



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades

unesp 

Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

MARIANA FERREIRA BENESSIUTI

**ESTUDO DOS MECANISMOS DE INSTABILIDADE EM SOLOS RESIDUAIS
DE BIOTITA-GNAISSE DA BACIA DO RIBEIRÃO GUARATINGUETÁ**

Bauru

2011



MARIANA FERREIRA BENESSIUTI

**ESTUDO DOS MECANISMOS DE INSTABILIDADE EM SOLOS RESIDUAIS
DE BIOTITA-GNAISSE DA BACIA DO RIBEIRÃO GUARATINGUETÁ**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia – UNESP, Campus de Bauru, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração Geotecnia Ambiental.

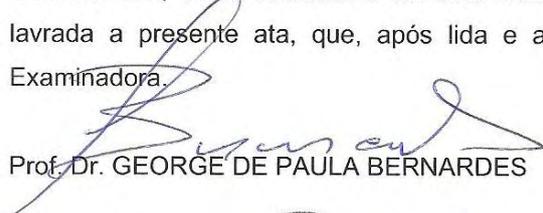
Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes



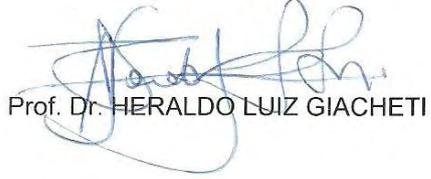
Bauru
2011

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE MARIANA FERREIRA BENESSIUTI, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DO(A) FACULDADE DE ENGENHARIA DE BAURU.

Aos 04 dias do mês de fevereiro do ano de 2011, às 09:00 horas, no(a) SALA DE VIDEOCONFERÊNCIA - UNESP GUARATINGUETÁ, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Guaratingueta, Prof. Dr. EDUARDO DELL'AVANZI do(a) Departamento de Construção Civil / Universidade Federal do Paraná, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Bauru, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de MARIANA FERREIRA BENESSIUTI, intitulada "ESTUDO DOS MECANISMOS DE INSTABILIDADE EM SOLOS RESIDUAIS DE BIOTITA-GNAISSE DA BACIA DO RIBEIRÃO GUARATINGUETÁ". Após a exposição, a discente foi argüida oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: APROVADO. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que, após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.


Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES


Prof. Dr. EDUARDO DELL'AVANZI


Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

Benessiuti, Mariana Ferreira.

Estudos dos mecanismos de instabilidade em solos residuais de biotita-gnaïsse da bacia do ribeirão Guaratinguetá / Mariana Ferreira Benessiuti, 2011.

128 f. il

Orientador: George de Paula Bernardes

Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2011

1. Ruptura de talude 2. Solo residual 3. Susceptibilidade ao escorregamento. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por se fazer presente em minha vida.

Ao meu orientador, Prof. Dr. George de Paula Bernardes, por ter confiado em meu trabalho e pelos cinco anos de parceria. Sua dedicação, competência e orientação foram fundamentais no desenvolvimento deste trabalho.

A todos os Professores que contribuíram no meu processo de formação. Em especial, agradeço o Prof. Dr. Heraldo Giacheti e o Prof. Dr. Silvio Simões por todas as sugestões e orientações dadas no exame de qualificação desta dissertação.

Aos meus pais, Ruy e Fátima, e a minha irmã, Thais, por todo amor, incentivo, carinho e compreensão.

Ao Alberto, pela companhia constante, pela paciência e compreensão.

A todos os meus amigos, em especial ao Pedro, pelos anos de amizade e pela ajuda na confecção dos mapas desta dissertação.

Ao técnico do laboratório de Mecânica dos Solos, Flávio, pela paciência e disposição durante a realização dos ensaios experimentais dessa pesquisa.

À CAPES e à FAPESP (nº 2009/03509-6) pelo apoio financeiro concedido.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Este trabalho contou com apoio das seguintes entidades

- CAPES – através do PROGRAMA DE DEMANDA SOCIAL, quota da Pró-Reitoria.
- FAPESP – através do processo nº 2009/03509-6

RESUMO

A região das nascentes do ribeirão Guaratinguetá, localizada no contraforte da Serra da Mantiqueira, Vale do Paraíba, tem sido intensamente modificada por ações antrópicas criando condições que favorecem os movimentos de massa, principalmente devido à supressão da mata nativa. Estas ações, somada ao aumento da intensidade de chuvas sobre uma complexa geologia da região, têm potencializado os escorregamentos translacionais, de modo que foram registradas mais de 40 destas ocorrências, nas chuvas do final de 2008 e início de 2009. Neste contexto, a proposta desta dissertação é de identificar os mecanismos que geram essas instabilidades através da avaliação das características geotécnicas de dois escorregamentos característicos na bacia do ribeirão Guaratinguetá. Para isso, as atividades envolveram ensaios de laboratório e de campo. No laboratório foram realizados ensaios para a caracterização completa das amostras, ensaios de sucção, para determinação das curvas características, e ensaios de cisalhamento direto, para determinação dos parâmetros de resistência. No campo, foram determinadas as propriedades hidráulicas através do permeâmetro de *Guelph* e a resistência à penetração dos horizontes utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. O estudo dos possíveis processos de instabilidade foi realizado a partir de retro-análises dos dois escorregamentos estudados, através do software SLOPE/W, da GeoSlope, e de simulações de cenários, através do modelo matemático SHALSTAB. Nestas análises, foram consideradas diferentes hipóteses relativas à presença de água no subsolo, onde foram verificados os respectivos fatores de segurança. Os resultados das retro-análises indicam coerência entre as superfícies previstas e observadas no campo, para a condição de solo saturado acima da superfície de ruptura e solo na umidade residual abaixo desta. Os mapas de susceptibilidade obtidos pelo modelo SHALSTAB mostram a grande instabilidade da região estudada para a condição de solo saturado. Porém, quando se incorpora o efeito do enraizamento na estabilidade, os mapas obtidos são mais condizentes com a realidade local.

PALAVRAS-CHAVE: Ruptura de talude. Solo residual. Susceptibilidade ao escorregamento.

ABSTRACT

The land degradation process as consequence of deforestation and farming activities at the northern part of the Guaratinguetá creek watershed, Paraíba Valley, is compromising the environmental balance of the region traduced by increase in the numbers of shallow landslides occurring during rain seasons. In summer 2009, more than 40 shallow landslides occurred during an intense rainfall with serious consequence for the local population. In this context, the purpose of this dissertation is to understand the mechanism that triggered the soil movement based on geotechnical investigation of two landslides in the Guaratinguetá creek watershed. The geotechnical profiles of two landslides and the hydraulic parameters were determined by field tests using Dynamic Cone Penetrometer and Guelph Permeameter. In laboratory, physical and mechanical soil properties were determined. The shear strength parameters were obtained by direct shear tests on undisturbed specimens for three initial gravimetric water contents (residual, natural and saturated). The instability process was inferred by back-analysing these two landslides using the software SLOPE/W, GeoSlope, and simulating scenarios using SHALSTAB model. These analyses took into account the physical properties and the shear strength parameters of the soils for different water contents. The predicted slip surfaces were in agreement with the observed ones when the analyses considered the soil parameters above the slip surface as saturated and the soil parameters below the slip surface as in residual water content condition. The susceptibility map using SHALSTAB were then carried out for the soil parameters for saturated condition. The influence of the vegetation (root strength) was inserted in the analyses by a scale factor based on Algebra Map Technique. The validation of the applied methodology was verified by crossing the predicted unstable areas with the existing landslides scars in the region. Comparing the susceptibility map with the actual land use, it can be seen that most of the slope failures occurred in areas of pastures or land occupation.

KEYWORDS: Slope failure. Residual soil. Landslide susceptibility.

Índice de Figuras

Figura 1 – A) Uso agropecuário inadequado; B) Ocupação irregular de encostas; C) Estradas vicinais mal planejadas e conservadas.....	1
Figura 2 – Escorregamentos translacionais registrados na bacia do ribeirão Guaratinguetá, município de Guaratinguetá/SP.....	2
Figura 3 – Ilustração de escorregamentos rotacionais em diferentes tipos de materiais (adaptado de Varnes, 1958 apud Ahrendt, 2005).	5
Figura 4 – Esquema de um escorregamento translacional (Mendes, 2008).	6
Figura 5 – Ilustração dos dois tipos de mecanismos de instabilização associados aos escorregamentos translacionais (Wolle, 1988).	7
Figura 6 – Perfil de alteração típico de rochas metamórficas e graníticas em regiões de relevo suaves (Pastore, 1995 apud Oliveira, 2006).	11
Figura 7 – Representação da interface solo-ar-água, através de uma geometria elipsóide: a) em um tubo cilíndrico, b) interface elipsóide finita, c) um exemplo nos poros do solo (Lu & Likos, 2004).	13
Figura 8 – Curva de retenção típica, mostrando as diferentes zonas, onde S_r corresponde à saturação relativa (Vanapalli et al, 1999 apud Freitas Neto, 2008).	15
Figura 9 – Curvas características típicas de um solo arenoso, siltoso e argiloso (Fredlund & Xing, 1994).	16
Figura 10 – Fenômeno da histerese verificado em um depósito natural de areia (adaptado de Fredlund & Rahardjo, 1993).	17
Figura 11 – Tipos de fluxo do solo para o papel filtro: a) medição da sucção total, b) medição da sucção matricial (Marinho, 1994).	19
Figura 12 – Esquema de funções de permeabilidade e curvas características para uma areia e um silte argiloso (Fredlund, 2000 apud Boszczowski, 2008).	22
Figura 13 – Representação da proposta de Fredlund et al. (1978): Superfície de ruptura planar para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993).	28
Figura 14 – Envoltória de Resistência não linear para solos não saturados (Mendes, 2008)...	29
Figura 15 – Previsão de σ_t em função da sucção matricial, para um solo residual de gnaiss compactado (Benessuti et al., 2010).	31
Figura 16 – Módulo hidrológico: a área sombreada refere-se à área drenada acumulada a montante (a) que passa pelo comprimento de contorno unitário (b), com espessura de solo (z) e declividade (M) (Guimarães et al., 2003).	35
Figura 17 – Mapa de localização da bacia do ribeirão Guaratinguetá. Em azul, destaca-se o Vale do Paraíba e em rosa, a bacia dentro do Município de Guaratinguetá.	37
Figura 18 – Mapa de elevação da bacia do ribeirão Guaratinguetá.	38
Figura 19 - Registros de escorregamentos na bacia do ribeirão Guaratinguetá.	38
Figura 20 – Mapa Geológico da bacia do ribeirão Guaratinguetá (adaptado de Milanezi, 2006).	39
Figura 21 – Mapa Geomorfológico da bacia do ribeirão Guaratinguetá (CPTI, 2001 apud Soares, 2005).	42
Figura 22 – Mapa de Declividade da bacia do ribeirão Guaratinguetá (Soares, 2005).	44
Figura 23 – Precipitação mensal acumulada nos últimos dois anos, na cidade de Guaratinguetá (SISAM – CPTEC/INPE).	45
Figura 24 – Mapa de Pluviometria da bacia do ribeirão Guaratinguetá (Soares, 2005).	46
Figura 25 – Penetrômetro Dinâmico de Cone – DCP (Cardoso & Trichês, 1998 apud Delgado et al., 2007).	48
Figura 26 – Ensaio de DCP realizado na lateral do talude 1.	49

Figura 27 – Permeâmetro de <i>Guelph</i> (Guelph Permeameter, Soilmoisture Equipment, 1987).	50
Figura 28 - Fator de forma C.....	52
Figura 29 – Cadinhos com amostras de solo, mantidos na Mufla.....	54
Figura 30 – Equipamento utilizado no ensaio de resistência à tração.....	57
Figura 31 – Prensa de cisalhamento utilizada.....	57
Figura 32 – Localização do primeiro talude estudado na bacia do ribeirão Guaratinguetá.	62
Figura 33 – Talude 1 com suas respectivas dimensões.....	63
Figura 34 – Bloco de amostra indeformada sendo extraído na superfície de ruptura (talude 1).	63
Figura 35 – Ensaio de campo realizados no talude 1: <i>Guelph</i> e DCP.....	64
Figura 36 – Curva do DCP na lateral do talude 1.....	65
Figura 37 – Curva do DCP no topo do talude 1.....	66
Figura 38 – Resultados do ensaio DCP em função de Q_d	67
Figura 39 – Variação vertical da condutividade hidráulica saturada, medida pelo <i>Guelph</i> . a) Lateral do talude 1. b) Topo do talude 1.....	68
Figura 40 – Amostras coletadas para o ensaio de perda ao fogo.....	70
Figura 41 – Perfil de Perda ao Fogo no talude 1.....	70
Figura 42 – Perfil de Umidade no talude 1.....	71
Figura 43 – Ajustes das curvas características de sucção no horizonte de colúvio, de acordo com a proposta de Fredlund & Xing (1994).....	73
Figura 44 – Curvas ajustadas para o horizonte de solo residual, de acordo com a proposta de Fredlund & Xing (1994).....	74
Figura 45 – Extração dos anéis para o ensaio de sucção.....	75
Figura 46 – Resultados dos ensaios de sucção, umidade gravimétrica e massa específica seca obtidos para os cinco corpos de prova, coletados ao longo da profundidade.....	76
Figura 47 – Resistência à tração <i>versus</i> sucção matricial, processo de umedecimento, horizonte de colúvio.....	77
Figura 48 – Resistência à tração <i>versus</i> sucção matricial, processo de secagem, horizonte de colúvio.....	77
Figura 49 – Resistência à tração <i>versus</i> sucção matricial, processo de umedecimento, horizonte de solo residual.....	78
Figura 50 – Resistência à tração <i>versus</i> sucção matricial, processo de secagem, horizonte de solo residual.....	78
Figura 51 – Gráfico: Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Normal, em amostras no estado inundado.....	80
Figura 52 – Gráfico: Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Normal, em amostras com umidade residual.....	80
Figura 53 – Envoltórias de resistência obtidas para o solo do talude 1, na condição inundada e de umidade residual.....	81
Figura 54 – Localização do primeiro e do segundo talude estudado na bacia do ribeirão Guaratinguetá.....	82
Figura 55 – Talude 2 com suas respectivas dimensões.....	83
Figura 56 – Localização das coletas de amostras indeformadas no talude 2.....	83
Figura 57 – Ensaio com <i>Guelph</i> e DCP no talude 2.....	84
Figura 58 – Curva do DCP no topo do talude 2.....	85
Figura 59 – Resultados do ensaio DCP em função de Q_d , talude 2.....	86
Figura 60 – Condutividade hidráulica saturada no topo do talude 2.....	87
Figura 61 – Coleta de amostras deformadas no perfil de solo estudado – Talude 2.....	88
Figura 62 – Amostras coletadas para o ensaio de perda ao fogo – Talude 2.....	89

Figura 63 – Perfil de perda ao fogo e de umidade no talude 2.	89
Figura 64 – Curva característica do solo residual maduro do talude 2.	91
Figura 65 – Resistência à tração <i>versus</i> sucção matricial, processo de umedecimento, talude 2.	92
Figura 66 – Resistência à tração <i>versus</i> sucção matricial, processo de secagem, talude 2.	92
Figura 67 – Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Normal, em amostras no estado inundado, talude 2.	94
Figura 68 – Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Normal, em amostras com umidade natural, talude 2.	95
Figura 69 – Tensão Cisalhante <i>versus</i> Tensão Normal, em amostras com umidade residual, talude 2.	95
Figura 70 – Envoltórias de resistência lineares obtidas para o solo do talude 2.	96
Figura 71 – Projeção da envoltória no plano $\tau \times (u_a - u_w)$	97
Figura 72 – Retro-análises no talude 1. A) Situação de solo com umidade residual. B) Situação de solo totalmente saturado.	98
Figura 73 – Retro-análise no talude 1 para a condição de solo parcialmente saturado.	98
Figura 74 – Retro-análises no talude 2. A) Situação de solo com umidade residual. B) Situação de solo totalmente saturado.	99
Figura 75 – Retro-análise no talude 2 para a condição de solo parcialmente saturado.	100
Figura 76 – Imagem com detalhe na região de interesse (escorregamentos em vermelho, talude 1 em círculo preto e talude 2 em triângulo preto).	101
Figura 77 – Simulação de áreas susceptíveis a deslizamentos, com os parâmetros do talude 1, na condição inundada ($c' = 5 \text{ kPa}$, $\Phi' = 18^\circ$, $\rho_{\text{sat}} = 1,86 \text{ g/cm}^3$).	102
Figura 78 - Simulação de áreas susceptíveis a deslizamentos, com os parâmetros do talude 2, na condição inundada ($c' = 4 \text{ kPa}$, $\Phi' = 23,5^\circ$, $\rho_{\text{sat}} = 1,66 \text{ g/cm}^3$).	102
Figura 79 – Mapa de cobertura vegetal atualizado da bacia do ribeirão Guaratinguetá.	103
Figura 80 – Mapa de susceptibilidade à movimentação de massa, com a consideração da cobertura vegetal, parâmetros do talude 1.	104
Figura 81 – Mapa de susceptibilidade à movimentação de massa, com a consideração da cobertura vegetal, parâmetros do talude 2.	105
Figura 82 – Foto geral da região destacada nos mapas de susceptibilidade.	106

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Agentes/causas dos escorregamentos segundo Guidicini & Nieble (1983).	8
Tabela 2 – Exemplos de equações matemáticas propostas para a curva característica dos solos (Mendes, 2008).	18
Tabela 3 – Tempo de equilíbrio para medição da sucção total (Marinho, 1994).	20
Tabela 4 – Exemplos de modelos de previsão da curva condutividade hidráulica (Gerscovich & Guedes, 2004).	23
Tabela 5 – Equações propostas pelo manual do Permeâmetro de <i>Guelph</i>	51
Tabela 6 – Caracterização do solo do talude 1.	69
Tabela 7 – Características dos corpos de prova do horizonte de colúvio.	72
Tabela 8 – Parâmetros utilizados na modelagem das curvas características do horizonte de colúvio.	73
Tabela 9 - Características dos corpos de prova do horizonte de solo residual.	74
Tabela 10 – Parâmetros utilizados na modelagem das curvas do solo residual.	74
Tabela 11 – Características físicas dos corpos de prova após sua moldagem, talude 1.	79
Tabela 12 – Características físicas dos corpos de prova após o adensamento, talude 1.	79
Tabela 13 – Caracterização do solo do talude 2.	87
Tabela 14 – Características dos anéis utilizados no ensaio de sucção, talude 2.	90
Tabela 15 – Características físicas dos corpos de prova após sua moldagem, talude 2.	93
Tabela 16 – Características físicas dos corpos de prova após o adensamento, talude 2.	94

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
2.	OBJETIVOS.....	3
3.	REVISÃO DA LITERATURA.....	4
3.1	Mecanismos de instabilização em taludes e encostas naturais.....	4
3.1.1	Introdução.....	4
3.1.2	Escorregamentos rotacionais.....	4
3.1.3	Escorregamentos translacionais.....	6
3.1.4	Fatores que influenciam na estabilidade de talude.....	7
3.2	Aspectos teóricos sobre solos residuais e propriedades de solos não saturados.....	10
3.2.1	Solos residuais.....	10
3.2.2	Solos não saturados – conceitos iniciais.....	12
3.2.3	Sucção no solo.....	13
3.2.3.1	Curva de retenção de água.....	14
3.2.3.2	Métodos e equipamentos utilizados na medição de sucção no solo.....	18
3.2.4	Condutividade hidráulica.....	21
3.2.4.1	Determinação da condutividade hidráulica a partir de ensaios de campo ..	23
3.2.5	Resistência de solos não saturados.....	24
3.2.5.1	Resistência ao cisalhamento.....	24
3.2.5.2	Resistência à tração.....	29
3.3	Retro-análise de taludes.....	31
3.4	Previsão de áreas susceptíveis à movimentação de massa.....	32
4.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	37
4.1	Local de estudo.....	37
4.1.1	Aspectos do meio físico.....	39
4.1.1.1	Geologia local.....	39
4.1.1.2	Geomorfologia.....	42
4.1.1.3	Declividade.....	44
4.1.2	Clima.....	45
4.2	Determinação dos parâmetros geotécnicos.....	46
4.2.1	Ensaio de campo.....	47
4.2.2	Ensaio de laboratório.....	52
4.3	Retro-análise dos taludes estudados.....	59
4.4	Elaboração do mapa de susceptibilidade à movimentação de massa.....	59
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	62
5.1	Determinação dos parâmetros do talude 1.....	62
5.1.1	Ensaio de campo.....	64
5.1.2	Ensaio de laboratório.....	68
5.2	Determinação dos parâmetros do talude 2.....	82
5.2.1	Ensaio de campo.....	84
5.2.2	Ensaio de laboratório.....	87
5.3	Retro-análise dos taludes estudados.....	97
5.3.1	Talude 1.....	97
5.3.2	Talude 2.....	99
5.4	Simulação de cenários na bacia do ribeirão Guaratinguetá.....	100
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	107
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109

1. INTRODUÇÃO

O escorregamento de massa é problema recorrente no Brasil. Durante os períodos chuvosos, é comum presenciar situações de riscos geotécnicos que levam a sérios prejuízos econômicos e perdas de vidas humanas.

Nestes últimos dois anos, diversas cidades da região Sul e Sudeste do País foram atingidas por fortes chuvas. As cidades de Blumenau e Itajaí (SC), Angra dos Reis (RJ), Ilha Grande (RJ), Niterói (RJ), São Luiz do Paraitinga (SP) e Cunha (SP) merecem destaque, uma vez que nestes locais grandes prejuízos à sociedade brasileira foram registrados, seja por perda de vidas ou por patrimônios destruídos.

A região da bacia do rio Paraíba do Sul, setor paulista, também apresenta problemas de escorregamentos devido à fragilidade do meio físico local. Esses processos de movimentos de massa estão relacionados a diversos fatores naturais e antrópicos com origens no século XIX.

Atualmente, o cenário une os erros do passado com os do presente. Dentre as diferentes formas de ocupação da bacia, pode-se citar como os principais agentes antrópicos: o desmatamento, o uso agropecuário inadequado (Figura 1a), a extração mineral, a ocupação irregular de encostas (Figura 1b) e estradas rurais mal planejadas e sem conservação (Figura 1c).

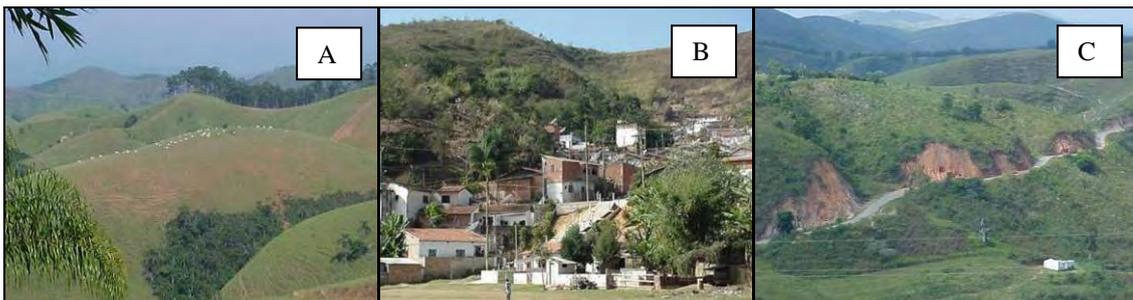


Figura 1 – A) Uso agropecuário inadequado; B) Ocupação irregular de encostas; C) Estradas vicinais mal planejadas e conservadas.

Na bacia do ribeirão Guaratinguetá, nos contrafortes da serra da Mantiqueira, observa-se que nas regiões próximas aos topos de morro são freqüentes os deslizamentos de terra do tipo translacional com profundidades não superiores a 1,5 metros, conforme ilustrado na Figura 2. Verifica-se que na maioria dos casos, os escorregamentos estão localizados na

região próxima da primeira mudança acentuada da inclinação do terreno perto do divisor de água.



Figura 2 – Escorregamentos translacionais registrados na bacia do ribeirão Guaratinguetá, município de Guaratinguetá/SP.

De acordo com Wolle (1988), os escorregamentos translacionais predominam nas encostas da região paulista. Sua ocorrência pode estar associada a dois tipos de mecanismos: elevação do nível de água pré-existente, devido à existência de uma camada impermeável subjacente aos horizontes superficiais; ou infiltração da água da chuva sem o nível pré-existente, eliminando a parcela de resistência devido à coesão aparente do solo.

O conhecimento dos processos que possam induzir a instabilidade de encostas é de extrema importância para que novas situações de riscos geotécnicos possam ser minimizadas ou mesmo evitadas. A compreensão desses processos servirá de subsídio para o aprimoramento e adequação de métodos de análise e projetos de estabilização, como também, para o planejamento e concepção de novas obras a serem implantadas.

2. OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é investigar os mecanismos de escorregamentos translacionais rasos que ocorrem nas regiões próximas aos divisores de água, da bacia do ribeirão Guaratinguetá.

Visando gerar subsídios para a gestão do uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica estudada, este estudo apresenta uma metodologia de análise para a definição de áreas susceptíveis à movimentação de massa, através da elaboração de mapas com níveis relativos de instabilidade.

O objetivo específico estabelecido é estudar as propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas dos solos residuais da bacia em questão.

3. REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Mecanismos de instabilização em taludes e encostas naturais

3.1.1 Introdução

Conforme mencionado anteriormente, a região da bacia do rio Paraíba do Sul, especificamente a Bacia do ribeirão Guaratinguetá, apresenta problemas de escorregamentos de massa.

Embora sejam citados na literatura diversos tipos de movimentos de massa, ressalta-se que neste trabalho serão abordados apenas os processos de instabilização que ocorrem com maior frequência na região estudada.

De acordo com Mendes (2008), escorregamentos são movimentos rápidos que mobilizam volumes variados e bem definidos de solo e/ou rocha, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora de uma encosta natural ou de um talude de corte, ao longo de uma ou mais superfícies de ruptura.

Classicamente, os escorregamentos são subdivididos em escorregamentos rotacionais e translacionais, onde sua classificação depende da geometria ou forma do escorregamento da massa mobilizada.

3.1.2 Escorregamentos rotacionais

Os escorregamentos rotacionais são definidos como movimentos de massa sobre uma superfície de ruptura curva com concavidade voltada para cima (Figura 3), onde o material mobilizado sofre pouca deformação.

Segundo Varnes (1978), os escorregamentos rotacionais clássicos são incomuns dentre os diversos tipos de movimentos gravitacionais. Pelo fato destes ocorrerem preferencialmente em materiais homogêneos, a sua incidência é mais frequente em barragens de terra e aterro em geral.

Wolle (1988) cita que a condição básica para viabilizar a ocorrência deste escorregamento é o espessamento do manto de solo pelo intemperismo, condição esta restrita a poucos locais da Serra do Mar e regiões adjacentes.

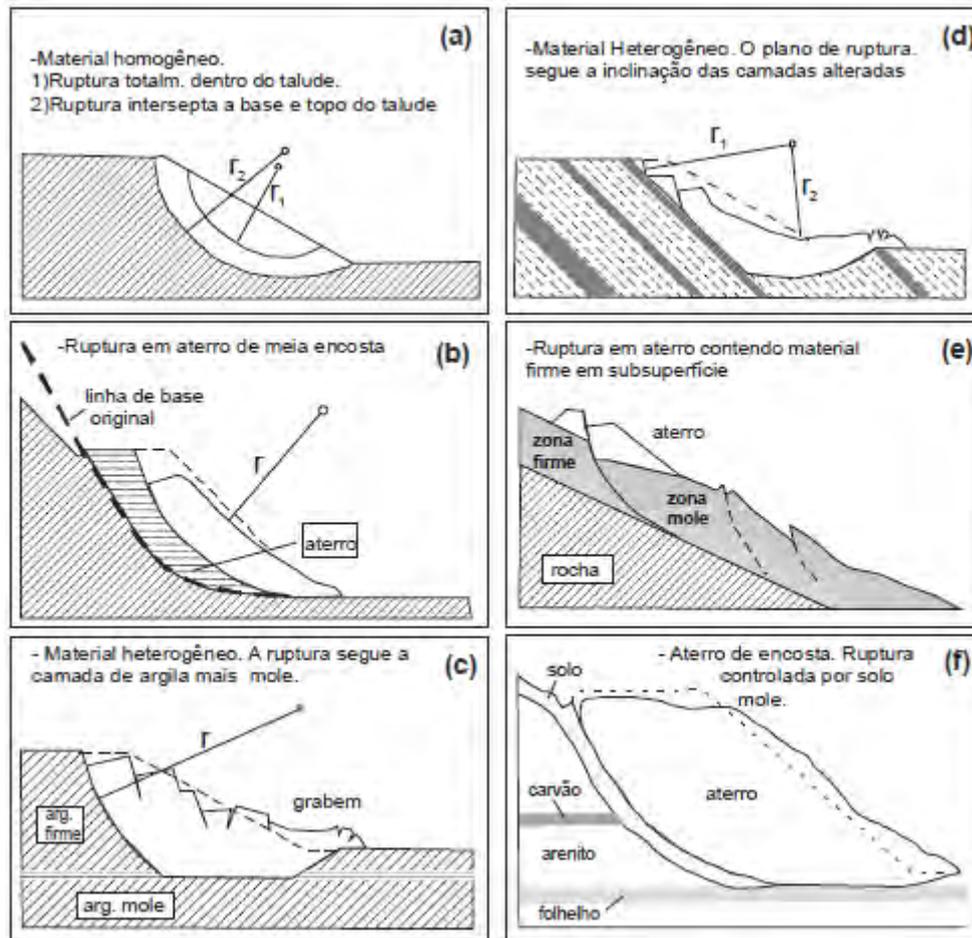


Figura 3 – Ilustração de escorregamentos rotacionais em diferentes tipos de materiais (adaptado de Varnes, 1958 apud Ahrendt, 2005).

Neste tipo de escorregamento, é comum observar, antes da efetiva deflagração, alguns indícios de movimentação do maciço, tais como trincas e degraus de abatimento na região da crista e embarrigamento, perda de solo e surgência de água na base do escorregamento.

Vargas (1999) cita dois tipos de mecanismos de ruptura para os escorregamentos rotacionais. O primeiro envolve a redução ou eliminação da parcela de resistência ao cisalhamento do solo (coesão “aparente”) devido ao aumento do teor de umidade, ao longo do perfil por uma frente de umedecimento. O segundo está relacionado ao desenvolvimento de poro-pressões positivas, geradas pela percolação de água das chuvas.

3.1.3 Escorregamentos translacionais

Os escorregamentos translacionais são caracterizados pelo movimento de massa envolvendo camadas superficiais de solo (da ordem de 2,0 metros de profundidade), desenvolvido ao longo de uma superfície plana, paralela à encosta (Figura 4). Estes se concentram, em sua maioria, nas porções altas e médias das encostas, com inclinações maiores que 30°.

O movimento é geralmente de curta duração, velocidade elevada e alto poder de destruição (Guidicini & Nieble, 1983). Devido ao aumento no teor de umidade do solo em questão, o escorregamento translacional pode assumir o aspecto de corrida ou de rastejo.

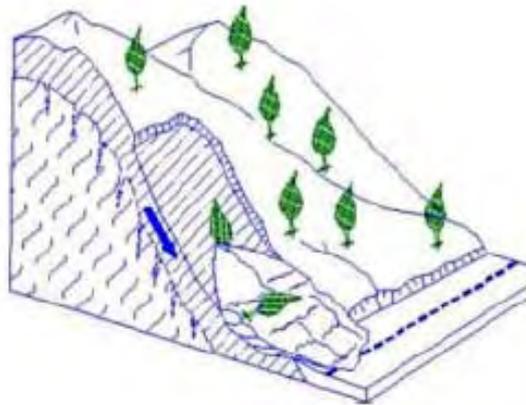


Figura 4 – Esquema de um escorregamento translacional (Mendes, 2008).

Estes escorregamentos podem envolver o transporte de materiais terrosos e, também, blocos rochosos, mais ou menos alterados, contidos no perfil de alteração. Guidicini & Nieble (1983) define que as superfícies de ruptura se localizam dentro de horizontes de solo, ou ao longo dos planos de contato solo-rocha, planos estes que costumam apresentar os mais baixos índices de resistência.

Segundo Wolle (1988), há dois tipos prováveis de mecanismos que podem explicar a deflagração destes movimentos, ambos associados aos efeitos causados pela infiltração das águas de chuva (Figura 5).

O primeiro tipo de mecanismo, denominado “clássico”, envolve a elevação do nível de água pré-existente, devido a uma rede de fluxo gerada pela água infiltrada. Neste caso, há um acréscimo nas pressões neutras no interior do maciço gerando uma diminuição nas tensões confinantes efetivas.

A condição básica para a ocorrência deste mecanismo é a existência de uma camada impermeável subjacente aos horizontes superficiais, onde possa constatar a diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da profundidade, ao longo do perfil.

O segundo tipo de mecanismo ocorre quando há a formação de uma frente de umedecimento, sem nível de água pré-existente, causando eliminação ou redução da sucção devido à infiltração das águas de chuva. Neste caso, há um aumento da condutividade hidráulica ao longo da profundidade e a direção de fluxo é praticamente na vertical.

No entanto, Mendes (2008) cita que para deflagrar este movimento, deve-se existir uma combinação entre as intensidades pluviométricas acumulada e do evento. As primeiras chuvas (acumulada) geram um aumento no teor de umidade dos horizontes superficiais, e as chuvas seguintes (evento) promovem uma maior elevação deste teor, proporcionando o avanço da frente de saturação para os horizontes mais profundos.

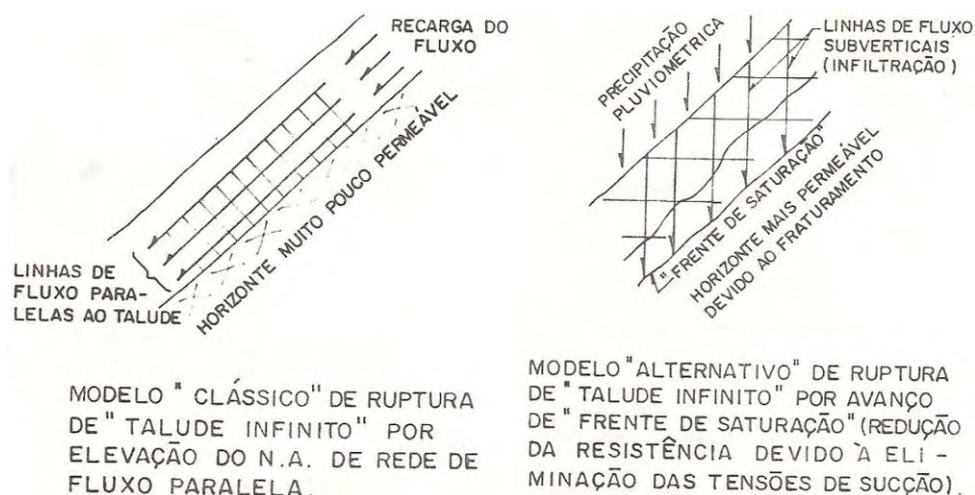


Figura 5 – Ilustração dos dois tipos de mecanismos de instabilização associados aos escorregamentos translacionais (Wolle, 1988).

3.1.4 Fatores que influenciam na estabilidade de talude

Conforme mencionado anteriormente, a água é o principal agente deflagrador dos escorregamentos estudados. Esta pode atuar na geração de pressões neutras de percolação, de pressões hidrostáticas, na erosão superficial e interna, e na redução da sucção em solos não saturados.

A partir disso, Rico & Castillo (1978) dividiram as variáveis que influenciam a estabilidade de taludes em três categorias: fatores geomorfológicos, fatores internos e fatores climáticos.

Os fatores geomorfológicos estão associados à topografia local e à geometria do talude. Os fatores internos, às propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos constituintes e ao estado de esforços atuantes no maciço. Os fatores climáticos às todas variáveis do clima (precipitação, temperatura, pressão) e, além disso, às águas superficiais e subterrâneas existentes na região.

Guidicini & Nieble (1983) discutem estes fatores utilizando a terminologia de agentes e causas, entendendo como causa o modo de atuação de um determinado agente de equilíbrio entre as forças motoras e resistentes. A Tabela 1 apresenta de forma resumida estes fatores.

Tabela 1 – Agentes/causas dos escorregamentos segundo Guidicini & Nieble (1983).

AGENTES/CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS			
AGENTES	PREDISPONENTES	Complexo geológico, complexo morfológico, complexo climático-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original	
	EFETIVOS	PREPARATÓRIOS	Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível de lagos, marés e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento
		IMEDIATOS	Chuvas intensas, fusão do gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, ventos, ação do homem
CAUSAS	INTERNAS	Efeito das oscilações térmicas, redução dos parâmetros de resistência por intemperismo	
	EXTERNAS	Mudança na geometria do sistema, efeitos de vibração, mudanças naturais na inclinação das camadas	
	INTERMEDIÁRIAS	Elevação do nível piezométrico em massas "homogêneas", elevação da coluna da água em descontinuidades, rebaixamento rápido do lençol freático, erosão subterrânea retrogressiva ("piping"), diminuição do efeito de coesão aparente	

Vale ressaltar que a identificação do fator final responsável pelo movimento não é somente difícil, mas também pode ser incorreto, já que ele pode representar apenas o gatilho que pôs em movimento uma massa que já estava em processo de ruptura (Bitar et al, 1995).

Dentre os fatores influentes citados anteriormente, Guidicini & Nieble (1983) destacam a importância do papel desempenhado pela cobertura vegetal na estabilidade dos taludes. As florestas reduzem a intensidade da ação dos agentes do clima no maciço natural, evitando bruscas variações na umidade e temperatura do solo da encosta, com claras vantagens do ponto de vista de estabilidade.

Franch (2008), após análise feita com todas as variáveis encontradas na literatura, considerou que os principais fatores influentes na estabilidade de taludes são os climáticos, externos à superfície do terreno; fatores de revestimento superficial do terreno (interface entre o meio externo e o meio poroso); e fatores relativos às propriedades do solo em questão.

A pluviometria é um dos principais fatores deflagrantes do processo. Deve-se, portanto, analisar sua duração, intensidade e as precipitações ocorridas anteriormente ao início do evento chuvoso.

A duração e a intensidade da chuva podem resultar em diferentes movimentações de massa. Grandes volumes de água, por um período prolongado, podem provocar subidas significativas nos níveis freáticos, ocasionando a ruptura.

Além disso, a umidade pré-existente do solo regula a infiltração de água no mesmo. Quanto mais saturado estiver o solo, ou seja, quanto mais precipitações ocorrerem antes do evento, mais facilmente se formará a frente de saturação e mais rapidamente ela avançará maciço adentro.

