

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento Geotécnico de um Solo Coluvionar de São
Vendelino (RS)**

Rodrigo Moraes da Silveira

Porto Alegre
2008

RODRIGO MORAES DA SILVEIRA

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM SOLO
COLUVIONAR DE SÃO VENDELINO (RS)**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em
Engenharia Civil

Porto Alegre
2008

S587c Silveira, Rodrigo Moraes da
Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS) /
Rodrigo Moraes da Silveira. – 2008.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de
Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre,
BR-RS, 2008.

Orientação: Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani

1. Talude – Estabilidade. 2. Mecânica dos solos – Ensaios. I. Bressani, Luiz
Antônio, orient. II. Título.

CDU-624.131.4(043)

RODRIGO MORAES DA SILVEIRA

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM SOLO
COLUVIONAR DE SÃO VENDELINO (RS)**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL, área de concentração – Geotecnia e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de junho de 2008

Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela University of London, U.K.
orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
(UFRGS)
Ph.D. pela University of Surrey, U.K.

Prof^ª. Ana Luiza de Oliveira Borges
(UFRGS)
D.Sc. pela Universite de Grenoble I, França

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho
(USP)
Ph.D. pela University of London, U.K.

Dedico este trabalho à minha família

*“If I have been able to see farther than others,
It was because I stood on the shoulders of giants.”*
– **Sir Isaac Newton**

RESUMO

SILVEIRA, R. M. Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS). 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil/Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre (RS).

Nesta tese foram executados diversos ensaios geotécnicos em um solo coluvionar de uma encosta em que ocorreu uma ruptura translacional, seguida de liquefação e corrida de detritos, em São Vendelino (RS). Na mesma área ocorreram dezenas de rupturas de taludes em dezembro de 2000, durante um evento pluviométrico com chuvas de 148 mm medidas em 2 h. Os taludes da região apresentam declividades em torno de 27-36° com uma camada superficial de solo coluvionar (aproximadamente 2 m). Os solos amostrados foram retirados junto da cicatriz de um destes movimentos, o qual uma testemunha ocular descreveu como uma ruptura de grande mobilidade e fluidez. No trabalho é apresentada (a) uma caracterização geral das propriedades geotécnicas dos solos coluvionares da área de estudo, a partir de um conjunto de ensaios realizados em amostras deformadas e indeformadas coletadas em campo; (b) resultados do monitoramento de poro-pressões por piezômetros elétricos e um pluviômetro, instalados na encosta; (c) ensaios de condutividade hidráulica de laboratório e de campo (permeâmetro de Guelph, piezômetros de Casagrande e cilindros concêntricos); (d) um conjunto de resultados de ensaios de cisalhamento direto, ensaios de compressão triaxial CID, CIU, CID-U e CSD (*constant shear drained*) e (e) um conjunto de ensaios *hollow cylinder*. Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório com amostras indeformadas forneceram valores entre $2,5 \times 10^{-4}$ e $5,4 \times 10^{-3}$ cm/s. Os resultados dos ensaios de cisalhamento resultaram em valores $c'=4-10$ kPa e $\phi'=26^\circ$ (remoldados ou indeformados) e $c'=0-10$ kPa e $\phi'=25,8-36,9^\circ$ (triaxiais em solo remoldado). Os ensaios *hollow cylinder* realizados mostraram que há uma grande influência da rotação das tensões principais nos parâmetros de resistência ao cisalhamento e no comportamento do solo pré e pós-ruptura. Os resultados também sugerem que análises de estabilidade de taludes baseadas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial não são conservativas. Análises de fluxo de água e de estabilidade da encosta sugerem que somente chuvas com intensidade de magnitude semelhante à de dezembro de 2000 podem provocar rupturas na encosta estudada.

Palavras-chave: taludes; ensaios geotécnicos; colúvios; corridas de detritos; *hollow cylinder*.

ABSTRACT

SILVEIRA, R. M. Geotechnical behavior of a colluvium soil from São Vendelino (RS, Brazil). 2008. Ph.D. Thesis (Geotechnical Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre (RS).

In this thesis several geotechnical tests were performed in a colluvium soil from a slope in which a translational slide occurred, followed by liquefaction and debris flow, in São Vendelino, RS, Brazil. In the same area several other slope failures occurred in December 2000 during a rain event with precipitation of 148mm in 2 hours. The inclination of the slopes in the region are in the range of 27-36° with a surficial layer of colluvium soil (approximately 2 m). The soil samples were collected close to a scar generated by one of those movements, which an eye-witness described as a failure with great mobility. This thesis presents (a) a basic characterization of colluvium soils from the studied area, using disturbed and undisturbed samples; (b) monitored values of in-situ pore-pressure using electric piezometers and results of a pluviometer installed in the studied area; (c) results of hydraulic conductivity from laboratory and field tests (Guelph permeameter, Casagrande piezometers and concentric cylinders); (d) results from direct shear and triaxial tests (CID, CIU, CID-U and CSD) and (e) a set of hollow cylinder tests. The laboratory conductivity hydraulic tests carried out on undisturbed samples showed values varying from 2.5×10^{-4} to 5.4×10^{-3} cm/s. The direct shear results resulted in $c' = 4-10$ kPa e $\phi' = 26^\circ$ (undisturbed or reconstituted samples) and triaxial tests resulted in $c' = 0-10$ kPa and $\phi' = 25.8-36.9^\circ$ (reconstituted samples). The hollow cylinder tests showed that there is a strong influence of principal stress rotation in the shear strength and in the soil behavior pre and post failure. The results also suggest that slope stability analyses based on shear strength parameters obtained from triaxial tests are not conservative. Seepage and slope stability analyses suggest that only rains of great intensity, similar to the event of December 2000, may generate failures in the studied slope.

Key-words: slopes, geotechnical tests, colluvium soils, debris flow, hollow cylinder.

AGRADECIMENTOS

A todos, que de forma direta ou indireta contribuíram para a execução deste trabalho, gostaria de dedicar meus mais sinceros agradecimentos, especialmente, refiro-me:

À Deus pela minha vida, pela minha família, pela minha saúde, por guiar-me sempre pelos melhores caminhos, por colocares ao meu lado sempre pessoas boas e especiais e por todas as oportunidades que me foram concedidas;

À minha família em especial aos meus pais Amaro Machado da Silveira e Ivone Moraes da Silveira por sempre terem apoiado todas as minhas decisões e por terem me auxiliado da melhor forma possível a evitar os possíveis erros que surgem durante a vida. Antes destes agradecimentos ressalto que serei eternamente grato por serem meus pais e por gostarem muito de mim. Pai, Mãe, esta conquista também é de vocês;

Aos meus avós paternos e maternos; Feliciano Silveira (*in memorian*) e Ordalina Machado da Silveira (*in memorian*), e a Palmira Moraes pelos constantes incentivos e apoio. Às tias Gessy Machado da Silveira e Marlene Vescia da Fonseca pelo apoio e incentivo bastante gratificantes em todos os momentos;

Ao meu professor orientador Luiz Antônio Bressani, dedico meus mais sinceros agradecimentos por ter sempre acreditado em mim. Agradeço também pelo convívio, amizade, paciência, ensinamentos e os exemplos irreparáveis que hoje fazem parte da minha personalidade. Enfim, agradecimentos são muito pouco quando comparada a sua importância em minha trajetória, mas mesmo assim muitíssimo obrigado;

Ao professor Adriano Virgílio Damiani Bica que não diferente do Prof. Bressani contribui muito na minha formação na oportunidade em que o tive como orientador em meu mestrado. Antes de qualquer coisa serei sempre grato pelas primeiras oportunidades oferecidas a mim já no distante ano de 2001;

Aos demais professores da área geotécnica do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC/UFRGS) agradeço profundamente pelos inestimáveis ensinamentos em especial ao professor Washington Peres Núñez pela amizade, pelo carinho, e por todos os momentos de agradável convívio que passamos;

Ao Professor João Antônio H. Carraro pelo apoio, ensinamentos e orientação durante a o desenvolvimento do doutorado sanduíche na *Colorado State University* (CSU). Agradeço ainda pela amizade e o exemplo de profissional que és;

Ao amigo e colega na CSU Ederm Onnur Tastan pelo apoio no início do desenvolvimento do programa experimental no exterior. Às funcionárias do departamento de engenharia civil da CSU, Linda e Katy pela fantástica recepção e constantes ajudas e preocupações com a minha estada na CSU. Agradeço ainda ao amigo Joe, responsável técnico pelo laboratório de geotecnia da CSU, pelo apoio logístico na construção de equipamentos para o cumprimento das atividades na CSU;

Aos professores da Universidade Federal de Santa Maria, José Mario Doleys Soares e Rinaldo José Barbosa Pinheiro por terem me recomendado muito bem ao PPGEC/UFRGS. Em especial, agradeço ao professor José Mario Doleys Soares por ter me concedido a honra de poder ter trabalhado a seu lado. Jamais esquecerei a oportunidade de ter iniciado meus trabalhos de iniciação científica como bolsista sob a sua orientação;

Ao funcionário do LAGEO/UFRGS, Jair Francisco Floriano da Silva agradeço por toda ajuda, ensinamentos, amizade, conselhos, incentivos e divertida convivência. Desde minha chegada ao LAGEO/UFRGS foste uma das melhores amizades conquistadas em Porto Alegre e tenho muita consideração e admiração pelo senhor. Sem sua ajuda este trabalho seria certamente, muito mais árduo. Espero sinceramente que nossa convivência e amizade sejam muito duradouras;

Ao colega e grande amigo Marcelo Luvison Rigo pelo constante interesse sobre o desenvolvimento da tese, pelos conselhos e incentivos;

Ao colega e também grande amigo Isac Alexandre Martinello pelo fato de você ter estado comigo tanto nas horas ruins quanto nas horas boas do programa experimental desta tese, pois muitas vezes estivemos desenvolvendo trabalhos conjuntamente. Muito obrigado de coração e principalmente obrigado por ser o grande amigo que és;

Aos bolsistas de iniciação científica que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho: Ana Carolina de Luca, Patrícia Cardoso de Souza e Cleber de Freitas Floreano;

Ao grande amigo e excepcional professor de inglês, Miguel Flores da Cunha, da escola Exen Idiomas. Sem seus ensinamentos eu certamente não teria tido a oportunidade de ter desenvolvido parte desta tese nos Estados Unidos. Além dos ensinamentos agradeço pela amizade e todos os demais conselhos sempre oportunos;

Aos funcionários do PPGEC/UFRGS, muito obrigado pelo apoio logístico fornecido e CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro durante a pesquisa;

Aos colegas Eli Antônio da Costa e Rodrigo Malysz pela companhia desde o mestrado e por terem sido grandes colegas. Muito obrigado ainda pelos bons momentos que passamos juntos;

À minha amada esposa Lisiane Figueiredo Fernandes, muito obrigado pelo apoio, incentivo, compreensão da distância, amor e carinho a mim concedidos e pela sua companhia durante a nossa estada no exterior. Essa minha conquista também pode ser considerada tua, és em grande parte, motivo das minhas alegrias e da minha motivação. Eu te amo muito.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	p.14
LISTA DE FOTOS.....	p.20
LISTA DE QUADROS.....	p.22
1 INTRODUÇÃO.....	p.26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	p.29
2.1 COLÚVIOS.....	p.29
2.1.1 Definição e características de colúvios.....	p.29
2.1.2 Formação dos colúvios.....	p.31
2.1.3 Instabilidades de colúvios.....	p.34
2.1.4 Condutividade hidráulica e regime de fluxo d'água.....	p.38
2.2 MOVIMENTOS DE MASSA EM ENCOSTAS NATURAIS.....	p.42
2.2.1 Classificações internacionais dos movimentos de massa em encostas naturais.....	p.43
2.2.2 Classificações nacionais dos movimentos de massa.....	p.49
2.3 CORRIDAS DE DETRITOS.....	p.52
2.3.1 Aspectos gerais sobre as corridas de detritos.....	p.52
2.3.2 Características, definição e descrição das corridas de detritos.....	p.54
2.3.3 Principais condicionantes de ocorrência de corridas de detritos.....	p.59
2.3.3.1 Geologia e geomorfologia.....	p.62
2.3.3.2 Precipitações pluviométricas.....	p.64
2.3.4 Parâmetros associados às corridas de detritos.....	p.68
2.3.4.1 Velocidade de fluxo.....	p.70
2.3.4.2 Descarga de pico.....	p.71
2.3.4.3 Volume de Sólidos transportados e distância percorrida.....	p.71
2.3.4.4 Concentração de sólidos.....	p.72
2.3.4.5 Força de impacto.....	p.73
2.3.5 Casos históricos de ocorrência de corridas de detritos.....	p.73
2.3.5.1 Serra do Mar.....	p.74
2.3.5.2 Serra Geral.....	p.77
2.3.6 Discussões sobre condições de ruptura.....	p.80
2.4 CONCEITOS FUNDAMENTAIS DA TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	p.90

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	p.97
3.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	p.97
3.2 GEOLOGIA REGIONAL.....	p.103
3.3 ASPECTOS LOCAIS.....	p.109
4 AMOSTRAGENS E MÉTODOLOGIAS EXPERIMENTAIS	p.114
4.1 AMOSTRAGENS.....	p.116
4.1.1 Amostragens de solos indeformados.....	p.116
4.1.2 Amostragens de solos deformados.....	p.119
4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p.119
4.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	p.122
4.3.1 Considerações gerais e princípio do ensaio.....	p.122
4.3.2 Descrição do equipamento utilizado e procedimento de ensaio.....	p.124
4.3.3 Moldagem dos corpos de prova e procedimento de ensaio.....	p.125
4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	p.127
4.4.1 Considerações gerais e princípio do ensaio.....	p.127
4.4.2 Descrição do equipamento utilizado.....	p.128
4.4.3 Análise da uniformidade de moldagem de corpos de prova remoldados.....	p.131
4.4.4 Moldagem dos corpos de prova.....	p.132
4.4.5 Procedimento de ensaio.....	p.135
4.5 ENSAIOS <i>HOLLOW CYLINDER</i>	p.138
4.5.1 Considerações gerais e princípio do ensaio.....	p.138
4.5.2 Descrição do equipamento utilizado.....	p.144
4.5.3 Preparação do solo e moldagem dos corpos de prova.....	p.147
4.5.3.1 Preparação do solo.....	p.147
4.5.3.2 Moldagem dos corpos de prova.....	p.147
4.5.3.3 Análise da uniformidade dos corpos de prova.....	p.150
4.5.4 Procedimento de ensaio.....	p.152
4.6 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	p.154
4.6.1 Ensaio de laboratório.....	p.154
4.6.1.1 Permeâmetro de parede flexível do equipamento triaxial.....	p.156
4.6.1.2 Permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio.....	p.160
4.6.2 Ensaio de campo e instrumentação da encosta estudada.....	p.163
4.6.2.1 Permeâmetro de Guelph.....	p.164
4.6.2.2 Piezômetros de Casagrande.....	p.170

4.6.2.3 Instrumentação da encosta estudada.....	p.175
4.6.2.4 Cilindros concêntricos.....	p.179
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS – ENSAIOS MECÂNICOS.....	p.183
5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p.183
5.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	p.191
5.2.1 Resultados dos ensaios.....	p.192
5.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	p.196
5.3.1 Resultados das análises de uniformidade em corpos de prova remoldados.....	p.200
5.3.2 Ensaios de compressão triaxial CID com corpos de prova indeformados (cota 365 m).....	p.203
5.3.3 Ensaios de compressão triaxial CIU com corpos de prova indeformados (cota 365 m).....	p.205
5.3.4 Ensaios de compressão triaxial CID-U com corpos de prova indeformados (cota 365 m).....	p.207
5.3.5 Ensaios de compressão triaxial CID com corpos de prova remoldados (cota 365 m).....	p.210
5.3.6 Ensaios de compressão triaxial CIU com corpos de prova remoldados (cota 365 m).....	p.212
5.3.7 Análise conjunta dos resultados dos ensaios triaxiais (cota 365 m).....	p.213
5.4 ENSAIOS HOLLOW CYLINDER.....	p.223
5.4.1 Resultados das análises de uniformidade.....	p.224
5.4.2 Resultados dos ensaios <i>hollow cylinder</i>	p.226
5.4.3 Influência do coeficiente b.....	p.227
5.4.4 Efeito da alteração da sequência de aplicação dos parâmetros no ensaio <i>hollow cylinder</i>	p.233
5.4.5 Comparação entre os resultados de ensaios triaxial CSD e <i>hollow cylinder</i>	p.233
6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E INSTRUMENTAÇÃO.....	p.241
6.1 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	p.241
6.1.1 Ensaios de laboratório.....	p.241
6.1.1.1 Apresentação dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica no equipamento triaxial.....	p.242
6.1.1.2 Apresentação dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio.....	p.245
6.1.2 Ensaios de campo.....	p.250

6.1.2.1 Apresentação dos resultados dos ensaios com permeâmetro de Guelph.	p.250
6.1.2.2 Apresentação dos resultados dos ensaios realizados nos piezômetros de Casagrande.....	p.253
6.1.2.3 Apresentação dos resultados dos ensaios com cilindros concêntricos....	p.254
6.1.2.4 Discussão dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de campo.....	p.256
6.2 INSTRUMENTAÇÃO.....	p.257
6.2.1 Calibração dos transdutores elétricos.....	p.258
6.2.2 Calibração do pluviômetro e resultados obtidos.....	p.259
7 ANÁLISES DE FLUXO DE ÁGUA E DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA ESTUDADA.....	p.262
7.1 ANÁLISE DE FLUXO DE ÁGUA NO TALUDE.....	p.262
7.1.1 Modelagem.....	p.262
7.1.2 Análises de fluxo.....	p.264
7.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE.....	p.269
7.2.1 Análise de estabilidade do talude estudado utilizando o <i>Slope/W</i>	p.271
7.2.2 Análise de estabilidade do talude estudado a partir do método para taludes infinitos.....	p.272
7.2.3 Análise de estabilidade do talude estudado a partir do método tridimensional simplificado.....	p.275
8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	p.278
8.1 CONCLUSÕES.....	p.278
8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	p.286
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	p.287

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1: Ilustração do processo de formação de um colúvio (DEERE & PATTON, 1971).....	p.32
Figura 2.2: Geometrias analisadas, típicas das encostas do Rio de Janeiro (RJ), (VARGAS JR. <i>et al.</i> , 1990).....	p.41
Figura 2.3: Bloco diagrama de um deslizamento/fluxo complexo de material fino (VARNES, 1978).....	p.46
Figura 2.4: Trajetória de tensões para a classificação dos movimentos de massa proposta por Sassa (1989).....	p.50
Figura 2.5: Perfil geológico típico dos canais onde foram deflagrados os fluxos de detritos (AZAMBUJA <i>et al.</i> 2001a, 2001b).....	p.59
Figura 2.6: Gráfico de correlação de chuvas acumuladas <i>versus</i> tempo de duração correspondente e rupturas observadas (KANJI <i>et al.</i> , 1997).....	p.67
Figura 2.7: Gráfico chuva acumulada <i>versus</i> respectivo tempo de chuvas que deflagram corrida de detritos e grandes escorregamentos (KANJI, 2000 e GRAMANI & KANJI, 2001).....	p.68
Figura 2.8: Análise das relações duração x intensidade das chuvas.....	p.79
Figura 2.9: Tensões principais na superfície de cisalhamento (a) em uma ruptura rotacional de talude e (b) em uma ruptura translacional de talude (adaptado de SKEMPTON & HUETHINSON, 1969).....	p.81
Figura 2.10: Trajetória de tensões seguida para um elemento de solo em um talude com aumento de poro-pressão.....	p.85
Figura 2.11: Curvas limite de estado: (a) compressão isotrópica e (b) expansão da curva de plastificação.....	p.92
Figura 2.12: Curvas de ensaios drenados e não drenados no espaço $p' \times q \times v$ (ATKINSON & BRANSBY, 1978).....	p.93
Figura 2.13: Superfícies de estado limite no plano normalizado q'/p'_e : p'/p'_e (LEROUEIL & HIGHT, 2002).....	p.94
Figura 2.14: Comportamento de ensaios triaxiais drenados e não drenados, interpretados através de conceitos básicos da TEC (LEROUEIL, 1997).....	p.95
CAPÍTULO 3	
Figura 3.1: Mapa do Político do Estado do Rio Grande do Sul com São Vendelino em destaque.....	p.98
Figura 3.2: Rodovias estaduais e federais da região serrana e metropolitana do Estado do Rio Grande do Sul – São Vendelino em destaque – quadro azul (Fonte: mapa rodoviário do DAER-RS).....	p.99
Figura 3.3: Topografia da área de estudo.....	p.100

Figura 3.4: Imagem aérea da área de estudo.....	p.101
Figura 3.5: Localização da bacia sedimentar do Paraná (adaptado de MELFI <i>et al.</i> , 1988).....	p.104
Figura 3.6: Seção litoestratigráfica da Bacia Sedimentar do Paraná, com a identificação da área estudada (quadro vermelho), (BIZZI <i>et al.</i> , 2001).....	p.106
Figura 3.7: Perfil típico de um derrame basáltico na Formação Serra Geral (LEINZ & AMARAL, 1978).....	p.107
Figura 3.8: Seção tipo esperada em encostas da Formação Serra Geral (adaptada de TUGRUL, 1997).....	p.108
Figura 3.9: Demarcação das microbacias de contribuição.....	p.110
Figura 3.10: Perfil longitudinal do talude de estudo.....	p.111

CAPÍTULO 4

Figura 4.1: Diagrama esquemático do sistema triaxial <i>Wille Geotechnik</i> (adaptado do manual do equipamento).....	p.130
Figura 4.2: Parâmetros envolvidos na determinação das tensões médias e deformações médias (HIGHT <i>et al.</i> , 1983).....	p.139
Figura 4.3: Estados de tensão representados em um elemento de corpo de prova do ensaio <i>hollow cylinder</i> sujeito à carga axial (F), torque (T), pressão interna (p_i) e pressão externa (p_e): (a) corpo de prova <i>hollow cylinder</i> ; (b) componentes de tensões em um elemento na parede do corpo de prova; (c) tensões principais em um elemento na parede do corpo de prova; (d) deformações principais em um elemento na parede do corpo de prova.....	p.141
Figura 4.4: Equipamento <i>drilling</i> utilizado na perfuração dos corpos de prova	p.150
Figura 4.5: Valores de parâmetro b <i>versus</i> contra-pressão da fase de saturação.....	p.154
Figura 4.6: Esquema do permeâmetro de parede flexível (modificado de DANIEL, 1994).....	p.155
Figura 4.7: Painel de aplicações manual de pressões.....	p.157
Figura 4.8: Esquema do permeâmetro de Guelph [adaptado do Manual do equipamento, <i>Soilmoisture Equipment Corp.</i> (1991)].....	p.166
Figura 4.9: Fator de forma C em função de H/a [adaptado de <i>Soilmoisture Equipment Corp.</i> (1991)].....	p.170
Figura 4.10: Esquema do piezômetro escavado.....	p.173
Figura 4.11: Configuração do equipamento da Foto 4.18 para definição dos cálculos de pressões na ponteira do transdutor elétrico.....	p.177
Figura 4.12: Infiltrômetro de cilindros concêntricos (CAUDURO & DORFMAN, 1985).....	p.180

CAPÍTULO 5

Figura 5.1: Distribuição granulométrica via secagem prévia com e sem o uso de agente defloculante – cota 351 m.....	p.186
---	-------

Figura 5.2: Distribuição granulométrica via secagem prévia com e sem o uso de agente defloculante – cota 360 m.....	p.187
Figura 5.3: Distribuição granulométrica via secagem prévia com e sem o uso de agente defloculante – cota 365 m.....	p.187
Figura 5.4: Distribuição granulométrica via úmida com e sem o uso de agente defloculante – cota 351 m.....	p.188
Figura 5.5: Distribuição granulométrica via úmida com e sem o uso de agente defloculante – cota 360 m.....	p.188
Figura 5.6: Distribuição granulométrica via úmida com e sem o uso de agente defloculante – cota 365 m.....	p.189
Figura 5.7: Carta de plasticidade para os solos ensaiados (ASTM D 2487).....	p.189
Figura 5.8: Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados (cota 360 m).....	p.193
Figura 5.9: Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados (cota 360 m).....	p.194
Figura 5.10: Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados (cota 360 m).....	p.195
Figura 5.11: Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados (cota 360 m).....	p.195
Figura 5.12: Envoltória de ruptura no gráfico de tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados (cota 360 m).....	p.196
Figura 5.13: Peso específico seco ao longo do perfil do corpo de prova moldado para análise da uniformidade.....	p.202
Figura 5.14: Índice de vazios ao longo do perfil do corpo de prova moldado para análise da uniformidade.....	p.202
Figura 5.15: Curvas (a) $q \times \epsilon_a$ e (b) $\epsilon_a \times \epsilon_v$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados.....	p.204
Figura 5.16: (a) Trajetória de tensões efetivas, envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ e (b) curvas $e \times p'$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados.....	p.204
Figura 5.18: Curvas (a) $q \times \epsilon_a$ e (b) $\Delta_u \times \epsilon_a$ para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados.....	p.206
Figura 5.19: Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados.....	p.206
Figura 5.20: Curvas $q \times \epsilon_a$ para os ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados.....	p.209

Figura 5.21: Trajetórias de tensões efetivas para os ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados.....	p.209
Figura 5.22: Curvas $\epsilon_a \times \epsilon_v$ para a etapa drenada da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados.....	p.209
Figura 5.23: Curvas $\Delta u \times \epsilon_a$ para a etapa não-drenada da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados.....	p.210
Figura 5.24: Curvas (a) $q \times \epsilon_a$ e (b) $\epsilon_a \times \epsilon_v$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados.....	p.211
Figura 5.25: (a) Trajetória de tensões efetivas, envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ e (b) curvas $e \times p'$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados.....	p.211
Figura 5.26: Curvas (a) $q \times \epsilon_a$ e (b) $\Delta u \times \epsilon_a$ para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados.....	p.214
Figura 5.27: Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados.....	p.214
Figura 5.28: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados.....	p.216
Figura 5.29: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados, pontos de estado crítico dos ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados e linha de estado crítico.....	p.217
Figura 5.30: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados.....	p.217
Figura 5.31: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados, pontos de estado crítico dos ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados e linhas de estado crítico dos ensaios triaxiais remoldados (CSL1) e dos ensaios triaxiais indeformados (CSL2).....	p.218
Figura 5.32: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova indeformados e envoltória de ruptura 1.....	p.220
Figura 5.33: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova remoldados e indeformados e envoltórias de ruptura 1 e 2.....	p.220
Figura 5.34: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova indeformados, trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU e CID-U e envoltórias de ruptura 2 e 3.....	p.221
Figura 5.35: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova remoldados, trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU (remoldados), últimos pontos dos ensaios <i>hollow cylinder</i> e triaxial CSD e envoltória de ruptura 4.....	p.221
Figura 5.36: Peso específico seco ao longo do perfil do corpo de prova moldado para análise da uniformidade.....	p.224
Figura 5.37: Índice de vazios ao longo do perfil do corpo de prova moldado para análise da uniformidade.....	p.225

Figura 5.38: Trajetórias de tensões efetivas da fase de carregamento anisotrópico (1ª etapa dos ensaios).....	p.228
Figura 5.39: Variação de volume <i>versus</i> tempo da primeira etapa dos ensaios <i>hollow cylinder</i> (o ensaio F* não é comparável com os demais).....	p.229
Figura 5.40: Curvas deformação volumétrica x tempo.....	p.229
Figura 5.41: Curvas deformação radial x tempo e curvas deformação circunferencial x tempo.....	p.231
Figura 5.42: Curvas deformação octaédrica x média das tensões confinantes principais normalizada e curvas deformação volumétrica x média das tensões confinantes principais normalizada.....	p.232
Figura 5.43: Curvas deformação octaédrica x média das tensões confinantes principais normalizada e curvas deformação volumétrica x média das tensões confinantes principais normalizada.....	p.234
Figura 5.44: Trajetória de tensões dos ensaios triaxiais CID realizados em amostras remoldadas e provável CSL da série de ensaios (envelope 1).....	p.235
Figura 5.45: Curvas deformação principal maior x média das tensões confinantes principais normalizada e curvas deformação volumétrica x média das tensões confinantes principais normalizada.....	p.237
Figura 5.46: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios <i>hollow cylinder</i> e do ensaio triaxial CSD realizados, provável CSL obtida dos ensaios triaxiais CID com amostras remoldadas (envoltória 1) e curvas deformação principal maior x p'.....	p.239
Figura 5.47: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios <i>hollow cylinder</i> e do ensaio triaxial CSD realizados, provável CSL obtida dos ensaios triaxiais CID com amostras remoldadas (envoltória 1) e curvas deformação principal maior x p'.....	p.240

CAPÍTULO 6

Figura 6.1: Coeficiente de condutividade hidráulica <i>versus</i> tensão efetiva de confinamento.....	p.249
Figura 6.2: Curvas de variação da taxa de infiltração em função do tempo.....	p.255
Figura 6.3: Calibrações dos transdutores elétricos instalados em campo.....	p.258
Figura 6.4: Resultados da calibração do pluviômetro [pulsos acumulados x volume (cm ³)]......	p.259
Figura 6.5: Resultados do monitoramento das chuvas a partir do pluviômetro instalado na encosta e dos dados da estação metereológica de São Vendelino	p.260

CAPÍTULO 7

Figura 7.1: Seção geotécnica com a malha de elementos finitos utilizada nas análises de fluxo de água.....	p.265
Figura 7.2: Curva da relação entre teor de umidade volumétrico e sucção.....	p.266
Figura 7.3: Condutividade hidráulica <i>versus</i> sucção definida de acordo com o modelo proposto por Fredlund & Xing (1994).....	p.266

Figura 7.4: Contornos de pressão ao final das 2 horas de precipitação de 75 mm/h.....	p.268
Figura 7.5: Elevação do nível de água no talude em função do tempo, sob uma precipitação de 75 mm/h, tempo total de 2 horas.....	p.269
Figura 7.6: Superfície de ruptura crítica e fatores de segurança (método de Bishop) para a análise realizada sem a presença do nível d'água, $c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$	p.273
Figura 7.7: Superfície de ruptura crítica e fatores de segurança (método de Bishop) para a análise realizada com a presença do nível d'água na superfície, $c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$	p.274
Figura 7.8: Esquema de esforços atuantes no talude infinito com consideração dos efeitos das extremidades laterais do talude (τ_b são as tensões cisalhantes na superfície da base; τ_l são as tensões cisalhantes nas extremidades laterais e W é o peso da lamela), (modificado de Wolle, 1988).....	p.276

LISTA DE FOTOS

CAPÍTULO 3

Foto 3.1: Vista geral da encosta com destaque para cicatriz originada pelas corridas de detritos de dezembro de 2000.....	p.102
Foto 3.2: Vista inferior da encosta.....	p.102
Foto 3.3: Vista da base da encosta (foto tirada da rodovia vicinal).....	p.102
Foto 3.4: Foto próxima aos locais de amostragens (topo da encosta).....	p.102
Foto 3.5: Perfil onde foram realizadas parte das amostragens (cota 351 m).....	p.103
Foto 3.6: Vista aérea da encosta estudada.....	p.113

CAPÍTULO 4

Foto 4.1: Ponto de coleta de amostras deformadas (cota 351 m).....	p.117
Foto 4.2: Ponto de coleta de amostras indeformadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto (cota 360 m).....	p.117
Foto 4.3: Ponto de coleta de amostras indeformadas para a realização dos ensaios triaxiais e dos ensaios de condutividade hidráulica (cota 365 m).....	p.117
Foto 4.4: Equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado.....	p.124
Foto 4.5: Detalhe do equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado.....	p.124
Foto 4.6: Equipamento utilizado nos ensaios triaxiais (<i>Wille Geotechnik Co.</i>)..	p.130
Foto 4.7: Detalhe do cabeçote utilizado nos ensaios triaxiais.....	p.130
Fotos 4.8: Molde utilizado no processo de moldagem para posterior análise de uniformidade: (a) molde desmontado e (b) molde montado.....	p.131
Foto 4.9: Molde tripartido utilizado para moldagem dos corpos de prova remoldados para os ensaios triaxiais: (a) molde desmontado e (b) molde montado.....	p.133
Foto 4.10: Equipamentos de moldagem de amostras indeformadas: (a) processo de moldagem dos corpos de prova indeformados (b) torno, fio de arame, berço metálico para corpos de prova e espátula.....	p.134
Foto 4.11: Equipamento utilizado nos ensaios <i>hollow cylinder</i> (<i>Wikeham Farrance Int.</i>): (a) vista geral e (b) detalhe da câmara triaxial.....	p.145
Foto 4.12: Equipamento <i>drilling</i> , molde cilíndrico de alumínio e anel de acrílico adicional acoplado ao topo do molde.....	p.150
Foto 4.13: Molde repartido em 10 camadas: (a) corpo de prova sendo moldado (b) corpo de prova sendo repartido para análise da uniformidade.....	p.151

Foto 4.14: Permeâmetro com coluna de mercúrio: (a) vista geral e (b) câmara triaxial.....	p.161
Foto 4.15: Permeâmetro de Guelph instalado na cota 350 m da encosta em estudo pronto para a realização do ensaio.....	p.164
Foto 4.16: Piezômetro instalado na cota 347 m da encosta para a realização do ensaio.....	p.171
Foto 4.17: Equipamento utilizado para a calibração dos transdutores elétricos..	p.177
Foto 4.18: Transdutor de pressão Druck (foto superior) e registrador eletrônico Log Box (foto inferior).....	p.177
Foto 4.19: Pluviômetro instalado na encosta estudada (cota 372 m).....	p.178
Foto 4.20: Cilindros e tensiômetros instalados na encosta para a realização do ensaio (cota 365 m).....	p.181
CAPÍTULO 5	
Foto 5.1: Corpo de prova indeformado do ensaio triaxial CID ensaiado com $\sigma'_c=75$ kPa.....	p.200
Foto 5.2: Corpo de prova remoldado do ensaio triaxial CIU ensaiado com $\sigma'_c=40$ kPa.....	p.200
Foto 5.3: Corpo de prova remoldado a partir da técnica <i>moist-tamping</i> em 5 camadas.....	p.201
Foto 5.4: Corpo de prova remoldado do ensaio triaxial CIU ensaiado com $\sigma'_c=50$ kPa.....	p.201
Foto 5.5: Corpo de prova preparado com a técnica <i>moit-tamping</i> em 10 camadas.....	p.226

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1: Classificação dos movimentos de massa segundo (VARNES, 1978).....	p.45
Quadro 2.2: Escala de velocidades das corridas de detritos.....	p.47
Quadro 2.3: Comparação entre as propostas de classificação de movimentos de massa no Brasil (FERNANDES & AMARAL, 1998).....	p.51
Quadro 2.4: Principais tipos de movimentos de encosta no Brasil (AUGUSTO FILHO, 1992).....	p.53
Quadro 2.5: Lista das causas de movimentos de massa (CRUDEN & VARNES, 1996).....	p.61
Quadro 2.6: Características da corrida de detritos ocorrida em São Vendelino (adaptado de AZAMBUJA <i>et al.</i> , 2001b).....	p.74
Quadro 2.7: Características e conseqüências dos principais casos de fluxos de detritos no Brasil (GRAMANI & KANJI, 2001).....	p.75
Quadro 2.8: Fatores utilizados na determinação da suscetibilidade de uma área na geração de corridas de detritos, atributos e notas parciais estabelecidas (KANJI <i>et al.</i> , 2000).....	p.89
Quadro 2.9: Intervalos das análises e suscetibilidade de ocorrência de corridas de detritos (KANJI <i>et al.</i> , 2000).....	p.90

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1: Resumo do programa experimental da presente tese de doutorado	p.115
Quadro 4.2: Equações para a determinação das tensões médias e deformações médias (HIGHT <i>et al.</i> , 1983).....	p.140
Quadro 4.3: Proposições para o parâmetro m	p.175

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1: Índices físicos dos solos estudados.....	p.186
Quadro 5.2: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.....	p.190
Quadro 5.3: Índices físicos iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto (e^* - índice de vazios após o adensamento), cota 360 m....	p.192
Quadro 5.4: Parâmetros de resistência ao cisalhamento máximos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (cota 360 m).....	p.196
Quadro 5.5: Características iniciais dos corpos de prova dos ensaios triaxiais (cota 365 m).....	p.199
Quadro 5.6: Valores dos pontos que possivelmente representam o estado crítico dos ensaios triaxiais CID e CIU com corpos de prova remoldados.....	p.215

Quadro 5.7: Valores dos pontos que possivelmente representam o estado crítico dos ensaios triaxiais CID e CIU com corpos de prova indeformados.....	p.215
Quadro 5.8: Equações e parâmetros de resistência ao cisalhamento dos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto.....	p.222
Quadro 5.9: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em diferentes ensaios de resistência ao cisalhamento.....	p.223
Quadro 5.10: Parâmetros e sequência de aplicação de tensões dos ensaios realizados no equipamento <i>hollow cylinder</i>	p.227
Quadro 5.11: Dados dos corpos de prova <i>hollow cylinder</i> ensaiados.....	p.228
Quadro 5.12: Razão das deformações volumétricas de <i>creep</i> e de cada estágio da fase de carregamento anisotrópico.....	p.231
CAPÍTULO 6	
Quadro 6.1: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos durante a fase de percolação no equipamento triaxial com corpos de prova indeformados (cota 365 m).....	p.243
Quadro 6.2: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos após a fase de saturação dos ensaios triaxial CID-U com corpos de prova indeformados (cota 365 m).....	p.244
Quadro 6.3: Dados iniciais dos corpos de prova indeformados e remoldado dos ensaios realizados no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio.....	p.246
Quadro 6.4: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg _i -1.....	p.246
Quadro 6.5: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg _i -2.....	p.247
Quadro 6.6: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg _i -3.....	p.247
Quadro 6.7: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg _r -1.....	p.248
Quadro 6.8: Dados dos ensaios com permeâmetro de Guelph.....	p.251
Quadro 6.9: Vazões estabilizadas para as cargas hidráulicas nos ensaios com permeâmetro de Guelph.....	p.251
Quadro 6.10: Resultados dos ensaios com permeâmetro de Guelph calculados conforme Reynolds <i>et al.</i> , 1985.....	p.252
Quadro 6.11: Resultados dos ensaios de permeâmetro de Guelph para a condição saturada do solo.....	p.252
Quadro 6.12: Dados característicos e resultados obtidos nos ensaios realizados com piezômetros.....	p.254
Quadro 6.13: Resultados dos ensaios realizados com os cilindros concêntricos (cota 365 m).....	p.255
Quadro 6.14: Valores típicos de coeficiente de condutividade hidráulica, ensaios de campo, em solos coluvionares (adaptado de Lacerda, 2002).....	p.257
Quadro 6.15: Ensaios de condutividade hidráulica realizados por Soares <i>et al.</i> , 2001.....	p.257

Quadro 6.16: Precipitações máxima diárias do pluviômetro instalado na encosta (Pl. enc.) e da estação metereológica de São Vendelino (Est. SV)..... p.261

CAPÍTULO 7

Quadro 7.1: Fatores de segurança obtidos nas análises realizadas com o programa *Slope/W*..... p.271

Quadro 7.2: Fatores de segurança pelo método do talude infinito ($\phi'=31,6^\circ$)..... p.272

Quadro 7.3: Fatores de segurança obtidos das análises tridimensionais simplificadas para diferentes condições NA=0 no talude ($\phi'=31,6^\circ$, z=2,0 m e B=3,0 m)..... p.276

Quadro 7.4: Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade realizadas..... p.277

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

Dentre os movimentos de massa citados na bibliografia geotécnica, os eventos classificados como corridas de detritos são os mais rápidos e de maior poder de destruição na natureza. As corridas de detritos representam uma das formas mais catastróficas de movimento de massa, pois geralmente envolvem massas constituídas por misturas de solo e de rocha provenientes da acumulação de corpos de tálus, ou provenientes da mobilização de solo residual subjacente a massas coluvionares.

No Brasil, a ocorrência de corridas de detritos é muito comum nas porções mais elevadas das encostas da Serra Geral e da Serra do Mar (localizadas nas regiões sul e sudeste do país). Estas encostas apresentam derrames constituídos de litologia e estrutura complexa, formação de espessas camadas de solos residuais e de depósitos de solos coluvionares associados à existência de blocos de rocha originários de maciços rochosos fraturados. A ocorrência de corridas de detritos é favorecida por um conjunto de fatores condicionantes relacionados à geologia, geomorfologia, hidrologia e condições climáticas, podendo sua ocorrência também ser favorecida pelas questões de uso e ocupação de áreas de risco.

No histórico brasileiro de movimentos de massa, podem ser identificados escorregamentos que se transformaram em rápidas e destrutivas corridas de detritos, comparáveis aos diversos casos internacionais descritos na bibliografia geotécnica. Como exemplo, pode ser citado os movimentos de massa ocorridos em dezembro de 2000 na área de estudo da presente tese de doutorado [rodovia RS 122, na região de São Vendelino (RS)], (Azambuja *et al.*, 2001a). Nestes eventos foram registrados valores de precipitação pluviométrica da ordem de 148 mm em 2 h, o que causou a deflagração de uma série de instabilidades de taludes, incluindo diversas rupturas simultâneas do tipo corridas de detritos. Estes movimentos atingiram áreas ocupadas, soterrando e/ou destruindo estruturas e rodovias e causando ainda, três vítimas fatais (Azambuja *et al.*, 2001a).

A área de estudo desta tese se localiza próximo à cidade de São Vendelino, no nordeste do Estado do Rio Grande do Sul. Esta cidade encontra-se distante da capital gaúcha (Porto Alegre) cerca de 80 quilômetros. A encosta investigada se situa na margem da rodovia estadual RS 122 entre o km 45+340 e o km 45+380, distante cerca de 7 km da cidade de São Vendelino (RS). O acesso à encosta se dá através de uma rodovia vicinal, não pavimentada, a partir da RS 122. Os taludes da encosta investigada apresentam declividades altas com uma camada pouco espessa de solo coluvionar (aproximadamente 2 m) originado da Formação Serra Geral. Esta camada apresenta uma heterogeneidade associada à existência de blocos de rocha, originários dos maciços rochosos da região.

Para prevenir ou diminuir os danos causados por corridas de detritos na região de estudo, o conhecimento mais preciso das condições limites para a deflagração das corridas de detritos é de grande importância. O mecanismo de ruptura desses movimentos está intimamente associado ao comportamento mecânico dos solos e ao fluxo de água sub-superficial que se estabelece nos mesmos. Embora existam muitos fatores que conduzem à geração de corridas de detritos, a chuva intensa pouco antes do evento se constitui no aspecto mais significativo, pela eliminação da sucção matricial dos solos e pela geração de poro-pressões transientes elevadas. É sabido que as condições iniciais de umidade e sucção do solo influenciam na sua resistência ao cisalhamento e na condutividade hidráulica. Por sua vez, as redes de fluxo e poro-pressões que surgem na encosta dependem da condutividade hidráulica e sua variabilidade espacial nas camadas de solo.

Dentro deste contexto, a presente tese de doutorado tem como objetivo estabelecer bases para análise dos eventos de instabilidades de taludes ocorridos na área de estudo em dezembro de 2000, a partir da caracterização das propriedades geotécnicas (hidráulicas e geomecânicas) dos solos coluvionares remanescentes dos eventos.

No intuito de atingir os objetivos propostos para esta tese, no capítulo 2 foram pesquisados os assuntos de principal interesse para esta tese de doutorado. Procurou-se revisar a bibliografia internacional e nacional a respeito da formação e do comportamento de solos coluvionares, além de revisar os dados necessários para melhor definir as corridas de detritos e as informações que permitam qualificar estas ocorrências e identificar os fatores condicionantes na geração e formação deste tipo de

movimento. Além dos itens citados encontra-se também apresentada no capítulo 2 uma revisão da literatura que abrange os conceitos fundamentais da Teoria do Estado Crítico.

No capítulo 3 estão apresentadas as principais características da encosta estudada e que apresentou os movimentos de massa do tipo corrida de detritos em dezembro de 2000, em São Vendelino (RS).

O capítulo 4 foi dedicado exclusivamente à apresentação detalhada das técnicas utilizadas nas amostragens de solo deformado e indeformado e a apresentação das técnicas experimentais de execução dos ensaios de laboratório e de campo.

Nos capítulos 5 e 6 estão apresentados e discutidos os resultados obtidos na caracterização das propriedades geotécnicas dos solos coluvionares da área de estudo a partir de um conjunto de ensaios realizados em amostras deformadas e indeformadas coletadas em campo. Estão apresentados ainda resultados de uma instrumentação realizada na área de estudo a partir da instalação de piezômetros elétricos e um pluviômetro na encosta estudada. Foram realizados em laboratório a caracterização geotécnica, ensaios de cisalhamento direto, ensaios de compressão triaxial CID, CIU, CID-U e CSD (*constant shear drained*), ensaios *hollow cylinder* e ensaios de condutividade hidráulica. Foram também realizados ensaios de condutividade hidráulica em campo utilizando o permeâmetro de Guelph, piezômetros de Casagrande e cilindros concêntricos.

Os principais parâmetros geotécnicos obtidos dos ensaios foram aplicados em uma análise de fluxo de água, na qual foi simulada uma chuva com as mesmas características da chuva deflagradora do evento, em dezembro de 2000. Esta análise encontra-se apresentada no capítulo 7. Através da análise foi possível determinar a elevação do nível freático no interior do talude em diferentes instantes durante a ocorrência de chuva similar à chuva medida durante o evento de dezembro de 2000. A estabilidade do talude também é apresentada neste capítulo, a partir de diferentes métodos de análise.

Finalmente o capítulo 8, apresenta as conclusões desta tese de doutorado e as sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo encontra-se estruturado em quatro itens principais, que abordam principalmente assuntos relacionados às corridas de detritos, pesquisados na bibliografia internacional e nacional. O primeiro tem como principal enfoque os colúvios. O segundo aborda os movimentos de massa em encostas. O terceiro item trata das corridas de detritos. O quarto item apresenta uma breve abordagem sobre a Teoria do Estado Crítico (TEC), a qual é considerada a ferramenta mais aceita na análise do comportamento geotécnico de solos.

2.1 COLÚVIOS

Neste item serão apresentadas e descritas as principais definições, características, origem, regime de fluxo d'água e processos de formação dos colúvios. É importante salientar que a ocorrência de rupturas de taludes que possuem depósitos coluvionares com corridas de detritos associadas é recorrente na história geológica da área de estudo como descrito no item 2.3.5. Assim sendo, no presente item também serão apresentados os mecanismos de rupturas de taludes que apresentam colúvios depositados. Estes mecanismos são de especial interesse para o subsídio e desenvolvimento de projetos de engenharia de intervenções para os movimentos de massas que possam vir a ocorrer na área de estudo.

2.1.1 Definição e características dos colúvios

De acordo com Silva *et al.* (2002), as áreas relacionadas ao estudo direto ou indireto do solo, como a geotecnia, geologia, geomorfologia e pedologia, não apresentam consenso sobre o uso dos termos colúvio ou solo coluvionar. As definições encontradas na bibliografia referem-se sempre a colúvios ou solos coluvionares. Ainda segundo os autores, durante a classificação dos colúvios, muitas vezes há dificuldade na diferenciação

entre estes e os solos residuais maduros. Em uma encosta, pode-se inclusive ter várias camadas de colúvios, com diferentes idades (FONSECA *et al.*, 2002).

O termo colúvio, adotado por Lacerda & Sandroni (1985), foi definido pelos autores como depósitos compostos por blocos e/ou grãos de quaisquer dimensões, transportados principalmente por gravidade e acumulados no pé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas de rocha. São, portanto, casos particulares de colúvio ou tálus, os depósitos de massas escorregadas ou detritos de avalanche (corridas de detritos) e suas misturas. De maneira geral, podem ser descritos como materiais com grande variabilidade de textura, comportamento mecânico dúctil-plástico sem pico definido e com rede de fluxo bem estabelecida nos períodos chuvosos. Essas massas coluvionares, devido ao seu próprio processo de formação, geralmente apresentam movimentos lentos de rastejo, seja por carregamentos impostos por novos aportes de material, seja por erosão do sopé causado pelas drenagens (arroyos e rios), seja pelo próprio comportamento do material, que muitas vezes apresenta aspectos reológicos particulares (fluência sob tensão constante). Bates & Jackson (1980) *apud* Turner (1996), definiram colúvio como um termo geral aplicado a qualquer massa fofa, heterogênea e composta de solo e fragmentos de rocha depositados no pé de encostas íngremes.

Também, segundo Soares & Politano (1997), o solo coluvionar ocorre, devido à ação da gravidade, frequentemente sobre o solo residual, carreando-o e depositando-o a pequenas distâncias, sendo por este motivo difícil a distinção exata no campo, pois a semelhança entre ambos é notável. De acordo com os autores, o aspecto poroso e o local de deposição, quase sempre no sopé e a meia encosta, são as características físicas principais do solo coluvionar. Os autores consideram o tálus como um caso específico do solo coluvionar, havendo uma diferença básica nas suas composições, onde o tálus aparece com maior quantidade de blocos de rocha e matacões, às vezes misturados a um solo silto-arenoso, sendo sua localização quase sempre no sopé e nos talvegues das encostas.

Nogami (1985) afirma que a ocorrência comum de linhas de seixo entre colúvios indica que os mesmos são mais frequentes do que se pensa. Fonseca (2002) ressalta que em uma encosta pode-se ter várias camadas de colúvio, cada uma com idade diferente. Segundo o autor, nem sempre os colúvios mais profundos são os mais antigos, pois a

massa coluvionar pode, por sua vez, sofrer escorregamentos posteriores que alteram a ordem de deposição.

Pinheiro (2000) descreve em seu trabalho as características de taludes de colúvios e tálus da serra gaúcha, onde se encontra a área de estudo desta tese. Estes taludes apresentam espessos e amplos depósitos de solos coluvionares e tálus oriundos de basalto. Os solos coluvionares são constituídos por materiais argilo-arenosos, com blocos de tamanhos variados, de baixa consistência e geralmente saturados. Segundo o autor, na subida das serras basálticas, onde os rios são encaixados em canyons e taludes abruptos, os solos coluvionares e os tálus são pouco espessos devido à proximidade com a zona fornecedora de material (taludes sub verticais). Nesse trecho, os problemas de instabilidade estão associados ao desprendimento de blocos e lajes, e ao colapso em rochas muito alteradas, favorecidos pela percolação de água em fraturas e no contato solo-rocha.

2.1.2 Formação dos colúvios

Os colúvios ou solos coluvionares podem se originar em encostas de formações geológicas diversas, em diferentes locais do Brasil, especialmente nas regiões sul e sudeste do país, pois as encostas destes locais estão geralmente sujeitas à ação intensa do intemperismo. Costa & Baker, (1981) *apud* Turner (1996), estimam que os colúvios cobrem mais de 95% da superfície de regiões tropicais úmidas, e entre 85 e 91% das regiões montanhosas semi-áridas. Já no Brasil, cerca de 70% das regiões são cobertas por colúvios (LACERDA & SANDRONI, 1985).

Segundo Deere & Patton (1971), a formação do solo coluvionar está associada com seu modo de ruptura. O movimento lento, quase contínuo, da massa deste solo ao longo da encosta é substituído pelo movimento mais acelerado após períodos de chuvas intensas e tende a acelerar, quando a infiltração de água no interior desses taludes causa aumentos significativos de poro-pressão. Esses movimentos são responsáveis pela acomodação das camadas de solo coluvionar na encosta; entretanto, quando é rompido o equilíbrio, o movimento rápido constitui o modo de ruptura do talude. Segundo Schilling (1993) o processo de formação dos colúvios tem ação intensa das águas superficiais e subterrâneas que escoam ao longo da encosta e contribuem para a

ocorrência da erosão e dos escorregamentos. A Figura 2.1, proposta por Deere & Patton (1971), ilustra o processo de formação desse tipo de solo, por vários escorregamentos que se sucederam ao longo do tempo. Devido a este fato, Turner (1996) comenta que um colúvio com espessura uniforme é de difícil ocorrência.

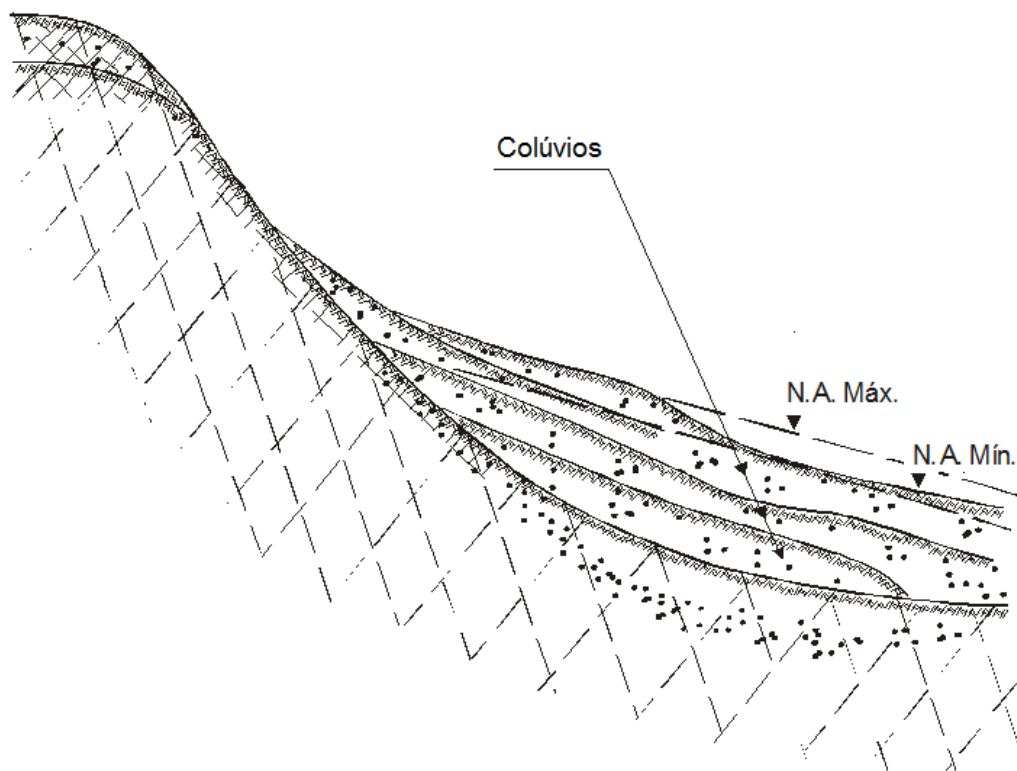


Figura 2.1: Ilustração do processo de formação de um colúvio (DEERE & PATTON, 1971)

Deere & Patton (1971) afirmam em seu trabalho que a origem de muitos solos coluvionares parece ser ocasionada por rupturas de massas de solo que ocorreram em cotas elevadas de um talude. Por isso, o conceito de solos coluvionares abrange escorregamento de solo e fragmentos de rocha, assim como depósitos pluviais de um talude. Segundo os autores, os perfis típicos de solos coluvionares podem ser resumidos em dois casos: (a) camada simples de solo coluvionar; (b) uma série de camadas de solos coluvionares. Taludes com camada única sobre um perfil normal de intemperismo são frequentemente encontrados a jusante de taludes íngremes e em encostas acima de uma topografia costeira afogada. Múltiplas camadas de colúvio são consequência de sucessivas ocorrências de corridas de detritos (*debris flow*) sendo que, com o tempo, há a dissecação e a consolidação das camadas inferiores pelo peso das camadas que se acumulam na parte superior. Essas camadas estão geralmente sobre um perfil de

intemperismo natural, o que ocasiona o clássico exemplo de aquífero artesiano inclinado na base do talude.

Segundo Deere & Patton (1971), quando o colúvio é formado por sucessivas ocorrências de corridas de detritos, o topo de cada camada de colúvio fica retrabalhado e zonas mais permeáveis se desenvolvem nessas posições ou dentro de uma camada individual. O tamanho das partículas dos materiais e a condutividade hidráulica do colúvio tendem a diminuir à medida que se desce a encosta. As camadas superiores do colúvio não são somente mais permeáveis para o fluxo horizontal, mas também são muito permeáveis na direção vertical, a qual permite uma rápida infiltração do escoamento superficial. Os autores afirmam que a camada de solo coluvionar é frequentemente mais permeável do que os horizontes A e B do solo residual quase sempre existente abaixo. Portanto, é comum se encontrar nessa camada níveis de água elevados e isolados. Esta água ajuda a reduzir a resistência ao cisalhamento dos materiais das camadas inferiores e a formação de percolações adversas no solo coluvionar.

Conforme Massad (2003), solos situados acima do nível freático sofrem ainda a ação de processos físico-químicos e biológicos complexos, em regiões de clima quente e úmido, presente em climas tropicais e subtropicais, como o brasileiro. Esses processos compreendem a lixiviação (carreamento pela água) de sílica e bases, e mesmo de argilominerais, das camadas mais altas para as camadas mais profundas, deixando na superfície um material rico em óxidos hidratados de ferro e alumínio.

Nogami (1985) salienta que muitos solos tropicais são produtos diretos do intemperismo químico da rocha *in situ* (solos residuais), mas podem também ser originados do intemperismo químico de solos transportados, incluindo solos coluvionares. Solos tropicais formados por intemperismo de rochas sedimentares consistem usualmente de misturas de argilo-minerais de forma lamelar, particularmente caulinita e montmorilonita, e de partículas granulares grosseiras não degradáveis, principalmente quartzo.

Conforme Pinheiro (2000), muitos solos tropicais, particularmente solos residuais e alguns solos coluvionares, têm sido afetados por processos de laterização em vários graus. As condições favoráveis para este processo são o calor, a umidade e boas

condições de drenagem. As principais características dos solos lateríticos são a cor vermelha, a presença de sesquióxidos de ferro e alumínio, a presença de agregados de argila, a ausência de esmectita e a presença de algum quartzo e caulinita, além da baixa massa específica aparente e elevada condutividade hidráulica.

2.1.3 Instabilidades de colúvios

Quando comparadas às instabilidades em taludes naturais ocorridas em outras regiões, como na Califórnia, nos EUA (LEE *et al.*, 1988 *apud* JUNAIDEEN, 2005 e FLEMING *et al.*, 1989), na Itália (CAMPUS *et al.* 2001 *apud* JUNAIDEEN, 2005) e Japão (WANG *et al.*, 2002) não são encontradas características únicas. Pode-se notar nestas ocorrências que, quase sempre, as instabilidades de taludes se deram em profundidades rasas de colúvios ou solos residuais, durante ou após chuvas torrenciais. É importante salientar que em solos naturais soltos (colúvios), durante elevação de poro-pressão, pode ocorrer liquefação do solo, com a conseqüente ocorrência de corridas de detritos (SASSA, 1989; FLEMING *et al.*, 1989). O mecanismo de ruptura desses movimentos está intimamente associado ao comportamento mecânico dos solos e ao fluxo de água sub-superficial que se estabelece nos mesmos.

Em taludes que apresentam depósitos de solos coluvionares podem ocorrer diversas formas de instabilidades, como rastejo (*creep*), escorregamento translacional do tipo talude infinito, escorregamento rotacional, corridas de detritos ou várias formas associadas, dependendo da geometria dos colúvios. Vários autores notaram em seus trabalhos que o início e o tipo do movimento de colúvios estão relacionados à sua espessura (ELLEN & FLEMING, 1987; FLEMING & JOHNSON, 1994). Segundo esses autores, colúvios espessos usualmente estão associados a escorregamentos rotacionais lentos, que dificilmente se liquefazem ou se desagregam. Já taludes instáveis de colúvios rasos apresentam inicialmente um escorregamento translacional, seguido por desagregação e fluidez (corridas de detritos).

Lacerda & Sandroni (1985) descrevem que o movimento de massas coluvionares inicia com um escoamento, para na seqüência passar a uma situação de escorregamento translacional com zona de escoamento, para então se caracterizar francamente como escorregamento translacional. Em planta, os escorregamentos se apresentam

semelhantes a um fluido viscoso, com deslocamentos maiores na porção central da massa.

Segundo Lacerda (2002), em vales fechados existem dois processos erosivos que contribuem na instabilidade dos mesmos, atuando continua e intermitentemente, quase sempre associados aos períodos de chuva prolongada. O primeiro processo é a erosão superficial, ou laminar, em que a água ao escorrer pela superfície carrega partículas de solo para cotas mais baixas. Uma parcela destas partículas atinge o talvegue, e ali se acumula ou, se a chuva for de grande intensidade, é carregada pela enxurrada até o rio mais próximo, e vai se depositar como aluvião em locais de águas tranquilas, lagos ou mar. A outra parcela permanece depositada na própria encosta e vai somar-se ao colúvio pré-existente. Alguns autores chamam o solo resultante desta deposição de alúvio.

