dos sedimentares). Quando se dispõe de mapas geológicos dos locais a serem definidos pela cartografia, subdividem-se as grandes unidades de acordo com a geologia. Tendo como base os levantamentos pedológicos, juntamente com os geológicos, que praticamente existem para todo o Brasil publicado pelo RADAMBRASIL, já é possível estimar alguns tipos de perfis.

j) Nos solos hidromórficos devem ser separadas as unidades situadas próximas aos rios ou lagoas daquelas que ocorrem entre elevações. Nas depressões, devem ser verificados os locais que ocorrem em cotas mais altas, formando micro relevos nas zonas aparentemente planas. Nas zonas mais elevadas dos micros relevos podem-se apresentar perfis plínticos.

k) Nas unidades situadas em relevo ondulado, separar os locais onde o relevo é fortemente ondulado do ondulado e suavemente ondulado e ondulado. As

variações do relevo e a geologia servem com indicadoras das unidades geotécnicas.

l) Indicar no mapa inicial a presença de falhas e fissuras (apresentado pelo mapa geológico), e outros aspectos importantes da estrutura definidas nos mapas geológicos. Estimar as características do horizonte C a partir da geologia (mineralogia) e experiência de campo.

m) Criar um banco de dados geotécnico da área mapeada, sobretudo de sondagens SPT. Este procedimento permite que sejam traçados perfis de solos típicos da região e criados sequências topográficas de ocorrência de solos

n) Para a realização da classificação das unidades geotécnicas, devem ser definidos inicialmente o grau de desenvolvimento do horizonte B e não são utilizadas as informações referentes ao horizonte A.

Retirada de amostras e identificação de perfis em campo. Inicialmente, procuram-se escavações recentes nas unidades delimitadas, é retirada da crosta superficial que recobre solos expostos a ciclos de molhagem e secagem e, então, executada a coleta da amostra de solo. As escavações profundas permitem a análise de todos os horizontes de solos.

Caso não existam cortes ou escavações, deve ser utilizado um trado manual ou mecanizado para o reconhecimento do perfil ou acompanhar sondagens SPT que são usadas próximas à zona urbana (no uso e ocupação do solo normal, para o projeto de fundações de edificações, são executadas sondagens SPT para a identificação das características geotécnicas dos solos). Tendo em vista a dificuldade de retirada de amostras em solos tropicais e subtropicais, o método sugere o seguinte procedimento:

- Em solos mais evoluídos realizar a retirada de amostras, até 2.5m de profundidade, através de trincheiras exploratórias para retirada de bloco indeformado.
- Em maiores profundidades procurar escavações recentes. Quando possível retirar blocos indeformados. Em solos tradicionais tipo argila mole retirar com o "Shelby" (não foi o caso desta pesquisa, uma vez que apenas os solos de elevação foram avaliados).
- Quando for difícil a retirada de bloco, e no caso de serem realizados ensaios de resistência no cisalhamento direto e de compressibilidade no ensaio de compressão confinada, moldar diretamente os anéis no local e nas profundidades desejadas.
- No caso anterior deve-se limpar a camada externa da escavação, ultrapassando a camada ressequida. Moldar os anéis deixando excesso de material nos dois lados. Parafinar e guardar dentro de sacos plásticos etiquetados. Colocar dentro de caixa com serragem para não haver perturbação durante o transporte.
- Torna-se interessante em um estudo inicial realizar a determinação da variação de propriedades mecânicas em perfis típicos das unidades de mapeamento.
- Em todas as profundidades onde é retirada amostra indeformada deve-se retirar amostra deformada para ensaios de caracterização e cápsulas completamente cheias e vedadas com amostras para a determinação do teor de umidade.

- Retirar um a dois anéis de 1 em 1m em mais de um perfil da unidade para determinar a variação dos índices físicos com a profundidade.
- Todas as amostras devem ser guardadas para o transporte em caixas de isopor para não sofrer mudanças de umidade.
- Em locais formados por perfis menos evoluídos, procura-se moldar os anéis no material menos resistente e mais compressível, principalmente o situado na zona de fratura ou nas direções das xistosidades ou estratificações.

o) Execução de ensaios geotécnicos. Para o mapeamento do município de Rio Fortuna, apenas os ensaios de caracterização e de resistência ao cisalhamento foram executados.

- Ensaio de caracterização: Estes ensaios compreendem análise granulométrica, com e sem defloculante, densidade real dos grãos e limites de plasticidade. O método ressalta que é interessante a realização de ensaios químicos e análise mineralógica da fração areia e da fração argila através de difratograma de raio x (o que não foi feito neste trabalho).
- Ensaio de resistência: Muitos dos solos tropicais são parcialmente saturados e muitas vezes com um coeficiente de permeabilidade relativamente alto (comportamento CD). A moldagem das amostras para a realização de ensaios de compressão triaxial para muitos tipos de solos é difícil, por estes motivos tem-se optado sempre, quando possível, por ensaios de cisalhamento direto devido a maior facilidade de coleta de amostra no campo e moldagem no laboratório. Algumas críticas têm sido feitas devido ao tamanho da amostra ensaiada nos ensaios de cisalhamento direto convencionais. Entretanto, com base neste ensaio podem-se moldar várias amostras, principalmente nos locais de maior fraqueza, os quais podem ser visualizados na retirada de amostra no campo conforme técnicas citadas anteriormente. Desta maneira é possível realizar vários ensaios possibilitando um posterior estudo estatístico para uma maior confiança nos resultados.

2.2. DEFINIÇÃO DE PONTOS DE COLETA DE AMOSTRAS

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, foi utilizado o mapa geotécnico preliminar com a sobreposição dos vetores das curvas de nível em intervalos de metro em metro, dos cursos d'água e das estradas e com o auxílio da ortofoto disponibilizada pela Secretaria de Desenvolvimento Sustentável - SDS de Santa Catarina, juntamente com o Modelo Digital do Terreno (MDT).

As coordenadas geográficas dos possíveis pontos de coleta foram registradas no GPS que foi levado em campo. As figuras seguintes mostram alguns pontos de estudo onde foram coletadas amostras e corpos de prova rompidos no ensaio de cisalhamento direto.

As coordenadas geográficas dos possíveis pontos de coleta foram registradas previamente em equipamento GPS, e levadas à campo, onde se verificou com maior exatidão os pontos ideais de coleta. A Figura e Figura mostram alguns pontos de estudo, bem como corpos de prova submetidos ao processo de ruptura por meio de cisalhamento direto de campo.

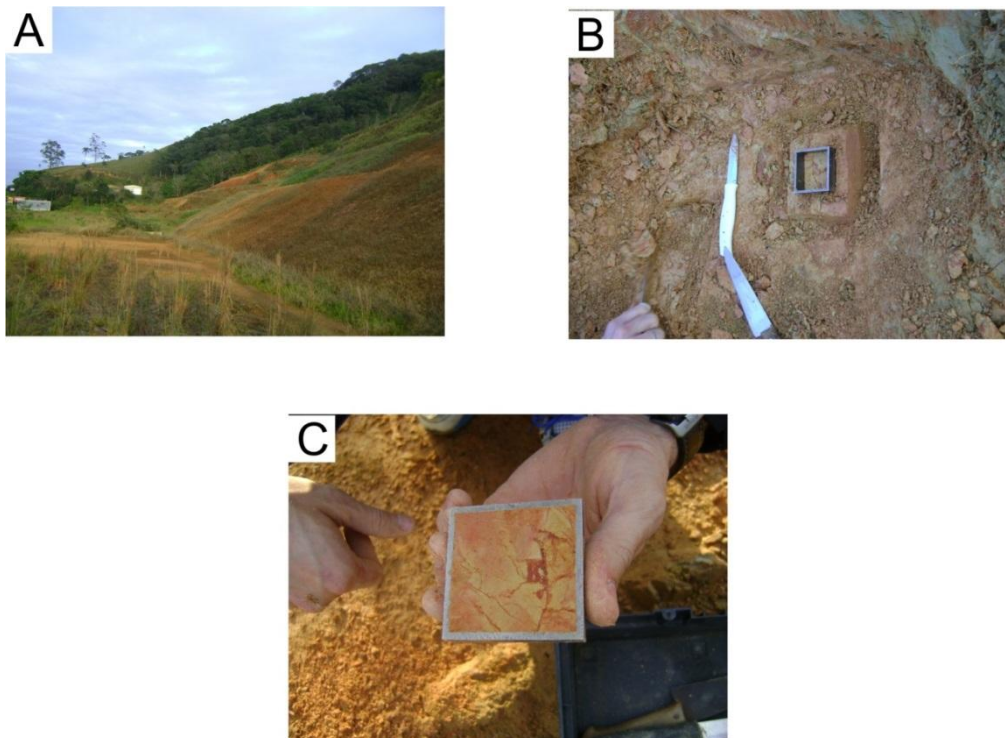


Figura 4. Local de amostragem do ponto 1 (A). Detalhe de amostragem do ponto 1 (B). Amostra do ponto 1 (C).