Quanto ao revestimento superficial do terreno, é necessário analisar todas as variáveis que alteram o balanço hídrico do solo: a evapo-transpiração realizada por espécies vegetais, a interceptação da precipitação pela vegetação, o reforço da camada superficial por meio do sistema radicular da vegetação e a execução de revestimentos aplicados sobre a superfície (Franch, 2008).

Quanto às propriedades do solo, Franch (2008) considera que as mais influentes no processo são a curva de retenção e a condutividade hidráulica, ambas variáveis descritas neste trabalho.

3.2 Aspectos teóricos sobre solos residuais e propriedades de solos não saturados

3.2.1 Solos residuais

Os solos residuais são solos formados a partir da desintegração e decomposição da rocha “in situ”, através dos processos de intemperismo. Segundo Oliveira (2006), a ação do intemperismo sobre as rochas é gradual, variando em função do tipo da rocha e das condições climáticas locais.

De acordo com Toledo et al. (2009), esta ação é controlada pelos diversos fatores, a saber: variação sazonal da temperatura, distribuição das chuvas, relevo, fauna, flora, rocha matriz e o tempo de exposição da rocha aos agentes intempéricos.

O resultado da ação do intemperismo, seja ele físico (mudança na estrutura, resistência e textura da rocha) ou químico (mudança na composição e microestrutura por decomposição), é a formação de um “perfil de alteração” ou “perfil de solo” (Figura 6), constituído por uma sequência de camadas distintas por suas características físicas, químicas, mineralógicas, morfológicas e biológicas (Oliveira, 2006).

Como este processo é extremamente complexo, variando nos diferentes compartimentos morfo-climáticos do planeta, raramente se podem extrapolar experiência de uma área para prever condições geotécnicas em outras, mesmo se a formação geológica nas duas áreas forem similares (Mendes, 2008).

Em áreas tropicais, os processos de formação dos solos são diferenciados devido à ação mais pronunciada do intemperismo químico que se expressa pela grande espessura dos solos residuais, em contraste com as regiões de clima temperado, onde esses solos são pouco espessos.

Coutinho & Severo (2009) apresentam algumas classificações de perfis de solos residuais, encontradas na literatura, para solos típicos do Brasil. Neste perfil, podem ser encontrados materiais variando desde a rocha sã, rochas mais ou menos alteradas, solos com características do rocha matriz (solo residual jovem ou saprolítico) e horizontes onde não são encontrados características da rocha matriz (solo residual maduro ou solo laterítico).

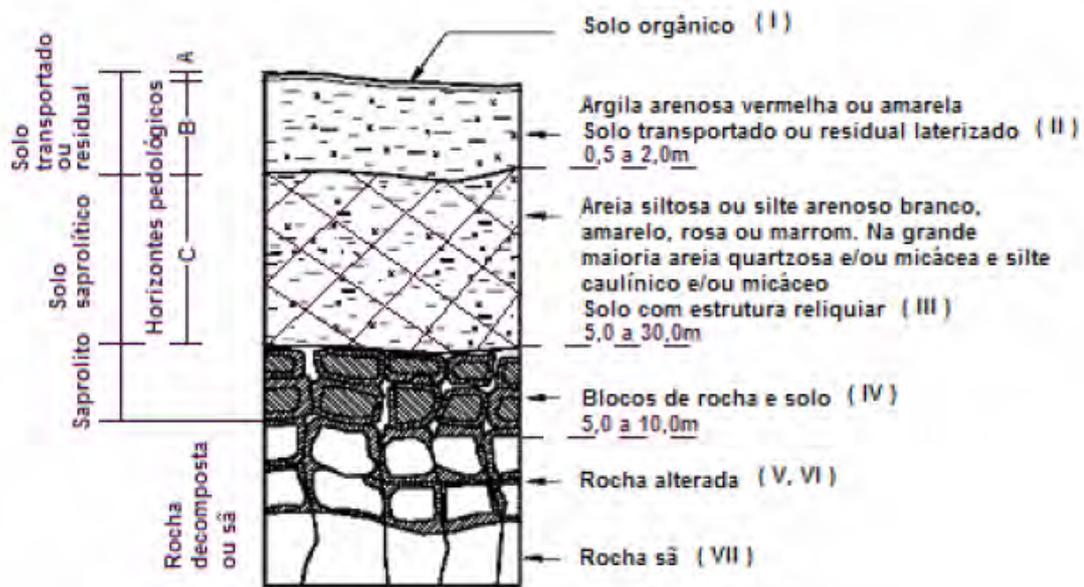


Figura 6 – Perfil de alteração típico de rochas metamórficas e graníticas em regiões de relevo suaves (Pastore, 1995 apud Oliveira, 2006).

No horizonte de solo maduro ou solo laterítico, devido às condições de temperatura e umidade, envolvendo alta permeabilidade no perfil, os solos são geralmente de coloração escura, ricos em minerais argilosos e lixiviados de seus componentes solúveis originais. Segundo Coutinho & Severo (2009), os solos lateríticos caracterizam-se pela presença de grãos com elevado percentual de hidróxidos e óxidos de ferro ou alumínio, muito resistentes mecânica e quimicamente.

No horizonte de solo residual jovem ou saprolítico, os solos formados são heterogêneos (tanto verticalmente como horizontalmente), onde a textura e a mineralogia variam em função do grau de intemperismo a que estão submetidos. As evidências da rocha original (orientação de falhas e juntas) são preservadas, os feldspatos são convertidos em caolinita ou outro mineral argiloso e a mica é parcial ou completamente degradada e alterada (Calle, 2000).

De acordo com Oliveira (2006), existem muitas tentativas de quantificar o grau de intemperismo do solo. Dentre as principais técnicas, destacam-se os métodos químicos, petrográficos, difração de raios-X, microscopia eletrônica e a partir de índices físicos. Para a região de clima tropical, os índices químicos são relativamente precisos para a obtenção do grau de alteração química.

Nestas análises químicas, o índice de perda ao fogo do solo pode ser determinado. Este índice quantifica (em porcentagem) o nível de intemperismo de uma amostra, através da sua perda de massa, quando submetida a altas temperaturas.

Neste processo, a perda de massa ocorre devido à redução de argilominerais, hidróxidos de ferro e de alumínio que se desprendem do solo-rocha.

Portanto, quanto maior a quantidade de argilominerais, hidróxidos de ferro e de alumínio presentes no solo, devido à decomposição dos minerais, maior é o grau de intemperismo deste.

3.2.2 Solos não saturados – conceitos iniciais

Um solo não saturado caracteriza-se pela ocorrência de três fases: fase sólida (constituída pelos grãos do solo), fase gasosa (formada pelo ar livre – mistura de gases) e fase líquida (composta geralmente por água, podendo-se acrescentar sais minerais e ar dissolvido).

Fredlund & Morgenstern (1977) apud Freitas Neto (2008) propuseram a introdução de uma quarta fase, referente à interface solo-água, chamada de membrana contráctil. Essa película apresenta uma significativa resistência à tração, o que influencia diretamente no comportamento mecânico do solo como um todo. Para que ocorra o equilíbrio entre as solicitações, a superfície do líquido se contrai e fica tracionada.

A capacidade de exercer tal tensão de tração é devido a uma propriedade chamada tensão superficial, produzida através do fenômeno da capilaridade (Figura 7).

Este fenômeno manifesta-se em tubos de pequeno diâmetro (vazios nos solos não saturados), onde colocados em contato com uma superfície livre de água, esta sobe até atingir uma posição de equilíbrio (altura de ascensão capilar – h_c). Esta altura depende da tensão superficial e do raio de curvatura do menisco. Quanto menor o raio, maior serão a altura e a tensão provocada.

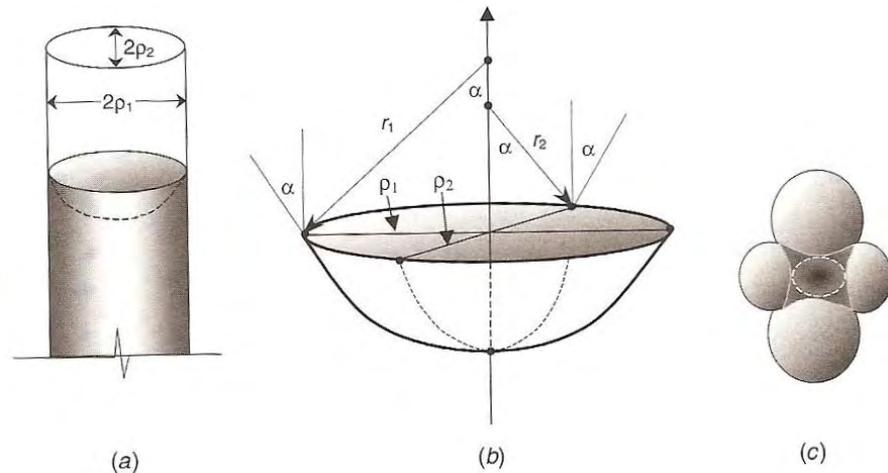


Figura 7 – Representação da interface solo-ar-água, através de uma geometria elipsóide: a) em um tubo cilíndrico, b) interface elipsóide finita, c) um exemplo nos poros do solo (Lu & Likos, 2004).

A tensão superficial da água tende a aproximar as partículas, aumentando as forças entre os grãos do solo e surgindo, desta maneira, uma coesão aparente. Segundo Pinto (2000), esta coesão é frequentemente referida às areias, já que estas podem se saturar ou secar com facilidade. Nas argilas, ela atinge maiores valores, sendo a responsável, em muitos casos, pela estabilidade de taludes.

Por isso, alguns solos são conhecidos pela sua significativa capacidade de perder resistência quando umedecidos. Nos períodos de chuva, as mudanças na poro-pressão negativa da água são as causas de numerosas rupturas em taludes. Este fato indica a importância da poro-pressão negativa (sucção matricial) no controle do comportamento mecânico dos solos não saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

3.2.3 Sucção no solo

A sucção existente nos solos não saturados é reconhecida como decorrente dos efeitos combinados de capilaridade, de adsorção e de osmose. Esta sucção pode ser dividida em matricial e osmótica, onde a primeira é devido à atuação das forças de adsorção e de capilaridade, e a segunda, devido à força osmótica.

Assim, a sucção total, correspondente ao trabalho total das forças, se resume a:

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_{osm}$$

eq. 01

Onde:

Ψ_t é a sucção total;

Ψ_m é a sucção matricial; e

Ψ_{osm} é a sucção osmótica.

A sucção matricial, representada pela diferença entre a pressão do ar (u_a) e a pressão da água (u_w) equivale à sucção total quando o líquido contido no solo é idêntico à água padrão (destilada), restando apenas o efeito da matriz do solo. E, a sucção osmótica é igual à sucção total quando o solo se encontra saturado, restando apenas o efeito de diferentes concentrações de soluto.

Segundo Calle (2000), tem-se atribuído uma mudança na sucção total à variações na sucção matricial (sucção osmótica desprezível).

3.2.3.1 Curva de retenção de água

A curva de retenção de água, também denominada curva característica, é uma importante relação na mecânica dos solos não saturados, entre a quantidade de água retida no solo (expressa em teor de umidade volumétrica, gravimétrica ou grau de saturação) com a sucção.

Segundo Vanapalli et al. (1999) apud Freitas Neto (2008), a curva de retenção pode ser dividida em três estágios (Figura 8). O primeiro estágio, denominado zona de efeito limite, corresponde ao trecho onde todos os poros contem água. O segundo, denominada fase de transição, onde ocorre a drenagem da fase líquida. E, o terceiro, fase residual de drenagem, onde a continuidade da água nos vazios é reduzida e descontínua (acréscimos de sucção causam mínimas variações no grau de saturação do solo).

O valor de umidade volumétrica residual (θ_r), ou grau de saturação mínimo, é um valor de umidade associado à altos valores de sucção, quando a água retida pelo solo encontra-se na forma de filmes finos ou meniscos desconectados (Lu & Likos, 2004). O valor de umidade volumétrica de saturação (θ_s), ou saturação equivalente a 100%, é teoricamente igual à porosidade do solo, já que neste estado todos os vazios estão preenchidos pela água.

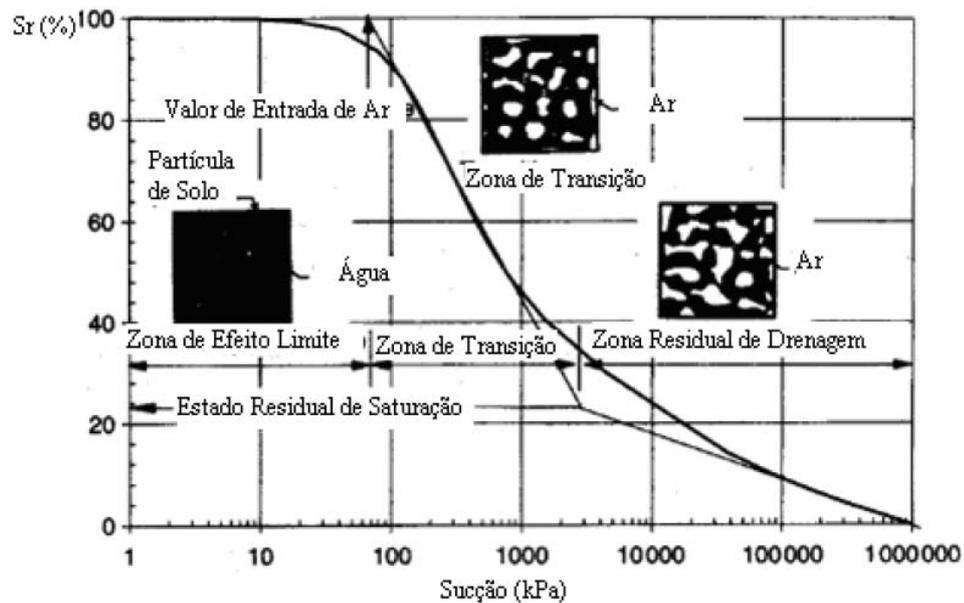


Figura 8 – Curva de retenção típica, mostrando as diferentes zonas, onde S_r corresponde à saturação relativa (Vanapalli et al, 1999 apud Freitas Neto, 2008).

A relação entre sucção e a quantidade de água retida pode ser influenciada por inúmeros fatores, dentre eles: tipo de solo, arranjo estrutural e histerese, destacados por Cardoso Júnior (2006).

Quanto ao tipo de solo, observa-se que para solos argilosos, o desenvolvimento da sucção é maior do que para solos arenosos, isso porque quanto maior a plasticidade deste, maior é a tendência de se reter água, para um determinado valor de sucção.

Nos solos arenosos, devido à sua estrutura de poros, sua dessaturação ocorre rapidamente após a entrada de ar. Ao contrário, os solos argilosos, por possuir uma distribuição de vazios não-uniforme, apresentam uma curva mais suave, onde sua dessaturação ocorre de forma mais lenta (Figura 9).

De acordo com Fredlund & Xing (1994), para baixos valores de sucção, a quantidade de água retida depende, principalmente, dos efeitos de capilaridade, que estão diretamente ligados à distribuição granulométrica e a estrutura do solo. Para altos valores de sucção, o fenômeno da adsorção é dominante, que são influenciados pela superfície específica das partículas e composição mineralogia do solo.

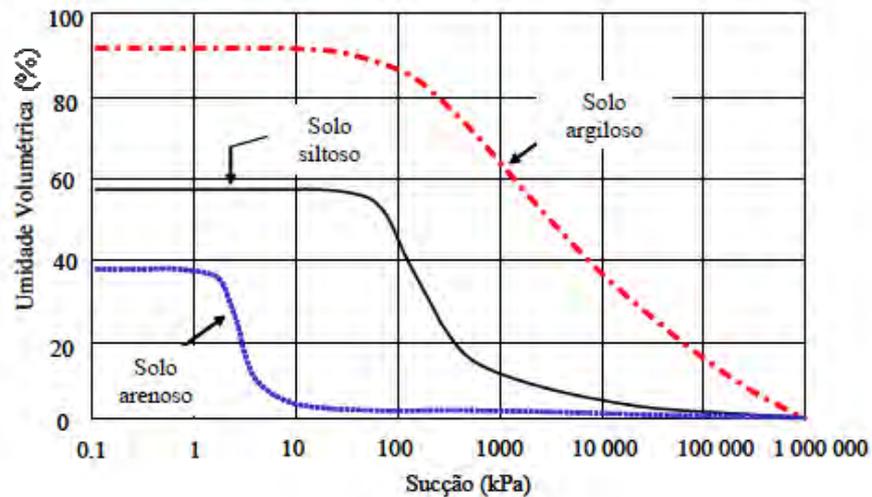


Figura 9 – Curvas características típicas de um solo arenoso, siltoso e argiloso (Fredlund & Xing, 1994).

Em solos compactados no ramo seco, onde há uma diminuição nas dimensões dos macroporos, há uma atenuação da curva de retenção de água, quando comparada ao solo em sua condição natural devido ao aumento da resistência à dessaturação.

Em solos tropicais, as curvas de retenção não apresentam comportamento similar às curvas citadas anteriormente (Figura 9), devido à distribuição dos poros e à estrutura presente nestes solos. Por possuir ausência de poros em determinadas faixas de sucção, as curvas de retenção podem apresentar patamares nestas faixas.

Além disso, Futai (2002) mostrou que um solo laterítico pode apresentar valor de sucção de entrada de ar menor que de um solo saprolítico, mesmo sendo mais argiloso.

O último fator considerado que influencia na forma da curva de retenção de água no solo é a histerese (Figura 10). Como esta pode ser determinada a partir de dois processos (umedecimento ou secagem), nota-se que há uma diferença entre as curvas obtidas, denominada histerese. De maneira geral, a quantidade de água liberada pelo solo no processo de secagem é superior a retida no processo de umedecimento.

Este fenômeno pode estar associado a diversas causas, dentre elas: ao ar aprisionado nos vazios do solo e à geometria não uniforme dos poros, durante o processo de umedecimento.

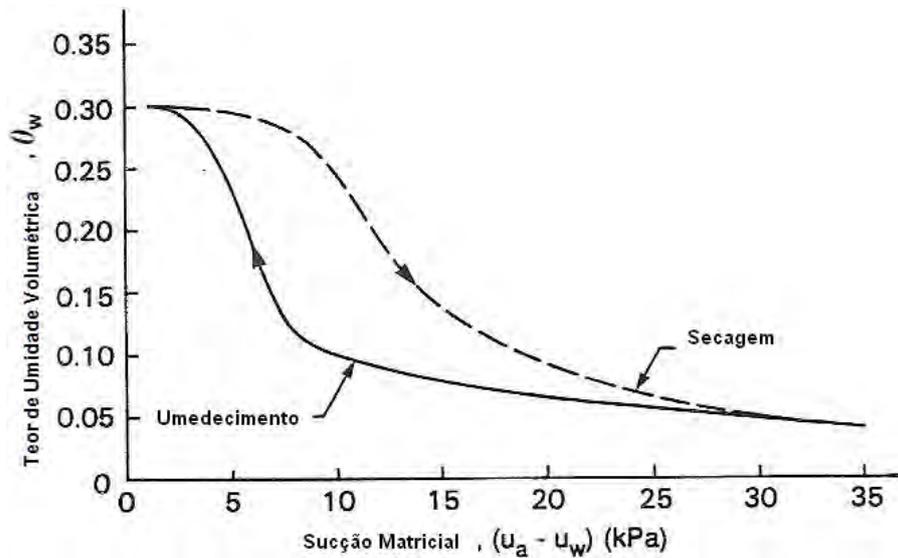


Figura 10 – Fenômeno da histerese verificado em um depósito natural de areia (adaptado de Fredlund & Rahardjo, 1993).

Existem diversas equações matemáticas utilizadas para se ajustar os valores experimentais na curva de retenção de água. Estes modelos empíricos surgiram a partir de resultados característicos de diversos solos. Uma mínima variação na entrada dos parâmetros pode causar significativas variações na forma da curva.

Todas as propostas são assintóticas a uma linha horizontal para baixas sucções e não tendem a umidade zero para valores altos de sucção (Boszcowski, 2008).

De acordo com Gerscovich & Sayão (2002), os solos brasileiros são melhores ajustados a partir das equações matemáticas propostas por Gardner (1958), Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994), conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Exemplos de equações matemáticas propostas para a curva característica dos solos (Mendes, 2008).

Autor (es)	Ano	Equação	Parâmetros de ajuste
GARDNER	1958	$\Theta = \frac{1}{1 + q\psi^n}$	q – valor da sucção de entrada de ar. n – inclinação do ponto de inflexão da CRA.
VAN GENUCHTEN	1980	$\Theta = \frac{1}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m}$ $\Theta = S_e = \frac{\theta - \theta_R}{\theta_s - \theta_R}$	Θ - teor de umidade volumétrica normalizada ou grau de saturação relativo. ψ - sucção matricial. α, n e m – parâmetros de ajuste.
FREDLUND & XING	1994	$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}$	ψ - sucção matricial. θ_s – umidade volumétrica saturada a, n e m – parâmetros de ajuste.

Segundo Boszczowski (2008), nas equações matemáticas apresentadas, o parâmetro α refere-se a uma aproximação do inverso do valor de entrada de ar nos vazios do solo, n corresponde à inclinação no ponto de inflexão da curva, m é um parâmetro relacionado ao grau de saturação residual e Θ_s é o teor de umidade volumétrica para o solo saturado. Segundo a proposta de Van Genuchten (1980), os parâmetros de ajuste m e n são correlacionados a partir da equação 02.

$$m = 1 - (1/n) \quad \text{eq. 02}$$

3.2.3.2 Métodos e equipamentos utilizados na medição de sucção no solo

Existem hoje diversas técnicas utilizadas para medir a sucção no solo. Dentre os equipamentos disponíveis, é possível classificá-los em duas categorias: os que fazem medidas indiretas (laboratório) e os de medida direta (campo) da sucção.

A primeira categoria se baseia na calibração de um parâmetro de fácil obtenção (geralmente o conteúdo de água) com a sucção. Como exemplo, pode-se citar o método do papel filtro e a placa de pressão.

A segunda baseia-se na medida da quantidade de energia da água nos poros. Neste caso, os principais equipamentos para tal medição são o tensiômetro e o psicrômetro.

Uma revisão detalhada dos métodos mais tradicionais para medição de sucção pode ser visto em Marinho (1994 e 1997).

- **Método do papel filtro**

O método do papel filtro consiste em uma técnica simples, rápida e econômica de se medir a sucção do solo. Seu princípio se baseia na hipótese de que o papel filtro entra em equilíbrio de fluxo quando em contato com o solo com certa umidade.

Segundo Marinho (1994), os níveis de sucção aplicados a esta técnica variam de 0 a 29000 kPa, sendo possível medir a sucção total e a matricial do solo, dependendo do tipo de contato entre o papel filtro e a amostra estudada (Figura 11).

Na primeira configuração, quando o solo está em contato direto com o papel seco, a transferência se dá através do fluxo capilar, onde a componente osmótica não age como força adicional impedindo o fluxo de água. Neste caso, é medida a sucção matricial.

Quando há um espaço de ar entre o papel e a amostra, o fluxo ocorre através de vapor de água, onde o espaço deixado fornece uma barreira para os sais. Nesta configuração, a sucção total é medida, pois neste processo o fluxo deve superar as forças osmóticas e capilares que retêm as moléculas de água no solo.

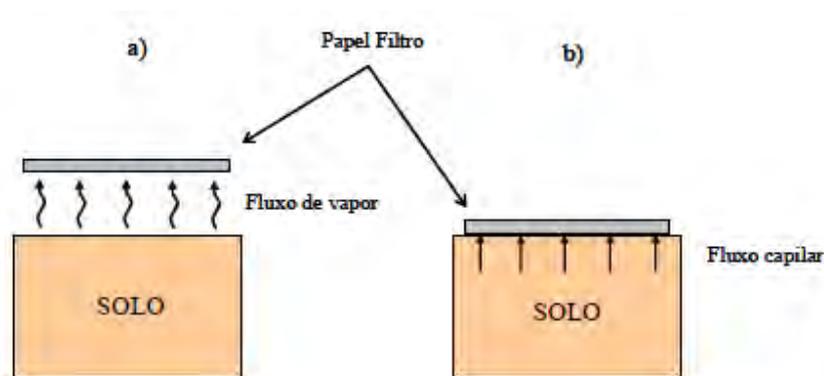


Figura 11 – Tipos de fluxo do solo para o papel filtro: a) medição da sucção total, b) medição da sucção matricial (Marinho, 1994).

A partir da umidade final do papel filtro e de uma curva de calibração do material, a sucção do solo pode ser obtida indiretamente. No estado de equilíbrio, é admitido que o solo e o material poroso possuem a mesma sucção, porém teores de umidades diferentes.

O papel filtro deve ser “quantitativo”, do Tipo II, segundo especificações da norma ASTM D5298-94. Os mais utilizados são Whatman N° 42 e Schleicher & Schell N° 589, onde ambos possuem suas respectivas curvas de calibração.

Existem várias curvas de calibração, para os principais papéis filtros utilizados, mas não há um consenso sobre qual é a mais adequada. Em geral, elas são compostas por duas equações que indicam diferente sensibilidade da resposta do papel filtro, para altos e baixos níveis de sucção (Moncada, 2004).

Para se obter valores corretos de sucção, alguns aspectos devem ser considerados, dentre eles o tempo de equilíbrio, a precisão da balança de pesagem, o manuseio correto do papel e a garantia de um sistema de isolamento durante o período de equalização.

De acordo com Fredlund & Rahardjo (1993), o tempo de resposta do papel filtro é da ordem de uma semana. Para Marinho (1994), o período de sete dias é suficiente para a medição da sucção mátrica; já para a medição da sucção total, o tempo varia de acordo com o nível de sucção (Tabela 3).

Tabela 3 – Tempo de equilíbrio para medição da sucção total (Marinho, 1994).

Nível de Sucção Total (kPa)	Tempo de equilíbrio sugerido
0 – 100	> 30 dias
100 – 250	30 dias
250 – 1000	15 dias
1000 – 30000	7 dias

Algumas recomendações foram feitas por Fredlund & Rahardjo (1994). Para a determinação da massa do papel filtro, deve-se utilizar uma balança com capacidade mínima de 20 g e precisão de 0,0001 g. Além disso, uma caixa isolante, como caixas de isopor, deve ser utilizada para armazenar o sistema solo-papel filtro durante a equalização. Esta caixa deve evitar a condensação ou evaporação da água, com variações permitidas de temperatura de $\pm 1^\circ\text{C}$.

3.2.4 Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica $K(\theta)$ é um parâmetro básico na dinâmica da água no solo, definida como sendo a facilidade com que a água se movimenta ao longo de um perfil de solo.

Em um solo saturado, a condutividade hidráulica é máxima e constante, pois todos os poros estão preenchidos e são condutores do fluido. Segundo Morales (2008), quando o solo se torna não saturado, alguns poros ficam preenchidos de ar e a porção condutora da área transversal do solo decresce correspondentemente. Portanto, a condutividade hidráulica decresce rapidamente com o decréscimo do teor de umidade ou grau de saturação (parâmetros relacionados com a sucção do solo), devido à diminuição da área útil para a condução da água.

A relação entre a condutividade hidráulica e o grau de saturação ou o teor de umidade é chamada de função de condutividade hidráulica. O termo coeficiente de permeabilidade representa um caso específico nesta função: quando o solo se encontra em condição saturada.

Solos granulares, de textura mais grossa, apresentam condutividade hidráulica saturada (permeabilidade) tipicamente superior à de solos finos. No entanto, quando não saturados, esses materiais estão sujeitos a variações bruscas de umidade, para intervalos pequenos de sucção, onde a condutividade hidráulica também sofre uma redução acentuada. Nesta situação, solos finos podem apresentar condutividade superior à de solos granulares, para determinados níveis de sucção (Miqueletto, 2007).

Devido à dificuldade de se estabelecer experimentalmente as funções de condutividade hidráulica, diversos métodos indiretos foram desenvolvidos para este fim, a partir de modelos descritivos e preditivos.

Os modelos descritivos são desenvolvidos a partir de resultados de ensaios de laboratório, onde se faz necessária a obtenção de várias medidas de permeabilidade, dentre elas Gardner (1958) e Richards (1952) apud Boszczowski (2008).

Os modelos preditivos prevêm uma curva de condutividade hidráulica (k - condutividade versus Ψ - sucção), a partir do coeficiente de permeabilidade e da curva de retenção de água. De acordo com Mendes (2008), essa previsão baseia-se no fato de que tanto a condutividade hidráulica como a curva característica são obtidas através da distribuição dos tamanhos de poros de um determinado tipo de solo.

A Figura 12 ilustra este último método a partir de um estudo feito por Fredlund (2000) apud Boszczowski (2008). Nesta, é possível verificar que para ambos os solos estudados, a

condutividade hidráulica permanece constante até o valor de entrada de ar ser atingido. A partir deste ponto, este coeficiente decresce rapidamente, de forma linear, até o valor da sucção residual.

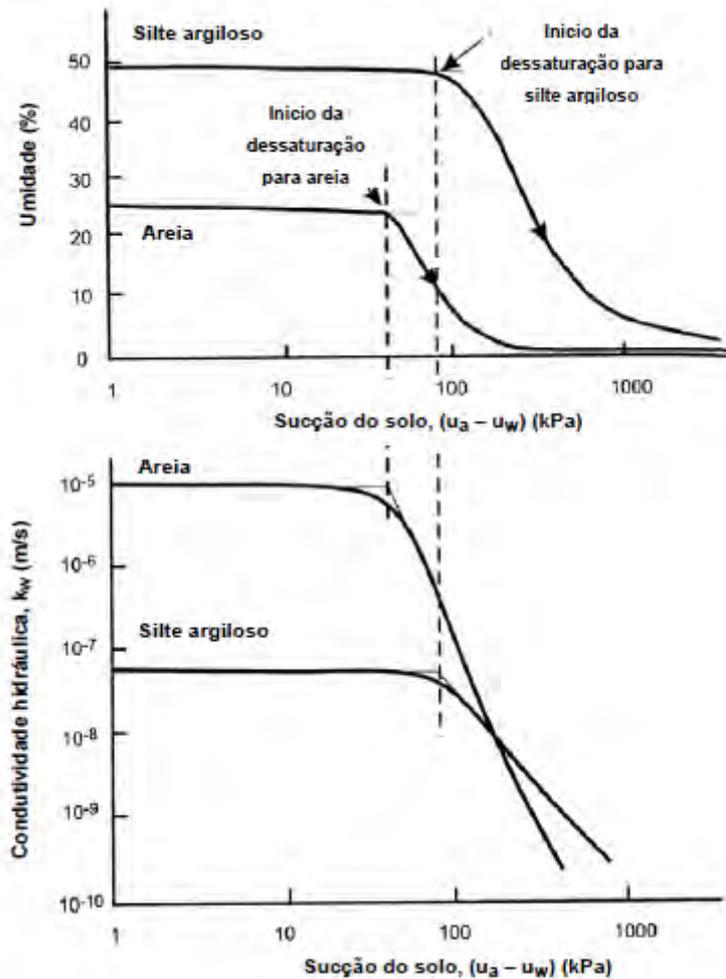


Figura 12 – Esquema de funções de permeabilidade e curvas características para uma areia e um silte argiloso (Fredlund, 2000 apud Boszcowski, 2008).

Atualmente existem diversos modelos preditivos propostos para a determinação da curva de condutividade hidráulica para solos não saturados (Tabela 4), onde a maioria destes resulta em ajustes razoáveis entre os valores medidos, com base na translação de eixos, e os previstos.

Tabela 4 – Exemplos de modelos de previsão da curva condutividade hidráulica (Gersovich & Guedes, 2004).

Modelo	Equação	Definição de variáveis
Gardner (1958)	$k = \frac{k_{sat}}{1 + a \left(\frac{\Psi}{\rho_w g} \right)^n}$	Ψ = Sucção a e n = parâmetros de ajuste ρ_w = densidade da água g = aceleração gravitacional
Brooks e Corey (1968)	$\begin{cases} k(\Psi) = k_{sat} \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\eta \rightarrow \Psi > \Psi_b \\ k(\Psi) = k_{sat} \rightarrow \Psi \leq \Psi_b \end{cases}$	Ψ_b = sucção de entrada de ar Ψ = sucção η = parâmetro de ajuste
Arbhabhirama & Kridakorn (1968)	$k = \frac{k_{sat}}{\left(\frac{\Psi}{\Psi_b} \right)^{n'} + 1}$	Ψ = Sucção Ψ_b = Sucção de entrada de ar n' = Parâmetro de ajuste
Davidson et al (1969)	$k = k_{sat} e^{\beta(\theta_s - \theta)}$	θ_s = teor de umidade saturado. β = parâmetro de ajuste
Campbell (1974)	$k = k_{sat} \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^{2n+2}$	θ_s = teor de umidade saturado. β = parâmetro de ajuste
Mualem (1976)	$K_{rel} = \frac{[1 - (\alpha\Psi)^m] (1 + (\alpha\Psi)^n)^{-1}}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^{\frac{m}{n}}}$	$K_{rel} = k/k_{sat}$ m, n e α = parâmetros de ajuste Ψ = sucção
Mualem & Dagan (1978)	$k_{rel} = S_e^b \frac{\left(\int_0^{\theta} \frac{d\theta}{\Psi^{1+b}} \right)^2}{\left(\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{\Psi^{1+b}} \right)^2}$	$K_{rel} = k/k_{sat}$ θ = teor de umidade volumétrico Ψ = Sucção. b = fator de tortuosidade
Van Genuchten (1980)	$k(S_e) = k_{sat} S_e \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^2 \right]^2$ $S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	θ_r e θ_s = teor de umidade residual e saturado. S_e = grau de saturação no solo. m = parâmetro de ajuste l = 0,5
Leong & Rahardjo (1998)	$k_{rel} = \Theta^p \Rightarrow \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$K_{rel} = k/k_{sat}$ Θ = teor de umidade normalizado θ_r e θ_s = teor de umidade residual e saturado. p = parâmetro de ajuste.
Vanapalli & Lobbezoo (2002)	$k_{rel} \approx 10^{(1,754 S_e^2)}$ $\gamma = 14,08 \left(I_p \right)^2 + 9,4 \left(I_p \right) + 0,75$	$K_{rel} = k/k_{sat}$ S = grau de saturação I_p = índice de Plasticidade

3.2.4.1 Determinação da condutividade hidráulica a partir de ensaios de campo

Segundo Oliveira & Filho (1996), existem diversos métodos utilizados para a determinação da condutividade hidráulica saturada no campo, através de furos de sondagem, em poços ou cavas, utilizando equipamentos ou arranjos especiais.

Uma alternativa de ensaio que permite estimar esse parâmetro, a partir de uma lei de variação da função de condutividade hidráulica não saturada, é o ensaio realizado com o permeâmetro de *Guelph*. Trata-se de um ensaio em regime permanente, realizado em furos de

sondagem, onde pequenas cargas hidráulicas são mantidas constantes graças a um tubo de Mariotte (Calle, 2000).

- Permeâmetro de Guelph

O Permeâmetro de Guelph foi desenvolvido por Reynolds & Elrick (1983), e, em (1985), foi aperfeiçoado pelos mesmos, na *University of Guelph*, Canadá. Devido à sua facilidade de utilização, sua aplicação tornou-se apropriada em diversos projetos e estudos (LISBOA, 2006).

Dentre suas vantagens, destacam-se a leveza do aparelho, a rapidez e facilidade de operação e a necessidade de pouca água por ensaio (de 0,5 a 2 litros).

O equipamento é composto de um sistema de tubos graduados, conectados entre si, que conduz a água do reservatório até o furo de sondagem, mantendo uma carga constante através do sistema do tubo de Mariotte.

O conjunto de reservatórios (interno e externo) se adapta de acordo com a permeabilidade do solo analisado. Para solos com baixas permeabilidades, apenas o reservatório interno é acionado, para facilitar a leitura e propiciar adequada vazão. Já, para solos com altas permeabilidades, a combinação de ambos os reservatórios é mais adequada.

Algumas limitações são observadas neste método: variabilidade nos resultados obtidos, para uma mesma leitura, dependendo da equação de interpretação adotada e medição da condutividade entre 10^{-2} e 10^{-6} cm/s, restringindo seu uso em algumas argilas.

3.2.5 Resistência de solos não saturados

3.2.5.1 Resistência ao cisalhamento

Muitos dos problemas em Geotecnia, em especial os relacionados à estabilidade de taludes e encostas, estão diretamente ligados à resistência ao cisalhamento do solo e ao estado de tensões ao qual este está submetido.

Em solos saturados, esta propriedade é expressa como função direta da tensão efetiva, σ' , pois todos os efeitos mensuráveis decorrentes de uma variação de tensões (compressão e resistência ao cisalhamento, por exemplo) são devidos exclusivamente às alterações das

tensões efetivas. Este modelo, proposto por Terzaghi (1936), é definido a partir da seguinte equação:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad \text{eq. 03}$$

Onde:

σ é a tensão normal total; e
 u_w , a pressão da água nos vazios.

Utilizando o critério de ruptura Mohr-Coulomb e a equação 03, Terzaghi (1936) relaciona a resistência ao cisalhamento com a tensão efetiva, através da equação 04.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad \text{eq. 04}$$

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento;
 c' é a coesão efetiva;
 σ' é a tensão efetiva; e
 φ' é o ângulo de atrito interno.

Porém, em solos não saturados, constituídos de um sistema trifásico (solo, água e ar), a pressão da água não atua mais em todo o solo e esta equação perde sua validade (Freitas Neto, 2008).

Neste caso, deve-se levar em consideração a influência da variação do teor de umidade do solo, já que sua estrutura é suportada pela sucção (força de tração resultante da tensão superficial dos meniscos formados entre as partículas sólidas).

De forma geral, pode-se considerar que a sucção matricial age como um incremento de rigidez do solo, que tende a manter as partículas unidas. A resistência ao cisalhamento cresce com o aumento da sucção, até um valor máximo, a partir do qual pode-se produzir uma ligeira diminuição na fase residual (Calle, 2000).

Seguindo a mesma linha de Terzaghi (1936), Bishop (1959) apud De Campos (1997) propôs a definição da tensão efetiva em solos não saturados, a partir da incorporação do parâmetro χ , dependente do tipo de solo e do grau de saturação (De Campos, 1997).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad \text{eq. 05}$$

Onde:

$(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial; e

χ é função não linear do grau de saturação, do tipo e da história prévia de umedecimento e secagem do material, sendo igual a 1 para o solo na condição saturada, e igual a zero para o solo totalmente seco (De Campos, 1997).