Outro processo de instabilização de colúvios, mais violento, de acordo com Lacerda (2002), ocorre quando uma porção do solo residual escorrega e se deposita sobre a própria encosta. Este novo acréscimo na capa de colúvio, ao contrário daquele que é depositado suavemente e que acrescenta apenas alguns centímetros à camada superficial da encosta a cada evento, pode acrescentar vários metros de uma só vez aos depósitos de encosta. Esta massa pode existir no estado desagregado, com aumento de volume do solo residual e conseqüentemente aumento do índice de vazios. Esta massa pode apresentar características do solo residual intacto se este deslocou como um corpo rígido.

Fuchu *et al.* (1999) observaram as seguintes características nas inúmeras corridas de detritos na Ilha de Lantau (maior ilha periférica do território de Hong Kong) devido a uma precipitação que teve duração de 24 horas, com valores medidos superiores a 400 mm: (a) os volumes mobilizados variaram de 1 a 1000 m³; (b) a grande maioria dos movimentos de massa ocorreram em pequenas profundidades (em geral inferiores a 3 m), envolvendo rupturas em camadas pouco espessas de colúvios oriundos de rocha vulcânica e rochas vulcânicas intensamente decompostas; e (c) a grande maioria das rupturas ocorreu no contato entre os colúvios presentes nas encostas e a rocha vulcânica subjacente. Além das características citadas, as inspeções realizadas na área de estudo mostraram que os movimentos de massa observados podiam ser divididos em deslizamentos translacionais e rotacionais, baseado na forma das superfícies de ruptura verificadas. O autor concluiu que os movimentos de massa foram originados pela

dilatação do solo causada pela elevação da poro-pressão, seguida pela deformação lenta em carregamento não drenado.

Vários casos de instabilidade associados a uma variedade de solos e situações, em geral relacionadas com obras rodoviárias no Estado do Rio Grande do Sul, foram apresentados por Bressani *et al.* (1995, 1996a e 1996b), Bica *et al.* (1997), Bressani *et al.* (1997a e 1997b), Pinheiro *et al.* (1997), Bianchini *et al.* (1998), Maciel Filho *et al.* (1998) e Bressani & Bica (1998). Grande parte destes trabalhos envolvem processos de instabilidade em colúvios e solos residuais de origem basáltica. Fenômenos de instabilidade em materiais de origem sedimentar, como colúvios originados de siltitos e argilitos e solos residuais de siltito e arenito também foram estudados.

De acordo com Lacerda (2002 e 2004), a instabilização ou o aumento dos movimentos de fluência de taludes coluvionares pode ocorrer de acordo com as situações: (a) espontaneamente com lençol permanentemente elevado devido à precipitação contínua – nesse caso as velocidades de fluência aumentam, mas não há ruptura súbita, pois o solo se deforma plasticamente; (b) escavações, mesmo de pequena altura, feitas no pé do talude; (c) carregamento na crista do talude; e (d) por choque (AVELAR, 1996 *apud* LACERDA, 2002) ou carregamento súbito devido a novo escorregamento a montante.

Segundo Rodrigues (1992), os rastejos de massas coluvionares são essencialmente visco-plásticos e as velocidades de deformação são aceleradas na época das chuvas, iniciando um processo de movimentação com velocidade não constante. Os deslocamentos maiores ocorrem na parte mais central da massa, sendo que a camada mais superficial tende a se deslocar com maior velocidade. A zona superficial das massas coluvionares está sujeita a rastejo do tipo sazonal ou periódico, enquanto a zona inferior está submetida a rastejo constante, conforme definido por Terzaghi (1950). Na estação seca, estas massas geralmente são mais estáveis. A movimentação dessas massas, na forma de rastejo, ocorre ao longo de uma superfície bem nítida caracterizada pela massa coluvionar e pela superfície *in situ* do terreno subjacente. Deslocam-se com velocidade não uniforme, às vezes até mesmo apresentando saltos. Deslocam-se acompanhando a inclinação das encostas, movidas pela ação da gravidade e acompanhando a topografia mais favorável ao seu deslocamento, de tal forma que se podem ter inclusive direções variáveis de deslocamento em partes diferentes de uma massa coluvionar em processo de rastejo.

Conforme Turner (1996), os rastejos em colúvios ocorrem devido ao progressivo cisalhamento de minerais e à criação de numerosas superfícies de cisalhamento microscópicas. Segundo o autor, essas superfícies reduzem fortemente a resistência ao cisalhamento esperada de materiais coluvionares.

Segundo Borda Gomes (1996) *apud* Lacerda & Diniz (2001), quando não saturados, os solos coluvionares não apresentam, em geral, problemas de estabilidade. Porém, quando saturados e com a presença do lençol d'água, sofrem movimentação devido à redução da sucção e ao aparecimento de poro-pressões positivas ao longo da superfície de escorregamento. Esta movimentação é cíclica e sazonal, ou seja, pequena e lenta durante o período de seca e acentuada durante o período de chuvas. A saturação do colúvio ocorre através da infiltração ao longo de toda sua extensão superficial e através do fluxo de água infiltrado no contato da escarpa, quando existente, com o colúvio e ainda por injeções de água sob pressão no contato entre o colúvio e veios permeáveis da rocha subjacente. Como a condutividade hidráulica do solo coluvionar é, em geral, alta sua saturação ocorre com rapidez, fazendo com que, muitas vezes, não se tenha tempo de tomar providências para atenuar seus efeitos (BARATA, 1969; CAMPOS & MENEZES *et al.*, 1992b; LACERDA *et al.*, 1997).

Conforme Avelar (1996) *apud* Lacerda (2002), as línguas coluvionares saturadas exibem características típicas de movimentação. Geralmente, elas vêm se movimentando há muito tempo e o movimento da massa coluvionar se faz como um todo sobre uma superfície de cisalhamento, nas condições de resistência ao cisalhamento residual do solo desta superfície. Lacerda (2002) concluiu que, de acordo com as situações citadas anteriormente, o que acontece na realidade é a reativação de um escorregamento pré-existente, com a superfície de escorregamento situada na fronteira entre o colúvio e o solo residual. A interface do solo residual e do colúvio está quase sempre na condição residual de resistência ao cisalhamento do colúvio, devido, às vezes, ao colúvio estar assente diretamente sobre a rocha, previamente denudada por um escorregamento pretérito do solo residual primitivo.

Bressani & Bica (1998) analisaram os condicionamentos mecânicos de algumas rupturas de taludes no Rio Grande do Sul, incluindo vários colúvios. O colúvio de Itati (colúvio de basalto) é um exemplo de massa coluvionar de matriz argilosa em que a resistência ao cisalhamento residual foi mobilizada devido ao processo de formação do

talude e à magnitude das deformações decorrentes da sua própria instabilidade. Estas condições se refletem na forma do talude original. A geomorfologia é resultado do tipo de deposição do solo, da ação do intemperismo, da movimentação do talude e conseqüente redução de resistência ao cisalhamento.

Nummer (2003) estudou um trecho da rodovia RS 230/486, Rota do Sol, situado entre os municípios de Tainhas (RS) e Terra de Areia (RS). O trecho corta um pacote de rochas vulcânicas ácidas e básicas da Formação Serra Geral, arenitos da Formação Botucatu e sedimentos cenozóicos da Planície Costeira. Um dos principais problemas geotécnicos da rodovia reside na instabilização de taludes em região de rocha basáltica. Nummer (2003) identificou depósitos de tálus na base de escarpas retilíneas verticais. Os depósitos de tálus são compostos de grandes blocos que se despreendem das escarpas com perfil retilíneo vertical e se depositam em locais onde o perfil passa a ser retilíneo plano. Corpos de colúvio foram identificados geralmente na média a baixa encosta, em vertentes com perfis retilíneos planos ou convexos e mostram em sua grande maioria sinais de rastejo particularmente na região próxima de Itati (RS). São compostos por blocos de rocha imersos em uma matriz siltico-argilosa e em muitos locais, apresentam uma camada de argila esmectita de cor verde em sua base no contato com o solo residual. Em locais como o baixo vale do Rio Três Forquilhas, os depósitos de colúvio recobrem os depósitos aluvionares. Também são comuns os depósitos de leques aluviais e depósitos aluvionares. A autora identificou que todo este conjunto de materiais é freqüentemente inundado nos períodos de elevada pluviosidade, gerando depósitos de planície de inundação.

2.1.4 Condutividade hidráulica e regime de fluxo d'água

Na bibliografia geotécnica encontra-se certa divergência a respeito da terminologia referente ao coeficiente de condutividade hidráulica (k). Conforme Daniel (1994), este coeficiente encontra-se denominado por determinados autores como permeabilidade, e por outros, como coeficiente de condutividade hidráulica.

Nesta seção, é importante a apresentação das condicionantes geológico-geotécnicas relacionados à condutividade hidráulica do solo. A seguir são comentados brevemente alguns dos condicionantes que mais influenciam o comportamento hidráulico dos solos

estudados. Sabe-se que a condutividade hidráulica depende de vários fatores, mas principalmente das propriedades físicas do solo e do fluido. Segundo Lambe e Whitman (1979), as propriedades físicas dos solos que mais influenciam a condutividade hidráulica são: (a) tamanho das partículas, (b) índice de vazios, (c) composição mineralógica, (d) estrutura e (e) grau de saturação. Estes fatores não devem ser considerados isoladamente, uma vez que são estreitamente ligados.

A influência da composição mineralógica na condutividade hidráulica é maior em argilas. Mitchell (1993) mostra que, para o caso de solos argilosos, na mesma umidade, pode-se escrever $k_{\text{caolinita}} > k_{\text{ilita}} > k_{\text{esmectita}}$. Esta influência é consistente com as diferenças nas superfícies específicas destes minerais. Isto demonstra a importância de complementar ensaios geotécnicos de laboratório com ensaios especiais para a identificação de argilominerais, como a difração de raios x, a microscopia ótica e a microscopia eletrônica.

Pode-se diferenciar a estrutura do solo em macro-estrutura e micro-estrutura. A macro-estrutura é o resultado do processo de formação do solo, gerando a presença de feições como grumos e macroporos, e a micro-estrutura é o resultado do arranjo das partículas. Para Cedergren (1989), muitas variações na condutividade hidráulica ocorrem dependendo da forma como os depósitos de solos são formados, portanto o entendimento dos processos de formação dos solos é importante para avaliar suas propriedades. Fonseca *et al.* (1982) chamam a atenção para o fato de áreas de colúvios apresentarem coeficientes de condutividade hidráulica bastante erráticos para diferentes pontos da massa coluvionar, mostrando a existência de veios drenantes pertencentes à macro-estrutura.

Segundo Lacerda (2002), devido à sua natureza porosa, aliada aos macroporos derivados de raízes mortas e de origem animal (como os formigueiros, principalmente), os colúvios são muito permeáveis. Ensaio de condutividade hidráulica realizados por aquele autor *in situ* e em laboratório com colúvios mostraram valores de k da ordem de 10^{-3} a 10^{-5} cm/s. Estes valores parecem ser incompatíveis, na maioria dos casos, com o elevado teor de argila encontrado nos ensaios de granulometria por sedimentação com defloculante, que indicam a presença de até 50% de argila nos solos coluvionares. Estes resultados, no entanto, evidenciam que as partículas finas dos solos coluvionares estão

geralmente agrupadas em grumos, o que faz com que os solos tenham condutividades hidráulicas elevadas.

Conforme Viera *et al.* (2001), quando se faz referência à influência da água em estabilidade de encostas, o autor cita que muitos estudos mostram que a deflagração de deslizamentos dependerá diretamente do comportamento hidráulico dos materiais durante os eventos pluviométricos. Dentre as diversas formas de ruptura, a mais amplamente discutida é a provocada pelo rápido aumento da poro-pressão durante intensos eventos pluviométricos. Neste caso, este aumento é causado pelo fluxo d'água que se desenvolve aproximadamente paralelo à encosta, devido à ocorrência de um horizonte menos permeável sob uma camada passível de instabilização. Tal mecanismo pode ser condicionado por diferentes fatores, como a presença de descontinuidades hidráulicas nos mantos e alteração, que podem ser identificadas através da medição do coeficiente de condutividade hidráulica do solo em diferentes profundidades.

Vargas Jr. *et al.* (1990) com o intuito de estudar os processos de infiltração d'água em encostas naturais do Rio de Janeiro (RJ) submetidas a precipitações pluviométricas, realizaram análises unidimensionais e bidimensionais de fluxo saturado e não saturado em meios porosos, com a utilização de um programa computacional baseado no método dos elementos finitos. No estudo, foram reproduzidas 7 geometrias típicas das encostas da cidade do Rio de Janeiro, mostradas na Figura 2.2. As hipóteses utilizadas nas análises pelos autores foram as seguintes: (a) condição inicial (não saturada) de umidade constante na encosta; (b) para simular chuvas de grande intensidade, os autores estabeleceram que a superfície do terreno era saturada imediatamente, mantendo ali uma condição de contorno de poro-pressão nula; (c) efeitos de evapotranspiração não foram considerados; e (d) os parâmetros hidráulicos utilizados pelos autores foram encontrados na bibliografia para as encostas da cidade do Rio de Janeiro.

Como resultados típicos das análises, a encosta de perfil homogêneo da Figura 2.2a obteve um padrão de infiltração praticamente unidimensional. Nas encostas com a superfície impermeável próxima da superfície do terreno (Figuras 2.2b e 2.2c), as análises resultaram nas possibilidades de desenvolvimento de poro-pressões no topo e na base das mesmas. As Figuras 2.2d e 2.2e mostram as encostas com um contato entre o solo e o maciço mais permeável que ambos; os autores concluíram a partir das análises realizadas que este contato pode gerar poro-pressões na base das encostas com

esta característica. Nas análises baseadas no decréscimo da condutividade hidráulica com a profundidade, como o caso da Figura 2.2f, as análises permitiram concluir que são geradas poro-pressões no contato entre as camadas de solo; e no caso de haver uma fratura no contato entre uma cunha e o solo (Figura 2.2g), as análises resultaram na possibilidade de desenvolvimento de poro-pressões exatamente neste ponto.

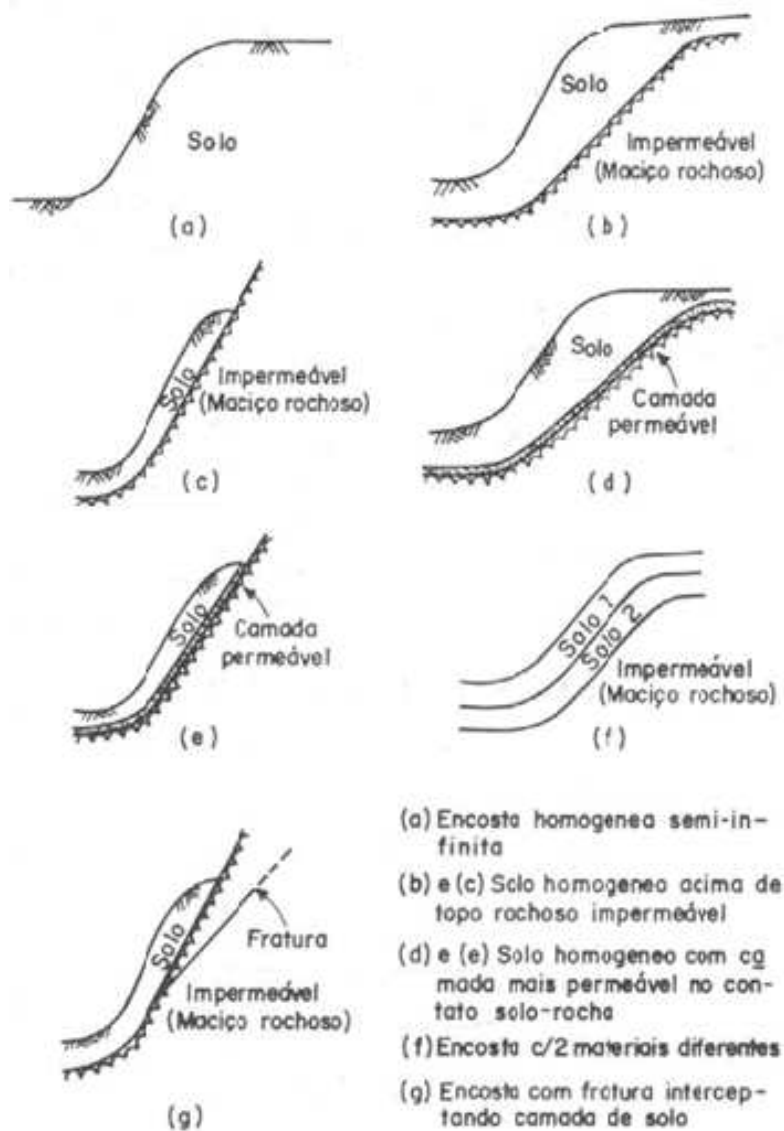


Figura 2.2: Geometrias analisadas, típicas das encostas do Rio de Janeiro (RJ) (VARGAS JR. *et al.*, 1990)

Conforme Vargas Jr. *et al.* (1990), os solos que formam as encostas apresentam durante grande parte do ano, baixos graus de saturação; porém, este estado pode ser alterado durante períodos de alta pluviosidade. Ainda assim, os autores afirmam que tem sido observado, em diversos escorregamentos, que o nível d'água permanece abaixo da zona de ruptura. Neste caso, o mecanismo de ruptura se dá essencialmente pela infiltração de

água em meio não saturado, eventualmente com a formação de uma frente de saturação ou umedecimento e conseqüente redução da sucção matricial existente no solo. Por exemplo, em diversos casos bem documentados de ruptura de taludes em solo residual de rocha granítica e gnáissica, as poro-pressões mobilizadas na ruptura foram negativas (sucção) ou próximas a zero. Segundo Vargas Jr. *et al.* (1990), outras constatações semelhantes já foram efetuadas para diferentes locais e condições geológico-geotécnicas.

2.2 MOVIMENTOS DE MASSA EM ENCOSTAS NATURAIS

Esta seção apresenta as principais classificações utilizadas para os diferentes tipos de movimentos de massa em encostas naturais encontrados na bibliografia nacional e internacional pesquisada, visando situar as corridas de detritos (caso particular dos movimentos de massa) entre estas classificações.

Movimentos de massa correspondem aos mecanismos de transporte de sedimentos, solos ou rochas, que são induzidos pela força gravitacional e pela ação conjunta ou isolada de fatores como a presença de águas superficiais e subterrâneas ou ações antrópicas como desmatamentos, cortes e aterros, entre outras. De acordo com estes mecanismos dominantes, os pesquisadores do assunto agrupam e categorizam os diferentes tipos de movimentos.

Na bibliografia internacional, o autor desta tese de doutorado identificou que os movimentos de solo e rocha são conhecidos e classificados como *landslides* pelos autores americanos, *landslips* pelos ingleses, *mass movements* por alguns engenheiros geotécnicos e geomorfólogos, *slope movements* pela maioria dos engenheiros geotécnicos e *mass wasting* pela maioria dos geomorfólogos. De maneira geral, pode-se definir *landslide* como um termo utilizado para denominar diversos tipos de movimentos de massa, quedas, tombamentos, deslizamentos, fluxos e/ou afundamentos ao longo de placas.

As corridas de massa recebem na bibliografia internacional, diferentes denominações, conforme o tipo de material mobilizado: corrida de lama (*mud flow*), consistindo de solo argiloso com alto teor de água; corrida de terra (*earth flow*), consistindo de solo

(material predominante) com teor de água inferior à categoria anterior; e corrida de detritos (*debris flow*), consistindo predominantemente de material grosseiro, envolvendo solo e blocos de rocha de variados tamanhos.

Analisando a bibliografia especializada no assunto pode-se dizer que alguns dos principais atributos usados como critérios para identificação e classificação dos movimentos de massa são: (a) o tipo de movimento; (b) a geometria da área e da massa mobilizada; (c) a natureza do material envolvido, (textura, estrutura e teor de umidade); (d) a velocidade de deformação do movimento; (e) o ambiente geomorfológico, climático e hidrológico; e (f) as características físico-mecânicas. Estas características, em conjunto com o entendimento dos fatores condicionantes, permitem formular modelos que têm sido utilizados para orientar medidas preventivas e/ou corretivas.

2.2.1 Classificações internacionais dos movimentos de massa em encostas naturais

A classificação dos movimentos de massa em encostas naturais não é simples, pois as combinações de materiais, formas e agentes responsáveis pelos movimentos produzem condições para diversos tipos de movimentos. Na bibliografia especializada existem numerosas publicações que identificam as mais variadas classificações, seguindo critérios diferenciados de acordo com cada autor. Muitas vezes, estas classificações encontram-se correlacionadas entre si, o que reflete a diversidade e a complexidade destas ocorrências.

Entre as classificações para os escorregamentos ou movimentos de massa, pode-se citar as apresentadas por Varnes (1978), Skempton & Hutchinson (1969), Bromhead (1986), Hutchinson (1988), Sassa (1985a, 1985b e 1989) e Cruden & Varnes (1996), entre outros. Os movimentos de massa podem ser classificados e descritos através de dois descritores, de acordo com Cruden & Varnes (1996) e Varnes (1958 e revisto em 1978): O primeiro descreve o material e o segundo, o tipo de movimento. Em relação aos materiais, estes são divididos em rochas, detritos (20% a 80% das partículas são maiores do que 2 mm) e solo (80% ou mais das partículas são menores do que 2 mm). Os tipos de movimentos dividem-se em quedas, tombamentos, deslizamentos (rotacionais e

translacionais), expansões laterais, fluxos (solo, detritos e rocha) e complexos (combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos).

Stiny (1910) publicou em seu livro intitulado *Die Muren* umas das primeiras classificações especificando os tipos de *landslides*. A sua definição para *debris flow* iniciou-se com a descrição de uma precipitação intensa em cotas elevadas de encostas, seguida de um carregamento originando uma ruptura circular e posterior transporte do material rompido. Nos Estados Unidos, Sharpe (1938) realizou uma das classificações de ampla aceitação no meio científico embora bastante similar à classificação realizada por Stiny (1910). Esta classificação serviu de base para muitos trabalhos posteriores, com suas respectivas adaptações; sintetizava os diversos movimentos de massa, relacionando o tipo de movimento, a velocidade atingida por este, a natureza do material mobilizado e a concentração relativa de sedimentos. Wolle (1980) comenta que esta foi a primeira classificação a ter um caráter mais geral, pretendendo englobar todos os tipos de movimentos que ocorrem em encostas naturais. Na classificação proposta por Sharpe (1938), o autor não classifica o termo *debris flow*.

Terzaghi (1950) propôs um sistema de classificação de grande interesse, em que foram listadas as causas e os agentes causadores das instabilizações, de grande utilidade no estudo de taludes naturais. Este sistema buscava classificar os mecanismos de ruptura que ocasionam os escorregamentos. O autor utilizou em sua classificação dois termos gerais: escorregamentos e rastejos. De acordo com a classificação de Terzaghi (1950), as corridas de lama e detritos foram classificadas como escorregamentos, com características específicas, baseado em termos de velocidade de movimentação dos materiais mobilizados.

Varnes (1954, 1958 e revisto em 1978) propôs uma importante classificação para movimentos de massa, baseado nos trabalhos de Stiny (1910) e Sharpe (1938), sendo adotada pelo *U. S. Transportation Reserch Board* e tornando-se a mais utilizada nos Estados Unidos e, posteriormente, em todo o mundo (Quadro 2.1).

Na classificação realizada por Varnes (1978), *debris flow* e *mud flow* são distinguidos de acordo com o tamanho e porcentagem das partículas, definindo *debris* como um material contendo mais que 80% de partículas grosseiras, maior que a classe de areia, e *mud* com porcentagens menores que 80% de partículas grosseiras. O autor ainda

distingue o termo *debris avalanche* como sendo *debris flow* com movimentação muito rápida. Na classificação do autor, os movimentos classificados como *mud flow* compreendem a faixa de transição entre *debris flow* e *earth flow*.

Quadro 2.1: Classificação dos movimentos de massa segundo (VARNES, 1978)

Tipo de movimento	Tipo de material		
	Rocha	Solo em engenharia	
		Predominantemente grosseiro	Predominantemente fino
Quedas (<i>fall</i>)	de rocha	de detritos	de solo
Tombamentos (<i>topples</i>)	de rocha	de detritos	de solo
Escoamento	de rocha	de detritos	de solo
Espalhamento	de rocha	de detritos	de solo
Corridas (<i>flows</i>) (*)	de rocha (rastejo profundo)	de detritos	de solo
		rastejo de solo	
Complexos: combinação de dois ou mais tipos de movimentos, ação de vários agentes (simultâneos ou sucessivos)			
(*) o autor subdivide os diferentes tipos de corridas de acordo com a velocidade e conteúdo de água dos materiais			

Uma das razões para o grande uso da classificação proposta por Varnes (1978) é a apresentação de bloco-diagramas tri-dimensionais dos movimentos, como apresentado na Figura 2.3. Esta referência definiu terminologias que abrangem diversos tipos de movimento. O autor utilizou a forma de movimento de massa e o tipo de material transportado (solo e/ou rocha) como base para a classificação, independentemente da velocidade adquirida no processo.

Na Inglaterra, Hutchinson (1980) utilizou o termo *debris flow* em sua classificação. No ano seguinte, Skempton & Hutchinson (1969) apresentaram um sistema de classificação de escorregamentos em taludes argilosos propondo o reconhecimento de cinco tipos básicos e seis formas complexas de movimentos de massa. Os tipos básicos de movimentos de massa foram classificados em quedas, escorregamentos rotacionais, escorregamentos compostos, escorregamentos translacionais e corridas. Os movimentos complexos foram classificados em escorregamentos sucessivos, escorregamentos retrogressivos múltiplos, fluxo de solo, escorregamentos em colúvios, expansão lateral e escorregamento.

Hutchinson (1988) apresentou um sistema de classificação abrangendo todos os tipos de movimentos de solo e rocha. Esta classificação é considerada como um das mais

completas e complexas que se tem conhecimento até o momento, pois este sistema baseia-se em aspectos relacionados à morfologia da massa em movimento e em critérios associados ao tipo de material, ao mecanismo de ruptura, à velocidade do movimento, às condições hidrogeológicas e às características da estrutura do solo, semelhante à classificação de Varnes (1978). Devido a sua complexidade, esta classificação requer um volume grande de informações sobre os processos, o que muitas vezes dificulta a sua utilização no campo. Os tipos principais de movimentos de massa foram classificados pelo autor em seis classes, identificando: alívio de tensões (*rebound*), rastejo (*creep*), deformações significativas em cristas de montanha e taludes (*sagging*), escorregamentos, movimento de detritos na forma de fluxos, tombamentos, quedas e movimentos complexos.

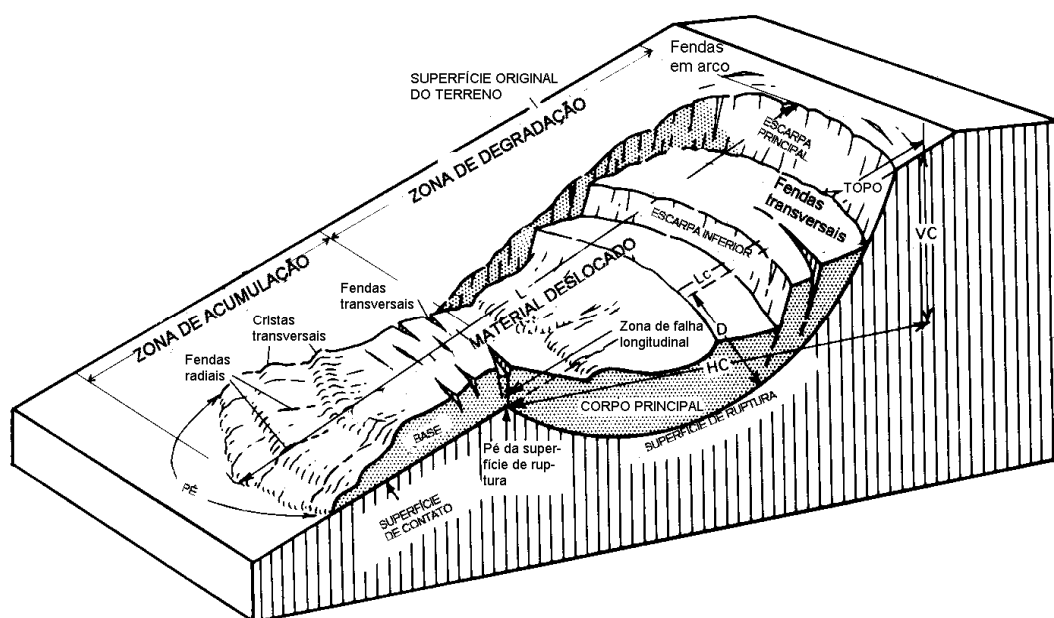


Figura 2.3: Bloco diagrama de um deslizamento/fluxo complexo de material fino (VARNES, 1978)

Cruden & Varnes (1996) revisaram e adicionaram novos termos à classificação de Varnes (1978), internacionalmente adotada. O esquema de classificação baseou-se no tipo de material transportado e no tipo de movimento, os quais não sofreram alterações em relação à classificação proposta por Varnes (1978). Os tipos de materiais transportados considerados pelos autores foram rochas, detritos e solos. Os movimentos foram divididos em 5 tipos: quedas, tombamentos, escorregamentos, espalhamentos e corridas. Os escorregamentos complexos, propostos por Varnes (1978), foram retirados da classificação formal, embora o termo complexo tenha sido mantido para descrever o estilo de atividade de um escorregamento.

Segundo Cruden & Varnes (1996), as corridas de rocha, detritos e solo são classificadas como movimentos de massa rápidos, muito rápidos e extra rápidos, como indicado no Quadro 2.2 (CRUDEN & VARNES, 1996).

Quadro 2.2: Escala de velocidades das corridas de detritos

Classe de velocidade	Descrição do movimento	Velocidade típica (m/s)
7	extra rápido	5
6	muito rápido	5×10^{-2}
5	rápido	5×10^{-4}

Conforme apresentado, a classificação elaborada por Cruden & Varnes (1996) não leva em conta parâmetros geotécnicos bem definidos, tais como tensões, deformações, poropressões, etc. Vários autores decidiram buscar um refinamento para a classificação de movimentos de massa. Entre estes se encontra Sassa (1989). O autor desenvolveu uma classificação que se baseia na definição das trajetórias de tensão observadas em gráficos de tensão cisalhante *versus* tensão normal, que se desenvolvem especificamente no interior de massas de solo sujeitas a diferentes tipos de movimentos de massa.

Sassa (1989) desenvolveu uma classificação essencialmente geotécnica conforme ressaltado pelo autor. Essa classificação é aplicada a partir de resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento. A mesma leva em consideração os processos hidráulicos e mecânicos relacionados a diferentes tipos de cisalhamento, dando pouca ênfase à granulometria do solo. O autor assumiu como princípio que os movimentos de massa são fenômenos cisalhantes das encostas naturais ou construídas pelo homem. Esta classificação objetiva caracterizar, num primeiro estágio, a iniciação do mecanismo que gerou o movimento de massa e, num segundo, o desenvolvimento do movimento ao longo da encosta. Assim sendo, sua iniciação leva em conta três tipos de cisalhamento: deslizamentos (*slides*), liquefação (*liquefaction*) e fluência ou rastejo (*creep*). O movimento posterior, por sua vez, também é classificado em três tipos: quedas (*falls*), deslizamentos (*slides*) e fluência (*creep*). Os três tipos de cisalhamento são diferenciados de acordo com as características das trajetórias de tensões nos gráficos de tensão cisalhante *versus* tensão normal (plano $p' \times q$), como mostra a Figura 2.4. Na sequência estão descritos os tipos de movimentos de massa com base nas trajetórias de tensões apresentadas naquela figura.

Os deslizamentos (*slides*), apresentados no item I da Figura 2.4, ocorrem quando o estado de tensões no interior do talude atinge a envoltória de ruptura de pico (*peak failure line – P.F.L.*), originando uma movimentação ao longo de uma superfície de escorregamento (*slip surface*).

A trajetória de tensões que representa este tipo de movimento pode ser explicada da seguinte forma: a partir do estado de tensões inicial no interior do talude, representado pelo ponto P_0 da Figura 2.4 – I-1, há um ligeiro aumento de tensão cisalhante e aumento de poro-pressão (Δu). Deste modo, a trajetória de tensões atingirá a envoltória de ruptura no ponto P_P , iniciando o deslizamento. A partir do deslocamento iniciado, a resistência ao cisalhamento na superfície de cisalhamento diminui rapidamente até alcançar o valor da resistência residual (*residual failure line – R.F.L.*) no ponto P_R . Este processo causa uma força (ΔF) que acelera a massa e produz um deslizamento rápido (*peak strength slide*). Por outro lado, quando a superfície de cisalhamento já está em sua resistência ao cisalhamento residual, a trajetória de tensões segue diretamente do ponto P_0 até a envoltória de resistência ao cisalhamento residual, ponto P_R (Figura 2.4 – I-2), não havendo redução de resistência ao cisalhamento após o início do deslizamento. Neste caso, tanto as tensões cisalhantes, quanto as resistências cisalhantes mantêm-se quase iguais, ocorrendo o chamado deslizamento lento na resistência ao cisalhamento residual (*residual strength slide*).

A liquefação (*liquefaction*) tem início quando uma massa de solo arenoso com elevado índice de vazios (fofo) na encosta fica sujeita a um carregamento não-drenado, causando o colapso da sua estrutura e fazendo com que os vazios do solo diminuam suas resistências ao cisalhamento, ganhando um comportamento fluido (Figura 2.4 – II-1). Este comportamento também pode ocorrer quando uma massa de solo arenoso fofo apresentar uma superfície de liquefação (Figura 2.4 – II-2). A trajetória de tensões que representa este tipo de movimento pode ser explicada Figura 2.4 – II-1 da seguinte forma: o estado de tensões inicial começa em P_0 e se encaminha para a envoltória de resistência ao cisalhamento residual, ponto P_L , provocado pelo aumento acentuado de poro-pressão (Δu), sendo acompanhado de uma intensa queda de resistência ao cisalhamento. Neste caso também há a geração de uma força (ΔF), que acelera a massa fluida encosta abaixo. Segundo Sassa (1989), tal situação também ocorre nas argilas sensíveis (*quick clays* ou *sensitive clays*), a partir de um súbito aumento de poro-pressão devido à baixa condutividade hidráulica, principalmente durante terremotos.

O rastejo (fluência ou *creep*) é considerado como a deformação que se processa sem observação de variações no estado de tensões totais. Na Figura 2.4 – III está apresentada a trajetória de tensões que representa este tipo de movimento. Nota-se que o desenvolvimento da fluência é caracterizado pela mudança do estado de tensão efetiva inicial do ponto P_0 encaminhando-se horizontalmente para a esquerda (aumento da poro-pressão por elevação do nível d'água), sem que seja atingida a envoltória de resistência ao cisalhamento residual. mas leva a uma velocidade de deformação relativamente constante na massa de solo.

Sassa (1989) comparou sua classificação com a de Varnes (1978) e concluiu que não faz sentido incluir os tombamentos em sua abordagem, uma vez que neste mecanismo não ocorre cisalhamento. O autor relata que o afastamento lateral é um mecanismo que envolve deslizamento ou fluência em argilas situadas na base de corpos rígidos, ao longo de uma superfície de cisalhamento muito suave. Caracteriza as quedas como um movimento, mas não um mecanismo específico, pois não se trata mecanicamente de uma ruptura por cisalhamento.

As classificações descritas anteriormente diferem na forma de avaliar os movimentos de massa e na maneira de classificar um determinado evento, além de tenderem a se assemelhar à classificação de Varnes (1978).

2.2.2 Classificações nacionais dos movimentos de massa

A bibliografia nacional apresenta classificações que foram sendo aprimoradas ao passar dos anos, conforme a experiência adquirida pelos pesquisadores, a partir da década de 60. Estas se tornaram cada vez mais completas, passando de classificações específicas, para um conjunto mais geral de classes de fenômenos de movimentações de massa que ocorrem no Brasil, especialmente nas regiões sul e sudeste do país.

Os principais trabalhos nacionais relacionados com a classificação de movimentos de massa foram os de Freire (1965), Guidicini & Nieble (1984) e a proposta apresentada pelo IPT (1991), conforme ressaltado por Fernandes & Amaral (1998). O Quadro 2.3 apresenta um sumário destas classificações.

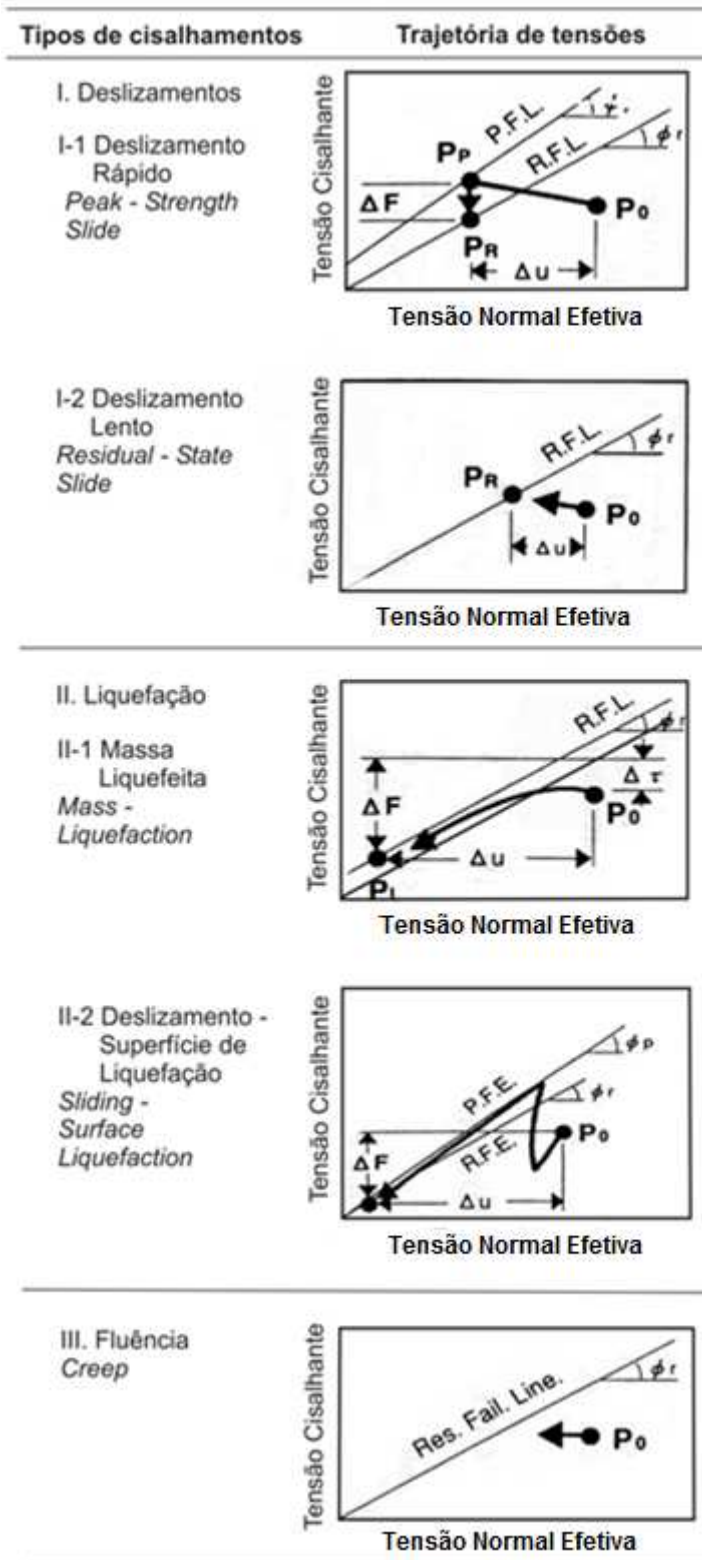


Figura 2.4: Trajetória de tensões para a classificação dos movimentos de massa proposta por Sassa (1989): I - deslizamentos; II - liquefação e III - *Creep* / R.F.E. - *Residual Failure Line* (envoltória de ruptura residual); P.F.E. - *Peak Failure Line* (envoltória de ruptura de pico).

Quadro 2.3: Comparação entre as propostas de classificação de movimentos de massa no Brasil (FERNANDES & AMARAL, 1998)

Freire (1965)	Guidicini & Nieble (1984)	IPT (1991)
Escoamentos: Rastejos e corridas	Escoamentos: Rastejos e corridas	Rastejos Corridas de massa
Escorregamentos: Rotacionais e translacionais	Escorregamentos: Rotacionais, translacionais, queda de blocos e queda de detritos	Escorregamentos
Subsidências e desabamentos	Subsidências: Subsidências, recalques e desabamentos	Quedas e tombamentos
	Formas de transição Movimentos complexos	

Freire (1965) foi um dos primeiros autores nacionais a sintetizar e reunir dados para a classificação dos movimentos de massa no território nacional, baseando-se numa série de autores estrangeiros. Em sua classificação, são levados em consideração os seguintes itens: (a) dados físicos dos locais como inclinação de taludes, (b) superfície de escorregamento e materiais envolvidos; (c) dados mecânicos associados ao desenvolvimento dos movimentos e (d) tempo de duração dos fluxos e suas causas.

Os tipos de processos de movimento de massa descritos por Freire (1965), semelhantes aos de Sharpe (1938), estão apresentados no Quadro 2.3. Na classificação proposta por Freire (1965), não consta o termo referente ao processo corrida de detritos a qual pode ser classificada como escoamento líquido, com velocidades muito altas, que ocorre em taludes com inclinações variáveis. Guidicini & Nieble (1984) apresentaram com destaque a proposta apresentada por Freire (1965).

Augusto Filho (1992) reuniu, de forma sucinta, os principais tipos de movimentos de massa que ocorrem com mais frequência na dinâmica ambiental brasileira (ambientes tropicais e subtropicais), baseando-se na classificação de Varnes (1978). O Quadro 2.4 apresenta as características de um conjunto de diferentes tipos de movimentos gravitacionais de massa, diretamente relacionados à dinâmica das encostas brasileiras.

As corridas de detritos e lama, como pode ser visualizado no Quadro 2.4, aparecem como a quarta classe de movimento, apresentando características muito típicas do processo. O objetivo principal do trabalho realizado pelo autor foi definir áreas de risco atribuindo diferentes graus de suscetibilidade à formação de corridas. O autor

considerou que as corridas são movimentos gravitacionais de massa de grandes dimensões, que se movimentam na forma de escoamentos.

Fernandes & Amaral (1998) e Terzaghi (1950) enfatizaram em seus trabalhos que o número excessivo de critérios e nomenclaturas disponíveis para as classificações dos movimentos de massa favorecem as várias denominações encontradas na bibliografia e muitos conflitos em relação à terminologia.

Analisando as classificações internacionais e nacionais apresentadas, conclui-se que, por se tratar de um assunto bastante explorado na bibliografia especializada e considerando que as classificações aqui apresentadas são bastante completas, os pesquisadores que estudam o assunto utilizam as classificações de maior aceitação no meio científico e obviamente, a que mais se ajusta aos movimentos identificados em seus estudos.

2.3 CORRIDAS DE DETRITOS

Na presente seção encontram-se abordados questões relacionadas a corridas de detritos, além da apresentação de alguns casos históricos da ocorrência deste tipo de movimento de massa já registrada na área de estudo desta tese de doutorado.

2.3.1 Aspectos gerais sobre as corridas de detritos

Corridas de detritos ocorrem em diversas partes do mundo, interferindo diretamente no desenvolvimento social e econômico de muitas áreas com potencial de desencadeamento. O processo ocorre de maneira natural em regiões serranas e, em cerca de 50 países, é observado muito frequentemente (MIDRIAK, 1985; TAKAHASHI, 1994 *apud* GRAMANI, 2001). As corridas de detritos caracterizam-se pelo seu alto poder destrutivo e pelos danos que podem provocar.

No Brasil, a ocorrência de corridas de detritos é muito comum nas porções mais elevadas das encostas da Serra do Mar e da Serra Geral. No caso de interesse, as altas declividades da encosta da Serra Geral, com altitudes que oscilam de 300 m a 1000 m, apresentam a formação de camadas de solos residuais e de espessos depósitos de solos

coluvionares. A Serra Geral apresenta vales fechados e anfiteatros de pequenas dimensões formando pequenas sub-bacias, com a rocha aflorando geralmente em escarpas, cortes de estrada e leitos de arroios. As características geológicas e geomorfológicas descritas, aliadas ao clima subtropical de altitudes, caracterizado por duas épocas bastante chuvosas, favorecem a formação e o desenvolvimento de corridas de detritos por seus canais de drenagem.

Quadro 2.4: Principais tipos de movimentos de encosta no Brasil
(AUGUSTO FILHO, 1992)

Processos	Características do movimento, material e geometria
Rastejo (<i>creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Vários planos de deslocamento (internos); - Velocidades muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade; - Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; - Solo, depósitos, rocha alterada e/ou fraturada; - Geometria indefinida.
Escorregamentos (<i>slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Poucos planos de deslocamento (externo); - Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); - Pequenos a grandes volumes de material; - Geometria e materiais variáveis: - Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; - Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; - Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza.
Quedas (<i>falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Sem plano de deslocamento; - Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado; - Velocidades muito altas (vários m/s); - Material rochoso; - Pequenos a médios volumes; - Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc; - Rolamento de matacão, tombamento.
Corridas (<i>flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação); - Movimento semelhante a um líquido viscoso; - Desenvolvimento ao longo de drenagens; - Velocidades médias a altas; - Mobilização de solo, rocha, detritos e água; - Grandes volumes de material; - Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

As corridas de detritos representam uma das formas mais catastróficas de movimentos de massa, pois geralmente envolvem massas constituídas por misturas de solo e de rocha provenientes da acumulação de corpos de tálus ou provenientes da mobilização de solo residual subjacente a colúvios. Gramani (2001) considera este tipo de movimento de massa como um dos mais espetaculares e expressivos processos geológicos, dentre

os demais movimentos de massa associados à dinâmica externa, atuantes na superfície do planeta. As corridas de detritos estão intimamente associadas aos escorregamentos translacionais, mas não são os mesmos fenômenos. De acordo com Pinheiro (2000), os escorregamentos translacionais ocorrem rotineiramente nas encostas, em regimes normais de chuvas, pois são processos comuns e bastante importantes na evolução das encostas.

Como na maioria dos processos de movimentos de massa, também nas corridas de detritos atuam, concomitantemente, mais de um fator condicionante, de acordo com o que será apresentado no item 2.3.3 deste capítulo. Segundo Takahashi *et al.* (1997), as corridas de detritos caracterizam-se por apresentar uma dinâmica regida pela mecânica dos solos e pela mecânica dos fluídos. De acordo com Gramani (2001), o principal cuidado na definição das ocorrências de corridas de detritos é excluí-las das categorias de escorregamentos ou movimentos em bloco (domínio geotécnico) e de transporte de sedimentos por arraste e/ou em suspensão (domínio hidráulico).

Gramani (2001) afirma em seu trabalho que vários autores apresentam definições de corridas de detritos, as quais são repetitivas e sobrepõem-se entre si. É importante salientar que, embora existam muitas definições correlacionadas, os autores de todo o mundo estudam esse tipo de movimento de massa nas mais variadas condições ambientais. Assim as definições que se encontram na bibliografia mostram a tendência de um exame das corridas de detritos do ponto de vista hidráulico, geotécnico e/ou geológico.

2.3.2 Características, definição e descrição das corridas de detritos

Gramani (2001) e Znamensky (2001) definem corridas de detritos sob o ponto de vista geotécnico da seguinte forma: são movimentos de sólidos e fluídos, com uma alta concentração de sólidos de todos os tamanhos e uma grande mobilidade, conjugada com comportamento característico de líquido, atuando sob a ação da gravidade.

Bressani *et al* (1995) descrevem as corridas de detritos como um tipo de instabilização espacialmente contínua, onde as superfícies de cisalhamento são pouco espaçadas e não são preservadas, lembrando o movimento de um fluído viscoso durante o fluxo.

Conforme os autores escorregamentos rasos podem se tornar corridas de detritos, dependendo de alguns fatores: (a) perda de resistência do material; (b) alta absorção de água pelo solo; e (c) possibilidades de materiais mobilizados encontrarem taludes íngremes.

A geometria mais típica na região desse tipo de movimento de massa apresenta de 1 a 3 m de espessura, largura de 5 a 20 m e comprimento ao longo da encosta de 40 a 200 m. Segundo Pinheiro (2000) e Azambuja *et al.* (2001b), a extensão lateral pode crescer até 200 m de largura em encostas convexas, como o caso ocorrido em São Vendelino (RS) em dezembro de 2000.

Segundo Bressani (2005), a grande importância desses movimentos deve-se à dificuldade de previsão de sua ocorrência (o movimento ocorre praticamente sem sinais prévios), rapidez de desenvolvimento (velocidades de deslocamento na faixa de m/min a m/s) e alta energia cinética. O mecanismo de ruptura desses movimentos está intimamente associado ao comportamento mecânico dos solos que compõem as encostas e ao fluxo de água subsuperficial que se estabelece nas mesmas. Segundo o autor, quando as chuvas ultrapassam níveis associados a tempos de recorrência de 20 anos ou mais, o número de rupturas observado aumenta dramaticamente. Isto ocorre porque o meio ambiente evoluiu sob condições médias de precipitação, onde rupturas isoladas são rotineiras e fazem parte do processo de evolução (como citado por Pinheiro, 2000); porém, um evento pluviométrico de maior intensidade causa um número muito maior de rupturas simultâneas. Isto pode ser observado de forma indireta em gráficos de chuva acumulada *versus* tempo e o número de rupturas de taludes, como por exemplo, no gráfico apresentado por Kanji *et al.* (1997) – Figura 2.6.

Conforme Gramani (2001), os acidentes catastróficos associados às corridas de detritos ocorrem durante eventos pluviométricos atípicos, que provocam a ruptura simultânea de centenas de taludes íngremes (rupturas translacionais). Eventos pluviométricos atípicos, além de provocarem a ruptura de um grande número de taludes, ainda provocam um aumento dramático da vazão de todas as drenagens da região. A capacidade de absorção de água pela encosta fica muito superada e diversos processos de percolação ficam profundamente alterados.

Analisando os trabalhos de diversos autores, pode-se concluir que as corridas de detritos ocorrem após períodos de chuvas intensas e contínuas (MASSAD, 1998; WOLLE & CARVALHO 1989; WOLLE & HACHICH, 1989; LACERDA *et al.*, 1997; KANJI *et al.*, 1997; KANJI & GRAMANI, 2001 entre outros). Como principal exemplo para esta tese, na área de estudo, em São Vendelino (RS), foi registrado uma precipitação de 148 mm em 2 horas, que provocou a queda de taludes de solo com rupturas do tipo translacionais sobre rocha e diversas rupturas simultâneas do tipo corrida de detritos ao longo de todo o vale (AZAMBUJA *et al.*, 2001b).

As corridas de detritos tendem a acelerar quando a infiltração da água das chuvas no interior desses taludes causa aumentos significativos de poro-pressão e redução de sucção. Segundo Leroueil (2004), a infiltração de água e o conseqüente aumento de poro-pressão são as mais comuns causas de movimentos de massa (iniciação de corridas de detritos). Em geral, pode ser dito que o aumento da poro-pressão resulta no decréscimo da tensão efetiva e da resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, na redução do fator de segurança das encostas.

De acordo com Wolle *et al.* (2001), em períodos de chuvas intensas, pode ocorrer um evento curto com pluviosidade extraordinária. Esse intervalo de tempo é menor do que 1 ou 2 horas de duração, podendo ser de alguns minutos. Sob tais condições, os escorregamentos descritos podem ocorrer aos milhares, simultaneamente, e as massas escorregadas produzem corridas de detritos em encostas com gargantas estreitas, arrastando tudo o que se encontra em seu caminho, às vezes por vários quilômetros.

Segundo Massad *et al.* (1997), as corridas de detritos apresentam outra particularidade bastante importante e peculiar: os fragmentos e os blocos de rocha são conduzidos em suspensão no topo da camada de lama, de maior velocidade, até o talude tornar-se suave ou o fluxo espalhar-se em uma grande área. Nesse local, a espessura da camada de lama reduz e os detritos tendem a se depositar e a bloquear a continuidade do fluxo. A acumulação de resíduos atrás dessa “barragem temporária” pode causar a sua própria destruição e iniciar uma nova corrida de detrito. Essa particularidade pode dar às corridas de detritos uma característica de ondas em pulsos.

Em canais de drenagem, parte do leito (areia, pedregulho e blocos de rocha) é incorporado ao fluxo das corridas de detritos, aumentando a massa de sólidos e

provocando erosão das margens, o que tende a alargar o leito do canal. Diversos autores relatam que a mobilidade de uma corrida de detritos depende da quantidade de argila presente na matriz da corrida. Esse tipo de solo provoca a redução da condutividade hidráulica, provocando ainda o aumento da pressão de água e fornecendo maior mobilidade à massa. Conforme Kanji & Gramani (2001), a água misturada com as frações argila e silte forma uma lama que começa a fluir encosta abaixo, transportando areia, pedregulho, blocos de rocha e árvores; eles podem alcançar longas distâncias, até mesmo em taludes suaves (com inclinação de 4° a 8°).

Segundo IPT (1972, *apud* Wolle 1980), é precário correlacionar a incidência de movimentos com a declividade (inclinações) das encostas, pois esta relação depende de vários outros fatores. Trabalho pioneiro nesse sentido foi o desenvolvido pelo IPT (1972) *apud* Wolle (1980) na cartografia geotécnica dos morros de Santos e São Vicente, no Estado de São Paulo e, posteriormente, extrapolada para toda a região da Serra do Mar. Neste trabalho foi estabelecida uma compartimentação morfológica da área de acordo com a subdivisão clássica em perfis convexo, retilíneo e côncavo.

Gramani (2001) salienta a importância da determinação da distância possível de ser percorrida por uma corrida de detritos. A mobilidade é um fator importante para a ocupação segura de áreas de risco e prevenção de acidentes envolvendo este tipo de movimento de massa. Conforme Cruz *et al.* (2000) e Kanji & Gramani (2001), as corridas de detritos podem atingir velocidades tão altas quanto 70 km/h, maiores até do que o fluxo de água em condições similares.

Segundo Gramani (2001), como resultado de uma corrida de detrito, os materiais rompidos após chuvas atípicas e intensas, totalmente saturados, invadem as drenagens, bloqueando temporariamente os grandes fluxos de água existentes. Quando esses bloqueios são rompidos, formam-se ondas de material fluido composto de lama, blocos de rocha de diversos tamanhos e vegetação (incluindo árvores de diversos diâmetros). Esse material desce nas drenagens com velocidades bastante altas e com grande poder erosivo, agregando material das margens e provocando rupturas das margens. O processo é recorrente e ocorre em pulsos, que dependem dos bloqueios e rupturas que vão ocorrendo. O efeito é devastador tanto nas encostas, quanto ao longo das drenagens e nas áreas de deposição (baixadas), onde a onda de enchente destrói casas, pontes e lavouras.

O resultado final observado algumas horas após chuvas intensas é uma denudação importante das encostas e mudanças importantes dos leitos dos rios, que causam grandes erosões em certos locais e depositam grandes volumes de material em outros. Geralmente, as áreas mais planas são cobertas por uma camada de material de granulometria variável de cascalho a areias (GRAMANI, 2001).

Azambuja *et al.* (2001a, 2001b) apresentam as características das corridas de detritos em um perfil geológico típico dos canais onde estas foram deflagradas, em São Vendelino (RS). Este perfil apresenta três diferentes segmentos na geometria, que são: (a) área de origem ou tramo de catálise; (b) área de fluxo ou tramo de crescimento; e (c) área de deposição ou tramo de dissipação.

A área de origem apresenta geralmente alta declividade, funciona como provedora dos detritos e pode estar relacionada inicialmente a um fenômeno de escorregamento. Segundo Azambuja *et al.* (2001a, 2001b), a vertente das corridas de detritos estava associada à principal quebra de relevo da região, que são as bordas das unidades vulcânicas ácidas. Nessa quebra de relevo, o fluxo hidráulico nos canais adquiriu grande energia e velocidade, características importantes para conduzir os detritos à jusante. A partir dessa quebra de relevo, a corrida de detritos percorreu a área de fluxo onde o canal assenta-se sobre uma sucessão de derrames basálticos.

A área de fluxo é formada pela encosta onde o material proveniente da área de origem, associado ao material remobilizado no caminho da corrida, percorre até a área de deposição. Esta área apresenta declividades que variam de 60% a 10%. As margens dos canais nessa área são íngremes e constituídas por colúvios rasos que, durante precipitações intensas e prolongadas, tendem a se instabilizar. Ao longo da área de fluxo, é possível identificar barragens temporárias de detritos depositados, espaçadas da ordem de 100 m umas das outras. Essas barragens são coincidentes com os degraus dos derrames e dão às corridas de detritos um movimento em forma de “ondas”.

A área de deposição é a porção da topografia que apresenta um relevo suave, onde o material da corrida de detritos se deposita (blocos, cascalhos, árvores e lama sendo que apenas a lama é transportada até os corpos hídricos receptores). Nesta área, o canal percorre depósitos de pé de encosta ou leques aluviais e as declividades variam de 10%

a 4%. A Figura 2.5 mostra os três segmentos citados em uma seção típica de encostas da área de estudo.

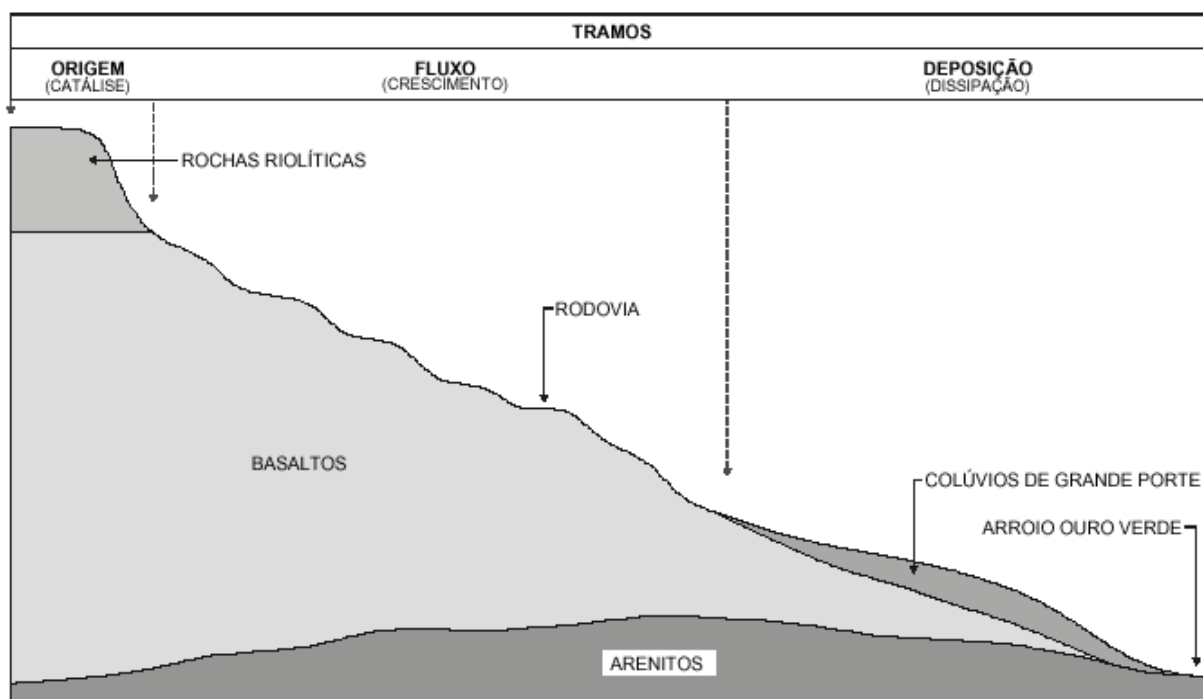


Figura 2.5: Perfil geológico típico dos canais onde foram deflagradas as corridas de detritos (AZAMBUJA *et al.* 2001a, 2001b)

2.3.3 Principais condicionantes de ocorrência de corridas de detritos

Os movimentos de massa são controlados por uma cadeia de eventos, muitas vezes de caráter cíclico, que tem origem com a formação da própria rocha e toda a sua história geológica e geomorfológica subsequente, como movimentos tectônicos, intemperismo, erosão, ação antrópica, etc (AUGUSTO FILHO & VIRGILI, 1998). Na maioria dos processos de instabilização de taludes, atuam, concomitantemente, mais de um fator condicionante. Apesar desta complexidade de eventos, é possível tentar estabelecer um conjunto de condicionantes que atuam de forma direta e imediata na deflagração destes processos de instabilização. Vários autores discutem estas relações, dentre os quais, destacam-se os trabalhos de Terzaghi (1950), Varnes (1978), Cruden & Varnes (1996) e Augusto Filho & Virgili (1998).

Segundo Terzaghi (1950), as causas dos movimentos de massa podem ser subdivididas em duas categorias relacionadas aos taludes: causas internas e causas externas. Segundo o autor, as causas internas são aquelas que contribuem na diminuição de resistência ao cisalhamento disponível no solo – aumento da poro-pressão, diminuição do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno, etc. As causas externas são consideradas aquelas que provocam um aumento das tensões de cisalhamento por modificações da geometria do talude entre outras.