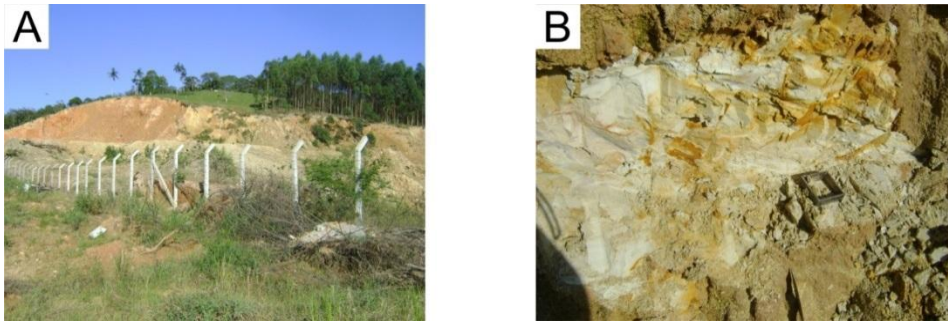


Figura 5. Local de amostragem ponto 3 (A). Detalhe da amostragem ponto 3 (B).

Foram realizados ao longo do projeto ensaios de laboratório e de campo de cisalhamento direto. A



Figura apresenta uma imagem do equipamento instalado em veículo de passeio, devidamente composto para execução de ensaio rápido em campo e o equipamento localizado no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC.



Figura 6. Equipamento para execução do ensaio de Cisalhamento Direto em campo (A) e em laboratório (B).



2.3. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

No que fere a aplicação de ensaios laboratoriais em técnicas de mapeamento geotécnico, a execução de ensaios de cisalhamento direto, por exemplo, é descomedidamente trabalhosa, uma vez que as áreas de estudo e encostas avaliadas são inúmeras. Em se tratando de Estabilidade de Encostas, a NBR 11682 (2006) cita que “os tipos de investigação deverão ser escolhidos de forma a caracterizar um perfil que abranja todas as regiões possíveis de movimentação...”.

O ensaio de cisalhamento direto é fundamentado no critério estabelecido por Mohr-Coulomb, sendo uma das formas mais antigas e reconhecidas no meio geotécnico para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos. Desta forma, o respaldo do ensaio, associado à necessidade rápida de obtenção de parâmetros, fez com que fosse proposto neste trabalho um protocolo para ensaios de cisalhamento direto rápidos de campo. Ou seja, de forma acelerada, admitindo-se a possibilidade do surgimento de poro-pressões, e, portanto, para aplicação exclusiva em técnicas de mapeamento geotécnico. Foi proposto um protocolo de ensaios rápidos de campo com o objetivo de se determinar a tensão de cisalhamento, capaz de provocar a ruptura de um único corpo de prova de solo, sob diferentes estágios de tensões normais.

Desenvolveu-se um equipamento de cisalhamento direto para campo, por meio da utilização de energia veicular em sistema com inversão de frequência, e aplicação de tensões normais por mecanismo pneumático. Por ser um equipamento portátil, o compressor de ar foi uma alternativa viável ao protocolo padrão, permitindo a realização dos ensaios em campo.

Foram realizados ensaios em condições convencionais, segundo os critérios da ASTM D3080, com o objetivo de se comparar os resultados com os ensaios propostos neste trabalho. Estima-se que, por se tratarem de corpos de prova de menores dimensões, a dissipação das poro-pressões será facilitada, e ainda que haja o surgimento destas, sendo elas positivas, atuarão na redução das tensões efetivas, gerando parâmetros mais conservadores.

2.3.1. O ENSAIO

Preparação da Amostra

Para a realização do ensaio é necessário que um corpo de prova de solo seja inicialmente moldado em recipiente metálico (5,08cm x 5,08cm x 2cm). Após moldada, a amostra deve ser pesada. A determinação do teor de umidade é realizada com os desbastes da moldagem. 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 haja uma contrapressão de água.

Estágio de Consolidação (C)

Em ensaios convencionais, 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. Para este trabalho, foram aplicadas tensões normais, e admitiu-se o momento da estabilização das poropressões ao instante em que não existiram mais variações nas deformações verticais. Obviamente, por se tratar de um protocolo com diferentes estágios de tensões normais, este procedimento foi repetido anteriormente a cada procedimento de cisalhamento.

Foram utilizadas as tensões normais iniciais de consolidação de 100kPa, 200kPa e 300kPa.

Estágio de Cisalhamento (D)

O cisalhamento do corpo de prova deve ocorrer com a movimentação da caixa inferior do cisalhamento direto, como pode ser observado na Figura e na Figura.

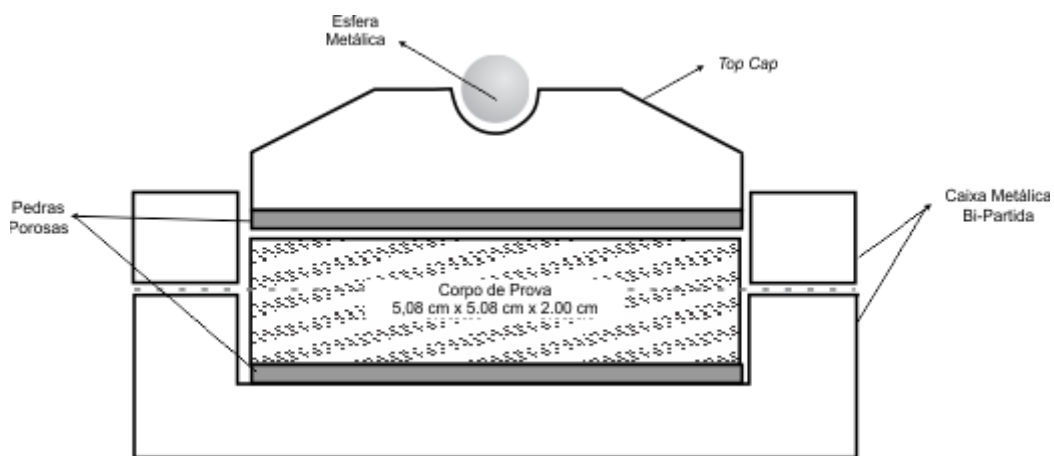


Figura 7. Caixa para ensaio de cisalhamento direto.

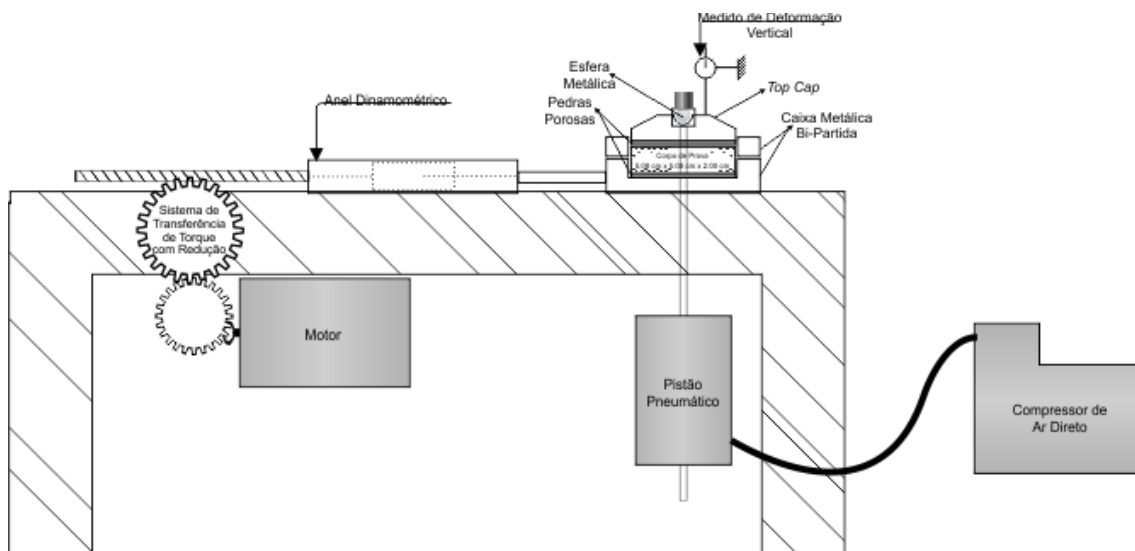


Figura 8. Equipamento de cisalhamento direto de campo.

Os estágios de cisalhamento foram realizados com velocidade padrão de 0,00038mm/s, sob três diferentes estados de tensões normais. Ressalta-se que a célula de cisalhamento impõe uma superfície de ruptura à amostra,

ficando a cargo da amostragem e moldagem a confiabilidade dos resultados obtidos.