Da mesma forma, através do critério de ruptura Mohr-Coulomb e a equação 05, Bishop (1959) apud De Campos (1997) relaciona a resistência ao cisalhamento com a sucção matricial, através da equação 06.

$$\tau = c' + \{(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)\} \operatorname{tg} \varphi' \quad \text{eq. 06}$$

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

$\{(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)\}$ é a tensão efetiva definida de solos não saturados, definida na equação 05;

c' é a coesão efetiva; e

φ' é o ângulo de atrito interno.

Segundo Jennings & Burland (1962), esta equação, que pode ser considerada como uma das pioneiras, apresenta algumas limitações verificadas experimentalmente. Para estes autores, esta equação é válida apenas para solos com um considerável grau de saturação (cerca de 20% para areias, 50% para siltes e areias finas e 85% para argilas).

Ainda, de acordo com Lu & Likos (2004), o parâmetro χ , presente na equação proposta por Bishop, é de difícil determinação experimental (particularmente na faixa de baixa saturação), acarretando no difícil emprego desta equação para a avaliação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Em 1978, Fredlund et al. propuseram uma equação para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados baseada nas duas variáveis de estado de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \varphi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \varphi^b \quad \text{eq. 07}$$

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento de solos não saturados;

c' é a coesão efetiva;

φ' é o ângulo de atrito interno;

$(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida;

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial; e

φ^b é o parâmetro que indica o incremento da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial.

Ao analisar esta equação, pode-se notar que quando o solo está saturado, ou seja, sucção tendendo a zero, a terceira componente desta proposta (equação 07) desaparece, retornando à equação proposta por Terzaghi (1936) – equação 04.

A proposta de Fredlund et al. (1978) pode ser representada através de um diagrama tridimensional, onde nos eixos das abscissas estão a sucção matricial e a tensão normal líquida, e na ordenada, a resistência ao cisalhamento. Conforme indicado na Figura 13, a envoltória de resistência consiste em um plano com inclinações φ^b – no plano τ x $(u_a - u_w)$, e φ' – plano τ x $(\sigma - u_a)$.

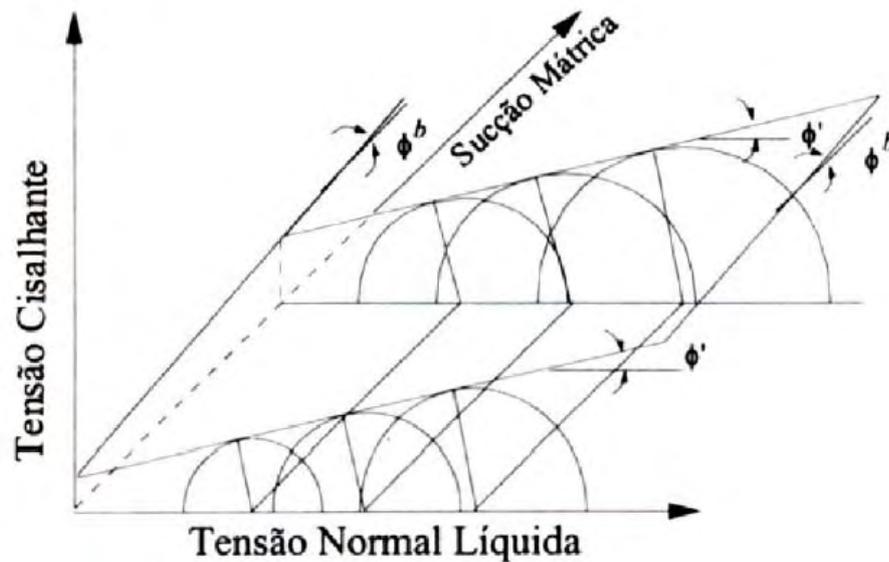


Figura 13 – Representação da proposta de Fredlund et al. (1978): Superfície de ruptura planar para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Segundo Calle (2000), diversos autores, entre eles Gulathi & Satija (1981) e Ho & Fredlund (1982), apresentam resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, onde o uso da equação 09 é justificado. De acordo com estes autores, os valores encontrados de ϕ^b são menores que ϕ' , indicando que um incremento na variável de tensões ($\sigma - u_a$) tem uma maior contribuição na resistência do solo que um mesmo incremento na sucção matricial ($u_a - u_w$).

Porém, ao comparar as duas propostas apresentadas para solos não saturados – Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978), equações 05 e 06, é possível correlacionar os parâmetros χ e ϕ^b (equação 08), indicando que ϕ^b não é constante, já que há variabilidade no parâmetro χ .

$$\text{tg } \phi^b = \chi \text{ tg } \phi' \quad \text{eq. 08}$$

Autores como Escáριο & Sãez (1986), Fredlund et al. (1987), Abramento & Carvalho (1989), Fonseca et al (1994), De Campos & Carrillo (1995), Rohm & Vilar (1995) apud De Campos (1997), Teixeira & Vilar (1997), Lopes (2006) e Freitas Neto (2008) mostram que ϕ^b não é necessariamente constante, variando em função do nível de sucção presente no solo.

Sendo assim, De Campos (1997) sugeriu que a envoltória de resistência de solos não saturados deve ser representada por uma superfície curva, conforme Figura 14.

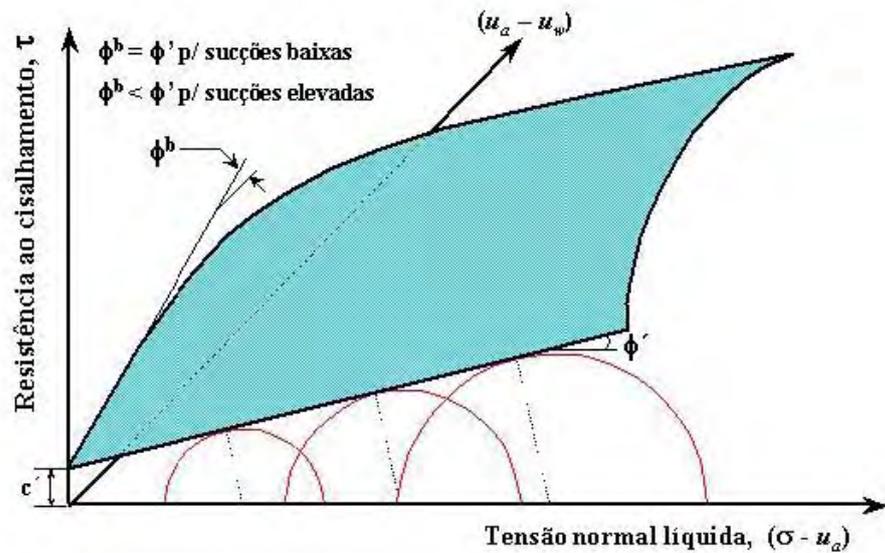


Figura 14 – Envoltória de Resistência não linear para solos não saturados (Mendes, 2008).

3.2.5.2 Resistência à tração

A erosão é um processo formado basicamente por duas etapas, o destacamento e o transporte das partículas. Com isso, acredita-se que a resistência à tração do solo esteja diretamente relacionada à primeira etapa do processo, que corresponde à facilidade que o solo tem em ter suas partículas destacadas umas das outras.

Segundo Villar et al. (2007) e Boszczowski (2008), geralmente, na prática da engenharia geotécnica, a resistência à tração dos solos é desconsiderada.

Porém, com o crescimento dos estudos de solos não saturados, uma maior atenção vem sendo dada para um melhor entendimento dos processos de secagem e umedecimento.

A resistência à tração de um solo é uma propriedade do material dependente, em geral, da sucção presente em sua estrutura (Aluko & Koolen, 2000 apud Villar et al., 2007). No processo de secagem, a saturação parcial produz um aumento na sucção e, conseqüentemente, nas ligações entre os agregados e internas a estes, causando um aumento na “coesão aparente” do solo.

Esta coesão gerada pelas força capilares interpartículas, devido à pressão negativa dos poros e à tensão superficial do líquido capilar, contribuem para a resistência à tração e para a resistência ao cisalhamento, tanto para as argilas como para as areias.

No entanto, este incremento na resistência é influenciado por diversos fatores, a saber: número e tamanho dos poros, tipo e quantidade de argilomineral presente no solo, tamanho da fração de argila e quantidade de argila em estado disperso.

Segundo Zeh & Witt (2007) apud Boszczowski (2008), solos finos, com pequenos poros e alto teor de argila apresentam maior resistência à tração.

Visando entender a influência da sucção na resistência à tração dos solos, Benessiuti et al. (2010) elaborou uma modelagem matemática preliminar (equação 09) para a previsão da resistência à tração em função da sucção matricial, em um solo residual de gnaiss compactado.

$$\sigma_t = \left[\frac{1 - \ln\left(1 + \frac{\Psi}{\sigma_{t \max}}\right)}{\ln\left(\frac{1 + 10^6}{\sigma_{t \max}}\right)} \right] \frac{t}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{\sigma_{t \max}}\right)^n\right) \right]^m} \quad \text{eq. 09}$$

Onde:

Ψ é o valor da sucção matricial;

$\sigma_{t \max}$ é um parâmetro de ajuste para que a curva passe pela máxima tensão de tração (proveniente de ensaio); e

t , m , n são parâmetros de ajuste da curva.

Neste estudo, verificou-se que a resistência à tração do solo se comporta de três formas distintas. Para baixos valores de sucção, a resistência à tração se mantém praticamente constante, sofrendo pequenas variações até o valor de entrada de ar.

A partir deste ponto, há uma mudança de comportamento na resistência, onde o aumento na sucção matricial gera variações consideráveis na resistência, devido a entrada de ar nos vazios da amostra.

O terceiro trecho mostra que a partir de um certo valor de sucção matricial, a resistência à tração do solo diminui. Villar et al. (2007) mostraram em seus estudos que a entrada de uma maior quantidade de ar na amostra estabelece uma condição de ar contínuo no interior da mesma, sendo o fator responsável pela nova mudança de comportamento na resistência à tração.

A Figura 15 ilustra este comportamento.

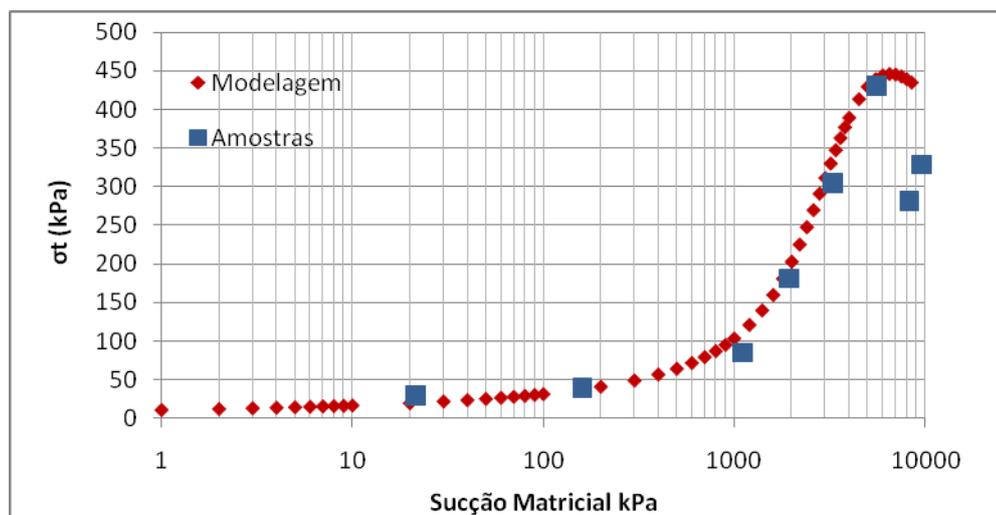


Figura 15 – Previsão de σ_t em função da sucção matricial, para um solo residual de gnaiss compactado (Benessiuti et al., 2010).

A fim de quantificar este parâmetro, diversos ensaios de laboratório são utilizados, onde, no Brasil, destaca-se o emprego do ensaio de compressão diametral ou ensaio brasileiro, descrito posteriormente na metodologia deste trabalho.

3.3 Retro-análise de taludes

Estudos feitos a partir de análises de pós-ruptura são utilizados para promover explicações dos mecanismos de instabilidade já ocorridos, podendo assim ser utilizados como subsídio em projetos de estabilização, nas obras de engenharia.

Segundo Guidicini & Nieble (1983), a retro-análise é um método apropriado, bastante rápido e de baixo custo para a avaliação de estabilidade de massas terrosas e rochosas.

Esta técnica consiste na reconstituição das condições do talude pré-ruptura (geometria e principais forças atuantes), para que assim as características de resistência sejam avaliadas. A premissa para a ocorrência do colapso é a adoção do fator de segurança igual a 1, ou seja, quando o talude atinge sua condição de equilíbrio-limite.

As análises de estabilidade mais utilizadas atualmente são baseadas no método do equilíbrio-limite, onde o fator de segurança é definido a partir da razão entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao cisalhamento (Guidicini & Nieble, 1983).

De acordo com Calle (2000), o sucesso na aplicação desta técnica está relacionado à escolha do método de cálculo que defina a superfície de ruptura crítica mais realista possível.

Dentre os principais métodos de análise de estabilidade, Morgenstern & Sangrey (1978) destacam: Janbu (1954), Bishop (1955), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967).

Atualmente, com a evolução no desenvolvimento de ferramentas computacionais, diversos programas vêm sendo desenvolvidos para auxiliar na aplicação destes métodos. O programa SLOPE/W (GEOSLOPE, 2004) é amplamente utilizado por poder aplicar, em uma mesma situação, a maioria dos métodos citados, optando-se sempre pelo menor fator de segurança encontrado (Ahrendt, 2005). Este programa realiza análises tanto bidimensionais como tridimensionais, baseadas na geometria do talude inicial e nas propriedades do solo analisado.

3.4 Previsão de áreas susceptíveis à movimentação de massa

De acordo com Vieira (2007), a previsão de áreas susceptíveis a deslizamentos é uma importante ferramenta para o planejamento do território. Porém, por envolver diversos fatores complexos (geologia, cobertura vegetal, declividade, propriedades físicas e químicas do solo, entre outros), que variam espacial e temporalmente, esta não é uma tarefa simples.

Atualmente, existem diversos métodos de investigação e de previsão, que, através de um conjunto de procedimentos, quantificam o quão próximo da ruptura uma determinada encosta se encontra, sob atuação de um conjunto de fatores.

Tais métodos possuem vantagens e desvantagens referentes ao uso, à execução e aos resultados obtidos, onde sua aplicação depende dos objetivos e da qualidade dos dados que irão subsidiar o método escolhido.

Com a disseminação do uso de Sistemas de Informação Geográfica (SIG's), a partir da década de 90, estes métodos tiveram um grande desenvolvimento, onde foi possível coletar, armazenar e analisar uma grande quantidade de dados envolvidos na gestão de risco.

De um modo geral, Fernandes et al. (2001), Van Westen et al. (2006) e Vieira (2007) englobam os diferentes métodos utilizados para a previsão de áreas susceptíveis a movimentação de massa em quatro grupos: os mapas de inventário, os métodos heurísticos, as ferramentas estatísticas e os modelos determinísticos.

Os mapas de inventário são desenvolvidos a partir da distribuição dos deslizamentos no campo, assumindo que a distribuição das cicatrizes e depósitos de deslizamentos recentes contribuem para os futuros padrões de comportamento de instabilidade. Nos inventários, os

deslizamentos são identificados e localizados através de fotografias aéreas, imagens de satélite, visitas de campo, dados históricos, entre outros.

A partir da localização espacial dos deslizamentos e de outras informações relevantes, tais como dados pluviométricos regionais, mapas geológico e geomorfológico, dados geotécnicos e dados digitais do terreno em SIG, estima-se o potencial de instabilidade das vertentes (Tominaga et al., 2009).

Embora seja um método simples e de fácil execução, a previsão a partir de inventários é limitada, pois o estudo envolve parâmetros que variam temporalmente, tais como o clima e o uso e ocupação do solo.

Os métodos heurísticos envolvem análises a partir da combinação de diversos mapas temáticos (geologia, geomorfologia, pedologia, cobertura vegetal, entre outros), onde são atribuídos notas ou pesos para cada um destes. O atributo de maior peso representa o fator condicionante que mais influencia na instabilidade dos movimentos de massa.

A limitação deste método é justamente na etapa de atribuição de notas, onde há uma grande subjetividade por parte do pesquisador. A falta de conhecimento sobre alguns fatores pode levar a generalizações, prejudicando a eficiência da previsão.

As ferramentas estatísticas foram desenvolvidas visando uma menor subjetividade e melhor repetitividade nos mapeamentos de áreas susceptíveis (Fernandes et al., 2001). Conforme Guzzetti et al. (1999) apud Fernandes et al. (2001), este método parte do princípio que há uma relação entre os fatores condicionantes da instabilização e a distribuição dos deslizamentos já ocorridos na paisagem. Todos os critérios e regras de combinação são baseados em padrões mensuráveis, ou seja, em fatos, associados a Sistemas de Informação Geográfica (SIG).

A grande vantagem deste método é a obtenção de um extenso banco de dados para a previsão dos processos. Porém, o tempo elevado para coletar e processar estes dados acabam se tornando uma grande limitação operacional.

Por fim, o modelo determinístico é um método objetivo, baseado em modelos matemáticos que descrevem alguns dos processos e leis físicas que controlam a estabilidade. Estes modelos prevêem a susceptibilidade sob diferentes cenários de uso e eventos climáticos, independente da ocorrência anterior dos processos (Guzzetti et al., 1999 apud Fernandes et al., 2001).

Dentre os principais modelos determinísticos, destacam-se o dSLAM (distributed, physically based slope stability model), o SINMAP (Stability Index Mapping), o TRIGRS

(Transient Rainfall Infiltration and Grid-Based Regional Slope Stability) e o SHALSTAB (Shallow Landslide Stability Analysis), que avaliam a susceptibilidade por meio da combinação de modelos de estabilidade e hidrológicos (Vieira, 2007).

Por se tratar da ferramenta utilizada neste presente trabalho, o modelo SHALSTAB merece destaque.

3.4.1 Modelo SHALSTAB

O SHALSTAB é um modelo determinístico, desenvolvido nos Estados Unidos, na década de 90, por Montgomery & Dietrich (1994).

Este modelo, implementado dentro do programa ArcView 3.1, calcula a susceptibilidade a escorregamentos translacionais rasos, em escala de bacia hidrográfica, a partir da compilação de um modelo de estabilidade e de um hidrológico (*steady-state*) para cada *pixel* em uma base de dados.

No módulo de estabilidade de encosta, toda a teoria desenvolvida baseia-se no modelo de talude infinito, elaborada por Mohr-Coulomb, onde os efeitos causados pelo atrito nas laterais e nas extremidades do talude são desconsiderados. Nesta etapa algumas propriedades do solo são incorporadas: espessura, condutividade hidráulica saturada, densidade, coesão e ângulo de atrito.

No módulo hidrológico, utilizou-se o modelo desenvolvido por O'Loughlin (1986) apud Dietrich & Montgomery (1998), onde definiu-se um padrão de equilíbrio de saturação do solo baseado na análise da área de contribuição a montante, na transmissividade do solo e na declividade. A Figura 16 ilustra estes parâmetros.

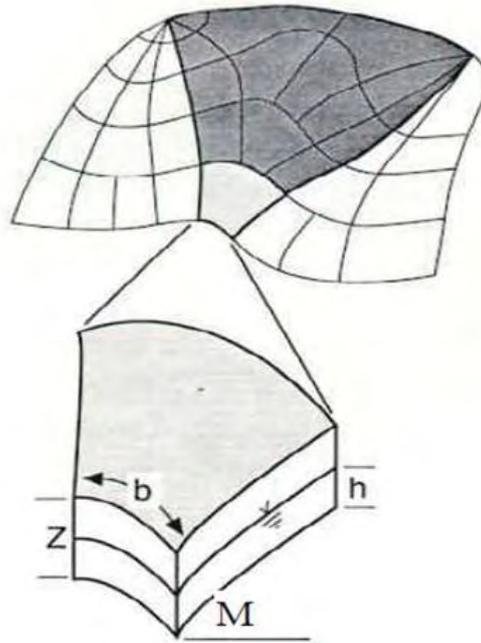


Figura 16 – Módulo hidrológico: a área sombreada refere-se à área drenada acumulada a montante (a) que passa pelo comprimento de contorno unitário (b), com espessura de solo (z) e declividade (M) (Guimarães et al., 2003).

Nestas análises, os parâmetros topográficos (declividade e área de contribuição) incorporados são obtidos a partir de um modelo digital de terreno, dentro de um ambiente SIG.

A equação 10 apresenta a combinação dos dois módulos que é resolvida pela rotina automatizada SHALSTAB, para cada célula da área estudada.

$$\frac{Qc}{T} = \frac{\text{sen}\theta}{a/b} \left[\frac{c'}{\rho_w g z \cos^2 \theta \tan \phi} + \frac{\rho_s}{\rho_w} \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right) \right] \quad \text{eq. 10}$$

Onde:

Qc é a chuva crítica necessária para a ruptura;

T é a transmissividade do solo;

a/b é a área drenada que passa por uma unidade de comprimento de contorno;

θ é a declividade local;

Φ é o ângulo de atrito do solo;

ρ_w é a densidade da água;

ρ_s é a densidade do solo saturado;

c' é a coesão do solo;
 g é a aceleração da gravidade; e
 z é a espessura do solo.

A aplicação deste modelo resulta em um mapa com níveis de instabilidade relativos, variando desde a classe incondicionalmente estável até a incondicionalmente instável, expressos a partir do Log (Q_c/T).

De acordo com Cervi et al. (2010), pequenos valores de Q_c/T indicam que a deflagração do movimento pode ser causada por uma chuva de pequena intensidade e duração, enquanto que, altos valores de Q_c/T indicam que é necessário uma chuva mais intensa para gerar a mesma instabilidade.

A aplicação deste modelo vem apresentando resultados bastante satisfatórios (Montgomery & Dietrich, 1994; Dietrich & Sitar, 1997; Dietrich & Montgomery, 1998; Fernandes et al., 2001; Fernandes et al., 2004; Vieira, 2007; Carvalho et al., 2009).

No Brasil, a aplicação deste modelo tem sido focada aos estados do Rio de Janeiro e Minas Gerais, onde os resultados obtidos confirmam as principais vantagens do seu uso, definindo o importante papel exercido pela topografia na geração desses processos.

Embora sua eficiência tenha sido comprovada, este modelo apresenta algumas limitações, tais como não considerar a variabilidade espacial e temporal das propriedades requeridas para cálculo. Além disso, por calcular a estabilidade sob condições hidrológicas constantes, o SHALSTAB, assim como a maioria dos modelos citados, ignora o papel desempenhado pela infiltração e pelas mudanças da carga de pressão ao longo de um evento pluviométrico intenso.

De acordo com Dietrich & Montgomery (1998), além dessas limitações mencionadas, o modelo desconsidera o efeito do enraizamento da cobertura vegetal em suas análises de estabilidade. Para incorporar este efeito, os autores sugerem a adoção de um incremento nos parâmetros de resistência do solo. Porém, se as propriedades do solo em estudo estiverem disponíveis, este efeito deve ser incorporado de forma a aumentar a estabilidade nas regiões cobertas por vegetação.

Fernandes et al. (2001) lembram que, devido à estes fatores, estes procedimentos de previsão devem estar acoplados a sistemas de monitoramento de campo, principalmente aqueles voltados a caracterização da dinâmica hidrológica das encostas, permitindo, assim, uma real validação dos resultados obtidos.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Local de estudo

A bacia do ribeirão Guaratinguetá, localizada no município de Guaratinguetá, estado de São Paulo, é uma região estrategicamente importante para o município, pois o ribeirão é responsável por 80% do abastecimento público, e suas quedas d'água atraem o turismo regional.

A bacia possui uma área de 164 km², o que corresponde a 22% da área total do município (Figura 17). Geograficamente, esta se situa no norte de Guaratinguetá, próximo ao planalto de Campos do Jordão, fazendo divisa com os municípios de Campos do Jordão e Pindamonhangaba (Soares, 2005).

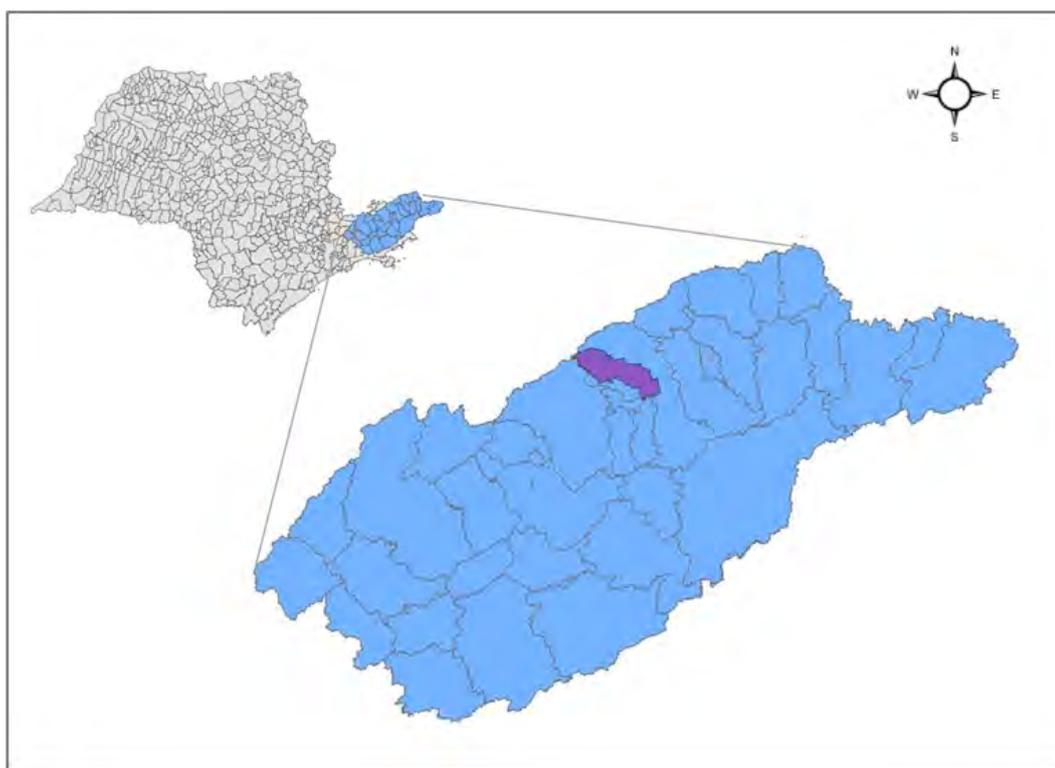


Figura 17 – Mapa de localização da bacia do ribeirão Guaratinguetá. Em azul, destaca-se o Vale do Paraíba e em rosa, a bacia dentro do Município de Guaratinguetá.

O ribeirão Guaratinguetá, afluente da margem esquerda do rio Paraíba do Sul, nasce no final das escarpas da Serra da Mantiqueira e tem todo seu trajeto contido no município de

Guaratinguetá. Seus principais afluentes formadores são o ribeirão Taquaral, o Gomerl e do Sino, localizados nas áreas de cabeceiras e médio curso superior (Milanezi, 2006).

Segundo Soares (2005), esta bacia possui uma grande diversidade de relevos, variando entre 500 e 2000 metros (Figura 18), o que propicia uma heterogeneidade quanto à geologia, hidrografia, hidrologia, solos, fauna, flora e ocupação humana.

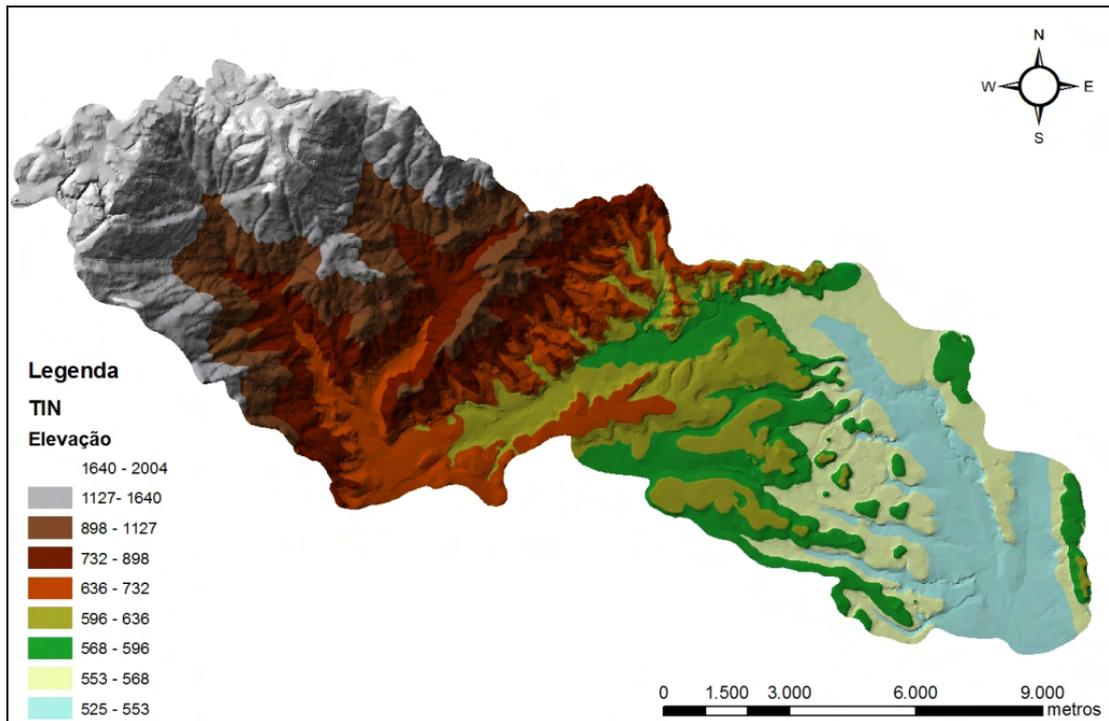


Figura 18 – Mapa de elevação da bacia do ribeirão Guaratinguetá.

Esta região foi escolhida neste presente trabalho, pois além de ser estrategicamente importante para o município, em fevereiro de 2009, ela foi atingida por um evento extremo na qual foram registrados diversos escorregamentos na região, conforme ilustrado na Figura 19.



Figura 19 - Registros de escorregamentos na bacia do ribeirão Guaratinguetá.

4.1.1 Aspectos do meio físico

4.1.1.1 Geologia local

Através dos estudos realizados por Milanezi (2006), constatou-se que a área em questão apresenta cinco unidades litológicas metamórficas, uma sedimentar, além dos depósitos de tálus e aluviões.

Segundo este autor, estas unidades, cartografadas no mapa geológico (Figura 20), compreendem rochas metassedimentares de idade desconhecida (Heilbron et al., 2004) da Unidade Redenção da Serra (Fernandes et al., 1990) e depósitos sedimentares da Formação Caçapava, pertencente ao Grupo Taubaté, datada do Paleógeno (Riccomini, 1989). A principal unidade pré-cambriana existente na região é o Complexo Embu (Hasui, 1975).

A descrição a seguir das unidades da área de estudo foi baseada nos trabalhos de Hasui & Ponçano (1978), Almeida et al. (1981), Landim et al. (1984) e Milanezi (2006).

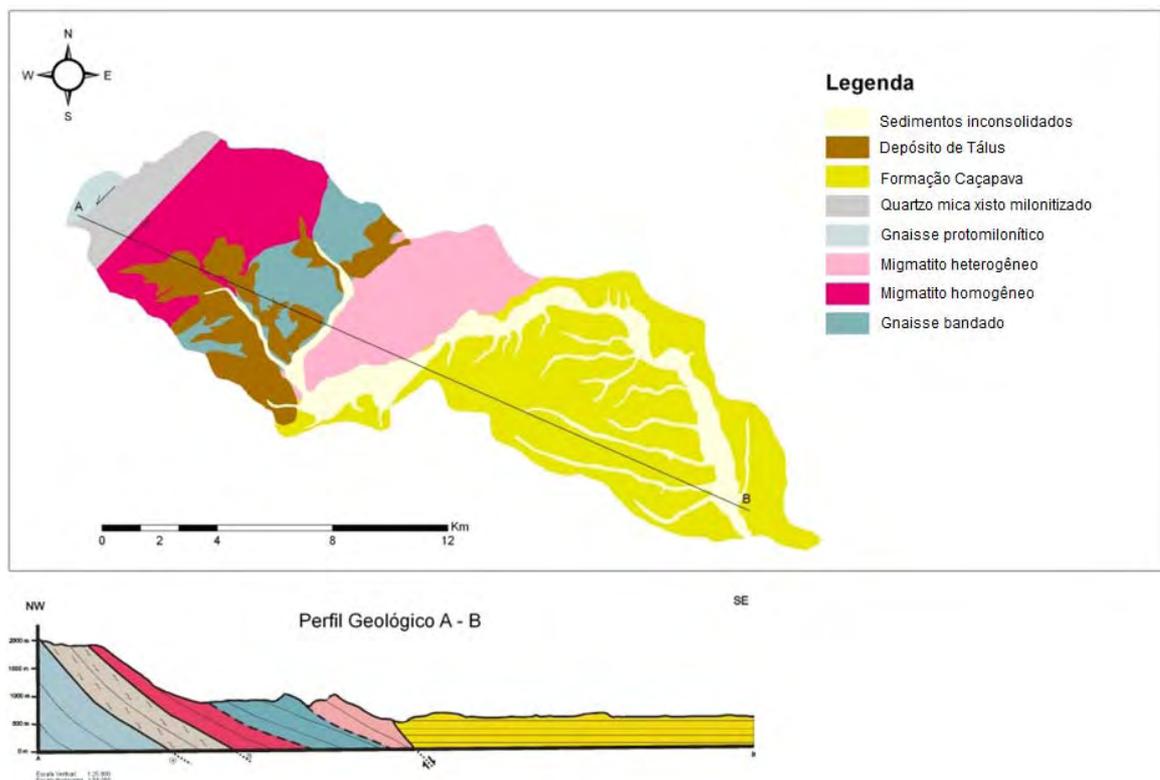


Figura 20 – Mapa Geológico da bacia do ribeirão Guaratinguetá (adaptado de Milanezi, 2006).

- Gnaisses bandados

Esta unidade litológica compreende ao período Neoproterozóico (Ediacarano), abrangendo uma área de 15% da área total. Sua ocorrência representa parte do relevo de Escarpas Festonadas, localizado na porção centro-oeste da bacia.

As rochas presentes nesta unidade apresentam, em sua grande maioria, coloração cinza, branco e rosa, granulação média a fina, composta por quartzo (30%), feldspato (35%), biotita (25%), muscovita e sericita (5%) e acessórios (5%).

- Migmatitos homogêneos

Os migmatitos homogêneos são aqueles com mesossomas gnáissicos, pertencendo ao período Neoproterozóico (Ediacarano). Esta unidade compõe cerca de 15% da área do mapa geológico, ocorre na porção centro-oeste da bacia.

Suas rochas são compostas por biotita (40%), feldspatos (30%), quartzo (20%) e acessórios (10%).

- Migmatitos heterogêneos

Esta unidade é composta por migmatitos heterogêneos com mesossoma xistoso, pertencendo também ao período Neoproterozóico (Ediacarano). Compõe uma área de 10% da área total, na porção centro-leste da bacia, representando o relevo de Morros Paralelos.

Estas rochas são compostas por biotita (30%), quartzo (25%), muscovita e sericita (25%), feldspatos (10%) e acessórios (10%).

- Gnaisses protomiloníticos

Esta unidade litológica compreende ao período Neoproterozóico (Ediacarano), abrangendo uma área de 3% da área total. Sua ocorrência representa o relevo de Morros com Serras Restritas, localizando-se na porção extremo-oeste da bacia.

Suas rochas apresentam coloração que varia em tons de cinza e bege, granulação média a grossa, composta por microclínio (35%), quartzo (30%), biotita (15%), muscovita e sericita (10%) e acessórios (10%).

- Quartzo mica xistos milonitizados

Esta unidade compõe 7 % da área total da bacia, compreendendo ao período Neoproterozóico (Ediacarano). Localiza-se na porção oeste, sustentando o relevo de Morrotes Baixos.

Trata-se de um pacote de rochas xistosas milonitizadas, compostas por quartzo (35%), muscovita e sericita (30%), biotita (5 a 25%), feldspatos (10%) e acessórios (10%).

- Formação Caçapava

A Formação Caçapava, datada do Paleógeno, representa cerca de 50% da área da bacia, localizando-se na porção leste.

Este pacote sedimentar é representado por conglomerados, arenitos conglomeráticos e lamitos com areia. Os conglomerados ocorrem apenas na porção próxima as escarpas, com matriz de coloração vermelha e de composição areno-argilosa. O arenito, predominante nesta unidade, possui coloração cinza e amarelo. Os pacotes de lamito apresentam-se intercalados aos pacotes de arenito, com laminação plano-paralela.

- Depósitos de tálus

Estes depósitos gravitacionais de solo transportado, pertencentes ao Pleistoceno, estão localizados no sopé das Escarpas Festonadas (gnaisses bandados e migmatitos), sendo compostos por grânulos, seixos, matacões, gnaisse milonítico, migmatito, etc, com matriz de coloração laranja e de composição areno-argilosa (60% de areia fina-média e 40% de argila).

Estes depósitos inconsolidados são evidenciados pela presença de grandes matacões de gnaisses na paisagem, onde vêm sendo erodidos pelos córregos locais na base e pelos escorregamentos planares.

- Sedimentos inconsolidados

Os depósitos quaternários, inconsolidados e aluvionares, aparecem ocupando as calhas fluviais, planícies de inundações e terraços. Estes depósitos são constituídos de areias e argilas e desenvolvem-se ao longo dos principais cursos de água da bacia.

4.1.1.2 Geomorfologia

Conforme mencionado anteriormente, a bacia do ribeirão Guaratinguetá apresenta uma grande diversidade de relevos. Soares (2005), baseado em Ponçano et al. (1981), reconhece na região as seguintes unidades: Planícies Aluviais, Colinas Pequenas com Espigões Locais, Morrotes Baixos, Morros Paralelos, Morros com Serras Restritas e Escarpas Festonadas (Figura 21).