Sassa (1985, 1989), Ellen & Fleming (1987) e Takahashi (2000) dentre outros autores, citam três diferentes fatores condicionantes para a iniciação das corridas de detritos: (a) erosão fluvial em canais de drenagem; (b) ocorrência de deslizamentos geradores de liquefação; (c) aumento de poro-pressão originado por mecanismos de infiltração. Além dos fatores citados, também é possível a formação de corridas de detritos devido ao aumento de poro-pressão provocado por carregamento muito rápido. Este tipo de carregamento ocorre a partir do impacto causado sobre depósitos devido à chegada de movimentos de massa originados nas encostas a montante dos mesmos ou ainda devido a quedas de blocos de rocha em depósitos de cotas elevadas de encostas suscetíveis a instabilidade, conforme mencionado por Sassa (1985). Avelar (2003) apresenta em seu trabalho uma revisão bibliográfica detalhada a respeito dos aspectos reológicos e geotécnicos associados aos fatores condicionantes citados para a geração de corridas de detritos.

Para Varnes (1978), os principais fatores que contribuem para a redução da resistência ao cisalhamento e conseqüente instabilidade de talude são o estado inicial do material (composição, textura, estrutura e geometria do talude), mudanças devidas ao intemperismo e outras reações químicas, mudanças nas forças intergranulares devidas ao teor de água e à pressão nos poros e fraturas, mudanças na estrutura e outras causas. Estes fatores estão relacionados aos fenômenos naturais.

Cruden & Varnes (1996) resumiram os processos e as características que contribuem para os movimentos de massa. No Quadro 2.5 estão listadas as causas destes movimentos, divididas em 4 grupos práticos, de acordo com as ferramentas e os procedimentos necessários para iniciar-se uma investigação.

Augusto Filho & Virgili (1998) resumem os principais fatores condicionantes dos processos de instabilização de encostas na dinâmica ambiental brasileira da seguinte forma: (a) características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico; (b) características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas e taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas (xistosidade, fraturas, etc.); (c) características geomorfológicas, com destaque para a inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo); (d) regime das águas superficiais e subsuperficiais; e (e) características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

Quadro 2.5: Lista das causas de movimentos de massa
(CRUDEN & VARNES, 1996)

Causas geológicas	Causas morfológicas	Causas físicas	Causas humanas
materiais fracos	levantamento tectônico ou vulcânico	chuvas intensas	escavações de taludes
materiais sensíveis	alívio por degelo	derretimento rápido de neve	sobrecarga no talude ou na crista
materiais intemperizados	erosão fluvial no pé do talude	precipitações excepcionalmente prolongadas	rebaixamento (reservatórios)
materiais fissurados ou fraturados	erosão glacial no pé do talude	terremotos	irrigação
orientação desfavorável de descontinuidades (acamamento, xistosidade, etc.)	erosão nas margens laterais	erupções vulcânicas	mineração
orientação desfavorável de descontinuidades estruturais (falhas, contatos, inconformidades, etc.)	erosão subterrânea (Solução e <i>piping</i>)	descongelamento	vibração artificial
contraste de permeabilidade	deposição de cargas no talude ou na crista	intemperismo por congelamento e descongelamento	vazamento de água
contraste de rigidez (materiais densos, rígidos sobre materiais plásticos)	remoção da vegetação (fogo, seca)	intemperismo por expansão e retração	

No caso específico das corridas de detritos é necessário verificar conjuntamente aos condicionantes relacionados à geologia e geomorfologia, às precipitações pluviométricas e os condicionantes relacionados às ações antrópicas, para a ocorrência do processo. A atividade antrópica é um fator agravante que contribui com profundas modificações no meio ambiente. Essas ações normalmente interferem no equilíbrio das áreas, por vezes acelerando os processos da dinâmica superficial. Entre as causas antrópicas que induzem a ocorrência de movimentos de massa, o desmatamento tem exercido um papel de destaque. A seguir, nos subitens, os condicionantes relacionados à geologia e geomorfologia e às precipitações pluviométricas serão apresentados.

2.3.3.1 Geologia e geomorfologia

De acordo com Gramani (2001), os fatores geológicos e geomorfológicos controlam as diferentes formas geométricas apresentadas pelas linhas de drenagem em uma determinada bacia. A geomorfologia condiciona o formato das drenagens com altas declividades, vales encaixados e estrangulamentos dos canais. As altas declividades proporcionam maiores instabilidades locais dos materiais e os estrangulamentos atuam como ponto de acumulação e formação de barramentos naturais contra o fluxo. A geologia contribui com a formação de corpos de colúvios e alúvios depositados ao longo das drenagens, modificando o perfil geral do canal, contribuindo com grande quantidade de material rochoso e blocos de maiores diâmetros.

Segundo Hack & Goodlett (1960) *apud* Turner (1996), os colúvios podem ser divididos geomorficamente em concavidades, convexidades e taludes retos. A importância das concavidades na iniciação de um escorregamento varia, sendo dependente das complexas interações e pequenas variações de geologia, topografia e fatores climáticos. Conforme Azambuja *et al.* (2001a), as manifestações de instabilidade estão estreitamente relacionadas com a morfologia das encostas, mais especificamente ao padrão de escoamento sub-superficial. Segundo os autores, em geral, as encostas apresentam duas formas de vertentes: côncavas e convexas. A forma convexa é aquela em que parte do perfil da encosta apresenta curvatura positiva, com ângulos de inclinação aumentando encosta abaixo. A forma côncava é aquela que parte do perfil da encosta apresenta curvatura negativa, com ângulos de inclinação diminuindo encosta abaixo. Nas encostas com formato convexo, o fluxo sub-superficial se dá por canais que

se dispersam e fazem com que as linhas equipotenciais sejam progressivamente mais afastadas umas das outras; isso implica em gradientes hidráulicos progressivamente menores na direção do pé da encosta. Nas encostas côncavas, por outro lado, os fluxos são convergentes e há um progressivo aumento dos gradientes hidráulicos na direção dos vértices da encosta; essa concentração é responsável por forças de percolação elevadas, que são fatores importantes na deflagração de corridas de detritos. Segundo Turner (1996), concavidades (encostas côncavas) são frequentes fontes de formação de *debris flow*.

Segundo Kanji & Gramani (2001), a ocorrência de corridas de detritos se dá em relevos acidentados ou montanhosos de diversos ambientes geológicos. Os autores afirmam que depósitos geológicos que apresentam feições típicas de corridas de detritos indicam a recorrência do fenômeno em muitas áreas. De maneira geral, há uma maior frequência de corridas de detritos em ambientes que apresentam solos residuais espessos, depósitos coluvionares, depósitos de tálus, aluviões e terraços aluvionares e depósitos vulcanoclásticos. Segundo Pinheiro *et al.* (1997), as regiões sul e sudeste do Brasil, por suas condições climáticas e pelas grandes extensões de maciços montanhosos (Serra Geral e Serra do Mar), estão sujeitas a desastres associados aos movimentos de massa nas encostas.

Conforme Gramani (2001), alguns fatores promovem um aumento na probabilidade de ocorrência de escorregamentos (rastejos, quedas de blocos, erosões aceleradas, etc), tais como: (a) ausência de vegetação, expondo diretamente o solo às condições climáticas, intensificando-se os processos erosivos; (b) estruturas primárias condicionando a instabilização dos materiais (falhas, fraturas, juntas); (c) contatos entre solos de diferentes condutividades hidráulicas, provocando o aparecimento de fluxos de água, elevação de pressões no solo ou na rocha ou entre eles; e (d) solos com baixa resistência ao cisalhamento. Esses fatores contribuem, isolada ou conjuntamente, para aumentar a probabilidade de ocorrência de escorregamentos.

As encostas que apresentam declividades elevadas e com disponibilidade de material passível de mobilização são as mais suscetíveis à ocorrência de corridas de detritos. Valores de aproximadamente 30° a 45° de declividade são considerados como valores críticos para estas ocorrências embora isto seja variável para cada material (GRAMANI, 2001). Segundo o autor, valores mínimos de inclinação das encostas para a ocorrência

de corridas de detritos variam de 20° a 25°. Casos excepcionais de ocorrência de corridas de detritos, na China e no Japão, em encostas com inclinações de 10° a 15° são relatados na bibliografia.

No caso relatado por Azambuja *et al.* (2001), em São Vendelino (RS), as corridas de detritos foram geralmente deflagradas em bacias restritas, de altas declividades e de pequena dimensão. Os autores citam que um grande número de corridas de detritos ocorreram em bacias menores do que 5 km² da região de São Vendelino. De acordo com Kanji & Gramani (2001), o volume de material sólido gerado em uma corrida de detritos está relacionado com a dimensão da bacia hidrográfica, com as espessuras e os tipos de solos presentes e com a intensidade pluviométrica que atinge a bacia.

As características físicas de uma bacia de captação são elementos fundamentais no comportamento hidrológico destas. Os elementos da bacia hidrográfica controlam a concentração de água das vertentes para a linha de drenagem. As principais características físicas de uma bacia correspondem a: área da bacia, formato da bacia, rede de drenagem e forma de relevo, que influenciam no tempo de concentração das águas e na magnitude da vazão. A forma da bacia depende diretamente da contribuição geológica do terreno e controla o tempo de concentração da água. Bacias hidrográficas que permitem rápida concentração e picos de vazão elevados são favoráveis para o desenvolvimento de corridas de detritos.

2.3.3.2 *Precipitações pluviométricas*

É importante salientar que o termo “precipitações”, em hidrologia, é o termo geral dado a todas as formas de água depositada na superfície terrestre e oriunda do vapor d’água na atmosfera, tais como neblina, granizo, geada, neve, orvalho e chuva. Comumente, os termos precipitação e chuva se confundem. Os processos geológico-geotécnicos naturais que se desenvolvem em encostas com relevo acidentado são parcialmente controlados pela precipitação pluviométrica. Nos solos, o fluxo d’água ocasionado principalmente por chuvas, provoca a saturação, com diminuição da coesão aparente (sucção), o surgimento de forças de percolação, elevação das poro-pressões e pode causar erosão interna (*piping*).

Na bibliografia há controvérsias na definição do tipo de chuva que favorece o desenvolvimento das corridas de detritos: longa duração e pequena intensidade ou curta duração e grande intensidade. A maior parte das rupturas que deram origem a corridas de detritos, estudadas por Johnson e Sitar (1990), estavam tipicamente associadas a chuvas fortes e prolongadas. De acordo com Gramani (2001), a determinação e as tentativas de se estimar chuvas deflagradoras de corridas de detritos apresentam uma série de problemas e dificuldades. Dentre as dificuldades, o autor destaca duas: (a) a chuva registrada, em geral, não é na área de ocorrência das corridas de detritos (poucos pluviômetros e geograficamente distantes); e (b) para cada região do mundo têm-se características particulares que dificultam o estabelecimento de curvas de chuvas acumuladas *versus* tempo de igual traçado. Kanji *et al.* (1997) destacaram que as formas distintas de apresentação de dados de chuvas são extremamente variáveis, especialmente em relação a chuvas acumuladas, geralmente apresentadas em vários dias (e às vezes sem apresentar os dias acumulados).

No estudo dos escorregamentos que dão origem às corridas de detritos, há necessidade de se levar em consideração as chuvas ocorridas anteriormente a um evento de maior magnitude. As chuvas, de menor intensidade, são responsáveis pelo aumento do grau de saturação do solo, gerando processo de perda de sucção matricial e conseqüentemente aumentando a condutividade hidráulica do solo. Wolle & Carvalho (1989) mostram que a ação combinada de chuva precedente e chuva intensa de curta ou média duração são responsáveis pelos fenômenos estudados na Serra do Mar (SP). Wolle (1988) afirma que chuvas, de no mínimo 180 mm diários, podem deflagrar escorregamentos significativos na Serra do Mar, desde que anteriormente tenham ocorrido chuvas regulares. A partir de estudos dos mecanismos de escorregamentos na Serra do Mar, aquele autor relata que as chuvas provocam a elevação do nível freático e geração de forças de percolação, preenchimento temporário de fendas, trincas e demais estruturas em solos saprolíticos e rochas (fraturas, juntas) com geração de pressões hidrostáticas e formação de frentes de saturação sem a formação de nível da água (em solos não saturados), diminuindo a resistência dos materiais pela redução da sucção matricial.

Kanji *et al.* (1997) resumiram alguns dados da bibliografia no gráfico da Figura 2.6, que correlaciona chuvas acumuladas com diferentes períodos de tempo. Os escorregamentos grandes e catastróficos ocorreram mais freqüentemente sob altos valores de precipitação acumulada e durações grandes (diversos dias a semanas) de chuva; corridas de detritos

ocorreram significativamente sob chuvas de muito alta intensidade em períodos curtos de tempo (minutos a poucas horas). Essa relação confirma-se para as encostas da Serra do Mar (região de Cubatão, SP), onde os escorregamentos costumam ocorrer quando os índices pluviométricos superam 100 mm em um dia; porém; eventos de maior porte ou escorregamentos generalizados sempre foram registrados quando a intensidade das chuvas foi superior a 180 mm para períodos de 24 horas (WOLLE, 1988). A relação também se confirma para a encosta de São Vendelino, onde a precipitação medida no posto pluviométrico junto à cidade (148 mm em um período de 2 horas) gerou diversas rupturas simultâneas do tipo corrida de detritos.

No gráfico da Figura 2.6 a superfície inferior para todos os casos registrados é a curva que representa a condição mínima de chuva a partir da qual ocorrem escorregamentos. Essa superfície inferior é dada pela equação 2.1:

$$P = 21,1 \cdot (t)^{0,48} \quad (\text{equação 2.1})$$

Onde: P é a precipitação (em mm) e t é o período de tempo (em horas, válido para um período de até 10 dias). Acima dessa curva, os movimentos de massa aumentam o grau de catástrofe; nesse caso, correspondem às chuvas de maior período de retorno.

Assim como Kanji *et al.* (1997), Kanji (2000) e Kanji & Gramani (2001) relacionaram a chuva acumulada em função do tempo de alguns casos da bibliografia e apresentaram o gráfico da Figura 2.7. Para fins de comparação, o caso registrado na área de estudo encontra-se plotado no gráfico da figura citada. As curvas do gráfico definem um limite crítico acima do qual ocorrem escorregamentos e corridas de detritos. Este limite crítico é definido como sendo a curva limite inferior para todos os casos registrados, a qual apresenta a condição de deflagração mínima para os eventos. A curva pode ser expressa pela equação 2.2, onde P é a precipitação acumulada (em mm) e t é o tempo (em horas).

De forma geral, quanto mais acima desta curva, maior é a probabilidade de ocorrência de corridas de detritos e mais catastróficos serão os seus efeitos. As observações realizadas por Kanji *et al.* (1997) e, posteriormente, Kanji *et al.* (2000) e Gramani & Kanji (2001), possibilitaram o zoneamento do gráfico para diferentes graus de consequência, nas seguintes situações: (a) Zona I: probabilidade de ocorrência de escorregamentos; (b) Zona II: grande probabilidade de ocorrerem escorregamentos

generalizados com desenvolvimento de corridas de detritos e (c) Zona III: ocorrências altamente catastróficas, sempre associadas à geração de corridas de detritos.

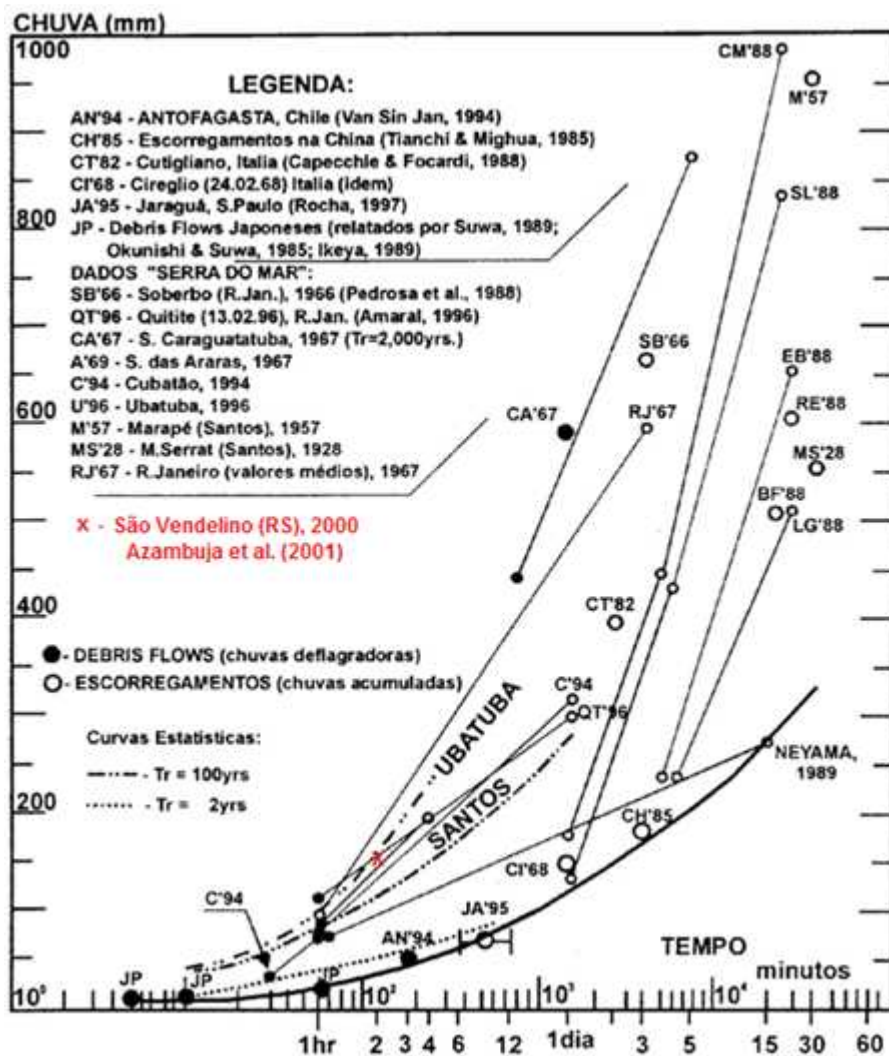


Figura 2.6: Gráfico de correlação de chuvas acumuladas *versus* tempo de duração correspondente e rupturas observadas (KANJI *et al.*, 1997)

$$P = 22,4 \cdot (t)^{0,41} \quad (\text{equação 2.2})$$

2.3.4 Parâmetros associados às corridas de detritos

Como já mencionado, a ocorrência de corridas de detritos é favorecida por um conjunto de condicionantes do meio físico que permitem a sua formação e desenvolvimento. São reconhecidos aspectos relacionados às condições geológicas, geomorfológicas,

hidráulicas, condições climáticas e questões do uso e ocupação de áreas de risco que contribuem simultaneamente para a deflagração do processo. Desta forma, as corridas de detritos caracterizam-se por apresentar uma dinâmica regida principalmente pela mecânica dos solos e pela mecânica dos fluídos fazendo com que seja um tipo de movimento de massa bastante complexo.

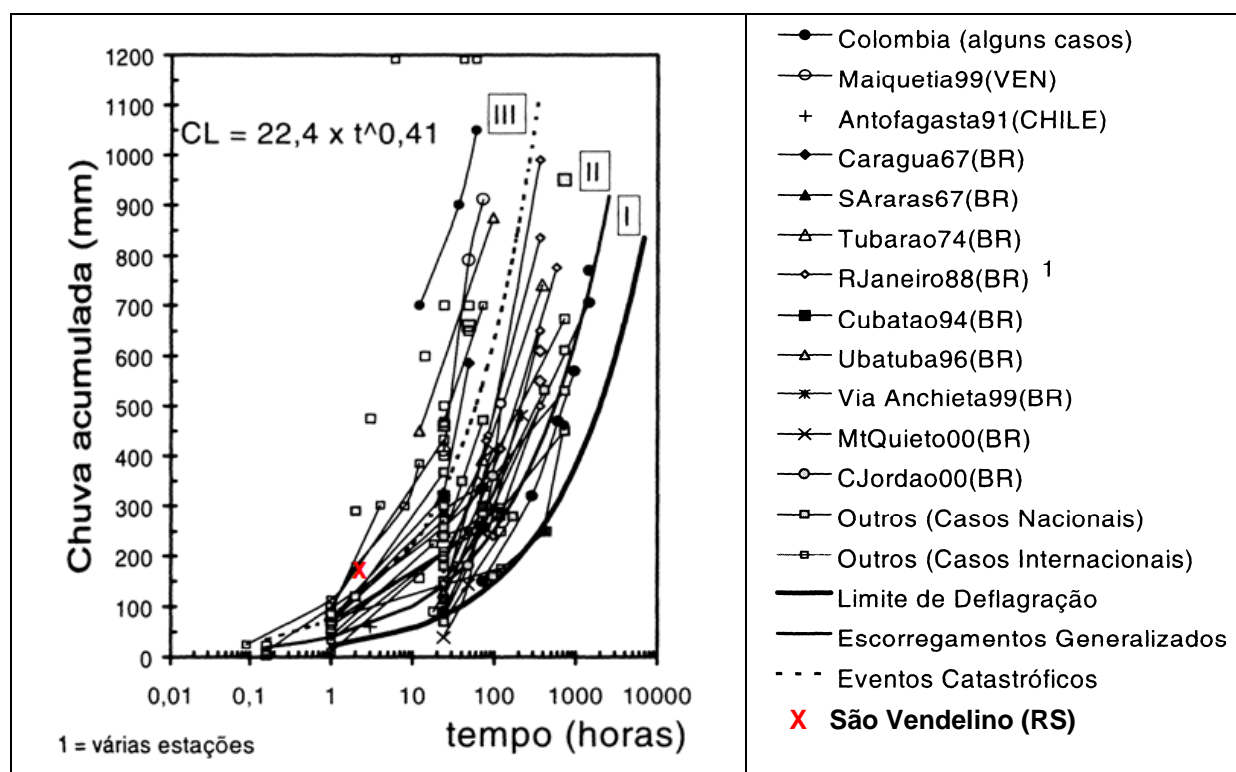


Figura 2.7: Gráfico chuva acumulada *versus* respectivo tempo de chuvas que deflagram corrida de detritos e grandes escorregamentos (KANJI, 2000 e GRAMANI & KANJI, 2001)

Para o entendimento deste processo, vários trabalhos científicos e multidisciplinares têm sido desenvolvidos em todo o mundo, sendo muitos baseados em aproximações empíricas, ou seja, baseadas em observações diretas ou em experiências de laboratório. Os modelos matemáticos, introduzidos para explicar as características das corridas de detritos e determinar os seus parâmetros mais importantes também são baseados em dados empíricos e dependem de alguns tipos de calibrações de campo ou de laboratório.

As corridas de detritos possuem características físicas e dinâmicas distintas de outros movimentos de massa. Diferem dos escorregamentos em maciços de solo pela maior velocidade de escoamento e por um comportamento mais fluido. Existem dois procedimentos para entender o comportamento mecânico das corridas de detritos (MACIAS *et al.*, 1997): (a) relações empíricas, que estão baseadas em dados de

observação e em medições de campo para vários eventos e (b) relações analíticas por retro-análise, as quais estão baseadas nas características de geometria e de comportamento reológico das corridas de detritos. No primeiro procedimento, a ênfase é dada na vazão de pico dos canais, nas vazões para períodos de retorno de 100 ou 200 anos e nos valores de intensidade de chuva para a área analisada e, no segundo, a análise utiliza os parâmetros de tensão de escoamento e viscosidade.

Znamensky (2001) apresenta em seu trabalho alguns dos vários Modelos Reológicos (MR) utilizados na tentativa de representar o comportamento dos fluxos. Alguns desses modelos podem ser relacionados como: (a) MR friccional de Coulomb/Mohr; (b) MR colisional de Bagnold; (c) MR friccional-colisional de McTigue; (d) MR macroviscoso de Bagnold-Einstein; (e) MR viscoplástico de Bingham; (f) MR viscoplástico de Bingham-Johnson; (g) MR viscoplástico inercial de O'Brien-Julien. A grande quantidade de modelos utilizados para a descrição analítica das corridas de detritos indica tratar-se de um fenômeno bastante complexo; mas, também revela certa precariedade do seu grau de conhecimento (ZNAMENSKY & CRUZ, 2001).

A partir das referências bibliográficas citadas nesta revisão e de acordo com Massad *et al.* (1997) as corridas de detritos apresentam: (a) velocidades de fluxo elevadas (5 a 20 m/s); (b) elevada capacidade de erosão e destruição, devido às elevadas pressões de impacto (30 a 1000 kN/m²); (c) grande capacidade de transporte de detritos (galhos e troncos de árvores, blocos de rocha, cascalho, areia e lama) a grandes distâncias, mesmo em baixas declividades (5° a 15°); (d) desenvolvem-se em períodos de tempo muito curtos (segundos a poucos minutos); (e) a vazão de pico de uma corrida de detritos pode alcançar um valor de 10 a 20 vezes superior à vazão de cheia hidráulica, para a mesma bacia e a mesma chuva; (f) a concentração de sólidos, em volume, pode variar em ampla faixa, de 30% a 70%. As corridas de detritos geralmente ocorrem em encostas com declividades acima de 25° e são mais comuns em inclinações com intervalo aproximado de 30° a 35°. Na maioria dos casos a declividade dos canais varia de 8° a 15° (GRAMANI & KANJI, 2001).

Znamensky (2001) apresenta uma extensa revisão dos principais parâmetros que interferem no comportamento e no desenvolvimento das corridas de detritos em bacias hidrográficas. Os principais parâmetros destacados pelo autor correspondem a concentração dos fluxos (volumétricos e em peso), densidade das diferentes fases,

velocidade, vazão e volume das corridas. O autor fez um estudo dos principais constituintes das corridas de detritos e o seu desenvolvimento nos canais, fazendo uma revisão dos principais modelos reológicos aplicados aos estudos das corridas de detritos.

Na bibliografia geotécnica especializada, os principais parâmetros usualmente estimados em corridas de detritos são: a velocidade de fluxo (v); a descarga de pico (q_t); o volume de sólidos transportados (V_s); a concentração de sólidos (c) e as forças de impacto dos detritos (F). Esses parâmetros podem ser estimados em função da área e da forma da bacia, das características dos materiais envolvidos e das chuvas que antecedem o evento. Existem diversas correlações para a determinação desses parâmetros, quase todas fundamentadas em experiências regionais, associadas à geologia e à geomorfologia (AZAMBUJA *et al.*, 2001). Esses parâmetros são apresentados em detalhes a seguir.

2.3.4.1 Velocidade de fluxo

A velocidade de fluxo (v) é uma das variáveis de maior importância porque governa a capacidade de transporte dos sedimentos e a energia do movimento. Valores da ordem de 5 a 20 m/s são referenciados na bibliografia, sendo mais comuns valores entre 8 e 10 m/s (CRUZ & MASSAD, 1997). Dentre as expressões empíricas para a determinação da velocidade de fluxo, aquela que inclui o maior número de variáveis é a formulação de Rickenmann (1991) (equação 2.3):

$$v = 1,3 \cdot (\text{sen } \psi)^2 \cdot q_0^{0,6} \cdot \frac{g^{0,2}}{(d_{50})^{0,4}} \quad (\text{equação 2.3})$$

Onde: ψ é a declividade do canal; q_0 é a descarga específica para um período de recorrência de 100 anos; d_{50} é o tamanho médio dos grãos transportados e g é a aceleração da gravidade.

O fluxo de descarga específica (q_0) é calculado a partir da equação 2.4:

$$q_0 = \frac{Q_0}{b} \quad (\text{equação 2.4})$$

Onde: b é a largura do canal e Q_0 é a descarga de água para a bacia.

2.2.4.2 Descarga de pico

A descarga de pico (q_T) é o parâmetro que permite avaliar os volumes de transporte. O modelo de Takahashi (1991) apresenta a descarga de pico de uma corrida de detritos como:

$$q_T = v \cdot h \cdot b \quad (\text{equação 2.5})$$

Onde: v é a velocidade de fluxo, h é a altura do canal e b é a largura do canal.

Massad *et al.* (1997) propôs uma outra equação para estimar a descarga de pico de uma corrida de detritos fundamentada na experiência chilena (equação 2.6).

$$q_T = 1,4 \cdot \frac{1}{(1-c)} \cdot 0,85 \cdot A \cdot I_1 \cdot \frac{H^{0,19}}{L^{0,58}} \quad (\text{equação 2.6})$$

Onde: c é a concentração de sólidos em volume; A é a área da bacia (em km^2); I_1 é a quantidade de chuva na hora que precede o evento (em mm/h); H é a diferença máxima de altura dentro da bacia (m) e L é o comprimento total do canal (km).

2.3.4.3 Volume de Sólidos transportados e distância percorrida

As corridas de detritos possuem grande capacidade de incorporar materiais durante a sua trajetória, tanto do fundo do leito, como das margens. A remoção da cobertura vegetal é um aspecto ambiental de grande importância. Kanji *et al.* (2001) estimaram que cerca de 10 a 15% da área total pode ser removida e, em casos extremos, os valores podem atingir 40 a 50%. Os troncos e os galhos se somam à massa da corrida e provocam uma série de efeitos que aumentam consideravelmente os danos causados. Os galhos e os troncos costumam obstruir a passagem em estrangulamentos (tubos, pontes, gargantas e vertedouros) e assim, muitas vezes, provocam barramentos temporários que resultam em fluxos em pulsos. Os volumes mobilizados podem atingir milhares a milhões de m^3 ; sendo comuns volumes superiores a 100.000 m^3 .

O volume de sólidos transportados (V_s) durante a corrida de detritos é o parâmetro necessário para dimensionar a capacidade das bacias de dissipação, sejam elas naturais,

ou criadas para gerenciar o impacto do sistema. O volume de sólidos pode ser estimado pela correlação proposta Takahashi (1991) (equação 2.7).

$$V_s = 665 \cdot c \cdot q_t^{0,85} \quad (\text{equação 2.7})$$

Onde: c é a concentração de sólidos em volume e q_t é a descarga de pico e definido a partir da equação 2.5.

Os sedimentos transportados atingem grandes distâncias, mesmo em baixas declividades. As correlações entre o volume de material transportado (V_s) e a relação H/L (H= altura da encosta e L= distância percorrida pelo fluxo) são comuns em muitos artigos (HUTCHINSON, 1988; ZANG & SASSA, 1996; KANJI *et al.*, 1997; entre outros). Gramani & Kanji (2001) apresentam a seguinte equação:

$$H / L = 1,87 \cdot (V_s)^{0,15} \quad (\text{equação 2.8})$$

Segundo o modelo de Takahashi (1991), o volume de sólidos (sedimentos) na corrida de detritos (V_s) pode ser descrito pela equação:

$$V_s = c \cdot V_T \quad (\text{equação 2.9})$$

Onde V_T é o volume total de corrida de detritos e c é a concentração de sólidos por unidade de volume.

2.3.4.4 Concentração de sólidos

A concentração de sólidos é dada pela equação 2.10 sendo válida quando $10^\circ \leq \theta \leq 20^\circ$ e quando a concentração de sólidos (c) satisfaz a condição $0,3 \leq c \leq 0,9c^*$.

$$c = \gamma_0 \cdot \frac{\text{tg}(\theta)}{(\delta - \gamma_0) [\text{tg}(\phi) - \text{tg}(\theta)]} \quad (\text{equação 2.10})$$

Onde: c^* é a concentração de sólidos por unidade de volume dos depósitos do canal; γ_0 é a densidade da lama (água, argila e silte misturados); δ é a densidade da partícula; ϕ é o ângulo de atrito interno do material granular e θ é o ângulo do talude. Takahashi (1991) recomenda a adoção de $c^* \approx 60\%$; então, segue que “ c ” varia de 30% a 54%.

2.3.4.5 Força de impacto

As forças de impacto podem alcançar valores de até 1000 kN/m². A evidência disto é o dano causado às construções, pontes e ao meio ambiente por onde as corridas de detritos passam. As forças de impacto podem ser avaliadas a partir das formulações de energia de movimento (AZAMBUJA *et al.*, 2001):

$$F = \frac{\alpha \cdot A \cdot \gamma \cdot v^2}{g} \quad (\text{equação 2.11})$$

Onde: α é o coeficiente de amplificação (admitido como 1,5); A é a área do fluxo e γ é o peso específico da suspensão.

Azambuja *et al.* (2001b) calcularam os principais parâmetros (c, v, V_s, e F) das corridas de detritos ocorridas em São Vendelino (RS) conforme o que foi apresentado anteriormente. Esses parâmetros foram calculados em função da área e forma da micro-bacia, das características dos materiais envolvidos e das chuvas que antecederam o episódio. Os autores estudaram cerca de 32 micro-bacias na região onde se encontra inserida a área de estudo. A micro-bacia onde se encontra a área de estudo e, conseqüentemente de interesse nesta tese, é a denominada pelos autores como micro-bacia “12”. O Quadro 2.6 mostra os parâmetros citados, calculados de acordo com as equações apresentadas, para a corrida de detritos ocorrida na micro-bacia 12 durante o episódio de dezembro de 2000. É importante salientar que a determinação das velocidades, volume de sólidos transportados e forças de impacto são parâmetros importantes para o projeto de obras de controle. Segundo os autores, as formulações analíticas para prever o comportamento, muitas vezes esbarram na determinação de parâmetros de difícil aquisição, de sorte que o valor de correlações empíricas para a prática de engenharia é inquestionável.

2.3.5 Casos históricos de ocorrência de corridas de detritos

Na bibliografia podem ser encontrados relatos de ocorrência de corridas de detritos em diversos ambientes geológicos. No Brasil, geralmente há maior frequência de ocorrência de corridas de detritos em ambientes que apresentam solos residuais espessos, depósitos coluvionares, aluvionares e de tálus. A geração das corridas de detritos descritas

nacionalmente geralmente está associada a escorregamentos generalizados após chuvas de grande intensidade. Também se relata, em alguns casos, a formação de barramentos naturais durante a própria corrida, de modo a gerar pulsos posteriores.

Quadro 2.6: Características da corrida de detritos ocorrida em São Vendelino (adaptado de AZAMBUJA *et al.*, 2001b)

Micro-bacia	Área (km ²)	Largura (m)	Altura (m)	v (m/s)	c (%)	V _s (m ³ x10 ³)	F (kN/m ³)
12	0,6	1000	325	6,9	18	21	98

Com a intenção de abordar alguns casos históricos, foram revisados eventos expressivos de corrida de detritos ocorridas na última década nos principais ambientes geológicos do Brasil. Referências para este tópico podem ser obtidas em Gramani (2001) onde o autor descreve detalhadamente diversos casos ocorridos no Brasil e no exterior.

De forma geral, os diversos casos da bibliografia ocorreram com características peculiares e semelhantes entre os diversos ambientes geológicos. Também de forma geral pode-se dizer que estes casos foram deflagrados por chuvas intensas em regiões serranas, em encostas com alturas da ordem de 600 m a 1300 m, envolvendo bacias restritas, ou uma seqüência de bacias. Os casos dos ambientes geológicos da Serra do Mar e da Serra Geral (onde se encontra inserida a área de estudo), apresentados na bibliografia geotécnica, estão listados no Quadro 2.7.

2.3.5.1 Serra do Mar

A Serra do Mar é uma seqüência de montanhas que apresenta uma dinâmica muito ativa, relacionada a movimentos de massa. A mesma estende-se desde o norte do Estado de Santa Catarina até o sul da Bahia. A Serra do Mar apresenta características geológicas e geomorfológicas muito semelhantes em toda a sua extensão, configurando bacias na forma de pequenos anfiteatros. Suas escarpas atingem de 800 m a 1200 m de altura (GRAMANI & KANJI, 2001). Este ambiente geológico apresenta elevada potencialidade à ocorrência de escorregamentos que podem evoluir transformando-se em corridas de detritos. Observam-se na região sudeste do país o maior predomínio de ocorrências de corridas de detritos, especificamente nos Estados de São Paulo e Rio de Janeiro, principalmente nas encostas próximas à Cubatão (SP).

Quadro 2.7: Características e conseqüências dos principais casos de corridas de detritos no Brasil (GRAMANI & KANJI, 2001).

Nº	Local/data	Vol. (m ³)	H/L	Chuva	Vel.	Área da bacia	Perdas
1	Vale do Paraíba (MG/SP) 1948 e 2000 Serra da Mantiqueira	>10 ⁶					250 mortes, centenas de casas destruídas
2	Serra das Araras (RJ) 1967 Serra do Mar	>2,5x10 ⁶		275 mm-24 h 114 mm-1 h 70 mm/h			1200 mortes, destruição de muitas casas e algumas estradas
3	Caraguatatuba (SP) 1967 Serra do Mar	2x10 ⁶ 7,6x10 ⁶	0,07	586 mm-48 h 420 mm-24 h			120 mortes e 400 casas destruídas
4	Tubarão (SC) 1974 Serra do Mar			742 mm-384 h 394 mm-72 h			195 mortes e a cidade inundada
5	Serra de Maranguape (CE) 1974		0,28	>140 mm-24 h		10,4 km ²	12 mortes e muitas casas destruídas
6	Lavrinhas (SP) 1986 2000 Serra da Mantiqueira	>1,6x10 ⁵	0,13	>70 mm-1 h	22 m/s	17,5 km ²	11 mortes e muitas casas e pontes destruídas
7	Cubatão (SP) 1985, 1994 e 1996 Serra do Mar	3x10 ⁵ (94) 1,6x10 ⁴ (96)	0,27	40 mm-1 h 250 mm-24 h	10 m/s	2,64 km ²	10 dias de paralisação na produção de óleo – perda de US\$ 44 milhões
8	Petrópolis (RJ) 1998 Serra do Mar			145 mm-24 h 414 mm-144 h			171 mortes, 1100 casas foram interditadas
9	Timbé do Sul (SC) 1995 Serra Geral	>3x10 ⁶	0,12	>500 mm-24 h	2,5-5 m/s	23,1 km ²	29 mortes, perdas na agricultura e destruição de algumas casas
10	Ubatuba (SP) 1996 Serra do Mar			442 mm-13 h >10 mm/10 min.			Parte da rodovia Taubaté-Ubatuba foi destruída
11	Via Anchieta (SP) 1999 Serra do Mar	> 3x10 ⁵	0,18	128 mm-24 h 274 mm-72 h 481 mm-192 h			Parte da Via Anchieta destruída
12	Grota Funda (SP) 1975 Serra do Mar	> 10 ⁶			8,4 m/s		Afetados estrada de ferro e pilar da ponte
13	Quitite e Papagaio (RJ) 1996 Serra do Mar	9x10 ⁴ (Q) 4,2x10 ⁴ (P)	0,47	115 mm-24 h 202 mm-24 h 199 mm-24 h	5,3 m/s (Q) 2,8 m/s (P)	2,13 km ² (Q) 2,52 km ² (P)	Destruição de centenas de casas e morte
14	Viaduto IV (SP) 1971 Serra do Mar						Destruição do viaduto da ferrovia Santos-Jundiaí
15	São Vendelino (RS) 2000 Serra Geral	1,3x10 ⁴	0,3	148 mm-2 h	9 m/s	10 km ²	3 mortes e a rodovia RS-122 interditada por 2 meses

Dentre as ocorrências de corridas de detritos na Serra do Mar, referenciadas na bibliografia, o acidente ocorrido em Caraguatatuba (SP), em março de 1967, é considerado um dos mais expressivos movimentos de massa ocorridos no mundo ocasionado pela ocorrência de fortes chuvas. No mesmo ano do acidente catastrófico em Caraguatatuba, outro grande processo ocorreu nas encostas da Serra das Araras (RJ). No Estado de São Paulo, na área da Serra de Cubatão, registraram-se corridas de detritos no viaduto IV (EFSJ), na Grota Funda (RFF), na Via Anchieta e alguns eventos menores no Braço Norte e Rio Cachoeira. No litoral norte, destaca-se o caso de Ubatuba (SP). No Estado do Rio de Janeiro, podem ser citadas as corridas de detritos de Petrópolis e dos Morros do Quitite e do Papagaio. No Estado de Santa Catarina, as corridas de detritos na Serra de Tubarão.

Conforme Massad *et al.* (1997), na região de Cubatão (SP), a área é dominada por rochas gnáissicas, com estrutura geral paralela a serra, porém com mergulhos para o seu interior; ao pé da serra, ocorrem mica-xistos, menos resistentes. Nessa região, ocorrem várias falhas, algumas ao longo de trechos retilíneos dos principais córregos. O manto de solo residual ocorre de forma generalizada ao longo da encosta e pode ter espessuras significativas nas elevações superiores (600 a 800 m); esses solos estão sujeitos a escorregamentos em virtude da elevada declividade (acima de 35°) e à incidência de chuvas concentradas. Os poucos afloramentos rochosos resultam principalmente dos escorregamentos e da erosão dos cursos d'água. Nas partes inferiores da encosta, ocorrem depósitos coluvionares e aluvionares. Os depósitos coluvionares são constituídos de matriz de solos argilo-arenosos e silto-arenosos, com abundante quantidade de fragmentos e blocos de rocha, em proporções diversas. Os depósitos aluvionares, que podem alcançar 8 m de espessura, desenvolvem-se basicamente ao longo de todos os cursos d'água e são constituídos principalmente de areias, seixos, cascalhos e blocos de rocha, provenientes do transporte em alta velocidade. Esses blocos de rochas têm normalmente dimensões métricas (1,5 a 2 m), mas excepcionalmente encontram-se blocos de até 6 m ou 7 m de diâmetro, que foram transportados pela elevadíssima energia das corridas de detritos. A chuva média anual na região serrana é de 3000 mm e a temperatura média varia de 20 a 25°C durante o ano.

A região onde se concentraram esses acidentes compreende também as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral; nesse local, as seqüências de derrames basálticos

são superpostas por unidades vulcânicas ácidas (rochas riodacíticas). Os derrames basálticos são de espessura pequena a moderada no local, raramente ultrapassando 15 metros; já os derrames de topo (ácidos) apresentaram-se com espessuras de até 60 metros. A região apresenta três principais lineamentos tectônicos regionais (N30E; N70E; N60W), que condicionam as formas de relevo e as direções das principais drenagens. Face às características geológicas e morfológicas das encostas, os escorregamentos translacionais de taludes infinitos, as corridas de detritos e a queda de blocos são os movimentos mais freqüentes.

2.3.5.2 Serra Geral

As encostas basálticas da Formação Serra Geral no sul do Brasil envolvem os Estados do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina. A Formação Serra Geral define o acidente geográfico escarpa da Serra Geral (denominada Aparados da Serra na região), com altitudes que oscilam de 300 a 1000 m. Destaca-se a ocorrência de lineamentos de dimensões variadas, que podem, em sua grande maioria, representar falhas de extensão regional ou sistemas de fraturas associados à deformação rúptil imposta nessas estruturas geológicas. Essas feições podem ser encontradas encobertas por depósitos de encosta e como parte da calha das principais drenagens verificadas na região.

A escarpa da Serra Geral enquadra-se em um cenário geológico-geomorfológico que tem grande susceptibilidade à ocorrência de movimentos de massa. A Formação Serra Geral é caracterizada por duas seqüências de derrames vulcânicos distintos e justapostos: (a) seqüência básica, predominantemente nos níveis inferior, representada por basaltos toleíticos de textura afanítica, estrutura maciça e coloração preta a esverdeada; e (b) seqüência ácida, predominantemente em direção ao topo do pacote vulcânico, onde predominam riolitos, dacitos e riodacitos de coloração acinzentada a avermelhada. Nesta formação pode-se também verificar a ocorrência de diques, arenitos *intertraps* e corpos irregulares de diabásio.

Em dezembro de 1995 ocorreram chuvas torrenciais na região sul do estado de Santa Catarina provocando a ocorrência de diversas corridas de detritos associadas a instabilidades de taludes (GRAMANI & KANJI, 2001). A área afetada compreendeu as bacias do Rio Figueira e Fortuna, em Timbé do Sul (SC), do Rio Pinheirinho, em

Jacinto Machado (SC), e do Alto São Bento, em Siderópolis (SC) (cerca de 50 km ao norte). Estas chuvas tiveram elevada intensidade provocando enchentes violentas, muitos escorregamentos e enxurradas catastróficas. Centenas de pessoas ficaram desabrigadas e pelo menos 29 pessoas morreram. Houve grande perda de solo agricultável, prejudicando a principal atividade econômica de muitas famílias.

Segundo Gramani (2001), neste evento os materiais dos canais foram mobilizados pelas corridas, alterando a morfologia das drenagens. Onde os vales apresentavam-se localmente estreitos, blocos foram arrancados e carregados por mais de 100 m de distância. Por similaridade a outros fenômenos, nos vales afunilados provavelmente ocorreu a formação de barramentos naturais de detritos que, ao interromper o fluxo temporariamente, provocam grandes ondas de detritos ao romperem pouco tempo depois. Grandes troncos de árvore, provenientes da encosta da serra, formaram depósitos laterais de grande expressão. Muitas vezes a enxurrada (ou enxurro de detritos) aproveitou antigos leitos secundários das drenagens, ampliando a área destruída e remobilizando os materiais. É interessante notar que as grandes movimentações de massa se restringiram às três bacias e não apresentaram transição para as áreas vizinhas, que não foram afetadas por escorregamentos. Isto demonstra a importância das chuvas intensas como deflagradoras dos processos e sua concentração em áreas relativamente localizadas.

Na bibliografia podem ser encontrados trabalhos como os de Pellerin *et al* (1997) *apud* Gramani (2001), que afirmam que a formação de uma *cumulonimbus* foi responsável pela ocorrência de escorregamentos generalizados na região de Timbé do Sul (SC) em dezembro de 1995. Em dezembro de 2000, a região de São Vendelino (RS) (área de estudo) foi submetida a uma chuva atípica de grande intensidade e duração da ordem de 2 horas, devido a uma nuvem gigantesca (muito provavelmente um *cumulonimbus*) que teve condições favoráveis de formação. Estudos sobre a atuação de *cumulonimbus* (nuvem que provoca chuva forte, granizo e trovoadas) estimam que a mesma pode chegar a precipitar um total de 500 mm/hora, com o ciclo se completando entre 1 e 2 horas.

Devido à ocorrência de corrida de detritos e devido à necessidade de obtenção de dados para projetos de obras de estabilização, Azambuja *et al.* (2001b) analisaram dados históricos de chuvas obtidos das estações pluviométricas disponíveis na região que se

encontra a área de estudo desta tese. Os registros pluviométricos diários do ponto meteorológico de São Vendelino foram obtidos do período entre 1970 e 1998. Também foram obtidos registros pluviométricos diários do ponto meteorológico de Caxias do Sul (RS), no período entre 1943 e 1994.

Após as análises, os autores realizaram uma avaliação probabilística desses registros. Os dados analisados foram originados a partir de leituras diárias de chuvas, entretanto foi possível plotar no gráfico da Figura 2.8 as curvas intensidade (mm/h) *versus* duração das precipitações (min). No gráfico citado, também foi plotada a precipitação observada em 24 de dezembro de 2000, cuja estimativa de recorrência (Tr) seria da ordem de 250 anos. Como pode ser observado, o equilíbrio do ambiente daquela data estava fundamentado em precipitações mais modestas do que a ocorrida, razão pela qual é compreensível que, em tais condições de chuvas, extensivas instabilidades de talude tenham se manifestado.

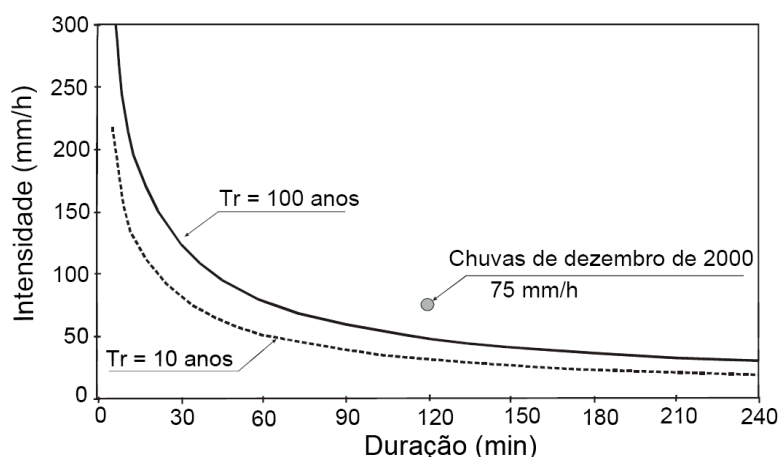


Figura 2.8: Análise das relações duração x intensidade das chuvas

Entre os tipos de instabilidades ocorridas na área de estudo, foram identificados escorregamentos rotacionais de taludes de solo, rastejos de massas de solo, quedas de blocos, escorregamentos translacionais e corridas de detritos. Durante o episódio das chuvas intensas foram verificados rastejos de massas coluvionares. Também ocorreram diversos escorregamentos translacionais na direção dos talwegues e dos canais naturais de drenagem das bacias da região. Como esses canais de drenagem são extensos, com declividade acentuada e com bacias de contribuição amplas, houve condições particularmente favoráveis para a formação de corridas de detritos.

Segundo Azambuja *et al.* (2001b), relatos de moradores antigos indicaram que a região já havia apresentado outros casos de movimentos de massa do tipo corridas de detritos, porém nada com tal intensidade e poder de destruição. Conforme o autor, foram contabilizados 47 importantes escorregamentos de taludes, entre os quais 10 foram corridas de detritos. Seis rodovias vicinais foram soterradas com toneladas de solo, blocos de rocha e árvores e a principal rodovia estadual (RS 122) de acesso a Caxias do Sul (RS) foi interrompida completamente em 10 pontos. Infelizmente, o episódio ainda contabilizou três vítimas fatais. O Quadro 2.8, apresentado anteriormente, mostra as características e conseqüências dos principais casos de corridas de detritos de diversos ambientes geológicos no Brasil (GRAMANI & KANJI, 2001).

2.3.6 Discussões sobre condições de ruptura

O estado de tensões que ocorrem em campo antes da ocorrência de rupturas de taludes tem grande influência da direção das tensões principais (α) e da magnitude da tensão principal intermediária (σ_2) como pode ser visualizado nas Figuras 2.9 e 2.9b. Estas figuras ilustram a atuação das tensões principais em elementos de solo ao longo de superfícies de cisalhamento hipotéticas de duas rupturas de talude, uma rotacional e outra translacional. Na Figura 2.9a estão representadas três situações em que a direção da tensão principal maior (σ_1) varia de elemento para elemento ao longo da superfície de cisalhamento. Para estes casos os comportamentos de campo podem ser bem representados a partir de ensaios triaxiais de compressão convencionais, ensaios *simple shear* (ou ensaios *hollow cylinder*) e ensaios triaxiais de extensão. Já para o caso da Figura 2.9b, a direção das tensões principais não é próxima de 0° ou 90° em grande parte da superfície de ruptura. Esta rotação de tensões principais pode ser efetuada no ensaio *hollow cylinder*, podendo-se simular as condições de deformação plana ou outras condições de variação da tensão principal intermediária.

Segundo Skempton & Hutchinson (1969), taludes infinitos consistem em taludes de encostas naturais que se caracterizam pela sua grande extensão e pela reduzida espessura do manto de solo. A experiência brasileira, e em especial no sul do país, indica rupturas com valores de 5 a 20 m de largura, espessura de 1,5 a 4 m envolvendo

toda a camada de solo e comprimentos bastante variáveis entre 50 e 150 m (BREISSANI *et al.*, 1997).

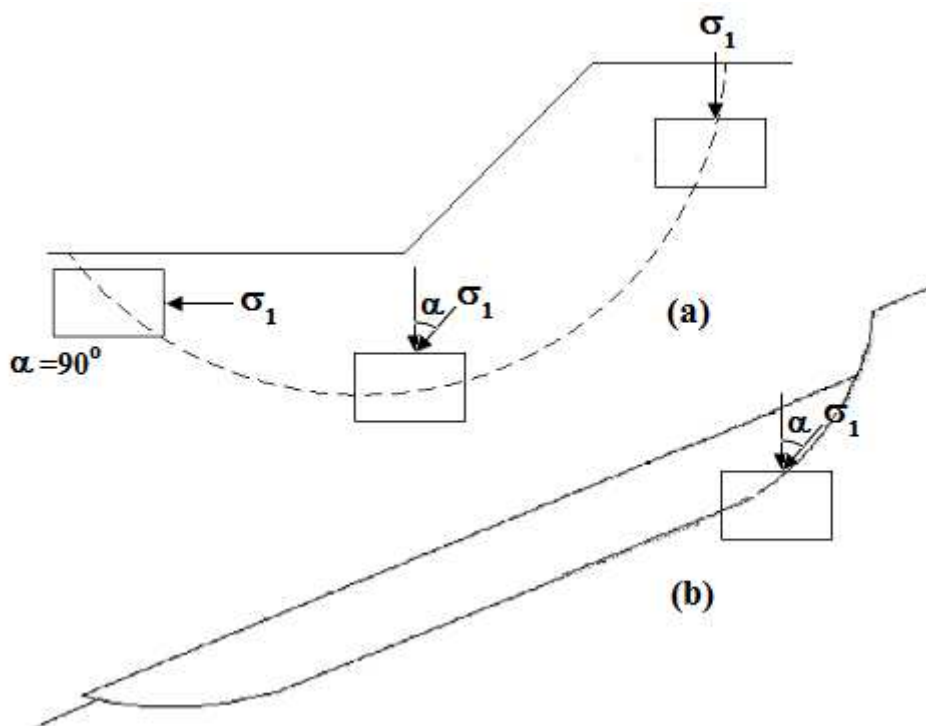


Figura 2.9: Tensões principais na superfície de cisalhamento (a) em uma ruptura rotacional de talude e (b) em uma ruptura translacional de talude (adaptado de SKEMPTON & HUPTHINSON, 1969)

Stark & Eid (1998) citam em seu trabalho que a maioria das análises de estabilidades de taludes são realizadas em duas dimensões utilizando o método do equilíbrio limite. Este método calcula o fator de segurança de rupturas de taludes assumindo a condição de deformação plana. Portanto, neste método está implicitamente assumido que a superfície de ruptura é infinitamente larga e, assim, os efeitos de três dimensões são negligenciáveis. Na prática, os taludes não são infinitamente largos e os efeitos de três dimensões influenciam em suas estabilidades. Duncan (1992) afirma que análises de estabilidades em duas dimensões são apropriadas para taludes porque fornecem uma análise conservativa do fator de segurança, já que os efeitos de resistência ao cisalhamento das extremidades laterais da superfície de ruptura não são levados em consideração. É interessante observar que embora ensaios em deformação plana não sejam rotineiramente utilizados para definição dos parâmetros de ruptura de taludes, muitos casos de comparações entre retro-análises de rupturas e resultados de ensaios triaxiais convencionais tem mostrado boa concordância entre os parâmetros derivados.

Para estudar o efeito da rotação das tensões principais e da variação da tensão principal intermediária foram realizados ensaios utilizando o equipamento *hollow cylinder*. Este ensaio permite o controle da direção e da magnitude das três tensões principais através da imposição de carregamento axial, torque e diferentes pressões hidráulicas (internas e externas) a um corpo de prova de solo com formato tubular. Assim, é possível submeter os corpos de prova a trajetórias de tensões com rotação das tensões principais (variação de α entre 0° e 90°) e com variação da tensão principal intermediária (variação do parâmetro b entre 0 e 1,0). Os ensaios realizados para este trabalho tiveram o objetivo de pesquisar o comportamento do solo, quando submetido a trajetórias de tensões que simulam as condições pré-ruptura do talude rompido na área de amostragem.

O mecanismo de ruptura do tipo corridas de detritos está intimamente associado ao comportamento mecânico dos solos e ao fluxo de água sub-superficial que se estabelece nos mesmos (KANJI *et al.*, 1997). No regime normal de chuvas, rupturas isoladas são rotineiras e parte do processo de evolução; porém, um evento pluviométrico de grande intensidade causa um número muito maior de rupturas simultâneas, às vezes seguidas da ocorrência de corridas de detritos, em função da geometria da bacia (Kanji *et al.*, 2000). Na bibliografia são encontrados trabalhos que apontam valores pluviométricos de 50 a 70 mm/h como limites para a deflagração de rupturas catastróficas como apresentado na Figura 2.6 (rupturas em colúvios com posterior deflagração de corridas de detritos) (KANJI *et al.*, 1997). Valores similares de precipitação (148 mm/2 h) foram medidos durante a chuva que provocou uma sequência de escorregamentos e corridas de detritos associados em dezembro de 2000, na RS 122, município de São Vendelino (RS).

Os escorregamentos que geram corridas de detritos geralmente começam em cotas bastante elevadas (que normalmente apresentam as maiores declividades) e causam a ruptura nas cotas inferiores num processo progressivo (KANJI & GRAMANI, 2001). Segundo Ellen & Fleming (1987), a instabilidade comum em taludes rasos de colúvio envolve dois distintos componentes de movimento: um escorregamento raso rotacional ou translacional seguido por um escoamento da massa perturbada. Este modo de ruptura resulta de uma cicatriz relativamente pequena localizada no início do deslizamento, formando a seguir uma longa língua formada pelo escoamento de solo liquefeito e por corridas de detritos. Vários autores notaram que o início e o tipo do movimento do

talude de colúvio estão relacionados à sua espessura (ELLEN & FLEMING, 1987; FLEMING & JOHNSON, 1994).

Morgan *et al.* (1997) relatam que a maior parte das instabilidades de taludes do tipo corridas de detritos inicia-se a partir de escorregamentos rasos (solos, detritos ou escorregamentos de massas rochosas), principalmente em encostas íngremes com abundantes solos residuais e coluvionares. As principais condições favoráveis para a ocorrência das corridas de detritos seriam: (a) abundante fonte de partículas e detritos de solos e/ou de rocha, (b) encostas íngremes (geralmente acima de 25°), (c) fonte abundante de água atingindo solos suscetíveis a escorregamentos (colúvios) e (d) vegetação esparsa. No caso brasileiro (ou tropical), a vegetação não parece ser tão importante, pois tem sido observadas corridas de detritos em áreas completamente florestadas sendo que a superfície de ruptura passa por baixo das raízes.

Fleming *et al.* (1989) estudaram a rápida transformação de escorregamentos em corridas de detritos, considerando as propriedades de dilatação e contração dos solos como fatores para a geração do fenômeno. Os autores consideraram que, com poucas exceções, as corridas de detritos são resultados de escorregamentos nos quais ocorrem os processos de dilatação e posterior incorporação de água, reduzindo drasticamente a resistência ao cisalhamento e com o material adquirindo grande fluidez.

Segundo Lacerda (1989), a ruptura pode ocorrer mesmo com valores de poro-pressão inferiores ao valor necessário para que a trajetória de tensões efetivas atinja a envoltória de ruptura experimental. Segundo o autor, isto pode ocorrer devido às variações cíclicas de poro-pressão, por efeitos normais de ciclos chuva-drenagem, que levam os solos residuais a uma espécie de fadiga. O aumento da poro-pressão faz com que o estado de tensões efetivas do solo se aproxime das condições de ruptura. Segundo Lacerda *et al.* (1997), durante esta fase, ocorre um acúmulo de deformações que provocam a queda de resistência do solo. Como realçado pelo autor, as condições de campo vigentes em regiões tropicais são bastante propícias a esse mecanismo. Para verificação experimental deste mecanismo, Lacerda (1989) propôs a realização de uma série de ensaios triaxiais drenados com variação cíclica de poro-pressão. Os resultados desses ensaios mostraram que, quando a ciclagem se processa na parte interna da superfície de escoamento plástico, definida a partir de ensaios triaxiais convencionais drenados, ocorre a quebra das ligações entre as partículas, que induz à ruptura pelo efeito da

ciclagem. Esta interpretação tem suporte experimental em evidências mostradas por Bressani & Vaughan (1989) para um solo artificialmente cimentado que perdeu parte de sua resistência ao cisalhamento quando foi submetido à ciclagem de tensões. Pode ser um fator importante quando a estrutura do solo (normalmente interpretada como cimentação) é um fator preponderante na resistência do material. Lacerda (2007) apresenta observações de campo e laboratório relacionando-as com a iniciação de corridas de detritos em solo saprolítico e coluvionar na região sul do Brasil. O autor aponta evidências de que, na região do Rio de Janeiro, a iniciação de corridas de detritos pode também ser causada por impacto de blocos de rochas provindas de cotas mais elevadas, além de chuvas intensas de longa duração.

Ao estudar as corridas de detritos vinculados a chuvas, é importante conhecer ou inferir o fluxo de água no subsolo. Embora o incremento da poro-pressão durante chuvas intensas seja esperado, sua distribuição no talude dependerá da variabilidade da permeabilidade tanto vertical quanto nas direções laterais e longitudinais, além das condições de umidade presente no solo antes da chuva analisada. Um excelente trabalho de coleta de dados piezométricos foi realizado por Johnson & Sitar (1990) mostrando que fluxos de água da rocha inferior pode promover grandes aumentos de poro-pressão no solo de maneira muito rápida e este aumento é diretamente vinculado às precipitações. Através de dados experimentais obtidos com instrumentação de campo, Johnson & Sitar (1990) mostraram que ocorrem picos de poro-pressão em diferentes tempos e em diferentes posições dos taludes, indicando que pulsos de poro-pressão seguem em direção a cotas inferiores da encosta durante as precipitações. Mostraram também que este pico de poro-pressão ocorria próximo do limite com o material rochoso inferior. Como decorrência das condições locais em Briones Hills, California, EUA, os picos de poro-pressão ocorriam e dissipavam dentro de intervalos de apenas 24 h.