O ensaio pode ser realizado com tensão ou deformação controlada. Todavia, para este estudo, foram utilizados procedimento com deformação controlada, nos quais é importante esclarecer que, ainda que se tenha controlado a taxa de incremento de deformação ao corpo de prova, o estágio de cisalhamento foi finalizado sempre que se verificou a estabilização ou queda das tensões cisalhantes. Posteriormente, procedendo com um novo incremento de tensão normal, tal como se verificam em técnicas de cisalhamento com multiestágios.

2.3.2. 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 9 ilustra como é possível, a partir dos resultados das tensões cisalhantes máximas, construir o gráfico de Tensão cisalhante máxima (T_{max}) *versus* Tensão normal (σ_n), e desta forma, determinar o ângulo de atrito interno e coesão das amostras de solos coletadas em campo.

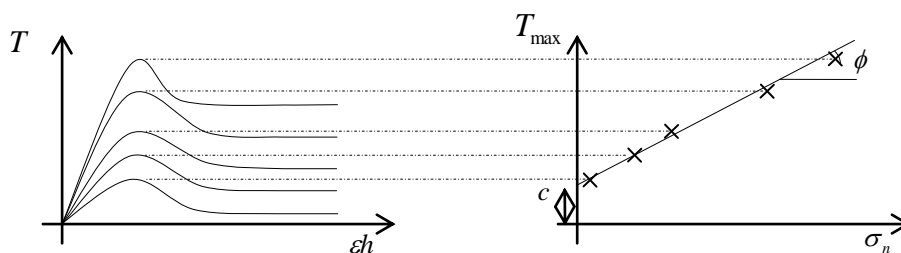


Figura 9. Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

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 de campo, tendo em vista a aplicação deste tipo de ensaio no mapeamento das área em questão são:

- Tempo de ensaio;
- Simplicidade e praticidade;
- Facilidade de moldagem dos corpos de prova.

Na Tabela 3 são apresentados alguns parâmetros de resistência dos solos residuais (e colúvios) presentes no estado de Santa Catarina obtidos através de ensaios de cisalhamento direto apenas para efeito comparativo desta pesquisa.

Tabela 3. 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 ¹	Horiz. C de granito silto-argiloso	15,30	11,00	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	13,40	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
	Horiz. C de granito arenoso	39,90	7,30	38,9	33,7
Florianópolis ²	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
	Granito / hor. C - Canasvieiras-Cde	-	4	-	30
Florianópolis ³	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
	Gran. plano arg. - Jardim Guarani	8,14	2,12	37,7	26,6
Santo Amaro da Imperatriz ⁴	Amostra 1 ⁴ Granito / hor. C	21,6	15,9	41,5	30,9
	Amostra 2 ⁴ Granito / hor. C	22,7	4,16	41,3	30,4
	Amostra 3 ⁴ Granito / hor. C	46,9	6	30,9	35,4
Florianópolis ⁵	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

NOTA₁: ¹Higashi (2006)/ ²Santos (1997)/ ³Raimundo et al. (2002)/ ⁴Meirelles e Davison Dias (2004)/ ⁵Beviláqua (2004)

Como exemplo, são apresentados os resultados apresentados na Tabela 4 que foram obtidos por meio do protocolo de ensaio de cisalhamento direto de campo desenvolvido para este trabalho.

Tabela 4. Alguns valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico dos solos dos municípios mapeados nessa pesquisa.

Tipo de solo	Coesão (kN/m ²)	Âng. de Atrito (°)	Peso Esp. Nat. (kN/m ³)	Peso Esp. Seco (kN/m ³)
Arenito/Cambissolo	11,46	28,37	19,2	14,7
Siltito/Cambissolo	10,64	34,71	19,8	16,3
Milonito/Pod. Verm.-Am.	11,42	24,00	15,7	12,7
Filito/Pod. Verm.-Am.	23,57	15,95	14,1	10,1
Milonito/Pod. Verm.-Am.	10,26	24,18	18,3	14,4
Gnaisse/Pod. Verm.-Am.	23,92	20,68	15,7	13,0
Gnaisse/Cambissolo	13,943	21,944	15,3	10,8

As curvas tensão *versus* deformação horizontal apresentadas na Figura e Figura são referentes a um dos pontos da área de estudo, no qual foram realizados ensaios segundo o protocolo desenvolvido neste trabalho, e por meio da metodologia tradicional.

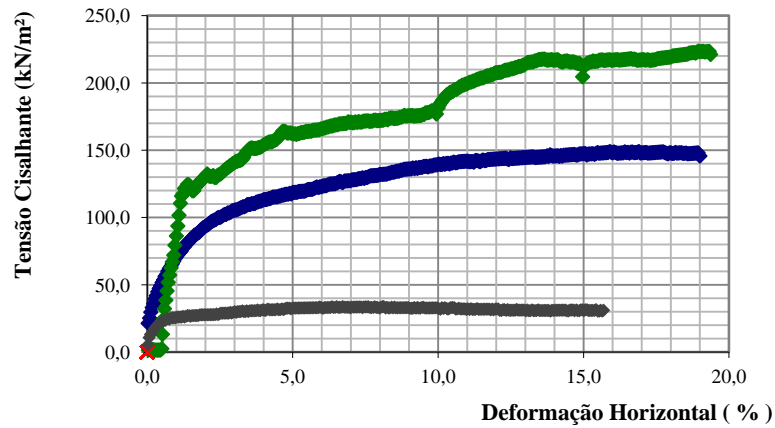


Figura 10. Gráfico Tensão *versus* Deformação Horizontal do ensaio em laboratório.

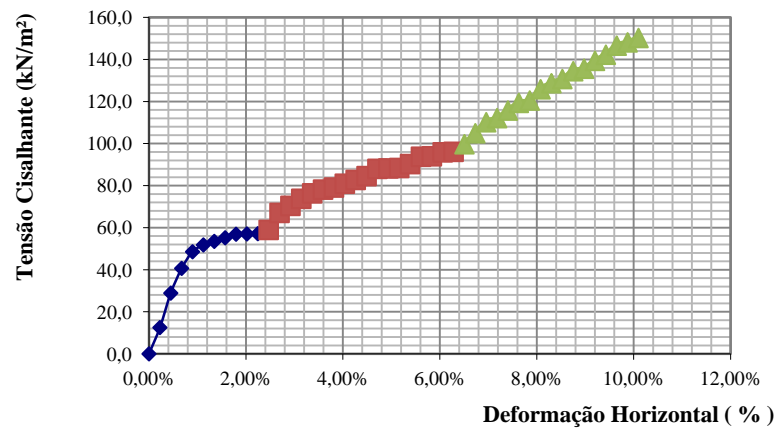


Figura 11. Gráfico Tensão *versus* Deformação Horizontal do ensaio de campo.

Os resultados das Figuras 10 e 11, aplicados conforme critério de ruptura de Mohr-Coulomb, evidenciam a paridade entre os parâmetros de resistência obtidos pelos dois métodos citados (Figura 12). Isto, evidentemente, suaviza o impacto teórico causado pelos procedimentos propostos pelo protocolo de ensaios rápidos de campo.

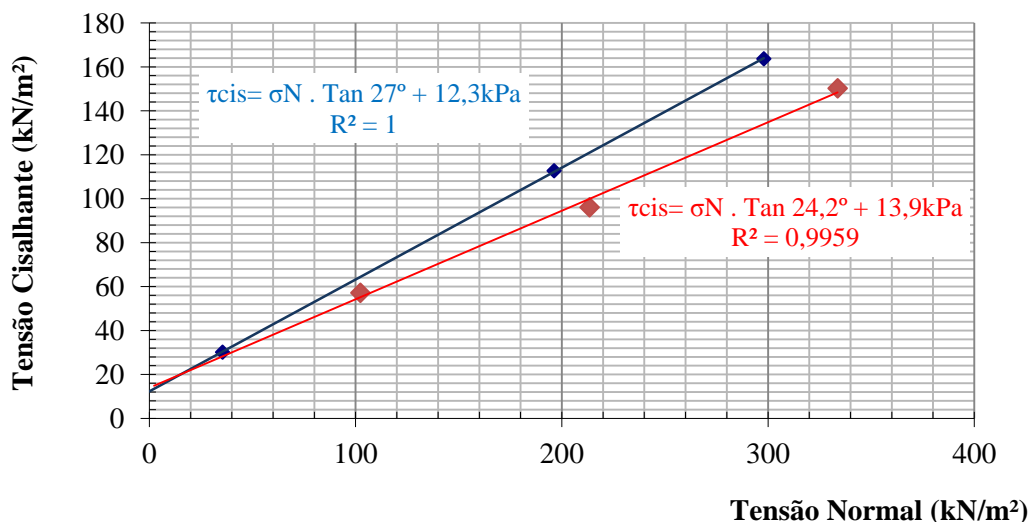


Figura 12. Envoltórias de ruptura por Mohr-Coulomb. Azul representa ensaio em laboratório e vermelho em campo.