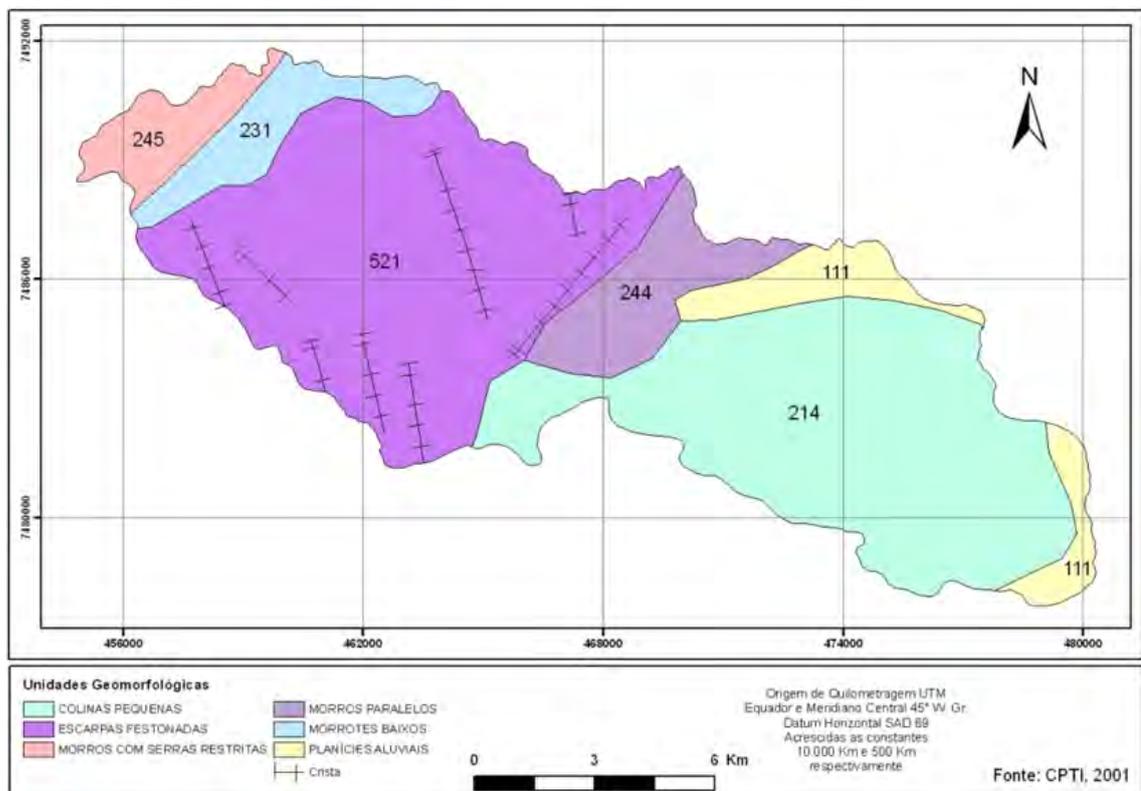


Figura 21 – Mapa Geomorfológico da bacia do ribeirão Guaratinguetá (CPTI, 2001 apud Soares, 2005).

- Planícies aluviais – relevo de agradação

As Planícies Aluviais são compostas por área com declividades inferiores a 5%, localizadas na região do curso principal do ribeirão Guaratinguetá. Periodicamente, esta unidade tem sido sujeita a inundações localizadas.

- Colinas pequenas com espigões locais – relevo de degradação

Esta unidade possui topos amplos e arredondados (declividade de até 20%), com drenagem de média a baixa densidade, vales fechados, planícies aluviais interiores e restritas. Ocorrem associados às rochas sedimentares.

- Morrotes baixos – relevo de degradação

Representam relevos ondulados com amplitudes inferiores a 50 metros, com alta densidade de drenagem e vales abertos e fechados. Ocupam uma pequena faixa associada às cotas mais elevadas da bacia.

- Morros paralelos – relevo de degradação

Predominam, nesta unidade, relevos com topos arredondados, possuindo alta densidade de drenagem. Os vales são fechados a abertos, com ocorrência de planícies aluvionares interiores restritas.

- Morros com serras restritas – relevo de degradação

Nesta unidade os morros são arredondados, as vertentes possuem perfis retilíneos e ocorrem localmente serras restritas. A drenagem é de alta densidade, os vales são fechados e as planícies aluvionares interiores restritas.

- Escarpas festonadas – relevo de degradação

Esta unidade apresenta topos angulosos e vertentes com perfis retilíneos. Possui média densidade de drenagem e vales fechados. Em termos espaciais, as escarpas festonadas ocupam uma porção bastante expressiva, sendo a principal unidade associada às rochas pré-cambrianas.

4.1.1.3 Declividade

A declividade é um parâmetro que representa a razão da altura pela distância horizontal de dois pontos cotados. De acordo com Fernandes et al. (2001 e 2004), este parâmetro, de caráter topográfico, é frequentemente incorporado aos estudos de previsão e definição de área instáveis.

A partir do mapa (Figura 22) elaborado por Soares (2005), pode-se notar que a bacia em estudo apresenta 66% da sua área com declividade variando de 3 a 50%.

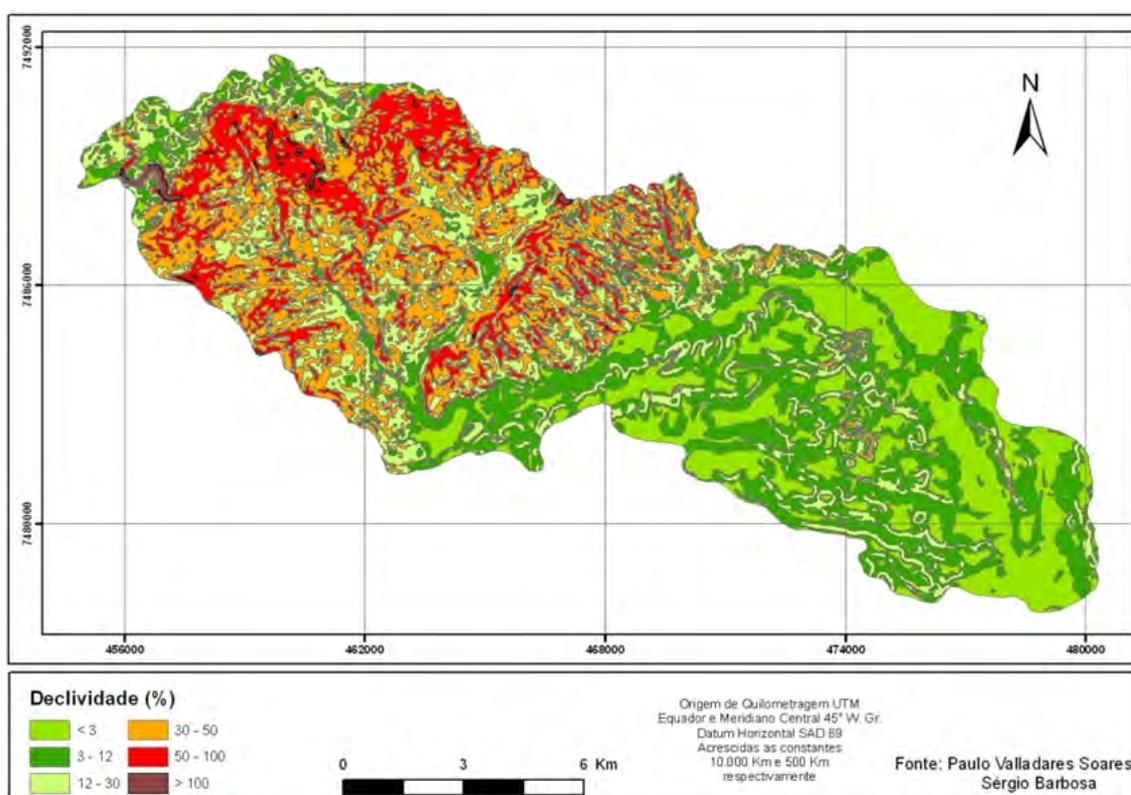


Figura 22 – Mapa de Declividade da bacia do ribeirão Guaratinguetá (Soares, 2005).

Ao analisar a Figura 22, é possível observar que há uma variação brusca na declividade, onde a porção inferior apresenta declividades menores que 30% e a porção superior, maiores que 30%. Esta grande diversidade está relacionada à diversidade geológica local. Conforme já mencionado anteriormente, a porção superior da bacia é formada por rochas ígneas e metamórficas, do período Pré-Cambriano e a porção inferior, por rochas sedimentares, do período Terciário/Quaternário.

Ao relacionar o mapa de declividade (Figura 22) com o geomorfológico (Figura 21), é possível notar que os relevos com menores declividades (< 30%) estão associados às unidades

de Morros com Serras Restritas e Morrotes Baixos. Já, as regiões com declividades entre 50 e 100%, e superiores a 100% (pouco expressivos na região) correspondem às Escarpas Festonadas.

4.1.2 Clima

O tipo de clima da região estudada é predominante Tropical Úmido, com oscilações naturais decorrentes da variação da incidência de chuvas, devido às mudanças de relevo (Milanezi, 2006).

Segundo dados do SISAM (Sistema de Informações Ambientais), dos Ministérios da Saúde e da Ciência e Tecnologia, o município apresenta uma temperatura média anual de 19° C, com máxima de 22,5° C e mínima de 16° C e um índice pluviométrico por volta de 1248 mm/ano. A variação mensal de precipitação, ao longo dos dois últimos anos, pode ser observada na Figura 23.

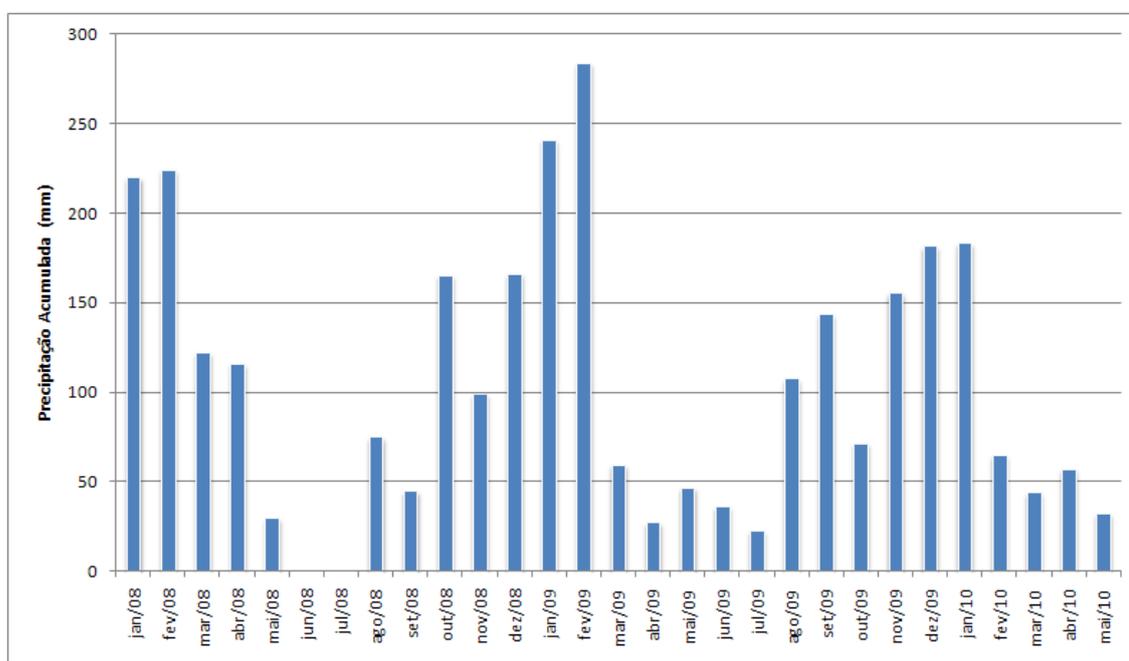


Figura 23 – Precipitação mensal acumulada nos últimos dois anos, na cidade de Guaratinguetá (SISAM – CPTEC/INPE).

A partir da Figura 23 é possível destacar o elevado índice pluviométrico nos meses de janeiro e fevereiro de 2009, justificando a ocorrência dos escorregamentos na bacia do ribeirão Guaratinguetá. Como a pluviometria é o principal fator deflagrador do movimento,

deve-se analisar tanto as chuvas antecedentes como a do evento. Portanto, o elevado índice pluviométrico do mês de janeiro contribuiu no aumento do grau de saturação do solo, facilitando o avanço da frente de saturação maciço adentro e o do mês de fevereiro, na deflagração efetiva dos escorregamentos.

Devido às condições orográficas e ao seu tamanho relativamente pequeno, a bacia do ribeirão Guaratinguetá apresenta uma pluviosidade interna variável. Nesta região, o paredão abrupto voltado para S/SE, festonado por vales e esporões, provoca significativas conseqüências na distribuição da pluviosidade (Soares, 2005).

A Figura 24 mostra esta distribuição, com valores crescentes de precipitação em direção a Serra da Mantiqueira, confirmando a influência do relevo na gênese pluvial.

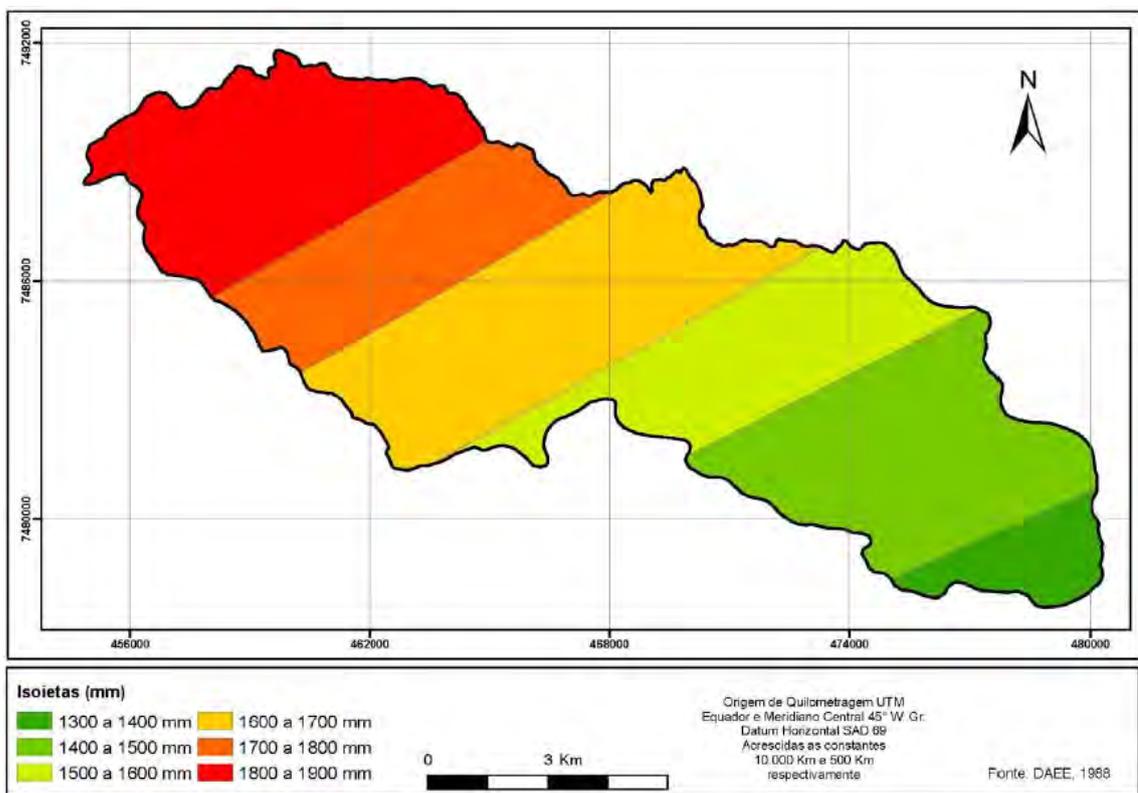


Figura 24 – Mapa de Pluviometria da bacia do ribeirão Guaratinguetá (Soares, 2005).

4.2 Determinação dos parâmetros geotécnicos

Após a primeira visita de campo, observou-se que os escorregamentos registrados na região estão localizados no relevo de escarpas festonadas, conforme descrito no item 4.1.1.2.

Sendo assim, todas as atividades propostas neste trabalho se concentraram nesta unidade geomorfológica.

A determinação dos parâmetros geotécnicos foi realizada em dois escorregamentos característicos da região, onde todos os resultados obtidos serviram de base para as retro-análises e para a elaboração dos mapas de susceptibilidade à movimentação de massa.

Esta determinação foi realizada a partir de uma campanha de ensaios de campo e laboratório, onde os parâmetros físicos, hidráulicos e mecânicos dos solos foram obtidos.

4.2.1 Ensaios de campo

Os ensaios de campo foram realizados com o objetivo de caracterizar os horizontes através dos parâmetros de resistência e de condutividade hidráulica saturada ao longo dos perfis escolhidos. Os equipamentos que foram utilizados são o Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP) e o Permeâmetro de *Guelph*.

Para cada perfil de solo analisado, foi feita uma amostragem de pontos, na lateral e no topo do talude, na qual ambos os ensaios foram realizados. A profundidade máxima escolhida para a análise foi em torno de 2,0 metros, uma vez que escorregamentos translacionais observados na região são mais superficiais.

- Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP)

O Penetrômetro Dinâmico de Cone é um instrumento de pequeno porte utilizado para se estimar a capacidade de suporte do solo, em seu estado natural ou compactado, através do processo de penetração dinâmica da haste (Delgado et al., 2007).

A medida de resistência do solo à penetração é feita através do impacto de um martelo de 8 kg que cai de uma altura constante (575 mm), em queda livre, sobre uma haste de ponta cônica, fazendo dessa forma, que ela penetre no solo. A Figura 25 apresenta um esquema do instrumento utilizado.

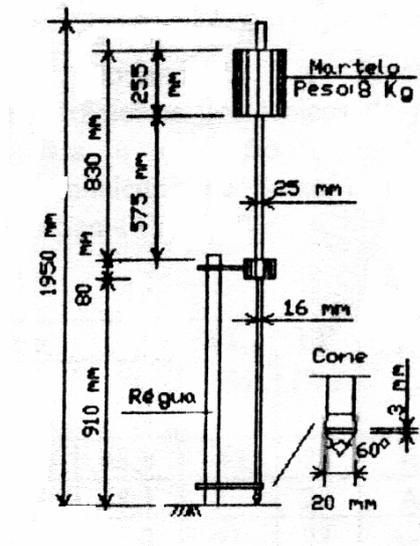


Figura 25 – Penetrômetro Dinâmico de Cone – DCP (Cardoso & Trichês, 1998 apud Delgado et al., 2007).

Para se obter a informação em questão, é necessário registrar as leituras de penetração provenientes de cada série de golpes da queda do martelo, através da régua graduada. Quanto maior for a resistência do material ensaiado, maior será o número de golpes necessários para alcançar uma determinada penetração.

Ao final do ensaio, plotam-se as curvas do DCP, que representam o número de golpes acumulado para a penetração do equipamento (no eixo das abscissas) com a profundidade (na ordenada). A inclinação da reta, ou seja, a razão entre a profundidade e o número de golpes, é denominada índice de penetração (DN, em mm/golpe). Uma mudança registrada nesta inclinação indica uma variação na resistência do solo.

Este equipamento possui uma limitação neste estudo, pois a penetração máxima da haste é de 80 cm e a profundidade máxima estudada é de 2 metros. Portanto, foi necessário realizar escavações no talude para se alcançar tal profundidade, conforme é ilustrado na Figura 26.



Figura 26 – Ensaio de DCP realizado na lateral do talude 1.

A resistência à penetração do DCP para um golpe pode, também, ser avaliada pela resistência de ponta com base nas fórmulas dinâmicas comumente utilizadas em cravação de estacas pré-moldadas. Neste caso, a resistência dinâmica da ponta Q_d é avaliada pela equação 11.

$$Q_d = \frac{\eta WH}{\left(s + \frac{1}{2} \delta_e\right)} \quad \text{eq. 11}$$

Onde:

Q_d é a resistência dinâmica da ponta;

η é a eficiência do DCP, valor entre 0,7 e 0,9 (impacto metal-metal);

H é a altura de queda do martelo;

W é o peso do martelo;

S é a penetração do cone; e

δ_e é o deslocamento elástico do sistema.

- Permeômetro de *Guelph*

Conforme já descrito no item 3.2.4.1, o Permeômetro de *Guelph* (Figura 27) é um instrumento versátil, muito utilizado para determinar a condutividade hidráulica saturada do solo no campo. Esta propriedade é obtida a partir da variação do volume de água registrada no instrumento, mantendo-se uma carga hidráulica constante no interior do furo.

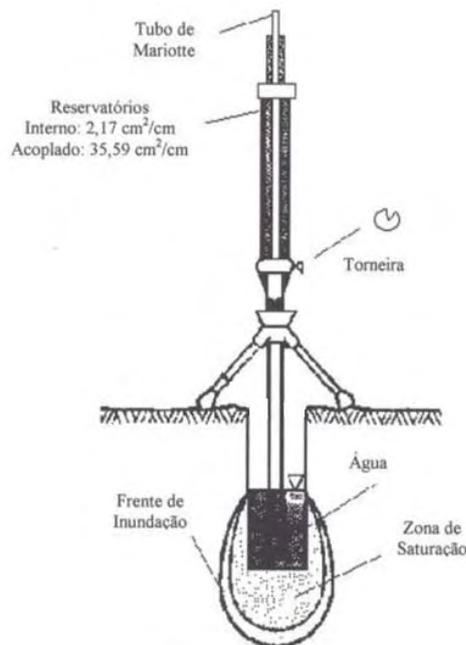


Figura 27 – Permeômetro de *Guelph* (Guelph Permeameter, Soilmoisture Equipment, 1987).

A partir deste ensaio, é possível se determinar a condutividade hidráulica saturada (k_{fs}) e o potencial mátrico de fluxo (ϕ_m), através de métodos de interpretação semi-analíticos ou numéricos.

A solução para ambos os métodos se baseou em algumas hipóteses importantes, tais como: domínio de fluxo em um semi-espaço infinito, meio poroso rígido, homogêneo e isotrópico e fluxo em regime permanente.

Para o cálculo dos valores de K_{fs} e ϕ_m , o manual de utilização do Permeômetro de *Guelph* propõe as equações da Tabela 5, levando em consideração a aplicação de duas cargas hidráulicas.

Tabela 5 – Equações propostas pelo manual do Permeômetro de *Guelph*.

Para reservatórios combinados:	Para reservatório interno:
$K_{fs} = (0,0041)(X)(R_2) - (0,0054)(X)(R_1)$	$K_{fs} = (0,0041)(Y)(R_2) - (0,0054)(Y)(R_1)$
$\Phi_m = (0,0572)(X)(R_1) - (0,0237)(X)(R_2)$	$\Phi_m = (0,0572)(Y)(R_1) - (0,0237)(Y)(R_2)$

Onde:

H_1 é a primeira carga hidráulica de 5 cm;

R_1 é a razão do trecho linear da curva “variação da altura de água que sai do reservatório versus o tempo transcorrido” para H_1 aplicado;

H_2 é a segunda carga hidráulica de 10 cm;

R_2 é a razão do trecho linear da curva “variação da altura de água que sai do reservatório versus o tempo transcorrido” para H_2 aplicado;

X é a constante do reservatório usada quando os reservatórios combinados são selecionados, e corresponde à área da seção transversal dos reservatórios combinados;

Y é a constante do reservatório usada quando somente o reservatório interno é usado;

K_{fs} é a condutividade hidráulica saturada (“*field-saturated*”); e

ϕ_m é o potencial de fluxo mátrico.

A metodologia proposta pelo manual pode gerar valores de K_{fs} e ϕ_m negativos. Esses valores negativos, quando ocorrem, são ocasionados por fenômenos de capilaridade ou por características anisotrópicas do solo, os quais influenciam nos valores das vazões obtidas no experimento. Esses fatores podem causar, para um mesmo ponto de ensaio, vazões maiores para as cargas de 5 cm (H_1) do que para as cargas de 10 cm (H_2), de maneira que quando aplicadas às fórmulas propostas, geram os resultados negativos de K_{fs} e ϕ_m .

Sendo assim, visando evitar estes valores negativos, utiliza-se o método semi-analítico, estabelecido por Reynolds & Elrick (1985). Neste método, a análise fornece os valores de K_{fs} segundo a equação 12 e os valores de ϕ_m através da equação 13 (Gardner, 1958), para um ensaio com uma única carga hidráulica aplicada.

$$K_{fs} = \frac{CQ}{(2\pi H^2 + C\pi a^2)} \quad \text{eq. 12}$$

$$\phi_m = \frac{CQ}{2\pi H} \quad \text{eq. 13}$$

Onde:

Q é a vazão de infiltração referente ao trecho linear da curva (ΔV vs ΔT);

C é a constante de ajuste função do tipo de solo (Figura 28); e

H é a carga hidráulica aplicada no furo de raio “ a ”.

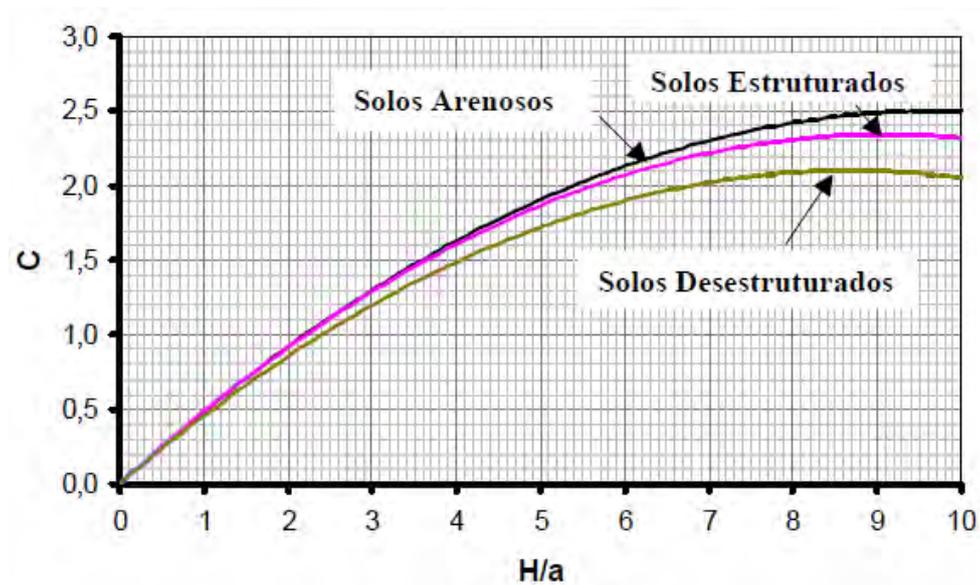


Figura 28 - Fator de forma C.

A metodologia de ensaio neste trabalho consistiu em aplicar uma carga hidráulica constante de 5 cm em um furo com raio de 2,5 cm. Através das variações de volume com o tempo e das equações já expostas anteriormente, equações 12 e 13, foi possível calcular os valores de K_{fs} e Φ_m para cada profundidade pré-estabelecida, na lateral e no topo dos taludes estudados.

4.2.2 Ensaio de laboratório

Os ensaios de laboratório foram realizados com o objetivo de caracterizar os horizontes através das propriedades físicas e mecânicas do solo.

As amostras deformadas foram utilizadas para a realização de uma classificação textural, de perda ao fogo e para a obtenção da umidade. Sua coleta foi feita com o auxílio de um trado manual.

Para os ensaios de cisalhamento direto, foram retirados blocos devidamente confinados, com dimensões 30x30x30 cm.

- Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos preconizados pelas seguintes normas brasileiras: NBR 6457/86 (Preparação de amostras: compactação e caracterização); NBR 6457/86 (Teor de umidade natural); NBR 7181/84 (Análise granulométrica), apenas na obtenção da porcentagem de finos com a peneira #200; NBR 6508/84 (Massa específica dos grãos); NBR 6459/84 (Limite de liquidez); NBR 7180/84 (Limite de plasticidade).

- Ensaio de perda ao fogo

O ensaio de perda ao fogo foi realizado conforme a metodologia proposta em Oliveira (2006), onde o grau de intemperismo do solo é obtido a partir da relação entre as massas de uma amostra antes e depois de sua queima, em uma Mufla a 600° C, por cerca de três horas.

Para se realizar tal ensaio, as amostras deformadas foram coletadas ao longo da profundidade e armazenadas em sacos plásticos devidamente fechados.

Em laboratório, as amostras foram submetidas à secagem por 24 horas, em condições normais de temperatura e pressão ambiente. Em seguida, estas foram destorroadas e secas em estufa por 24 horas, a uma temperatura de 105°. Após a secagem, as amostras passaram pela peneira #200, com abertura de 0,075 mm, para separar as frações de silte a argila. Para cada camada, foram separadas duas amostras de 3,0 gramas, pesadas na balança Sartorius BL2105 com precisão de 0,0001 grama.

Em seguida, o material ensaiado foi submetido à uma nova secagem, por um período de, aproximadamente, 3 horas, na Mufla Quimis Q-318M24 a 600°C, conforme ilustrado na Figura 29.



Figura 29 – Cadinhos com amostras de solo, mantidos na Mufla.

Após este período, os cadinhos contendo as amostras de solo foram pesados novamente e a perda ao fogo pôde ser então calculada, a partir da expressão 14.

$$PF = \frac{M_i - M_f}{M_i} \times 100\% \quad \text{eq. 14}$$

Onde:

PF é o índice de perda ao fogo;

M_i é a massa de solo antes da perda ao fogo; e

M_f é a massa de solo depois da perda ao fogo.

- Determinação da curva característica – método: papel filtro

Conforme já descrito no item 3.2.3.2, o método do papel filtro consiste em medir a sucção do solo, através do equilíbrio de fluxo entre a amostra ensaiada e o papel filtro.

Esta técnica foi aplicada em amostras moldadas em campo, em anéis de PVC de 50 mm de diâmetro e 20 mm de espessura.

Visando analisar o processo de histerese do solo, foram obtidas curvas características para o processo de umedecimento e secagem. Além disso, foram moldados anéis ao longo do perfil, com o objetivo de obter a variação da sucção matricial pela profundidade.

Toda a metodologia empregada neste trabalho se baseou nos procedimentos descritos por Marinho (1994).

As amostras moldadas foram colocadas em contato (topo e base) com o papel filtro do tipo Schleicher & Schuell N° 589, sendo estes envolvidos por camadas de filme plástico e

colocados em uma caixa de isopor, visando o máximo isolamento térmico.

Conforme recomendado, as amostras ficaram em repouso por 7 dias, a fim de garantir o mecanismo de transferência de umidade solo-papel filtro para a equalização da sucção matricial.

Após esse tempo, o conjunto foi aberto e os papéis filtros foram colocados diretamente na balança com precisão de 0,0001 g. Para cada valor de tempo pré-determinado (10', 20', 30', 40', 50', 60', 70', 80', 90', 100', 110', 120', 135', 150', 165', 180'), a massa do papel era medida e, a partir da correlação exponencial, obteve-se a massa deste no tempo igual a zero.

Este procedimento foi repetido para a obtenção da massa do papel filtro seco após um período de duas horas, em estufa a 100° C.

O valor de sucção foi então determinado, a partir da umidade do papel filtro, conforme a calibração existente na literatura (ASTM – D5298-94) – expressões 15 e 16.

$$\Psi = 10^{(1.882-0.01202w)}, \text{ para } w > 54\% \quad \text{eq. 15}$$

$$\Psi = 10^{(5.056-0.0688w)}, \text{ para } w \leq 54\% \quad \text{eq. 16}$$

Onde:

Ψ é a sucção matricial; e

w é a umidade do papel filtro.

Assim, a partir da sucção obtida através do papel filtro e da umidade do solo moldado, foi possível traçar as curvas características pelos dois processos (umedecimento e secagem), sendo estas ajustadas através da modelagem proposta por Fredlund & Xing (1994), equação 17.

$$\omega = \left[\frac{1 - \ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(\frac{1 + 10^6}{\Psi_r}\right)} \right] \frac{\omega_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right) \right]^m} \quad \text{eq. 17}$$

Onde:

ω é a umidade do solo;

Ψ é a sucção matricial do solo;
 Ψ_r é a sucção residual;
 ω_s é a umidade do solo saturado; e
 a , m e n são parâmetros de ajuste da curva.

- Resistência à tração

Para se medir a resistência à tração, foi utilizado o ensaio de compressão diametral (método brasileiro), conforme a metodologia empregada em Santos (2005).

Este ensaio consiste no carregamento de amostras cilíndricas (com 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro), carregado ao longo de duas placas rígidas paralelas, uma oposta à outra, no sentido do seu diâmetro (Villar et al., 2007).

Os corpos de prova utilizados no ensaio de sucção foram submetidos a este ensaio, através da prensa de compressão simples, conforme ilustrado na Figura 30. Foi aplicado um deslocamento vertical manualmente e medida a força de reação a partir do anel de carga.

A resistência à tração é obtida através da equação 18 (Krishhnayya & Eisenstein, 1974 apud Villar, 2002).

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DH} \quad \text{eq. 18}$$

Onde:

σ_t é a resistência à tração do solo;

P é a força axial calculada a partir do valor registrado no anel de carga;

D é o diâmetro da amostra; e

H é a espessura da amostra.

A partir dos resultados obtidos, traçou-se as curvas de resistência a tração *versus* sucção matricial e verificou-se a possibilidade de modelá-las conforme a metodologia proposta por Benessiuti et al. (2010).



Figura 30 – Equipamento utilizado no ensaio de resistência à tração.

- Resistência ao cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados na Prensa do tipo Casagrande de fabricação da ETI, PROETI S.A (Figura 31).



Figura 31 – Prensa de cisalhamento utilizada.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos em estudo foram obtidos através de envoltórias de resistência para três grupos: em amostras no estado inundado, no estado de umidade residual e no estado de umidade natural.

No primeiro grupo, estado inundado, as amostras foram inundadas após o término do adensamento sob a tensão normal de ensaio. O cisalhamento foi iniciado 24 horas após o adensamento.

É importante ressaltar que no ensaio de cisalhamento direto não se tem um controle da saturação da amostra. O corpo de prova é ensaiado numa condição inundada. Entretanto, os parâmetros obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto são considerados como representativos dos corpos de prova no estado saturado (Cardoso Júnior, 2006).

No segundo grupo, de umidade residual, os corpos de prova foram submetidos à secagem por 3 dias, dentro do equipamento, em condições normais de temperatura e pressão ambiente. Após este período, as amostras foram adensadas e rompidas, mantendo-se uma velocidade constante de ensaio. Ao final deste, as umidades dos corpos de prova foram obtidas a fim de verificar seus respectivos graus de saturação.

Por fim, no terceiro grupo, de umidade natural, as amostras foram submetidas ao adensamento e ao cisalhamento logo após sua moldagem. No final destes ensaios, a sucção e a umidade de cada corpo de prova foram determinadas.

Para todos os casos, a envoltória de resistência foi obtida através do cisalhamento de quatro corpos de prova, com 100 cm^2 de seção transversal e 2,5 cm de altura, submetidos a diferentes tensões de confinamento: 20, 40, 60 e 80 kPa. Estas tensões foram estabelecidas de modo a representar as sobrecargas encontradas *in situ* para pequenas profundidades.

Entretanto, ensaios adicionais foram necessários para as amostras do talude 2, na condição de umidade residual. Para tensões de confinamento abaixo de 60 kPa, a ruptura do corpo de prova se dava por empuxo passivo, pois a resistência mobilizada no plano horizontal pré-determinado de ruptura era elevada. Neste caso, a envoltória de resistência foi determinada a partir das tensões de 80, 150 e 200 kPa.

As condições drenadas foram garantidas durante o cisalhamento de todos os corpos de prova mantendo-se uma velocidade constante de ensaio de 0,16 mm/min.

Durante o ensaio, os valores lidos no extensômetro vertical (deslocamento vertical), no extensômetro horizontal (deslocamento horizontal) e no extensômetro do anel de carga foram registrados, e, através do gráfico Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento Horizontal, a tensão de ruptura de cada amostra foi determinada.

4.3 Retro-análise dos taludes estudados

O estudo de estabilidade dos dois taludes foi realizado com o auxílio do módulo SLOPE/W do programa computacional GeoSlope. Este módulo permite analisar desde problemas simples a mais complexos, baseados nos métodos de equilíbrio limite para modelos bidimensionais.

Na modelagem, é possível escolher diferentes formatos de superfície de ruptura, bem como diferentes condições de poro-pressão, de propriedades do solo, de carregamentos e de métodos de análise.

Para o trabalho em questão, três situações distintas foram criadas para cada talude estudado: solo totalmente saturado (onde o nível d'água coincide com a parte superior do talude), solo parcialmente saturado (solo saturado acima da superfície de ruptura e residual abaixo desta) e solo na condição de umidade residual.

O objetivo dessas simulações foi realizar uma análise da influência da água no subsolo, e, conseqüentemente, na estabilidade do talude. A situação de solo parcialmente saturado se baseou na representação da frente de saturação para diferentes profundidades.

Para cada caso, pretendeu-se determinar o fator de segurança mínimo que levaria à ruptura crítica (situação encontrada em campo), utilizando-se o método de Morgenstern e Price, já implementado dentro do programa.

O método de Morgenstern & Price (1965) é um método rigoroso, mais geral de equilíbrio limite, utilizado para qualquer tipo de superfície de ruptura. A massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais, onde através de um processo iterativo encontra-se o fator de segurança do talude estudado. Devido a sua maior complexidade, o método necessita do auxílio de um computador para os cálculos.

4.4 Elaboração do mapa de susceptibilidade à movimentação de massa

Segundo Fernandes et al. (2001 e 2004), a combinação de mapeamentos e monitoramentos de campo com o uso de modelos matemáticos é uma importante ferramenta na previsão das áreas de susceptibilidade à escorregamentos.

Como a região estudada é estrategicamente importante para o município de Guaratinguetá, a elaboração de mapa de susceptibilidade à movimentação de massa se faz necessário, para que medidas de antecipação possam ser implementadas eficientemente.

Sendo assim, após a obtenção de todos os parâmetros envolvidos neste estudo e da posse de um Modelo Digital de Terreno em escala adequada (1:10.000), o programa SHALSTAB foi utilizado visando a simulação de diferentes cenários para a região.

Devido à desconsideração da cobertura vegetal pelo SHALSTAB, os mapas foram complementados através de uma escala de ponderação (álgebra de mapas), visto que os levantamentos de campo constatam a predominância dos escorregamentos existentes em áreas de pastagem.