Anderson & Sitar (1995) fizeram uma interessante revisão de diversas publicações relacionadas a rupturas e corridas de detritos, com ênfase nas trajetórias de tensões seguidas antes da ruptura. Em taludes íngremes, as tensões já estão próximas das envoltórias de resistência ao cisalhamento. Nestas condições, a condição de não-saturação e a presença de sucção ajudam a manter a estabilidade dos taludes. Durante chuvas intensas, a poro-pressão faz com que as tensões efetivas se aproximem da envoltória, primeiro pela redução da sucção e depois pela presença de poro-pressão

positiva. Assim, a trajetória de ensaio de laboratório axissimétrico drenado mais adequada para estudar a condição de campo seria uma trajetória aproximadamente horizontal que altera as tensões iniciais de campo (ponto A da Figura 2.10) através de uma situação de descarregamento até, eventualmente, encontrar a envoltória de resistência do solo e romper (ponto C da Figura 2.10). Estas mesmas trajetórias de tensões efetivas para o caso de taludes já haviam sido sugeridas por Brand (1981, 1985), Lambe *et al.* (1989) e Lambe & Silva Tulla (1992) para a análise da resistência ao cisalhamento de solos em taludes.

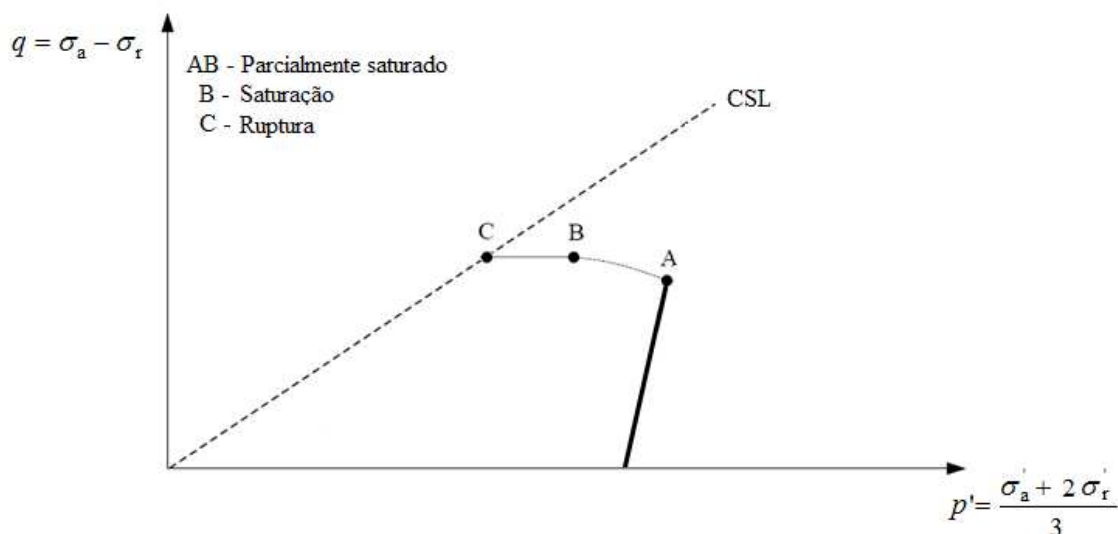


Figura 2.10: Trajetória de tensões seguida para um elemento de solo em um talude com aumento de poro-pressão

Anderson & Riemer (1995) realizaram ensaios triaxiais convencionais e especiais (ensaios CSD – *constant shear drained*) para avaliação do potencial de colapso, isto é, a possibilidade de ocorrerem grandes deformações com queda de resistência ao cisalhamento. Foram testadas diferentes amostras de solo (areia bem graduada e solo coluvionar) com trajetórias de tensões drenadas com aumento progressivo da poro-pressão até a ruptura das amostras. Os autores obtiveram colapso em alguns ensaios de carregamento convencional em amostras fofas, o que não ocorreu nos ensaios CSD. Posteriormente Santos Jr. *et al.* (1996) discutiram resultados de ensaios CSD em solo coluvionar e solo residual oriundo de granito da encosta do Soberbo no Rio de Janeiro. Os autores citados concluíram que, em geral, o comportamento dos solos com as mesmas condições iniciais, submetidos a trajetórias de tensões em ensaios CSD, apresentam comportamento diferenciado em relação ao comportamento de ensaios

triaxiais convencionais embora os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos diferentes ensaios tenham sido similares.

Anderson & Sitar (1995) apresentaram os resultados de um estudo do comportamento dos solos coluvionares de Briones Hill (Califórnia, EUA), que são susceptíveis a corridas de detritos. Eles realizaram ensaios triaxiais especiais em amostras indeformadas e submetidas a: (a) ensaios triaxiais drenados com tensão desvio constante (CSD), a partir de adensamento anisotrópico, e (b) ensaios de carregamento axial de compressão não-drenados, a partir de adensamento anisotrópico (*consolidated anisotropically undrained* - CK_oU). Os autores concluíram que os solos testados de maneira drenada mobilizavam a resistência ao cisalhamento com expansão volumétrica e os corpos de prova ensaiados de forma não-drenada apresentavam uma rápida iniciação da ruptura (deformações axiais menores do que 0,5%), com pico de resistência definido, geração de poro-pressões positivas e acentuada queda da tensão desvio. Além disto, a envoltória de pico de resistência ao cisalhamento efetiva dos ensaios não-drenados mostrava um ângulo de atrito interno de pico um pouco superior à definida pelos ensaios triaxiais drenados. Os autores concluíram que a sollicitação não-drenada em campo pode causar corridas de detritos nos solos estudados.

Bressani *et al.* (2005) apresentaram um estudo do comportamento de um solo coluvionar oriundo de arenito, a partir de resultados de ensaios triaxiais CIU e CID. Silveira *et al.* (2004a, 2004b) apresentaram resultados de ensaios geotécnicos realizados com este solo. A região de origem do solo investigado pelos autores mencionados abrangia as encostas da Formação Serra Geral, cobertas por colúvios, entre os municípios de São José dos Ausentes (RS) e Timbé do Sul (SC), as quais apresentam grande susceptibilidade à ocorrência de instabilidade de taludes. Os autores encontraram evidências de que as trajetórias efetivas dos ensaios triaxiais têm um considerável efeito na envoltória de resistência ao cisalhamento encontrada, assim como em outros casos encontrados na bibliografia. Entre estes casos encontra-se o trabalho apresentado por Casagrande & Wilson (1953), o qual apresenta resultados de ensaios drenados e não-drenados em dois materiais argilosos, cujos resultados, em termos de envoltória de resistência ao cisalhamento, eram maiores para os ensaios não-drenados do que para os ensaios drenados sem efeito de velocidade de deformação. Bressani & Vaughan (1989) apresentaram resultados de ensaios drenados convencionais comparados com drenados com trajetória horizontal (como as trajetórias apresentadas na Figura 2.10). Os autores

encontraram uma envoltória de resistência mais elevada para estes últimos ensaios do que a envoltória dos ensaios convencionais. O mesmo comportamento já havia sido encontrado por Brenner *et al.* (1985). Bressani *et al.* (1995) comentam que a comparação do comportamento dos ensaios convencionais drenados e não-drenados apresentados segue a tendência geral de maior resistência ao cisalhamento para trajetórias do tipo horizontal.

Kanji *et al.* (2000) desenvolveram uma metodologia onde se pode avaliar a suscetibilidade de ocorrência de corridas de detritos a partir de mapas de risco. Os autores consideram que a suscetibilidade, de uma área ou região, à ocorrência de corridas de detritos depende, basicamente, da existência e da combinação dos fatores pluviométricos, inclinação da encosta, inclinação de canais, área da bacia, altura das encostas, aspectos geológicos (tipo de rocha e de solo, espessuras, características físicas, erodibilidade), vegetação e uso e ocupação do terreno. Os fatores que interferem no processo, seus pesos relativos (W) e as respectivas classes (C) definidas pelos autores estão apresentados no Quadro 2.8. A determinação dos pesos para cada parâmetro foi estabelecida definindo-se a ordem de importância de cada fator, após análise e comparação dos inúmeros casos descritos na bibliografia. A nota parcial para cada atributo (NP) foi dividida em intervalos regulares, admitindo-se valores de 0 a 10.

A intensidade das chuvas (R) é o principal agente envolvido no processo de ocorrência de corridas de detritos, portanto possui um peso maior na análise aqui referenciada. A inclinação da encosta (S) corresponde a outro fator de grande importância, contribui com o aporte de material para os canais. A inclinação dos canais (D) é importante, pois afeta a energia/potência hidráulica disponível para o transporte de água e sedimentos. O fluxo tem sua trajetória condicionada pela forma da seção transversal do canal. A área da bacia (A) é responsável pela captação, distribuição, amortecimento e concentração das águas pluviais, interferindo diretamente na transformação da chuva em vazão – escoamento superficial e, portanto, nas condições de infiltração e percolação da água no solo). A altura da encosta (H), além de influenciar na geração de escorregamentos, também é considerada como fonte de energia para o desenvolvimento do fluxo. Estes quatro fatores aqui apresentados podem ser considerados como condicionantes geomorfológicos intervenientes na suscetibilidade de áreas de risco.

A vegetação e o uso e ocupação do solo (V) correspondem à porcentagem da área ocupada e florestada, expondo ou não o solo à dinâmica externa. Os aspectos geológicos ou geo-indicadores (G) incluem a determinação do tipo de rocha e solo, suas propriedades geotécnicas e estruturais, e o mapeamento de depósitos que indiquem a recorrência do fenômeno na respectiva área.

A nota final (SG), variando de 0 a 100, é obtida a partir do cálculo do somatório das notas parciais de cada classe multiplicados pelo seu respectivo peso relativo (Equação 2.12). O Quadro 2.9 mostra a classe de suscetibilidade de ocorrência de corridas de detritos, partindo do enquadramento dos fatores anteriormente citados em diferentes classes e procedendo uma nota final.

$$SG = \sum NP_i \cdot W_i \quad (\text{equação 2.12})$$

Onde: SG é a nota final (nota de suscetibilidade); NP é a nota parcial; e W é o peso relativo de cada fator de risco.

Ortigão & Sayão (2004) apresentam em seu trabalho um exemplo de nota de suscetibilidade calculado para uma situação real, Bacia do Córrego das Pedras (Serra do Mar – Cubatão, SP), onde ocorreu uma grande corrida de detritos em 1994. Este evento foi detalhadamente descrito por Massad *et al.* (2000). Consideraram-se os seguintes valores: R2=60 mm/h; S2=35°; D2=15°; A1=2,64 km²; H2=650 m; V4=<30%, G=G1. A partir da metodologia referenciada, tem-se que a nota final é 22 (SG). Conclui-se que a suscetibilidade de geração de corridas de detritos na área é, de fato, alta.

Gramani (2001) apresenta outros três exemplos além do exemplo citado no parágrafo anterior calculados para algumas situações reais e com características distintas. Os mesmos encontram-se apresentados a seguir: (a) Caso Bacias dos Rios Paios e Jacu (Serra da Mantiqueira, município de Lavrinhas, SP). Neste caso consideraram-se os seguintes valores: R2=65 mm/h; S2=38°; D3=15°; A3=12 km²; H2=720 m; V4<30%; G=G1, tem-se que o resultado é 32, sendo a suscetibilidade média de geração de corrida de detritos (b) Caso Bacia adjacente ao Córrego das Pedras, com condições geológicas e geomorfológicas menos favoráveis à formação de corridas de detritos, os valores obtidos

foram: R3=40 mm/h; S3=30°; D2=15°; A1=1 km²; H2=500 m; V4<30%; G=G2, tem-se que a nota final é 53,75. A suscetibilidade neste caso é baixa, como verificado na área.

(c) Caso Venezuela (cidades portuárias do estado de Vargas), os valores estimados foram: R1=80 mm/h; S1=45°; D2=20°; A2=5-10 km²; H1=800 m; V=V3; G=G1, tem-se o resultado final de 7. Neste caso a suscetibilidade é muito alta para a área.

Quadro 2.8: Fatores utilizados na determinação da suscetibilidade de uma área na geração de corridas de detritos, atributos e notas parciais estabelecidas (KANJI *et al.*, 2000)

Fatores	Classe (C)	Peso relativo (W)	Atributos	Nota parcial (NP)
Chuva (R) (mm/h)	R1	3	>80	0
	R2		60-80	2,5
	R3		30-60	7,5
	R4		<30	10
Inclinação da encosta (S) (graus)	S1	2,5	>45	0
	S2		45-30	2,5
	S3		15-30	7,5
	S4		<15	10
Inclinação do canal (D) (graus)	D1	0,5	>25	0
	D2		15-25	2,5
	D3		10-15	7,5
	D4		<10	10
Área da bacia (A) (km ²)	A1	1	<5	0
	A2		5-10	2,5
	A3		10-20	7,5
	A4		>20	10
Altura da encosta (H) (m)	H1	1	>750	0
	H2		500-750	2,5
	H3		200-500	7,5
	H4		<200	10
Uso e ocupação/vegetação (V) (% da área ocupada ou desmatada)	V1	0,5	90-100	0
	V2		50-90	2,5
	V3		30-50	7,5
	V4		<30	10
Aspectos geológicos (G) (*)	G1	1,5	G1	0
	G2		G2	2,5
	G3		G3	7,5
	G4		G4	10
(*) G1 = solos residuais; colúvios e alúvios espessos; G2 = condição intermediária entre G1 e G3; G3 = pacotes coluvionares de pequena expressão; aluviões pouco espessos; pequena espessura de solos residuais; G4 = rochas pouco intemperizadas, pequenas espessuras de solos residuais, ausência de colúvios e alúvios.				

Quadro 2.9: Intervalos das análises e suscetibilidade de ocorrência de corridas de detritos (KANJI *et al.*, 2000)

Nota final (SG)	Suscetibilidade
0-15	Muito alta
15-30	Alta
30-50	Média
50-80	Baixa
80-100	Muito baixa

Para o caso da área de estudo desta tese de doutorado considerou-se os seguintes valores: $R2=75$ mm/h; $S2=36^\circ$; $D1=26,6^\circ$; $A3=10$ km²; $H3=375$ m (altura em relação a RS 122); $V4<30\%$; $G=G2$, tem-se que a nota final é 35,5. Neste caso a suscetibilidade de ocorrência de corridas de detritos é média para a área.

2.4 CONCEITOS FUNDAMENTAIS DA TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

O modelo de comportamento descrito pela mecânica dos solos clássica é utilizado nesta tese como referência para compreender o comportamento do solo estudado. Com este objetivo, é brevemente revista a seguir a Teoria do Estado Crítico (TEC). As bases desta teoria foram estabelecidas através de Roscoe, Schofield e Wroth a partir de 1958, na Inglaterra (SCHOFIELD & WROTH, 1968; ATKINSON & BRANSBY, 1978). A TEC descreve o comportamento de solos saturados e isotropicamente adensados em função principalmente do índice de vazios e da história de tensões, não sendo influenciada por fatores como velocidade de deformação e estrutura, descrevendo, portanto, o comportamento de solos considerados ideais, possibilitando ampla utilização de recursos de normalização. Esta teoria não considera qualquer efeito relativo à estrutura natural, como cimentação e arranjo de grãos. Na sequência serão resumidos brevemente os conceitos fundamentais desta teoria.

Conforme a TEC, um solo argiloso reconstituído com um teor de umidade próximo ao seu limite de liquidez e submetido à compressão isotrópica apresenta o comportamento esquematizado na Figura 2.11. A curva de compressão é representada no espaço $v \times \ln p'$, sendo p' a tensão efetiva média e v o volume específico do solo. A tensão

efetiva média e o volume específico são calculados de acordo com as equações 2.13 e 2.14.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (\text{equação 2.13})$$

$$v = 1 + e \quad (\text{equação 2.14})$$

Na Figura 2.11(a), um solo é carregado isotropicamente até o ponto A, descarregado isotropicamente até R e então recarregado. Este solo apresenta um comportamento elástico de R até A, e então segue ao longo da NCL até B. No trecho AB ocorrem tanto deformações plásticas quanto elásticas. Quando o estado de tensões do solo é R, o ponto A representa um estado limite a partir do qual se iniciam deformações plásticas. No gráfico da Figura 2.11 o índice de vazios (e) decresce ao longo da sua linha de compressão normal (NCL).

A NCL é uma relação $v \times \ln p'$ única na condição normalmente adensada e representa uma curva limite de estado no espaço $p' \times q \times v$, para um determinado solo submetido à compressão isotrópica, onde q é calculado de acordo com a equação 2.15. Segundo a TEC, a região à direita da NCL nunca poderá ser atingida por um solo.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{equação 2.15})$$

Na Figura 2.11b, o solo foi carregado isotropicamente até o ponto A, sob uma tensão efetiva média p'_A , por onde passa a curva de estado limite definindo uma região de comportamento elástico. Esta região é limitada pela curva de plastificação ou curva de estado limite passando pelo ponto A. Logo, se o solo percorrer uma trajetória LM, dentro da curva de estado limite, o comportamento é elástico. Para trajetórias de tensões efetivas do tipo LT, o solo apresenta um comportamento elástico de L até S, sendo que de S até T desenvolvem-se deformações plásticas no solo. Já para o solo carregado isotropicamente até o ponto B, a curva limite de estado limite sofre expansão, representada pela curva tracejada. A forma desta nova curva é idêntica à anterior. A nova curva limite está associada a deformações volumétricas plásticas acumuladas nesta trajetória (LEROUEIL & HIGHT, 2002).

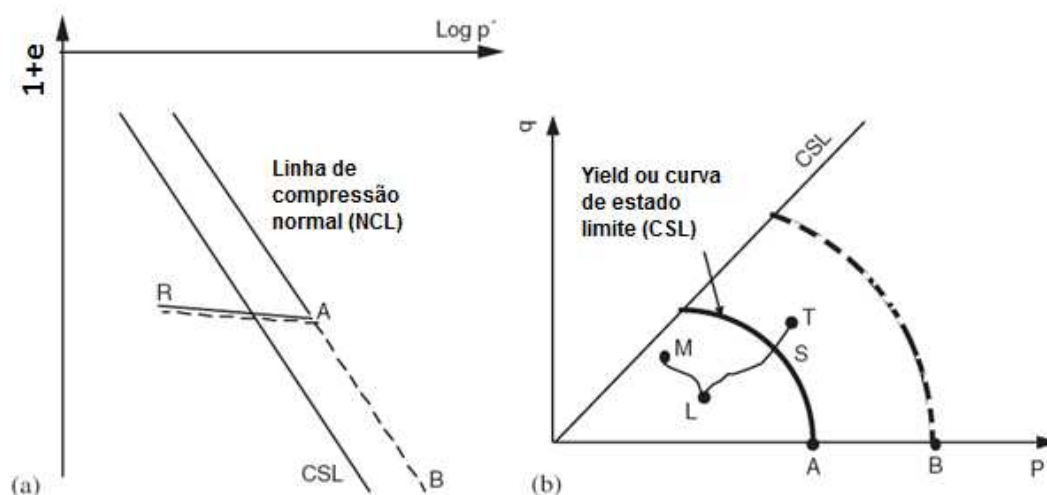


Figura 2.11: Curvas limite de estado: (a) compressão isotrópica e (b) expansão da curva de plastificação

Os conceitos apresentados anteriormente aplicam-se na análise da compressibilidade de um solo. No entanto, quando uma amostra de solo, após ser adensada isotropicamente, é submetida ao cisalhamento em um equipamento triaxial, seu comportamento após grandes deformações, tanto em condições drenadas como não drenadas, tende à condição última, onde não mais ocorrem variações na tensão efetiva média, no volume específico do solo ou no índice vazios. Essa condição é chamada de estado crítico e é alcançada em grandes deformações, quando a máxima tensão desvio q é atingida (LEROUEIL & HIGHT, 2002). No plano $v \times \ln p'$, é definida a Linha de Estado Crítico (CSL), localizada a esquerda da NCL. No plano $v \times \ln p'$, a CSL é paralela à NCL. Conforme Atkinson & Bransby (1978), a condição de estado crítico é representada por uma linha reta (*Critical State Line* – CSL) no plano $p' \times q$, (Figura 2.11b) a qual é expressa pela equação 2.16. A razão M é equivalente a tangente do ângulo de atrito interno determinado no plano $p' \times q$. Para a compressão triaxial, têm-se as equações 2.16 e 2.17.

$$q_{CS} = M \cdot \phi'_{cs} \quad (\text{equação 2.16})$$

$$M_{ce} = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi'_{cs}}{(3 - \text{sen} \phi'_{cs})} \quad (\text{equação 2.17})$$

As trajetórias de tensões seguidas em ensaios triaxiais padrões, drenados e não drenados, em amostras de solo normalmente adensadas, podem também serem representadas no espaço $p' \times q \times v$. Para cada amostra de solo adensada isotropicamente

até uma determinada tensão confinante efetiva p'_0 , e posteriormente cisalhada em um ensaio drenado ou não drenado, sua trajetória move-se da linha de compressão normal em direção à linha de estado crítico. Dessa maneira, as curvas traçadas por famílias de ensaios drenados e não drenados realizados em amostras normalmente adensadas no espaço $p' \times q \times v$ definem uma superfície de estado limite que une a NCL à CSL, denominada Superfície de Roscoe (Figura 2.12) (ATKINSON & BRANSBY, 1978).

Para amostras fortemente pré-adensadas uma maneira de comparar diretamente resultados de ensaios drenados e não-drenados é plotar suas trajetórias de tensões no gráfico normalizado em relação à tensão equivalente p'_e , que nesse caso representa o valor da tensão de confinamento efetiva correspondente ao mesmo volume específico do solo, porém obtida na NCL. Os pontos de ruptura de ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados em amostras pré-adensadas para qualquer estado de tensão inicial, plotados em eixos normalizados definem uma nova superfície de estado limite, que pode ser idealizada por uma reta (Figura 2.13). Essa superfície é denominada Superfície de Hvorslev, a qual é limitada à direita pelo ponto que representa a CSL no topo da Superfície de Roscoe, não sendo possível que um solo reconstituído se situe acima da mesma (ATKINSON & BRANSBY, 1978).

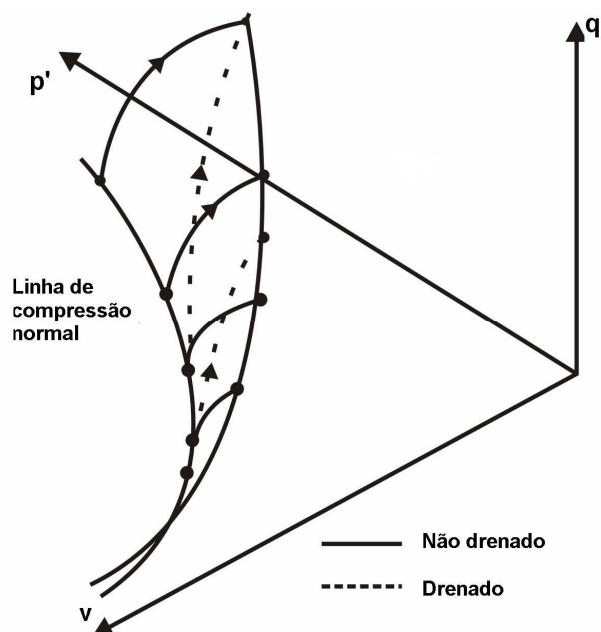


Figura 2.12: Curvas de ensaios drenados e não drenados no espaço $p' \times q \times v$ (ATKINSON & BRANSBY, 1978)

Hvorslev (1960), através de ensaios de cisalhamento rotacional, propôs a normalização dos solos fortemente sobre-adensados também pelo uso de p'_e . A equação 2.18, apresentada por Leroueil (1997), descreve a superfície de Hvorslev, onde c'_e e ϕ'_e são conhecidos como parâmetros de resistência ao cisalhamento de Hvorslev. Em compressão triaxial:

$$\frac{q}{p'_e} = \frac{6 \cdot \cos \phi'_e}{(3 - \sin \phi'_e)} \cdot c'_{pe} + M_{ce} \cdot \frac{p'}{p'_e} \quad (\text{equação 2.18})$$

Onde: c'_{pe} é obtido através da normalização de c'_e em relação à p'_e e M_{ce} já foi definido na equação 2.17.

As definições abordadas até então constituem elementos básicos da teoria do estado crítico, e estão apresentadas em um único gráfico normalizado (FIGURA 2.13), onde aparecem as Superfícies de Roscoe e Hvorslev. Nesse mesmo gráfico a NCL e a CSL são representadas respectivamente pelos pontos A e C.

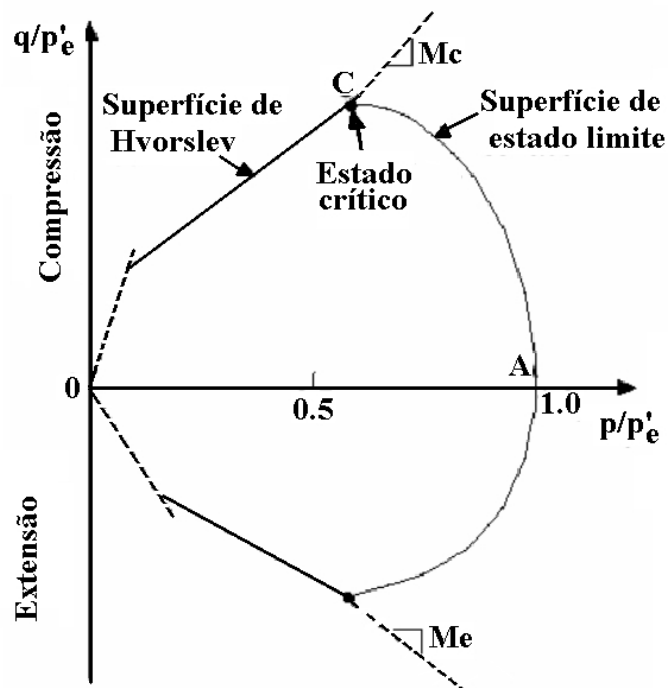


Figura 2.13: Superfícies de estado limite no plano normalizado q'/p'_e : p'/p'_e (LEROUEIL & HIGHT, 2002)

A Figura 2.14, apresentada por Leroueil (1997), mostra uma aplicação dos conceitos apresentados visando interpretar resultados de ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados em amostras de solo de argila reconstituídas. Nos ensaios da figura citada, os corpos de prova foram normalmente adensados até o mesmo valor de p' (ponto M) e, logo após, isotropicamente descarregados em diferentes razões de pré-adensamento (OCR), antes de serem submetidos a um cisalhamento drenado ou não drenado. Os corpos de prova cujas trajetórias de tensões efetivas partem do ponto A encontram-se levemente pré-adensados. Os corpos de prova com trajetórias que partem do ponto B são fortemente pré-adensados.

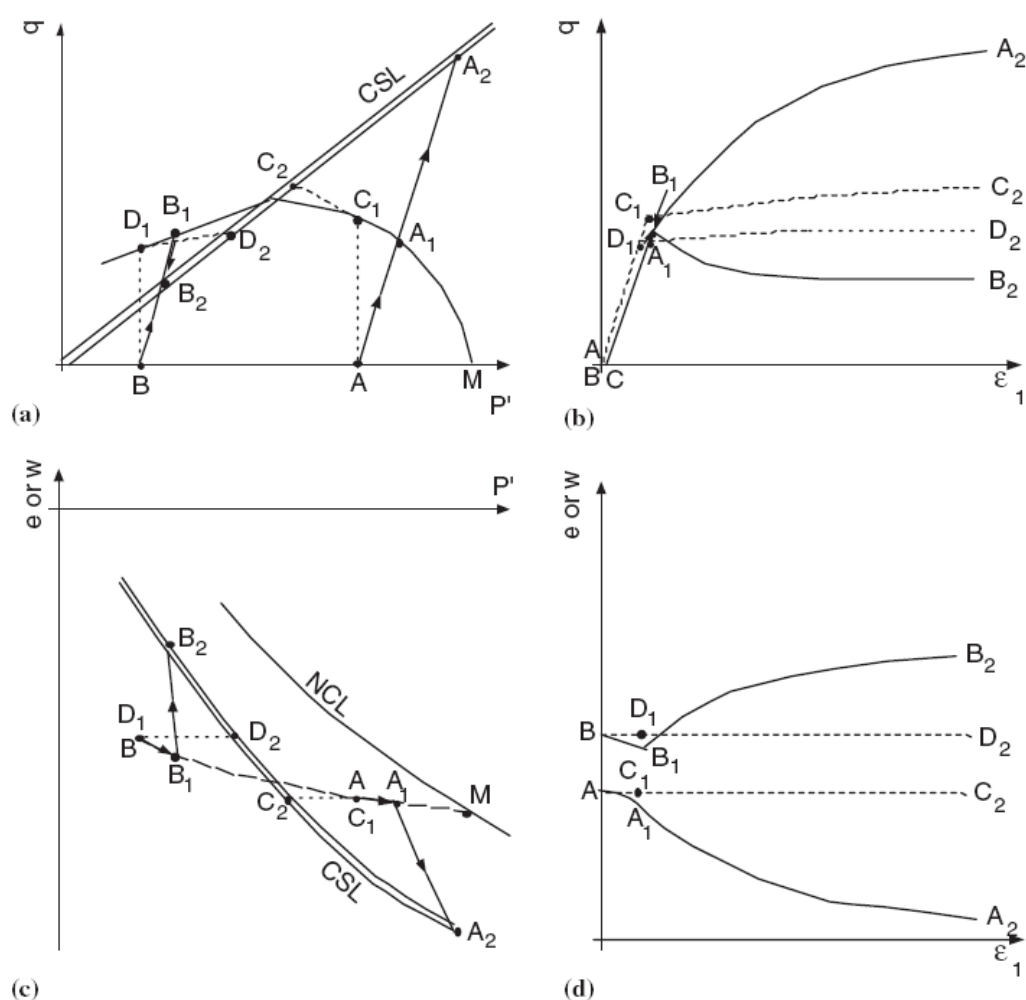


Figura 2.14: Comportamento de ensaios triaxiais drenados e não drenados, interpretados através de conceitos básicos da TEC (LEROUEIL, 1997)

Durante todos os ensaios os corpos de provas apresentam comportamento elástico até alcançarem a curva de estado limite (pontos A₁, B₁, C₁ e D₁), movendo-se progressivamente na direção da CSL. Pode-se notar que, em ensaios triaxiais drenados

(A-A₁-A₂) os corpos de prova levemente pré-adensados apresentam comportamento dúctil, enquanto que corpos de prova fortemente pré-adensados (B-B₁-B₂) apresentam comportamento frágil apresentando um pico de resistência ao cisalhamento (encontrando a superfície de Hvorslev). Em ensaios não drenados, a geração de poro-pressão faz com que a trajetória de tensões efetivas se aproxime da CSL, sendo que o ensaio fortemente pré-adensado apresenta geração de poro-pressão negativa durante o cisalhamento e os levemente pré-adensados geram poro-pressão positiva.

CAPÍTULO 3

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Neste capítulo são detalhadas as principais características das encostas que apresentaram os movimentos de massa do tipo corrida de detritos em dezembro de 2000, na região onde se encontra inserida a área de estudo [São Vendelino (RS)]. Para isto, este capítulo está estruturado em quatro diferentes itens que são: (a) localização da área de estudo; (b) geologia regional; (c) geomorfologia regional e (d) aspectos locais da região.

3.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se localiza próximo ao município de São Vendelino (RS), no nordeste do Estado do Rio Grande do Sul – região serrana. A cidade de São Vendelino encontra-se distante da capital gaúcha (Porto Alegre) cerca de 80 km e cerca de 25 km a sudoeste de Caxias do Sul (RS). A encosta estudada se situa na margem da rodovia estadual RS 122, entre o km 45+340 e o km 45+380. O acesso à encosta se dá através de uma rodovia vicinal não pavimentada da RS 122. As Figuras 3.1 e 3.2 apresentam a situação e localização da área investigada. A topografia da área de estudo é apresentada na Figura 3.3. Na representação da topografia da área de estudo, são indicadas por setas, as direções das fotografias realizadas para apresentação da área de estudo (FOTOS 3.1 a 3.8) assim como outras informações relevantes que serão mencionadas de acordo com o desenvolvimento dos capítulos da tese. A Figura 3.5 mostra a área de estudo em uma imagem aérea capturada do *software* Google Earth.

A região onde se encontra a área de estudo apresenta diversas cicatrizes resultantes de rupturas translacionais com liquefação (corrida de detritos) que removeram a camada de solo durante o evento pluviométrico de dezembro de 2000. A área de estudo situa-se junto a uma destas cicatrizes cuja ruptura foi descrita por testemunha ocular como sendo um movimento muito rápido e de grande mobilidade e fluidez. Esta cicatriz tem formato alongado (cerca de 70 m) e pequena largura (2 a 5 m) (FIGURA 3.1). O fundo da cicatriz apresenta trechos com depósitos de solo de pequena espessura (1 a 2,5 m) e

trechos com o substrato rochoso aparente. Lateralmente à cicatriz encontram-se depósitos de solos coluvionares que permaneceram na encosta após o evento mencionado (sendo que estes não foram afetados pelo evento) e que foram selecionados para amostragens de campo. A Foto 3.1 mostra uma vista geral da encosta estudada tendo no centro a cicatriz originada pela corrida de detritos de dezembro de 2000.

O interesse da investigação das propriedades geotécnicas do solo coluvionar amostrado é sua semelhança com o solo mobilizado nas diversas corridas de detritos ocorridas na área. Como é característico de solos coluvionares (DEERE & PATTON, 1971), estes solos apresentam em campo uma grande variação textural, tendo uma matriz silto-argilosa e presença de blocos de rocha vulcânicas (basaltos). Estas características do solo produzem grandes dificuldades de amostragem de amostras indeformadas. Os detalhes de amostragem do solo estudado encontram-se apresentados no capítulo 4.



Figura 3.1: Mapa do Político do Estado do Rio Grande do Sul com São Vendelino em destaque



Figura 3.2: Rodovias estaduais e federais da região serrana e metropolitana do Estado do Rio Grande do Sul – São Vendelino em destaque – quadro azul (Fonte: mapa rodoviário do DAER-RS)

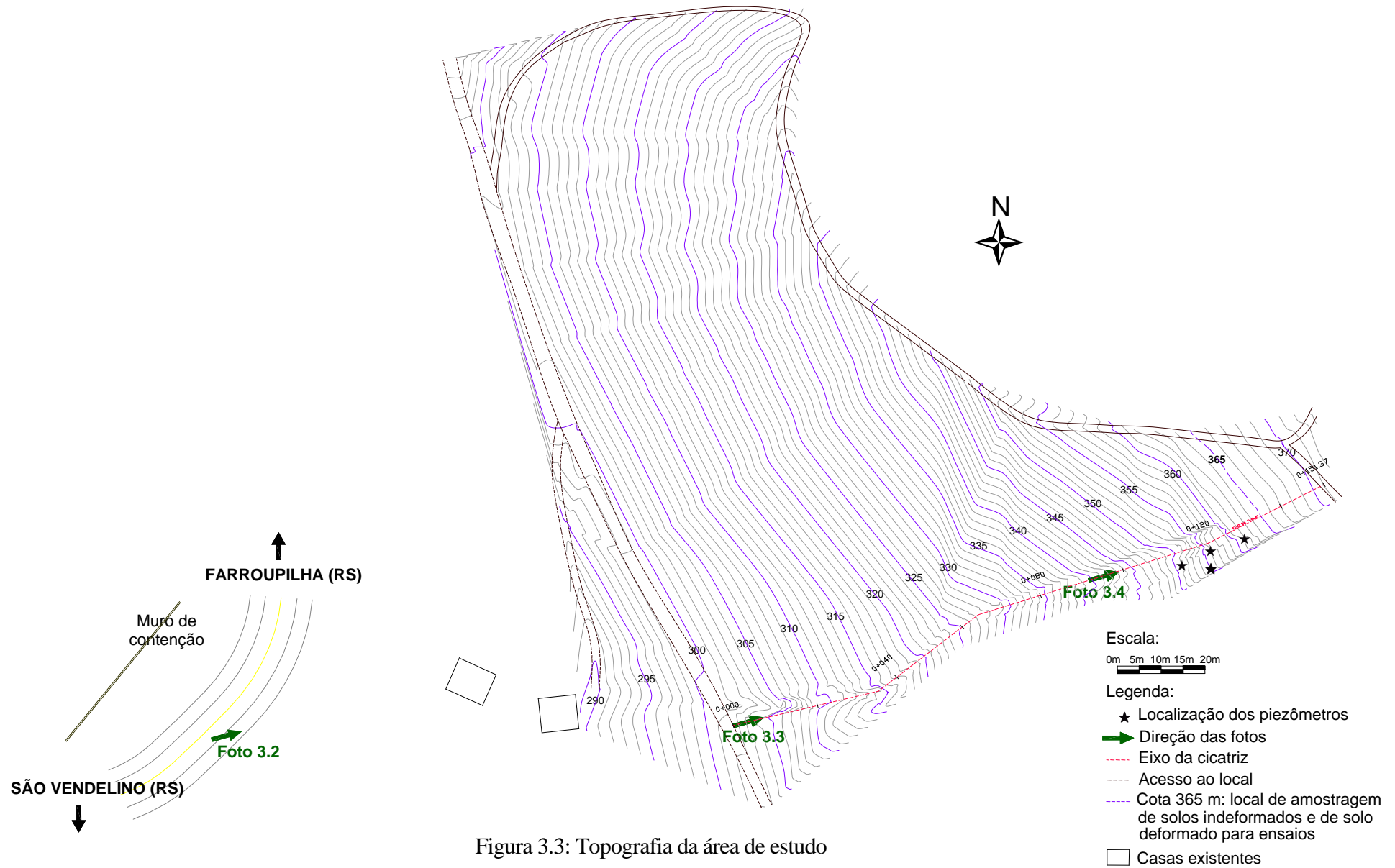


Figura 3.3: Topografia da área de estudo



Figura 3.4: Imagem da aérea de estudo

As Fotos 3.1 a 3.5 ilustram a área de estudo. Os locais de onde estas fotografias foram tiradas estão representados pelos números das mesmas na topografia da Figura 3.3. A Foto 3.1 mostra uma vista geral da encosta. Na Foto 3.2 é apresentada uma vista inferior da encosta estudada, a partir da RS 122, tendo em primeiro plano as duas casas que servem de referência visual para a localização da encosta. A Figura 3.3 e 3.4 mostra, respectivamente, um trecho da cicatriz onde se encontram blocos de rocha depositados (escondidos pela vegetação na Foto 3.6) e em que ocorreu a exposição da rocha pela remoção completa do solo superior (no entorno da cota 340 m da encosta). A Foto 3.5 mostra o perfil de um dos colúvios amostrados.



Foto 3.1: Vista geral da encosta com destaque para cicatriz originada pelas corridas de detritos de dezembro de 2000



Foto 3.2: Vista inferior da encosta



Foto 3.3: Vista da base da encosta (foto tirada da rodovia vicinal)



Foto 3.4: Foto próxima aos locais de amostragens (topo da encosta)



Foto 3.5: Perfil onde foram realizadas parte das amostragens (cota 351 m)

3.2 GEOLOGIA REGIONAL

A região nordeste do Estado do Rio Grande do Sul encontra-se inserida no contexto da Bacia Sedimentar do Paraná. Segundo Melfi *et al.* (1988), esta bacia apresenta o formato de um “J”, com eixo principal de direção NE-SW, que está relacionado à reativação de estruturas tectônicas mais antigas do embasamento cristalino (FIGURA 3.5). Caso considerada como unidade tectônica individual, constitui a maior bacia intracratônica conhecida. Localiza-se na porção centro-oriental da América do Sul, abrangendo uma superfície total de 1.600.000 km², dos quais pouco mais de 60% situa-se em território brasileiro. No Brasil, a maior parte dos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná e São Paulo, além de boa parte do Mato Grosso, Goiás e Minas Gerais, encontram-se em áreas de domínio desta Bacia.

A Bacia do Paraná desenvolveu-se desde o início do Paleozóico (aproximadamente 600 Ma), quando era parte integrante do continente Gondwana. A base da bacia possui predominância de sedimentação clástica de origem continental. No início da era mesozóica, ocorreu uma intensa movimentação tectônica que compartimentou parte do Gondwana nos atuais continentes Americano e Africano. Junto com essa movimentação, ocorreu o maior evento vulcânico conhecido. Neste contexto, a sedimentação transicionou de ambiente úmido com grandes depósitos fluviais e

lacustres para ambiente desértico, predominando arenitos da Formação Botucatu, e gradativamente se encaminhando para um evento vulcânico inicialmente básico em sua porção basal e ácido nas seqüências de derrames de topo.

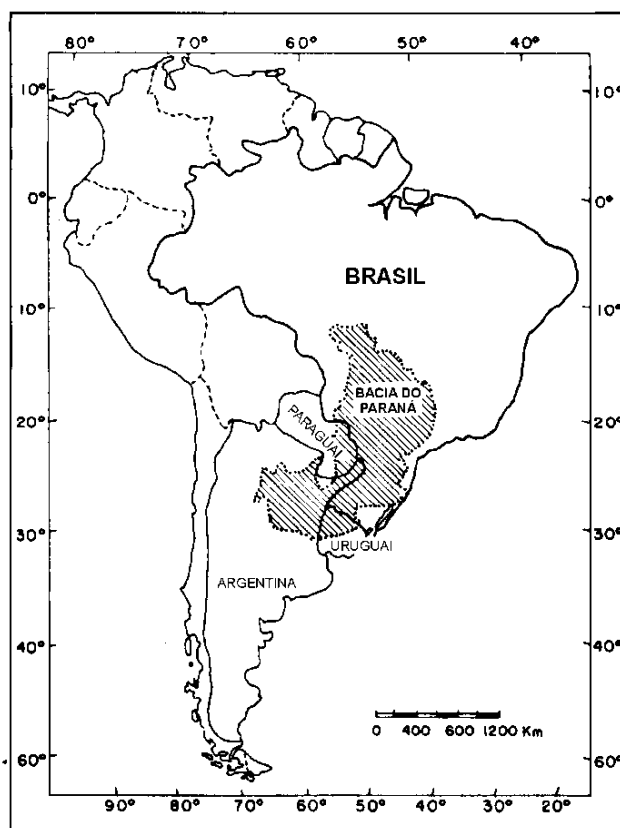


Figura 3.5: Localização da bacia sedimentar do Paraná (adaptado de MELFI *et al.*, 1988)

A degradação intempérica das rochas da Bacia do Paraná, principalmente os derrames ácidos e básicos e os arenitos Botucatu na área sob investigação, deram origem aos sedimentos inconsolidados e predominantemente mal selecionados pertencentes aos sistemas deposicionais costeiros. A deposição desses sedimentos está relacionada com as oscilações do nível do mar e com os sucessivos recuos da escarpa da Serra Geral, na região dos Aparados da Serra, fenômenos que exerceram influência predominante para a atual configuração desde o final do Período Terciário e todo o Período Quaternário.

A região nordeste do Estado, onde se encontra a área de estudo, está disposta sobre as formações geológicas Botucatu e Serra Geral, pertencentes ao Grupo São Bento, porção superior da seção litoestratigráfica da Bacia do Paraná. Esta pode ser visualizada na seção elaborada por Milani (1997) e adaptada por Bizzi *et al.* (2001) (FIGURA 3.6).

Em relação à área estudada, a Formação Serra Geral é a que apresenta maior ocorrência. A denominação Serra Geral para esta formação foi introduzida por White (1908), ao estudar os carvões do sudeste catarinense, na região do rio São Bento, onde incluiu as “Eruptivas da Serra Geral” na “Série de São Bento”, como citado anteriormente. A unidade se constitui de uma sucessão de corridas de lavas, de composição predominantemente básica, apresentando uma seqüência superior com um domínio de rochas efusivas ácidas.

A Formação Serra Geral agrupa uma espessa seqüência de vulcanitos, eminentemente basálticos, podendo conter termos ácidos intercalados, mais abundantes no topo do pacote (IBGE, 1986). Intimamente relacionados aos processos geodinâmicos que culminaram com a abertura do Atlântico Sul e a conseqüente separação continental América do Sul – África, estes vulcanitos fissurais têm, como contrapartes hipabissais, inúmeros diques, sills e corpos irregulares de diabásio, que ocorrem de modo generalizado no estado do Rio Grande do Sul. Corpos de arenitos eólicos, ocorrentes entremeados nas lavas e mesmo interdigitados com os derrames basais também foram considerados pelo IBGE (1986) como integrantes da Formação Serra Geral.

A Formação Serra Geral corresponde a cerca de 75% da área da Bacia do Paraná, cobrindo uma área aproximada de 1.200.000 km². A espessura média do pacote de derrames é de 660 m, sendo que a espessura de cada derrame varia desde poucos metros até 100 m. Para os derrames básicos da Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul, Roisenberg & Viero (2002) observaram espessuras variando desde poucos metros nos altos topográficos a 50 metros nos paleovales, com espessura média não superior a 20 metros. Para os derrames ácidos, os últimos autores verificaram espessuras médias da ordem de 40 metros.

Segundo Melfi *et al.* (1988), a composição química dos diversos derrames apresenta variações, podendo ter desde caráter básico até caráter ácido. Rochas basálticas representam cerca de 90% em volume dos derrames, andesitos representam 7% e riodacitos e riolitos 3%.

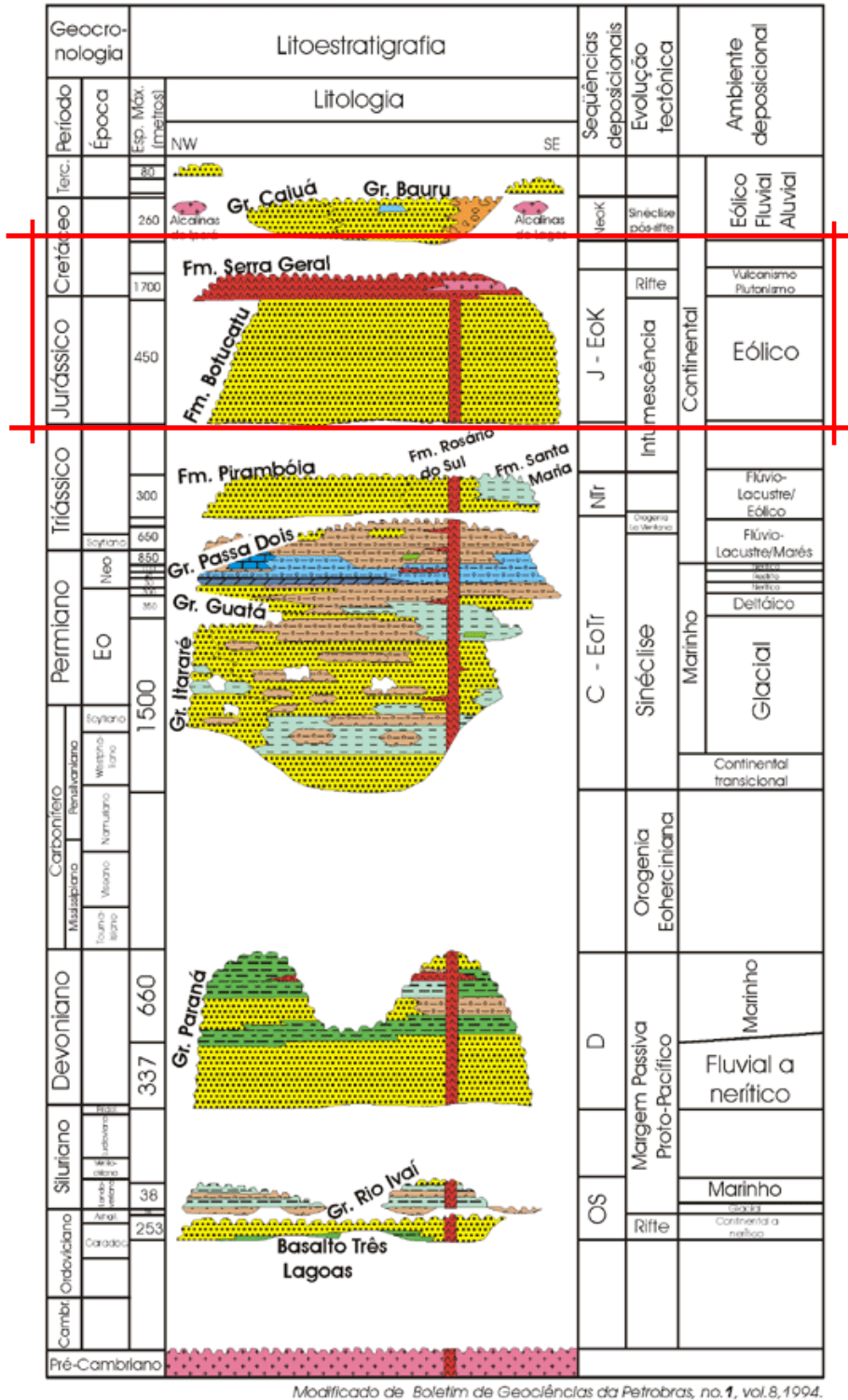


Figura 3.6: Seção litoestratigráfica da Bacia Sedimentar do Paraná, com a identificação da área estudada (quadro vermelho), (BIZZI *et al.*, 2001)

Conforme Leinz & Amaral (1978), de maneira geral um derrame é constituído por cinco camadas, como pode ser observado na Figura 3.7. A porção basal é formada por um material vítreo, consequência do rápido resfriamento da lava. A segunda camada

apresenta diaclasamento horizontal, após gradativa mudança da camada basal. A parte central do derrame apresenta diaclasamento vertical e é a rocha de maior solidez e resistência ao intemperismo. A parte superior do derrame é constituída de um arranjo de rocha vesicular, rocha amigdalalar, brecha vulcânica e material vítreo.

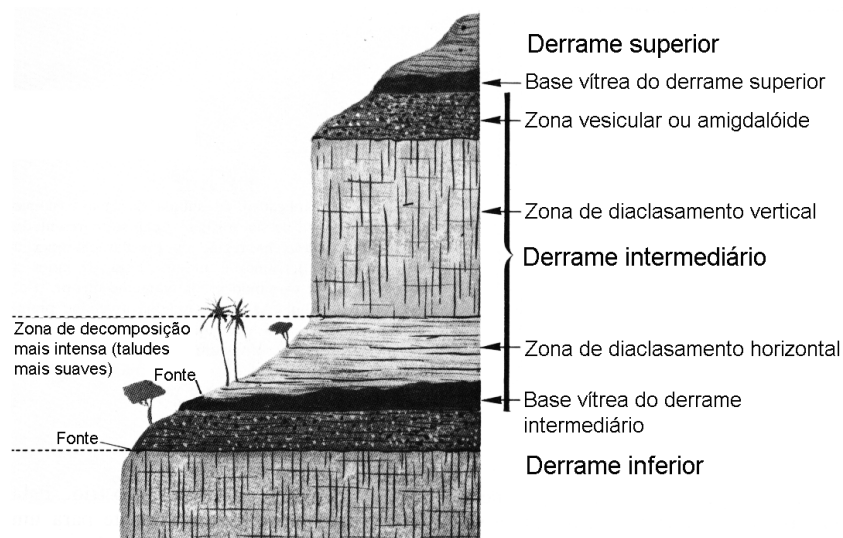


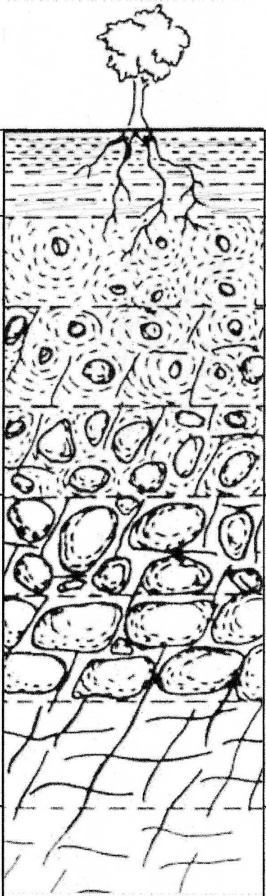
Figura 3.7: Perfil típico de um derrame basáltico na Formação Serra Geral (LEINZ & AMARAL, 1978)

Os principais tipos litológicos da área investigada são rochas efusivas básicas, intermediárias e ácidas. Os vales são profundos e em forma de “V”, exibindo forte controle estrutural. O desnível entre a Serra e a Planície, numa distância de 2 a 3 km, é da ordem de 800 a 900 m. As encostas exibem altas declividades, chegando a superar 45°, onde o manto de solo torna-se menos espesso. Nesta porção do relevo, ocorreram escorregamentos generalizados, avalanches de blocos e destruição das superfícies, atingindo também a área de floresta, fornecendo o material para a enxurrada.

Azambuja *et al.* (2001b) apresentam uma seção tipo adaptada de Tugrul (1997) que mostra as principais características do perfil de alteração e depósitos de encosta da Formação Serra Geral existente na região de estudo. Esta seção está apresentada na Figura 3.8.

A grande maioria das encostas da Serra Geral encontra-se encoberta por depósitos cenozóicos de tálus ou colúvios. A espessura destes depósitos pode variar desde poucos metros até 20 m. Os depósitos de tálus predominam no sopé das escarpas mais íngremes e de cotas topográficas mais elevadas. Estes depósitos são formados principalmente por

matações e blocos de rochas, com pouco material fino, sendo provenientes de processos de instabilização das encostas, principalmente quedas de blocos, denotando proximidade com a área fonte. Os depósitos de colúvios predominam junto à base dos vales, em regiões de cotas topográficas menos elevadas. Caracterizam-se por possuírem uma matriz argilosa predominante, na qual estão imersos pedregulhos e blocos de rocha. Sua composição e granulometria são extremamente variáveis. Em alguns colúvios mais antigos verifica-se o desenvolvimento de perfis pedogenéticos bem desenvolvidos. Normalmente, o contato dos colúvios com o material subjacente é marcado pela presença de uma linha de seixos. Em muitos locais é comum a ocorrência de colúvios recentes depositados sobre colúvios mais antigos, cujos contatos encontram-se marcados através de linhas de seixos.



SOLO			A	Solo orgânico	Solo rico com matéria orgânica e coloração marrom escura.
			DE	Depósitos de Encosta	Depósitos gravitacionais constituídos por tálus e colúvios de espessura variável. Apresenta blocos de rocha e solos transportados. Comportam-se como solos.
SOLO E ROCHA	CONTEÚDO DE ROCHA (%)	20	C	Solo Saprolítico	A rocha apresenta-se completamente convertida a solo. São raros os núcleos de blocos, podendo chegar até 10%. A coloração do horizonte é predominantemente amarronzada e os blocos já não apresentam a coloração da rocha original. Tem comportamento geotécnico similar a solo, porém mais resistente.
		50	C/R	Saprolito de Rocha	A rocha está significativamente desintegrada e apresenta forte descoloração. Ao golpe de martelo partem-se facilmente. Os núcleos de blocos perfazem de 20 a 50% da fábrica e apresentam esfoliação esferoidal na maior parte dos casos mostrando uma transição gradual de intensidade de alteração. Estruturas originais da rocha são claramente percebidas e seu comportamento geotécnico é similar ao de uma rocha alterada, é friável e escavável.
ROCHA ALTERADA	CONTEÚDO DE ROCHA (%)	50	Ra	Rocha Alterada	A rocha está parcialmente alterada e apresenta alguma descoloração. As massas rochosas não são estruturalmente homogêneas, mas constituem vértices facetados que auxiliam no travamento do horizonte, atribuindo a este um comportamento geotécnico bastante resistente. Via de regra estão abaixo das juntas de alívio de tensão. Os núcleos tomam conotação de blocos e sua participação no horizonte pode variar de 50 a 90%.
ROCHA FRESCA	CONTEÚDO DE ROCHA (%)	90	R	Rocha Sã	Apresenta poucos sinais de alteração. Sua coloração é predominantemente cinza e apresenta alta resistência ao cisalhamento.

Figura 3.8: Seção tipo esperada em encostas da Formação Serra Geral (adaptada de TUGRUL, 1997)

3.3 ASPECTOS LOCAIS

Os taludes das encostas da região onde se encontra a área de estudo apresentam declividades acentuadas (36° para o caso da encosta estudada), o que contribui para o desenvolvimento de instabilidades de taludes. Geralmente, estes taludes apresentam uma camada muito pouco espessa de solo coluvionar originado da Formação Serra Geral (espessuras em média menores do que 2 metros). Esta camada apresenta bastante heterogeneidade associada à existência de blocos de rocha originários de maciços rochosos fraturados. Estes solos são compostos de uma matriz silto-argilosa proveniente do solo residual e blocos de rocha, ambos de origem basáltica.

Os depósitos de solo coluvionar e de tálus apresentam sinais de instabilização como escorregamentos (movimentos rápidos) e rastejos de solo (AZAMBUJA *et al.*, 2001b). A maioria dos casos de instabilidades registrados na região estão subordinadas à geologia da Formação Serra Geral.

Nas cotas elevadas da região, os tipos litológicos predominantes são os basaltos e os riodacitos, sendo que na encosta estudada predominam os basaltos. Os derrames basálticos apresentam espessura pequena a moderada no local, raramente ultrapassando 15 m. Já os derrames de topo (mais ácidos) apresentam-se com espessuras de até 60 metros. Segundo Azambuja *et al.* (2001b), a região apresenta três principais lineamentos tectônicos regionais (N30E; N70E; N60W) que condicionam as formas de relevo e as direções das principais drenagens. A direção das formas de relevo são diversas e subordinadas à direção dos fraturamentos locais.

O clima úmido determinou um expressivo trabalho de dissecação fluvial e intemperismo químico, originando um relevo ondulado com vertentes côncavo-convexas, onde as encostas e os patamares se apresentam escalonados, evidenciando os diferentes níveis de derrames vulcânicos existentes. Junto às encostas íngremes ocorrem depósitos gravitacionais com predominância de tálus (predominância de blocos) (AZAMBUJA *et al.*, 2001a).

As encostas de maior declividade são recobertas, em grande parte, por uma densa vegetação de porte arbóreo. As encostas mais suaves da região apresentam processo de

ocupação antrópico que ocasionou um desmatamento parcial dessas áreas para o cultivo de lavouras e culturas anuais, perenes e reflorestamento de espécies exóticas, como o pinus e o eucalipto.

A bacia principal da região é formada pelo Arroio Ouro Verde e 26 tributários, originando micro-bacias. Estes atravessam ortogonalmente a rodovia e desembocam no arroio principal. A demarcação das micro-bacias (Ponto nº 1 e Ponto nº 2) junto ao Arroio Ouro Verde foram realizadas na carta geográfica do exército (escala 1:50.000) e encontram-se apresentadas na Figura 3.9.

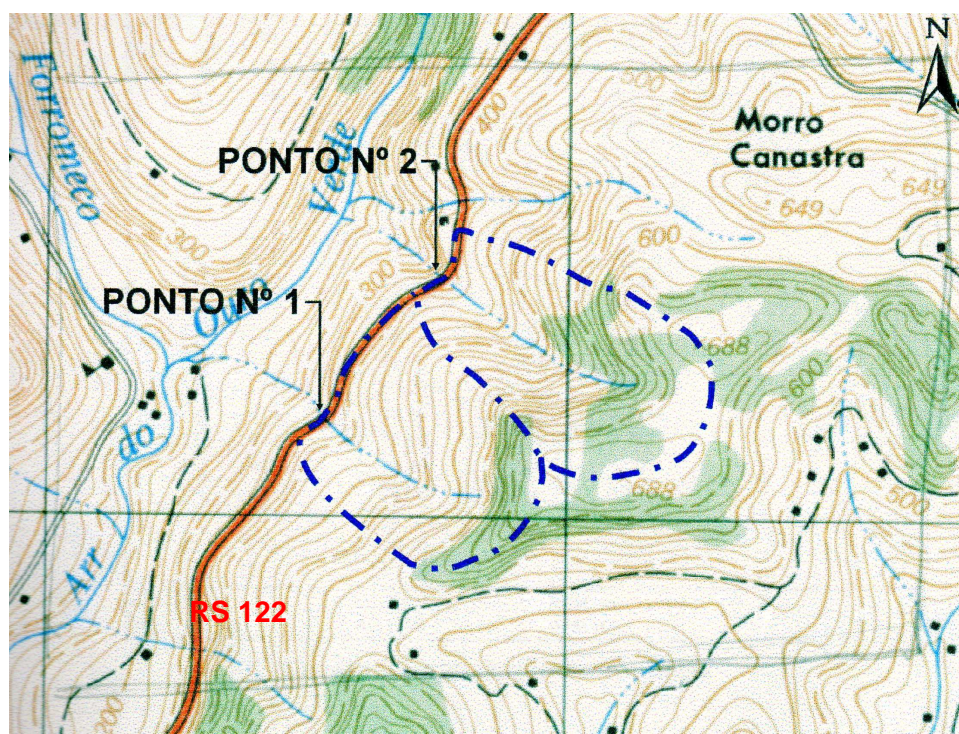


Figura 3.9: Demarcação das micro-bacias de contribuição

As micro-bacias apresentam, em sua maioria, uma forma geométrica alongada, com uma rede de drenagem retangular à paralela, com rios retilíneos a levemente curvos, controlados por lineamentos estruturais. O fato destas micro-bacias possuírem vertentes retilíneas e declividades acentuadas, diminui o tempo de concentração da água na bacia, aumentando o poder de transporte dos materiais que venham a ser erodidos para jusante. Em regimes de alta pluviosidade, a energia da água no leito das vertentes pode erodir o fundo e o leito dos talwegues, aumentando assim, o volume de material transportado para jusante.