É indispensável enfatizar que a envoltória obtida pelo protocolo desenvolvido neste projeto é predominantemente inferior à envoltória do ensaio convencional, o que reforça a estimativa de que eventuais poropressões positivas geradas reduzirão a tensão normal efetiva, reduzindo a tensão cisalhante máxima de ruptura. Logo, os resultados obtidos encontram-se a favor da segurança, e são satisfatoriamente aplicáveis em técnicas de mapeamento geotécnico.

2.4. DEFINIÇÃO DE ÂNGULO LIMIAR E FATOR DE SEGURANÇA

Para realizar a análise da estabilidade de taludes de forma pontual, deve sempre ser consultada a norma brasileira NBR 11682 (1991) para maiores detalhes.

A análise da estabilidade de um determinado talude apresenta diversos métodos analíticos e gráficos, onde a grande maioria avalia o elemento denominado Fator de Segurança (FS) ou Coeficiente de Segurança (CS) para estimar se uma encosta encontra-se em equilíbrio.

Os métodos que são baseados na teoria do equilíbrio limite, de uma forma geral, consistem em analisar as condições mais desfavoráveis das forças que atuam para a instabilização do maciço, em comparação com as forças que resistem. Logo, o FS é obtido pela razão entre a soma das forças resistentes ao movimento de massa e das cisalhantes:

$$FS = \frac{\Sigma \text{ das forças resistentes}}{\Sigma \text{ das forças cisalhantes}}$$

Desta forma, tem-se o seguinte:

- caso o FS apresente valores abaixo de 1, se implantado o talude (através de um corte ou aterro), este irá romper.
- caso o FS apresente valor igual a 1, as forças resistentes são iguais às formas atuantes. Desta forma, esta condição é considerada iminente à ruptura.



- caso o FS apresente valores maiores que 1, o talude é considerado estável. Além disso, quanto maior for o valor apresentado por FS, mais estável será o talude.

É considerado um talude estável quando o fator de segurança apresentar valores o mais distante da unidade possível.

Considerando os métodos de avaliação de elementos (parâmetros) de segurança, os projetos básicos devem ser analisados com vistas à solução programada, com a adoção de métodos que melhor se enquadrem ao mecanismo de ruptura provável ou ao tipo de instabilidade potencial determinado pela análise das investigações.

Desta forma, a Tabela 5 apresenta valores de graus de segurança necessários tendo como base a avaliação das encostas por modelos matemáticos.

Tabela 5: Valores de Fator de Segurança.

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite Padrão: fator de segurança mínimo	Tensão Deformação Padrão: deslocamento máximo
Alto	1,5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com: - grau de segurança necessário ao local; - à sensibilidade de construções vizinhas - geometria do talude. os valores assim calculados devem ser justificados
Médio	1,3	
Baixo	1,15	

Fonte: NBR 11682 (1991).

Para este projeto, adotou-se o $FS = 1,15$ considerando um baixo grau de segurança necessário ao local, para considerar uma encosta instável e, portanto, não ocupável. Assim, calculou-se o Fator de Segurança com o objetivo de definir o ângulo de declividade limite para encostas na ocorrência de movimentos de massa.

Para o cálculo do FS foi utilizado um *software* de estabilidade de encostas. Neste *software*, foi necessário estabelecer previamente a geometria dos taludes com valores de x e y [m]. Como dado de entrada, foram inseridas as propriedades do solo, coletados no horizonte C do talude, obtidas por meio dos ensaios de cisalhamento direto: coesão [Kpa], ângulo de atrito [$^{\circ}$] e peso específico saturado [KN/m^3].

O solo saturado possui menor FS, e isso se deve ao fato que a adição da água provoca o aumento de peso, diminuição da coesão e aumento da poropressão. Assim, simulando o cenário mais desfavorável, foi calculado o FS para o talude saturado. A elevação do nível d'água nestas condições aumenta as pressões neutras, reduzindo as tensões normais efetivas e a resistência ao cisalhamento, podendo levar os taludes à ruptura.

Após essas etapas foi calculado o FS por meio de superfícies de rupturas circulares, utilizando o método de cálculo rígido de Bishop. Foram realizados os cálculos do FS no *software* para as declividades de 15, 20, 25, 30 e 35 $^{\circ}$ (Figura 13).

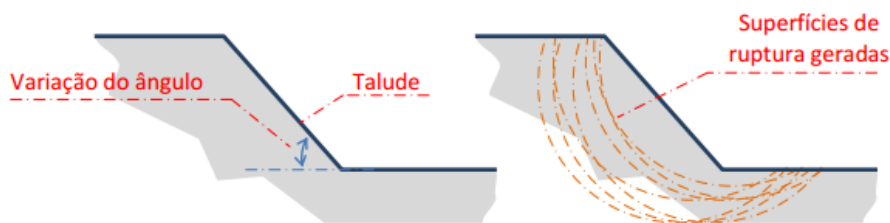


Figura 13: Exemplo de variação do ângulo da encosta e teste do Fator de Segurança.

Na Figura 14, pode-se observar as superfícies de ruptura traçadas pelo software no talude. A superfície em branco é a mais próxima do valor limite de FS = 1,5.

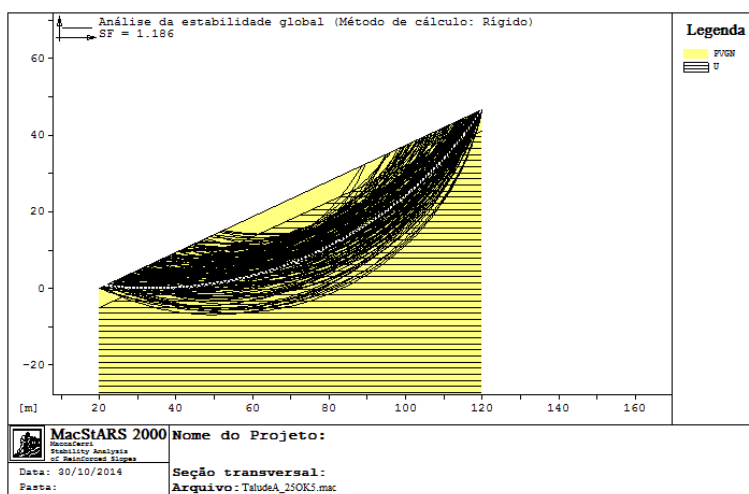
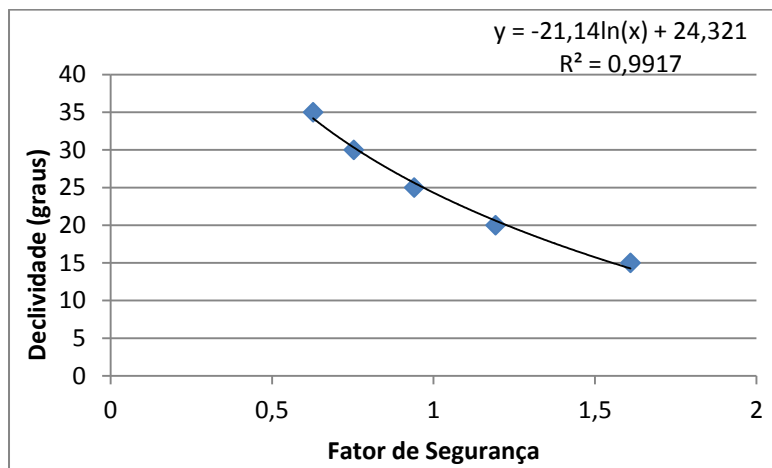


Figura 14: Superfícies de ruptura traçadas no talude no software pelo método de Bishop.

Além disso, nas elevações existentes, são efetuados cortes [seções] e calculados os FS considerando o relevo real da localidade.

Após calculados os valores do FS para diferentes declividades estipuladas, é construído um gráfico declividade x FS e calculada a equação da linha de tendência do tipo logarítmica e o coeficiente de determinação (R^2), conforme Figura 15.



Por meio do gráfico obtém-se o valor de declividade limite para tornar uma encosta instável (valores de FS menores que 1,15), que serão indicados em vermelho no mapa.

Assim, é possível estimar de forma global, tendo como base os FS, as áreas de maior ou menor estabilidade, apesar de considerar que este processo não seja o ideal para estimar a segurança local, sendo necessária a aplicação da NBR-11682 (1991) para cada caso pontual.

2.5. APLICAÇÃO DO MODELO SHALSTAB

O modelo SHALSTAB (*Shallow Slope 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.