A técnica de álgebra de mapas utiliza o SIG para a realização de operações matemáticas entre diferentes mapas, onde cada *pixel* recebe um valor numérico, escolhido por um critério lógico.

Sendo assim, foi necessário reclassificar as classes fornecidas pelo modelo SHALSTAB e classificar as classes do mapa de cobertura vegetal, elaborado e fornecido pelo Instituto Florestal Brasileiro (IF). Em ambos os mapas, o critério utilizado foi de inserir maiores valores para as condições que caracterizavam maior estabilidade.

Para o mapa de susceptibilidade obtido pelo SHALSTAB, cada classe recebeu um valor numérico de zero a seis. Quanto maior a instabilidade, menor o valor estipulado para a classe. Para o mapa de cobertura vegetal, apenas duas classes foram consideradas: com e sem vegetação nativa, as quais receberam os valores três e zero, respectivamente. O valor numérico três para a consideração da vegetação nativa foi estipulado após algumas simulações feitas dentro do programa ArcGIS® 9.3 (licença pertencente ao Laboratório de Geoprocessamento – LAGE – da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, UNESP).

Em sequência, os mapas foram cruzados a partir da ferramenta *Raster Calculator*, implementada dentro do ArcGIS® 9.3, que realiza operações matemáticas como uma calculadora comum. Para demonstrar que a vegetação nativa aumenta diretamente a estabilidade das classes, a única operação matemática utilizada neste trabalho foi a adição.

Esta técnica gerou um novo *grid*, com valores de classes variando de zero a nove. Valores iguais ou maiores que seis foram agrupados em uma única classe, referindo-se a classe considerada estável. Para todos os outros valores (de zero a cinco), retornou-se a nomenclatura utilizada no modelo SHALSTAB.

A verificação da eficiência destas ferramentas na previsão de áreas susceptíveis à movimentação de massa foi feita a partir da relação entre os resultados obtidos e o mapeamento dos escorregamentos já existentes.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Determinação dos parâmetros do talude 1

O primeiro talude estudado encontra-se na região de Migmatitos Homogêneos e Gnaisses Bandados, no relevo de Escarpas Festonadas, conforme ilustrado na Figura 32.

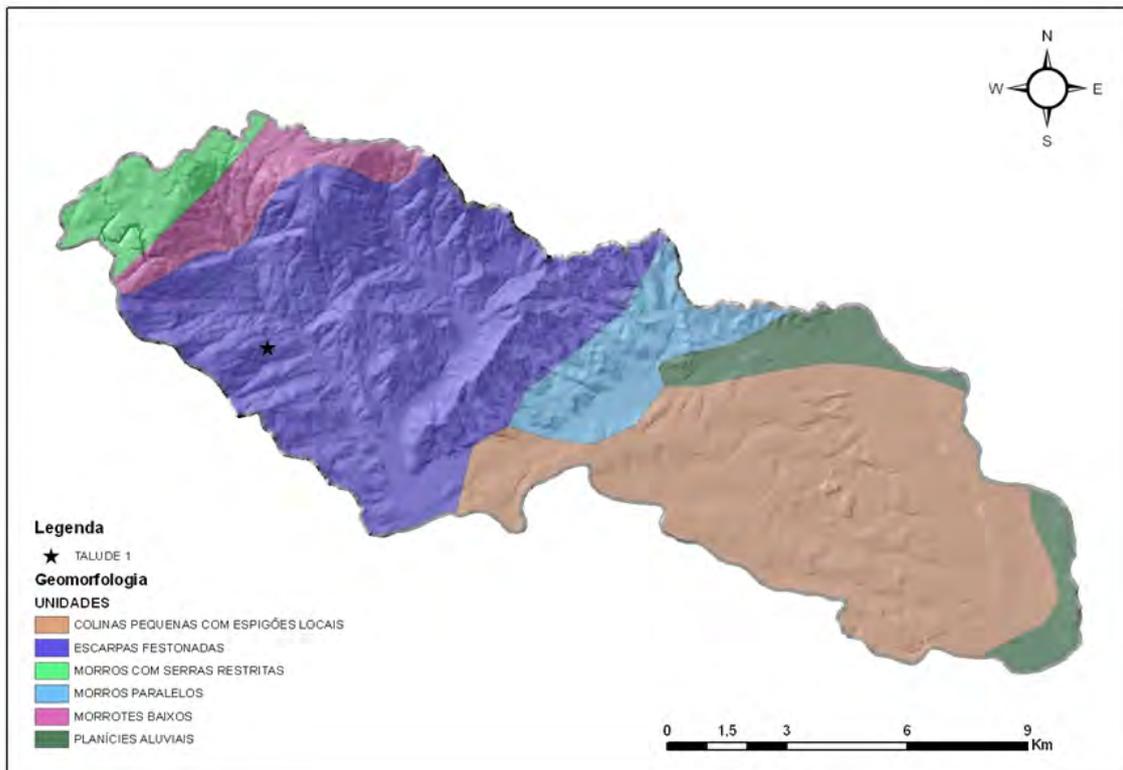


Figura 32 – Localização do primeiro talude estudado na bacia do ribeirão Guaratinguetá.

Neste local há um escorregamento próximo à estrada local, com 25 metros de comprimento, 15 metros de largura e 43° de inclinação. A superfície de ruptura está a 1,20 metros de profundidade na lateral do talude, e no topo, esta varia entre 1,20 e 2,20 metros. Estas dimensões podem ser visualizadas na Figura 33.

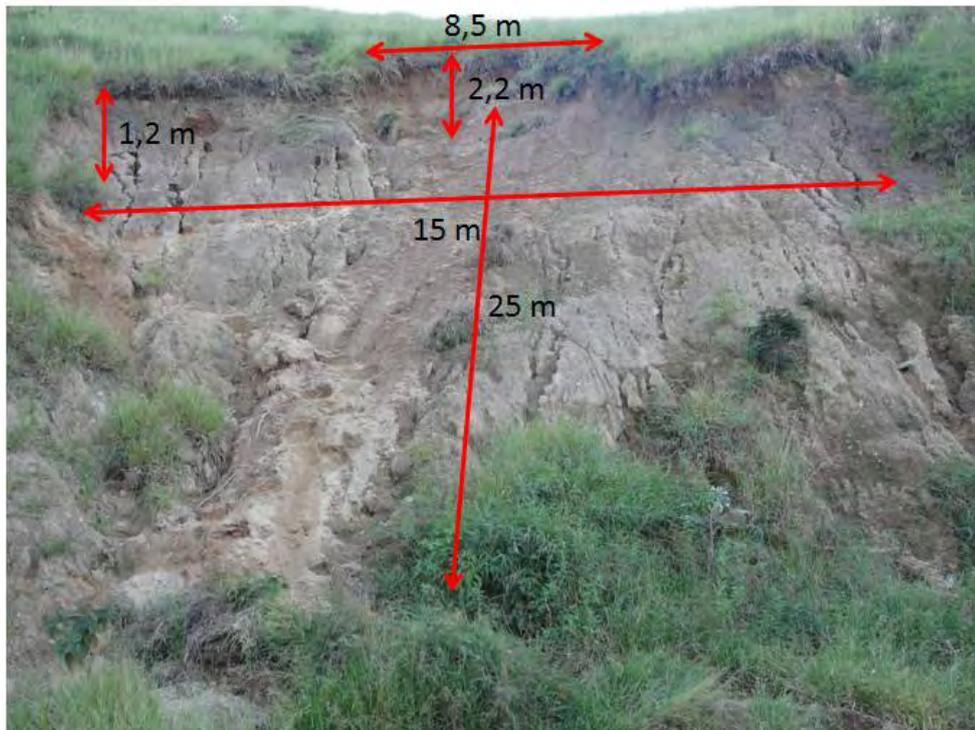


Figura 33 – Talude 1 com suas respectivas dimensões.

As atividades de campo neste ponto foram desenvolvidas no mês de abril de 2010. Estas foram compreendidas por ensaios de campo com o Penetrômetro Dinâmico de Cone e do Permeâmetro de *Guelph*, coletas de dois blocos de amostra indeformada, na superfície de ruptura, para a realização dos ensaios de cisalhamento direto em laboratório (Figura 34), extração de anéis para o ensaio de sucção e coletas de amostras deformadas ao longo da profundidade (de 0 a 2,5 metros).



Figura 34 – Bloco de amostra indeformada sendo extraído na superfície de ruptura (talude 1).

5.1.1 Ensaios de campo

Conforme já mencionado anteriormente, os ensaios de campo foram realizados em dois pontos: na lateral e no topo do talude (Figura 35). O ensaio DCP alcançou 2,11 m na lateral e 3,03 m no topo. No *Guelph*, as profundidades ensaiadas foram de 0,20 m, 0,46 m, 0,90 m, 1,50 m e 2,00 m na lateral, e 0,40 m, 1,50 m e 2,20 m no topo.

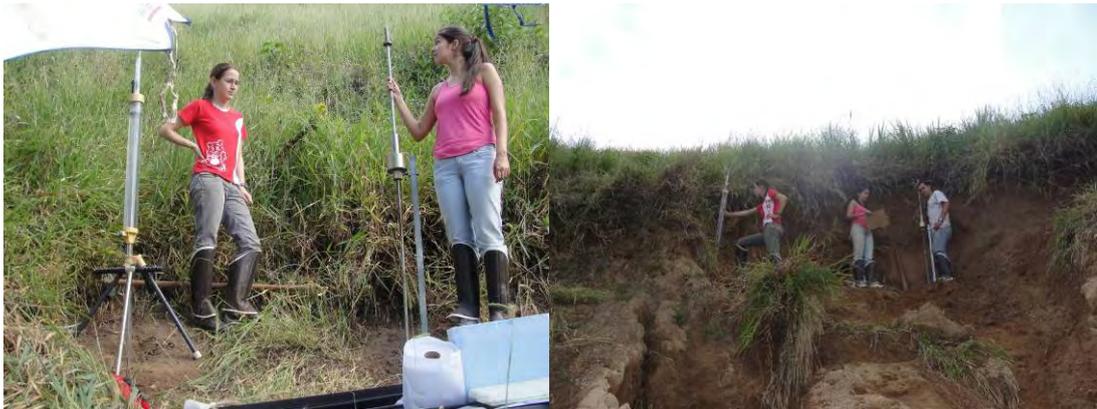


Figura 35 – Ensaios de campo realizados no talude 1: *Guelph* e DCP.

- Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP)

Com base nos procedimentos apresentados no item 4.2.1, duas curvas “número de golpes *versus* penetração acumulada (profundidade)” foram obtidas.

A curva obtida na lateral do talude apresentou três mudanças na inclinação da reta, dividindo a camada de solo estudada em quatro faixas de resistência (Figura 36).

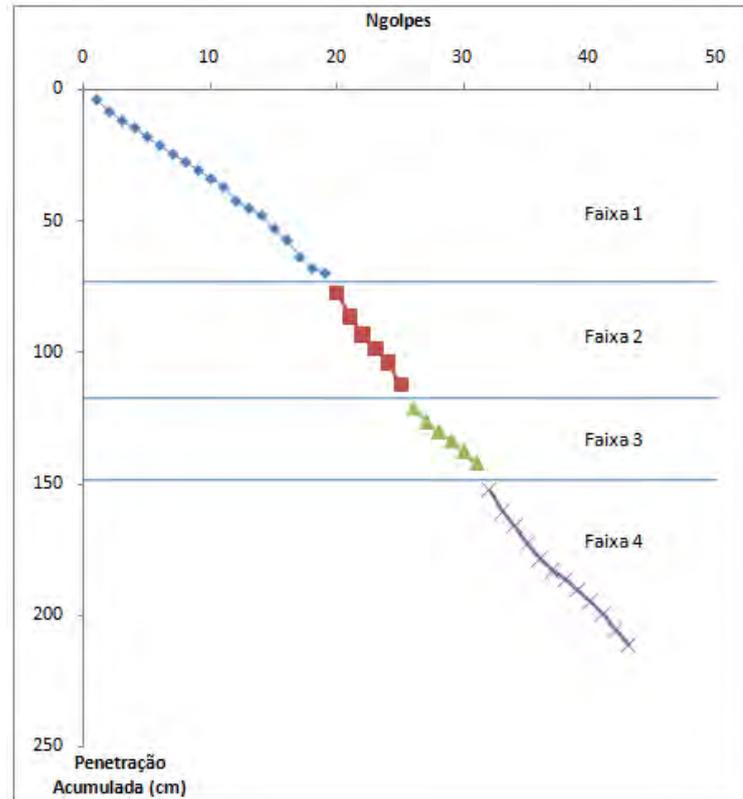


Figura 36 – Curva do DCP na lateral do talude 1.

De 0 a 70 cm, o solo apresentou alta resistência à penetração, com um índice de penetração (DN) igual a 3,6 cm/golpe. De 70 a 110 cm, sua resistência diminuiu pela metade, com um DN de 6,5 cm/golpe. De 110 a 140 cm, há um aumento na resistência para 4,05 cm/golpe. E, de 140 a 210 cm, a resistência volta a cair para 5,02 cm/golpe.

Assim, através da Figura 36, é possível observar que a faixa de solo com menor resistência é de 70 a 110 cm. Isto confirma a posição da superfície de ruptura local (aproximadamente 120 cm).

Da mesma forma, quatro faixas de resistência à penetração foram encontradas no topo do talude (Figura 37). Neste ponto, devido à dificuldade de acesso no local, algumas faixas não foram ensaiadas: de 90 a 130 cm e de 200 a 240 cm.

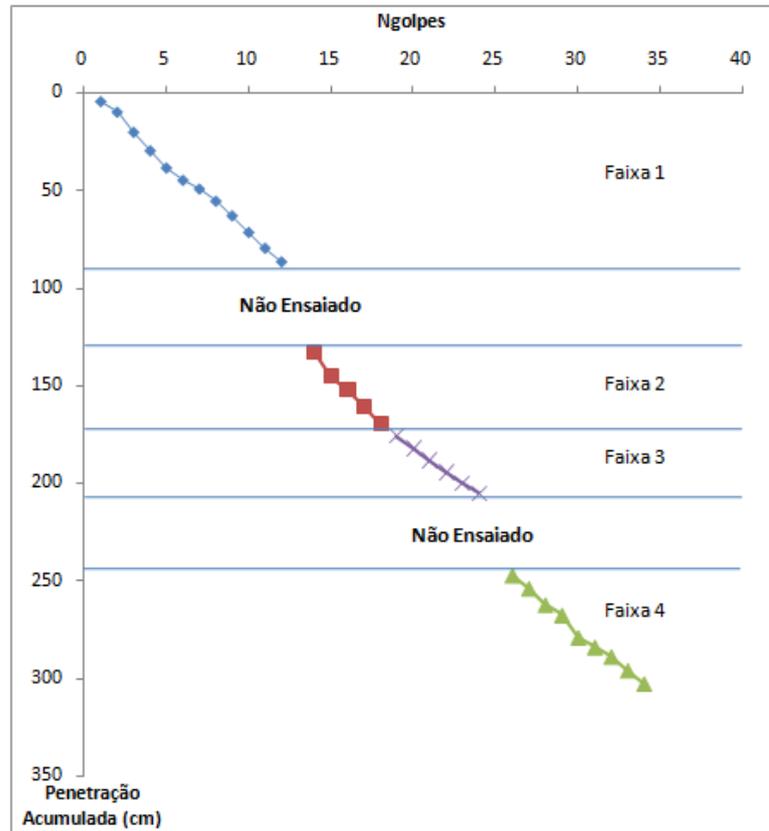


Figura 37 – Curva do DCP no topo do talude 1.

Neste ponto, a zona que apresentou a maior resistência à penetração do solo foi de 170 a 200 cm, com um DN de 5,8 cm/golpe. De 0 a 90 cm este índice foi de 7,4 cm/golpe; de 130 a 170 cm, a resistência diminuiu para 8,8 cm/golpe; e, de 240 a 300 cm, o índice obtido foi de 6,9 cm.

Ao analisar o resultado obtido pelo ensaio em função de Q_d , equação 11, pôde-se observar que, de uma forma geral, a resistência à penetração da lateral do talude é maior que a do topo (Figura 38). Esta diferença é mais significativa nos primeiros 50 cm de profundidade. Após este ponto, a resistência à penetração na lateral apresenta-se próxima à resistência do topo, mas com maiores oscilações. Uma possível explicação para esta diferença de resistência é o alívio de tensões gerado pela ruptura no topo do talude.

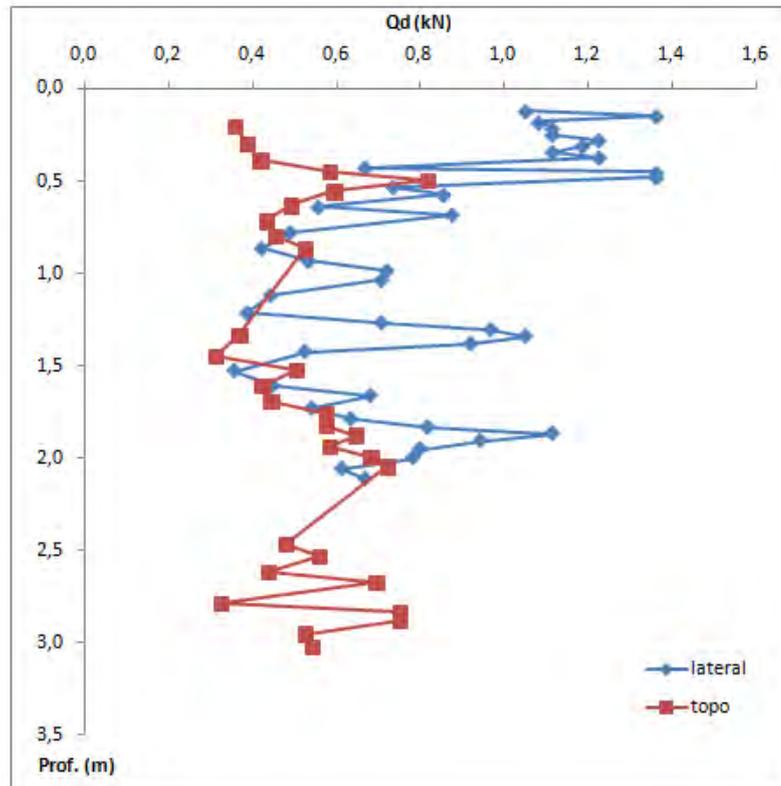


Figura 38 – Resultados do ensaio DCP em função de Q_d .

Neste gráfico (Figura 38) notam-se três faixas de comportamento do solo. Ambos os ensaios indicam uma redução da resistência ao longo da profundidade até 1,50 m. A partir de ponto, há uma tendência de aumento da resistência à penetração, reduzindo novamente abaixo de 2,50 m.

- Permeômetro de *Guelph*

Os resultados dos ensaios de campo com o permeômetro de *Guelph*, realizados em dois pontos do talude 1 (topo e lateral), mostram algumas faixas de pequenas variações na condutividade hidráulica saturada ao longo da profundidade (Figura 39).

Em ambos os ensaios, a condutividade hidráulica saturada é mais baixa na camada superficial do solo, com a tendência de crescimento ao longo do perfil. Nas profundidades referentes ao plano de ruptura existente, há uma diminuição no valor desta propriedade.

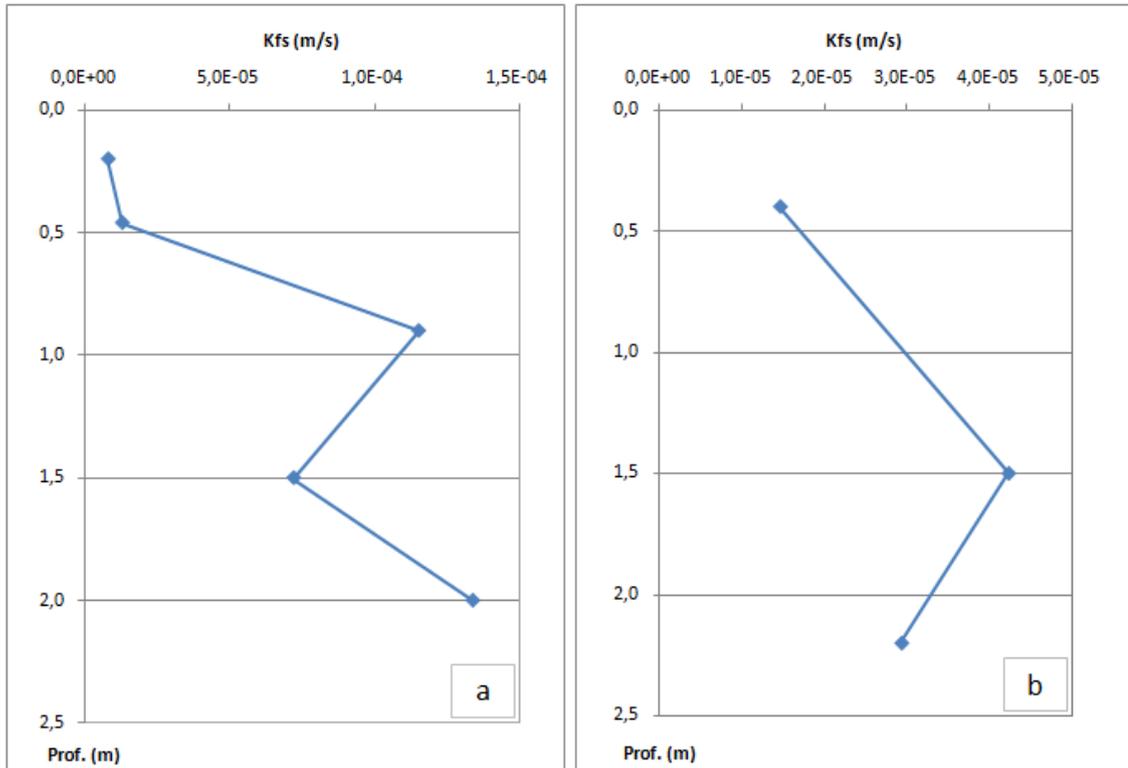


Figura 39 – Variação vertical da condutividade hidráulica saturada, medida pelo *Guelph*. a) Lateral do talude 1. b) Topo do talude 1.

Estas discontinuidades hidráulicas identificadas no estudo de campo podem contribuir para o desenvolvimento de poro-pressões positivas, durante o período de chuvas intensas. Esta característica permite avaliar a possibilidade de um maior acúmulo de água acima desta cota e consequente formação de um fluxo paralelo à inclinação do talude, justificando a localização do plano de ruptura local.

5.1.2 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório foram realizados ao longo do mês de maio de 2010, no laboratório de Mecânica dos Solos da Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, UNESP. Estes foram subdivididos em 5 categorias: ensaios de caracterização, perda ao fogo, sucção, resistência à tração e resistência ao cisalhamento.

- Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização do talude 1 foram feitos a partir de amostras de solo residual jovem de gnaiss, de coloração acinzentada, coletadas na superfície de ruptura. A Tabela 6 apresenta estes resultados.

Tabela 6 – Caracterização do solo do talude 1.

Gs	Peneira # 40		Peneira # 200			SUCS
	LL	LP	LL	LP	IP	
2,63	27	NP	40	29	11	ML

Onde:

Gs é a densidade dos grãos;

LL é o limite de liquidez (%);

LP é o limite de plasticidade (%);

IP é o índice de plasticidade (%);

SUCS é Sistema Unificado de Classificação dos Solos; e

ML é silte de baixa plasticidade.

Através do ensaio de peneiramento com a peneira #200, com abertura de 0,075 mm, verificou-se que o solo estudado possui 25,5% de finos (fração silte a argila).

- Ensaio de perda ao fogo

Para a realização do ensaio de perda ao fogo no talude 1, sete amostras deformadas foram coletadas ao longo do perfil: 0,05 m, 0,30 m, 0,60 m, 1,00 m, 1,50 m, 2,00 m e 2,50 m. Além disso, amostras do saprolito e da rocha alterada do local também foram coletadas para análise. A Figura 40 apresenta uma foto com a seqüência das amostras.

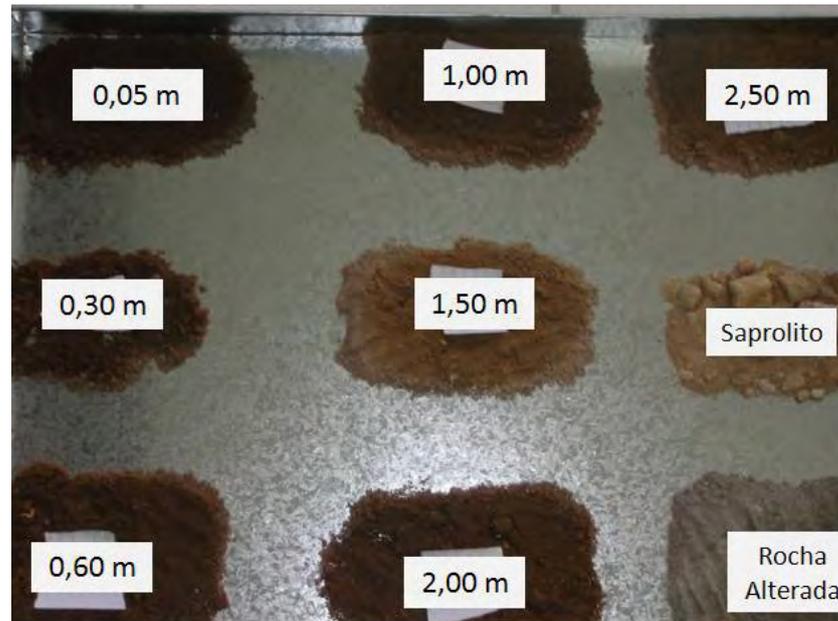


Figura 40 – Amostras coletadas para o ensaio de perda ao fogo.

Após a realização do ensaio, conforme metodologia descrita no item 4.2.2, os valores de perda ao fogo foram obtidos para cada amostra e assim foram dispostos em gráfico para melhor visualização (Figura 41).

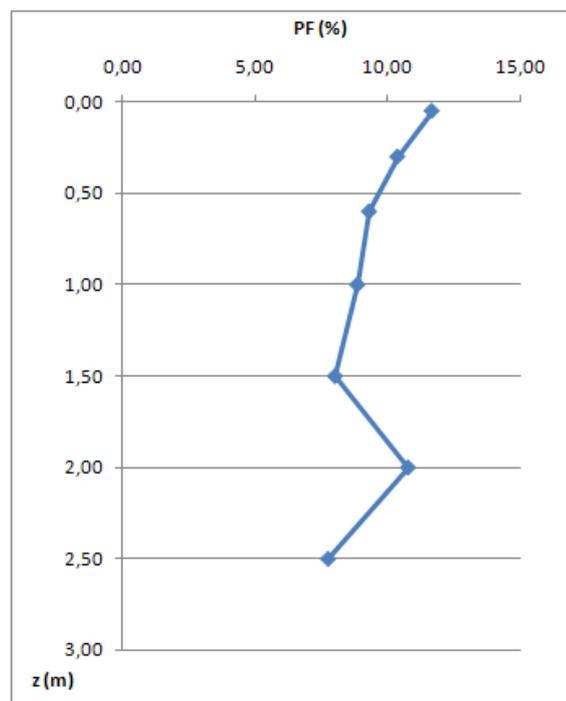


Figura 41 – Perfil de Perda ao Fogo no talude 1.

A partir desta figura, é possível observar que até 1,50 m de profundidade, a porcentagem de perda ao fogo tende a diminuir, pois a atuação do processo de intemperismo ocorre de forma mais lenta em maiores profundidades. Porém, na profundidade de 2,0 m, esta taxa aumenta para 11%, causando uma descontinuidade no perfil.

Esta descontinuidade pode ser explicada, pois após uma avaliação visual do perfil analisado, constatou-se que esta profundidade corresponde à interface de solo residual e rocha alterada. Como esta foi a profundidade da superfície de ruptura local, possivelmente houve um maior acúmulo de água, aumentando o processo de intemperismo na região.

Tal fato pode ser confirmado a partir dos teores de umidade obtidos nas mesmas amostras ensaiadas (Figura 42).

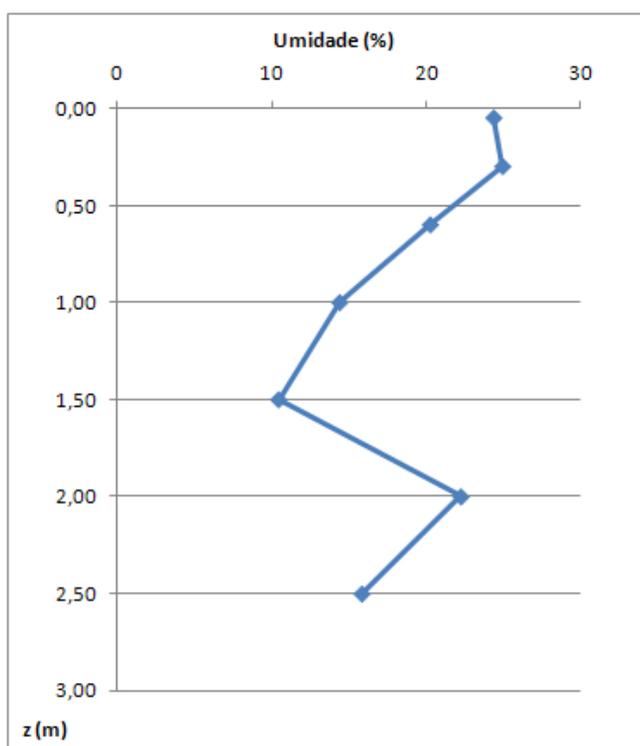


Figura 42 – Perfil de Umidade no talude 1.

De forma geral, a tendência encontrada no perfil de perda ao fogo é a mesma do perfil de umidade. Isso comprova a importância da água no processo de intemperismo do solo, pois quanto maior o teor de umidade, maior a perda ao fogo.

- Ensaio de sucção – método: papel filtro

No talude 1, um total de 27 corpos de prova foram moldados, sendo 11 destes utilizados na obtenção das curvas características do horizonte de colúvio (de 0 a 1,0 m), 11 no horizonte de solo residual (de 1,0 a 2,0 m) e 5 no perfil de sucção *versus* profundidade (0,3 m; 0,6 m; 1,0 m; 1,5 m e 2,0 m).

Destes 11 corpos de prova de cada horizonte, 4 foram utilizados no processo de umedecimento, 4 no processo de secagem, 1 no estado natural, 1 no estado saturado e o último no estado residual.

Conforme já mencionado anteriormente, os valores de sucção foram determinados através do método do papel filtro (Marinho, 1994 e 1997) e as curvas características foram modeladas através da proposta de Fredlund & Xing (1994).

Colúvio

A Tabela 7 apresenta as características dos corpos de prova ensaiados no horizonte de colúvio.

Tabela 7 – Características dos corpos de prova do horizonte de colúvio.

Dados Colúvio		w (%)	Sucção (kPa)	ρ_n (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)
Anel 04	Natural	7,75	220,01	1,338	1,137
Anel 15	Residual	2,13	44742,66	1,130	1,106
Anel 40	Saturado	29,41	5,09	1,420	1,098
Anel 35	Umedecimento	4,59	10811,96	1,251	1,196
Anel 12		10,62	1763,55	1,360	1,230
Anel 43		13,65	38,13	1,331	1,171
Anel 46		19,67	5,27	1,427	1,192
Anel 34	Secagem	25,69	6,61	1,620	1,289
Anel 45		20,19	456,67	1,556	1,295
Anel 10		18,48	1072,05	1,287	1,086
Anel 08		2,78	18217,67	1,266	1,232

Onde: w – umidade gravimétrica, ρ_n – massa específica natural, ρ_d – massa específica seca.

A Figura 43 apresenta estes resultados plotados em gráfico, onde os parâmetros utilizados no ajuste das curvas estão dispostos na Tabela 8.

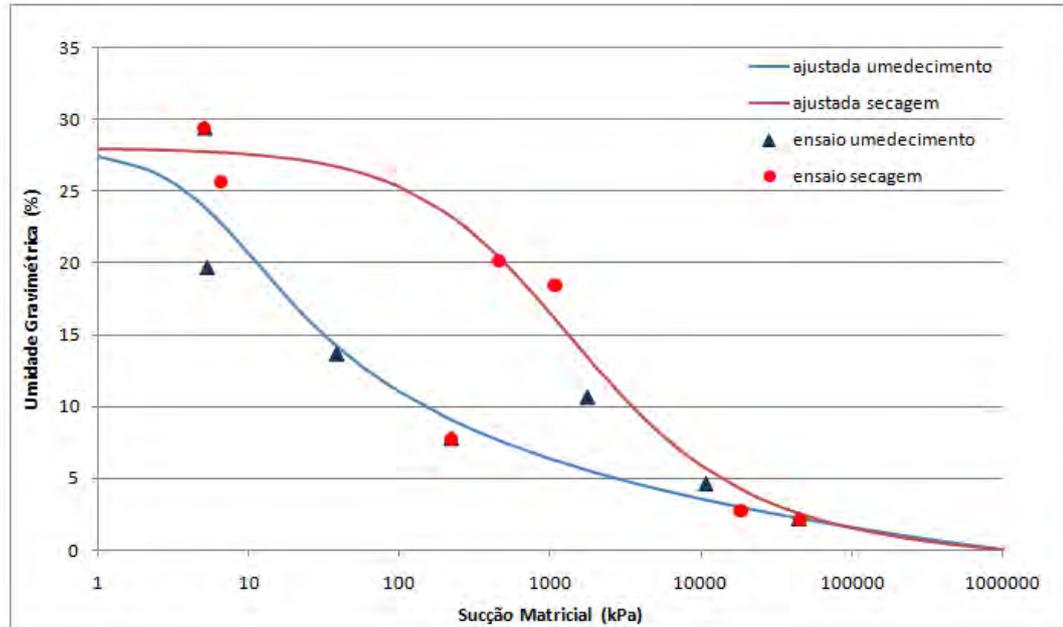


Figura 43 – Ajustes das curvas características de sucção no horizonte de colúvio, de acordo com a proposta de Fredlund & Xing (1994).

Tabela 8 – Parâmetros utilizados na modelagem das curvas características do horizonte de colúvio.

Secagem		Umedecimento	
ws (%) =	28,0	ws (%) =	28,0
Ψ_r (kPa) =	700	Ψ_r (kPa) =	20
a =	800	a =	5
n =	0,8	n =	1,5
m =	1,3	m =	0,5

Através da Figura 43, pode-se perceber a histerese, já que os valores de umidade obtidos pelo processo de secagem foram superiores ao de umedecimento, para um mesmo valor de sucção. Conforme mencionado anteriormente, este fenômeno pode estar associado ao ar aprisionado nos vazios do solo, durante o processo de umedecimento.

Solo Residual

Assim como no horizonte de colúvio, foram obtidos os dados para a determinação das curvas características (Tabela 9) e suas respectivas modelagens (Figura 44) para o horizonte de solo residual. Os parâmetros de ajustes estão dispostos na Tabela 10.

Tabela 9 - Características dos corpos de prova do horizonte de solo residual.

Dados Residual		w (%)	Sucção (kPa)	ρ_n (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)
Anel 01	Natural	9,66	39,79	1,455	1,327
Anel 44	Residual	1,27	66620,26	1,280	1,264
Anel 06	Saturado	19,8	6,55	1,733	1,447
Anel 47	Umedecimento	5,57	2798,65	1,396	1,323
Anel 11		12,52	7,63	1,528	1,358
Anel 36		20,32	6,8	1,578	1,312
Anel 16		24,01	5,58	1,488	1,200
Anel 37	Secagem	13,76	10,02	1,245	1,095
Anel 14		12,08	10,8	1,487	1,327
Anel 07		1,55	45676,79	1,269	1,250
Anel 09		1,47	50673,68	1,210	1,192

Onde: w – umidade gravimétrica, ρ_n – massa específica natural, ρ_d – massa específica seca.

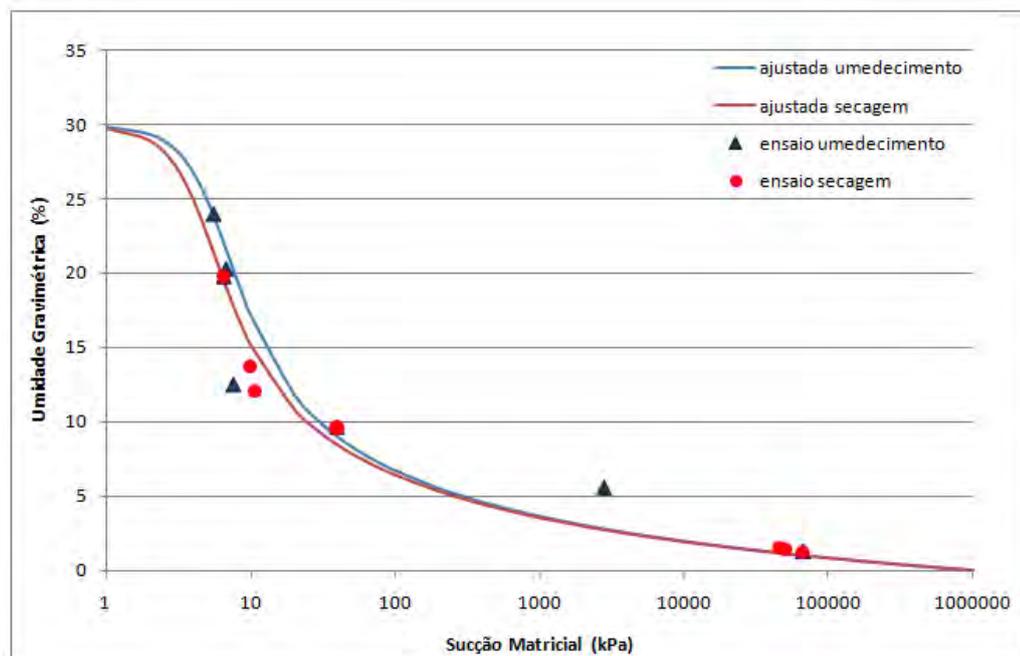


Figura 44 – Curvas ajustadas para o horizonte de solo residual, de acordo com a proposta de Fredlund & Xing (1994).

Tabela 10 – Parâmetros utilizados na modelagem das curvas do solo residual.

Secagem		Umedecimento	
ws (%) =	30,0	ws (%) =	30,0
Ψ_r (kPa) =	20	Ψ_r (kPa) =	20
a =	4	a =	5
n =	3	n =	3
m =	0,6	m =	0,6

A partir da Figura 44 pode-se observar que a histerese não ocorre neste horizonte. Em uma avaliação preliminar, como o solo residual local é um silte arenoso e micáceo, pode-se dizer que o arranjo dos poros no solo não interferiu no processo de umedecimento e secagem.