O regime hidrológico dos cursos d'água da bacia do arroio Ouro Verde pode ser caracterizado como torrencial, apresentando descargas com variações extremas e bruscas, onde se tem essencialmente um escoamento superficial vinculado à pluviosidade da região. As drenagens da região apresentam-se, de modo geral, encaixadas nas áreas de lineamentos estruturais e estão representados nos vales e cursos fluviais por segmentos retilíneos e rupturas de declive marcadas por ressaltos, escarpas e quedas d'água. A elevada declividade longitudinal dos afluentes principais e o caráter nitidamente encaixado dos talwegues contribuem para concentrar rapidamente as águas originárias das chuvas no arroio Ouro Verde, resultando em um hidrograma onde o pico de cheia é bastante expressivo.

A encosta, onde foi desenvolvido o estudo, foi medida por topografia convencional realizada com estação total de topografia Topcon, modelo GTS-300. O talude da encosta apresenta uma inclinação média de $26,6^\circ$. A Figura 3.10 apresenta o perfil longitudinal da encosta estudada (eixo da cicatriz da corrida de detritos em dezembro de 2000). O eixo das ordenadas corresponde à elevação e o eixo das abscissas corresponde à distância horizontal a partir da intersecção da corrida com a rodovia vicinal de acesso a área de estudo.

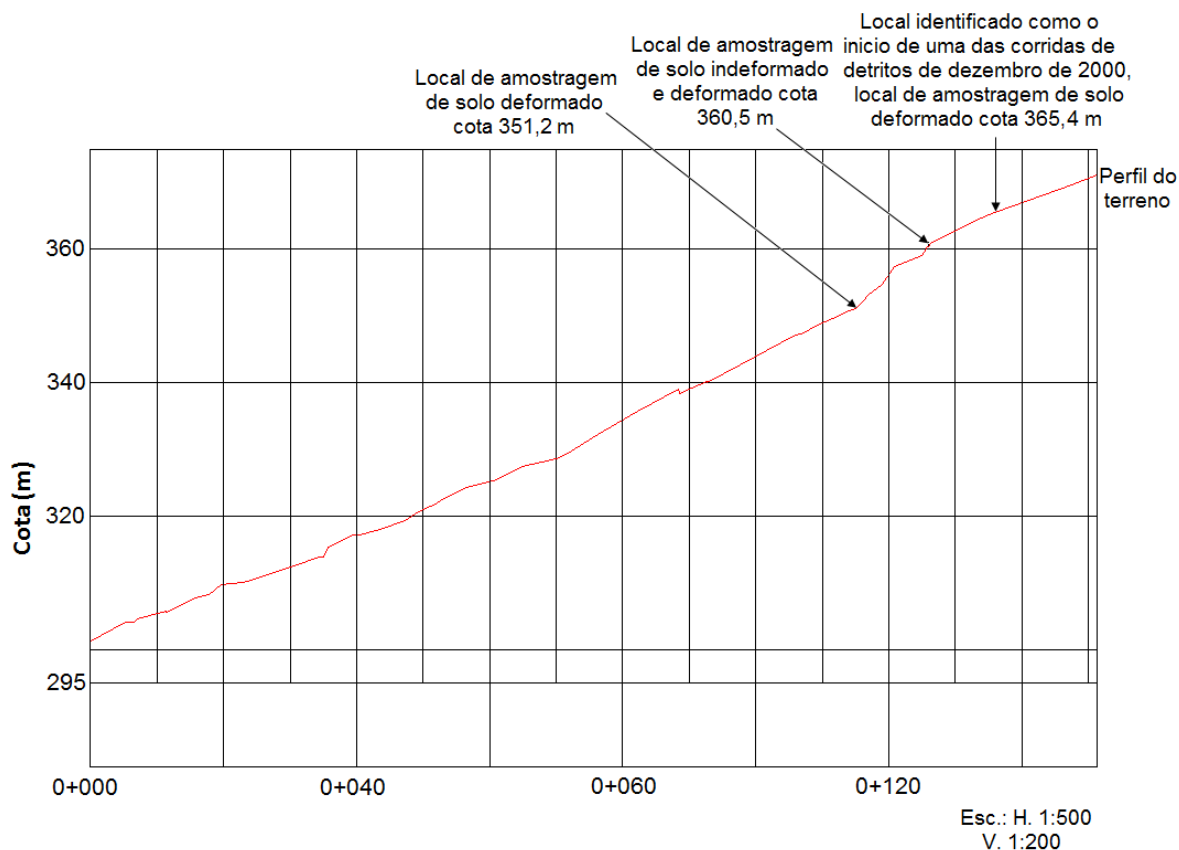


Figura 3.10: Perfil longitudinal do talude de estudo

Conforme apresentado no capítulo 2, Azambuja *et al.* (2001) relatam em detalhes o evento ocorrido no local em dezembro de 2000. Os eventos ocorridos na encosta estudada podem ser classificados segundo Skempton & Hutchinson (1969) e segundo Varnes (1978) como um deslizamento translacional com o conseqüente desenvolvimento de corrida de detritos.

Azambuja *et al.* (2001) comentam que a área de estudo desta tese foi submetida a uma chuva sem precedentes, devido a uma nuvem gigantesca com formação facilitada pelas montanhas da região. A tempestade durou duas horas, entre 17 e 19 horas, no dia da véspera de natal (24/12/2000). A precipitação medida no posto pluviométrico junto à cidade de São Vendelino (cerca de 4,5 km do local estudado) foi de 148 mm. Segundo Bressani (2005), o dado pluviométrico medido é representativo para os eventos que ocorreram no local estudado, pois não houve chuva anterior no dia e a medida foi realizada logo após o término da tempestade com o pluviômetro instalado na mesma região morfológica e próxima ao local das instabilizações. Ao todo, foram contabilizados 47 escorregamentos importantes de taludes, entre os quais 10 corridas de detritos. Seis rodovias vicinais foram interrompidas e a principal rodovia que liga a região de Caxias do Sul à região Metropolitana de Porto Alegre (RS 122) foi interrompida completamente em 10 pontos. Infelizmente, o episódio contabilizou ainda três vítimas fatais. O morador da área atingida pelas corridas de detritos e proprietário das terras onde se situa a encosta estudada, senhor Aloísio Neis fez um breve relato sobre o evento.

Conforme o proprietário das terras, aquele foi um típico dia de forte calor no verão, com as características que antecedem as chamadas “chuvas de verão” (chuvas de curta duração e grande intensidade). No início da chuva, o morador encontrava-se em casa (casa azul podendo ser identificada Foto 3.2 e Foto 3.6). Segundo seu relato, após algum tempo de chuva, ele ouviu fortes ruídos vindos das encostas, lembrando o ruído de um avião de grande porte, e sons intercalados de árvores sendo quebradas. Durante a enxurrada, o senhor Aloísio saiu para tentar evitar danos da enxurrada em sua propriedade, desviando alguns pequenos cursos da água que se formaram. Segundo ele, a ruptura que deu origem à cicatriz da área de estudo, teve origem na parte superior da encosta. Este local foi identificado neste trabalho como sendo a cota 365,6 m da encosta. Depois disto uma massa liquefeita desceu a encosta passando próximo a ele e da residência com alta velocidade (parecida a de um carro, segundo suas palavras).

Também relatou que no talvegue que cruza a rodovia, abaixo de sua residência, formou-se uma forte corredeira, com velocidade alta e corrente em forma de pulsos de materiais sólidos (descritos como ondas de terra, blocos de rocha e troncos de árvores suspensos). Conhecedor do local há mais de 30 anos, o senhor Aloísio nunca antes presenciou ou soube de evento similar. A Foto 3.6 mostra uma vista aérea da encosta estudada onde se podem visualizar os aspectos dos eventos ocorridos na região devido às corridas de detritos.



Foto 3.6: Vista aérea da encosta estudada

CAPÍTULO 4

4 AMOSTRAGENS E MÉTODOLOGIAS EXPERIMENTAIS

O presente capítulo apresenta os procedimentos utilizados nas amostragens de solo, as técnicas experimentais de execução dos ensaios de laboratório e de campo, os equipamentos utilizados para a realização dos mesmos e detalhes a respeito da instrumentação da encosta estudada. O programa experimental da presente tese de doutorado compreendeu: (a) a caracterização geotécnica dos solos estudados, (b) a realização de ensaios de cisalhamento direto, (c) ensaios de compressão triaxial CID, CIU, CID-U e CSD (*constant shear drained*), (d) ensaios *hollow cylinder* e (e) ensaios de condutividade hidráulica em amostras indeformadas e/ou remoldadas de solos coluvionares e ensaios de condutividade hidráulica em campo. Os ensaios de condutividade hidráulica de laboratório foram feitos em permeâmetros de parede flexível e os ensaios de campo foram feitos utilizando o permeâmetro de Guelph, piezômetros de Casagrande e cilindros concêntricos.

Os ensaios de laboratório foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEO/UFRGS). Os ensaios *hollow cylinder* constituíram o programa de ensaios do Doutorado Sanduíche do autor desta tese. Estes ensaios foram realizados no *Geotechnical Laboratory* da *Colorado State University* (CSU) nos Estados Unidos, sob orientação do Prof. J. Antonio H. Carraro.

O Quadro 4.1 lista o programa experimental desenvolvido para esta tese assim como o número de ensaios realizados para a obtenção dos parâmetros geotécnicos e das características dos solos coluvionares estudados. Como pode ser constatado, foi realizado um extenso estudo de caracterização geomecânica e hidráulica dos solos coluvionares estudados. A caracterização geomecânica foi realizada apenas nos solos amostrados na cota 365 m onde se encontra o colúvio que permaneceu intacto após a ocorrência de corridas de detritos de dezembro de 2000. Os demais ensaios foram distribuídos ao longo da encosta e, na medida em que os mesmos forem apresentados, esta distribuição será esclarecida. Salienta-se que as cotas 360; 361; 361,5; 365 e 372 m referem-se ao mesmo colúvio (citado neste parágrafo). Já as cotas 347 e 350 – 351 m referem-se a outros dois colúvios distintos que permaneceram na encosta após o evento de dezembro de 2000.

Quadro 4.1: Resumo do programa experimental da presente tese de doutorado

Ensaio de laboratório/ensaio de campo	Número de ensaios de laboratório/de campo								Total
	Colúvios remanescentes [cotas (m)]			Colúvio intacto [cotas (m)]					
	347	350	351	360	361	361,5	365	372	
1. Caracterização geotécnica									
1.1 Peso específico dos grãos	-	-	2	2	-	-	2	-	6
1.2 Granulometria via secagem prévia e via úmida, com e sem o uso de agente defloculante	-	-	4	4	-	-	4	-	12
1.3 Limites de Atterberg	-	-	2	2	-	-	2	-	6
2. Ensaio mecânicos									
2.1 Ensaio de cisalhamento direto									
2.1.1 Convencionais em amostras indeformadas	-	-	-	8	-	-	-	-	8
2.1.2 Convencionais em amostras remoldadas	-	-	-	8	-	-	-	-	8
2.2 Ensaio de compressão triaxial									
2.2.1 CID em amostras indeformadas	-	-	-	-	-	-	4	-	4
2.2.2 CID em amostras remoldadas	-	-	-	-	-	-	6	-	6
2.2.3 CIU em amostras indeformadas	-	-	-	-	-	-	4	-	4
2.2.4 CIU em amostras remoldadas	-	-	-	-	-	-	7	-	7
2.2.5 CID-U em amostras indeformadas	-	-	-	-	-	-	4	-	4
2.2.6 CSD (<i>constant shear drained</i>) em amostras remoldadas	-	-	-	-	-	-	1	-	1
2.2.7 Análise da uniformidade dos corpos de prova remoldados	-	-	-	-	-	-	5	-	5
2.3 <i>Hollow cylinder</i> em amostras remoldadas	-	-	-	-	-	-	6	-	6
2.2.7 Análise da uniformidade dos corpos de prova remoldados	-	-	-	-	-	-	3	-	3
3. Ensaio hidráulicos de laboratório									
3.1 Ensaio de condutividade hidráulica no equipamento triaxial em amostras indeformadas	-	-	-	-	-	-	19	-	19
3.3 Ensaio de condutividade hidráulica no equipamento U de Hg em amostras indeformadas	-	-	-	-	-	-	35	-	35
3.4 Ensaio de condutividade hidráulica no equipamento U de Hg em amostras remoldadas	-	-	-	-	-	-	20	-	20
4. Ensaio hidráulicos de campo									
4.1 Permeâmetro de Guelph	3	3	-	-	3	3	-	-	12
4.2 Piezômetros de Casagrande	2	1	-	-	1	-	-	-	4
4.3 Cilindros concêntricos	-	-	-	-	-	-	2	-	2
5. Instrumentação de campo									
5.1 Transdutores elétricos	1	1	1	-	1	-	-	-	4
5.2 Pluviômetro	-	-	-	-	-	-	-	1	1

4.1 AMOSTRAGENS

Foram realizadas amostragens de solos indeformados e deformados, conforme a Norma ABNT NBR 9604 para determinação das características geomecânicas e hidráulicas dos colúvios depositados na encosta estudada. Os pontos de amostragem compreenderam três locais distintos da encosta. Tais locais compreenderam a um colúvio remanescente de uma corrida de detritos de dezembro de 2000, que se encontra adjacente à cicatriz originada pela ocorrência (cota 351 m), e a outro colúvio que permaneceu intacto após o evento mencionado (cotas 360 e 365 m).

As coordenadas geográficas das cotas onde foram realizadas amostragens são: cota 351 m – latitude $29^{\circ} 20' 02,76''$ S e longitude $51^{\circ} 21' 13,22''$ W, cota 360 m – latitude $29^{\circ} 20' 02,60''$ S e longitude $51^{\circ} 21' 13,28''$ W e cota 365 m – latitude $29^{\circ} 20' 02,54''$ S e longitude $51^{\circ} 21' 13,24''$ W. As amostras foram denominadas de acordo com as cotas da encosta das quais foram extraídas. Os locais de amostragens foram definidos devido à semelhança com o solo mobilizado no movimento de massa ocorrido. A seguir estão descritos os métodos de amostragem de solos indeformados e deformados e apresentados os locais de onde foram extraídos.

4.1.1 Amostragens de solos indeformados

As amostras indeformadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, ensaios de condutividade hidráulica e triaxiais foram coletadas em dois locais distintos de um mesmo colúvio depositado na encosta estudada (cotas 360 e 365 m). Foi impossível a amostragem de blocos indeformados e/ou mini-blocos na cota 351 m devido à grande quantidade de blocos de rocha contidos naquele colúvio (ver Foto 3.5), e portanto só foram coletadas amostras deformadas. A Foto 4.1 (reproduzida do capítulo 3) mostra o local da cota 351 m de onde foram amostrados apenas solos deformados.

Nos locais onde foram possíveis as amostragens, os corpos de prova em anéis metálicos e mini-blocos indeformados foram extraídos de locais em que a camada de matriz de solo coluvionar apresentava baixa concentração de raízes e pedras, possibilitando amostragens sem quebras ou amolgamento. Os mesmos foram amostrados de

profundidades aproximadas entre 20 cm e 80 cm tendo-se o cuidado de remover do colúvio a camada superficial de solo orgânico e as camadas de solo que apresentavam raízes de plantas e de vegetação. A quantidade de amostras indeformadas extraídas dos colúvios das cotas citadas consistiu na mesma quantidade de ensaios que foram realizados em laboratório. As Fotos 4.2 e 4.3 mostram os locais das cotas 360 e 365 m onde foram extraídas amostras indeformadas.



Foto 4.1: Ponto de coleta de amostras deformadas (cota 351 m)



Foto 4.2: Ponto de coleta de amostras indeformadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto (cota 360 m)



Foto 4.3: Ponto de coleta de amostras indeformadas para a realização dos ensaios triaxiais e dos ensaios de condutividade hidráulica (cota 365 m)

Para o caso dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto em laboratório, a amostragem foi realizada de acordo com a seguinte descrição: cada anel metálico de borda cortante com diâmetro de 60 mm e altura de 20 mm foi cuidadosamente e levemente cravado contra o cilindro de solo previamente esculpido ao mesmo tempo em

que a amostra era aparada com o auxílio de uma espátula, removendo os excessos laterais. As amostras foram retiradas com excesso de altura para posterior regularização e moldagem em laboratório. Estes corpos de prova foram amostrados das cotas 360 m da encosta estudada. Na Foto 4.2 pode-se visualizar o ponto de coleta das amostras indeformadas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto em laboratório (cota 360 m).

Para a realização de ensaios de condutividade hidráulica e triaxiais em laboratório, foram amostrados mini-blocos indeformados da cota 365 m da encosta, de forma semelhante ao descrito no parágrafo anterior, com dimensões aproximadas de 20 cm x 15 cm x 15 cm. Optou-se por retirar blocos destas dimensões devido à grande dificuldade encontrada em se amostrar blocos de maiores dimensões (conforme recomenda a ABNT NBR 9604) e à considerável dificuldade de acesso ao local que dificultaria o transporte de blocos de maiores dimensões. A Foto 4.3 mostra o local de coleta das amostras indeformadas para a realização, em laboratório, dos ensaios mencionados.

Também foram recolhidas amostras deformadas do mesmo local onde se encontravam os solos dos corpos de prova e mini-blocos indeformados amostrados, as quais serviram para realização dos ensaios de caracterização (cotas 360 e 365 m).

Após as amostras terem sido extraídas dos colúvios da encosta através dos métodos de amostragens descritos, as mesmas eram envolvidas em filme plástico de PVC e acondicionadas no interior de sacos plásticos com solo natural de origem dos solos dos anéis e dos mini-blocos. Este procedimento foi realizado com a intenção de proteger os corpos de provas amostrados quanto à perda de teor de umidade de campo além de minimizar os efeitos de trepidação ou a possibilidade de danos durante o transporte até o laboratório. Os sacos plásticos eram então fechados para evitar a perda de teor de umidade. No LAGEO/UFRGS, os sacos plásticos contendo as amostras indeformadas foram armazenados em câmara úmida para preservação do teor de umidade de campo e somente eram removidos deste ambiente para a realização dos ensaios.

4.1.2 Amostragens de solos deformados

As amostragens de solo deformado para a realização dos ensaios de caracterização geotécnica e dos ensaios com amostras remoldadas foram realizadas nas cotas 351, 360 e 365 m da encosta estudada. Conforme mencionado no item anterior, nas cotas 360 e 365 m as amostras foram recolhidas após as amostragens dos corpos de prova e mini-blocos indeformados.

Assim como os corpos de prova e mini-blocos indeformados, os solos deformados foram amostrados de profundidades aproximadas entre 20 e 80 cm. Também como no processo de amostragem de solo indeformado, durante as amostragens, teve-se o cuidado de remover do colúvio a camada superficial de solo orgânico e as camadas de solo que apresentavam raízes de plantas e de vegetação. Os solos deformados amostrados foram armazenados em sacos plásticos fechados mantendo assim as condições de teor de umidade de campo. Com a mesma intenção de preservar o teor de umidade de campo das amostras, no LAGEO/UFRGS os sacos plásticos contendo os solos amostrados foram armazenados em ambiente úmido. Somente eram removidos deste ambiente para a realização dos ensaios.

4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Os ensaios de caracterização geotécnica realizados compreenderam os ensaios usuais de peso específico dos grãos, limites Atterberg via seca e via úmida e granulometria via seca e via úmida com e sem o uso de agente defloculante. A preparação das amostras para os ensaios de caracterização seguiu as recomendações da Norma Brasileira ABNT NBR 6457 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização). Para execução dos ensaios citados foram seguidas as recomendações das seguintes Normas: ABNT NBR 6508 (Grãos de Solos que Passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica), ABNT NBR 6459 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez), ABNT NBR 7180 (Solo – Determinação do Limite de Plasticidade). Nesta tese de doutorado, os ensaios de granulometria dos solos estudados foram realizados de acordo com os procedimentos e recomendações das normas brasileiras ABNT NBR 7181 (Solo – Análise Granulométrica). Foram observados

também os procedimentos e recomendações da norma americana ASTM D 422 (*Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*). No entanto, para fins de comparação, optou-se por realizar ensaios com e sem o uso do agente defloculante (hexametáfostato de sódio) para a dispersão das partículas, procedimento comum adotado no Laboratório de Geotecnologia (LAGEO/UFRGS), mas não previsto nas normas. Estes ensaios foram realizados com amostras deformadas coletadas em campo, nas cotas 351, 360 e 365 m da encosta em estudada.

Os ensaios para a determinação do peso específico dos grãos (γ_s) foram realizados com preparação das amostras via secagem prévia do material, seguida de destorroamento com almofariz e mão de gral e passagem na peneira de abertura 4,8 mm. Os ensaios de limites de Atterberg correspondem aos teores de umidade que marcam a passagem de um estado para outro. Para este trabalho foram realizados os ensaios de limite de plasticidade (LP) e o limite de liquidez (LL).

Os ensaios de limites de Atterberg foram realizados com amostras destorroadas e peneiradas na peneira de abertura 0,42 mm, de maneira a obter-se a quantidade necessária para o ensaio. As amostras assim preparadas foram misturadas com água destilada, formando-se uma pasta. Antes de cada ensaio, a amostra permanecia por um período mínimo de 12 horas em um saco plástico fechado, para propiciar a homogeneização da umidade. Foram também realizados ensaios com preparação de amostras via úmida para fins de comparação e verificação do efeito da secagem sobre a plasticidade do solo, de acordo com a norma americana ASTM D 4318 (*Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils*), para fins de comparação dos valores de limites obtidos.

A partir dos resultados dos ensaios de limites de Atterberg foi realizada a classificação dos solos utilizando o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) normatizado pela norma americana ASTM D 2487 (*Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes – Unified Soil Classification System*).

Os índices físicos do solo foram calculados para cada corpo de prova moldado a partir das amostras indeformadas utilizadas para os ensaios de ensaios de cisalhamento direto, triaxiais e ensaios de condutividade hidráulica.

Os solos provenientes de cada local de amostragem tiveram suas curvas granulométricas determinadas com secagem prévia do solo e por via úmida e com e sem o uso de agente defloculante (hexametáfosfato de sódio) durante a dispersão do material. A lavagem do material (suspensão) proveniente do ensaio de sedimentação na peneira de abertura 0,075 mm (peneira nº 200) foi realizada com água potável a baixa pressão, com movimentos circulares de peneiramento e sem o auxílio da mão do operador do ensaio.

Com os ensaios realizados via úmida, procurou-se evitar a quebra de grãos parcialmente intemperizados através do processo de destorroamento dos ensaios realizados via seca. Segundo Rigo (2005) a maior limitação de ordem prática no ensaio de granulometria está relacionada à preparação das amostras, que pode gerar quebras de grãos, e à secagem, que pode gerar alterações nos argilominerais e agregação de partículas finas. Lambe & Whitman (1979), Mitchell (1993) e Fookes (1997) também apresentam limitações teóricas e práticas importantes para a definição da distribuição granulométrica de um solo, obtida a partir de ensaios de granulometria.

Com a execução dos ensaios de granulometria via úmida, a etapa de peneiramento grosso não foi realizada. As partículas de solo retidas na peneira nº 10 (abertura 2 mm) foram identificadas por peneiramento após a sedimentação. Como pode ser verificado nas curvas granulométricas, as partículas mais grosseiras de solo começam a ficar retidas na peneira nº 4 (abertura 4,8 mm).

Para ensaios com defloculante, o material ficou submerso em uma solução de agente defloculante por 24 horas, conforme recomenda a norma ABNT NBR 7181. Antes do início do ensaio, a suspensão foi colocada num dispersor durante 15 minutos. Depois de completado o ensaio de sedimentação, o material foi lavado na peneira nº 200 (abertura 0,075 mm) e secado em estufa com temperatura aproximada de 100°C.

Para verificar a presença de material fino agregado, característica de alguns solos coluvionares, e para verificar a influência do agente defloculante na desagregação dos finos do solo, optou-se por fazer o ensaio de sedimentação também sem o uso de agente defloculante. As argilas presentes na forma agregada reduzem a plasticidade, conferindo um comportamento mais friccional ao solo, influenciando, portanto, o comportamento mecânico dos solos argilosos.

É importante salientar que a Norma ABNT NBR 7181 não especifica o procedimento a ser adotado na lavagem do solo na peneira nº 200, mencionando somente que esta deve ser feita utilizando água potável à baixa pressão. Silveira (1991) e Rigo (2000) observaram que, durante a lavagem da suspensão, a utilização da mão do operador como auxílio à lavagem resulta em perdas consideráveis de solo (material fino). Isto já foi constatado anteriormente por outros autores, sendo que os autores mencionados intensificaram seus estudos para identificação das causas da descontinuidade da curva granulométrica. Segundo Silveira (1991) e Rigo (2000), esta descontinuidade é devida à quebra de partículas durante a lavagem do material na peneira nº 200. Assim, neste trabalho o operador não utilizou a mão como auxílio na lavagem da suspensão na peneira nº 200.

4.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

4.3.1 Considerações gerais e princípio do ensaio

A tecnologia atual disponível permite a instrumentação de vários equipamentos para realização de ensaios de laboratório. Os ensaios de cisalhamento direto que foram realizados para esta tese contaram com instrumentação eletrônica dos equipamentos. A instrumentação dos equipamentos do LAGEO/UFRGS foi feita ao longo do tempo, com o desenvolvimento de pesquisas no Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS). É importante ressaltar que a calibração cuidadosa dos instrumentos eletrônicos é de grande importância e foram realizados pelo autor desta tese antes do início de cada série de ensaios para a presente tese. A aquisição automática de dados por meio de um micro-computador configura-se como uma grande vantagem em relação a equipamentos não instrumentados possibilitando a execução de ensaios de longa duração, em que a coleta manual de dados seria inviável e sujeita a vários tipos de erros. Outra grande vantagem da instrumentação está no reduzido intervalo de tempo em que as leituras podem ser realizadas, permitindo uma análise mais detalhada do comportamento do solo.

O princípio do ensaio de cisalhamento direto consiste na transferência de um corpo de prova, moldado em um anel de borda cortante com dimensões típicas de 60 mm de

diâmetro e 20 mm de altura, para uma célula de cisalhamento bipartida e então, submetido a uma tensão normal pré-determinada. Antes de o corpo de prova ser cisalhado sob velocidade constante e suficientemente baixa para garantir a dissipação de eventuais excessos de poro-pressão, o mesmo é adensado na célula de cisalhamento. Durante a fase de cisalhamento são medidas a força cisalhante no plano definido pelo contato entre as duas metades da célula, o deslocamento relativo entre as duas partes e o deslocamento vertical da amostra.

O resultado de um conjunto de no mínimo 3 ensaios sob diferentes tensões verticais define uma envoltória de resistência ao cisalhamento Mohr-Coulomb. Com a envoltória de cisalhamento definida pode-se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo ensaiado em termos de tensões efetivas, ângulo de atrito interno (ϕ') e o intercepto coesivo (c') do solo ensaiado. A variação da tensão cisalhante e da altura do corpo de prova com o aumento dos deslocamentos também é obtida no ensaio, permitindo avaliar qualitativamente o comportamento tensão-deformação do solo. Conforme Head (1982), o ensaio de cisalhamento direto é o método mais antigo, simples e direto de medir a resistência ao cisalhamento de um solo.

O ensaio de cisalhamento direto apresenta vantagens como simplicidade, rapidez de execução e versatilidade e, desvantagens tais como: (a) o cisalhamento do corpo de prova ocorre ao longo de um plano de cisalhamento predeterminado, que pode não corresponder ao plano de menor resistência do solo, (b) a distribuição de tensões e deformações na amostra e, conseqüentemente, no plano de cisalhamento, não é uniforme, (c) como a distribuição de tensões não é uniforme, os módulos de deformabilidade não podem ser determinados a partir do ensaio, (d) à medida que aumentam as deformações durante o ensaio, ocorre rotação na direção das tensões principais, (e) as poro-pressões não podem ser medidas no ensaio e não há controle sobre a drenagem do corpo de prova, (f) as deformações possíveis de serem aplicadas são limitadas e dependem do curso disponível no equipamento e (g) a área do corpo de prova no plano de cisalhamento varia durante o ensaio, fazendo com que haja variação nas tensões normal e cisalhante com o aumento dos deslocamentos.

4.3.2 Descrição do equipamento utilizado e procedimento de ensaio

Os ensaios foram realizados em um equipamento de cisalhamento direto do tipo deformação controlada, da marca *Wykeham Farrance Int.* (Fotos 4.4 e 4.5). A tensão normal do ensaio é aplicada através de pesos colocados em um pendural simples ou com braço de alavanca. Neste ensaio, o corpo de prova de solo é colocado no centro de uma célula de cisalhamento bipartida e sobre sua face superior se aplica a tensão normal desejada. Através da imposição de um deslocamento horizontal de uma das partes da caixa em relação à outra (com velocidade constante), são medidos: a força de cisalhamento no plano de ruptura imposto ao corpo de prova pela divisão da célula, o deslocamento horizontal entre as partes superior e inferior da célula e o deslocamento vertical do cabeçote de carga durante o ensaio.

A descrição detalhada de um equipamento de cisalhamento direto similar pode ser encontrada em Head (1982). A descrição dos equipamentos utilizados nesta tese e demais procedimentos de ensaio também pode ser encontrada em Rigo (2000) e Pinheiro (2000), entre outros.



Foto 4.4: Equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado



Foto 4.5: Detalhe do equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado

Para possibilitar a aquisição automática de dados a medição da força de cisalhamento aplicada no corpo de prova foi realizada com uma célula de carga *Kratos MM*

(capacidade 2 kN) devidamente calibrada. O deslocamento vertical do corpo de prova, assim como o deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento, foi medido por meio de um transdutor de deslocamentos *Gefran LTM050*. Conforme já mencionado, todos os transdutores foram conectados a um equipamento de aquisição automática de dados, controlado por um microcomputador. O gerenciamento do processo de aquisição de dados foi realizado por meio do *software* comercial *HP-Vee* da empresa *Hewlett Packard*.

4.3.3 Moldagem dos corpos de prova e procedimento de ensaio

Nesta tese de doutorado os ensaios de cisalhamento direto tiveram por objetivo a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico para posterior comparação com os parâmetros de resistência obtidos com os resultados dos ensaios de triaxiais. Também tiveram por objetivo o estudo quantitativo do comportamento tensão-deformação do solo coluvionar ensaiado.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em corpos de prova moldados a partir de amostras deformadas e indeformadas coletadas na cota 360 m. Foram realizados 8 ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas, utilizando as tensões normais de 15, 20, 25, 30, 35, 50, 75 e 100 kPa. Também foram realizados 8 ensaios com amostras remoldadas nas mesmas condições de teor de umidade e índice de vazios de campo para a verificação da influência da estrutura do solo na resistência ao cisalhamento. As tensões normais utilizadas nos ensaios com corpos de prova remoldados foram as mesmas utilizadas nos corpos de prova indeformados. As baixas tensões normais selecionadas para os ensaios (exceção das tensões de 50, 75 e 100 kPa) foram baseadas em tensões verticais geostáticas que provavelmente ocorrem em campo, pois na encosta estudada encontram-se depositados colúvios de pouca espessura.

Foram utilizados nestes ensaios corpos de prova com as dimensões de 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura, em média. Foram seguidas as recomendações gerais feitas por Head (1982), além das normas BS 1377 – 90 [*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 7 Shear strength tests (total stress)*] e ASTM D 3080 – 90 (*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*).

Em laboratório, as amostras indeformadas foram regularizadas (rasadas) retirando-se o excesso de solo dos anéis para ajustar a altura dos corpos de prova. Os teores de umidade iniciais dos corpos de prova foram determinados com material retirado na moldagem. Os corpos de prova prontos foram então pesados e medidos para a obtenção dos dados necessários à determinação de seus índices físicos.

Para a moldagem dos corpos de prova deformados utilizava-se solo que não era previamente seco. Para a moldagem, primeiramente determinava-se o teor de umidade do solo acondicionado nos sacos plásticos de amostragem. Como o solo não era previamente seco, o mesmo encontrava-se com teores de umidade de campo que equivaliam aproximadamente a 34%, semelhantes à média dos teores de umidades dos corpos de prova indeformados. Era calculado o volume de solo a ser colocada no interior de um anel metálico com as dimensões do corpo de prova a ser ensaiado no equipamento cisalhamento direto (diâmetro – 60 mm e altura – 20 mm) para que o corpo de prova tivesse características iniciais próximas das apresentadas pelos corpos de prova indeformados. Neste cálculo foram considerados os valores médios de índice de vazios ($e=1.49$) dos corpos de prova indeformados e de teor de umidade ($w=35\%$). O volume de solo calculado era acondicionado manualmente sob baixas pressões dentro do anel metálico lubrificado com óleo de silicone.

Após a moldagem dos corpos de prova (indeformados ou remoldados), os mesmos eram transferidos para a célula de cisalhamento do equipamento com o auxílio de um soquete de aço inoxidável. Antes da transferência dos corpos de prova era ajustado um espaçamento de 1 mm entre a parte superior e inferior da célula de cisalhamento. Apenas as superfícies horizontais da célula eram untadas com óleo de silicone para diminuir eventuais atritos entre suas porções inferior e superior. Este procedimento teve como objetivo fazer com que a metade superior do corpo de prova tivesse atrito suficiente com a aplicação da tensão normal para manter a metade superior da célula de cisalhamento suspensa durante o ensaio, já que o peso desta foi considerado no cálculo da tensão normal dos ensaios realizados.

Com a célula de cisalhamento inserida no equipamento, o pórtico para aplicação da tensão normal era posicionado e o medidor de deslocamentos verticais era ajustado e zerado. A tensão normal do ensaio era aplicada através da colocação de pesos no pendural simples iniciando-se então a fase de adensamento do corpo de prova. Após 30

minutos da aplicação da carga, a caixa de cisalhamento era inundada com água destilada. A fase de adensamento dos corpos de prova durava em média 12 horas, período em que as deformações dos corpos de prova se estabilizavam.

A velocidade de cisalhamento utilizada nos ensaios foi de 0,036 mm/min. Ensaios realizados anteriormente no LAGEO/UFRGS com solos similares demonstraram que velocidades de cisalhamento inferiores a 0,036 mm/min têm pouca influência sobre a resistência ao cisalhamento obtida (Pinheiro *et al.*, 1997).

Cada corpo de prova foi cisalhado até um deslocamento horizontal de aproximadamente 6 mm, totalizando uma duração de aproximadamente 3 horas para cada ensaio realizado. Todos os corpos de prova foram ensaiados utilizando-se a técnica de estágio único. Para o cálculo da tensão normal e da tensão de cisalhamento do ensaio, optou-se pela não realização da correção da área efetiva do corpo de prova. Para estes ensaios, foi verificado que, se a tensão cisalhante e a tensão normal forem corrigidas conjuntamente, não ocorre variação significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.

4.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

4.4.1 Considerações gerais e princípio do ensaio

Ensaio de compressão triaxial são ensaios muito utilizados para análise do comportamento mecânico e obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos. Nestes ensaios um corpo de prova cilíndrico de solo (usualmente com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura) é envolvido por uma membrana de látex e ensaiado em uma câmara triaxial que possibilita a aplicação de pressão de água desairada ao corpo de prova, denominada pressão confinante (σ'_c). Após a aplicação da pressão confinante, um carregamento axial de compressão é dado pelo movimento da câmara triaxial relativo a um pistão fixo acoplado ao topo do corpo de prova através da utilização de um cabeçote, gerando uma tensão denominada tensão axial (σ'_d). Sob estas condições, a tensão axial no corpo de prova constitui a tensão principal maior (σ_1), e as tensões principais intermediária (σ_2) e menor (σ_3) são iguais à pressão de confinamento, então, tem-se: $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_c$ e $\sigma'_1 = \sigma'_d + \sigma'_c$. Tubos especiais para

drenagem conectadas ao topo e à base do corpo de prova permitem o fluxo de água desairada tanto para dentro como para fora do mesmo. Através dos tubos de drenagem são realizadas a aplicação de contra-pressões para saturação da amostra, a medição de poro-pressões durante ensaios não drenados e a medição de variações volumétricas durante ensaios drenados.

No decorrer de um ensaio de compressão triaxial são feitas leituras da carga axial aplicada ao corpo de prova, da deformação axial, da variação volumétrica e/ou da poro-pressão. A aplicação da pressão de confinamento e da tensão desvio constituem dois estágios distintos do ensaio de compressão triaxial. As condições de drenagem durante o estágio de cisalhamento caracterizam o tipo de ensaio que comumente pode ser: (a) ensaios não adensados e não drenados (UU); (b) ensaios adensados isotropicamente e não drenados (CIU) e (c) ensaios adensados isotropicamente e drenados (CID).

Descrições detalhadas de equipamentos utilizados para ensaios triaxiais e procedimentos de ensaio relativos aos diversos tipos são descritos por Head (1982). Algumas referências importantes a respeito do estado da arte relativo aos ensaios de compressão triaxial são os trabalhos de La Rochelle *et al.* (1988), Germaine & Ladd (1988), Baldi *et al.* (1988) e Lacasse & Berre (1988). Estas referências encontram-se apresentadas no simpósio promovido pela ASTM no ano de 1986, denominado *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*.

4.4.2 Descrição do equipamento utilizado

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de compressão triaxial foi o desenvolvido e comercializado pela empresa *Wille Geotechnik Co*. Uma vista geral deste equipamento encontra-se na Foto 4.6. A Figura 4.1 apresenta um diagrama esquemático dos diversos componentes e do funcionamento do sistema. O mesmo conta com uma câmara triaxial para ensaios com corpos de prova de diâmetro 50 mm, e possui capacidade para suportar até 1500 kPa de pressão. Conta ainda com um micro-computador para controle do equipamento e aquisição automática de dados a partir da instrumentação controlada por um programa computacional desenvolvido pela empresa fabricante do equipamento. A aquisição automática apresenta a vantagem importante de

permitir o cálculo e a plotagem da trajetória de tensões efetivas aplicada ao corpo de prova, em tempo real.

O equipamento mencionado encontra-se instrumentado com os seguintes itens: (a) prensa de controle manual ou de servo-controle – opção utilizada nesta tese; (b) célula de carga interna de capacidade de 5 kN e precisão 1 N (nº 1 da Foto 4.6); (c) um transdutor de pressão para medidas de poro-pressão localizado na base da câmara triaxial, próximo ao corpo de prova (capacidade 1500 kPa e precisão 1 kPa) e (d) um transdutor de deslocamento com curso de aproximadamente 38 mm (nº 2) para as medidas de deformação do corpo de prova e precisão de 0,1 mm. O equipamento possui ainda um sistema hidro-pneumático composto por um compressor de ar próprio, e dois controladores de pressão (transdutores) para aplicação das pressões confinantes e contra-pressão (com precisão de 1 kPa), localizados dentro de um sistema de controle de aplicações de pressões (nº 3) e uma bureta graduada instrumentada para medição da variação volumétrica (nº 4).

Os controladores de pressão aplicam as pressões desejadas no topo ou na base do corpo de prova (contra-pressão) e no interior da câmara triaxial (pressão confinante). Para a aplicação da pressão confinante tem-se como interface ar-água um *bladder* (nº 5). Um reservatório elevado de água (destilada) (nº 6) que funciona como desaerador também compõe o equipamento. O equipamento conta ainda com um painel (nº 7) que possui dois manômetros de aplicação manual de pressões com precisão de 1 kPa e duas buretas de precisão 1 ml que podem ser utilizados em ensaios não automatizados. Uma descrição mais detalhada do sistema triaxial *Wille Geotechnik Co* pode ser encontrada na *web page* da empresa (<http://www.wille-geotechnik.com>).

Os ensaios desta tese foram realizados com a célula de carga posicionada no interior da câmara triaxial, eliminando assim possíveis problemas de atrito entre o pistão de cargas e a tampa da câmara triaxial. O *top cap* (cabeçote) apresentado na Foto 4.7 e o pistão de cargas utilizado nos ensaios triaxiais foram os sugeridos por Bressani (1990). O pistão tem a ponta arredondada e o cabeçote tem o apoio plano (cavidade), para minimizar o deslocamento lateral do corpo de prova quando o pistão e o cabeçote entram em contato no início do ensaio (este é um problema comum quando se utiliza um cabeçote convencional com apoio cônico).

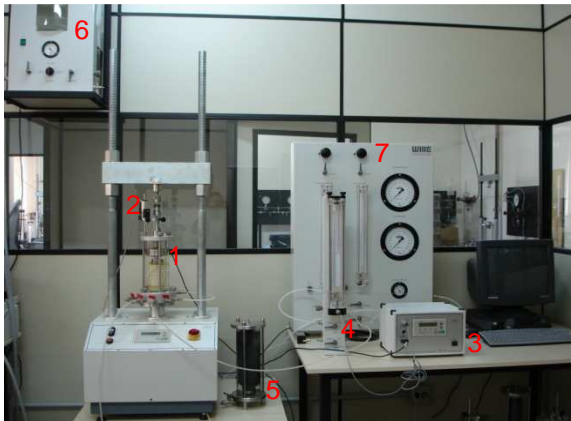


Foto 4.6: Equipamento utilizado nos ensaios triaxiais (Wille Geotechnik Co.)

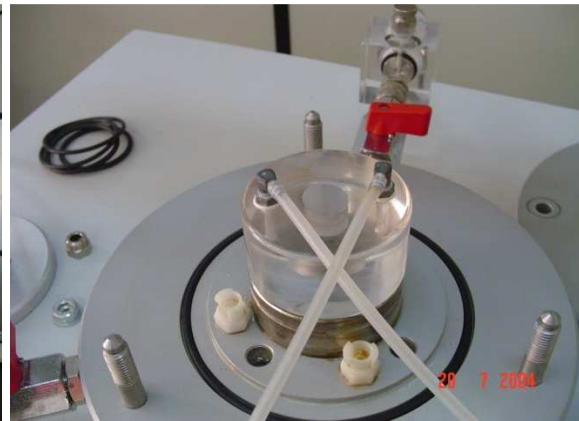


Foto 4.7: Detalhe do cabeçote utilizado nos ensaios triaxiais

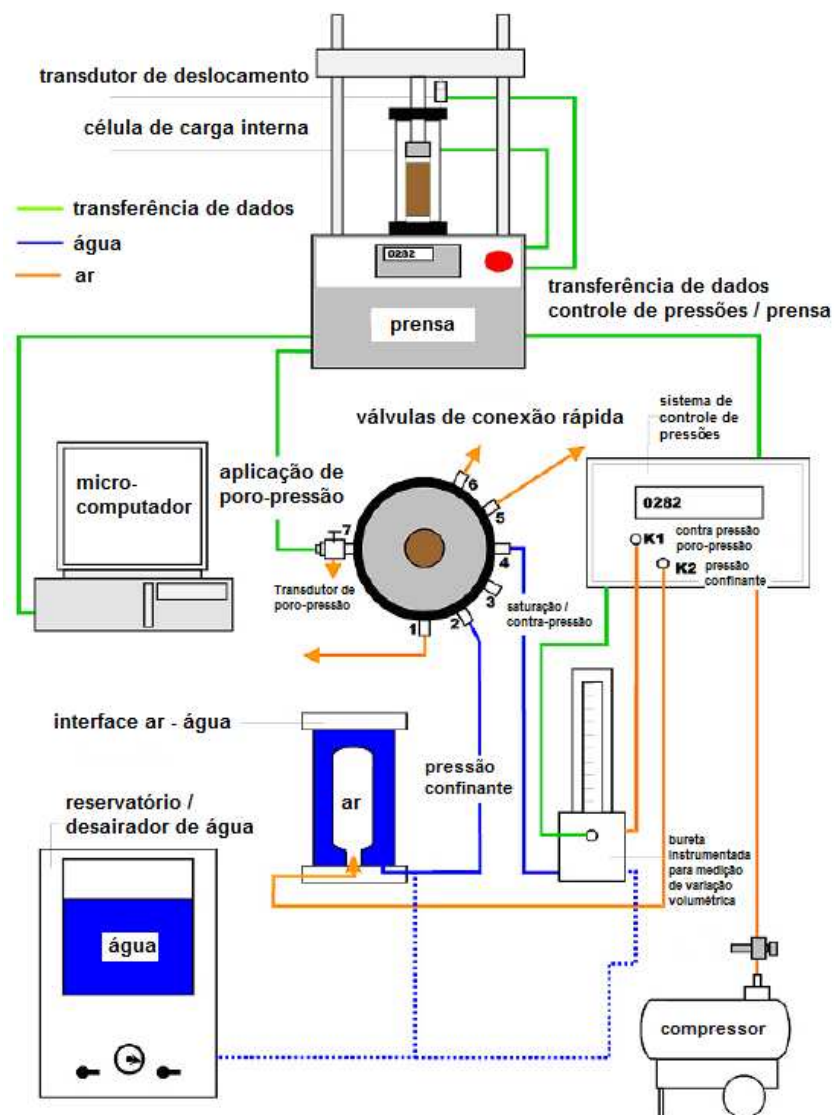


Figura 4.1: Diagrama esquemático do sistema triaxial Wille Geotechnik (adaptado do manual do equipamento)

4.4.3 Análise da uniformidade de moldagem de corpos de prova remoldados

Anteriormente ao processo de moldagem dos corpos de prova com solo remoldado foram realizadas análises da uniformidade dos mesmos. Foi analisada a uniformidade de moldagem de amostras cilíndricas de dimensões de 120 mm altura e 50 mm de diâmetro moldadas em 6 camadas de 2 cm de espessura cada, dentro de um molde que possibilitava o corte no número de camadas especificada. A última camada moldada era sempre descartada. A mesma era utilizada com a intenção de preservar a camada do topo do corpo de prova contra perda do teor de umidade do solo.

A técnica de moldagem utilizada no processo de moldagem dos corpos de prova foi a *moist-tamping*. Esta técnica consiste na compactação manual (quase-estática) de solo úmido dentro de um molde com as dimensões finais do corpo de prova. A compactação do solo foi realizada com a utilização de uma peça de aço inoxidável com diâmetro de 15 mm e altura de 150 mm. As Fotos 4.8a e 4.8b mostram o molde utilizado no processo de moldagem para análise da uniformidade de moldagem dos corpos de prova de solo remoldados.



(a)



(b)

Fotos 4.8: Molde utilizado no processo de moldagem para posterior análise de uniformidade: (a) molde desmontado e (b) molde montado

Previamente à execução da moldagem do corpo de prova, era aplicada no molde uma fina camada de óleo de silicone, com a finalidade de facilitar a remoção do solo dos anéis. O processo de compactação do solo dentro do molde foi posteriormente realizado com o preciso controle da altura de cada camada realizando no mínimo 6 medições com o auxílio de um paquímetro digital de precisão de 0,05 mm. Após a compactação de cada camada, foram realizadas ranhuras no topo com o auxílio de uma espátula para a obtenção de um bom contato entre as camadas de solo. Durante o processo de moldagem dos corpos de prova, para evitar a perda de teor de umidade do solo, o mesmo foi protegido com tolhas úmidas.

Depois de o solo ter sido compactado dentro do molde repartido em 6 partes, o mesmo foi dividido na referida quantidade de camadas com o auxílio de um fio de arame com espessura de 0,5 mm. Foram medidas as dimensões de cada camada de solo. O solo das camadas foram pesados e levados a uma estufa com temperatura de 100° C para secagem durante um período mínimo de 12 horas e posterior cálculo dos dados básicos do solo. O peso específico seco, o teor de umidade e o índice de vazios ao longo da altura do corpo de prova foram então definidos. Os resultados das análises de uniformidade de moldagem realizadas estão apresentadas e analisadas no capítulo 5.

4.4.4 Moldagem dos corpos de prova

Os ensaios triaxiais realizados com o solo coluvionar amostrado na área de estudo (referentes à cota 365 m) foram feitos a partir de amostras indeformadas e amostras deformadas. Os corpos de prova indeformados foram moldados a partir de mini-blocos.

Os corpos de prova remoldados para os ensaios de compressão triaxial foram compactados de acordo com a técnica de moldagem *moist-tamping*. Assim como nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados, para o processo de moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais o solo não era previamente seco. O solo deformado e indeformado utilizado para os ensaios triaxiais foi o solo amostrado na cota 365 m da encosta estudada.

Foram considerados para a definição do volume de solo remoldado os valores médios de índice de vazios dos corpos de prova indeformados dos ensaios triaxiais CID-U

($e=1,34$) e de teor de umidade de campo ($w=35\%$). O molde tripartido utilizado possuía 50 mm de diâmetro interno e uma altura de 100 mm com uma peça extra de 40 mm de altura com mesmo diâmetro do molde que é conectada ao seu topo para auxílio na moldagem da última camada dos corpos de prova. A Foto 4.9a e 4.9b mostra o molde utilizado no processo de moldagem dos corpos de prova remoldados.

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios triaxiais foi realizada com a técnica *moist-tamping* em 5 camadas de 20 mm de altura (intercaladas por ranhuras para garantir a união entre as camadas) dentro do molde citado, até o seu total preenchimento. Ao final do processo de moldagem o corpo de prova remoldado resultante possuía cerca de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

Nos ensaios de condutividade hidráulica com amostra remoldada os corpos de prova foram moldados utilizando o mesmo molde e consistindo em 2 camadas de 25 mm de espessura resultando em uma altura final de 50 mm. Para a moldagem destes corpos de prova foram utilizados as médias de índice de vazios dos corpos de prova indeformados ($e=1,10$) moldados para o mesmo ensaio e valores de teor de umidade de campo (aproximadamente 35%).

Após moldados os corpos de prova, estes foram realizadas medidas de altura e diâmetro obtidas com um paquímetro de resolução 0,05 mm e o peso foi medido em uma balança com resolução de 0,01 g.



(a) (b)
Foto 4.9: Molde tripartido utilizado para moldagem dos corpos de prova remoldados para os ensaios triaxiais: (a) molde desmontado e (b) molde montado

Para moldagem dos corpos de prova indeformados, a partir dos mini-blocos amostrados na cota 365 m, foram seguidos os procedimentos descritos a seguir. Primeiramente era

desbastado o mini-bloco de solo amostrado em campo, com auxílio de uma espátula, com dimensões pouco superiores ao diâmetro e altura finais do corpo de prova. Posteriormente, o bloco esculpido era levado a um torno para ser desbastado com o auxílio de um fio de arame com diâmetro de 0,5 mm até atingir o diâmetro desejado, que era de 50 mm. As Fotos 4.10a e 4.10b apresentam o torno e detalhes dos demais equipamentos utilizados no processo de moldagem dos corpos de provas indeformados.

O topo e a base do corpo de prova eram regularizados em um berço metálico com o auxílio do fio de arame até a obtenção da altura desejada de 100 mm. Parte do solo excedente da moldagem foi utilizado na determinação do teor de umidade inicial dos corpos de prova, que depois de prontos eram obtidas médias do diâmetro e a altura dos corpos de prova e eram também pesados para a determinação dos índices físicos. Para os ensaios de condutividade hidráulica com corpos de prova indeformados, os mesmos foram moldados com a mesma técnica, porém, as suas alturas finais eram de aproximadamente 50 mm.



(a)



(b)

Foto 4.10: Equipamentos de moldagem de amostras indeformadas: (a) processo de moldagem dos corpos de prova indeformados (b) torno, fio de arame, berço metálico para corpos de prova e espátula

4.4.5 Procedimento de ensaio

Foram realizados 4 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e drenados (CID) e 4 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não drenados (CIU) com corpos de prova indeformados seguindo trajetórias de tensões efetivas convencionais. Estes ensaios foram realizados nas tensões efetivas de confinamento de 30, 50, 75 e 100 kPa. Também foram realizados 3 ensaios triaxiais em corpos de prova indeformados denominados CID-U nas tensões efetivas de confinamento de 40, 50 e 75 kPa. Estes ensaios triaxiais consistiram em uma fase de cisalhamento inicial realizada sob condições de carregamento drenado até um estado de tensões anterior à ruptura do solo, seguido de um carregamento não-drenado até a ruptura.

Além dos ensaios citados, realizados com amostras indeformadas, também foram realizados 6 ensaios triaxiais CID e 5 CIU com corpos de prova remoldados. Estes ensaios foram realizados nas tensões efetivas de confinamento de 30, 40, 50, 75, 100 e 200 kPa. Não foi realizado o ensaio triaxial não drenado com tensão efetivas de confinamento de 200 kPa por entender-se que esta tensão não ocorre em campo (colúvios, em média, com 2 m de espessura). Também foi realizado um ensaio triaxial onde a fase de cisalhamento consistiu em um estágio inicial de cisalhamento drenado, com uma tensão efetiva de confinamento de 30 kPa, até próximo ao estado de tensões existente no campo, seguido do estágio de aumento da poro-pressão mantendo o carregamento do corpo de prova constante até a ruptura, simulando assim o aumento de poro-pressão ocasionado pela ocorrência de chuvas que geram iniciação de corridas de detritos, ensaio CSD (*constant shear drained*). Este ensaio foi realizado com o objetivo de comparar com os resultados aos de um ensaio *hollow cylinder*. Os ensaios triaxiais foram realizados seguindo as recomendações da norma BS 1377 – 90 [*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 8. Shear strength tests (effective stress)*].

Após as moldagens dos corpos de prova descritas no item anterior a etapa seguinte consistia na montagem dos corpos de prova na câmara triaxial. Cada corpo de prova era colocado no pedestal da prensa do equipamento triaxial, com pedras porosas e papel filtro (marca Whatman n° 54) saturados com água destilada e desaerada em suas extremidades. O cabeçote de acrílico também era posicionado no topo corpo de prova.

Tanto as pedras porosas quanto o cabeçote do equipamento possuíam diâmetro de 50 mm.

Com os corpos de prova devidamente posicionados e já envoltos pela membrana de látex de espessura 0,03 mm, diâmetro de 50 mm e comprimento de 170 mm, presa por anéis de vedação (*o-rings*), a câmara triaxial era selada e preenchida com água desaerada e uma pressão confinante de 30 kPa era aplicada aos corpos de prova.

Antes e após o procedimento anterior, as linhas de drenagem do sistema eram saturadas para a eliminação de bolhas de ar com auxílio da carga hidráulica de 1 metro de coluna d'água referente ao posicionamento do reservatório de água desaerada e destilada do equipamento em relação ao centro da câmara triaxial e equivalente aos 10 kPa. Esta saturação se dava em duas etapas devido à impossibilidade de saturar as linhas de drenagem do *top cap* sem a presença do corpo de prova dentro da câmara triaxial.

Seguia-se então a fase de percolação com a finalidade de dar início à saturação pela retirada de ar do corpo de prova, que tinha duração mínima de 12 horas e era realizada sob a carga hidráulica de 10 kPa de contra-pressão, com a aplicação de uma pressão confinante de 40 kPa resultando em uma tensão efetiva de confinamento de 30 kPa. A pressão confinante era aplicada para evitar que houvesse fluxo d'água entre a membrana e o corpo de prova. O sentido de percolação da água nos corpos de prova era de baixo para cima. Esta fase era finalizada quando era percolado, no mínimo, o volume de água equivalente a duas vezes o volume de vazios do corpo de prova, conforme recomendado pela Norma BS 1377 – 90. A fase de percolação também é indicada por [LACASSE & BERRE (1988) e BALDI *et al.* (1998)].

Para saturação do corpo de prova por contra pressão, aplicavam-se estágios de pressão simultâneos de 50 kPa, tanto na tensão de confinamento como na contra pressão, sendo a tensão efetiva de confinamento mantida em 30 kPa. A contra-pressão no sistema era aplicada no topo do corpo de prova sendo a poro-pressão medida na base do corpo de prova. Em um ensaio o corpo de prova foi pressionado até que o parâmetro B fosse igual ou superior a 0,98. Para a verificação da saturação dos corpos de prova nos demais ensaios era analisada a variação volumétrica durante o último incremento de tensões totais: se a amostra está saturada não há variação de volume ao variar as tensões totais, mantendo-se a tensão efetiva constante. Esta técnica foi utilizada em detrimento da

medição do parâmetro B para evitar danos à estrutura do solo indeformado. As contra-pressões necessárias para garantir a saturação dos corpos de prova eram equivalentes a 570 kPa.

Após a saturação por contra-pressão, era ajustada a tensão confinante e a contra pressão para a definição da tensão efetiva de confinamento de ensaio, esperando-se cerca de 12 horas para o processo de adensamento isotrópico do corpo de prova. Durante o adensamento, o acompanhamento das deformações axiais e volumétricas, feito através de gráficos gerados simultaneamente ao ensaio na tela do computador, permitia determinar o final da fase de adensamento primário, otimizando assim o uso do tempo na determinação da duração do adensamento.

Para a fase de cisalhamento, a prensa era ligada com velocidade de deslocamento de 0,09 mm/min (o que corresponde a uma razão de deformação vertical de 0,0009 %/min) para o caso dos ensaios não drenados e 0,02 mm/min (o que corresponde a uma razão de deformação vertical de 0,0002 %/min) para o caso dos ensaios drenados. As velocidades de cisalhamento para a realização de todos os ensaios triaxiais foram determinadas a partir das curvas de variação volumétrica (cm^3) *versus* raiz do tempo (min) ($\Delta V \times \sqrt{t}$), de acordo com as recomendações da Norma BS 1377 – 90. Segundo esta Norma, através desta curva determina-se o tempo de adensamento total (t_{100}) e com este valor calcula-se o (t_f) pela seguinte equação:

$$t_f = F \cdot t_{100} \quad (\text{equação 4.1})$$

Onde: F é o coeficiente que depende das condições de drenagem e do tipo de ensaio triaxial.

Após calculado o t_f , a determinação da velocidade na fase de cisalhamento é feita através da equação 4.4.

$$v = \frac{\varepsilon_a \cdot h}{t_f} \quad (\text{equação 4.2})$$

Onde: h é a altura do corpo de prova após o adensamento (mm) e ε_a é o intervalo de deformação axial considerado.

Para os cálculos dos resultados dos ensaios de compressão triaxial foram utilizadas as correções de área apresentadas por Germaine & Ladd (1988), sendo também

comparados com aqueles sugeridos anteriormente por Bishop & Henkel (1962), que serão discutidas no capítulo 5. Não foram aplicadas correções de tensão devidas à influência da membrana de látex, uma vez que, dada à resistência ao cisalhamento do solo estudado, o valor a ser corrigido é desprezível.

Ao final de cada ensaio o programa computacional do equipamento gerava uma planilha de dados, possibilitando a construção dos gráficos das trajetórias de tensão ($p' \times q$) de cada ensaio, a partir dos quais foram determinadas as envoltórias de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Também foram construídos os gráficos das curvas de tensão desvio *versus* deformação axial ($\sigma_d \times \epsilon_a$) e de variação volumétrica *versus* deformação axial ($\epsilon_v \times \epsilon_a$) ou poro-pressão *versus* deformação axial ($u \times \epsilon_a$) para cada ensaio realizado.

4.5 ENSAIOS *HOLLOW CYLINDER*

Os ensaios *hollow cylinder* constituíram o programa de trabalho do Doutorado Sanduíche do autor desta tese de doutorado que compreendeu a um período de 10 meses durante o ano de 2007 . Estes ensaios foram realizados na *Colorado State University* (CSU) nos Estados Unidos, sob orientação do Prof. J. Antonio H. Carraro (Ph.D.). Os resultados dos ensaios *hollow cylinder* realizados encontram-se apresentados no capítulo 5.

4.5.1 Considerações gerais e princípio do ensaio

O equipamento *hollow cylinder* é o único equipamento que combina carregamento axial, torque e pressões internas e externas aplicados no corpo de prova de solo de forma tubular, tornando assim possível o controle da direção das tensões principais em uma superfície submetida a estados de tensões controlados. Este equipamento oferece ainda a oportunidade de incluir, além da trajetória de tensões, o giro das tensões principais em relação à vertical (0° e 90°) e a variação da tensão principal intermediária individualmente ou conjuntamente.