O modelo SHALSTAB foi desenvolvido por Montgomery e Dietrich em 1994, sendo posteriormente automatizado para utilização no ambiente SIG. Este modelo consiste na união de dois modelos, sendo um de estabilidade de encostas e o outro hidrológico, que permitem a 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 fundamentados neste modelo. Segundo Reginatto (2013), esse método possui como característica principal a facilidade de sua aplicação, além de considerar os 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/transmissividade do solo), o qual fornece sete classes de estabilidade. As classes extremas representam áreas incondicionalmente estáveis e incondicionalmente instáveis. As demais classes podem ser utilizadas como

comparação entre áreas ou então, pode-se estimar o parâmetro “q” apenas entrando com o parâmetro “T” de transmissibilidade do solo (MICHEL et al., 2012).

Os resultados alcançados 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.

2.5.1. FORMULAÇÃO

O SHALSTAB é um modelo determinístico que identifica áreas suscetíveis 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 16, pode-se ver sucintamente a representação do modelo, onde “a”, representa a área de contribuição a montante (em metros quadrados), e “b” representa o comprimento da fronteira inferior de cada elemento (em metros). “a” (m/dia) é a taxa de recarga uniforme (chuva).

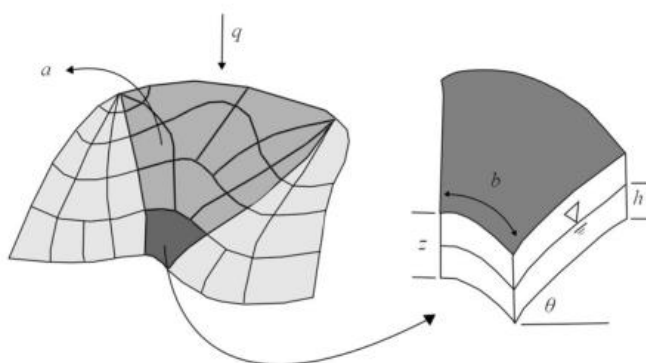


Figura 16. Modelo Hidrológico (Michel 2013).

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



$$Q_e = q * a \quad [1]$$

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 $\sin\theta$.

$$Q_s = K * i * h * \cos\theta * b \quad [2]$$

Assim:

$$Q_s = K * \sin\theta * h * \cos\theta * b \quad [3]$$

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

$$q * a = K * \sin\theta * h * \cos\theta * b \quad [4]$$

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

$$Q_{smáx} = K * \sin\theta * z * \cos\theta * b \quad [5]$$

Ao isolar parte da equação, tem-se:

$$Q_{smáx} = b * T * \sin\theta \quad [6]$$

Onde:

$$T = k * z * \cos\theta \quad [7]$$

Assim, T é a transmissibilidade do solo, em m^3/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 pode ser obtido 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:

$$w = \frac{Q_e}{Q_{smáx}} \quad [8]$$

Assim:

$$w = \frac{q * a}{b * T * \sin\theta} \quad [9]$$

Onde “ w ” é a umidade do solo em m/m .

Ao substituir as equações (3) e (5) na (8), tem-se a seguinte resposta:

$$w = \frac{K \cdot \sin \theta \cdot h \cdot \cos \theta \cdot b}{K \cdot \sin \theta \cdot z \cdot \cos \theta \cdot b} = \frac{h}{z} \quad [10]$$

Assim, juntando as equações (9) com a (10) tem-se:

$$w = \frac{q \cdot a}{b \cdot T \cdot \sin \theta} = \frac{h}{z} \quad [11]$$

Com a equação (11), 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 (12).

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad [12]$$

Nessa equação, “*T*” representa tensão cisalhante, *c* coesão do solo, σ tensão normal aplicada, *u* pressão neutra e ϕ 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 escorregamentos 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 17 auxilia o entendimento das deduções apresentadas.

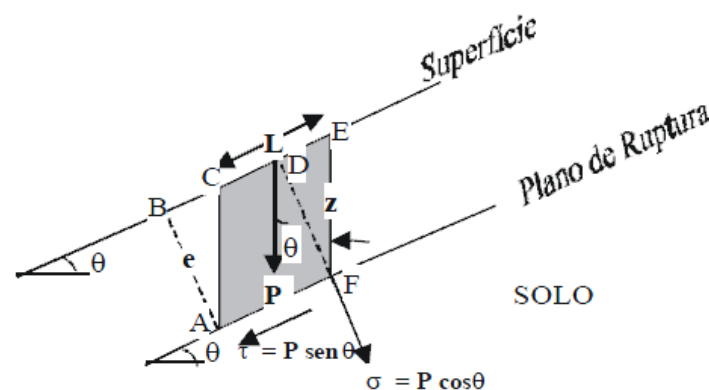


Figura 17. Análise por Talude Infinito (GUIMARÃES, et al. 2003).

A equação (13) auxilia na análise de estabilidade por taludes infinitos.

$$e = z \cdot \cos \theta \quad [13]$$

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

$$P = L * \rho_s * g * z * \cos q \quad [14]$$

Onde “L” é o comprimento do bloco, ρ_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 ρ_w é a densidade da água.

$$\tau = g * \rho_s * z * \cos \theta * \sin \theta \quad [15]$$

$$\sigma = g * \rho_s * z * \cos^2 \theta \quad [16]$$

$$u = \rho_w * h * \cos^2 \theta \quad [17]$$

Ao inserir as equações (15), (16) e (17) na equação (12) tem-se:

$$g * \rho_s * z * \cos \theta * \sin \theta = c + (g * \rho_s * z * \cos^2 \theta - \rho_w * h * \cos^2 \theta) * \tan \phi \quad [18]$$

Ao dividir todos os termos da equação (18) por $g * \cos^2 \theta * \tan \theta$, tem-se:

$$\frac{\rho_s * z * \sin \theta}{\cos \theta * \tan \theta} = \frac{c}{g * \cos^2 \theta * \tan \theta} + (\rho_s * z - \rho_w * h) \quad [19]$$

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

$$\frac{\tan \theta}{\tan \theta} = \frac{c}{\rho_s * g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta} + \frac{(\rho_s * z - \rho_w * h)}{\rho_s * z} \quad [20]$$

$$\frac{\tan \theta}{\tan \theta} = \frac{c}{\rho_s * g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta} + \left(1 - \frac{\rho_w * h}{\rho_s * z}\right) \quad [21]$$

$$\frac{\tan \theta}{\tan \theta} - \frac{c}{\rho_s * g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta} = \left(1 - \frac{\rho_w * h}{\rho_s * z}\right) \quad [22]$$

$$\frac{\rho_w * h}{\rho_s * z} = 1 - \frac{\tan \theta}{\tan \theta} + \frac{c}{\rho_s * g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta} \quad [23]$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \theta}\right) + \frac{c}{\rho_s * g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta} \quad [24]$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \theta}\right) + \frac{c}{g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta * \rho_w} \quad [25]$$

Assim, a equação (25), 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 (11) (do modelo hidrológico), da seguinte forma:

$$\frac{q * a}{b * T * \sin \theta} = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \theta}\right) + \frac{c}{g * z * \cos^2 \theta * \tan \theta * \rho_w} \quad [26]$$

Contudo, o SHALSTAB resolve a equação (26) em função de dois parâmetros livres, q e T :

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} * \text{sen}\theta * \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} * \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi}\right) + \frac{c}{g * z * \cos^2\theta * \tan\phi * \rho_w}\right) \quad [27]$$

Assim, com essa equação, são geradas as classes intermediárias de resposta do SHALSTAB. As duas classes extremas (incondicionalmente estável e incondicionalmente instável) são deduzidas a partir apenas da equação (25) 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 à ela. Assim, é obtido um ângulo θ tal que, encostas com ângulo igual ou inferior a θ , e mesmo com o solo saturado, a encosta não iria deslizar. Isso se faz impondo h/z igual a 1 na equação (25), com isso:

$$\tan\theta \leq \tan\phi * \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) + \frac{c}{g * z * \cos^2\theta * \rho_s} \quad [28]$$

Desta forma, 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 θ tal que, acima do mesmo, mesmo com condições favoráveis (solo seco, relação h/z igual a 0), não existiria a possibilidade da encosta continuar estável. Isso se dá igualando a equação (25) a zero, resultando em:

$$\tan\theta \geq \tan\phi + \frac{c}{g * z * \cos^2\theta * \rho_s} \quad [29]$$

Portanto, com a equação (29) pode-se saber as declividades superiores a $\tan\theta$ as quais os parâmetros de resistência do solo não suportam e a encosta se instabiliza.

Por fim, com as equações (27), (28) e (29), são geradas as sete classes de resposta do SHALSTAB, sendo as classes extremas geradas pelas equações (28) e (29), e as classes intermediárias geradas pela equação (27).

2.5.2. LIMITAÇÕES E AJUSTES

O SHALSTAB, como já discutido anteriormente, 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 a área 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. 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. Isso é feito pela análise das células vizinhas do MDT (CARVALHO et al. 2010) (Figura 18).