Sucção versus Profundidade

Os cinco corpos de prova utilizados neste ensaio foram extraídos verticalmente ao longo do perfil, conforme ilustrado na Figura 45. Além do ensaio de sucção pelo método do papel filtro, foram determinadas também a umidade e a massa específica seca de cada amostra. Os resultados foram plotados na Figura 46.



Figura 45 – Extração dos anéis para o ensaio de sucção.

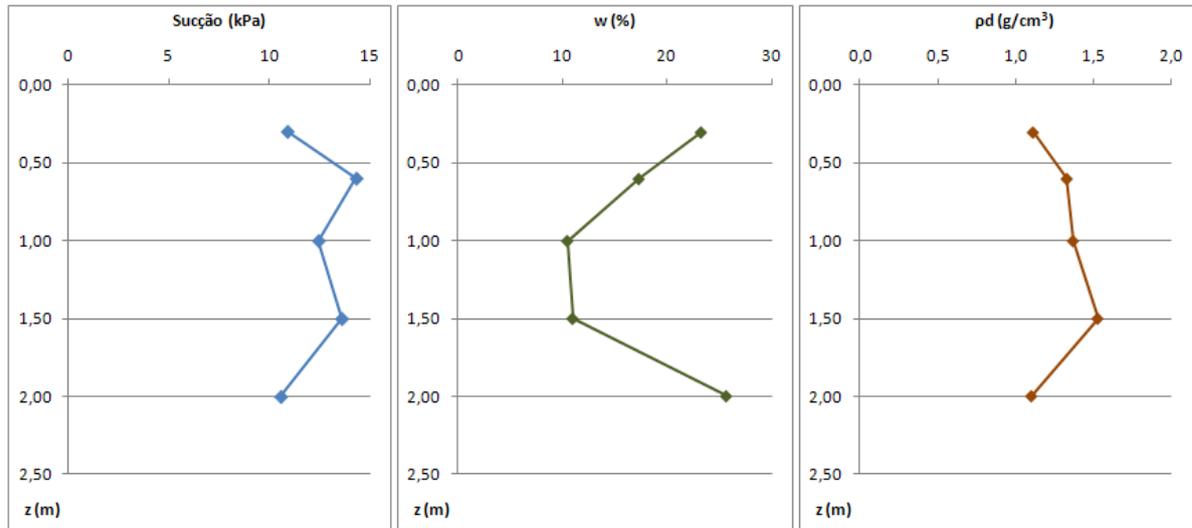


Figura 46 – Resultados dos ensaios de sucção, umidade gravimétrica e massa específica seca obtidos para os cinco corpos de prova, coletados ao longo da profundidade.

- Ensaio de resistência à tração

Visando verificar a influência da resistência à tração na sucção matricial de cada corpo de prova, curvas de “Resistência à tração *versus* Sucção” foram plotadas para cada horizonte estudado.

Colúvio

Os resultados encontrados para o horizonte de colúvio são apresentados na Figura 47 e na Figura 48, correspondendo, respectivamente, ao processo de umedecimento e secagem. Nestas figuras, é possível verificar a possibilidade de ajuste das curvas a partir da metodologia proposta em Benessiuti et al. (2010).

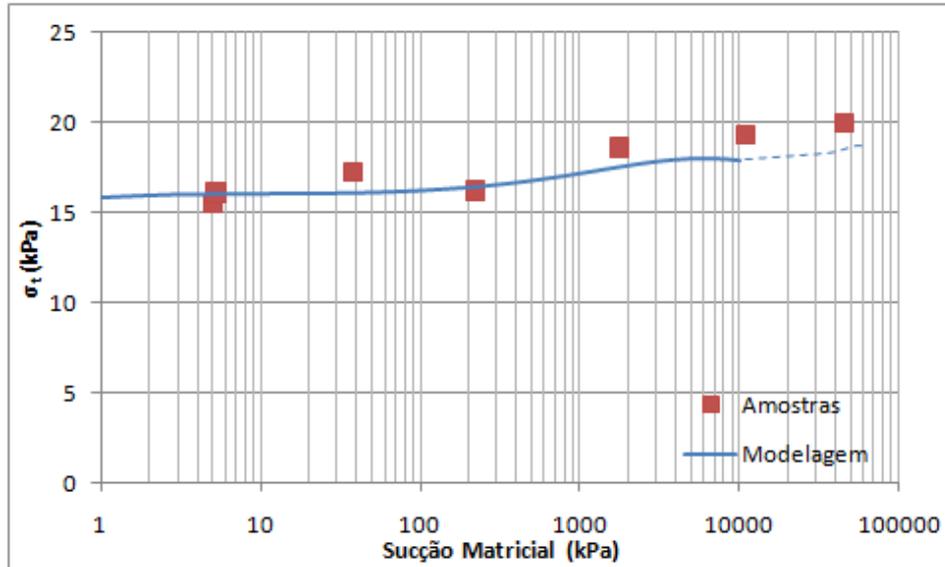


Figura 47 – Resistência à tração *versus* sucção matricial, processo de umedecimento, horizonte de colúvio.

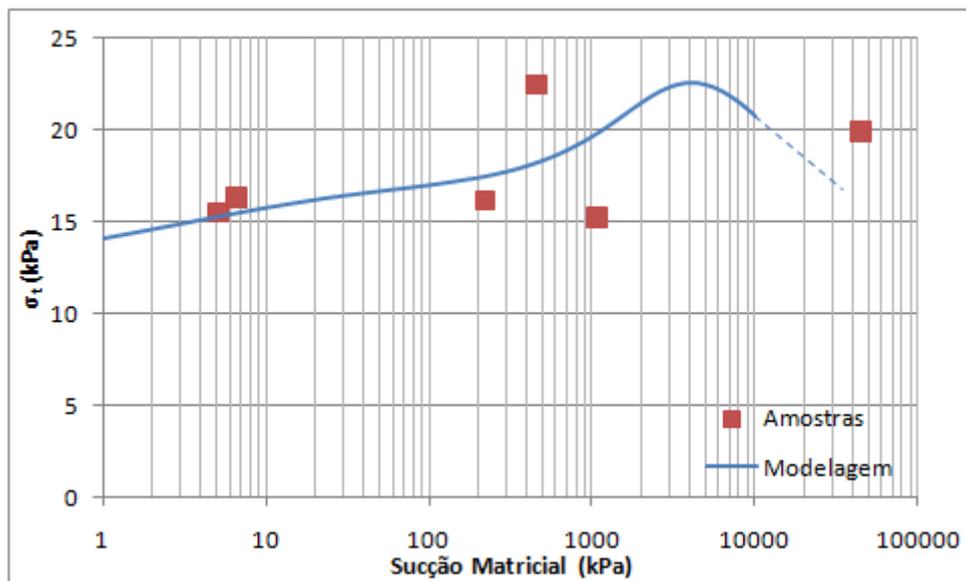


Figura 48 – Resistência à tração *versus* sucção matricial, processo de secagem, horizonte de colúvio.

A partir destas figuras, verifica-se que o horizonte de colúvio estudado apresentou diferentes comportamentos de “resistência à tração *versus* sucção matricial”.

No processo de umedecimento (Figura 47) a resistência à tração tende a aumentar, de forma pouco significativa, com o aumento da sucção, não apresentando picos de resistência.

No processo de secagem (Figura 48), a curva tem um formato mais próximo ao identificado por Benessiuti et al. (2010), com três faixas de comportamento. Para baixos valores de sucção, a resistência à tração se mantém praticamente constante. A partir de 300 kPa de sucção matricial, pequenas variações na sucção matricial geram um aumento

significativo na resistência à tração do solo. O terceiro trecho mostra que a partir de 4 MPa de sucção matricial, a resistência à tração diminui.

Para ambos os casos, como a metodologia propõe modelagens até 10 MPa, não foi possível modelar o comportamento de forma correta das curvas.

Solo Residual

Os resultados encontrados para o horizonte de solo residual estão dispostos na Figura 49 e na Figura 50.

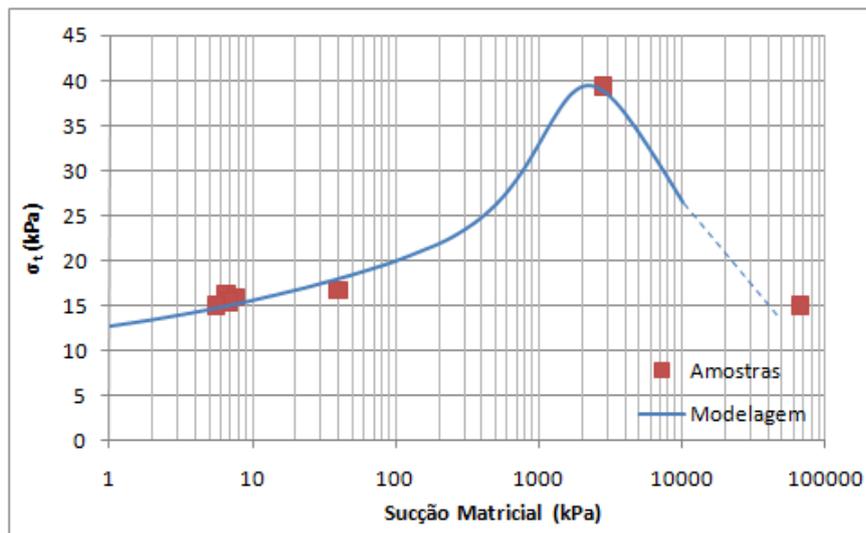


Figura 49 – Resistência à tração *versus* sucção matricial, processo de umedecimento, horizonte de solo residual.

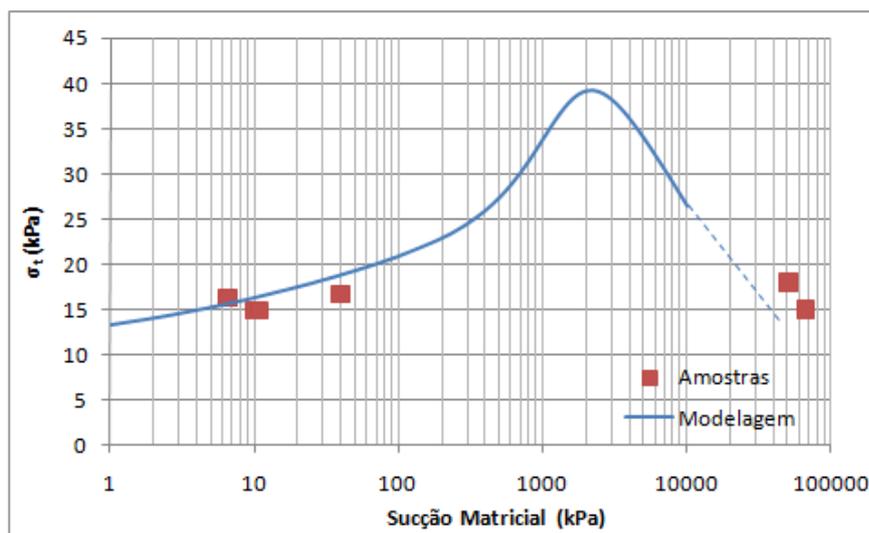


Figura 50 – Resistência à tração *versus* sucção matricial, processo de secagem, horizonte de solo residual.

As curvas obtidas no horizonte de solo residual apresentaram um comportamento mais próximo ao observado por Benessiuti et al. (2010). Entretanto, a faixa de valores de sucção estudada no processo de secagem resultou na visualização parcial das três fases.

- Ensaio de resistência ao cisalhamento

A Tabela 11 e a Tabela 12 apresentam as principais características físicas dos corpos de prova, utilizados no ensaio de resistência ao cisalhamento, após a moldagem e após a aplicação da tensão normal (adensamento), respectivamente.

Tabela 11 – Características físicas dos corpos de prova após sua moldagem, talude 1.

CP	m (g)	v (cm ³)	ρ_n (g/cm ³)	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	m_s (g)	ρ_s (g/cm ³)	e	η
CP1	380	250	1,520	8,60	1,400	349,91	2,625	0,875	46,6
CP2	375	250	1,500	9,43	1,371	342,68	2,625	0,915	47,7
CP3	375	250	1,500	8,94	1,377	344,23	2,625	0,906	47,4
CP4	375	250	1,500	9,39	1,371	342,81	2,625	0,914	47,7
CP5	345	250	1,380	1,14	1,364	341,11	2,625	0,924	47,9
CP6	357,5	250	1,430	1,83	1,404	351,08	2,625	0,869	46,4
CP7	357,5	250	1,430	2,04	1,401	350,35	2,625	0,873	46,5
CP8	347,5	250	1,390	1,39	1,370	342,50	2,625	0,916	47,7

Legenda: **CP1 ao CP4** – Características dos corpos de prova após sua moldagem (Ensaio inundado).

CP5 ao CP8 – Características dos corpos de prova na condição residual (Ensaio com umidade residual).

Tabela 12 – Características físicas dos corpos de prova após o adensamento, talude 1.

CP	w_{ensaio} (%)	Δh (mm)	h_{final} (cm)	v_{final} (cm ³)	m_{final} (g)	ρ_n (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e	η
CP1	33,28	1,99	2,30	230,1	466,4	2,028	1,521	0,726	42,0
CP2	34,79	2,45	2,26	225,5	461,9	2,049	1,520	0,727	42,0
CP3	34,46	2,74	2,23	222,6	462,8	2,080	1,546	0,698	41,0
CP4	34,76	3,27	2,17	200	462,0	2,311	1,714	0,531	34,6
CP5	1,14	0,56	2,44	244,45	345,0	1,411	1,395	0,881	46,7
CP6	1,83	1,27	2,37	237,3	357,5	1,507	1,479	0,774	43,5
CP7	2,04	1,12	2,39	238,8	357,5	1,497	1,467	0,789	44,0
CP8	1,39	1,55	2,35	234,5	347,3	1,481	1,461	0,797	44,3

Legenda: **CP1 ao CP4** – Características dos corpos de prova após o adensamento e inundação. Cargas aplicadas: 20, 40, 60 e 80 kPa, respectivamente.

CP5 ao CP8 – Características dos corpos de prova na condição residual após o adensamento. Cargas aplicadas: 20, 40, 60 e 80 kPa, respectivamente.

Os resultados obtidos neste ensaio são apresentados em curvas “Tensão Cisalhante *versus* Tensão Normal”, conforme a Figura 51 (amostras inundadas) e a Figura 52 (amostras com umidade residual).

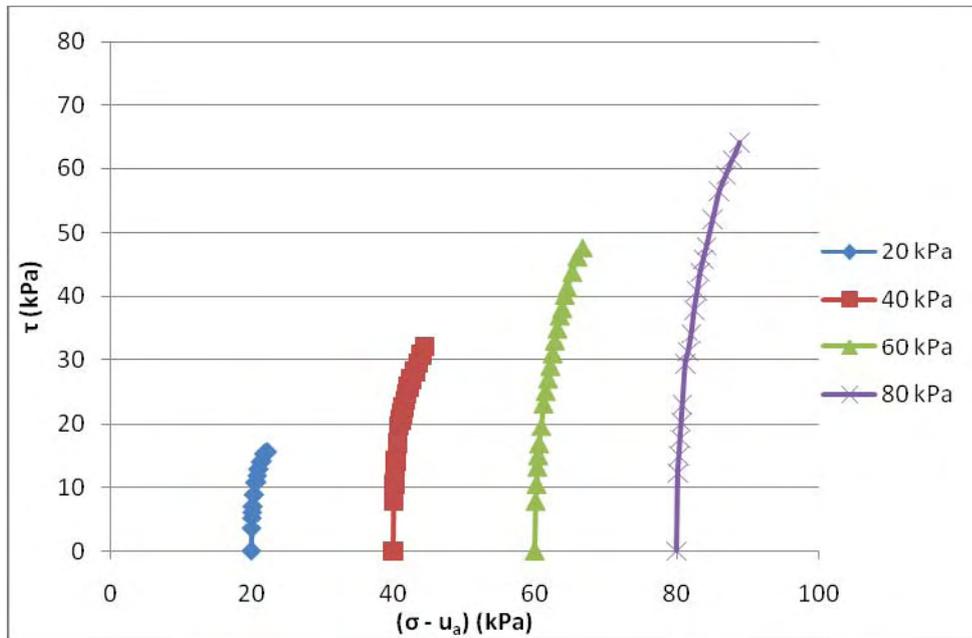


Figura 51 – Gráfico: Tensão Cisalhante *versus* Tensão Normal, em amostras no estado inundado.

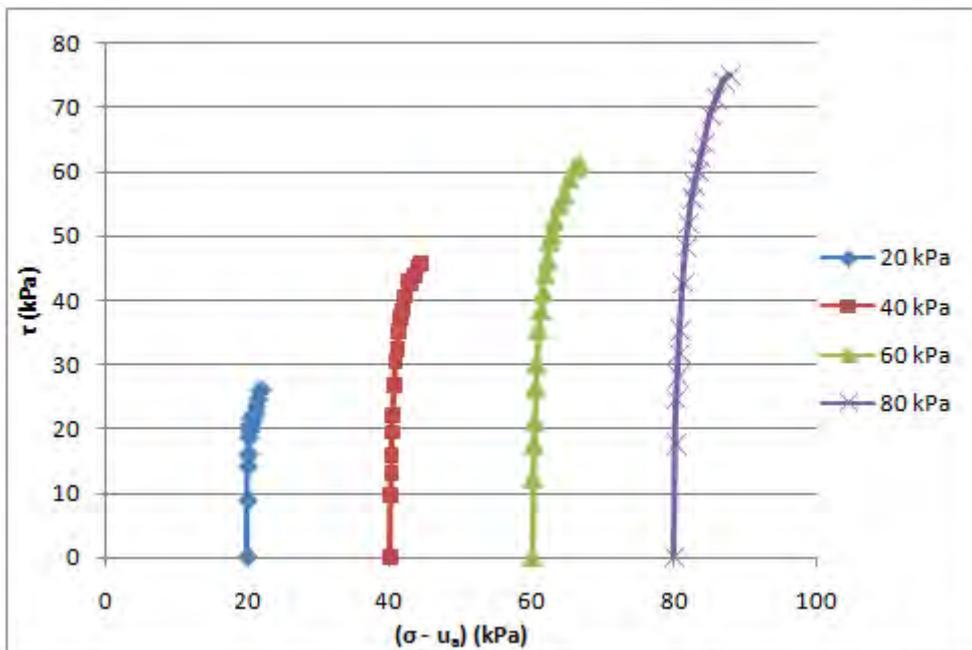


Figura 52 – Gráfico: Tensão Cisalhante *versus* Tensão Normal, em amostras com umidade residual.

Ambas as curvas indicam que o aumento da tensão de confinamento causa um aumento na tensão cisalhante.

Ao comparar a Figura 51 e a Figura 52, observa-se que, para uma mesma tensão de confinamento, as amostras na condição inundada apresentam uma perda significativa de resistência quando comparadas às amostras com umidade residual. Esta perda de resistência pode ser visualizada através da comparação entre as envoltórias de resistência obtidas (Figura 53).

Considerando envoltórias lineares, os parâmetros na condição inundada são: $c' = 5$ kPa e $\phi' = 18^\circ$; e na condição de umidade residual: $c = 9$ kPa e $\phi = 31^\circ$.

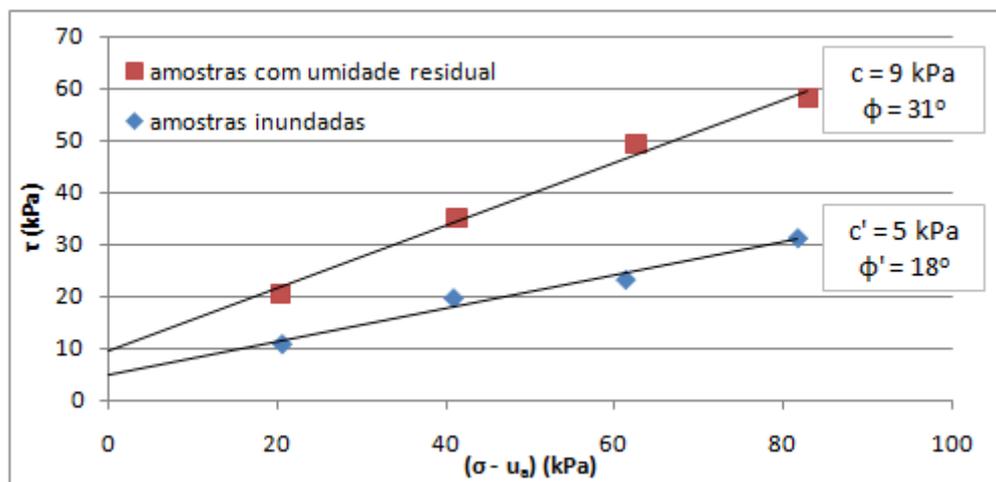


Figura 53 – Envoltórias de resistência obtidas para o solo do talude 1, na condição inundada e de umidade residual.

Ao analisar a Figura 53, verifica-se que embora sejam basicamente lineares, as envoltórias obtidas não são paralelas entre si, como proposto na literatura. Este comportamento também foi verificado em alguns estudos apresentados por Coutinho & Severo (2009), onde o aumento da sucção gera um aumento no intercepto coesivo, c , e no ângulo de atrito, ϕ .

Como fisicamente o ângulo de atrito efetivo representa os efeitos associados ao grau de embricamento entre os grãos do solo, existem evidências experimentais que o atrito entre grãos pode aumentar com o aumento do nível de sucção (De Campos, 1997).

5.2 Determinação dos parâmetros do talude 2

O segundo talude estudado localiza-se próximo ao talude 1, na região de Migmatitos Homogêneos, representando a unidade geomorfológica de Escarpas Festonadas (Figura 54).

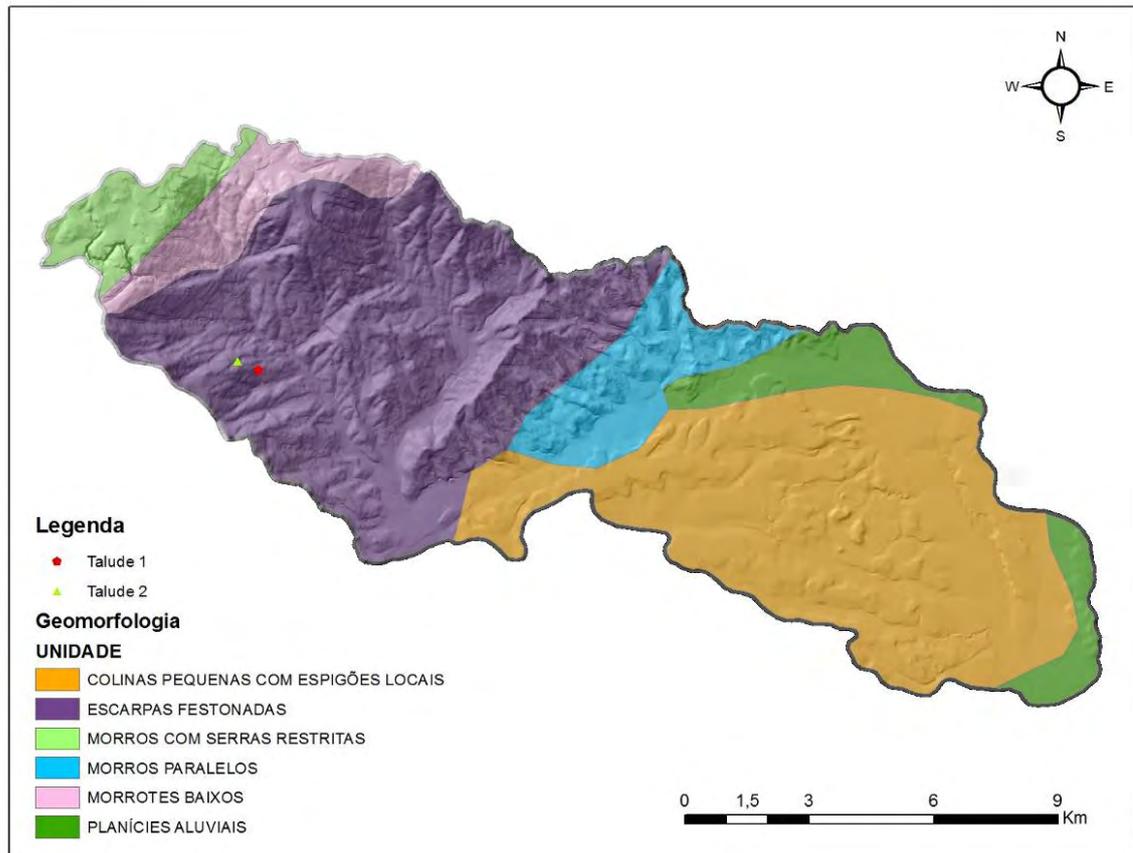


Figura 54 – Localização do primeiro e do segundo talude estudado na bacia do ribeirão Guaratinguetá.

O escorregamento estudado neste ponto encontra-se acima do corte realizado na encosta para a passagem da estrada local, com 48° de inclinação. Suas principais dimensões estão ilustradas na Figura 55.

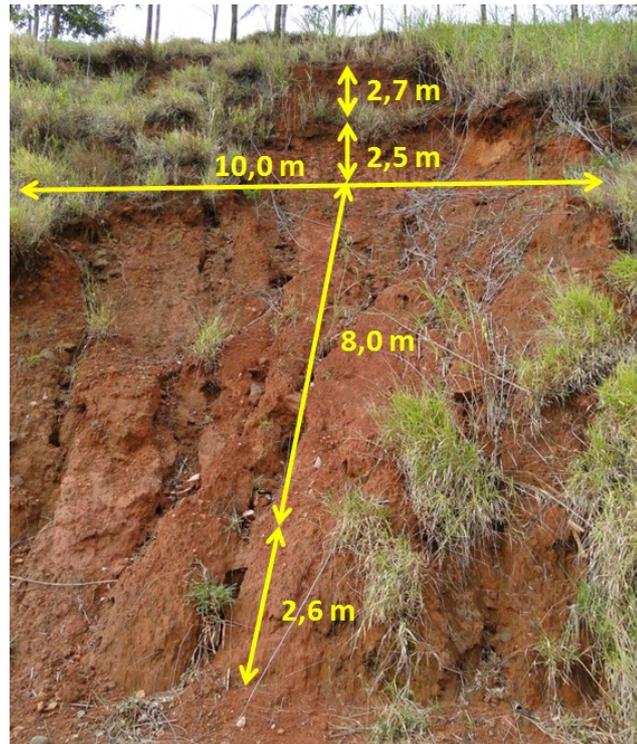


Figura 55 – Talude 2 com suas respectivas dimensões.

Assim como no primeiro ponto, a metodologia proposta neste trabalho para o estudo das principais propriedades do solo foi aplicada. As campanhas de campo, realizadas nos meses de julho e agosto de 2010, foram compostas de ensaios com o Guelph e com o DCP, e coletas de amostras deformadas e indeformadas (Figura 56) para os ensaios de laboratório.



Figura 56 – Localização das coletas de amostras indeformadas no talude 2.

5.2.1 Ensaios de campo

Devido à dificuldade de acesso, os ensaios de campo no segundo ponto estudado foram realizados apenas no topo do talude (Figura 57). No *Guelph*, as profundidades ensaiadas foram de 0,15 m, 0,40 m, 0,80 m, 1,60 m e 2,30 m; e, no DCP, o ensaio alcançou 2,05 metros.



Figura 57 – Ensaios com Guelph e DCP no talude 2.

- Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP)

A curva obtida no ensaio de resistência a penetração no topo de talude 2 pode ser visualizada na Figura 58.

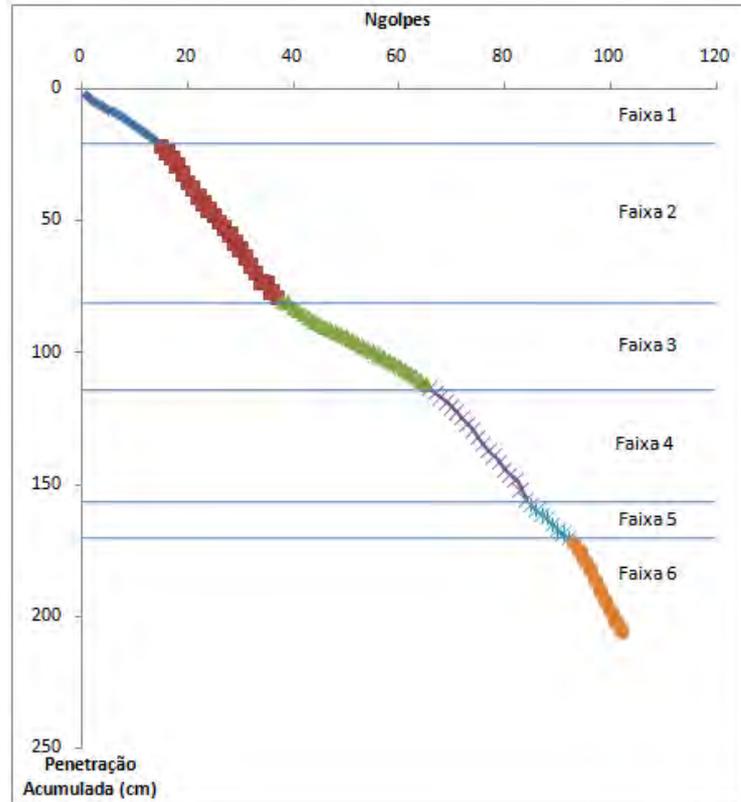


Figura 58 – Curva do DCP no topo do talude 2.

Apesar desta curva apresentar cinco mudanças de inclinação, pode-se notar que de 0 a 170 cm há uma pequena alteração na resistência à penetração, com um índice de penetração (DN) variando de 1,13 a 2,63 cm/golpe. A partir de 170 cm, o DN aumenta para 3,73 cm/golpe, mostrando uma diminuição na resistência à penetração.

A análise do resultado do ensaio DCP em função de Q_d mostra algumas faixas de resistência (Figura 59). De 0 a 80 cm, o solo apresentou uma baixa resistência à penetração. A partir desta profundidade, a resistência aumenta até 120 cm, voltando a reduzir para o menor valor a 200 cm. Neste trecho há uma faixa de pequeno aumento na resistência à penetração de 160 a 180 cm.

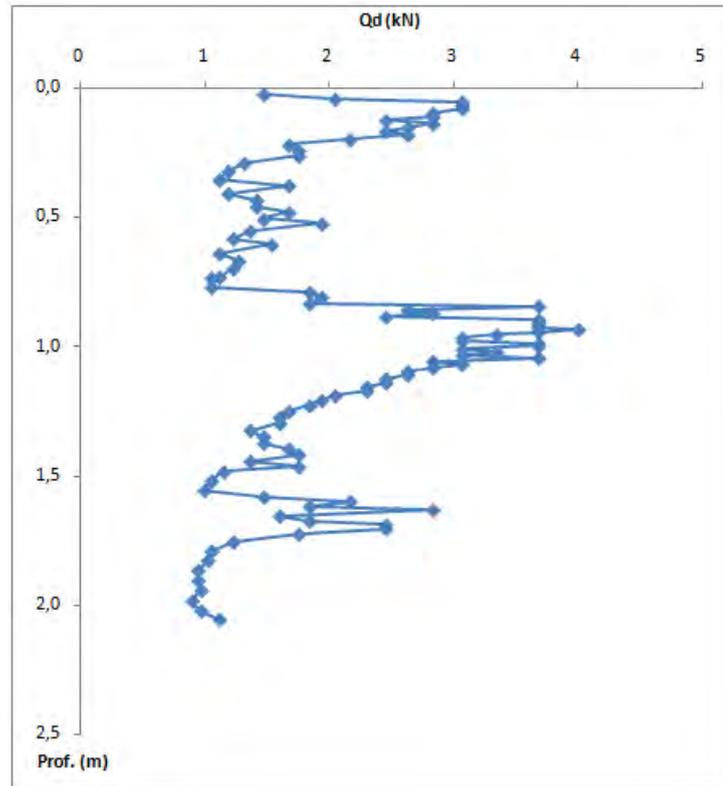


Figura 59 – Resultados do ensaio DCP em função de Q_d , talude 2.

Comparando-se as duas análises (Figura 58 e Figura 59), pode-se notar que ambas identificaram uma faixa de menor resistência a partir de 170/180 cm, justificando a posição da superfície de ruptura no local.

- Permeômetro de *Guelph*

Nos ensaios com o permeômetro de *Guelph*, pôde-se observar um comportamento semelhante de condutividade hidráulica ao obtido no talude 1 (Figura 60), porém, as variações são menores.

O perfil apresenta baixos valores de condutividade hidráulica (1×10^{-5} m/s), para a camada superficial, aumentando ao longo da profundidade para 1×10^{-4} m/s. No último ponto ensaiado, localizado próximo a superfície de ruptura, a 2,30 m, a condutividade volta a diminuir para $6,5 \times 10^{-5}$ m/s.

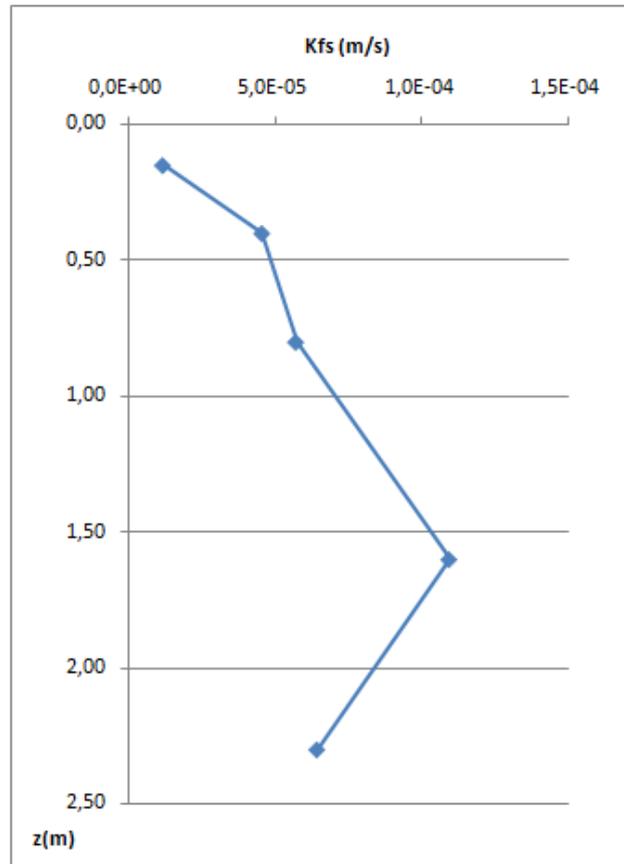


Figura 60 – Condutividade hidráulica saturada no topo do talude 2.

5.2.2 Ensaio de laboratório

A segunda etapa dos estudos para o talude 2 foi realizada nos meses de julho, agosto e setembro de 2010. Assim como no primeiro escorregamento, foram realizados ensaios de caracterização, perda ao fogo, sucção, resistência à tração e ao cisalhamento.

- Ensaio de caracterização

A Tabela 13 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização, com o solo residual maduro de gnaíse, coloração vermelha, coletado na superfície de ruptura do talude 2.

Tabela 13 – Caracterização do solo do talude 2.

Gs	Peneira # 40			Peneira # 200			SUCS
	LL	LP	IP	LL	LP	IP	
2,73	57	43	13	61	46	15	MH

Onde:

Gs é a densidade dos grãos;

LL é o limite de liquidez (%);

LP é o limite de plasticidade (%);

IP é o índice de plasticidade (%);

SUCS é Sistema Unificado de Classificação dos Solos; e

MH é silte de alta plasticidade.

Para este segundo solo estudado, a porcentagem de finos encontrada, através do ensaio de peneiramento com a peneira #200, com abertura de 0,075 mm, foi de 45% (fração silte a argila).

- Ensaio de perda ao fogo

O ensaio de perda ao fogo no talude 2 foi realizado através de oito amostras deformadas, coletadas nas seguintes profundidades: 0,5 m, 1,0 m, 1,5 m, 2,0 m, 2,8 m, 3,4 m, 4,2 m e 5,0 m. A Figura 61 e a Figura 62 ilustram a coleta e o detalhe destas amostras.



Figura 61 – Coleta de amostras deformadas no perfil de solo estudado – Talude 2.

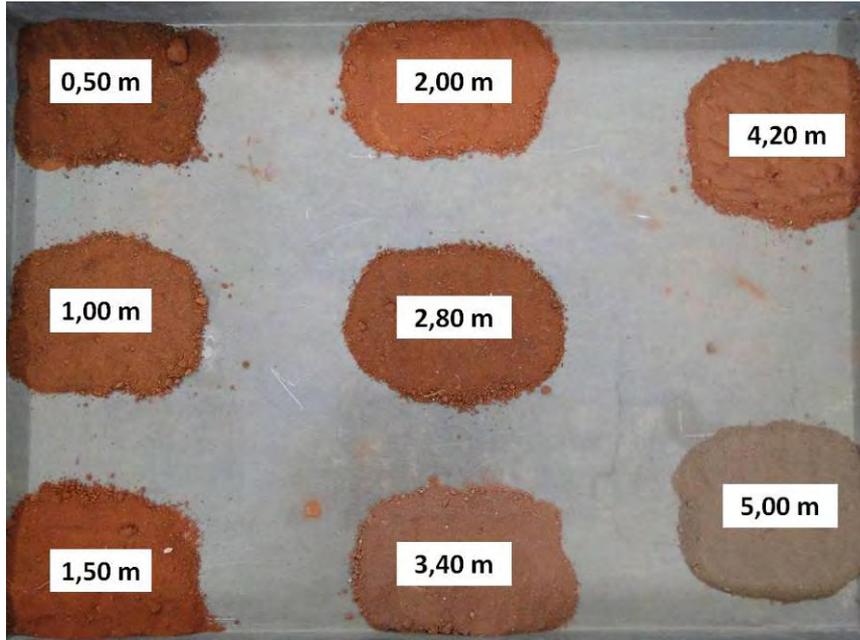


Figura 62 – Amostras coletadas para o ensaio de perda ao fogo – Talude 2.

Foi possível observar para o talude 2 uma tendência de diminuição da perda ao fogo ao longo da profundidade. Além disso, também verificou-se que quanto maior o teor de umidade da amostra ensaiada, maior a perda ao fogo (Figura 63), comportamento semelhante ao observado no talude 1.