Hight *et al.* (1983), além de descreverem a configuração de um equipamento *hollow cylinder*, discutem a interpretação dos resultados de ensaio através das equações apresentadas em seu trabalho e reproduzidas no Quadro 4.2. Os parâmetros envolvidos na determinação das tensões e deformações estão apresentados na Figura 4.2. As Figuras 4.3a, 4.3b, 4.3c e 4.3d mostram o estado de tensões representado em um elemento de corpo de prova do ensaio *hollow cylinder* sujeito à carga axial (F), torque (T), pressão interna (p_i) e pressão externa (p_e).

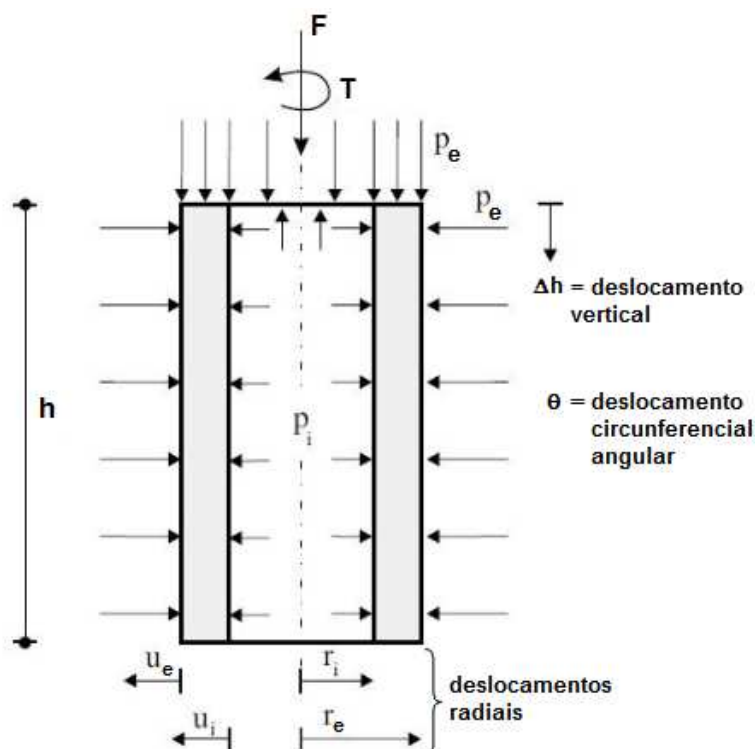


Figura 4.2: Parâmetros envolvidos na determinação das tensões médias e deformações médias (HIGHT *et al.*, 1983).

A tensão confinante radial (σ_r) é considerada a tensão intermediária principal. A aplicação de torque no ensaio gera rotação das tensões principais maior e menor em relação à vertical. O valor do coeficiente b é expresso pela relação entre as tensões principais dada pela equação 4.5.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (\text{equação 4.3})$$

Assim, para $b=0$, a tensão principal menor e a intermediária são iguais. Quando $b=1$ a tensão principal maior e a intermediária são iguais.

Quadro 4.2: Equações para a determinação das tensões médias e deformações médias (HIGHT *et al.*, 1983)

Tensão principal maior	$\sigma_1 = \frac{(\sigma_z + \sigma_r)}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_r)^2}{2} + \tau_{\theta z}^2}$
Tensão principal intermediária	$\sigma_2 = \sigma_r$
Tensão principal menor	$\sigma_3 = \frac{(\sigma_z + \sigma_r)}{2} - \sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_r)^2}{2} + \tau_{\theta z}^2}$
Tensão vertical média	$\sigma_z = \frac{F}{\pi (r_e^2 - r_i^2)} + \frac{(p_e r_e^2 - p_i r_i^2)}{(r_e^2 - r_i^2)}$
Tensão radial média	$\sigma_r = \frac{(p_e r_e + p_i r_i)}{(r_e + r_i)}$
Tensão circunferencial média	$\sigma_\theta = \frac{(p_e r_e - p_i r_i)}{(r_e - r_i)}$
Tensão de cisalhamento média	$\tau_{\theta z} = \frac{3T}{2\pi (r_e^3 - r_i^3)}$
Tensão desvio	$t = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}; q = \sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_r)^2}{2} + \tau_{\theta z}^2}$
Média das tensões normais	$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
Direção das tensões principais em relação à vertical	$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{\theta z}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \right)$
Deformação axial média	$\varepsilon_z = \frac{\Delta h}{h}$
Deformação radial média	$\varepsilon_r = \frac{(u_e - u_i)}{(r_e - r_i)}$
Deformação circunferencial média	$\varepsilon_\theta = -\frac{(u_e + u_i)}{(r_e + r_i)}$
Deformação cisalhante média	$\gamma_{\theta z} = \frac{2\theta (r_e^3 - r_i^3)}{3h (r_e^3 - r_i^3)}$
Deformação cisalhante octaédrica	$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]}$
Deformação principal maior	$\varepsilon_1 = \frac{(\varepsilon_z + \varepsilon_r)}{2} + \sqrt{\frac{(\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2}{2} + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{2}}$
Deformação principal intermediária	$\varepsilon_2 = \varepsilon_r$
Deformação principal menor	$\varepsilon_3 = \frac{(\varepsilon_z + \varepsilon_r)}{2} - \sqrt{\frac{(\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2}{2} + \frac{\gamma_{\theta z}^2}{2}}$
Deformação volumétrica	$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

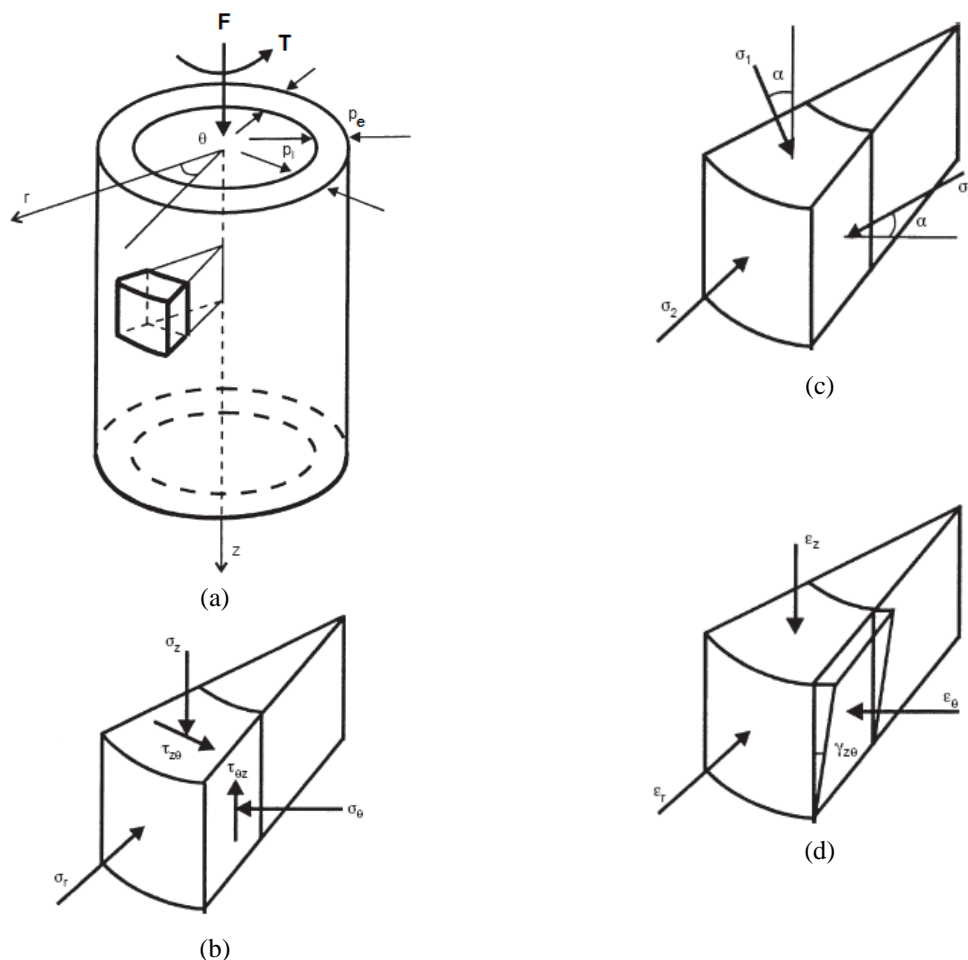


Figura 4.3: Estados de tensão representados em um elemento de corpo de prova do ensaio *hollow cylinder* sujeito à carga axial (F), torque (T), pressão interna (p_i) e pressão externa (p_e): (a) corpo de prova *hollow cylinder*; (b) componentes de tensões em um elemento na parede do corpo de prova; (c) tensões principais em um elemento na parede do corpo de prova; (d) deformações principais em um elemento na parede do corpo de prova

Como revisado no capítulo 2, o estudo da estabilidade de depósitos naturais de encostas e suas condições pré-ruptura são temas bastante estudados. Diversos autores dedicaram-se ao estudo do comportamento de diferentes solos a partir da realização de ensaios triaxiais convencionais e especiais tentando reproduzir o estado de tensões de campo para simulação do mecanismo de iniciação de corridas de detritos.

A variação das tensões principais pode ser simulada em ensaios de laboratório em equipamentos tais como: deformação plana (CAMPANELLA & VAID, 1973), triaxial verdadeiro (KO & SCOTT, 1967) e *hollow cylinder* triaxial (BROMS & RATMAN, 1963). Neste grupo de ensaios a direção das tensões principais é fixa em 0° ou 90° . A rotação da direção das tensões em relação a vertical em ângulos intermediários é

possível nos seguintes tipos de ensaios: torsional triaxial (SAADA & BAAH, 1967), *simple shear* (ROSCOE, 1953), *directional shear cell*, (ARTHUR *et al.*, 1980) e *hollow cylinder* (HIGHT *et al.*, 1983). Os ensaios triaxiais implicam em um estado de tensões axissimétrico, com a tensão principal intermediária igual à tensão principal maior ou menor e, neste equipamento, nenhuma trajetória de tensões reproduz os efeitos da rotação das tensões principais (HIGHT *et al.*, 1983).

Na bibliografia geotécnica encontram-se descrições detalhadas de alguns equipamentos *hollow cylinder*. Conforme já comentado, Hight *et al.* (1983) apresentam um equipamento *hollow cylinder* desenvolvido no *Imperial College*. Sayão (1989) apresenta o equipamento desenvolvido na *University of British Columbia* e Brown & Richardson (2004) descrevem o equipamento desenvolvido na *Nottingham University*.

Por se tratar de um ensaio bastante completo na simulação de condições de campo, a utilização do *hollow cylinder* abrange uma larga gama de aplicações. Apesar de existirem algumas pesquisas sobre comportamento de solos argilosos (SAADA & BAAH, 1967; NISHIMURA, 2005; LIN & PENUMADU, 2005) a grande maioria dos trabalhos sobre o ensaio *hollow cylinder* encontrados na bibliografia estuda o comportamento de solos arenosos. Ensaio *hollow cylinder* vêm sendo utilizados no estudo de anisotropia dos solos arenosos e na liquefação de areias (SHIBUYA & HIGHT, 1987; ISHIHARA, 1993; ROLO, 2003; NISHIMURA, 2005, entre outros). Na bibliografia não foram encontrados estudos aplicados a solos em encostas tropicais utilizando o equipamento *hollow cylinder*. Isto pode ser devido em parte ao número relativamente pequeno de equipamentos disponíveis e também pelas dificuldades de amostrar e montar corpos de prova tubulares com solos coluvionares. O uso de ensaios de laboratório avançados em aplicações geotécnicas encontra-se bem descrito por Leroueil & Hight (2002) e também por Hight & Leroueil (2002).

Saada (1988) apresenta em detalhes a forma como as membranas afetam os resultados dos ensaios *hollow cylinder*. Lin & Penumadu (2002) apresentam uma descrição a respeito da correção das tensões iniciais aplicadas no corpo de prova [obtidas a partir das medidas do corpo de prova realizadas anteriormente a fase de saturação (diâmetro externo, diâmetro interno e altura)] quando carregamento axial e torque são aplicados nos corpos de prova e transferidos às membranas nos ensaios *hollow cylinder*. Assumindo que as membranas internas e externas utilizadas em ensaios *hollow cylinder*

deformam como um cilindro, o componente da tensão vertical adquirido pelas membranas é dado pela equação 4.4.

$$\sigma_{zm} = \frac{E_m}{1 + \nu_m} \varepsilon_{zm} \quad (\text{equação 4.4})$$

Onde: σ_{zm} é a tensão vertical da membrana; E_m é o módulo de Young para borrachas de látex (igual a 1378 kPa no estudo dos autores); ε_{zm} é a deformação vertical das membranas (assumindo que as mesmas são iguais às deformações axiais dos corpos de prova) e ν_m é o coeficiente Poisson para borrachas de látex, igual a 0,5.

Lin & Penumadu (2002) apresentam ainda a equação 4.6 para a correção do torque suportado pelas membranas de látex. O módulo de cisalhamento G pode ser obtido a partir da equação 4.5. As deformações cisalhantes das membranas (γ_m) devem ser iguais às deformações cisalhantes dos corpos de prova durante o ensaio.

$$G = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} \quad (\text{equação 4.5})$$

A tensão cisalhante das membranas pode ser obtida a partir da equação 4.6:

$$\tau_m = G\gamma_m \quad (\text{equação 4.6})$$

O torque suportado pela membrana interna e externa é calculado com a equação 4.7:

$$T_m = 2\pi\tau_m(R_m^2 t_o + r_m^2 t_i) \quad (\text{equação 4.7})$$

Onde: R_m e r_m são o raio médio da membrana externa e o raio médio da membrana interna, respectivamente; t_o e t_i são a espessura da membrana externa e a espessura da membrana interna, respectivamente.

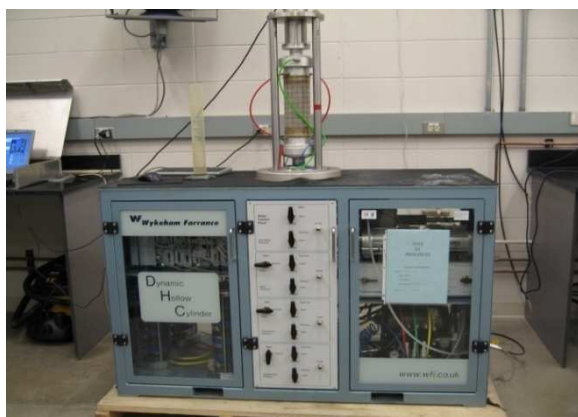
Estas correções foram utilizadas após o término de cada estágio da fase de carregamento anisotrópico dos ensaios *hollow cylinder* realizados para esta tese de doutorado.

4.5.2 Descrição do equipamento utilizado

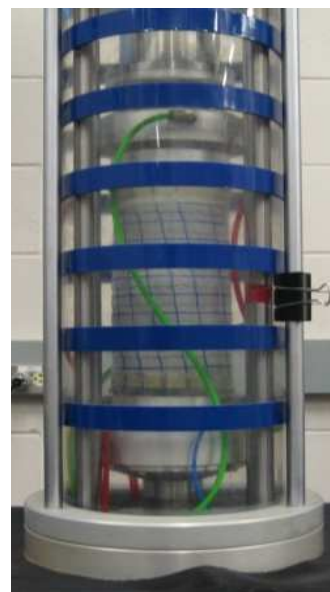
Os ensaios *hollow cylinder* foram realizados objetivando estudar as corridas de detritos na região onde se encontra a área de estudo, em São Vendelino (RS). Os ensaios *hollow cylinder* foram realizados com corpos de prova remoldados de solos coluvionares, devido a dificuldades com a amostragem e preparação de corpos de prova indeformados nestes solos. As dificuldades de amostragens são justificadas devido às condições naturais dos colúvios depositados na encosta de estudo os quais apresentam elevado índice de vazios e considerável presença de blocos de rocha de diâmetros variados. Além disto, os colúvios apresentam em campo espessuras aproximadas de 2 m, o que praticamente inviabiliza a amostragem de blocos de solo indeformados para moldagem de corpos de prova para ensaios *hollow cylinder*. Ensaios em materiais remoldados são frequentemente utilizados como uma referência para a caracterização da estrutura natural do solo (BURLAND, 1990).

O colúvio selecionado para a realização dos ensaios *hollow cylinder* encontra-se situado na cota 365 m da encosta estudada, lateralmente à cicatriz da ruptura e próximo ao limite superior da mesma. Este colúvio faz parte do mesmo depósito em que ocorreu a ruptura e corrida de detritos na área de estudo, não tendo sido afetado por aqueles eventos (ausência de trincas ou sinais de movimentos visíveis).

Os ensaios foram realizados em um equipamento *hollow cylinder* desenvolvido e comercializado pela empresa inglesa Wykeham Farrance Int. Os ensaios possuíram aquisição automática de dados por meio de um microcomputador. A descrição detalhada do equipamento *hollow cylinder* e do programa computacional utilizado nos ensaios mencionados pode ser encontrado na *web page* da empresa (<http://www.wfi.co.uk>). Uma vista geral deste equipamento *hollow cylinder* utilizado encontra-se na Foto 4.11a e detalhes da câmara encontram-se apresentados na Foto 4.11b. Basicamente este equipamento é composto pelas seguintes partes: (a) câmara triaxial, (b) célula de carga; (c) *bladders* para aplicação de pressões, (d) medidores de variação volumétrica, (e) sistema de controle e aquisição de dados e (f) micro-computador para aquisição dos dados do sistema de controle e aquisição. A seguir as partes do equipamento encontram-se discutidas em detalhes.



(a)



(b)

Foto 4.11: Equipamento utilizado nos ensaios *hollow cylinder* (Wikeham Farrance Int.): (a) vista geral e (b) detalhe da câmara triaxial

A câmara triaxial do equipamento *hollow cylinder* é composta por uma câmara de acrílico reforçada com bandas de fibra de vidro com capacidade de suportar a pressão máxima de 1700 kPa, além dos *top caps* da base e do topo para o posicionamento do corpo de prova na câmara. Esta câmara tem dimensões que possibilitam realizar ensaios com corpos de prova de 100 mm de diâmetro externo e 200 mm de altura. Os *top caps* (cabeçotes) possuem cavidades para instalação da membrana de látex interna além de possuírem um local específico para instalação de papel filtro. A célula de carga para medição da tensão axial que é conectada ao *top cap* do topo no interior da câmara triaxial, possui capacidade de carga máxima de 10 kN e resolução de 0,1 N. O *top cap* da base é conectado diretamente à base da câmara triaxial. Na base da câmara triaxial existem quatro saídas hidráulicas, onde são conectados as linhas de drenagem para, aplicação de pressões confinantes internas, externas e contra-pressão ao corpo de prova cilíndrico vazado e medição de poro-pressão. Estas linhas de drenagem são ligadas aos *bladders* (câmaras de interface ar-água) e possuem capacidade pressão máxima de 1700 kPa.

Os *bladders* são conectados ao sistema de aplicação de pressão de ar (transdutores de pressão de capacidade de 1000 kPa e resolução igual a 1 kPa). Através do posicionamento das válvulas do painel frontal do equipamento *hollow cylinder* as linhas de drenagem podem ainda ser conectadas ao reservatório de água desaerada do

equipamento. Na base da câmara triaxial encontram-se os atuadores pneumáticos de aplicação de deslocamento vertical (axial) e o sistema de aquisição de dados. Através da base da câmara triaxial são aplicados os deslocamentos verticais e torsionais no corpo de prova. Os atuadores pneumáticos vertical e horizontal possuem curso máximo de 25 mm e 90° de rotação, respectivamente (ambos com resolução de 0,1 mm). A prensa para aplicação da tensão axial servo-controlada possui capacidade de aplicação de carga de 50 kN.

Entre o sistema de interface ar/água e a entrada de pressões na base da câmara triaxial existe a possibilidade, pela configuração de um quadro de comando de válvulas no painel frontal do equipamento, de se utilizar um sistema de medição de variação de volume do corpo de prova e da cavidade interna do mesmo. Este sistema consiste em um transdutor do tipo *Imperial College* (DE CAMPOS, 1984 *apud* FERREIRA, 2002), que consiste em um cilindro hidráulico de dupla ação, com êmbolo usinado em *nylon*. A vedação é realizada por dois diafragmas de borracha do tipo *bellofram* e a medição de deslocamento do êmbolo é feito por uma haste conectando o êmbolo a um transdutor de deslocamento. O fluxo de água pode se desenvolver nos dois sentidos (enchendo o *bellofram* superior e esvaziando o inferior, e vice-versa), dependendo da configuração do sistema de válvulas. A medida do transdutor de deslocamento é convertida em variação de volume de acordo com calibração prévia. Este transdutor de deslocamento possui curso máximo de 50 mm, o que corresponde a uma variação de volume de aproximadamente 100 cm³ com resolução 0,1 ml.

O programa computacional do equipamento *hollow cylinder* controla cinco canais independentes: carregamento axial (F), torque (T), pressão da célula interna (p_i), pressão da célula externa (p_e) e a contra-pressão (u_b). As tensões vertical (σ_z), radial (σ_r), circunferencial (σ_θ) e de cisalhamento ($\tau_{z\theta}$) em um elemento de solo de um corpo de prova em formato de cilindro vazado são controlados por um sistema de aquisição de dados. A magnitude das tensões citadas é calculada a partir da aplicação de tensões componentes automaticamente atualizadas e baseadas em valores instantâneos de F, T, p_i , p_e , u_b , e nas medida das deformações axiais (ϵ_z), radiais (ϵ_r), circunferenciais (ϵ_θ) e de cisalhamento ($\gamma_{z\theta}$).

4.5.3 Preparação do solo e moldagem dos corpos de prova

4.5.3.1 Preparação do solo

A preparação do solo utilizado nas moldagens dos corpos de prova para os ensaios *hollow cylinder* envolveu secagem ao ar e posterior destorroamento e peneiramento (peneira n° 10). Estes procedimentos foram necessários para permitir a completa remoção de pequenos blocos de rocha e pedaços de raízes do solo coluvionar (requisitos aduaneiros de proteção de fronteiras dos Estados Unidos).

Ao solo seco destorroado foi misturada uma quantidade de água destilada para atingir um teor de umidade de 35% para a realização dos ensaios. O solo foi manuseado até que fosse obtida uma mistura homogênea. O solo úmido foi armazenado em sacos plásticos fechados e guardado em uma câmara úmida, com temperatura controlada, por um período não inferior a 12 h, antes de cada ensaio.

4.5.3.2 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova para os ensaios deste trabalho foram moldados utilizando a técnica (*moist-tamping*) com a compactação do solo em diferentes camadas. Baltzer & Irwin (1997) estudaram a uniformidade de corpos de prova cilíndricos de argila moldados com a técnica *moist-tamping* em 5 camadas. Os corpos de prova tinham dimensões de 100 x 200 mm (ensaios triaxiais). A máxima variação de peso específico seco entre camadas encontrada foi de 0,5 kN/m³. Lin & Penumadu (2005) encontraram valores de índices de vazios variando entre 1,10 e 1,21 e de teor de umidade variando entre 41% e 45% ao longo da altura da amostra de 5 camadas moldadas a partir do método *slurry consolidation*. Frost & Park (2003) avaliaram em detalhes e de forma crítica a uniformidade de moldagem de corpos de prova de solos granulares gerando importantes considerações para utilização da técnica de moldagem *moist-tamping*. Os autores afirmam em seu trabalho que a tensão vertical aplicada durante o método de preparação de amostras a partir desta técnica, às vezes, é um pouco maior que a tensão confinante inicial de ensaios triaxiais. Uma das conclusões dos autores refere-se à camada de base,

que geralmente fica mais densa do que a segunda camada por ter sido submetida a uma maior tensão vertical durante a moldagem.

A moldagem de corpos de prova para ensaios *hollow cylinder* envolve um complexo conjunto de operações. Corpos de prova de solo natural para estes ensaios são muito difíceis de serem moldados devido a seu formato e as suas dimensões (LIN & PENUMADU, 2005). Os autores afirmam que na bibliografia geotécnica sobre ensaios *hollow cylinder*, a maioria dos corpos de prova preparados com solo argiloso utilizaram a técnica *coring* e *trimming*, possivelmente impondo excessivo manuseio da amostra e conseqüente perturbação dos mesmos. Sayão & Vaid (1991) citam em seu trabalho que o alto potencial de não uniformidade da aplicação de tensões e deformações durante o carregamento das amostras não homogêneas em ensaios *hollow cylinder* é mais um problema a ser considerado além dos citados por Lin & Penumadu (2005).

Para a moldagem dos corpos de prova para os ensaios *hollow cylinder* com a técnica *moist-tamping*, quantidades de solo pré-definidas eram colocadas dentro de um molde cilíndrico de alumínio, previamente lubrificado com óleo de silicone, e compactadas por soqueamento (*tamping*). Para a compactação foi utilizada como soquete uma peça de aço inoxidável com diâmetro de 15 mm e altura de 250 mm. O molde de alumínio tinha dimensões 100 mm de diâmetro e altura de 200 mm, dispondo ainda de um anel de acrílico adicional de 20 mm de altura que era acoplado ao topo do molde de alumínio para preservar o topo do corpo de prova durante a fase de escavação do diâmetro interno.

Inicialmente um corpo de prova para ensaio *hollow cylinder* foi moldado com 5 camadas de 4 cm de espessura e com índice de vazios médio de 1,34 e teor de umidade médio de 35%, semelhante aos corpos de prova dos ensaios triaxiais remoldados. Entretanto, em face do tamanho do corpo de prova, este índice de vazios tornou o mesmo excessivamente deformável ao manuseio durante a montagem no equipamento e enchimento com água das câmaras interna e externa do corpo de prova. Por esta razão, foi alterado o procedimento de moldagem, diminuindo o teor de umidade e aumentando o número de camadas de compactação para 10 camadas. Com esta técnica foram moldados os corpos de prova utilizados no programa experimental, com índice de vazios de 1,27 e teor de umidade de 24%. Estes valores encontram-se dentro das variações de campo as quais equivaleram a: $1,11 < e < 1,44$ e $23,2 < w < 38,5$.

O processo de compactação para os corpos de prova dos ensaios *hollow cylinder* foi realizado em 10 camadas de 2 cm de espessura com o controle preciso de suas alturas. Para isto, em cada camada foram realizadas no mínimo 6 medições com um paquímetro digital de precisão de 0,05 mm. Quando a altura de 2 cm era confirmada em todas as medições procedia-se à execução da camada seguinte. Após a compactação de cada camada, eram executadas ranhuras no topo, com uma espátula, com a finalidade de proporcionar melhor ligação com a camada seguinte.

Depois de o solo ter sido compactado dentro do molde de 100 mm de diâmetro, a amostra era perfurada (*coring*) com o uso de trado helicoidal de 25 mm de diâmetro (peça componente do equipamento *drilling*). Para isto, o molde de alumínio era fixado à base do *drilling* a qual girava o conjunto e lentamente inseriam-se o trado (acoplado ao *drilling*) para proceder à perfuração do centro da amostra. A velocidade de rotação do molde acoplado à base do equipamento podia ser controlada durante a perfuração do solo. A velocidade de rotação utilizada neste processo equivaleu a 6°/s. Posteriormente um trado especial [em detalhe (elipse) na Foto 4.12] era utilizado cuidadosamente procedendo a escavação final do diâmetro interno da amostra. Parte do solo excedente da perfuração foi utilizado na determinação do teor de umidade dos corpos de prova.

A Foto 4.12 e a Figura 4.4 mostram o equipamento de perfuração (*drilling*) durante o início do processo de perfuração de um corpo de prova e o molde utilizado no processo de moldagem. Parte do solo excedente da moldagem (solo resultante da perfuração) foi utilizado na determinação do teor de umidade dos corpos de prova após as moldagens.

Antes da montagem dos corpos de prova no equipamento, os diâmetros internos dos corpos de prova (base e topo) foram medidos. O diâmetro interno referente ao centro do corpo de prova foi considerado igual a 60 mm. Após a montagem, os diâmetros externos eram medidos com a utilização de uma fita para medida de diâmetros (π -tape) de precisão de 0,05 mm. Foram realizadas medidas de diâmetro no topo, centro e base dos corpos de prova. Também foram realizadas, pelo menos, três medidas da altura em torno do corpo de prova utilizando um paquímetro digital de precisão de 0,05 mm.

É importante salientar que a geometria de cada corpo de prova ensaiado encontra-se de acordo com a utilização das equações 4.8 e 4.9 proposta por Saada & Townsend (1981)

e discutida em detalhes por Saada (1988). Estas equações satisfazem a condição de que não ocorrem efeitos das extremidades do corpo de prova em relação ao centro.



Figura 4.4: Equipamento *drilling* utilizado na perfuração dos corpos de prova

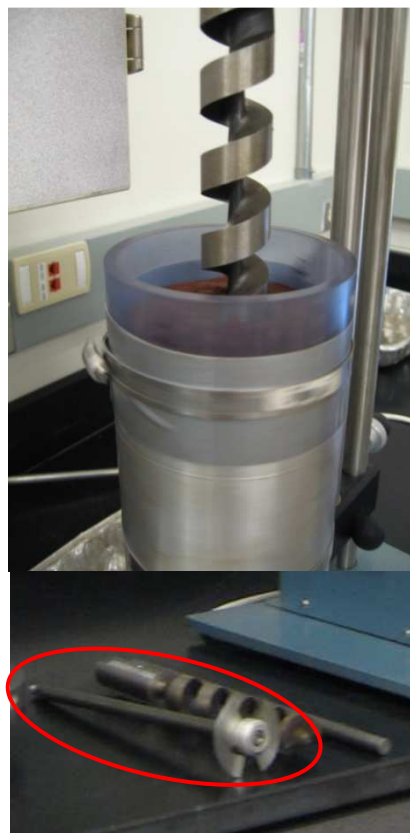


Foto 4.12: Equipamento *drilling*, molde cilíndrico de alumínio, anel de acrílico adicional acoplado ao topo do molde e trados utilizados para perfuração

$$H \geq 5.44\sqrt{(R_e - R_i)} \quad (\text{equação 4.8})$$

$$n \geq \frac{R_i}{R_e} \geq 0.65 \quad (\text{equação 4.9})$$

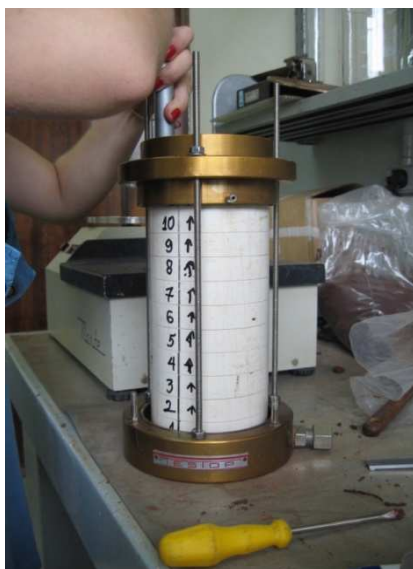
Onde: H é a altura inicial e R_e e R_i são o raio externo inicial e raio interno inicial dos corpos de prova, respectivamente.

4.5.3.3 Análise da uniformidade dos corpos de prova

Com o objetivo de analisar a uniformidade de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios *hollow cylinder* foram preparados alguns corpos de prova para verificação do processo de moldagem definido. Para os ensaios *hollow cylinder*, inicialmente foi

analisada a uniformidade de (a) um corpo de prova cilíndrico vazado com dimensões de 200 mm altura, 60 mm de diâmetro interno e 100 mm diâmetro externo, moldado em 5 camadas de 4 cm de espessura cada. Para isto sua moldagem foi feita dentro de um molde que possibilitava o corte vertical do corpo de prova em 5 segmentos. Também foi medida a uniformidade de corpos de prova maciços (diâmetro de 200 mm e altura de 100 mm) (b) moldados em 5 camadas e (c) moldados em 10 camadas, também com a divisão dos corpos de prova em 5 e 10 segmentos verticais. Em todos os casos havia ainda uma camada extra de 2 cm no topo dos corpos de prova, moldada com o auxílio de um anel adicional. Esta camada extra tinha a intenção de garantir a uniformidade do topo dos corpos de prova além de proteger o topo dos mesmos durante a perfuração do diâmetro interno.

Após a moldagem, os corpos de prova foram cortados no mesmo número de camadas que haviam sido utilizadas na sua moldagem (5 ou 10 camadas) com o auxílio de um fio de arame de 0,5 mm de diâmetro. Cada segmento de corpo de prova assim obtido era medido, pesado e seco em estufa com temperatura de 100°C durante um período mínimo de 12 h. O peso específico seco, o teor de umidade e o índice de vazios de cada camada eram então calculados. As Fotos 4.13a e 4.13b mostram o molde repartido em 10 camadas utilizado em uma das análises da uniformidade das amostras.



(a)



(b)

Foto 4.13: Molde repartido em 10 camadas: (a) corpo de prova sendo moldado (b) corpo de prova sendo repartido para análise da uniformidade

4.5.4 Procedimento de ensaio

Os ensaios foram realizados seguindo as fases de percolação, saturação por contra-pressão, carregamento anisotrópico e redução da tensão confinante efetiva média (p') com tensão desvio (q) constante até a observação de grandes deformações. Nos ensaios realizados, os parâmetros p' , direção da tensão principal maior com relação à vertical (α) (equação 4.12) e a relação das tensões principais (b) utilizados foram baseados nas condições de campo. As equações que definem os valores de p' , q e α foram apresentadas no Quadro 4.2 e a equação 4.3 define o coeficiente b .

Os valores dos parâmetros p' e q utilizados foram determinados a partir da espessura da camada de solo coluvionar (2 m) existente na encosta estudada e nos limites inferiores de pressões possíveis de serem aplicados no equipamento *hollow cylinder*. Para determinar o valor do parâmetro q utilizado nos ensaios foi considerado um valor do coeficiente de pressão lateral efetivo do solo (K_0) igual a 0,5, o qual é condizente com o comportamento normalmente adensado do solo coluvionar. O valor de α selecionado para os ensaios foi semelhante à máxima inclinação do talude. Os valores do coeficiente b utilizados nos ensaios foram variados entre 0,2 e 0,5 com a intenção de verificar sua influência nos resultados dos ensaios *hollow cylinder*.

Para a realização dos ensaios, o equipamento *hollow cylinder* foi preparado de acordo com protocolo do *Geotechnical Laboratory* da *Colorado State University* que consistia na verificação das pressões do equipamento, ajuste da devida posição inicial do atuador vertical e horizontal do equipamento, verificação das câmaras de interface ar-água (*bladders*), verificação das leituras equivalentes a zero de cada transdutor, verificação da integridade das membranas de látex (internas e externas) através de testes para confirmação da ausência de furos antes da execução de todos os ensaios, colocação de papel filtro nos *top caps* do equipamento para proteção da amostra durante a fase de percolação de água destilada/desairada e saturação das linhas de drenagem do equipamento. Após terem sido feitas as verificações mencionadas e finalizada a montagem do corpo de prova no equipamento, os ensaios *hollow cylinder* foram realizados de acordo com as fases detalhadas a seguir.

Fase de percolação: Esta fase teve a finalidade de dar início à saturação do corpo de prova a partir da retirada de ar impondo percolação de água desairada através do

mesmo. Depois de terminada a montagem do corpo de prova no equipamento *hollow cylinder*, aplicou-se uma pressão confinante de 30 kPa e iniciou-se a percolação com água desaerada (sentido base-topo do corpo de prova) a uma pressão (contra-pressão) de 10 kPa (dada pelo desnível entre o reservatório de água desaerada e o centro do corpo de prova). A pressão efetiva confinante de 20 kPa foi aplicada para evitar fluxo d'água entre as membranas e o solo. As amostras foram percoladas com água desairada por um período mínimo de 12 horas. O volume de água desairada percolada através do corpo de prova foi equivalente a, no mínimo, três vezes o volume de vazios inicial das amostras (aproximadamente 500 ml).

Fase de saturação: Esta fase teve a finalidade de saturação do corpo de prova através da dissolução do ar na água, devido a um acréscimo de contra-pressão, sem a variação da tensão efetiva de 20 kPa. Nesta fase foi mantida uma tensão confinante efetiva do corpo de prova de 20 kPa, sendo que a contra-pressão foi elevada desde 20 kPa até 570 kPa em intervalos de 2 kPa (equivalente a uma razão de 0,8 kPa/min). Este processo foi realizado automaticamente através da saturação do tipo *ramp saturation* durante um período mínimo de 12 horas. Quando a contra-pressão máxima pré-estabelecida de 570 kPa era atingida, o equipamento encontrava-se pronto para a aplicação de incrementos de tensões para a leitura do parâmetro B. A máxima contra-pressão aplicada garantiu a saturação dos corpos de prova ensaiados sendo os valores do parâmetro B medidos maiores que 0,98. A Figura 4.5 mostra os valores de parâmetro B *versus* contra-pressão medidos em um ensaio em que foram aplicadas diferentes incrementos de pressões.

Fase de carregamento anisotrópico: Esta fase consistiu na aplicação de três diferentes etapas (não necessariamente nesta ordem): (a) adensamento anisotrópico em uma razão constante de tensão efetiva (q/p'); (b) aumento da tensão principal média efetiva (coeficiente b); (c) rotação das tensões principais em relação à vertical. As etapas de carregamento anisotrópico eram consideradas finalizadas quando verificava-se a estabilização da deformação principal maior/tempo (ϵ_1/t) ou até que a mesma ficasse reduzida a valores de 0,05%/dia (ZDRAVKOVIC & JARDINE, 2001).

Fase de cisalhamento: Este último estágio consistiu na redução do parâmetro p' para a simulação das condições de descarregamento ocasionada pelo aumento de poro-pressão na encosta estudada ocasionado por chuvas intensas. A razão de redução da tensão

confinante no caso mencionado foi de aproximadamente 0,058 kPa/min. A redução de p' foi realizado até que as deformações dos corpos de prova atingissem elevados níveis de deformação consistindo no completo colapso dos mesmos.

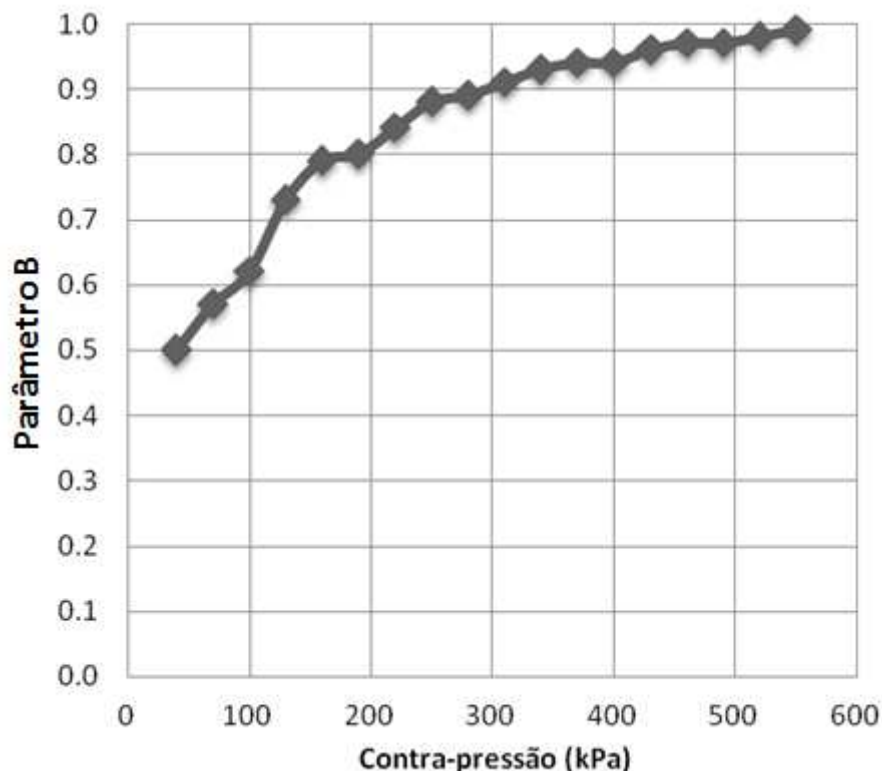


Figura 4.5: Valores de parâmetro B *versus* contra-pressão da fase de saturação

Correções das dimensões dos corpos de prova foram realizadas após o término de cada etapa do carregamento anisotrópico. Correções referentes ao torque e ao carregamento axial aplicado às membranas interna e externa também foram realizados conforme o que foi apresentado anteriormente (equações 4.4 a 4.7).

4.6 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

4.6.1 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica dos solos amostrados na cota 365 m da encosta estudada foram realizados em dois equipamentos distintos, ambos permeâmetros de parede flexível. Os equipamentos

utilizados foram: (a) equipamento triaxial adaptado para a execução de ensaios de condutividade hidráulica e (b) permeâmetro de parede flexível que utiliza coluna de mercúrio para aplicação de gradiente hidráulico. Os ensaios foram realizados com corpos de prova indeformados no equipamento triaxial e com corpos de prova indeformados e remoldados no equipamento de parede flexível com coluna de mercúrio.

O permeâmetro de parede flexível consiste em uma câmara triaxial, onde o corpo de prova é envolvido por uma membrana de látex e suas extremidades superior e inferior ficam em contato com papel filtro e discos porosos. A câmara é preenchida com água destilada para aplicação de pressões confinantes no corpo de prova. A Figura 4.6 apresenta um esquema de um permeâmetro de parede flexível apresentado por Daniel (1994). Este autor recomenda a aplicação mínima de tensão efetiva de confinamento de 30 kPa para a garantia de que não haja fluxo entre a membrana e o corpo de prova. Este método de ensaio ainda permite que o corpo de prova seja saturado por aplicação de estágios de contra-pressão. A saturação do corpo de prova pode ser verificada através do parâmetro B. Considera-se que para o parâmetro $B > 0,95$, o corpo de prova encontra-se saturado.

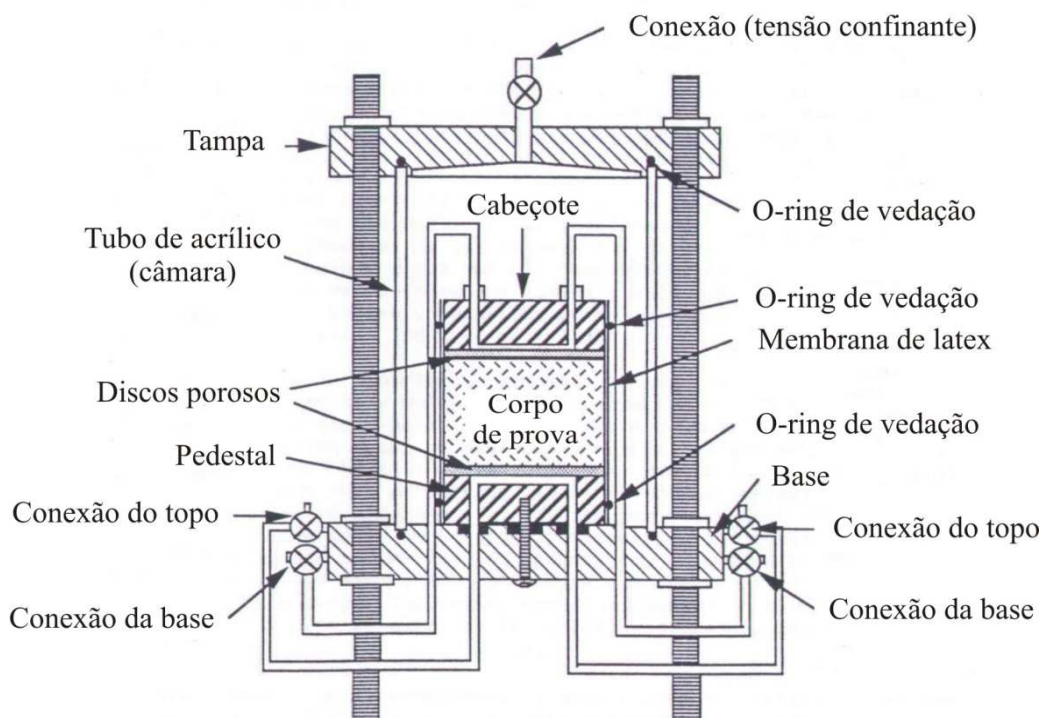


Figura 4.6: Esquema do permeâmetro de parede flexível (modificado de DANIEL, 1994)

O equipamento triaxial utilizado para os ensaios de condutividade hidráulica foram descritos no item 4.4.2 deste capítulo. O equipamento de parede flexível com coluna de mercúrio será descrito na sequência. O processo de moldagem dos corpos de prova a partir de mini-blocos indeformados e de solo deformado da cota 365 m da encosta estudada foram apresentados no item 4.4.4. No equipamento de parede flexível com coluna de mercúrio foram realizados ensaios com corpos de prova indeformados e remoldados. No equipamento triaxial foram realizados ensaios apenas com corpos de prova indeformados. O diâmetro do corpo de prova ensaiado era de aproximadamente 5 cm e a altura era adotada conforme o equipamento utilizado (10 cm para os corpos de prova ensaiados no equipamento triaxial e 5 cm para os corpos de prova ensaiados no permeâmetro com coluna de mercúrio). A altura de 5 cm dos corpos de prova ensaiados no equipamento permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio foi a única diferença em relação aos processos de moldagem dos demais corpos de prova.

Para uma distribuição do gradiente hidráulico de forma gradual em toda a altura do corpo de prova, não é recomendado utilizar uma relação grande entre a altura e o diâmetro do corpo de prova (H/D). Daniel (1994) recomenda que a relação H/D seja em torno de 1. Os ensaios realizados utilizaram relação H/D de 1 e 2. Os corpos de prova que utilizaram a relação igual a 2 eram posteriormente rompidos no equipamento triaxial e utilizados para análise de resistência ao cisalhamento.

Para a realização dos ensaios mencionados foram seguidos os procedimentos e recomendações da Norma ASTM D5084 – 2003 (*Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*).

4.6.1.1 Permeâmetro de parede flexível do equipamento triaxial

No equipamento triaxial os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em duas fases de ensaios triaxiais CID-U com corpo de prova indeformado. Os ensaios foram realizados durante a fase de percolação e após a fase de saturação por contra-pressão dos corpos de prova. Para a realização dos ensaios após a fase de saturação por contra-pressão a instrumentação do equipamento triaxial, referente aos aplicadores de pressões e a bureta instrumentada, não foi utilizada, pois os mesmos não conseguem

controlar duas diferentes linhas de drenagem (pressões) conectadas ao topo e a base do corpo de prova. Os ensaios foram realizados com o auxílio do painel do equipamento que possui dois manômetros de aplicação manual de pressões com precisão de 1 kPa e duas buretas de precisão 2 ml que podem ser utilizados em ensaios não automatizados. O painel citado encontra-se apresentado na Figura 4.7 e também pode ser visualizado na Foto 4.6 (nº 7) (item 4.4.2).



Figura 4.7: Painel de aplicação manual de pressões

a) Ensaio na fase de percolação do ensaio triaxial

Para os ensaios realizados na fase de percolação, o procedimento foi o seguinte:

- (i) Aplicação da pressão confinante de 40 kPa e aplicação de contra-pressão de 10 kPa;
- (ii) Percolação de água destilada/desaerada pelo interior do corpo de prova até que seja percolado, no mínimo, o correspondente a 2 vezes volume de vazios do solo. Durante esta fase, também se esperou que as deformações devidas ao adensamento se estabilizassem;
- (iii) Após os passos anteriores, foram realizadas medidas da vazão da água percolada pelo corpo de prova para posterior cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica. Esta etapa foi realizada com o auxílio de uma proveta de vidro com capacidade de volume de 1000 ml e precisão de 5 ml e,

um cronômetro digital. Foram também medidas a temperatura da água percolada. Durante a realização dos ensaios, a temperatura da sala onde se encontram os equipamentos triaxiais foi controlada. Foram realizadas diversas medidas da vazão. A perda de carga do ensaio foi resultante da diferença entre a altura do nível do reservatório e a base do corpo de prova, resultando num gradiente hidráulico de 11, ($i=\Delta H/L$).

Salienta-se que, nestas medidas, os corpos de prova não se encontravam saturados. Os resultados apresentados no capítulo 5 devem ser utilizados com cautela, mas representam uma razoável aproximação das condições de percolação observadas em campo durante períodos chuvosos.

b) Ensaio após a fase de saturação por contra-pressão do ensaio triaxial

Para os ensaios de condutividade hidráulica realizados após a fase de saturação por contra-pressão foi realizada uma adaptação no equipamento triaxial para viabilizar a execução dos ensaios de condutividade hidráulica. A modificação mencionada diz respeito à conexão de uma linha de drenagem ligada ao topo do corpo de prova a qual permitia a aplicação de diferentes valores de contra-pressões em relação a base do mesmo. Para isto, como já mencionado, foi utilizado o painel apresentado na Figura 4.7.

Após realizada a adaptação descrita, as linhas de drenagem para aplicação de pressão ficaram dispostas na seguinte configuração: a linha de pressão confinante partia do compressor de ar passando pelo controlador de pressões do equipamento (manômetros) e pela interface ar-água (*bladder*) sendo transferida para a câmara. As linhas de contra-pressão, ligadas tanto a base quanto ao topo do corpo de prova, partiam do compressor de ar passando pelos controladores de pressões e pelas buretas do equipamento, que encontravam-se conectadas tanto à base quanto ao topo do corpo de prova. A pressão confinante e a contra-pressão no topo e na base do corpo de prova eram controladas manualmente através dos aplicadores de pressão. As buretas conectadas nas linhas de contra-pressão eram utilizadas para a medição da vazão durante a percolação no ensaio.

Para os ensaios de condutividade hidráulica realizados após a saturação, por contra-pressão, foi utilizado o seguinte procedimento:

- (i) Após a saturação por contra-pressão, era aplicado o gradiente hidráulico necessário para as medições do coeficiente de condutividade hidráulica (contra pressão de 10 kPa de diferença entre a base e o topo do corpo de prova);
- (ii) Era verificada a condição de fluxo permanente da seguinte forma: através da medição, nas buretas graduadas do equipamento triaxial com precisão 2 ml, do volume de água que entrava no corpo de prova e do volume de água que saía do mesmo. Quando estes volumes se equiparavam, a condição de fluxo era considerada permanente.
- (iii) Após estas verificações, eram realizadas as medições da vazão nas buretas conectadas na base e no topo do corpo de prova. As medidas consistiam na tomada de tempo a cada 2 cm³ de água infiltrada, até que cerca de 32 cm³ fossem percolados.

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados foram tratados como ensaios de modalidade carga constante. A variação no nível de água do reservatório foi desprezada devido à necessidade de um grande volume infiltrado para haver variação significativa em seu nível. O coeficiente de condutividade hidráulica foi calculado utilizando a lei de Darcy para o fluxo de água em solos (equação 4.10).

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} = \frac{Q}{A \cdot \frac{\Delta H}{\Delta L}} \quad (\text{equação 4.10})$$

Onde: k é o coeficiente de condutividade hidráulica; Q é a vazão; A é a área média da seção transversal do corpo de prova e i é o gradiente hidráulico.

Os coeficientes de condutividade hidráulica calculados a partir da equação 4.10 foram corrigidos em função da condutividade hidráulica do sistema no qual o ensaio foi realizado. As correções foram feitas a partir da equação 4.11 apresentada por Samingan *et al.* (2003). Também foi realizada a correção dos valores do coeficiente de condutividade hidráulica em função da temperatura da água percolada durante a realização dos ensaios, que era de 23°C e 24°C (ambiente climatizado do LAGEO/UFRGS).

$$k_w = \frac{H_s}{\frac{H}{k} - \left(\frac{H_t}{k_t} + \frac{H_b}{k_b} \right)}$$

Onde: k_w é o coeficiente de condutividade hidráulica corrigido; H_s é a altura da amostra; H é a altura total da amostra mais discos porosos e papel filtro; k é o coeficiente de condutividade hidráulica medido (sem correção); H_t e H_b são as espessuras das pedras porosas do topo e da base, respectivamente; k_t e k_b são os coeficientes de condutividade hidráulica das pedras porosas do topo e da base, respectivamente.

Os coeficientes de condutividade hidráulica dos sistemas foram medidos a partir de ensaios específicos realizados apenas com a instalação dos componentes de extremidade do corpo de prova de cada ensaio, no caso dos ensaios no equipamento triaxial, pedras porosas e papéis filtro e no caso do equipamento permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, discos de telas de topo e de base. As pedras porosas utilizadas nos ensaios do equipamento triaxial foram previamente saturadas através de suas imersões em água desairada por um período mínimo de 12 horas. Para a realização do ensaio os componentes de extremidade foram montados na câmara triaxial e envoltas por membrana de látex e saturadas por contra-pressão (aproximadamente 200 kPa). Após os ensaios foram calculados os valores de coeficientes de condutividade hidráulica dos sistemas sendo consideradas as dimensões dos componentes de extremidade dos ensaios.

Os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica dos sistemas (equipamento triaxial e permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio), considerando a soma das alturas das duas pedras porosas mais os papéis filtro (0,84 cm) e a soma das duas telas do ensaio com coluna de mercúrio (0,21 cm) foram $3,71 \times 10^{-4}$ cm/s e $3,17 \times 10^{-3}$ cm/s, respectivamente.

4.6.1.2 Permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio

O equipamento de condutividade hidráulica com coluna de mercúrio, utilizado para a realização dos ensaios foi descrito por Bjerrum & Huder (1957). Este equipamento consiste em uma câmara triaxial, reguladores de pressão confinante e contra-pressão e

um painel para execução e controle do ensaio na fase de medições de vazão. As Fotos 4.14a e 4.14b apresentam o equipamento utilizado para estes ensaios.



(a)



(b)

Foto 4.14: Permeâmetro com coluna de mercúrio: (a) vista geral e (b) câmara triaxial

A câmara triaxial é semelhante à utilizada em ensaios triaxiais convencionais. Os reguladores de pressão controlam a pressão confinante e a contra-pressão aplicada ao topo do corpo de prova. As pressões são direcionadas para as câmaras de interface ar-água (*bladders*), onde a pressão de ar é transferida para a água, e posteriormente são aplicadas no corpo de prova. O painel para ensaio de condutividade hidráulica é constituído por um tubo acrílico transparente e flexível (linhas de drenagem), com as duas extremidades conectadas, através de válvulas, ao topo e à base do corpo de prova. Esse tubo é suspenso por duas roldanas, montadas no painel. No interior do tubo plástico existe uma coluna de mercúrio com altura de aproximadamente 42 mm, que é responsável pela aplicação do gradiente hidráulico. O painel possui uma régua que é utilizada para as medidas de variação da posição da coluna de mercúrio dentro da mangueira. A vazão é obtida com a extensão percorrida pela coluna de mercúrio em um determinado intervalo de tempo, uma vez que a área interna da mangueira é conhecida. O valor de gradiente hidráulico fornecido por essa coluna de mercúrio à amostra ensaiada é de aproximadamente 10. O comprimento da coluna de mercúrio pode ser ajustado de acordo com o gradiente hidráulico desejado, de acordo com a equação 4.12.

$$i = \frac{(\gamma_{Hg} - \gamma_w) \cdot L_{Hg}}{h_{cp} \cdot \gamma_w} \quad (\text{equação 4.12})$$

Onde: γ_{Hg} é o peso específico do mercúrio (13,6 kN/m³); γ_w é o peso específico da água (9,81 kN/m³); L_{Hg} é o comprimento da coluna de mercúrio e h_{cp} é a altura do corpo de prova.

Para os ensaios de condutividade hidráulica realizados no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio foi utilizado o seguinte procedimento:

- (i) Saturação do sistema (painel de controle do ensaio e conexões da câmara triaxial): o sistema era saturado através da percolação de água desairada/destilada eliminando assim bolhas de ar existentes;
- (ii) Instalação do corpo de prova no interior da câmara triaxial: o corpo de prova era montado na câmara triaxial entre discos de tela, envolvido por uma membrana de látex presa à base e ao *top cap* por anéis de vedação;
- (iii) Preenchimento da câmara triaxial: a câmara triaxial era preenchida com água destilada/desaerada e era aplicada pressão confinante de 30 kPa;
- (iv) Percolação de água pelo interior do corpo de prova no sentido ascendente: o volume de água desairada percolada através do corpo de prova foi equivalente a, no mínimo, três vezes o volume de vazios inicial das amostras;
- (v) Saturação por contra-pressão do corpo de prova: foi realizada através da aplicação de incrementos simultâneos de 50 kPa de pressão confinante e contra pressão. A tensão confinante efetiva foi mantida constante em 30 kPa durante a saturação. A contra-pressão era aplicada no topo aguardando-se a sua equalização na base do corpo de prova. Para confirmar a saturação foram realizadas medidas do parâmetro B. Os valores obtidos de parâmetro B para os ensaios realizados foram de 0,95 ou superiores. Após a saturação eram realizadas as conexões da base e do topo do corpo de prova ao painel de controle do ensaio para realização de medidas de vazão;

- (vi) Determinação da vazão: a vazão que entrava e saía do corpo de prova foi medida com o auxílio da régua graduada do painel e de um cronômetro. Quando o fluxo encontrava-se em regime permanente realizou-se pelo menos 5 leituras do volume de água que entrava e saía da amostra em função do tempo. O fluxo nesta fase era ascendente. Após a determinação da condutividade hidráulica para a primeira tensão efetiva, o corpo de prova era adensado para uma nova tensão efetiva e o ensaio era realizado novamente.

O coeficiente de condutividade hidráulica foi calculado utilizando a equação 4.13.

$$k = \frac{a_m \cdot \Delta H}{A_{cp} \cdot \Delta t \cdot i} \quad (\text{equação 4.13})$$

Onde: a_m é a área da seção transversal interna da mangueira flexível; ΔH é o deslocamento da coluna de mercúrio no intervalo Δt ; A_{cp} é a área do corpo de prova; Δt é a variação no tempo e i é o gradiente hidráulico (equação 4.12).

Os coeficientes de condutividade hidráulica calculados a partir da equação 4.13 também foram corrigidos em função da condutividade hidráulica do sistema no qual os ensaios foram realizados utilizando a equação 4.11. Além da condutividade hidráulica do sistema as condutividades hidráulicas dos ensaios foram também corrigidas em relação à temperatura da água percolada nos ensaios.

4.6.2 Ensaios de campo e instrumentação da encosta estudada

Os ensaios de campo para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de solos naturais apresentam vantagens em relação aos ensaios de laboratório. A principal diferença entre estes é o fator escala, pois os ensaios de campo envolvem um volume muito maior de solo que os ensaios de laboratório. Este fato possibilita a obtenção de valores de coeficiente de condutividade hidráulica que incluem os efeitos da variabilidade natural do perfil do solo e os efeitos da presença de discontinuidades.

Os ensaios de campo necessitam cuidados especiais quando executados e interpretados. A qualidade dos resultados depende da adequada execução do ensaio. As medidas obtidas do ensaio devem ser realizadas de forma precisa e todos os detalhes devem ser

anotados com clareza. Como o cálculo dos ensaios em geral não é realizado no campo para verificação dos resultados, a falta ou incerteza de algum detalhe pode provocar a perda completa do ensaio. As condições de contorno são variáveis e é necessária uma solução teórica compatível com a geometria do ensaio, no que diz respeito à carga hidráulica, forma e área transversal de fluxo.

4.6.2.1 Permeâmetro de Guelph

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica com a utilização do permeâmetro de Guelph em quatro locais da encosta estudada, nas cotas 347, 350, 361 e 361,5 m, correspondendo a três colúvios depositados. As cotas 347 e 350 m correspondem a dois distintos colúvios depositados junto à cicatriz gerada na encosta pelos eventos de dezembro de 2000. As cotas 361 e 361,5 m correspondem a um colúvio que não foi mobilizado pela corrida de detritos ocorrida na encosta. Os resultados destes ensaios encontram-se apresentados no capítulo 5. Para fins de ilustração, a Foto 4.15 mostra o equipamento instalado na cota 350 m da encosta, para a execução do ensaio.



Foto 4.15: Permeâmetro de Guelph instalado na cota 350 m da encosta em estudo pronto para a realização do ensaio

a) Descrição do equipamento

O permeâmetro de Guelph foi desenvolvido na *Guelph University* no Canadá e descrito por Reynolds *et al.* (1983). Foi introduzido no Brasil por Campos *et al.* (1992) e, no Rio Grande do Sul, por Cunha (1997). O ensaio com este equipamento consiste basicamente em estabelecer um fluxo de água em regime permanente num solo não saturado, em um furo escavado com trado manual, sob uma carga hidráulica pequena e constante.

Essencialmente, o permeâmetro de Guelph é um vaso de Mariotte, capaz de medir a vazão que infiltra no solo. O vaso de Mariotte é um arranjo de tubos que possui a finalidade de manter um determinado nível de água constante abaixo da cota do vaso. O permeâmetro de Guelph, ilustrado em detalhes na Figura 4.8, é composto por:

- (i) Um reservatório, onde é armazenada a água desaerada para a execução do ensaio, dividido em duas partes (interna e externa), com uma escala graduada de precisão 1 ml;
- (ii) Tubo de água, que conecta o reservatório de água desaerada ao nível constante, dentro do furo de sondagem;
- (iii) Um tubo de ar central, ligado em uma extremidade à atmosfera e a outra no nível d'água.