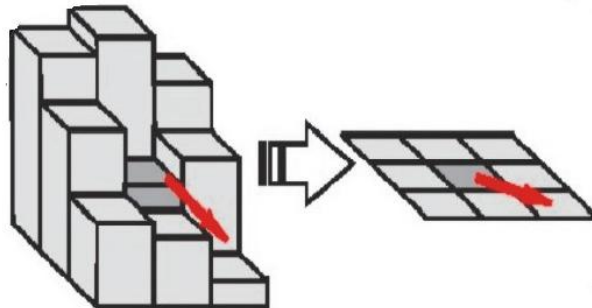


Figura 18. Esquema de fluxo da água em função das células vizinhas (CARVALHO et al. 2010).

Como se sabe, o fluxo não segue uma única direção, portanto este pode ser um ponto de erro no resultado. Para isso, pode-se utilizar uma ferramenta chamada de TAUDEM (*Terrain Analysis Using Digital Elevation Models*), desenvolvida pelo grupo de pesquisas hidrológicas da *Utah State University*, e encontra-se disponível gratuitamente (MICHEL, 2013).

O TAUDEM utiliza-se de um artifício em que considera o fluxo contido na faceta triangular mais íngreme, como é possível visualizar na Figura 19. Assim, o fluxo pode 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).

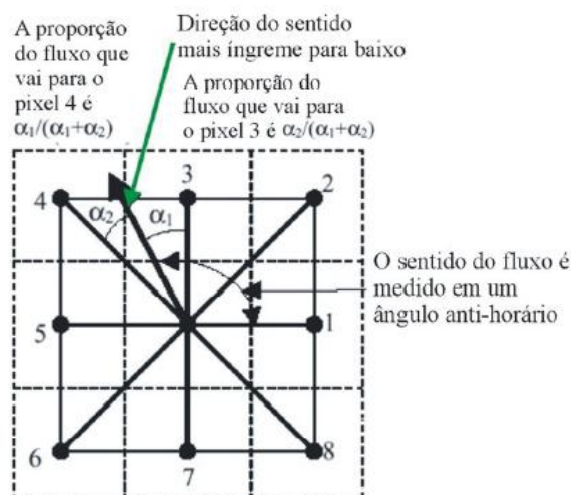


Figura 19. Esquema de fluxo de água em Infinitas Direções (CARVALHO et al. 2010).

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.

3. RESULTADOS ALCANÇADOS

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

- 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 para a análise da aptidão à urbanização;
- Resultados dos ensaios geotécnicos dos solos da área de estudo – são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a estimativa dos parâmetros de resistência dos solos (coesão e ângulo de atrito);
- Resultados da iteração SHALSTAB – são apresentados os resultados do Fator de Segurança e os mapas de suscetibilidade a movimento de massas, resultantes da iteração dos parâmetros geotécnicos e modelo.

3.1. RESULTADOS – MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

O mapeamento geotécnico foi realizado de acordo com a metodologia de Davison Dias (1995) e é apresentado na Figura 20.

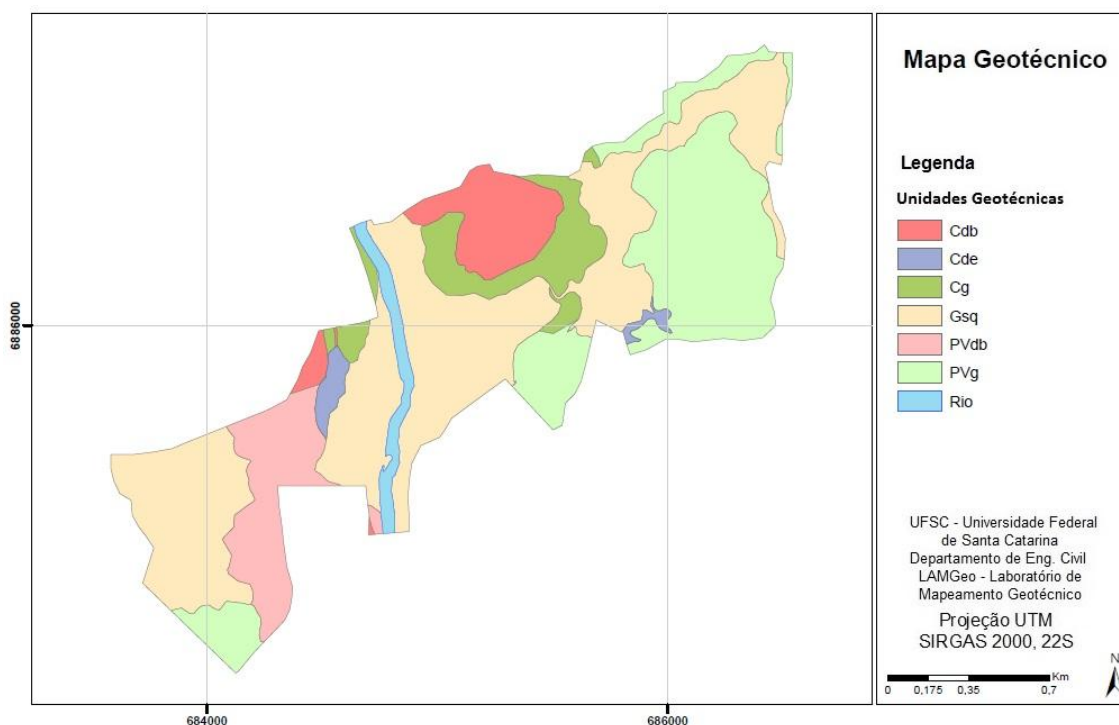


Figura 20. Mapa geotécnico.

A geotecnia da área em estudo é formada por solos residuais do originados das elevações de granito e diabásio. Em sua região de planície e baixas declividades é composta por solos sedimentares quaternários de origem aluvionar e coluvionar.

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

A Tabela 6 apresenta as unidades geotécnicas geradas para a área de estudo e apresentadas no mapa da Figura 20 e suas respectivas áreas de ocorrência.

Tabela 6. Unidades geotécnicas e suas respectivas áreas.

Unidade Geotécnica	Denominação	Área (km²)
Cdb	Cambissolo de substrato diabásio	7,9
PVdb	Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato diabásio	9,5
Cg	Cambissolo de substrato granito	8,3
PVg	Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito	27,1
Cde	Cambissolo de substrato depósito de encosta	1,6
Gsq	Glei de substrato sedimentos quaternários aluvionares	45,6

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.

3.2. RESULTADOS – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos residuais foram executados ensaios de cisalhamento direto. A Tabela 7 apresenta apenas os resultados considerados para a avaliação da estabilidade dos solos na área de estudo.

Tabela 7. Resumo dos parâmetros de resistência dos solos.

Unidade Geotécnica	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS			
	c (kPa)	ϕ (°)	γ_{nat} (kN/m³)	Umidade Nat. (%)
Cg/PVg	2,3	34,5	19,0	10,0
Cde	17,9	31,2	19,2	13,0
Cdb/PVdb	9,1	33,5	16,3	22,0

O solo que apresentou um valor de coesão mais baixo dentre os ensaiados, foi a unidade geotécnica Cg/PVg. Isso pode estar relacionado com o menor teor de argila encontrado no solo. Por outro lado, um maior teor de areia implica um ângulo de atrito mais elevado, com valores acima de 30° , como foi o caso dos solos das unidades ensaiadas, alcançando $34,5^\circ$ na unidade Cg/PVg. A variação dos valores encontrados na área de estudo está relacionada à distribuição granulométrica e à composição dos solos, ou seja, quanto maior a porcentagem de areia maior o ângulo de atrito.

O peso específico natural dos solos, que representa a média dos valores referentes a cada estágio do ensaio de cisalhamento direto, não apresentou variação significativa, de 16,3 e 19,2kN/m³.

Os valores de teor de umidade do solo apresentaram média de 15%. O menor valor de umidade ocorreu na unidade geotécnica proveniente do granito, enquanto que o maior valor na unidade proveniente do diabásio. Este fato pode estar relacionado também a elevado teor de areia no solo do granito, que retém menos água em seus vazios.

3.3. RESULTADOS – MAPAS DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS

A análise da suscetibilidade a movimento de massa foi complementada pelo ângulo do Fator de Segurança para deslizamentos do tipo rotacional e pelo modelo SHALSTAB de Dietrich e Montgomery (1998) para deslizamentos do tipo translacional. Para tal, foram executados ensaios de cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros de resistência e elaborados mapas de elevação (MDT) e declividades em graus (Figura 21 e Figura 22).

A altitude na área de estudo varia de 101 a 192 metros, sendo que a maior parte da área predominam altitudes de 110 a 120 metros.

As maiores declividades ocorrem nas elevações que correspondem aos solos originados dos granitos, apresentando valores que variam de 0 a 45° em geral e em algumas áreas ocorrem declividades que ultrapassam os 45° . Nas áreas de diabásio predominam declividades de 0 a 30° . Na planície, quase a totalidade apresenta declividade variando de 0 a 10° , correspondendo as unidades geotécnicas de solos sedimentares.