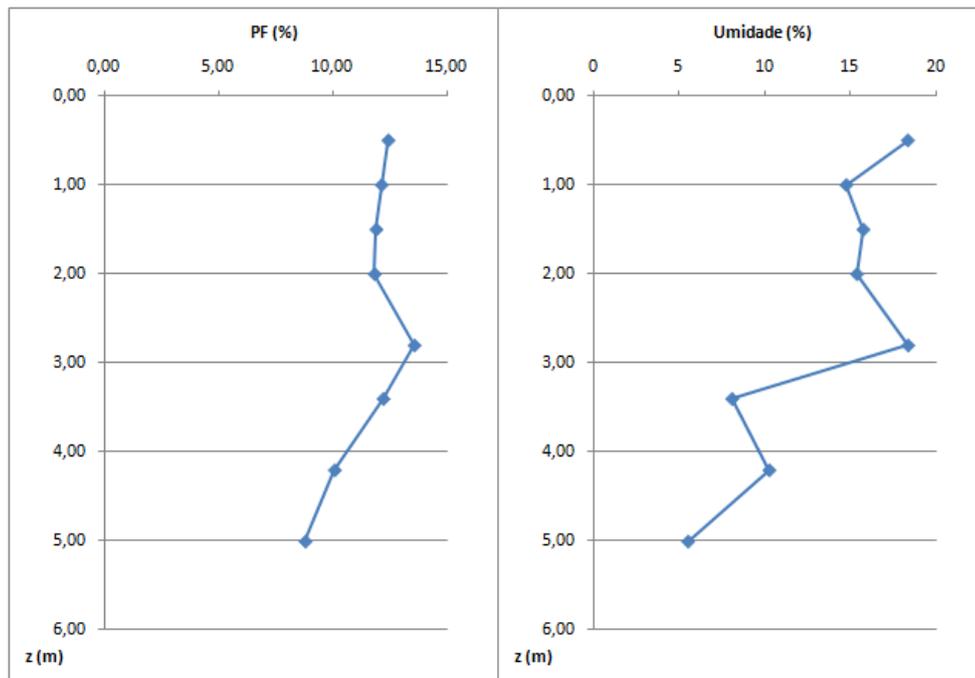


Figura 63 – Perfil de perda ao fogo e de umidade no talude 2.

Assim como no talude 1, observou-se uma descontinuidade no perfil localizada próxima a superfície de ruptura.

- Ensaio de sucção – método: papel filtro

Para a obtenção da curva característica do solo em questão, 19 corpos de prova foram coletados na superfície de ruptura do talude 2. Destes 19, 8 foram utilizados no processo de umedecimento, 8 no processo de secagem, 1 no estado natural, 1 no estado saturado e o último no estado residual.

As características das amostras ensaiadas e os respectivos valores de sucção, determinados através do método do papel filtro (Marinho, 1994 e 1997), estão dispostos na Tabela 14.

Tabela 14 – Características dos anéis utilizados no ensaio de sucção, talude 2.

Dados Residual		w (%)	Sucção (kPa)	ρ_n (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	
Anel 16	Natural	20,79	500	1,347	1,115	
Anel 8	Residual	3,66	35821,86	1,220	1,177	
Anel 31	Saturado	37,34	5,67	1,327	0,966	
Anel 3	Umedecimento	5,64	24003,56	1,156	1,094	
Anel 4		6,50	16076,31	1,048	0,984	
Anel 6		9,24	12888,8	1,154	1,056	
Anel 7		11,23	12414,5	1,131	1,017	
Anel 11		14,06	8086,03	1,289	1,130	
Anel 15		17,53	4019,59	1,207	1,027	
Anel 35		21,05	1120,3	1,284	1,061	
Anel 47		21,19	1108,78	1,271	1,048	
Anel 2		Secagem	31,66	6,1	1,558	1,183
Anel 4A			31,76	6,2	1,454	1,103
Anel 9	28,57		7,68	1,399	1,088	
Anel 12	22,30		1276,27	1,230	1,005	
Anel 14	20,65		2210,02	1,235	1,024	
Anel 43	17,21		3685,81	1,262	1,076	
Anel 46	11,58		12685,1	1,202	1,077	
Anel 31	21,98		570,56	1,354	1,110	

Onde: w – umidade gravimétrica, ρ_n – massa específica natural, ρ_d – massa específica seca.

Ao plotar estes resultados, pôde-se notar que a curva característica deste solo apresentou um comportamento bimodal (Figura 64). Como não existe uma modelagem para

este tipo de curva, optou-se por ajustar os pontos obtidos com duas modelagens de Fredlund & Xing (1994), sendo a primeira parte compreendida de 1 a 10 kPa e a segunda, de 20 a 100.000 kPa.

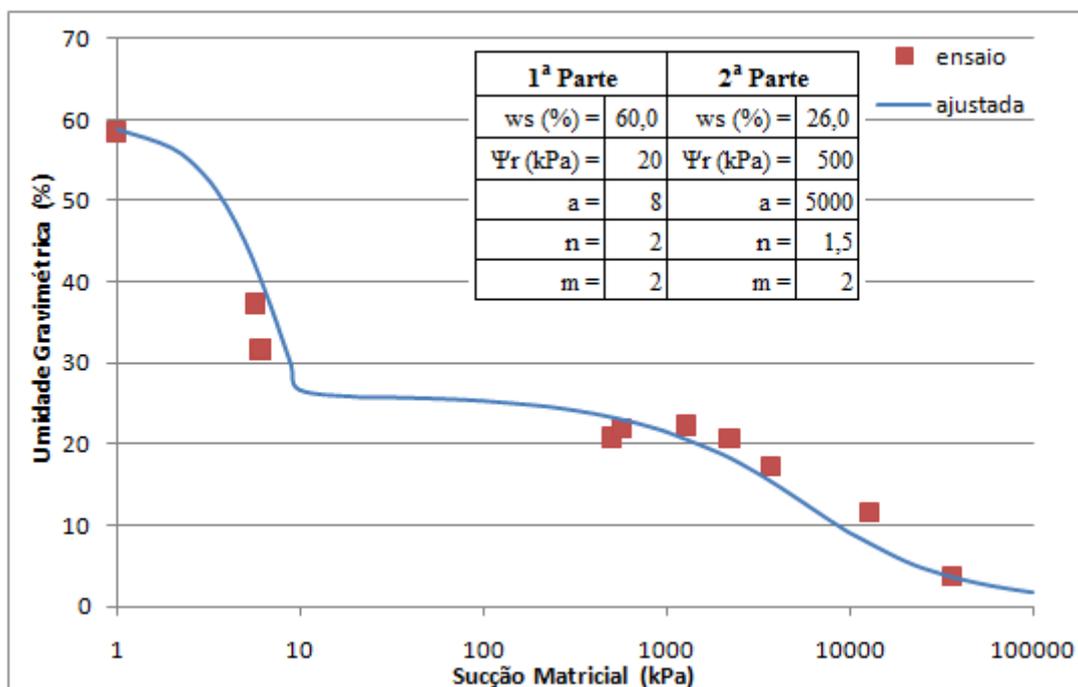


Figura 64 – Curva característica do solo residual maduro do talude 2.

Segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2004), as curvas de retenção bimodais dos solos residuais maduros são típicas de solos fortemente alterados, que contém partículas agregadas cimentadas ou não por ligações de óxidos de ferro ou pontes de argila. Este comportamento corresponde aos dois pontos de entrada de ar (referente aos macro-poros e micro-poros) existentes nestes solos.

- Ensaio de resistência à tração

Seguindo a mesma metodologia empregada para estudo do talude 1, os resultados de resistência à tração foram plotados em gráficos “resistência à tração *versus* sucção matricial”. A Figura 65 apresenta os resultados do processo de umedecimento e a Figura 66, de secagem.

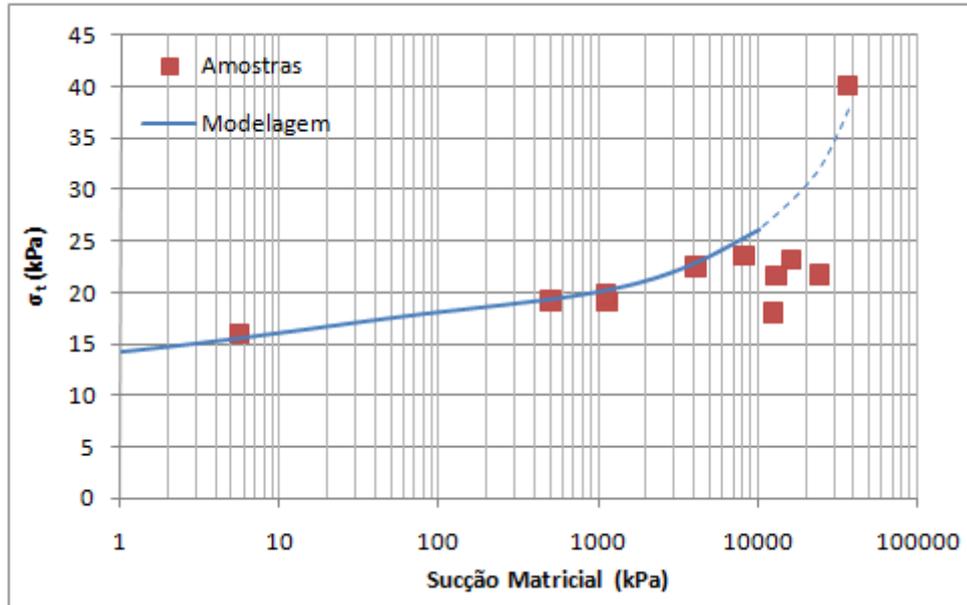


Figura 65 – Resistência à tração *versus* sucção matricial, processo de umedecimento, talude 2.

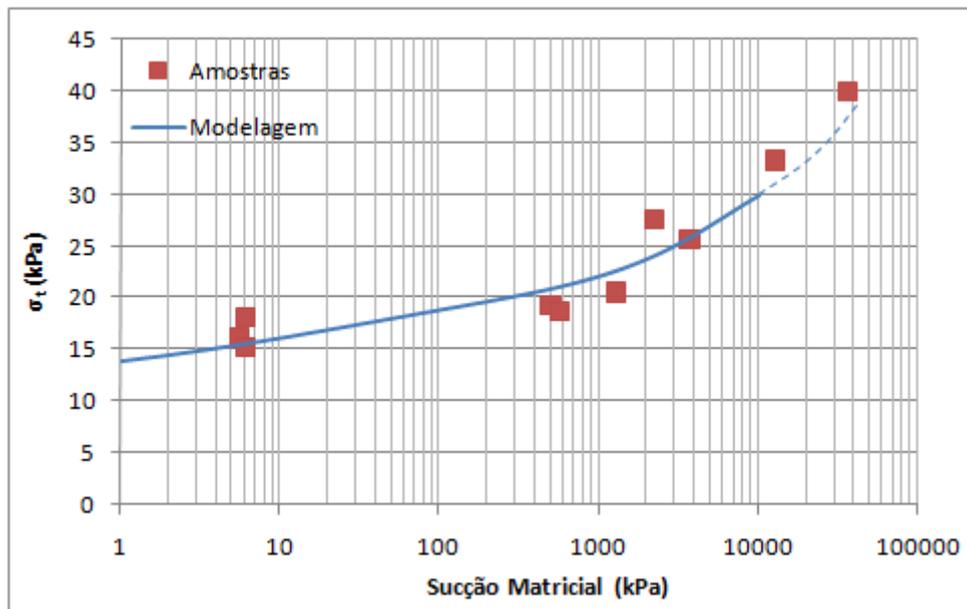


Figura 66 – Resistência à tração *versus* sucção matricial, processo de secagem, talude 2.

Em ambos os casos, é possível observar um mesmo comportamento das curvas obtidas. Para baixos valores de sucção, a resistência à tração do solo sofre pequenas variações. A partir de 1 MPa, há uma mudança de comportamento na resistência, onde o aumento na sucção matricial gera variações consideráveis na resistência à tração do solo, atingindo o máximo na maior sucção medida.

Assim como nos resultados apresentados no talude 1, a modelagem das curvas não foi completa, pois a metodologia proposta por Benessiuti et al. (2010) sugere modelagens até 10 MPa.

- Ensaio de resistência ao cisalhamento

A obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo do talude 2 foi dividida em três grupos: amostras no estado inundado, no estado de umidade natural e no estado de umidade residual..

A Tabela 15 e a Tabela 16 apresentam as principais características físicas dos corpos de prova após a moldagem e após a aplicação da tensão normal (adensamento), respectivamente.

Tabela 15 – Características físicas dos corpos de prova após sua moldagem, talude 2.

CP	m (g)	v (cm ³)	ρ_n (g/cm ³)	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	m_s (g)	ρ_s (g/cm ³)	e	η
CP1	340	250	1,360	29,20	1,053	263,16	2,723	1,587	61,3
CP2	330	250	1,320	28,24	1,029	257,33	2,723	1,645	62,2
CP3	400	250	1,600	27,37	1,256	314,05	2,723	1,168	53,9
CP4	345	250	1,380	27,63	1,081	270,31	2,723	1,518	60,3
CP5	350	250	1,400	28,19	1,092	273,03	2,723	1,493	59,9
CP6	342,5	250	1,370	26,83	1,080	270,05	2,723	1,521	60,3
CP7	325	250	1,300	25,46	1,036	259,05	2,723	1,628	61,9
CP8	340	250	1,360	26,70	1,073	268,35	2,723	1,537	60,6
CP9	340	250	1,125	9,24	1,030	257,46	2,723	1,644	62,2
CP10	340	250	1,173	8,58	1,080	270,08	2,723	1,521	60,3
CP11	345	250	1,200	14,34	1,050	262,38	2,723	1,595	61,5

Legenda: **CP1 ao CP4** – Características dos corpos de prova após sua moldagem (Ensaio inundado).

CP5 ao CP8 – Características dos corpos de prova na condição natural (Ensaio com umidade natural).

CP9 ao CP11 – Características dos corpos de prova na condição residual (Ensaio com umidade residual).

Tabela 16 – Características físicas dos corpos de prova após o adensamento, talude 2.

CP	w _{ensaio} (%)	Δh (mm)	h _{final} (cm)	v _{final} (cm ³)	m _{final} (g)	ρ _n (g/cm ³)	ρ _d (g/cm ³)	e	η
CP1	58,28	2,05	2,30	229,5	416,5	1,815	1,147	1,375	57,9
CP2	60,43	3,85	2,12	211,5	412,8	1,952	1,217	1,238	55,3
CP3	42,88	2,83	2,22	221,7	448,7	2,024	1,417	0,922	48,0
CP4	55,76	4,34	2,07	206,6	421,0	2,038	1,308	1,081	52,0
CP5	28,19	0,92	2,41	240,8	350,0	1,453	1,134	1,402	58,4
CP6	26,83	1,33	2,37	236,7	342,5	1,447	1,141	1,387	58,1
CP7	25,46	2,61	2,24	223,9	325,0	1,452	1,157	1,354	57,5
CP8	26,70	2,97	2,20	220,3	340,0	1,543	1,218	1,235	55,3
CP9	9,24	1,63	2,34	233,7	281,3	1,203	1,102	1,472	59,5
CP10	8,58	2,09	2,29	229,1	293,3	1,280	1,179	1,310	56,7
CP11	14,34	2,36	2,26	226,4	300,0	1,325	1,159	1,350	57,4

Legenda: **CP1 ao CP4** – Características dos corpos de prova após o adensamento e inundação. Cargas aplicadas: 20, 40, 60 e 80 kPa, respectivamente.

CP5 ao CP8 – Características dos corpos de prova na condição natural após o adensamento. Cargas aplicadas: 20, 40, 60 e 80 kPa, respectivamente.

CP9 ao CP11 – Características dos corpos de prova na condição residual após o adensamento. Cargas aplicadas: 80, 150 e 200 kPa, respectivamente.

As curvas obtidas após o ensaio de cisalhamento direto, para as amostras inundadas, no estado natural e no estado residual estão dispostas na Figura 67, na Figura 68 e Figura 69, respectivamente.

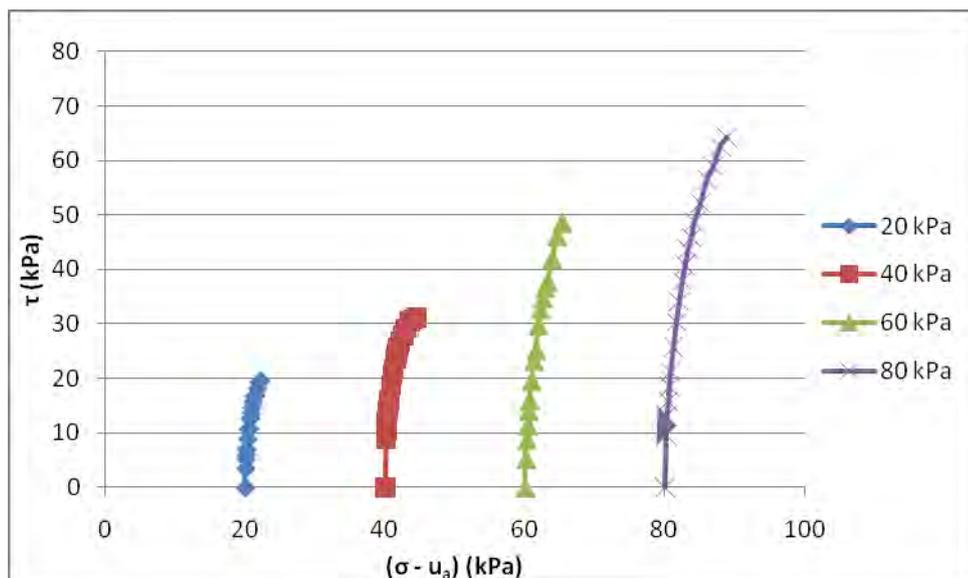


Figura 67 – Tensão Cisalhante versus Tensão Normal, em amostras no estado inundado, talude 2.

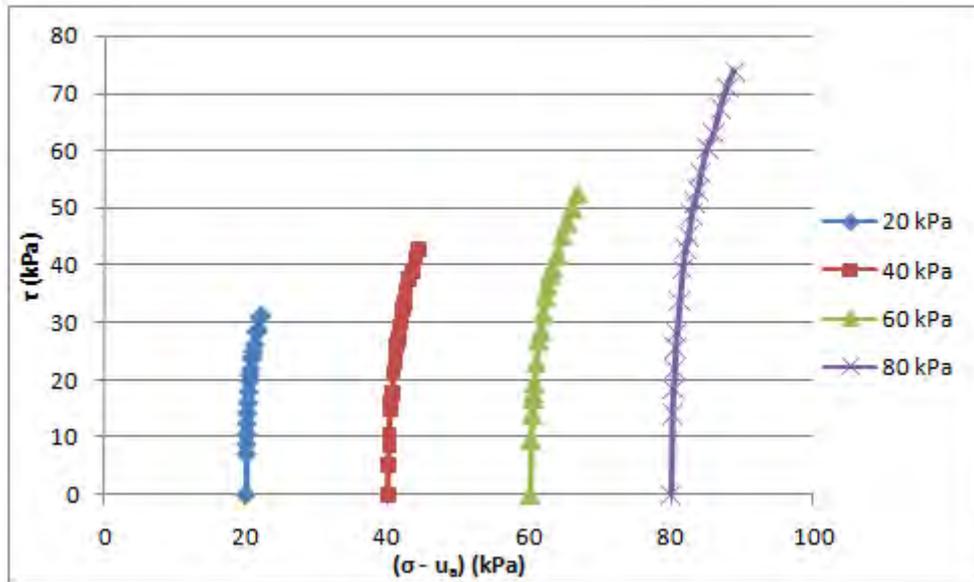


Figura 68 – Tensão Cisalhante *versus* Tensão Normal, em amostras com umidade natural, talude 2.

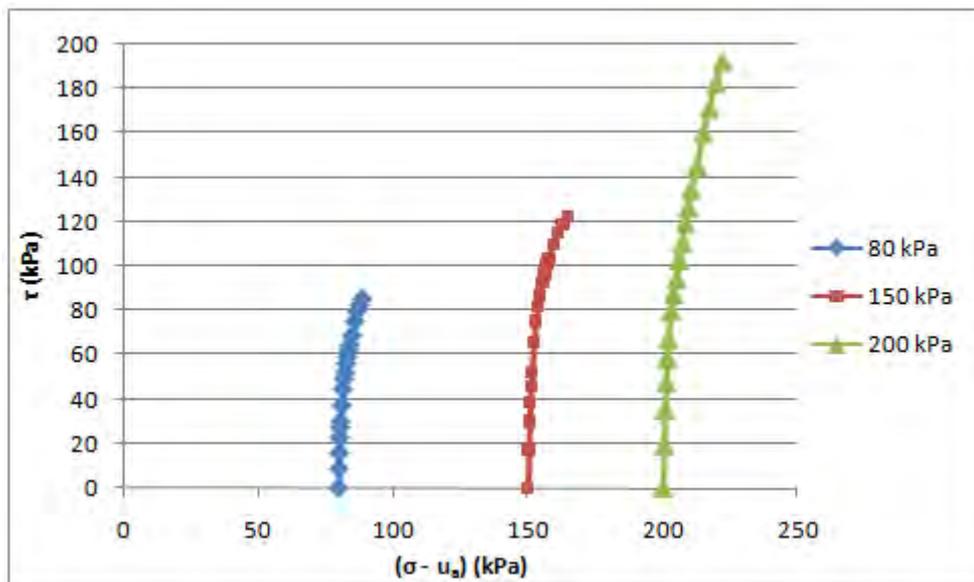


Figura 69 – Tensão Cisalhante *versus* Tensão Normal, em amostras com umidade residual, talude 2.

Ao comparar estas figuras, é possível observar que o processo de umedecimento diminui de forma significativa a resistência ao cisalhamento do solo estudado. Este fato pode ser verificado através das envoltórias de resistência lineares obtidas, plotadas em um mesmo gráfico (Figura 70).

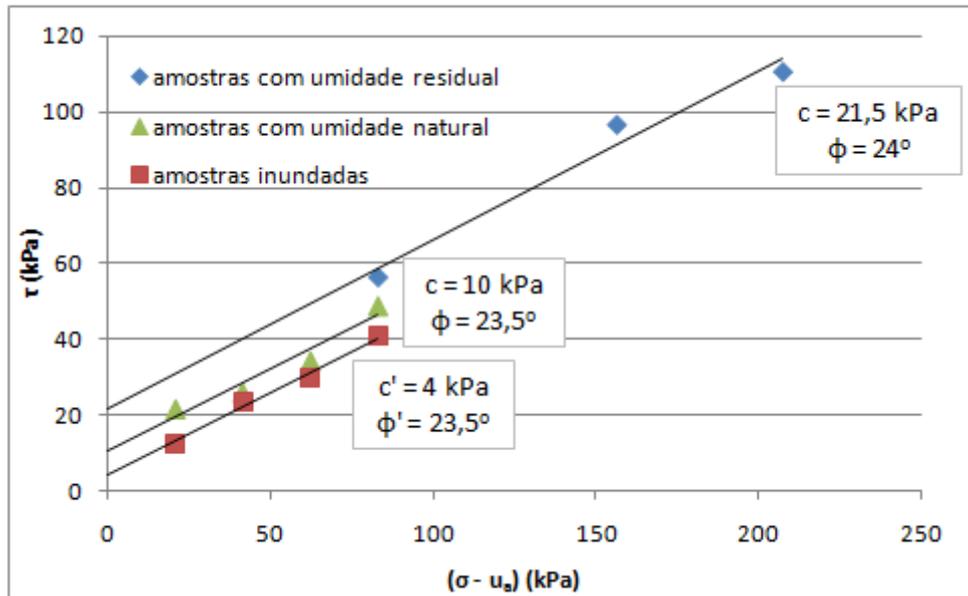


Figura 70 – Envoltórias de resistência lineares obtidas para o solo do talude 2.

Os parâmetros obtidos na condição inundada são: $c' = 4$ kPa e $\phi' = 23,5^\circ$; na condição de umidade natural: $c = 10$ kPa e $\phi = 23,5^\circ$; e na condição residual: $c = 21,5$ kPa e $\phi = 24^\circ$.

Neste caso, nota-se um paralelismo entre as envoltórias determinadas, já que o ângulo de atrito interno permanece praticamente constante para todos os casos (inundado, natural e residual). O incremento da resistência no processo de secagem está somente relacionado ao aumento do intercepto coesivo do solo, fazendo valer, para este solo, a envoltória de resistência estendida de Mohr-Coulomb, equação 07.

Porém, ao projetar as envoltórias obtidas no plano “Tensão cisalhante (τ) versus Sucção matricial ($u_a - u_w$)”, observa-se que ϕ^b não é constante, conforme proposto pela literatura. Como este estudo foi composto por três ensaios com diferentes sucções (saturado, natural e residual), nota-se que da condição saturada para a natural ϕ^b é maior que ϕ' , e da condição natural para a residual, ϕ^b é menor que ϕ' .

Este comportamento pode ser visualizado na Figura 71.

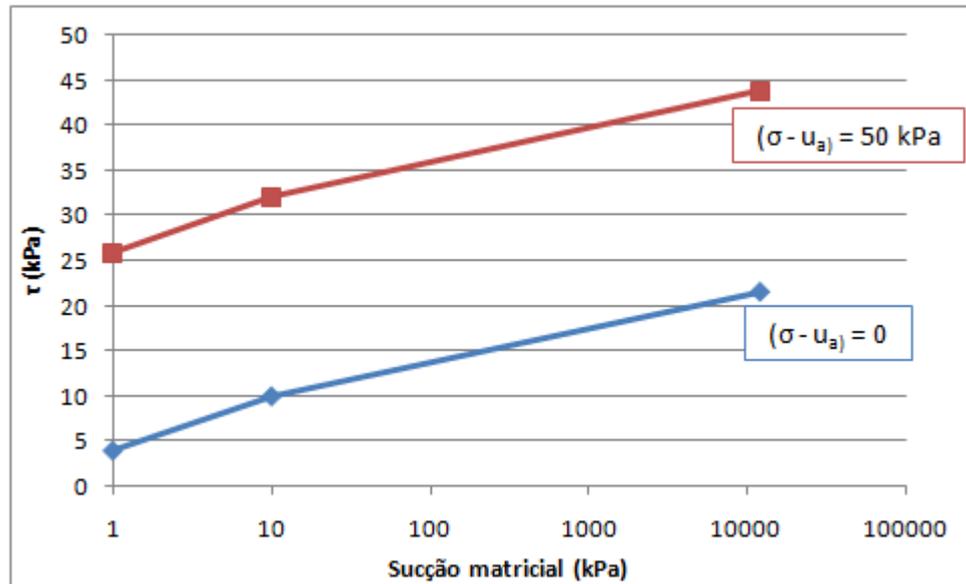


Figura 71 – Projeção da envoltória no plano τ x $(u_a - u_w)$.

5.3 Retro-análise dos taludes estudados

5.3.1 Talude 1

Conforme já mencionado na metodologia, três situações foram impostas para as análises de estabilidade: solo totalmente saturado, solo na condição de umidade residual e solo parcialmente saturado.

Para as duas primeiras análises, onde foi considerado um teor de umidade constante em todo o talude (residual ou saturado), as superfícies de ruptura previstas foram circulares e mais profundas que a observada em campo (Figura 72).

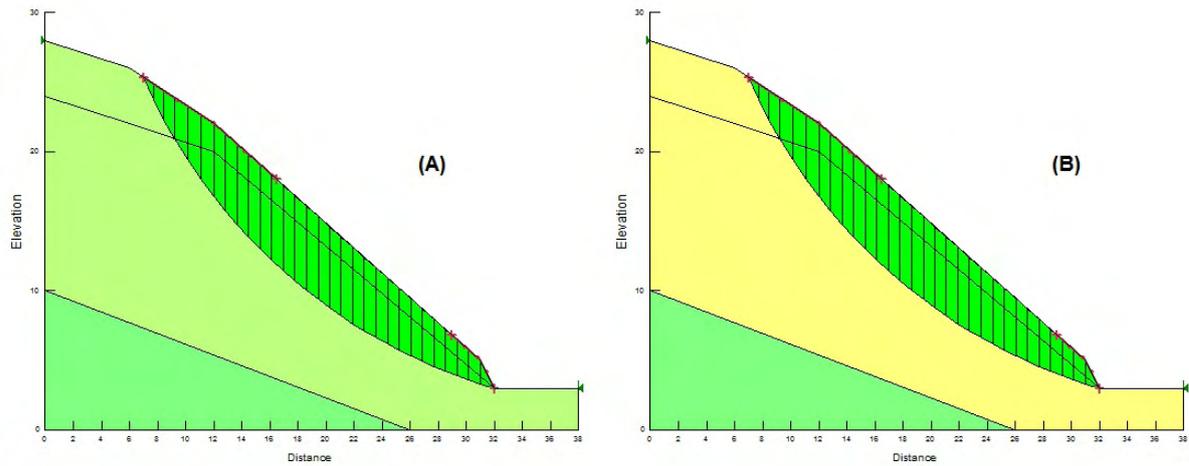


Figura 72 – Retro-análises no talude 1. A) Situação de solo com umidade residual. B) Situação de solo totalmente saturado.

Os fatores de segurança encontrados pelo método de Morgenstern e Price foram de 1,103, para a condição de umidade residual e de 0,560, para a condição saturada.

Ao realizar a retro-análise para a situação de solo parcialmente saturado, simulando uma frente de saturação para chuvas intensas e de curta duração, o resultado encontrado se assemelhou a situação encontrada em campo (Figura 73).

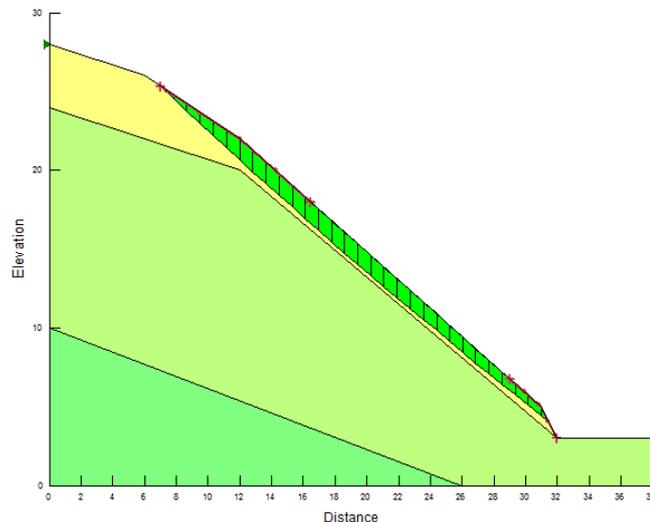


Figura 73 – Retro-análise no talude 1 para a condição de solo parcialmente saturado.

Neste caso, a superfície de ruptura crítica foi do tipo translacional raso, com um fator de segurança de 0,905, indicando instabilidade local.

5.3.2 Talude 2

Seguindo o mesmo procedimento adotado para o talude 1, três retro-análises foram realizadas no talude 2.

Da mesma forma, as duas situações que consideravam o teor de umidade constante ao longo de todo o perfil (saturado e de umidade residual) resultaram em superfícies de ruptura mais profundas que as observadas em campo (Figura 74).

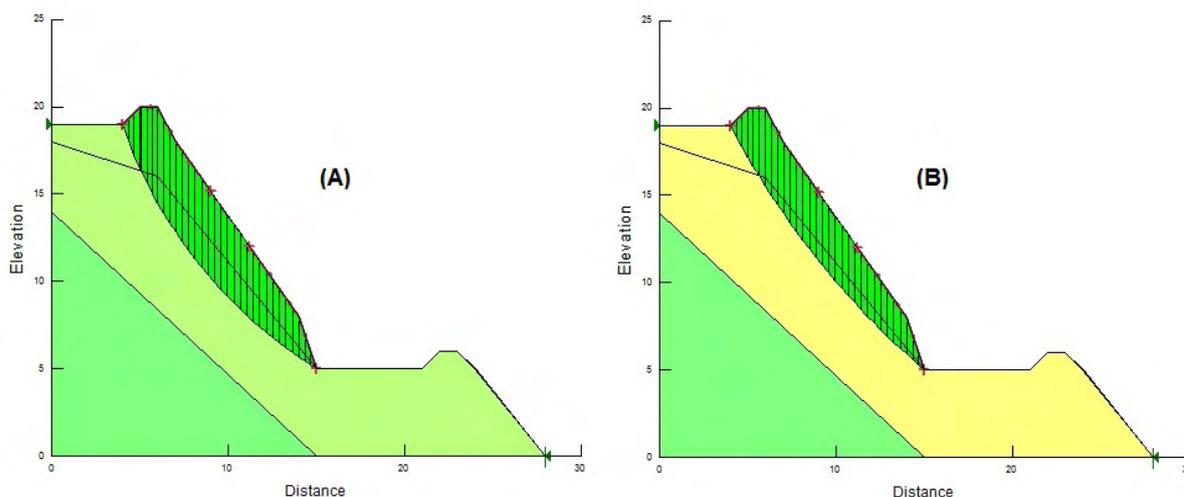


Figura 74 – Retro-análises no talude 2. A) Situação de solo com umidade residual. B) Situação de solo totalmente saturado.

Os fatores de segurança encontrados para a condição de umidade residual foi de 1,437 e para a condição saturada de 0,516.

Neste caso, mesmo sendo um pouco mais profunda, a superfície de ruptura crítica apresentou um formato mais semelhante à observada em campo, com um fator de segurança menor que 1. Porém, ao realizar a retro-análise na situação intermediária (solo parcialmente saturado), a instabilidade local já pode ser verificada (fator de segurança igual a 0,629), apresentando uma superfície de ruptura crítica mais rasa e mais condizente com a realidade (Figura 75).

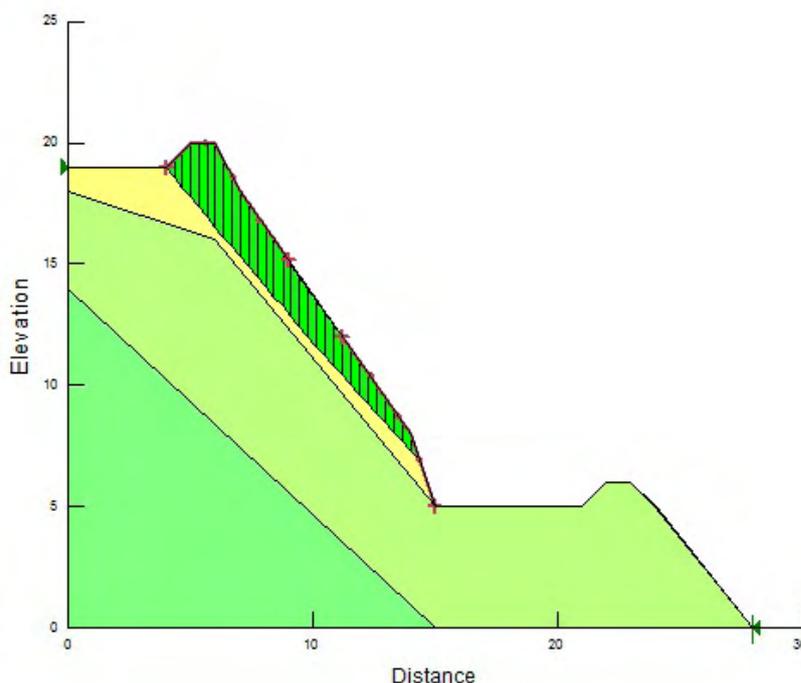


Figura 75 – Retro-análise no talude 2 para a condição de solo parcialmente saturado.

5.4 Simulação de cenários na bacia do ribeirão Guaratinguetá

Após a obtenção de todos os parâmetros geotécnicos, descritos no item 5.2, foi possível realizar simulações de cenários com o objetivo de identificar as áreas susceptíveis a escorregamentos da bacia em questão.

Inicialmente, uma visita a campo foi realizada no início do mês de outubro de 2010, visando o mapeamento dos escorregamentos já existentes na região. Foi verificado que estes se concentram nas regiões de maior declividade, onde a sua maioria localiza-se na sub-bacia do Gomerl (Figura 76). Devido a este fato, optou-se por realizar o estudo de susceptibilidade à movimentação de massa apenas na porção superior da bacia (região atingida por escorregamentos).

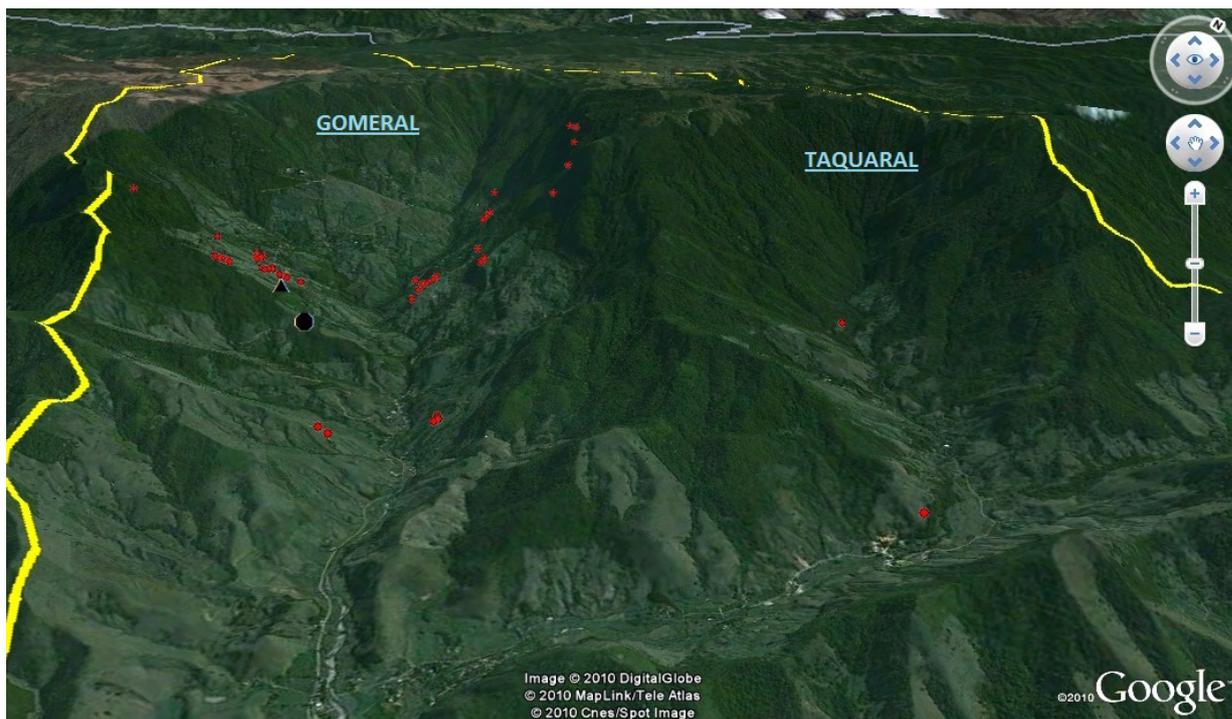


Figura 76 – Imagem com detalhe na região de interesse (escorregamentos em vermelho, talude 1 em círculo preto e talude 2 em triângulo preto).