Bortoli (1999) realizou algumas modificações no equipamento utilizado nesta tese para torná-lo mais eficiente quanto à estanqueidade nos tubos de ar e água. De acordo com as modificações, os tubos de ar do equipamento e suas extensões de acrílico com conexões de borracha e encaixe sob pressão foram substituídos por peças de bronze com conexões de rosca soldadas em suas extremidades. O tubo de água e suas extensões foram substituídos por tubos de alumínio com conexões de rosca em bronze coladas. Apenas a extremidade do tubo de água, que se encaixa no corpo do permeâmetro de Guelph, permaneceu com o encaixe original.

Com os dados obtidos do ensaio, calcula-se o coeficiente de condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) através da determinação da vazão infiltrada pela base e pela parede do furo. Outro parâmetro calculado é o potencial matricial de fluxo (ϕ_m). Também é possível estimar-se o coeficiente de condutividade hidráulica não saturada através da correlação dos parâmetros obtidos no ensaio e a curva característica do solo. Com o permeâmetro de Guelph podem-se obter valores de k_{fs} entre 10^{-2} e 10^{-8} m/s. A profundidade máxima admitida pelo equipamento para a realização de ensaios, conforme o fabricante do equipamento é de 6,0 m (*Soilmoisture Equipment Corp.*, 1991).

Com este equipamento, as determinações de condutividade hidráulica saturada de campo são realizadas acima do nível freático, onde o solo encontra-se na condição não

saturada. O valor da condutividade hidráulica obtida neste tipo de ensaio é menor do que a obtida em laboratório, uma vez que em campo não é possível a obtenção da saturação completa do volume de solo correspondente ao ensaio.

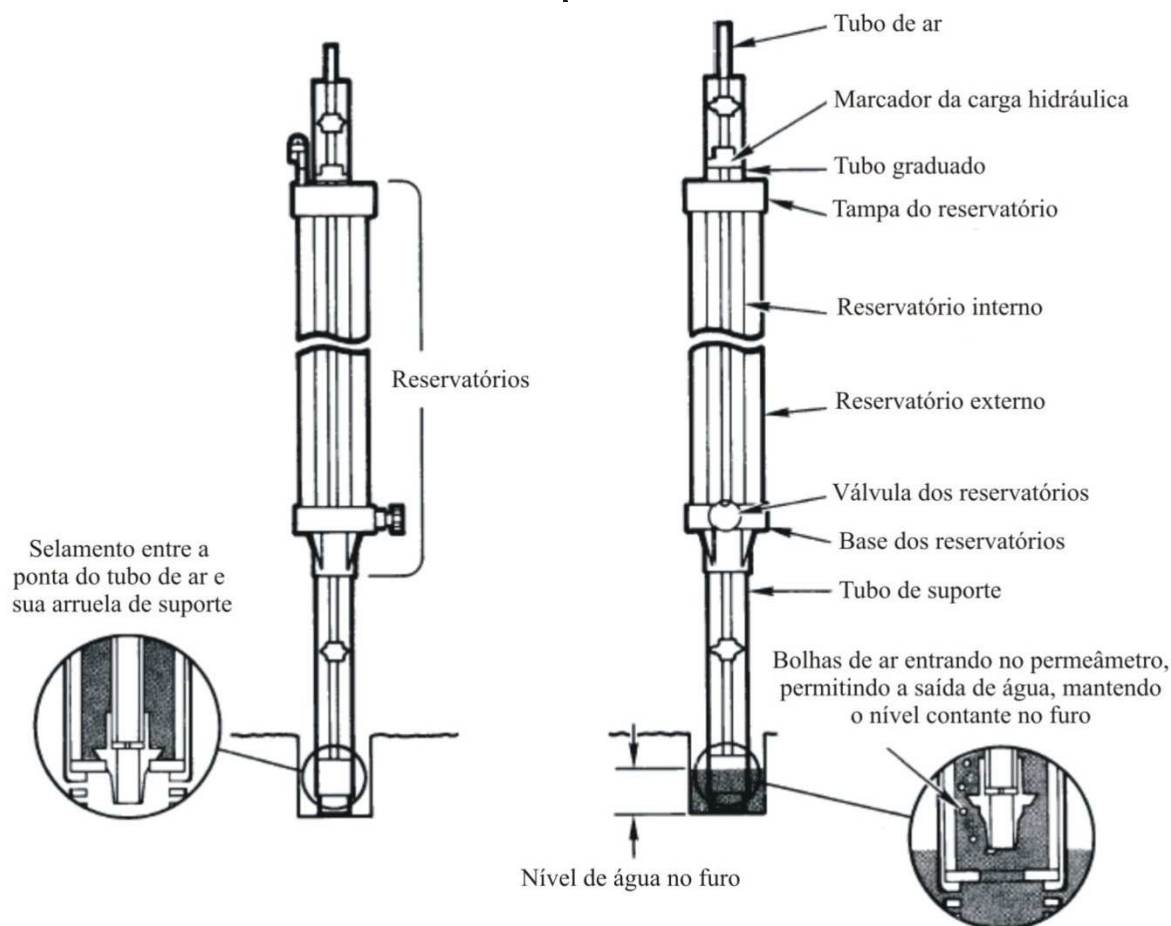


Figura 4.8: Esquema do permeômetro de Guelph [adaptado do Manual do equipamento, *Soilmoisture Equipment Corp.* (1991)]

b) Procedimento de ensaio

A execução do ensaio inicia-se com a abertura do furo de ensaio para posterior instalação do equipamento. O furo era escavado com a utilização de um trado tipo concha, com 6 cm de diâmetro. Devido à presença de fragmentos de rocha existente na camada de solo coluvionar onde se desejava realizar o ensaio, muitas vezes encontravam-se obstruções para a finalização do furo nas profundidades desejadas para o ensaio. Assim sendo, era necessário executar um novo furo, até que se atingisse a profundidade desejada. O furo, durante a execução, regularmente era inspecionado quanto à presença de rocha em suas paredes, com o manuseio do trado no interior do mesmo. Quando se verificavam rochas em suas paredes, o mesmo não era aproveitado e

partia-se para a execução de um novo furo para a realização do ensaio. Realizado o furo de ensaio, o mesmo era regularizado com o auxílio de um trado especial para a remoção de resíduos da escavação, depositados no fundo do furo. Finalmente, com o auxílio de uma lanterna, realizava-se a inspeção visual, confirmando-se a regularidade da parte inferior e das paredes do furo.

Após a escavação do furo de sondagem, procedia-se a montagem do equipamento. Teve-se o cuidado de envolver as roscas dos tubos de ar e de água com fita teflon para a garantia da estanqueidade do sistema, evitando assim possíveis erros nas medições de vazão após as aplicações da carga hidráulica do ensaio. Depois de montado o sistema de tubos de água e ar, os mesmos eram encaixados e rosqueados ao vaso de Mariotte. Instalava-se então o equipamento no furo realizado, tendo-se o cuidado de manter a verticalidade. Devido à inclinação da encosta, o tripé do equipamento era fixado na encosta com o auxílio de estacas cravadas no solo, que garantiam firmeza e a verticalidade do equipamento instalado. A verticalidade do equipamento era verificada com o uso de um prumo.

Com a extremidade inferior do tubo de água fechada, o vaso de Mariotte era preenchido com água desaerada preparada no laboratório e levada até a encosta para a realização dos ensaios. Após o preenchimento de água, a abertura de abastecimento era selada com uma rolha de borracha envolvida com fita teflon, evitando a perda do vácuo parcial no interior do vaso de Mariotte. Em seguida era aplicado vácuo parcial no interior dos reservatórios do vaso de Mariotte com o auxílio de uma bomba de vácuo manual, e o equipamento era selado.

O início do ensaio se dava com a aplicação da primeira carga hidráulica. O tubo de ar era levantado lentamente para evitar turbulência, até a carga hidráulica desejada, no caso 5 cm. Durante algum tempo se observava se não havia formação de bolhas atípicas no reservatório externo do vaso de Mariotte (infiltração de ar nas conexões do tubo de água). Era observada também a manutenção do nível de água no topo do vaso de Mariotte.

O fluxo no interior do furo no início do ensaio encontra-se no regime transiente, sendo que o solo, em função do fluxo imposto, vai aos poucos se tornando saturado. Passado algum tempo após o início da percolação, a vazão que sai do reservatório passa a ser

constante (regime permanente). Este fato indica a obtenção da condição saturada de campo da porção de solo correspondente ao ensaio e pode ser verificado quando as bolhas formadas no interior do vaso de Mariotte surgem em intervalos de tempo constantes. Em intervalos definidos de tempo, para cada ensaio, anotava-se o nível do reservatório. Caso a queda do nível de água do reservatório externo fosse muito lenta, passava-se a utilizar apenas o reservatório interno. As medidas eram realizadas até se verificar a condição de fluxo no regime permanente.

O tempo para atingir o regime de fluxo permanente depende de vários fatores, destacando-se a condutividade hidráulica e o teor umidade do solo antecedente ao ensaio. Quando o fluxo atingia o regime permanente, eram realizadas as medidas de volume de água infiltrada *versus* tempo, para a determinação da condutividade hidráulica saturada do solo.

Para a aplicação da carga hidráulica seguinte, o tubo de ar era novamente levantado até a carga hidráulica desejada, no caso 10 cm. As medidas de vazão eram realizadas de acordo com o que foi descrito anteriormente. O mesmo procedimento da primeira e segunda carga hidráulica foi realizado para a aplicação da terceira carga hidráulica (15 cm). Em todos os ensaios realizados, o volume de água desaerada no interior dos reservatórios do vaso de Mariotte foi suficiente para a execução do ensaio nas três cargas hidráulicas aplicadas. Antes e após a realização do ensaio foi medida a temperatura da água do vaso de Mariotte para posterior correção dos valores da condutividade hidráulica saturada. As temperaturas medidas equivaleram a 20°C.

c) Interpretação do ensaio

Segundo Philip (1969), o fluxo de água através das paredes de um furo “cilíndrico”, aberto num meio que apresenta (a) solo não saturado (acima do nível freático), (b) solo homogêneo e isotrópico e (c) solo sem expansão ou inchamento quando umedecido (DANIEL, 1989), no qual é mantida uma carga hidráulica pequena, que varia de 0 a 25 cm, atinge o regime permanente rapidamente. Assim sendo, pode-se obter uma solução analítica aproximada.

Reynolds *et al.* (1985) sugeriram realizar o ensaio de condutividade hidráulica com o permeâmetro de Guelph em dois estágios, ou seja, com a aplicação de duas cargas hidráulicas sequenciais, permitindo o cálculo de dois valores de k_{fs} e ϕ_m . Para o cálculo

dos resultados (k_{fs} e ϕ_m), a partir dos dados obtidos nos ensaios, pode-se utilizar a solução analítica proposta pelos autores (equações 4.14a e 4.14b). As formulações são utilizadas para a combinação de duas cargas hidráulicas, sendo montado um sistema de equações lineares, a partir do qual são obtidos o coeficiente de condutividade hidráulica na condição de saturação em campo [k_{fs} (cm/s)] e o potencial matricial de fluxo [ϕ_m (cm²/s)]. Os parâmetros citados foram obtidos para três combinações de carga hidráulica de cada ensaio utilizando as equações 4.14a e 4.14b.

$$(2 \cdot \pi \cdot H_1^2 + C_1 \cdot \pi \cdot a^2) \cdot k_{fs} + (2 \cdot H_1 \cdot \pi \cdot \phi_m) = C_1 \cdot Q_1 \quad (\text{equação 4.14a})$$

$$(2 \cdot \pi \cdot H_2^2 + C_2 \cdot \pi \cdot a^2) \cdot k_{fs} + (2 \cdot H_2 \cdot \pi \cdot \phi_m) = C_2 \cdot Q_2 \quad (\text{equação 4.14b})$$

Onde: Q_1 e Q_2 são as vazões medidas; H_1 e H_2 são as cargas hidráulicas aplicadas; C é o parâmetro adimensional; a é o raio do furo (3 cm para todos os ensaios) e ϕ_m é o potencial matricial de fluxo.

O parâmetro adimensional C (Fator C) das equações 4.14a e 4.14b é dependente da relação H/a e do tipo de solo. Este parâmetro é obtido a partir do gráfico apresentado na Figura 4.9. Os valores adotados para Fator C , no cálculo de k_{fs} e ϕ_m , seguiram a curva 3 (argila não estruturada) da Figura 4.6 e variaram entre 0,8 e 1,9 dependendo da carga hidráulica aplicada.

Como os resultados obtidos para o potencial matricial de fluxo, apresentados no capítulo 5, não foram consistentes, apresentando muitas vezes valores negativos, foi realizada uma nova interpretação dos resultados que considerou o solo, no início do ensaio, com um baixo nível de sucção. Nesta interpretação, a parcela referente ao potencial matricial de fluxo foi desconsiderada e k_{fs} foi calculado a partir da equação 4.15. Acredita-se que o fato dos valores de ϕ_m serem inconsistentes seja devido à heterogeneidade do solo, que propiciou medidas de vazão desproporcionais entre as duas cargas hidráulicas utilizadas para análise.

$$k_{fs} = \frac{Q \cdot C}{(2 \cdot \pi \cdot H^2 + \pi \cdot a^2)} \quad (\text{equação 4.15})$$

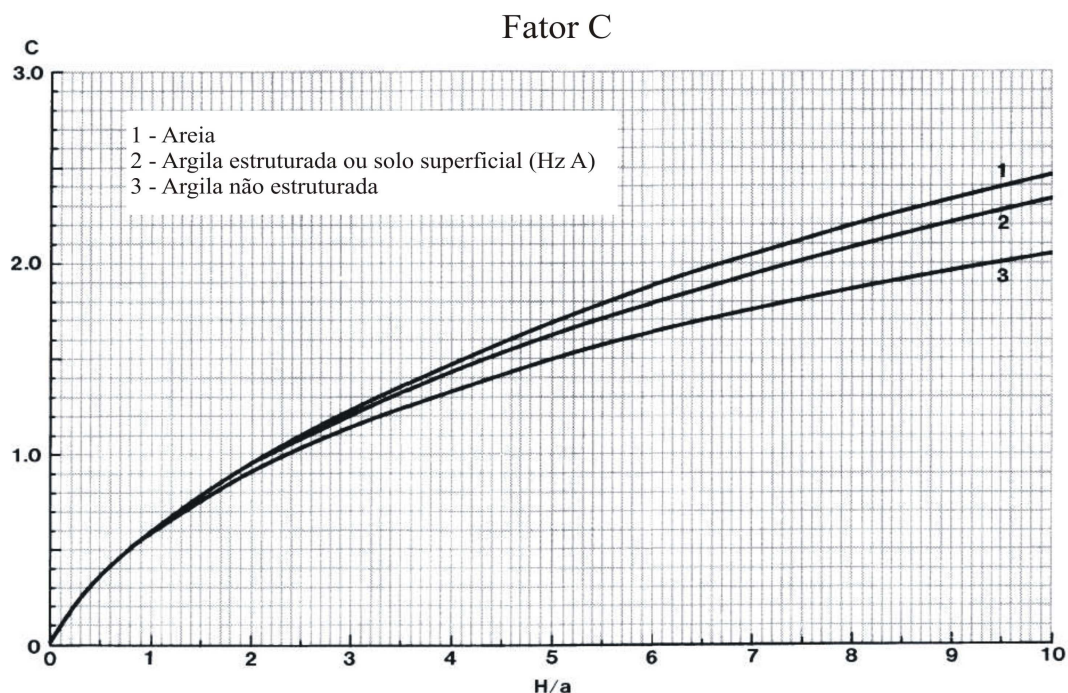


Figura 4.9: Fator de forma C em função de H/a [adaptado de *Soilmoisture Equipment Corp.* (1991)]

4.6.2.2 Piezômetros de Casagrande

Os piezômetros são equipamentos muito utilizados no meio geotécnico para medidas de poro-pressão e obtenção do coeficiente de condutividade hidráulica saturado de solos naturais ou simplesmente para monitoramento da qualidade das águas subterrâneas. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica por meio de piezômetros apresenta a vantagem do ensaio ser de fácil montagem e de rápida execução. Existem dois tipos de piezômetros capazes de medir a condutividade hidráulica de solos, os piezômetros cravados e os escavados. De acordo com Tavenas *et al.*, (1983), a utilização de piezômetros cravados é desaconselhada, devido ao amolgamento e posterior adensamento do solo devido ao processo de cravação do equipamento, provocando uma redução na medida do valor de condutividade hidráulica.

Foram instalados em campo 4 piezômetros de Casagrande (escavados), em três colúvios distintos, nas cotas 347, 350, 351 e 361 m da encosta estudada. A partir dos ensaios de condutividade hidráulica nos piezômetros instalados foram determinados os coeficientes de condutividade hidráulica saturada do solo coluvionar nas cotas 347 e 360 m. Na cota 347 m, os ensaios foram realizados através de aplicação de carga hidráulica constante e variável, e na cota 361 m os ensaios foram apenas através de aplicação de carga

variável. No piezômetro da cota 350 m não foi possível determinar a condutividade hidráulica do solo devido à insuficiente vazão de água para preencher o piezômetro até uma carga hidráulica que permitisse a realização do ensaio. O piezômetro da cota 351 m foi construído em uma profundidade maior que os demais para a instalação de um transdutor elétrico (transdutor de pressão) para obtenção de medidas de poro-pressão.

A seguir, o piezômetro de Casagrande utilizado será descrito e, na sequência, será apresentado o método de execução do ensaio e sua interpretação. Para fins de ilustração, a Foto 4.16 mostra o equipamento instalado na cota 347 m da encosta, pronto para a execução do ensaio.



Foto 4.16: Piezômetro instalado na cota 347 m da encosta para a realização do ensaio

a) Descrição do equipamento

Os piezômetros de Casagrande utilizados consistiram de tubos de PVC instalados em um furo de sondagem. Na parte inferior do tubo de PVC são executadas ranhuras intercaladas para a infiltração de água do solo. O comprimento do trecho ranhurado é aproximadamente o mesmo comprimento do filtro granular de areia (posteriormente detalhado no texto).

A diferença básica entre um piezômetro para a medida de condutividade hidráulica e um piezômetro convencional para a medida de poro-pressão é a adaptação de um sistema para medir o volume de água que infiltra no solo. A obtenção da vazão se dá a partir de

medições, em uma bureta graduada, do volume de água infiltrado em um determinado intervalo de tempo.

b) Procedimento de ensaio

Os piezômetros foram instalados em furos executados com trado com diâmetro de 60 mm e consistiam de tubos de PVC com diâmetro de 25 mm, sendo que parte deste tubo apresentava um trecho ranhurado (espaçamento de 10 mm entre as ranhuras) para a constituição do filtro do piezômetro dentro do furo de sondagem. O trecho ranhurado tinha aproximadamente 20 cm de comprimento. O fundo dos furos de sondagem onde os piezômetros foram instalados eram limpos e regularizados com uma fina camada de areia limpa (entre 5 e 7 cm de espessura). Instalava-se o tubo de PVC em cada furo de sondagem, seguido da execução do filtro de areia, que consistia do preenchimento do espaço entre a extremidade inferior do tubo de PVC (trecho ranhurado) e a parte do furo com areia classificada com diâmetro dos grãos entre 1 mm e 2 mm. Em seguida executava-se o selo de bentonita até o nível do terreno. O selo foi executado com o lançamento de pelotas de bentonita (preparadas previamente em laboratório) entre o furo de sondagem e o tubo de PVC e posterior umedecimento das mesmas. O selo de bentonita impede que se formem vetores de fluxo ascendentes nas proximidades do furo durante o ensaio. Após a cura da bentonita, o tubo de PVC era serrado cerca de 15 cm acima da superfície do terreno e posteriormente era colado em sua extremidade uma luva rosqueável. Na rosca exposta do tubo de PVC, era rosqueada uma tampa plástica para evitar a entrada de insetos ou objetos no interior do tubo.

A Figura 4.10 mostra um esquema de um piezômetro instalado em um furo de sondagem preparado para o ensaio. Na extremidade superior do tubo de água era instalado um tubo de PVC de 40 mm de diâmetro, com uma bureta graduada em paralelo (resolução de 1 ml), para monitorar o nível de água no interior do piezômetro durante o ensaio de condutividade hidráulica. A carga hidráulica era aplicada preenchendo-se o tubo de 40 mm e as medidas de carga hidráulica eram realizadas observando-se a altura de coluna de água através da bureta graduada. A vazão era determinada através do tempo da variação do nível de água entre duas cargas hidráulicas definidas, para ensaios na modalidade carga variável.

Para ensaios com carga hidráulica constante, ajustava-se uma vazão que mantivesse o nível de água constante no interior do tubo de água do piezômetro. A vazão era controlada através a abertura de uma torneira junto à ponta da mangueira que era usada para introduzir água no tubo do piezômetro. Aguardava-se alguns minutos para certificar que o fluxo atingiu o estado permanente. Caso houvesse variação na carga hidráulica do piezômetro, a vazão era ajustada para retomar a carga hidráulica desejada. Atingindo o estado permanente, a vazão era medida com o auxílio de um Becker de 1000 cm³ e um cronômetro.

O abastecimento de água para a realização dos ensaios foi feito através de mangueiras de borracha que transportavam a água de um reservatório de capacidade de 200 litros, instalado em uma cota superior (cota 395 m da encosta), até os piezômetros.

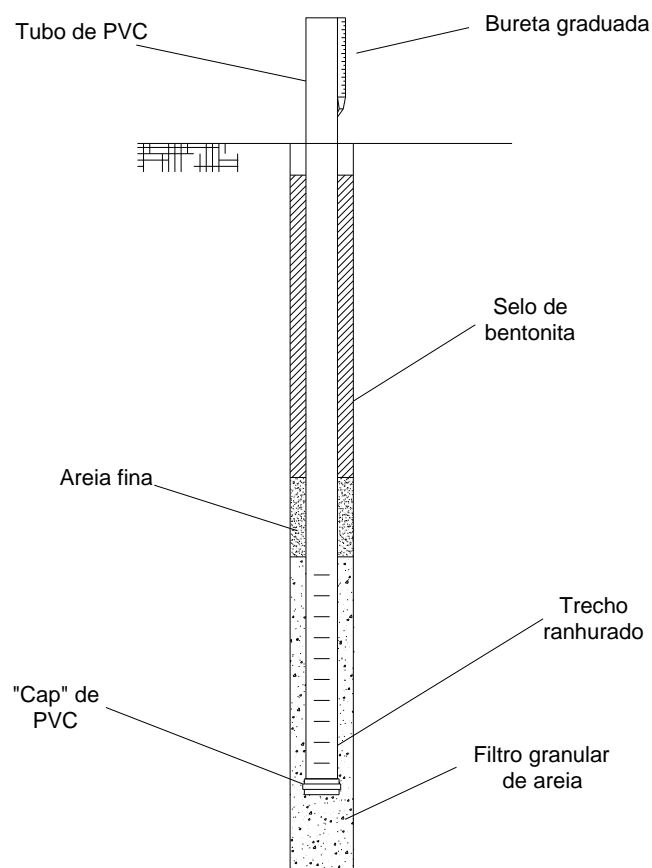


Figura 4.10: Esquema dos piezômetros instalados

No caso de solos não saturados, a variação do coeficiente de condutividade hidráulica com o grau de saturação faz com que, no início do ensaio, o fluxo seja transiente. O coeficiente de condutividade hidráulica é determinado quando o fluxo no ensaio torna-

se permanente. Esse fato é percebido através da estabilização da vazão nos ensaios com carga constante (ou das leituras de tempo para a mesma variação da carga hidráulica nos ensaios com carga variável).

O coeficiente de condutividade hidráulica pode ser determinado a partir da teoria de Hvorslev (1951), que considera o solo incompressível, ou a partir da teoria de Gibson (1963), que considera a compressibilidade do solo. A teoria de Hvorslev (1951) é a mais utilizada no meio geotécnico devido à simplicidade de obtenção dos resultados e à confiabilidade dos mesmos, tendo sido utilizada para a determinação dos coeficientes de condutividade hidráulica dos ensaios desta tese.

c) Interpretação do ensaio

Hvorslev (1951) apresentou uma solução (equação 4.16) para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica a partir de resultados de ensaios com piezômetros. A equação requer basicamente a relação entre a carga hidráulica aplicada no furo e a medida da vazão estabilizada durante o ensaio, além do fator de forma da ponteira.

$$k_{fs} = \frac{Q}{F \cdot H} \quad (\text{equação 4.16})$$

Onde: Q é a vazão estabilizada; F é o fator de forma e H é a carga hidráulica.

O fator de forma exerce influência sobre o resultado do ensaio e foi objeto de considerável discussão na bibliografia geotécnica, sendo que vários autores (entre eles, HVORSLEV, 1951 e WILKINSON, 1968) propuseram formulações para sua obtenção. Este fator é função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio (carga constante ou variável). A equação 4.17 é utilizada para a determinação do fator F. Esta equação introduz um valor para o parâmetro m que quantifica as diferenças entre as modificações propostas para o fator de forma. O Quadro 4.3 relaciona cada valor com os autores citados, que o propuseram. Nos cálculos dos ensaios realizados para esta tese, foi considerado o parâmetro m proposto por Hvorslev, 1951: $m=1$.

$$F = \frac{2 \cdot m \cdot \pi \cdot L_f}{\ln \left[\frac{m \cdot L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left(\frac{m \cdot L_f}{D_f} \right)^2} \right]}$$

Onde: m é o parâmetro de ajuste; L_f é o comprimento do filtro e D_f é o diâmetro do furo.

Quadro 4.3: Proposições para o parâmetro m

Autor	Parâmetro m
Hvorslev (1951)	1,0
Wilkinson (1968)	1,5

Hvorslev (1951) propôs a seguinte equação (equação 4.18) para ensaios com carga variável:

$$k_{fs} = \frac{d^2 \cdot \left[\ln \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \right]}{F \cdot (t_2 - t_1)} \quad (\text{equação 4.18})$$

Onde: d é o diâmetro do tubo; H_1 e H_2 são as cargas hidráulicas para os tempos t_1 e t_2 respectivamente e F é o fator de forma.

Daniel (1989) sugeriu uma aproximação para o caso de solos não saturados. Neste caso, considera-se a carga hidráulica (H) como a diferença entre o nível de água no interior do piezômetro e a metade da altura do filtro granular. Neste caso, a sucção do solo não é considerada na determinação do gradiente hidráulico.

4.6.2.3 Instrumentação da encosta estudada

a) Transdutores elétricos (transdutor de pressão)

Com o objetivo de medir as poro-pressões no interior das camadas de solos coluvionar depositados na encosta estudada foram instalados, no mês de junho de 2006, quatro transdutores elétricos nos piezômetros de Casagrande construídos para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica.

Os transdutores elétricos consistiam em um sistemas automáticos de aquisição de dados para monitorar as variações das poro-pressões nos piezômetros, com transdutores de

100 kPa de capacidade (tipo PDCR da *Druck Incorporated*) ligados a registrador eletrônico destinado a aquisição e armazenamento de dados analógicos denominado *Log Box* (fabricados pela empresa Novus). O modelo *Log Box* utilizado foi o IP67 com 1 canal, onde a entrada de sinal é feita através de um conector rosqueável e resistente à água. Na outra extremidade foi realizada a ligação ao transdutor de pressão *Druck*. A alimentação do transdutor foi feita por uma bateria de 9 volts controlada por um sistema que fazia a alimentação do transdutor somente no momento da leitura.

Anteriormente à instalação dos transdutores elétricos em campo nos piezômetros de Casagrande foram realizadas em laboratório as calibrações dos equipamentos com o auxílio de um manômetro de mercúrio em forma de “U” (coluna de mercúrio) conectado a um êmbolo rosqueável que controlava as pressões. A Foto 4.17 apresenta o equipamento usado nas calibrações. A Figura 4.11 apresenta a configuração do equipamento utilizado para a calibração dos transdutores elétricos (Foto 4.18) do qual foi definido a equação 4.19 para os cálculos de pressões aplicados na ponteira do transdutor elétrico durante a calibração.

A ponteira sensível de cada transdutor era inserida no interior de uma câmara triaxial através de seu topo, preenchida de água desaerada e conectada ao êmbolo, através do qual aplicava-se a pressão requerida. A calibração foi realizada em intervalos de 10 kPa de pressão, até pressões equivalentes a 100 kPa, sendo cada intervalo aplicado durante um período de 30 minutos. A configuração dos parâmetros internos é realizada através do programa computacional *LogChart*, que também faz a aquisição dos dados armazenados no *Log Box* e permite a análise e visualização das medidas de modo gráfico ou na forma de lista numérica. A comunicação entre o computador (*laptop*) e o *Log Box* dá-se através interface *IR-Link* sem contato elétrico, com a troca de informações realizada através de sinal infra-vermelho. Em campo, as leituras foram programadas para serem realizadas de meia em meia hora. A Foto 4.18 apresenta em detalhe o transdutor e o registrador eletrônico e o dispositivo instalado no campo com uma caixa plástica de proteção. Os resultados das calibrações dos transdutores elétricos utilizados em campo encontram-se apresentados no capítulo 6.



Foto 4.17: Equipamento utilizado para a calibração dos transdutores elétricos

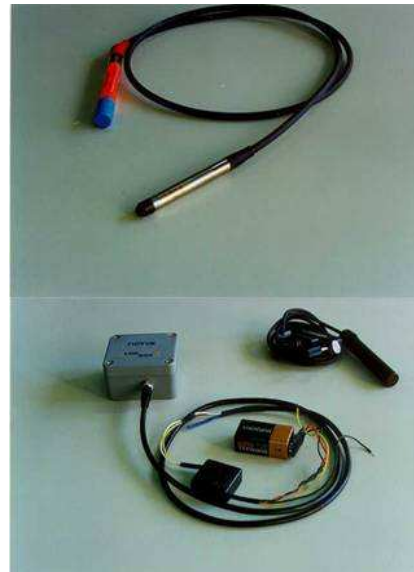


Foto 4.18: Transdutor de pressão Druck (foto superior) e registrador eletrônico Log Box (foto inferior)

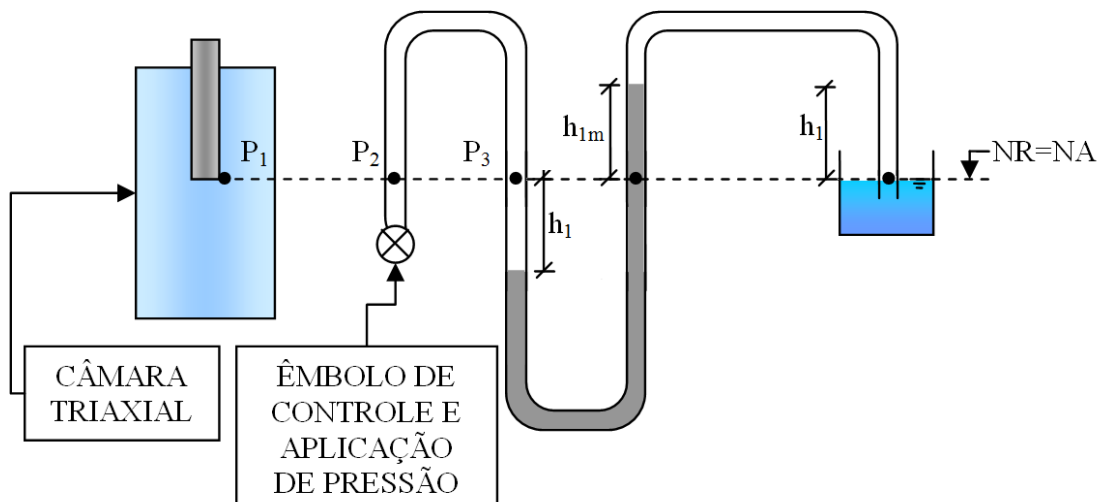


Figura 4.11: Configuração do equipamento da Foto 4.18 para definição dos cálculos de pressões na ponteira do transdutor elétrico

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_{atm.} + 2 \cdot h_{1m} (\gamma_{Hg} - \gamma_w) \quad (\text{equação 4.19})$$

b) Pluviômetro

Um pluviômetro automático foi instalado na cota 372 m da encosta estudada, em junho de 2006, para monitoramento das precipitações pluviométricas. Este pluviômetro encontra-se apresentado na Foto 4.19. O equipamento possui um registrador eletrônico, destinado a aquisição e armazenamento de dados analógicos denominado *Log Box II*

marca Novus, do tipo contador de pulsos conectado ao pluviômetro. Este registrado eletrônico possui capacidade para armazenar até 16381 leituras. O pluviômetro é constituído por um recipiente cilíndrico na forma de funil, que direciona a água da chuva para uma gangorra, composta de dois pequenos reservatórios. A gangorra oscila quando um destes reservatórios é preenchido com água, liberando-a e permitindo o enchimento do outro recipiente. A cada movimentação de basculamento, um sensor de efeito *Hall* emite um pulso elétrico que é registrado e armazenado pelo contador de pulsos. Em campo, as leituras foram programadas para serem realizadas de meia em meia hora.

Anteriormente à instalação do pluviômetro em campo foi realizada a calibração do equipamento em laboratório. Nestas calibrações o pluviômetro foi instalado em uma bancada, tendo-se a preocupação de mantê-lo nivelado, para que a oscilação da gangorra ocorresse de forma simétrica. A água foi introduzida no recipiente do pluviômetro com o auxílio de uma mangueira flexível sendo possível estabelecer uma vazão constante. Volumes conhecidos de água (50 cm^3) eram introduzidos em intervalos de tempo cronometrados, medindo-se o número correspondente de pulsos gerados, os quais eram armazenados no sistema de aquisição automática de dados. Sendo conhecida a área de contribuição do funil do pluviômetro (dado fornecido pelo fabricante do equipamento – $472,15 \text{ cm}^2$), pôde-se relacionar o volume de entrada de água com a chuva, sendo estabelecida em milímetros pelo tempo. Os resultados das calibrações realizadas estão apresentados no capítulo 6.



Foto 4.19: Pluviômetro instalado na encosta estudada (cota 372 m)

4.6.2.4 Cilindros concêntricos

Os cilindros concêntricos são equipamentos utilizados para a realização de ensaio com a finalidade de se determinar a taxa de infiltração de água nos solos. Este tipo de ensaio também é conhecido como anéis concêntricos ou infiltrômetro de anel duplo. É um ensaio largamente utilizado na área das ciências de solo voltadas para irrigação e drenagem como a agronomia. Na área da geotecnia, Daniel & Trautwein (1986) descreveram a adaptação do ensaio para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica de *liners* de aterros sanitários. Campos & Burgos (2003) utilizaram este tipo de ensaio para a análise de taxa de infiltração vertical em solos residuais e coluvionares na cidade de Salvador (BA), com aplicação dos resultados em análises de estabilidade de taludes.

Este ensaio consiste em dois cilindros, cravados de forma concêntrica no solo para ensaios de infiltração. Os diâmetros recomendados do cilindro interno variam entre 0,6 m e 2 m (DANIEL, 1989). Para uso agrônômico, recomenda-se 30 cm para o anel interno e no mínimo 50 cm para o anel externo (CAUDURO & DORFMAN, 1985). A Figura 4.12 ilustra o equipamento citado.

Os cilindros utilizados nos ensaios para esta tese foram construídos com material metálico no LAGEO/UFRGS e possuíam espessura de 2 mm, diâmetros internos e externos de 30 e 60 cm, com uma das bordas cortantes e ambos com 40 cm de altura. O equipamento contava ainda com uma régua, com flutuador, para indicar o nível d'água no cilindro interno. A mesma infra-estrutura montada para o transporte de água até o local do ensaio com piezômetros foi utilizada para a realização do ensaio com os cilindros concêntricos. Somente um ensaio foi executado na encosta (cota 365 m). O ensaio foi executado a partir de duas condições distintas: (a) terreno natural intacto; (b) terreno natural com a remoção de folhas e vegetação da superfície.

Durante os ensaios, a sucção na porção de solo envolvida na infiltração foi monitorada através de dois tensiômetros. Um tensiômetro com medidas através de coluna de mercúrio, modelo *Gage cat. 2600* da *Soilmoisture Equip. Corp.*, foi instalado no interior do anel interno a uma profundidade de aproximadamente 15 cm. Outro tensiômetro, com medidas através de manômetro, modelo *Irrometer 36"* da *Soilmoisture Indicator I*,

foi instalado a uma profundidade de 25 cm, próximo ao anel externo, no exterior do mesmo.

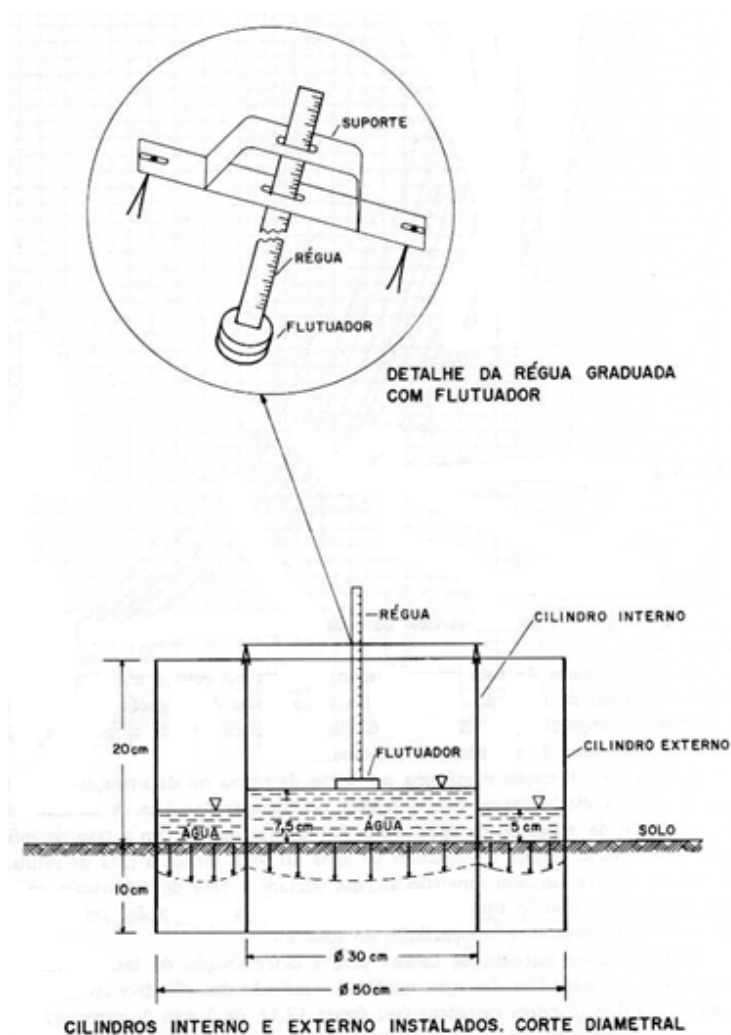


Figura 4.12: Infiltrômetro de cilindros concêntricos (CAUDURO & DORFMAN, 1985)

A taxa de infiltração é determinada através da variação do nível de água no interior do cilindro interno em função do tempo. O nível de água no cilindro interno é medido através de uma bóia, conectada a uma régua que transpassa na posição vertical um suporte, que também serve como referência para as medidas. A Foto 4.20 mostra os cilindros cravados no solo para a realização do ensaio e os tensiômetros instalados para o monitoramento da sucção.

a) Procedimento de ensaio

Para a realização do ensaio foi selecionado um local com pouca inclinação e com a ausência de raízes e pedras que possivelmente impediriam a cravação dos cilindros e influenciariam na infiltração de água. O local selecionado não sofreu amolgamento do

solo devido à pisoteamento e também não sofreu mudança nas características naturais da superfície (folhas e matéria orgânica).



Foto 4.20: Cilindros e tensiômetros instalados na encosta para a realização do ensaio (cota 365 m)

Com o auxílio de uma marreta foi cravado inicialmente o cilindro interno. Procurava-se distribuir as batidas em torno do cilindro para a cravação ser de maneira uniforme em toda a circunferência. Posteriormente se cravou o cilindro externo, com os mesmos cuidados. A profundidade de cravação de ambos anéis foi cerca de 15 cm. Com a utilização de um tubo de aço, com 19 mm de diâmetro externo, abria-se um furo até a profundidade desejada para a instalação dos tensiômetros. Depois de aberto o furo, o fundo do mesmo era regularizado com solo solto para então instalar o tensiômetro em seu interior. Com a bóia apoiada no solo, anotava-se a referência em relação ao nível do terreno.

Para a realização dos ensaios, preenchiam-se simultaneamente com água desairada os volumes definidos pelos cilindros cravados, com o auxílio de recipientes com capacidade de 20 litros, até se atingir um nível de água de aproximadamente 15 cm em relação ao topo dos cilindros. Procedia-se com a execução de leituras do nível de água infiltrado em períodos de 30 segundos, até que o anel interno ficasse sem água. Quando a taxa de infiltração não se estabilizava (variação do nível de água constante em relação ao tempo), preenchiam-se novamente os cilindros com água desairada e repetia-se o ensaio. Depois de realizado o ensaio de acordo com o que foi descrito foi realizada a remoção de folhas e de vegetação da superfície do terreno, procedendo-se a realização

de um novo ensaio com uma nova condição para a determinação da taxa de infiltração estabilizada.

b) Interpretação do ensaio

As condições adotadas na interpretação do ensaio são: (a) solo homogêneo; (b) isotrópico; (c) temperatura da água do anel interno constante (d) fluxo abaixo do anel interno unidimensional (na direção vertical). Ao se atingir a estabilização na taxa de infiltração, os tensiômetros apresentavam sucções próximas de zero. O teor de umidade do solo anteriormente aos ensaios era de 50%. A taxa de infiltração estabilizada (I) foi determinada a partir da curva taxa de infiltração instantânea *versus* tempo e corresponde ao valor da taxa de infiltração quando o gráfico tende a tornar-se horizontal (sem variação significativa na taxa de infiltração instantânea). A partir da obtenção de I, pode-se calcular o coeficiente de condutividade hidráulica através da equação 4.20. Foram calculados os coeficientes de condutividade hidráulica para profundidades da frente de saturação de 20 e 50 cm

$$k = \frac{I}{i} = \frac{I}{\frac{(H + L_f + \psi_f)}{L_f}} \quad (\text{equação 4.20})$$

Onde: I é a taxa de infiltração estabilizada; i é o gradiente hidráulico; H é a altura da coluna de água no interior do anel interno; L_f é a profundidade da frente de umedecimento e ψ_f é a sucção na frente de saturação (frente de umedecimento) (no caso, nula).

CAPÍTULO 5

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS – ENSAIOS MECÂNICOS

Este capítulo apresenta parte dos resultados experimentais obtidos nesta tese de doutorado, os quais serão analisados e discutidos à medida que forem apresentados. Além dos ensaios de caracterização geotécnica, encontram-se apresentados neste capítulo os ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados, triaxiais CID, CIU, CID-U e CSD (*constant shear drained*) com corpos de prova indeformados ou remoldados, *hollow cylinder* com corpos de prova remoldados. Para identificar a procedência e nomenclatura dos solos ensaiados optou-se identificá-los de acordo com as cotas da encosta das quais foram extraídos. Nos capítulos 3 e 4 podem ser obtidos mais detalhes referentes aos solos amostrados e ensaiados.

5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Estes ensaios foram realizados com amostras extraídas das cotas 351, 360 e 365 m da encosta estudada. Salienta-se que as cotas 360 e 365 m da encosta referem-se a um mesmo colúvio o qual permaneceu intacto após a ocorrência de corridas de detritos de dezembro de 2000. Já a cota 351 m refere-se a um solo coluvionar, com características distintas conforme a classificação tátil visual apresentada a seguir, que também permaneceu na encosta, sem movimentação.

A classificação tátil visual do solo amostrado foi: (a) solo coluvionar da cota 351 m – solo silto-argiloso com pouca areia fina e presença considerável de pedregulhos e matacões além da presença de raízes de vegetação rasteira, cor marrom claro, baixo teor de umidade natural; (b) solo coluvionar da cota 360 m – solo silto-argiloso com pouca areia fina e com média presença de pedregulhos (sendo a maior parte em processo de intemperização), cor marrom avermelhado, presença de raízes e matéria orgânica em decomposição, solo ligeiramente úmido e (c) solo coluvionar da cota 365 m – solo silto-

argiloso com pouca areia fina e média presença de pedregulhos (sendo a maior parte em processo de intemperização), cor marrom avermelhado a marrom escuro, presença de raízes e matéria orgânica em decomposição, solo ligeiramente úmido.

O Quadro 5.1 apresenta os valores mínimos, máximos e médios dos índices físicos iniciais [peso específico úmido (γ_t), peso específico seco (γ_d), teor de umidade (w_o), grau de saturação (S_o) e índice de vazios (e_o)] obtidos dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios de cisalhamento direto (cota 360 m), nos ensaios de compressão triaxial e nos ensaios de condutividade hidráulica (cota 365 m). Não foi possível amostrar solo indeformado da cota 351 m. A partir dos resultados do Quadro 5.1 observa-se que o peso específico úmido (γ_t) médio do solo coluvionar da cota 360 m foi de $14,9 \text{ kN/m}^3$, enquanto que na cota 365 m, o γ_t médio variou entre 16,3 e $16,8 \text{ kN/m}^3$. Os índices de vazios (e_o) medidos foram elevados, sendo que os valores mínimo e máximo de índice de vazios obtidos para o solo coluvionar da cota 360 m variaram entre 1,33 e 1,66. Na cota 365 m os valores de índice de vazios variaram entre 1,11 e 1,44. O teor de umidade natural (w_o) do solo da cota 360 m variou entre 24% a 39%, e o grau de saturação (S_o) entre 48% e 71%. O teor de umidade e o grau de saturação do solo da cota 365 m, em campo, variaram entre 22% e 34%, e entre 53% e 78%, respectivamente. A ampla faixa de variação destes e dos demais índices apresentados no Quadro 5.1 demonstra a heterogeneidade típica dos solos coluvionares, que é amplamente discutida e apresentada na bibliografia geotécnica (DEERE & PATTON, 1971; LACERDA & SANDRONI, 1985; FONSECA, 2002; entre outros).

As Figuras 5.1 a 5.6 mostram as curvas de distribuição granulométrica dos solos coluvionares obtidas em ensaios com secagem prévia do solo e por via úmida e, com e sem o uso de agente defloculante. O Quadro 5.2 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização realizados com os solos coluvionares.

Os valores dos limites de Atterberg também se encontram apresentados no Quadro 5.2. Conforme já comentado, os mesmos foram obtidos a partir de ensaios com amostras preparadas tanto por via seca quanto por via úmida, com a finalidade de comparação e verificação do efeito da secagem sobre a plasticidade do solo. A secagem do solo, mesmo que parcial e à temperatura ambiente, pode modificar a plasticidade, tanto pelas alterações provocadas nos argilominerais por desidratação parcial quanto pela formação

de agregados de partículas (FOOKES, 1997). Estas alterações são normalmente insensíveis à rehidratação e resultam em redução de plasticidade. Os solos coluvionares ensaiados não apresentaram considerável redução de limite de liquidez (LL) com a secagem, indicando que a plasticidade dos argilominerais não foi afetada pela perda de água associada ao processo de secagem ao ar. Os valores de índice de plasticidade (IP) dos solos ensaiados referentes às cotas 351, 360 e 365 m e obtidos a partir de diferentes métodos de ensaio [com secagem prévia (CSP) e via úmida (SSP)] resultaram nos valores de 18 e 20, 16 e 19, 20 e 19, respectivamente.

Os valores de limites de plasticidade (LP) dos solos ensaiados referentes às cotas 351, 360 e 365 m e obtidos a partir de diferentes métodos de ensaio (CSP e SSP) resultaram nos valores de 42 e 48, 40 e 37, 34 e 36, respectivamente. Pode-se verificar que, entre os métodos de ensaio, não houve variações significativas referentes aos limites de plasticidade (LP) dos solos ensaiado e principalmente não foi verificado o aumento significativo relativo de plasticidade com a secagem, o que acarretaria resultados inconsistentes.

Os índices de plasticidade (IP) os solos coluvionares ensaiados (Quadro 5.2), caracterizam os solos como plásticos ($IP > 15$). A Figura 5.7 mostra os solos estudados na carta de plasticidade, utilizada para classificação de solos pelo Sistema Unificado. Os solos coluvionares ensaiados situam-se abaixo da Linha A e à direita da Linha B, sendo são classificados como silte de alta compressibilidade [*sandy elastic silt* (MH)] de acordo com a USCS (ASTM 2487-00).

Nos resultados dos ensaios de granulometria por sedimentação, realizados com o solo da cota 351 m e seco previamente (apresentados na Figura 5.1), ocorreu a maior diferença entre as curvas granulométricas com e sem agente defloculante. O resultado do ensaio realizado sem o uso de agente defloculante indica uma diferença de aproximadamente 20% na fração argila em relação ao ensaio realizado com o uso de agente defloculante. Este fato indica que, em campo, o solo tem um comportamento silto-argiloso, onde 63% do solo é composto da fração silte, predominando grãos com diâmetro entre 0,004 mm e 0,02 mm, trecho no qual a curva de distribuição granulométrica sem o uso de agente defloculante possui maior inclinação. O ensaio

realizado com o uso de agente defloculante acusou uma fração argila de 41%, praticamente a mesma proporção da fração silte (41%).

Quadro 5.1: Índices físicos iniciais dos solos estudados

Índices físicos iniciais	Cota 360 m			Cota 365 m								
	Ensaio de cisalhamento direto			Ensaio de compressão triaxial CID			Ensaio de compressão triaxial CIU			Ensaio de compressão triaxial CID-U / ensaio de condutividade hidráulica		
	Mín.	Máx.	Méd.	Mín.	Máx.	Méd.	Mín.	Máx.	Méd.	Mín.	Máx.	Méd.
γ_t (kN/m ³)	14,2	15,6	14,9	16,0	17,1	16,5	16,3	17,2	16,8	15,4	17,2	16,3
γ_d (kN/m ³)	10,9	12,4	11,7	12,8	13,7	13,3	12,8	13,3	13,1	11,8	12,8	12,3
w_o (%)	23,7	38,5	31,1	21,8	24,6	23,2	24,2	33,0	28,6	27,7	34,2	30,9
S_o (%)	47,6	70,6	59,1	52,6	63,9	58,3	59,5	77,5	68,5	60,3	78,3	69,3
e_o	1,33	1,66	1,50	1,11	1,20	1,16	1,17	1,25	1,21	1,26	1,44	1,35

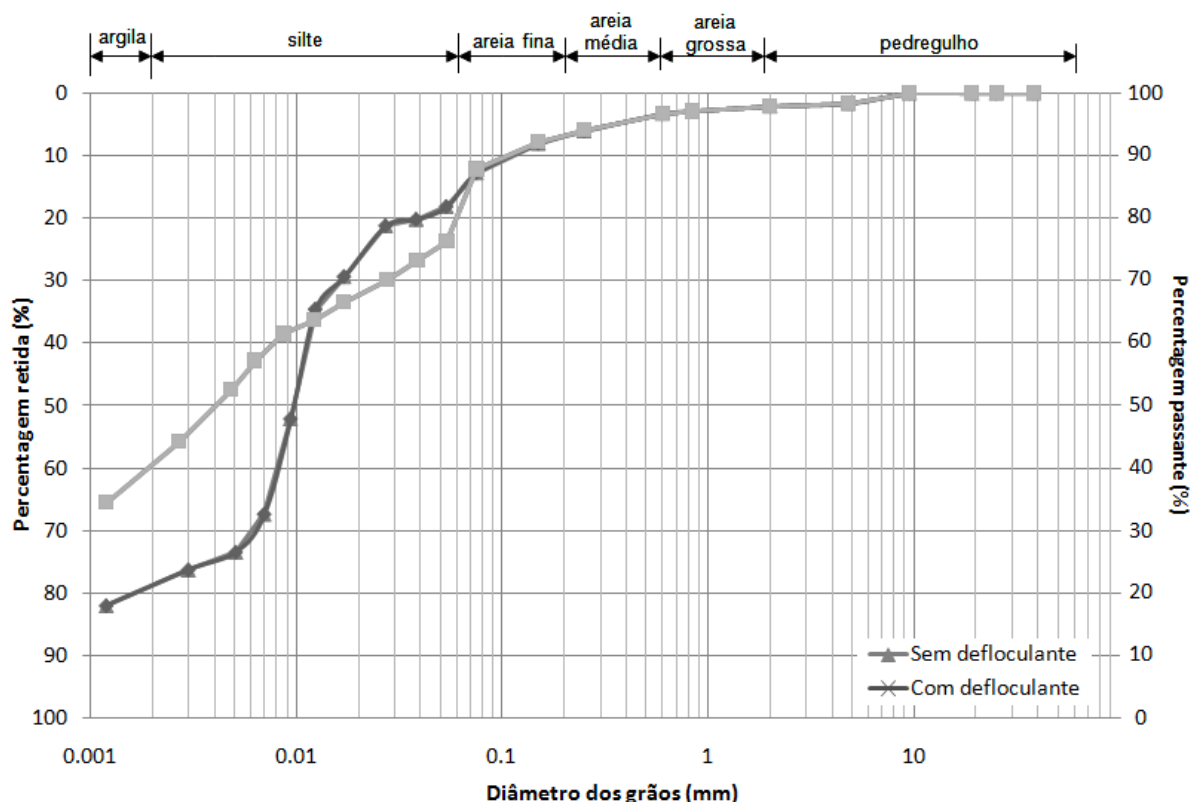


Figura 5.1: Distribuição granulométrica via secagem prévia com e sem o uso de agente defloculante (cota 351 m)

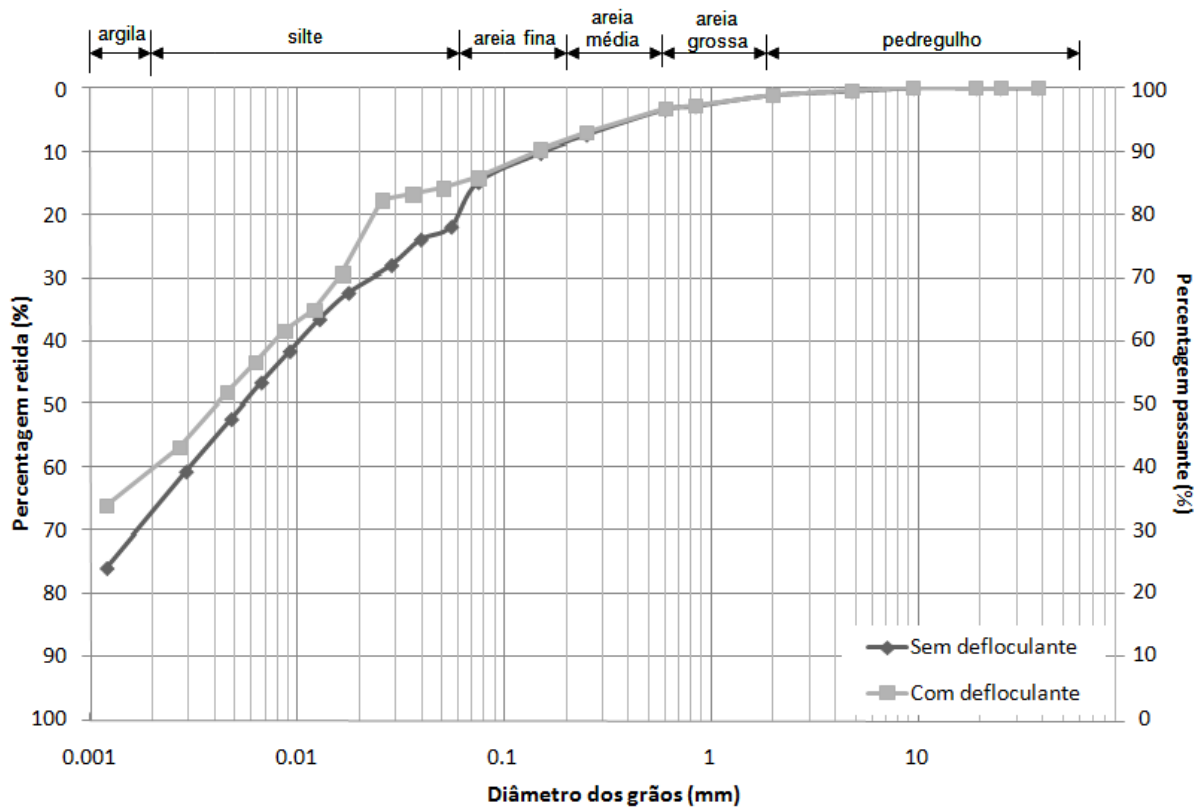


Figura 5.2: Distribuição granulométrica via secagem prévia com e sem o uso de agente defloculante (cota 360 m)

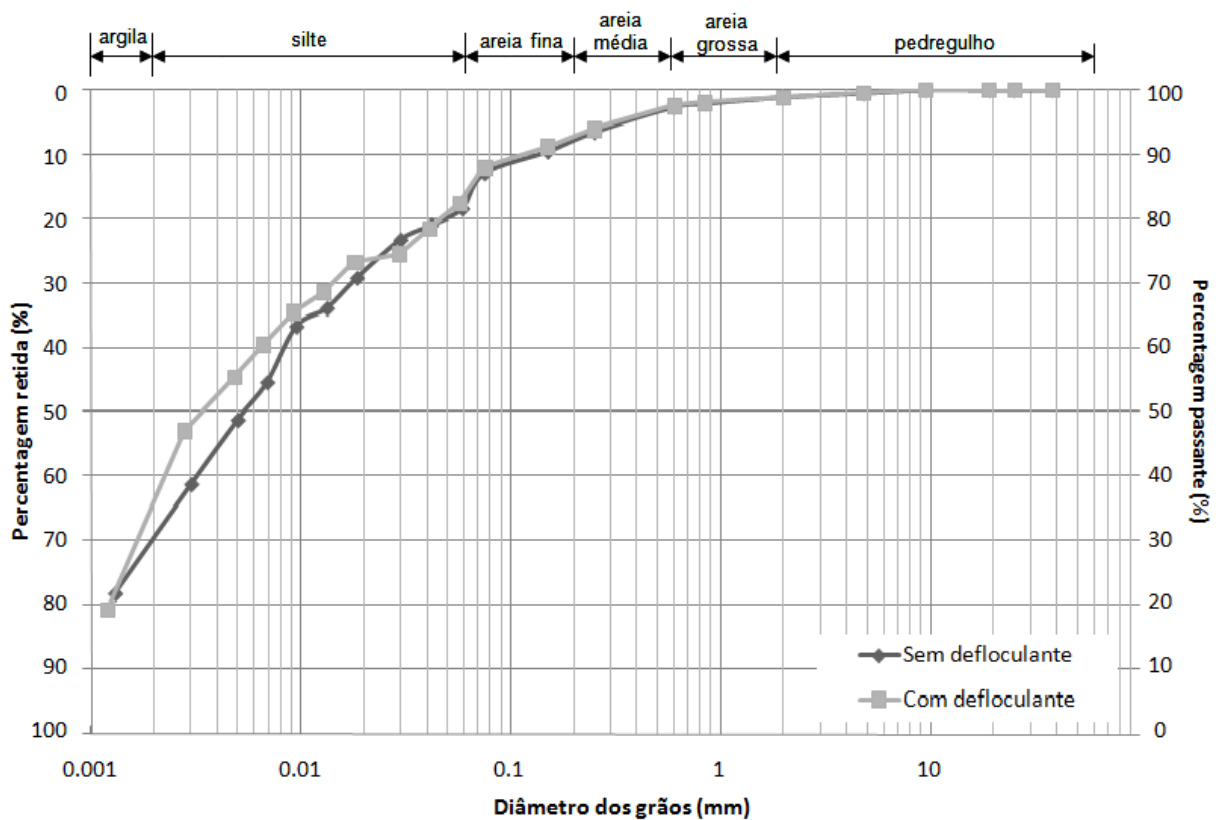


Figura 5.3: Distribuição granulométrica via secagem prévia com e sem o uso de agente defloculante (cota 365 m)