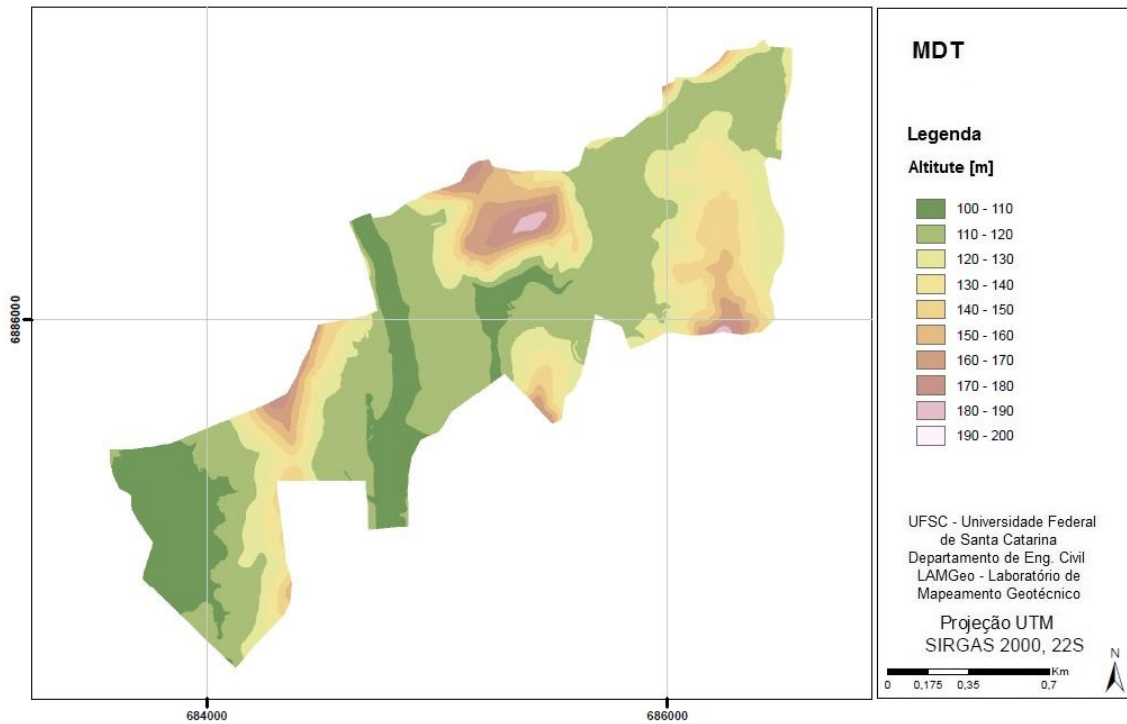


Figura 21. Modelo Digital do Terreno.

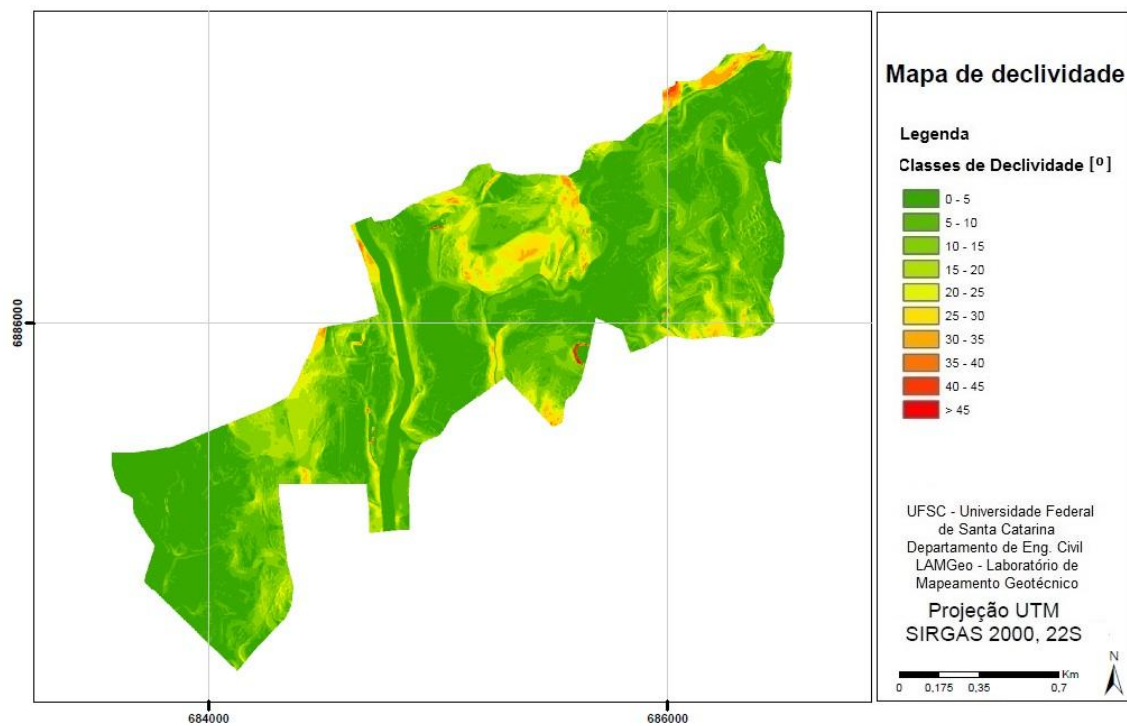


Figura 22. Mapa de declividades.

Com os dados geotécnicos obtidos por meio do ensaio de Cisalhamento Direto e utilizando um *software* de estabilidade de encostas, calculou-se o Fator de Segurança com o objetivo de definir o ângulo de declividade limite para a ocorrência de movimentos de massa. A Tabela 9 apresenta os resultados da declividade para intervalos de Fator de Segurança menor que 1,15 para as unidades geotécnicas do município de Rio Fortuna.

Tabela 9. Fator de Segurança e declividades limites.

Unidade Geotécnica	Coordenadas	FS < 1,15
PVg	686281/ 6886092	> 27°
Cde	686664/ 6886129	> 28°
Cde	684303/ 6886523	> 27°

A declividade limite para tornar a área instável, ou seja, a partir desse ângulo há a possibilidade de ocorrer movimentos de massa, apresentaram um valor muito próximo nas unidades geotécnicas analisadas, de 27 e 28°.

A partir dos ângulos calculados pelo Fator de segurança para a ocorrência de deslizamentos rotacionais nas unidades geotécnicas de solos residuais construiu-se a Figura 23, dividindo as unidades em áreas estáveis (abaixo do ângulo) e áreas instáveis (acima do ângulo). Após a modelagem com o modelo SHALSTAB para deslizamentos translacionais foi realizada a comparação e análise das áreas designadas instáveis pelos dois métodos.

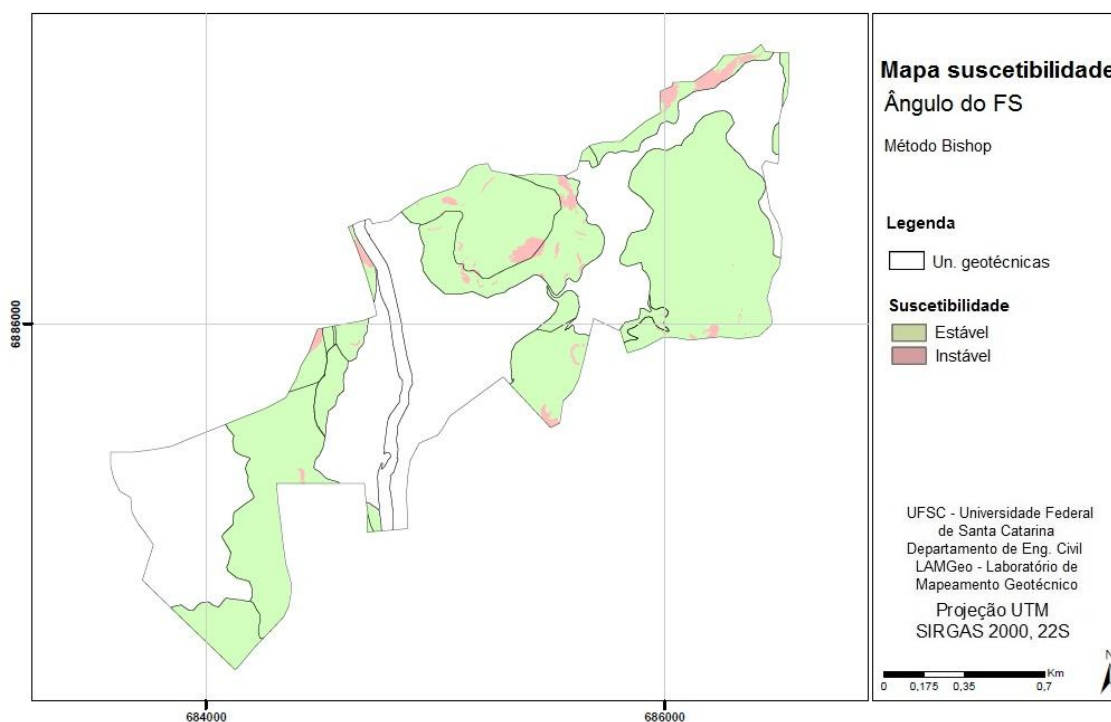


Figura 23. Mapa de suscetibilidade a deslizamentos rotacionais em relação ao Fator de Segurança (FS): método Bishop.