Para simular os cenários, o modelo matemático SHALSTAB foi utilizado. Nesta etapa, alguns dados de entrada foram necessários: modelo digital do terreno da bacia estudada, os parâmetros de resistência (c' e ϕ'), densidade e espessura do solo.

Uma grande limitação encontrada nesta fase foi a desconsideração da variabilidade espacial em uma escala de análise pequena, como uma bacia hidrográfica, onde apenas um valor de cada parâmetro poderia ser inserido em uma análise.

Sendo assim, visando investigar uma possível variabilidade, foram feitas algumas análises de susceptibilidade a deslizamentos, a partir dos parâmetros obtidos para o talude 1 e 2. Como a maioria dos escorregamentos já existentes na região possui uma superfície de ruptura rasa, padronizou-se a espessura do solo em 1,5 metros.

A Figura 77 e a Figura 78 apresentam os resultados da aplicação do Modelo SHALSTAB, com a utilização dos parâmetros do talude 1 e 2, na condição inundada, respectivamente.

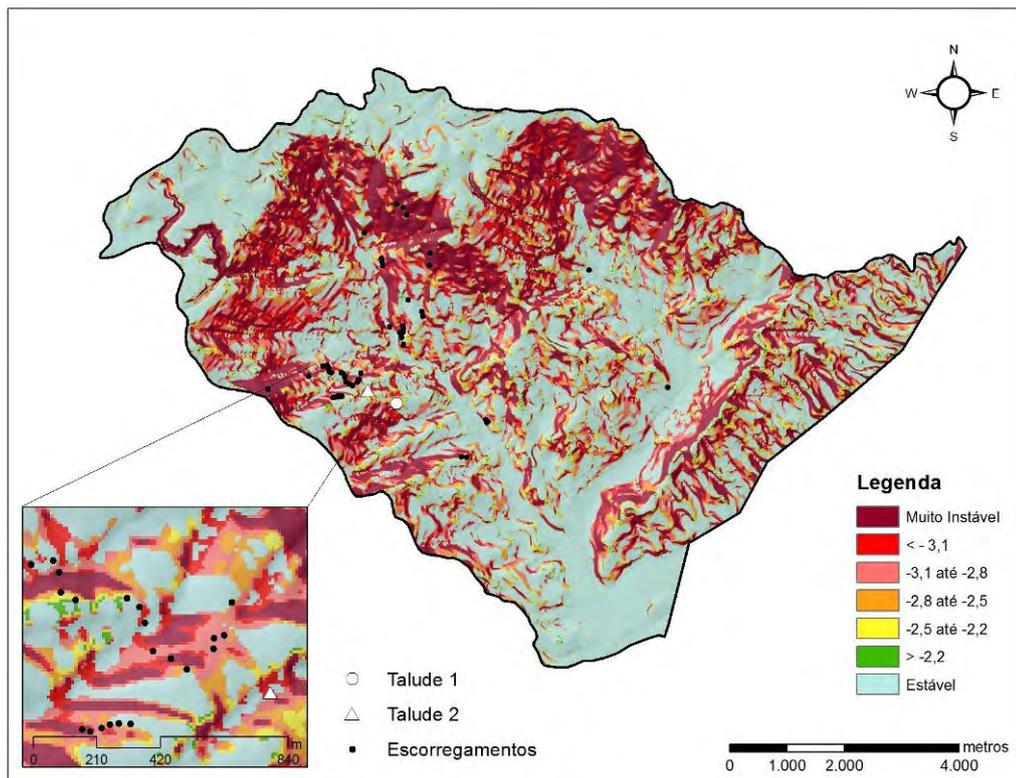


Figura 77 – Simulação de áreas susceptíveis a deslizamentos, com os parâmetros do talude 1, na condição inundada ($c' = 5 \text{ kPa}$, $\Phi' = 18^\circ$, $\rho_{\text{sat}} = 1,86 \text{ g/cm}^3$).

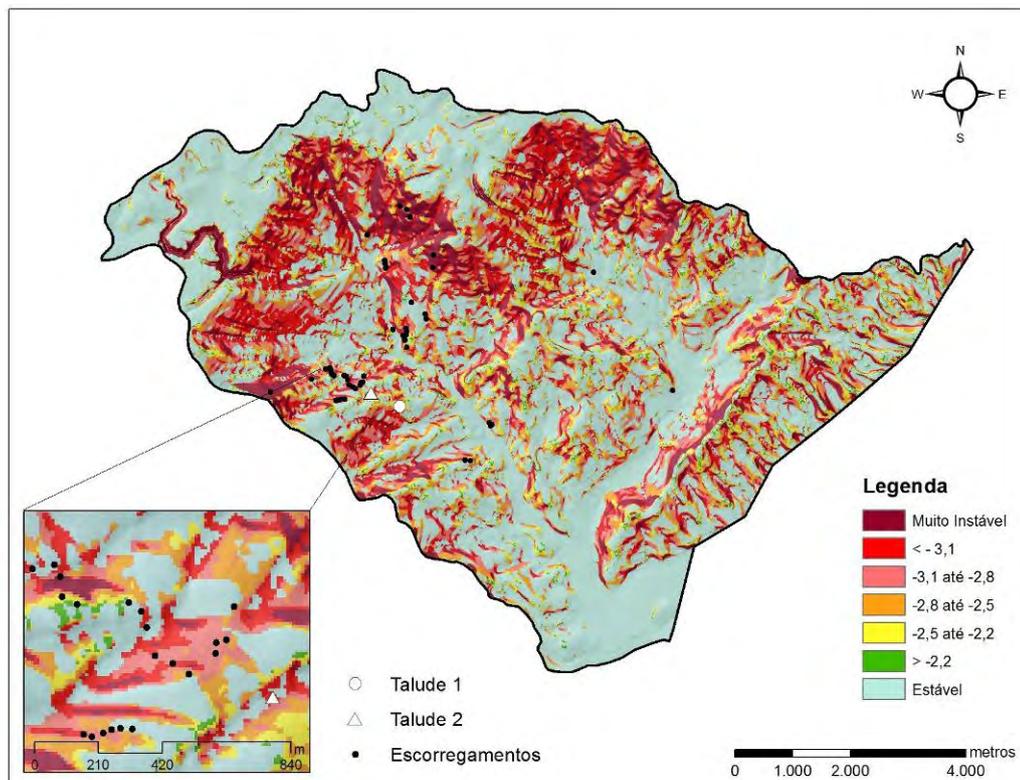


Figura 78 - Simulação de áreas susceptíveis a deslizamentos, com os parâmetros do talude 2, na condição inundada ($c' = 4 \text{ kPa}$, $\Phi' = 23,5^\circ$, $\rho_{\text{sat}} = 1,66 \text{ g/cm}^3$).

Verifica-se, a partir destas simulações, que diversas regiões da bacia, principalmente as de alta declividade (acima de 30%), encontram-se na situação incondicionalmente instável (região mais escura – roxa – do mapa).

Além disso, considerando as condições impostas para as simulações, todos os escorregamentos já registrados na região localizam-se nas áreas previstas pelo modelo como críticas.

Ao comparar a Figura 77 e a Figura 78, observa-se que a simulação com os parâmetros do talude 1 gera mais áreas consideradas incondicionalmente instável que aquela feita com os parâmetros do talude 2.

Ao relacionar estes resultados com o mapa de cobertura vegetal (Figura 79), observa-se que grande parte das regiões mais críticas está coberta por vegetação nativa. Se este parâmetro fosse incluído nas análises, a instabilidade local se reduziria de forma expressiva.

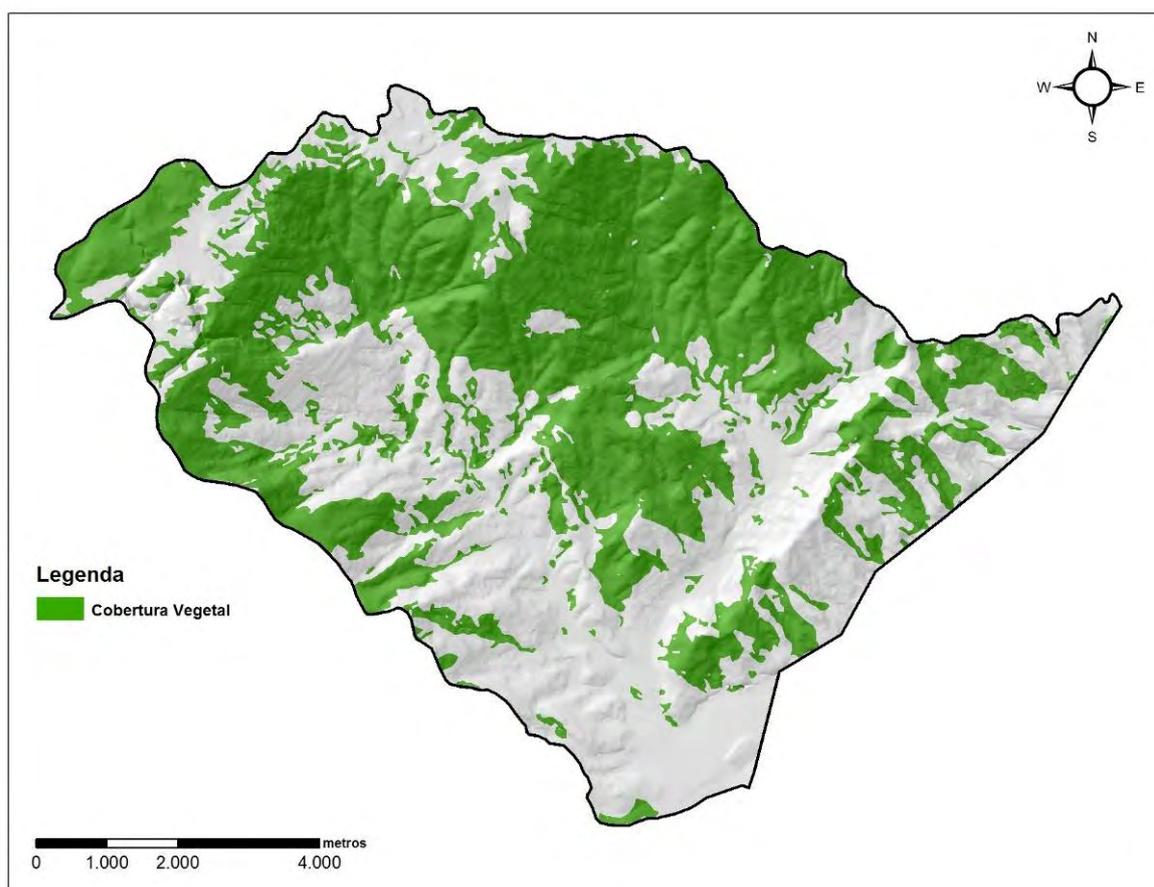


Figura 79 – Mapa de cobertura vegetal atualizado da bacia do ribeirão Guaratinguetá.

A partir da Figura 76 e da Figura 79 é possível observar que a sub-bacia do Taquaral encontra-se mais preservada que a sub-bacia do Gomerl. Esta característica justifica a menor

concentração de escorregamentos já existentes no local, ocasionando menores problemas de instabilidade. Porém, como este aspecto não é levado em consideração nas análises do modelo SHALSTAB, a Figura 77 e a Figura 78 não mostram esta diferença entre as sub-bacias.

Visando considerar o efeito do enraizamento da vegetação nas análises de estabilidade, optou-se por aplicar a técnica de Álgebra de Mapas, descrita na metodologia, item 4.4.

A Figura 80 e a Figura 81 apresentam os resultados para os parâmetros do talude 1 e 2, respectivamente.

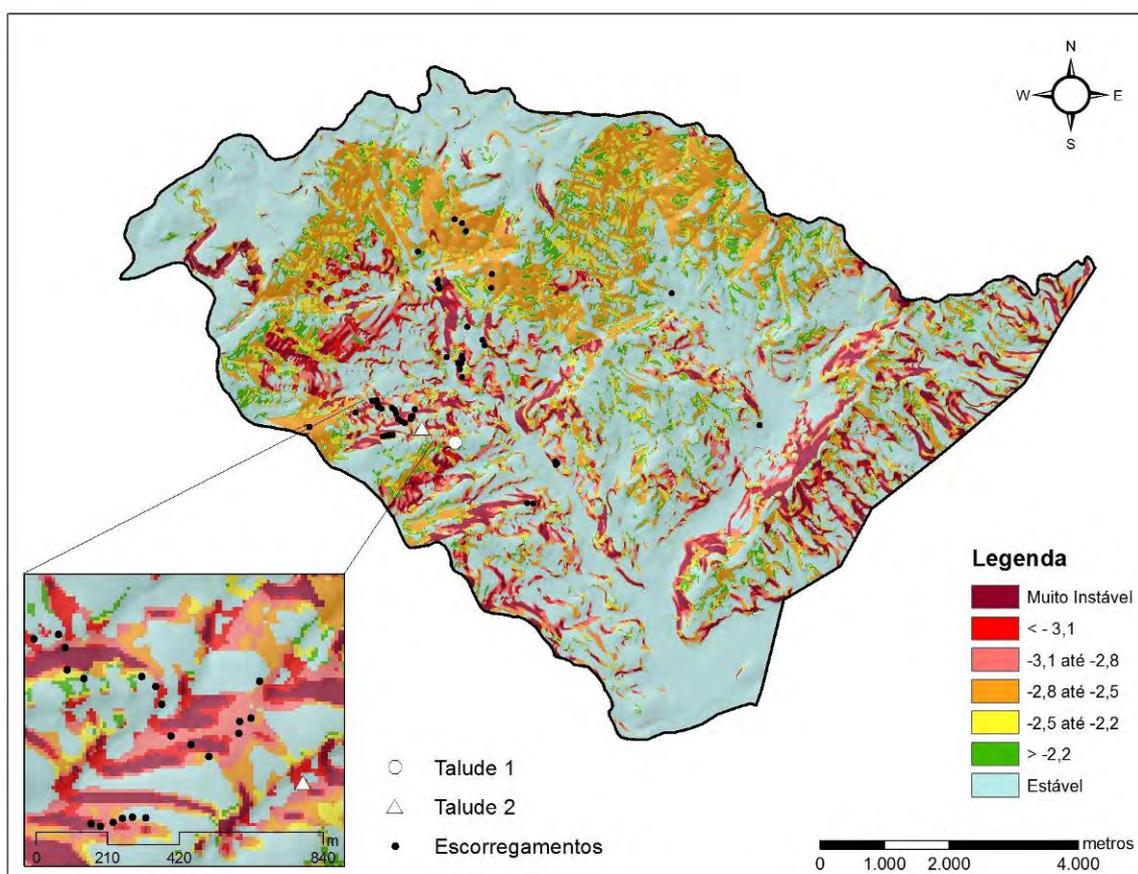


Figura 80 – Mapa de susceptibilidade à movimentação de massa, com a consideração da cobertura vegetal, parâmetros do talude 1.

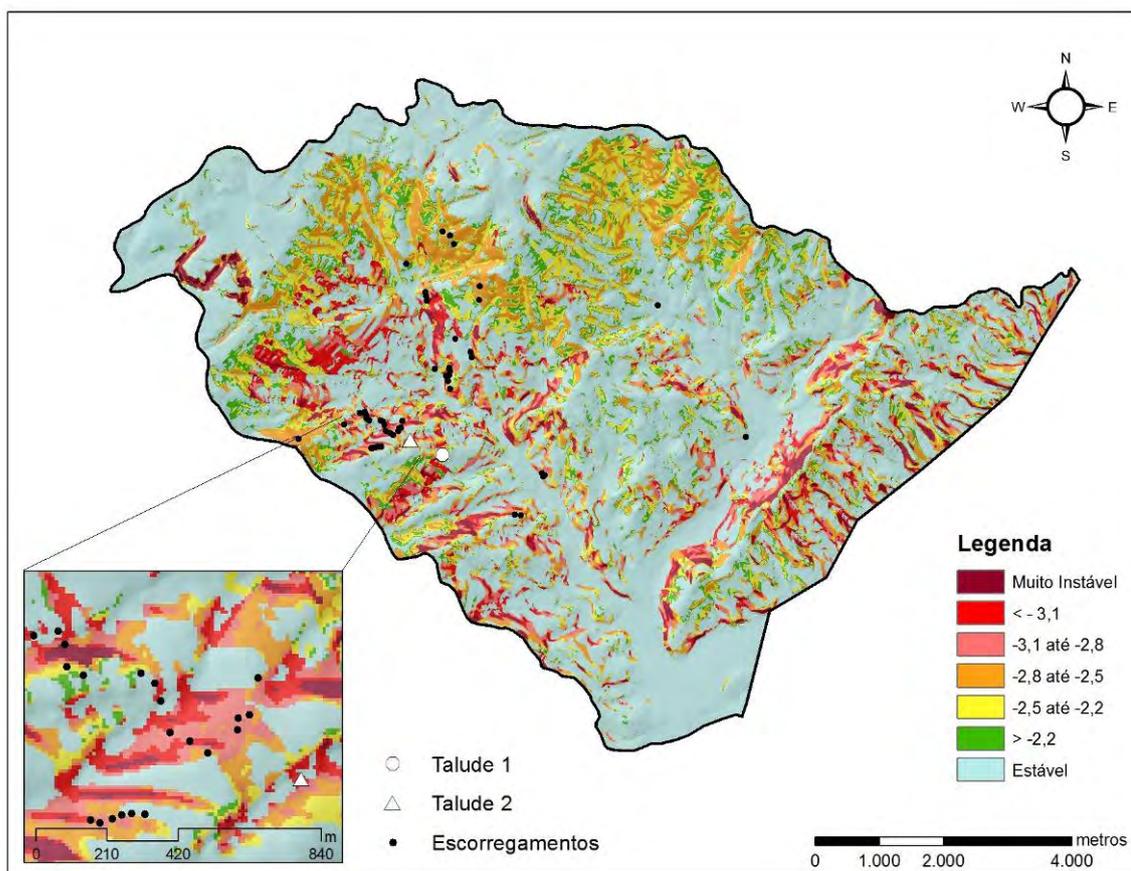


Figura 81 – Mapa de susceptibilidade à movimentação de massa, com a consideração da cobertura vegetal, parâmetros do talude 2.

Estes novos mapas gerados apresentam cenários mais condizentes com a realidade, onde as regiões identificadas com maior instabilidade estão localizadas nas regiões de pastagem.

A consideração do efeito da cobertura vegetal nas análises de estabilidade possibilitou a diferenciação das sub-bacias. A sub-bacia do Taquaral, mais preservada, não apresenta áreas incondicionalmente instáveis; já, a sub-bacia do Gomerl, mais desmatada, apresenta áreas com maior instabilidade localizadas nas regiões onde já ocorreram os escorregamentos.

A eficiência desta metodologia pode ser verificada a partir da comparação dos detalhes destacados na Figura 80 e na Figura 81 com a Figura 82.

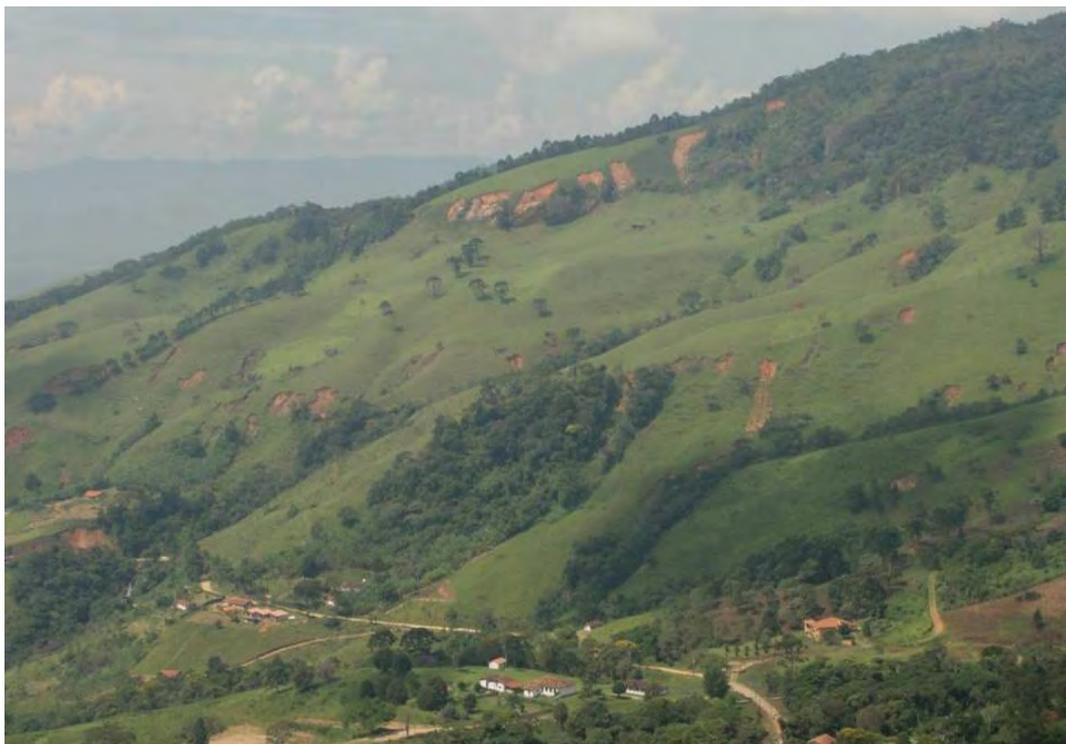


Figura 82 – Foto geral da região destacada nos mapas de susceptibilidade.

Esta visão da sub-bacia do Gomerál (Figura 82) mostra claramente a grande instabilidade local, com diversos escorregamentos já existentes, atestando o importante papel desempenhado pela morfologia de terreno no condicionamento dos movimentos de massa.

Sendo assim, analisando-se todas as simulações propostas neste estudo, foi possível observar que a bacia do ribeirão Guaratinguetá apresenta problemas de instabilidade na sua porção superior, na situação de solo saturado.

Como o modelo SHALSTAB enfatiza o papel da topografia na deflagração desses movimentos, além da declividade, a área de contribuição (por unidade de contorno) é um importante parâmetro incorporado nesta metodologia de previsão de áreas susceptíveis a deslizamentos.

É importante ressaltar que, devido às limitações encontradas neste modelo, algumas generalizações foram feitas, fazendo com que a situação encontrada em campo não fosse representada de forma tão fidedigna.

Portanto, mesmo apresentando um enorme potencial de uso na definição de áreas instáveis, mais estudos devem ser incorporados às análises do SHALSTAB, visando representar a variabilidade espacial das propriedades do solo e a influência da cobertura vegetal na deflagração de movimentos de massa.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação apresentou a metodologia utilizada para a identificação dos mecanismos de instabilidade na bacia do ribeirão Guaratinguetá, com a proposição de um mapa de susceptibilidade à movimentação de massa no local.

Os ensaios de campo e de laboratório foram empregados visando a obtenção das propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas dos dois escorregamentos estudados na região.

Os resultados obtidos pelo DCP atestam a grande aplicabilidade deste ensaio na identificação de faixas de resistência do solo, auxiliando no entendimento do processo de ruptura.

Da mesma maneira, o ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph se mostrou como uma importante ferramenta na compreensão do processo de infiltração da água no solo. Nos dois escorregamentos estudados, os perfis de condutividade hidráulica saturada apresentaram pequenas descontinuidades hidráulicas, podendo contribuir para o desenvolvimento de poro-pressões positivas durante chuvas intensas.

Através do perfil de perda ao fogo, verificou-se o grau de intemperismo do solo ao longo da profundidade. Para os escorregamentos estudados, constatou-se uma diminuição do intemperismo do solo com a profundidade, atentando-se a um ponto de descontinuidade localizado próximo à superfície de ruptura. Neste ponto há um aumento no teor de umidade do solo, ocasionado por um possível acúmulo de água, justificando o processo de intemperização.

As curvas de retenção, obtidas pelo método do papel filtro, apresentaram dois tipos de comportamento. Para o horizonte de colúvio e para o solo residual jovem do talude 1, as curvas obtidas apresentaram um ponto de entrada de ar, sendo ajustadas, de forma satisfatória, pela proposta de Fredlund & Xing (1994). Para o solo residual maduro do talude 2, a curva apresentou um comportamento bimodal, com dois pontos de entrada de ar, referentes, provavelmente, à drenagem de água dos macro-poros e dos micro-poros, respectivamente.

Além disso, a influência da sucção matricial na resistência à tração dos solos também foi avaliada. Nos solos dos taludes estudados, verificou-se, para a maioria dos casos, um comportamento similar ao apresentado por Benessuti et al. (2010). Porém, a modelagem preliminar proposta pelos autores não se ajustou de forma satisfatória.

Os parâmetros de resistência, determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto, mostraram o efeito do processo de umedecimento na redução da resistência do solo. Para o

talude 1, esta redução se dá tanto na diminuição do intercepto coesivo como na diminuição do ângulo atrito interno. Para o talude 2, a redução na resistência se dá apenas pela diminuição do intercepto da coesão.

Sendo assim, pode-se observar que o processo de infiltração da água no solo contribui na redução das poro-pressões negativas ou até no aumento das poro-pressões positivas. O resultado é uma redução significativa da resistência ao cisalhamento do solo, ocasionando a deflagração do movimento de massa.

As retro-análises dos dois escorregamentos mostraram que o desenvolvimento de um escorregamento translacional raso na região está relacionado à chuvas de grande intensidade e pequena duração, onde é possível observar o avanço da frente de saturação no solo.

A aplicação do modelo SHALSTAB e da técnica de Álgebra de Mapas provou, mesmo com algumas limitações, ser um simples instrumento na verificação de áreas susceptíveis à movimentação de massa. A consideração do efeito do enraizamento nas análises resultou em um mapa de susceptibilidade mais representativo para a região, onde as áreas previstas como mais instáveis estão localizadas em áreas de pastagens.

Estas análises feitas neste estudo mostram que as atividades antrópicas na bacia do ribeirão Guaratinguetá estão comprometendo o meio ambiente local. A área necessita de mais estudos, de modo a incluir considerações sobre perigos de escorregamentos no uso do solo, evitando, assim, a ocorrência de mais desastres naturais na região.

Sendo assim, para uma melhor previsão de áreas susceptíveis à deslizamentos, recomenda-se estudos relacionados a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, de modo a considerar a variabilidade espacial destas propriedades na região.

Além de avaliar as variáveis geotécnicas, um monitoramento das variáveis climatológicas se faz necessário. Como a região apresenta períodos de chuva e de seca bem definidos, esta análise permitirá a verificação da influência do balanço hídrico na variação da umidade e da sucção do solo. Desta maneira, pode-se prever com maior exatidão os períodos mais críticos para a ocorrência de escorregamentos nas áreas de risco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – NBR-6457, 1986.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Análise Granulométrica – NBR-7181, 1984d.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Determinação do Limite de Liquidez – NBR-6459, 1984b.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – NBR-7180, 1984c.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Determinação da massa específica dos grãos – NBR-6508, 1984.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Determinação do Teor de Umidade Natural – NBR-6457, 1986.

AHRENDT, A. Movimentos de massa gravitacionais – proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão – SP. 1995. 390f. Tese de Doutorado, USP, São Carlos, 2005.

ALMEIDA, F. F. M.; HASUI, Y.; PONÇANO, W. L.; DANTAS, A. S. L.; CARNEIRO, C. D. R.; BISTRICHI, C. A. Mapa Geológico do Estado de São Paulo. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 1981. Escala: 1:500.000.

ASTM – American Society for Testing and Materials - D5298. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using Filter Paper, 1994.

BENESSIUTI, M.F.; BERNARDES, G.P.; CAMARINHA, P.I.M. Influência da sucção matricial na resistência à tração de solos residuais de gnaiss compactados. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado, RS, cd-rom.

BITAR, O.Y. (coord.) Curso de Geologia aplicada ao meio ambiente. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Divisão de Geologia, 1995.

BOSZCZOWSKI, R. B. Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. 2008. 577f. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; LEROUEIL, S. Curva característica de sucção transformada. *Solos e Rochas*, São Paulo, 27, (3), p. 231-242, 2004.

CALLE, J. A. C. Análise de ruptura de talude em solo não saturado. 2000. 177f. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 2000.

CARDOSO JÚNIOR, C. R. Estudo do comportamento de um solo residual de gnaiss não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes. 2006. 192f. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2006.

CARVALHO, D.M.; PESSOA, O.A.A.; SILVEIRA, I.A.; GOMES, R.A.T.; CARVALHO JÚNIOR, O.A. Aplicação do modelo SHALSTAB para demarcação de áreas susceptíveis a escorregamentos no município de Itatiaia – RJ. In: Simpósio de Iniciação Científica, UFV, 2009, Viçosa, MG.

CERVI, F.; BERTI, M.; BORGATTI, L.; RONCHETTI, F.; MANENTI, F.; CORSINI, A. Comparing predicted capability of statistical and deterministic methods for landslide susceptibility mapping: a case study in the northern Apennines (Reggio Emilia Province, Italy). *Landslides*, v. 7, n. 4, p. 433-444, 2010.

COUTINHO, R.Q.; SEVERO, R.N.F. Investigação Geotécnica para projeto de estabilidade de encostas. In: 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo, SP, 2009, v.1, p. 19-74.

DE CAMPOS, T.M.P. Resistência ao cisalhamento de solos não saturados. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.2, p. 399-417.

DELGADO, A.K.C.; CARVALHO, J.C.; REZENDE, L.R. Uso do DCP no controle de desempenho de uma estrutura de pavimento executada com solo tropical fino. In: II Simpósio sobre processos erosivos no centro-oeste, 2007, Cuiabá, Mato Grosso, cd-rom.

DIETRICH, W.E.; SITAR, N. Geoscience and geotechnical engineering aspects of debris-flow hazard assessment. In: Chen, C.L. (Ed.), 1st International Conf. on Debris Flow Hazard Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment. ASCE, San Francisco, USA, 1997, pp. 656-676.

DIETRICH, W.E.; MONTGOMERY, D.R. Shalstab: A digital terrain model for mapping shallow landslide potential. National Council for Air and Stream Improvement, 1998.

FERNANDES, N.F.; GUIMARÃES, R.F.; GOMES, R.A.T.; VIEIRA, B.C.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H. Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos na encostas: avaliação de metodologias e aplicação do modelo de previsão de áreas susceptíveis. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, n.1, v.2, p.51-71, 2001.

FERNANDES, N.F.; GUIMARÃES, R.F.; GOMES, R.A.T.; VIEIRA, B.C.; MONTGOMERY, D.R.; GREENBERG, H. Topographic controls of landslides in Rio de Janeiro: Field evidences and modeling. *Science Direct, Catena*, v.55, p.163-181, 2004.

FRANCH, F. A. J. P. Influência do tipo de revestimento superficial no fluxo não saturado e sua influência na estabilidade de taludes. 2008. 223 f. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2008.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R.; WIDGER, R.A. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), p.313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York: John Wiley & Sons, INC, 1993.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (4), p. 699-706, 1994.

FREITAS NETO, O. Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção. 2008. 178f. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, 2008.

FUTAI, M. M. Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: aplicação a um caso de voçorocamento. 2002. 597f. Tese de Doutorado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

GARDNER, W.R. Some Steady-State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equations with Application to Evaporation from Watertable. *Soil Science*, n.85, p. 189-200, 1958.

GEO-SLOPE, International, Ltd. Student's Edition. First Edition, Calgary, Alberta, Canadá, 2004.

GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil. In: Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT2002, Recife, 2002, v.1, p. 295-300.

GERSCOVICH, D. M. S.; GUEDES, M. N. Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, São Carlos, SP, 2004, v. 1, p. 249-254.

GUELPH PERMEAMETER – Model 2800KI - Operating Instructions, Soilmoisture Equipment Corp, Santa Barbara, CA, 1987.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, 1983, p.194.

GUIMARÃES, R.F.; FERNANDES, N.F.; GOMES, R.A.T.; CARVALHO JÚNIOR, O.A. Fundamentação teórica do modelo matemático para previsão de escorregamentos rasos shallow stability. Espaço & Geografia, n.2, v.6, p.133-150, 2003.

HASUI, Y.; PONÇANO, W.L. Organização estrutural e evolução da Bacia de Taubaté. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 30, Recife, SBG, 1978, n.1, p. 26-381.

JENNINGS, J.E.B.; BURLAND, J.B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Geotechnique, 12, p.125-144, 1962.

LANDIM, P.M. (coord.). Mapa Geológico do Estado de São Paulo. São Paulo, Governo do Estado de São Paulo, Secretaria do Meio Ambiente, Instituto de Geociências e Ciências e Exatas da UNESP, 1984. Escala 1:250.000.

LISBOA, R. L. L. Determinação da condutividade hidráulica não saturada de solos residuais com permeâmetro de Guelph e ensaios de laboratório. 2006. 104 f. Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa, 2006.

LOPES, M.B.L. Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG. 2006. 175f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006.

LU, N.; LIKOS, W. J. Unsaturated Soil Mechanics. John Wiley & Sons, 2004.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, PR, 1994, v.2, p. 515-522.

MARINHO, F.A.M. Medição de sucção em solos. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.2, p. 373-397.

- MENDES, R. M. Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP). 2008. 256f. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2008.
- MILANEZI, B.P. Mapeamento geológico da bacia hidrográfica do ribeirão Guaratinguetá, município de Guaratinguetá, SP. 2006. 51f. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Geologia, Unicamp, Campinas, 2006.
- MIQUELETTO, M. Desenvolvimento de procedimentos numéricos para análise de infiltração e estabilidade de taludes em bacias de drenagem. 2007. 152 f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2007.
- MONCADA, M. Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de solutos associados à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico. 2004. 219f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2004.
- MONTGOMERY, D.R.; DIETRICH, W.E. A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*, 30, p. 1153-1171, 1994.
- MORGENTERN, N.R.; PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15(1), p. 79-93, 1965.
- MORGENSTERN, N.R.; SANGREY, D.A. Methods of Stability Analysis. In: *Landslides Analysis and Control – Special Report 176*. Ed. Transportation Research Board, National Academy of Sciences, 1978, p. 155-171.
- OLIVEIRA, A.M.S.; FILHO, D.C. Ensaio de permeabilidade em solos – orientações para sua execução no campo. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, Boletim 04, 1996.
- OLIVEIRA, E.P. Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. 2006. 197f. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006.
- PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2000, 247p.
- PONÇANO, W.L.; CARNEIRO, C.D.R.; BISTRICH, C.A.; ALMEIDA, F.F.M.; PRANDINI, F.L. Mapa Geomorfológico do estado de São Paulo, São Paulo, IPT, 1981, v.2.

REYNOLDS, N.D.; ELRICK, D.E. In Situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the alpha-parameter using Guelph Permeameter. Soil Science, 1983, n.100, p.292-302.

REYNOLDS, N.D.; ELRICK, D.E. Measurement of field-saturated conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationship using Guelph Permeameter. Proceedings National Water Well Association Conference on Characterization and Monitoring of the Vadose (Unsaturated) Zone, Denver, Colorado, 1985, p.1-25.

RICO, A.; CASTILLO, H. La ingeniería de suelos em las vias terrestres. Ed. Limusa, México, 1978, v.1, 459p.

SANTOS, C. M. Z. Estudo da erodibilidade dos solos da bacia do ribeirão Taboão, SP, como subsídio ao estudo da disponibilidade hídrica da bacia. 2005. 86f. Relatório Final de Iniciação Científica – Fapesp, 2005.

SISAM - Sistema de Informações Ambientais, Ministérios da Saúde e da Ciência e Tecnologia do Brasil – Parceria com CPTEC/INPE. Disponível em: <<http://sisam.cptec.inpe.br/msaude/info.formulario.logic.>> Acesso em: 20 jun. 2010.

SOARES, P.V. As interrelações de elementos do meio físico natural e modificado na definição de áreas potenciais de infiltração na porção paulista da bacia do rio Paraíba do Sul. 2005. 169f. Tese de Doutorado, Unicamp, Campinas, 2005.

TEIXEIRA, R.S.; VILAR, O. Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.1, p. 161-169.

TERZAGHI, K. The shear resistance of saturated soils. Proceeding International Conference Soils Mechanics Foundation Engineering, 1936, v.1, p. 54-56.

TOLEDO, M.C.M.; OLIVEIRA, S.M.B.; MELFI, A.J. Da rocha ao solo: intemperismo e pedogênese. In: Decifrando a Terra. Companhia Editora Nacional, 2ª Edição, 2009, p. 210-239.

TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. Desastres naturais: conhecer para prevenir. Instituto Geológico, Secretaria do Meio Ambiente, Governo do Estado de São Paulo. 1ª Ed., 2009, 196p.

VANAPALLI, D.G.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, p.379-392, 1996.

VAN WESTEN, C.J.; VAN ASCH, T.W.J.; SOETERS, R. Landslide hazard and risk zonation – why is it still so difficult? *Bulletin Engineering Geology Environmental*, 65, p. 167-184, 2006.

VARGAS, M. Revisão histórico-conceitual dos escorregamentos da Serra do Mar. *Solos e Rochas*, São Paulo, 1999, v. 22, p. 53-83.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: *Landslides Analysis and Control – Special Report 176*. Ed. Transportation Research Board, National Academy of Sciences, 1978, p. 12-33.

VIEIRA, B.C. Previsão de escorregamentos translacionais rasos na Serra do Mar (SP) a partir de modelos matemáticos em bases físicas. 2007. 193f. Tese de Doutorado em Geografia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

VILLAR, L. F. S. Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita. 2002. 461f. Tese de Doutorado em Geotecnia, PUC, Rio de Janeiro, 2002.

VILLAR, L.F.S.; DE CAMPOS, T.M.P.; ZORNBERG, J. G. Relação entre a resistência a tração obtida via ensaio brasileiro, a sucção e índices físicos de um solo. In: *VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, Salvador, BA, 2007, p. 421-432.

WOLLE, C.M. Mecanismos de Instabilização de Encostas na Serra do Mar. *Encontro Técnico: Estabilidade de Encostas*, ABMS, 1988, p. 16-40.