Modelagem com o SHALSTAB

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:

- A) incondicionalmente instável e não saturado;
- B) incondicionalmente instável e saturado;
- C) instável e saturado;
- D) instável e não saturado;
- E) estável e não saturado;
- F) incondicionalmente estável e não saturado; e
- G) incondicionalmente estável e saturado.



A Figura 24 apresenta o resultado obtido com a iteração dos parâmetros de resistência e modelo hidrológico.

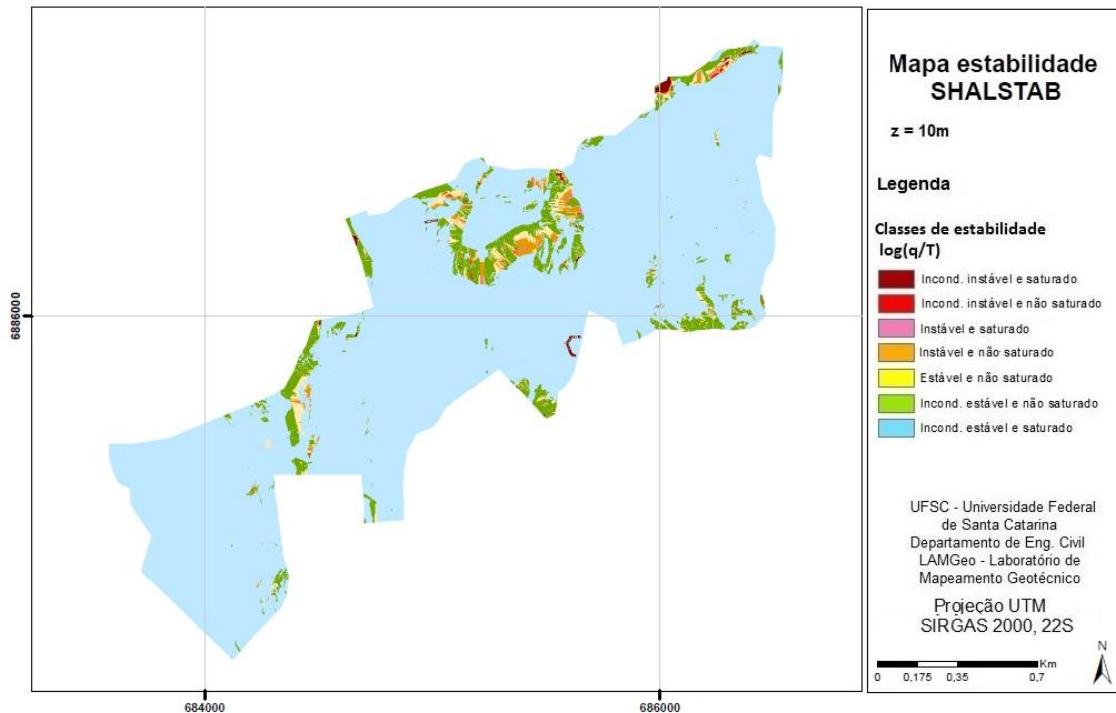


Figura 24. Mapa de suscetibilidade a deslizamentos translacionais: cenário - espessura do solo de 10m.

Com base na Figura 24, foi construída a Tabela 11, que apresenta a área (%) das classes geradas pelo SHALSTAB nas unidades geotécnicas.

Tabela 10. Área (%) das classes do SHALSTAB.

Unidade geotécnica	Classes SHALSTAB						
	A	B	C	D	E	F	G
Rio Foturna	0,25	0,15	0,20	1,01	2,09	6,55	89,75

Levando-se em consideração o cenário de avaliação da estabilidade dos solos da área analisada (Figura 24 e Tabela 10), as áreas classificadas como incondicionalmente instáveis ocupam apenas 0,4%, enquanto que predominam as áreas classificadas como incondicionalmente estáveis, totalizando 96,3% da área de expansão urbana do município.

Observa-se a concentração de zonas instáveis na unidade de solos originados de substrato granito, nos locais de alta declividade. Por estar localizada em cotas mais suaves, a unidade de substrato sedimentos quaternários tem a totalidade da sua área considerada como incondicionalmente estável e não apresentará problemas quanto a instabilidade de encostas.

Análise da suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos

A partir dos resultados dos mapas de suscetibilidade pelo Fator de Segurança e pelo modelo SHALSTAB percebeu-se que a unidade geotécnica que se destacou por possuir mais áreas consideradas instáveis foram as unidades Cambissolo e Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato granito (Cg/PVg). Dessa forma, quanto a aptidão à urbanização são feitas as seguintes recomendações sob a ótica da geotecnia:

- Unidade de moderada a elevada erodibilidade, sobretudo em seu horizonte C. Para que os processos erosivos sejam reduzidos, devem ser utilizadas técnicas de proteção superficial dos solos ou a simples conservação da cobertura vegetal (horizonte A).
- No que diz respeito à estabilidade de suas encostas, os parâmetros de resistência alcançados no ensaio de cisalhamento direto não apresentaram valores muito distantes da outra unidade analisada, apenas a coesão teve um valor mais baixo. No entanto, devido à ocorrência de taludes com alta declividade, com locais ultrapassando os 45°, não deverão ocorrer o uso e ocupação em áreas com encostas consideradas instáveis.
- Caso sejam ocupadas, taludes de corte devem ser avaliados pontualmente (caso a caso) de forma global e local e analisada a melhor intervenção (estrutura de contenção).
- Elementos de fundações superficiais podem ser empregados para cargas leves (há a tendência de ocorrer elevada pressão de pré-adensamento e resistência ao cisalhamento), porém, podem ser observados locais em que ocorram solos colapsíveis.
- Ocorre uma forte tendência de uso como jazida para a pavimentação.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de taludes. Comitê Brasileiro de Construção Civil. Origem: Projeto 02:04.07-001/90. Rio de Janeiro, 1991. 39p.

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

BEVEN; KIRKBY. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology / Unmodèle 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..

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 Nº 2. 2010. 227:307.

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

DAVISON DIAS, R.; Influência da Estrutura Pedológica na 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. 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.; BASTOS, C.; PINHEIRO, R. Projeto SIGEO – Região Metropolitana de Porto Alegre, FAERGS, Porto Alegre, 1996.

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. 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, Brasilia. Proceedings Anais. São Paulo, 1985, ABMS, v.2, p.255-268.

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. Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL. Anais... Porto Alegre, RS, 1989, v.1, p. 96-116.

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 Impantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros. In: Reunião Anual de Pavimentação Anais... Florianópolis, 2001.

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

DAVISON DIAS, R.; MILITITSKY, J. Metodologia de Classificação de Perfis e Unidades Geotécnicas Desenvolvida na UFRGS. In: REVISTA DE SOLOS E ROCHAS, 1994.

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

DIETRICH, W.E.; BELLUGI D.; REAL DE ASUA R. (2001). Validation of the shallow landslide model, SHALSTAB, for forest management. In: Org. por

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

GOMES, R. A. T. Modelagem de Previsão de Movimentos de Massa a Partir da Combinação de Modelos de Escorregamentos e Corridas de Massa. 2006.

180p. Tese (Doutorado em Geografia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

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. 2000. 150p. Tese (Doutorado em Geologia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2000.

GUIMARAES, 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. IGARSS '03. Proceedings. 2003 IEEE International, 2003, 21-25 July 2003. p.2444-2446 vol.4.

HIGASHI, R.R.; B. FERNANDES; E. REINKE; G. MACHADO; J. CAPINHEIRA; R. NIEHUES (2003) Estudo de Jazida de Areia Quartzosa Podzolizada e Cambissolo do Município de Florianópolis In: 34o Reunião Anual de Pavimentação, Campinas, SP.

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. 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.; SPRICIGO, 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. 2006. 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 – Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária) Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. 486 p.

HIGASHI, R.R.; DAVISON DIAS, R.; M. MACCARINI.(2012) On the Erosive Potential of Some Weathered Soils from Southern Brazil. Soils and Rocks, São Paulo, 34 (3). P. 219-225.

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.

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, Meio Digital.

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.

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, com

SANTOS, G. T. 1997. 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.

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.