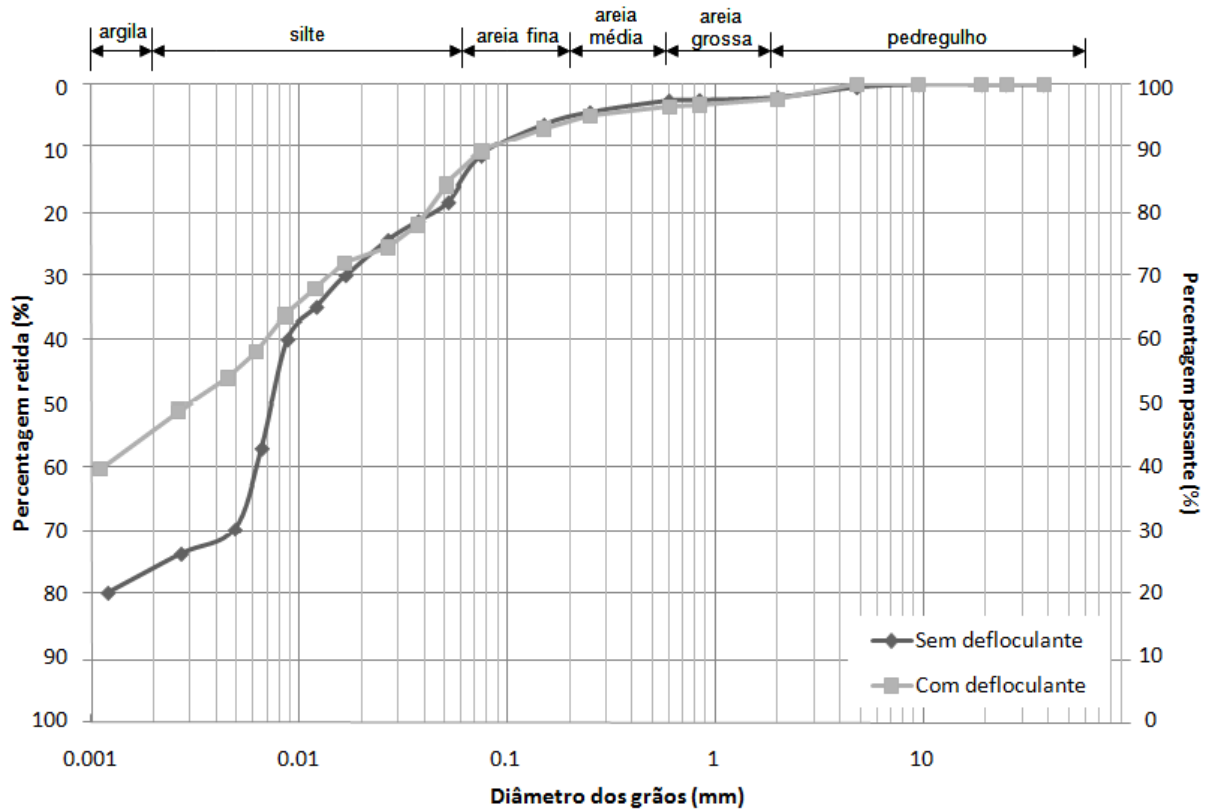


Figura 5.4: Distribuição granulométrica via úmida com e sem o uso de agente defloculante (cota 351 m)

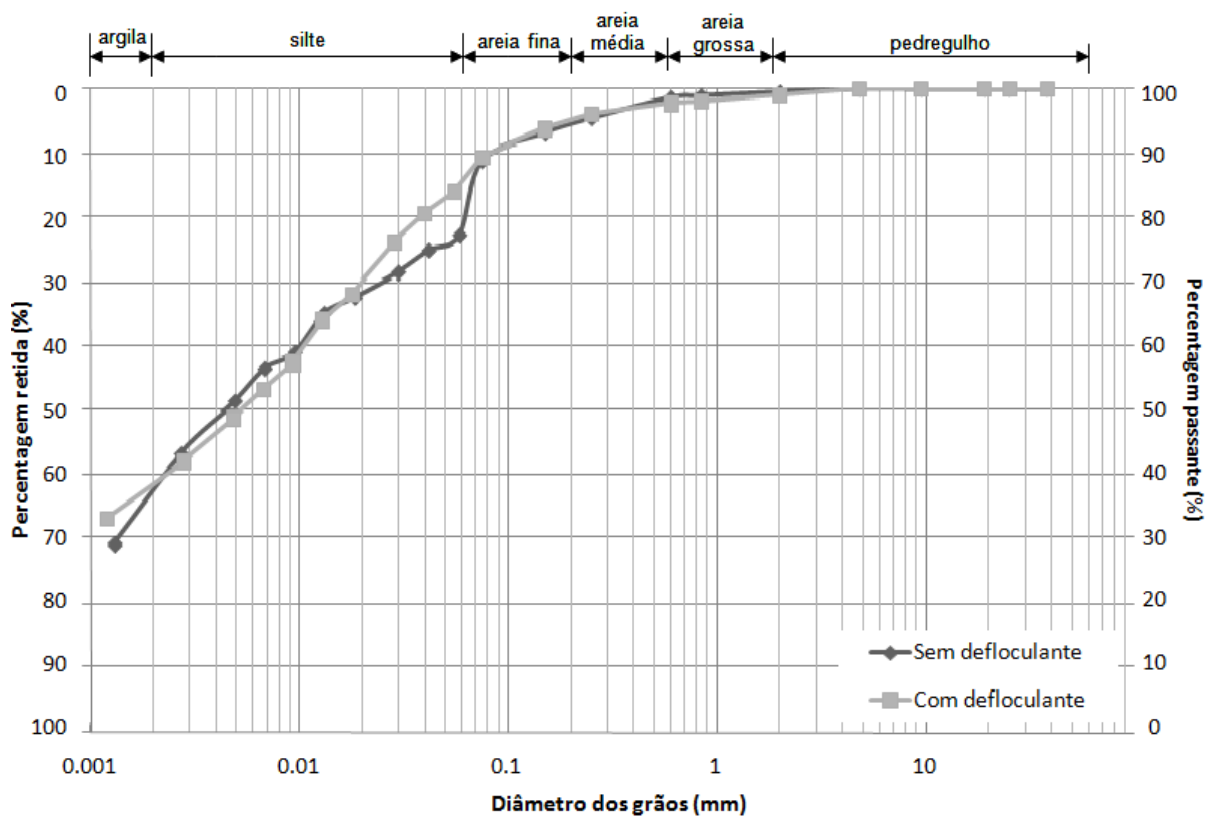


Figura 5.5: Distribuição granulométrica via úmida com e sem o uso de agente defloculante (cota 360 m)

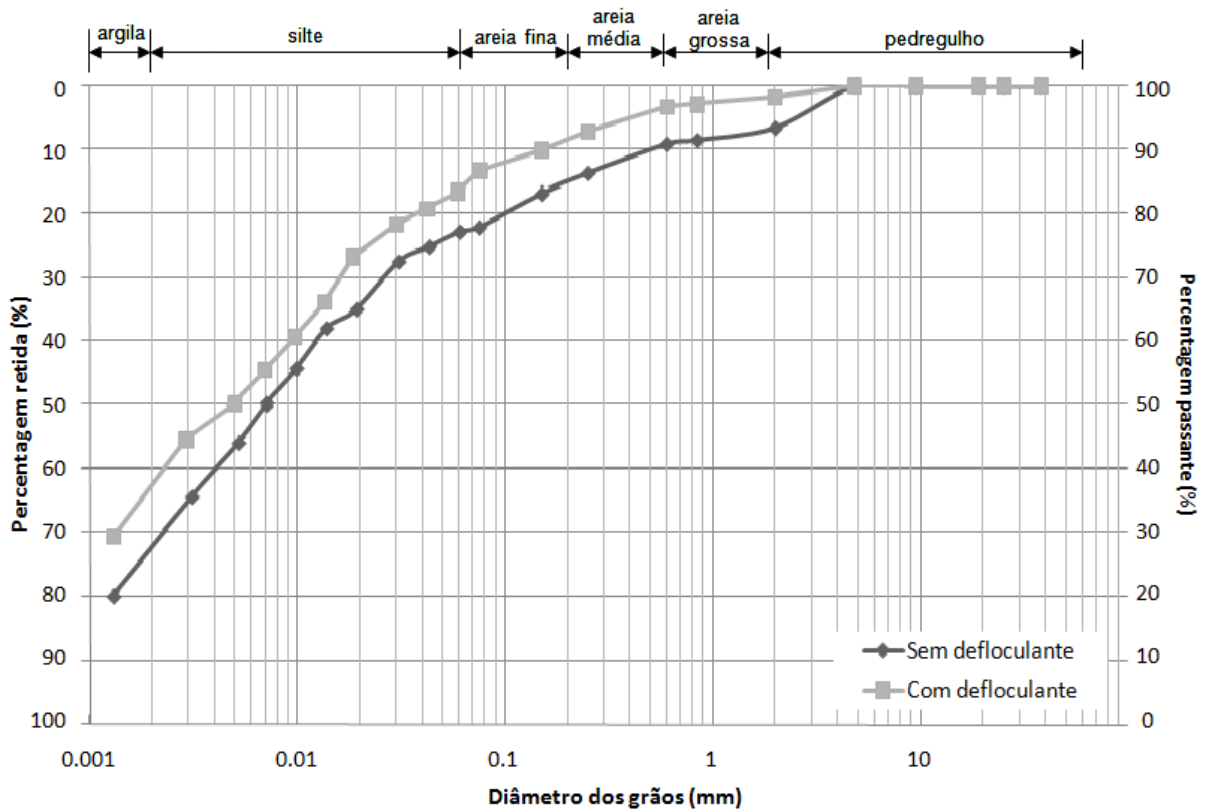


Figura 5.6: Distribuição granulométrica via úmida com e sem o uso de agente defloculante (cota 365 m)

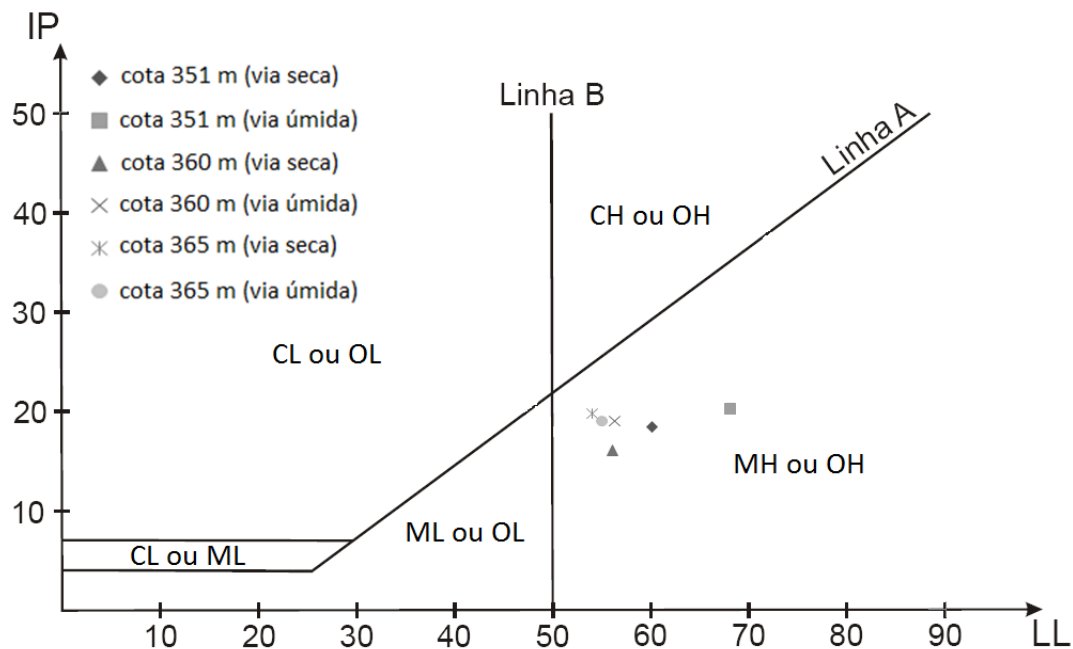


Figura 5.7: Carta de plasticidade para os solos ensaiados (ASTM D 2487)

Quadro 5.2: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização

Amostra	γ_s (kN/m ³)	LL (%)	IP (%)	Tipo de ensaio	Granulometria – porcentagem passante					
					% argila (<2,0 μ m)	% silte (2-0,06 μ m)	% areia fina (0,06 μ m- 0,2 mm)	% areia média (0,2-0,6 mm)	% areia grossa (0,6 mm- 2,0 mm)	% pedregulho (2,0 mm – 76 mm)
Cota 351 m	29,5	60	18	CSP	41 / (22*)	41,5 / (63*)	10,5 / (8*)	4 / (4*)	1 / (1*)	2 / (2*)
		68	20	SSP	46 / (24,5*)	41,5 / (63*)	6 / (7*)	3 / (3*)	2 / (1*)	1,5 / (1,5*)
Cota 360 m	28,9	56	16	CSP	40 / (33*)	45 / (49*)	7 / (10*)	4 / (4*)	2,5 / (2,5*)	1,5 / (1,5*)
		56	19	SSP	38 / (38*)	48 / (43*)	9 / (14*)	3 / (4*)	1 / (0*)	1 / (1*)
Cota 365 m	29,0	54	20	CSP	35 / (30*)	48 / (52*)	9 / (10*)	5 / (5*)	2 / (2*)	1 / (1*)
		55	19	SSP	34 / (23*)	47 / (49,5*)	10 / (12*)	5 / (9*)	3 / (5*)	1 / (1,5*)

CSP: com secagem prévia; SSP: sem secagem prévia (via úmida); (x*): resultados sem uso de defloculante

Nas curvas de distribuição granulométrica do solo da cota 360 m, obtidos nos ensaios realizados com solo seco previamente (Figura 5.2), é possível verificar uma pequena influência do uso de agente defloculante, a qual implicou em uma diferença de 7% na fração argila em relação ao ensaio realizado sem o uso de agente defloculante. Ambas as curvas granulométricas possuem formas semelhantes, apenas defasadas devido à fração argila floculada, no ensaio sem o uso de defloculante.

Nos resultados dos ensaios realizados com o solo da cota 365 m seco previamente (Figura 5.3), percebe-se uma grande semelhança entre os procedimentos realizados (uso ou sem o uso de agente defloculante). A diferença está no fato de que o ensaio realizado com o uso de agente defloculante tem 5% a mais na fração argila em relação ao ensaio sem o uso de agente defloculante.

Exceto para o solo da cota 351 m, os ensaios de granulometria por sedimentação realizados sem o uso de agente defloculante produziram curvas com formatos semelhantes às obtidas em ensaios com uso de defloculante, com diferenças variáveis nas frações silte e areia fina.

O solo da cota 351 m apresenta uma grande inclinação na curva granulométrica referente ao trecho entre 0,005 mm e 0,03 mm, o que demonstra uma grande proporção de grãos compreendidos neste intervalo (cerca de 53% do total da amostra).

Os resultados apresentados nas Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 e no Quadro 5.2 mostram que as curvas granulométricas obtidas com agente defloculante apresentam predominância de argila e silte. Já os resultados dos ensaios de granulometria sem agente defloculante mostraram uma predominância de silte.

Um resultado importante foi a semelhança entre os resultados dos ensaios de granulometria realizados via úmida quando comparados aos resultados dos ensaios de granulometria realizados via seca, o que mostra que os minerais presentes são pouco sensíveis a esta preparação.

5.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico do solo coluvionar da cota 360 m,

assim como estudar seu comportamento tensão-deslocamento. A resistência ao cisalhamento foi determinada a partir de amostras indeformadas e deformadas coletadas em campo.

5.2.1 Resultados dos ensaios

O Quadro 5.3 apresenta os índices físicos iniciais dos ensaios de cisalhamento direto realizados com corpos de prova indeformados e remoldados. Neste quadro pode-se perceber que os teores de umidade iniciais dos corpos de prova indeformados são variáveis, devido à amostragem em campo ter sido feita em diferentes datas. Os corpos de prova para ensaios com tensão normal de 15, 20, 25 e 30 kPa foram amostrados posteriormente aos ensaios realizados com tensão normal de 35, 50, 75 e 100 kPa. O índice de vazios em que foram preparados os corpos de prova remoldados foi baseado na média dos índices de vazios dos corpos de prova indeformados, com o teor de umidade equivalente ao da primeira amostragem (aproximadamente 35%).

Quadro 5.3: Índices físicos iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto (e^* - índice de vazios após o adensamento), cota 360 m

Condições dos corpos de prova	Tensão normal (kPa)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_o (%)	S_o (%)	e_o	e^*
indeformado	15	15,27	12,26	24,53	52,22	1,36	1,36
	20	15,08	12,16	24,02	50,41	1,38	1,37
	25	14,20	11,30	25,66	47,58	1,56	1,55
	30	15,36	12,42	23,72	51,63	1,33	1,32
	35	15,11	11,60	30,31	58,69	1,49	1,48
	50	14,82	10,87	36,26	62,51	1,66	1,63
	75	15,63	11,45	36,54	69,23	1,53	1,50
	100	15,54	11,22	38,50	70,63	1,58	1,52
remoldado	15	15,80	10,75	36,02	91,10	1,49	1,48
	20	15,80	10,70	36,02	92,36	1,49	1,49
	25	15,80	10,72	36,02	91,94	1,49	1,48
	30	15,80	10,89	34,61	88,98	1,46	1,46
	35	15,60	10,74	34,61	87,58	1,49	1,49
	50	15,80	11,05	36,02	83,37	1,49	1,45
	75	15,60	11,04	34,61	79,97	1,49	1,45
	100	15,80	11,44	36,02	73,85	1,49	1,44

As curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, tensão cisalhante normalizada *versus* deslocamento horizontal e as curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados e remoldados, estão apresentadas nas Figuras 5.8 a 5.11. Analisando-se as curvas apresentadas na Figura 5.8, observa-se que os ensaios realizados com tensões normais de 15, 20, 25, 30 e 50 kPa apresentam comportamentos semelhantes, com uma certa variabilidade de tensões com a deformação. No ensaio realizado com tensão normal de 35 kPa pode-se verificar tensões máximas definidas na curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, assim como nos ensaios realizados com tensões normais de 75 e 100 kPa, para deslocamentos em torno de 3 e 5 mm, respectivamente. De maneira geral os resultados dos ensaios são consistentes com o aumento da tensão normal (maiores tensões cisalhantes para os mesmos deslocamentos horizontais).

As curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da Figura 5.9 indicam que os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento de compressão para todas as tensões normais utilizadas. Embora de maneira geral os resultados sejam muito coerentes com relação à variação volumétrica e tensão normal aplicada, o ensaio com 100 kPa apresentou um comportamento destoante (pequena variação volumétrica), embora ainda de compressão.

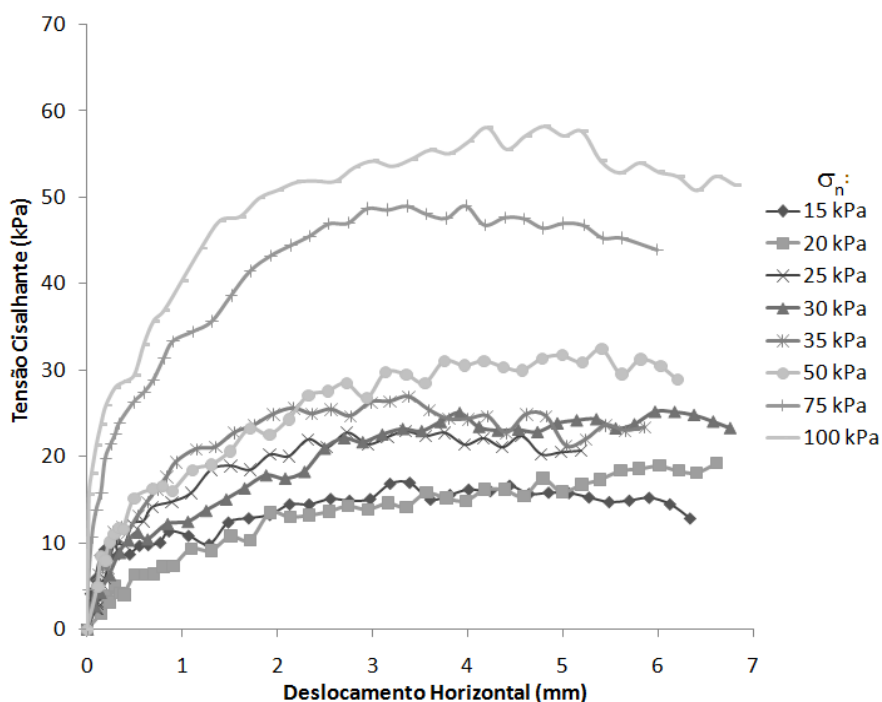


Figura 5.8: Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados (cota 360 m)

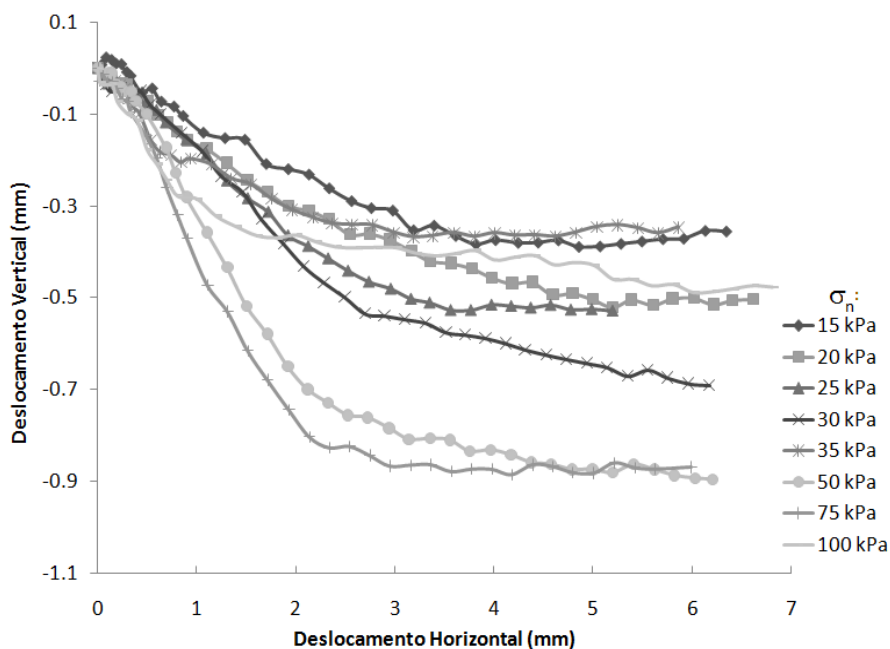


Figura 5.9: Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados (cota 360 m)

As Figuras 5.10 e 5.11 mostram os resultados obtidos para os solos ensaiados na condição remoldada. Na Figura 5.10 observa-se que, com exceção do ensaio realizado com tensão normal de 50 kPa, todos os corpos de prova apresentam um padrão de comportamento do tipo dúctil, com a tensão cisalhante crescendo monotonicamente até um valor assintótico, sem apresentar evidências de pico. As curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal apresentadas na Figura 5.11, mostram comportamento de compressão para a maioria das tensões normais utilizadas, com exceção das tensões normais de 15 e 20 kPa que praticamente não apresentaram deslocamento vertical. Não houve, entretanto, uma clara relação entre variação de altura e tensão normal aplicada.

A Figura 5.12 mostra as envoltórias de ruptura ajustadas aos pontos experimentais de pico de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios de cisalhamento direto acima referidos. Observa-se um ajuste bastante satisfatório da envoltória de resistência linear aos pontos experimentais, tanto para os ensaios em solos indeformados quanto para os ensaios remoldados. As envoltórias dos dois tipos de ensaios são praticamente paralelas e o valor do intercepto coesivo foi reduzido a cerca da metade nos ensaios remoldados (de 9,7 kPa para 4,5 kPa). O Quadro 5.4 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados realizados.

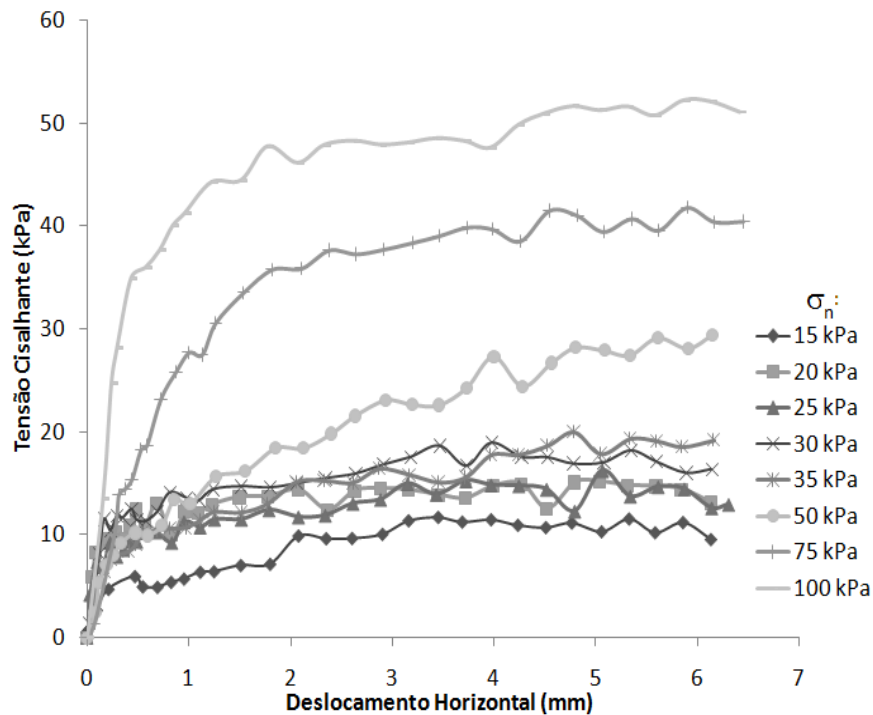


Figura 5.10: Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados (cota 360 m)

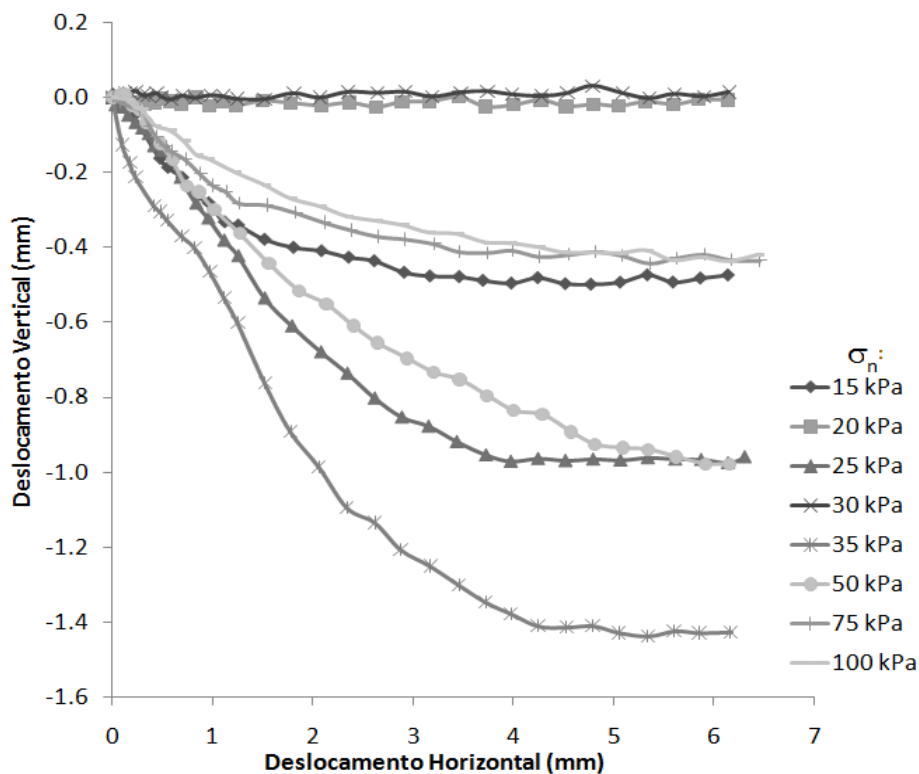


Figura 5.11: Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados (cota 360 m)

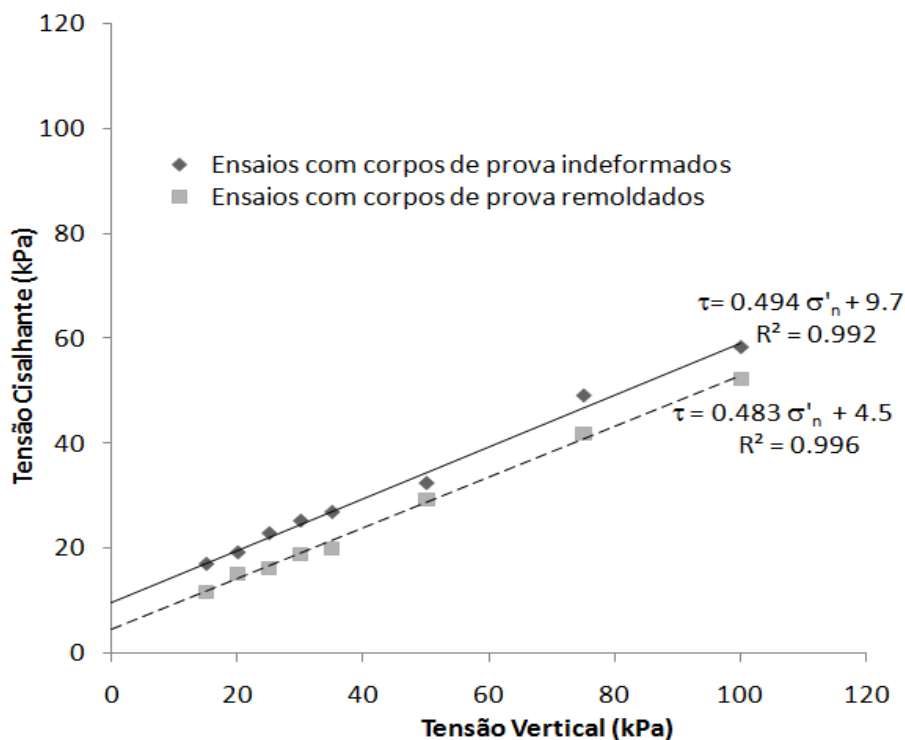


Figura 5.12: Envoltória de ruptura no gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados (cota 360 m)

Quadro 5.4: Parâmetros de resistência ao cisalhamento máximos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (cota 360 m)

Condições dos corpos de prova	Equação da reta (envoltória de ruptura)	Parâmetros de resistência ao cisalhamento	
		Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') ($^{\circ}$)	Intercepto coesivo efetivo (c') (kPa)
indeformados	$\tau = 0,5\sigma'_n + 9,7$	26,3 $^{\circ}$	9,7
remoldados	$\tau = 0,5\sigma'_n + 4,5$	25,8 $^{\circ}$	4,5

5.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Esta seção apresenta os resultados dos ensaios triaxiais (CID, CIU e CID-U) com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados, realizados seguindo trajetórias de tensões efetivas convencionais e especiais, e uma análise conjunta dos resultados dos ensaios triaxiais. Os resultados do ensaio triaxial CSD serão apresentados

juntamente com os resultados dos ensaios *hollow cylinder*, pois este ensaio foi realizado para fins de comparação com os resultados daqueles ensaios.

Apresenta também os resultados das análises de uniformidade de moldagem realizadas em corpos de prova remoldados. Os ensaios foram realizados com os solos coluvionares amostrados na cota 365 m da encosta estudada.

Os eixos de tensões utilizados na apresentação dos resultados, gráficos – trajetórias de tensões efetivas correspondem às convenções de Cambridge, equações 5.1 e 5.2.

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{equação 5.1})$$

$$p' = \frac{(\sigma_1' + 2 \cdot \sigma_3')}{3} \quad (\text{equação 5.2})$$

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e ϕ' , apresentados no item 5.3.7, foram calculados a partir de envoltórias de resistência ao cisalhamento traçadas no plano $s' \times t$ onde foram plotadas as trajetórias de tensões efetivas conforme as definições de Lambe & Whitman, 1969 (equações 5.3 e 5.4).

$$t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (\text{equação 5.3})$$

$$s' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_3')}{2} \quad (\text{equação 5.4})$$

Não foram aplicadas correções de tensão devidas à influência da membrana de látex, uma vez que, dada à resistência ao cisalhamento do solo estudado, o valor a ser corrigido é desprezível. O Quadro 5.5 apresenta um resumo das características iniciais dos corpos de prova e as tensões efetivas de confinamento utilizadas nos ensaios de compressão triaxial. No quadro citado γ_t é o peso específico natural do solo, γ_d é o peso específico seco do solo, w_o é o teor de umidade inicial, S_o é o grau de saturação inicial, e_o é o índice de vazios inicial dos corpos de prova ensaiados e e^* é o índice de vazios dos corpos de prova após a fase de adensamento insotrópico.

A moldagem dos corpos de prova remoldados foi baseada na média dos índices de vazios dos corpos de prova indeformados dos ensaios triaxiais CID-U (os primeiros a

serem testados), tendo-se adotado como referência o valor de 1,34 (conforme apresentado no capítulo 4).

Os resultados dos ensaios triaxiais tiveram a correção de área realizada de acordo com a observação do formato que corpo de prova apresentava durante a fase de cisalhamento. As correções de área realizadas foram: (a) correção cilíndrica do corpo de prova proposta por Bishop & Henkel (1962) e (b) correção parabólica do corpo de prova proposta por Germaine & Ladd (1988). A equação 5.5 apresenta a fórmula utilizada para a correção cilíndrica dos corpos de prova e a equação 5.6 apresenta a fórmula para a correção parabólica dos corpos de prova.

$$A_c = A_o \left[\frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} \right] \quad (\text{equação 5.5})$$

$$A_c = A_o \left[-\frac{1}{4} + \frac{\sqrt{25 - 20 \cdot \varepsilon_a - 5 \cdot \varepsilon_a^2}}{4(1 - \varepsilon_a)} \right]^2 \quad (\text{equação 5.6})$$

Onde: A_c é a área corrigida; A_o é a área do corpo de prova após o adensamento; ε_v é a deformação volumétrica após o adensamento do corpo de prova e ε_a é a deformação axial durante a fase de cisalhamento.

Para verificação da influência das correções de área cilíndrica e parabólica nos resultados de ensaios triaxiais CIU realizados com corpos de prova remoldados foram analisadas as trajetórias de tensões e as curvas de tensão desvio *versus* deformação axial. Para tensões confinantes mais baixas, as duas correções apresentaram comportamento semelhante. Para tensões confinantes mais altas, a correção considerando a deformação parabólica apresenta uma queda maior (5% no valor da correção cilíndrica).

Quadro 5.5: Características iniciais dos corpos de prova dos ensaios triaxiais (cota 365 m)

Condição do corpo de prova / tipo de ensaio	Tensão efetiva de confinamento (kPa)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w _o (%)	S _o (%)	e _o	e*
Indeformado / CID	30	10,15	4,84	15,91	13,07	21,78	51,9	1,21	1,20
	50	10,01	5,12	17,06	13,70	24,56	63,9	1,11	1,10
	75	10,28	5,20	15,97	12,84	24,41	56,40	1,25	1,20
	100	10,05	5,18	16,60	13,52	22,74	57,80	1,14	1,12
Indeformado / CIU	30	9,72	5,17	17,24	12,96	33,00	77,5	1,23	1,23
	50	9,30	5,14	16,47	12,83	28,45	65,6	1,25	1,25
	75	9,99	5,04	16,51	13,29	24,21	59,6	1,17	1,16
	100	10,24	5,15	16,34	13,08	24,93	59,5	1,21	1,20
Indeformado / CID-U	40	10,01	5,11	15,97	12,50	27,69	61,00	1,31	1,31
	50	10,00	4,98	15,41	11,84	30,08	60,30	1,44	1,38
	75	10,06	5,04	17,15	12,79	34,16	78,30	1,26	1,24
CSD	30	9,98	4,98	15,80	12,74	24,00	54,7	1,27	1,27
Remoldado / CID	30	10,03	5,01	16,69	12,23	36,46	77,30	1,36	1,36
	40	9,99	5,01	16,86	12,37	36,31	78,50	1,34	1,34
	50	9,96	5,00	16,93	12,40	36,55	79,30	1,33	1,33
	75	10,03	5,00	16,64	12,23	36,06	76,40	1,36	1,36
	100	10,02	5,04	16,80	12,37	35,81	77,50	1,34	1,24
	200	9,98	4,99	16,53	12,20	35,49	74,90	1,37	1,22
Remoldado / CIU	30	10,00	5,01	16,91	12,46	35,68	78,20	1,32	1,31
	40	9,99	5,01	16,77	12,36	35,68	77,10	1,34	1,34
	50	9,97	5,01	16,88	12,43	35,85	78,20	1,33	1,33
	75	10,06	5,01	16,77	12,34	35,87	77,20	1,34	1,33
	100	10,01	4,98	16,91	12,46	35,63	78,10	1,32	1,29

As correções de área do tipo cilíndrica foram realizadas para a série de ensaios triaxiais CID, CIU e CID-U com corpos de prova indeformados e para a série de ensaios triaxiais CID e CSD com amostras remoldadas, pois nestes ensaios identificaram-se deformações retilíneas dos corpos de prova. As correções de área do tipo parabólica foram realizadas apenas para a série de ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados onde se identificaram deformações acentuadas no centro do corpo de prova (formato de barril). As Fotos 5.1 e 5.2 apresentam um corpo de prova indeformado cisalhado na condição drenada com tensão efetiva de confinamento de 75 kPa (ensaio CID) e um corpo de prova remoldado cisalhado na condição não drenada com tensão efetiva de confinamento de 40 kPa. Nas fotos citadas se pode visualizar as deformações com formato cilíndrico reto e parabólico dos corpos de prova após os ensaios.



Foto 5.1: Corpo de prova indeformado do ensaio triaxial CID ensaiado com $\sigma'_c=75$ kPa



Foto 5.2: Corpo de prova remoldado do ensaio triaxial CIU ensaiado com $\sigma'_c=40$ kPa

5.3.1 Resultados das análises de uniformidade em corpos de prova remoldados

Foi feita uma análise de uniformidade de moldagem para os corpos de prova remoldados preparados para os ensaios triaxiais. Os procedimentos utilizados nas moldagens estão apresentados no capítulo 4.

As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam os resultados das medidas de peso específico seco e índice de vazios ao longo da altura de um corpo de prova triaxial remoldado. Foram moldados corpos de prova com teor de umidade de 35% tendo como objetivo atingir um índice de vazios de 1,34 e um peso específico seco de $12,36 \text{ kN/m}^3$, baseados nos

índices físicos dos corpos de prova indeformados dos ensaios triaxiais CID-U (Quadro 5.1). As linhas verticais tracejadas das Figuras 5.13 e 5.14 mostram as variações dos pesos específicos secos e dos índices de vazios (limites inferior e superior) do solo coluvionar *in-situ*. Também estão traçadas (linhas verticais cheias) a média dos dados referentes ao corpo de prova analisado.

A Foto 5.3 mostra um corpo de prova preparado com a compactação manual de solo úmido em 5 camadas com 2 cm de espessura cada, antes de ser ensaiado. A Foto 5.4 mostra um corpo de prova remoldado após o ensaio, em que se pode perceber a uniformidade das deformações ao longo da altura, o que pode ser considerado como um indicador da uniformidade de moldagem.



Foto 5.3: Corpo de prova remoldado a partir da técnica *moist-tamping* em 5 camadas



Foto 5.4: Corpo de prova remoldado do ensaio triaxial CIU ensaiado com $\sigma'_c=50$ kPa

A variação máxima do peso específico seco e do índice de vazio entre as camadas da amostra analisada foi de $0,6 \text{ kN/m}^3$ e $0,11$, respectivamente. Em relação ao teor de umidade, a maior variação entre as camadas foi aproximadamente $0,26\%$. A comparação destes valores pode ser feita com dados de Baltzer & Irwin (1997). Os autores estudaram a uniformidade de corpos de prova cilíndricos de argila com dimensões de $100 \times 200 \text{ mm}$ (ensaios triaxiais) moldados com a técnica *moist-tamping* em 5 camadas. A máxima variação de peso específico seco encontrada pelos autores entre as camadas foi de $0,5 \text{ kgf/m}^3$ (ou cerca de 5 kN/m^3), o que é comparável com a obtida nesta tese. Assim a técnica utilizada para a moldagem dos corpos de prova

remoldados mostrou uma boa uniformidade dentro dos corpos de prova e uma adequada repetibilidade entre os ensaios.

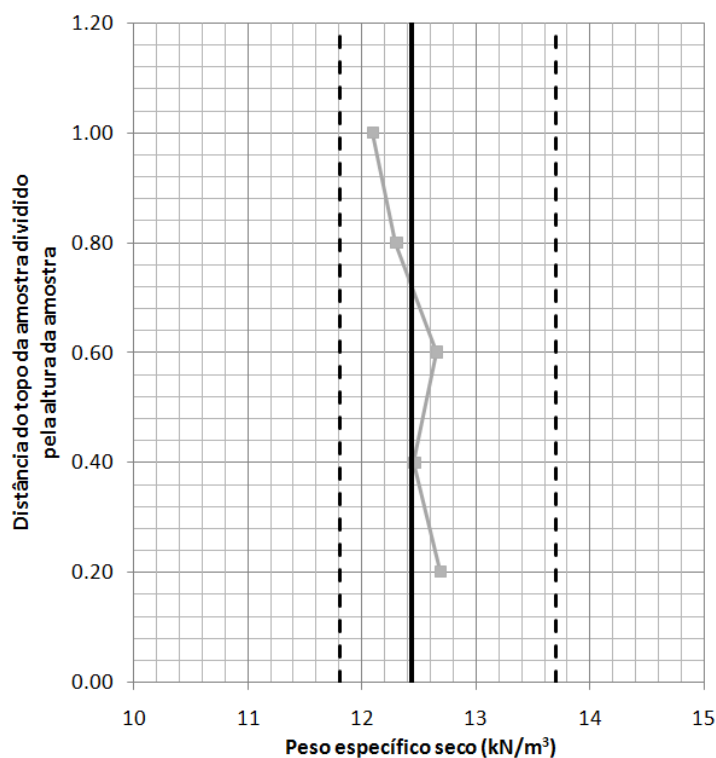


Figura 5.13: Peso específico seco ao longo do perfil de um corpo de prova triaxial remoldado (moldado para análise de uniformidade) – linhas tracejadas indicam valores mínimos e máximos *in situ*

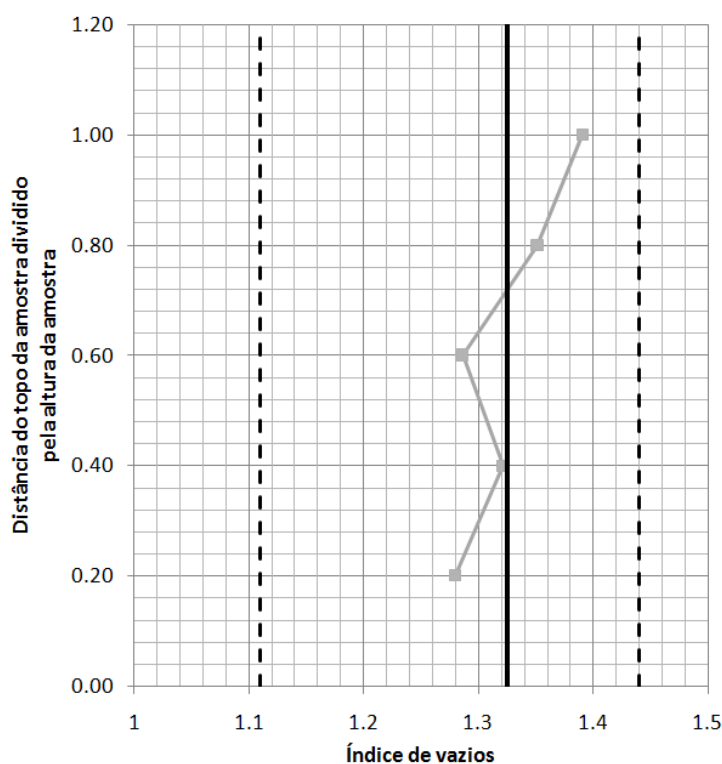


Figura 5.14: Índice de vazios ao longo do perfil de um corpo de prova triaxial remoldado (moldado para análise de uniformidade) - linhas tracejadas indicam valores mínimo e máximo *in situ*

5.3.2 Ensaio de compressão triaxial CID com corpos de prova indeformados (cota 365m)

Neste item são apresentados e analisados os resultados de 4 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e drenados (CID) realizados no solo coluvionar. Os corpos de prova utilizados nesta série de ensaios foram todos moldados a partir de mini-blocos amostrados em campo (cota 365 m – ver capítulo 4 para detalhes). Esta série de ensaios foi realizada com tensões efetivas de confinamento (σ'_c) de 30, 50, 75 e 100 kPa. Na fase inicial, após 12 horas de percolação sob um gradiente hidráulico de 10, o volume de água destilada e desairada percolada pelo corpo de prova equivalia a aproximadamente 400 cm³. Na fase de saturação por contra-pressão, foram necessárias 8 horas de aplicações de incrementos de pressões para que se atingisse a saturação do corpo de prova, com parâmetro B maior ou igual a 0,95. A fase de cisalhamento foi realizada com a velocidade de deslocamento da prensa do equipamento igual a 0,02 mm/min. Para estes ensaios, a fase de cisalhamento teve um período de duração de aproximadamente 21 horas para deformações axiais equivalentes a 25%.

As Figuras 5.15a e 5.15b apresentam as curvas tensão desvio *versus* deformação axial e deformação volumétrica *versus* deformação axial. É importante esclarecer que os resultados dos ensaios foram obtidos a partir de inúmeras leituras realizadas pelo equipamento triaxial instrumentado, mas com o objetivo de simplificação, apenas um ponto de identificação foi representado em todas as figuras.

As Figuras 5.16a e 5.16b mostram as trajetórias de tensões efetivas e a envoltória de resistência ao cisalhamento máxima ou, envoltória de ruptura, no plano $p' \times q$ e as curvas índice de vazios *versus* média das tensões efetivas obtidas para a série de ensaios.

As curvas tensão desvio *versus* deformação axial mostram ensaios com ruptura dúctil, sem a ocorrência de um claro pico de resistência ao cisalhamento em todas as tensões efetivas utilizadas. O ensaio realizado a $\sigma'_c=30$ kPa, entretanto, alcançou valores próximos da tensão de cisalhamento máxima para deformações axiais de cerca de 7%, com pequena redução posterior. Com exceção do ensaio realizado com $p'_0=50$ kPa, os resultados apresentaram um aumento da rigidez do solo consistente com o aumento da

tensão efetiva de confinamento. O ensaio de $p'_0=50$ kPa apresentou um crescimento contínuo da tensão cisalhante até o final do ensaio.

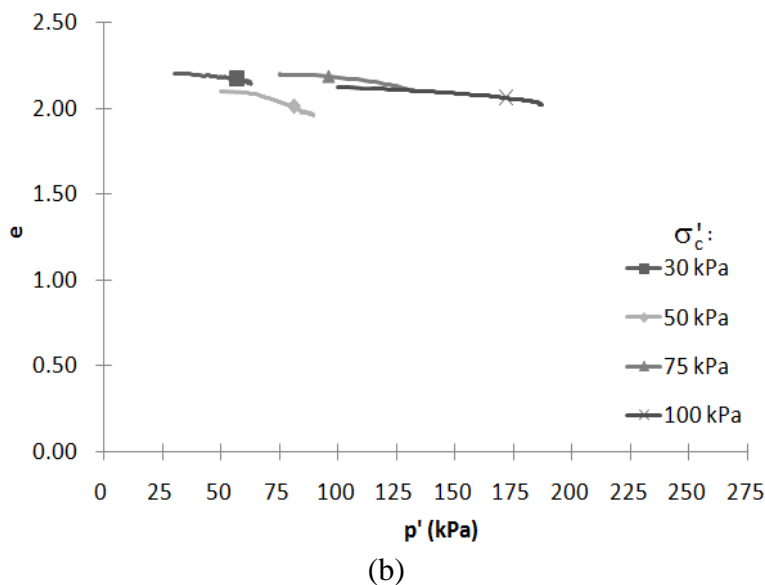
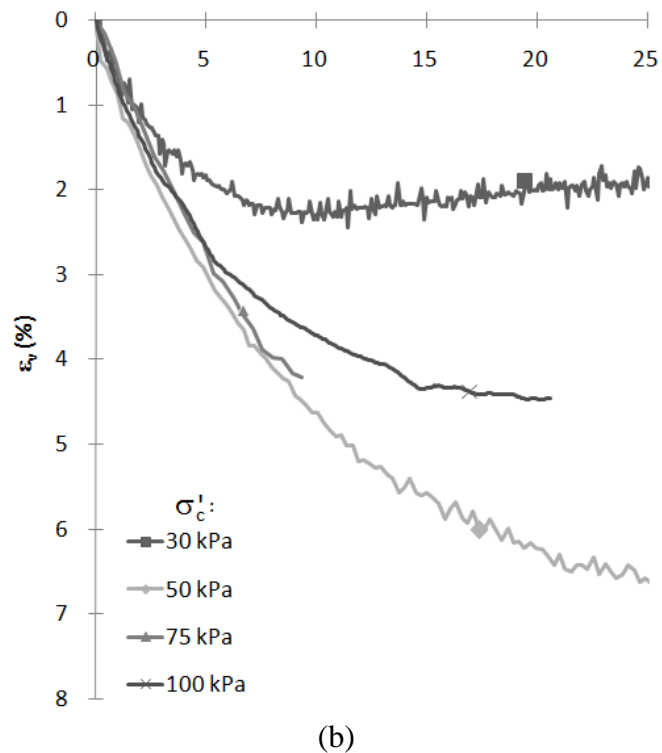
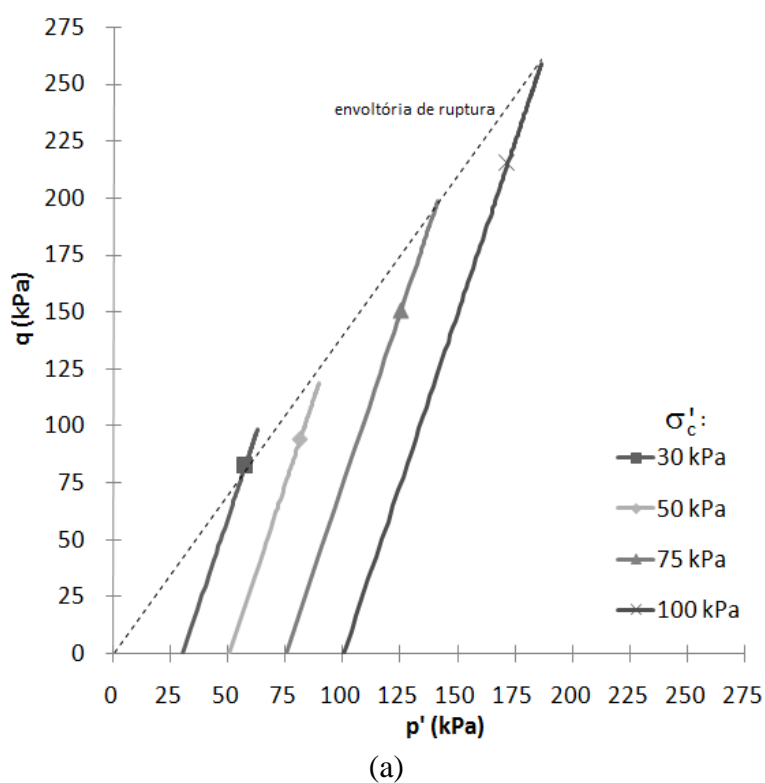
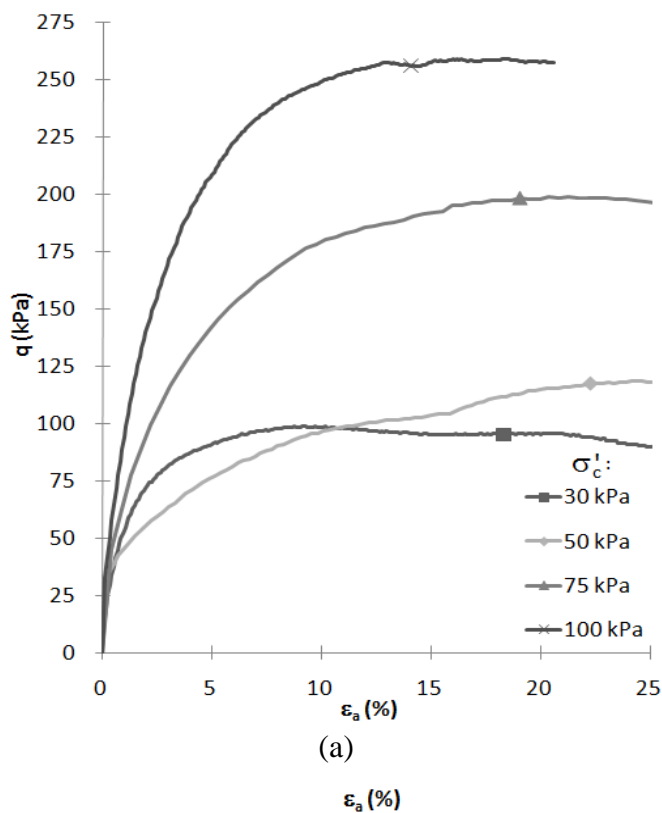


Figura 5.16: (a) Trajetória de tensões efetivas, envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ e (b) curvas $e \times p'$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados

Figura 5.15: Curvas (a) $q \times \epsilon_a$ e (b) $\epsilon_a \times \epsilon_v$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados

As deformações volumétricas observadas foram de compressão em todos os ensaios. A variação volumétrica do ensaio realizado com $\sigma'_c=30$ kPa apresentou uma certa estabilização a partir de cerca de 7%, coincidente com seu máximo de tensões cisalhantes, com pequena tendência dilatante até o final do ensaio (deformações axiais de cerca de 25%). O comportamento de compressão observado nos outros 3 ensaios foi bastante semelhante até deformações axiais equivalentes a aproximadamente 7-10%. A variação volumétrica do ensaio com $\sigma'_c=75$ kPa encontra-se plotada até deformações axiais de aproximadamente 10%, devido a erros do equipamento a partir deste ponto. O ensaio com $\sigma'_c=100$ kPa apresenta um volume estabilizado ao final do ensaio, enquanto no ensaio com $\sigma'_c=30$ kPa a taxa de variação da curva $\varepsilon_a \times \varepsilon_v$ diminui gradativamente com a deformação axial, sem apresentar uma estabilização até o final do ensaio.

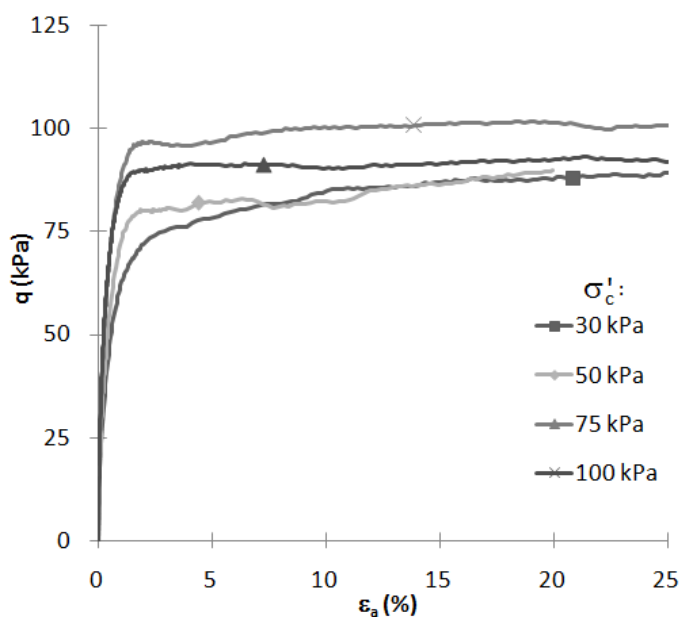
A Figura 16b mostra as curvas de variação de índice de vazios *versus* a média das tensões principais sendo que os primeiros pontos de cada ensaio referem-se aos índices de vazios após a fase de adensamento isotrópico. Observa-se na figura citada que, com exceção do ensaio realizado com $\sigma'_c=50$ kPa, os ensaios apresentaram níveis similares de variação de índice de vazios durante o cisalhamento das amostras, com pequena tendência de variação volumétrica com as tensões efetivas de ensaio.

A partir dos máximos das trajetórias de tensões efetivas (Figura 5.15a), foi estabelecida uma envoltória de ruptura linear para o solo ensaiado. Esta envoltória foi obtida através do ajuste de uma reta aos pontos de máxima tensão cisalhante (máximo q) obtidos nos ensaios realizados com $\sigma'_c=75$ e $\sigma'_c=100$ kPa, forçando a reta a passar pela origem e ignorando o resultado do ensaio a $\sigma'_c=30$ kPa, resultando em um $M=1,4$. Esta envoltória parece representar o estado crítico, pois a análise das Figuras 5.15a e 5.15b mostra que o ensaio com $\sigma'_c=50$ kPa ainda não havia alcançado a estabilização das tensões desvio ou das variações volumétricas, mesmo para deformações axiais de 25%.

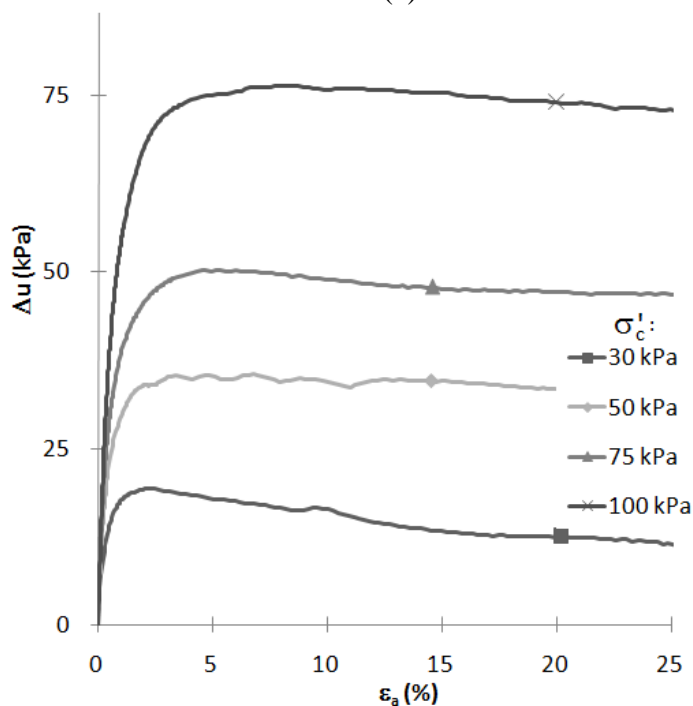
5.3.3 Ensaios de compressão triaxial CIU com corpos de prova indeformados (cota 365m)

São aqui apresentados os resultados de 4 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não-drenados (CIU) realizados com corpos de prova moldados a partir de mini-blocos amostrados na cota 365 m. Esta série de ensaios foi realizada com as mesmas tensões

efetivas de confinamento dos ensaios CID ($\sigma'_c=30, 50, 75$ e 100 kPa). As fases de percolação e saturação por contra-pressão foram realizadas de acordo com que foi descrito para os ensaios triaxiais CID. A fase de cisalhamento foi realizada com a velocidade de deslocamento vertical igual a $0,09$ mm/min. Para estes ensaios, a fase de cisalhamento teve um período de duração de aproximadamente 4h e 30min. para deformações axiais equivalentes a 25%.



(a)



(b)

Figura 5.18: Curvas (a) q x ϵ_a e (b) Δu x ϵ_a para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformado

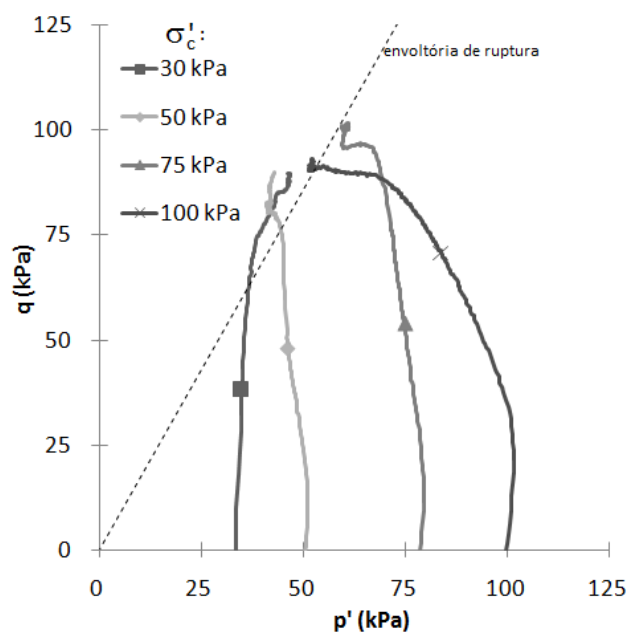


Figura 5.19: Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura no plano p' x q para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados

As Figuras 5.18a e 5.18b apresentam as curvas tensão desvio *versus* deformação axial e variação da poro-pressão *versus* deformação axial destes ensaios CIU. A comparação dos resultados mostra uma separação clara entre os ensaios com $\sigma'_c=30$ kPa e de 50 kPa em relação aos outros dois. Os ensaios com σ'_c maiores mostraram uma estabilização das tensões desvio bem definida, enquanto que os ensaios com σ'_c menores apresentaram um contínuo crescimento da tensão desvio. Em todos os ensaios o crescimento da tensão desvio foi bastante rápido inicialmente (deformações axiais da ordem de 3 a 5%), a partir do que passavam a apresentar grandes deformações com pequeno aumento de tensões ou estabilização.

As curvas de poro-pressão *versus* deformação axial (FIGURA 5.18b) mostraram um crescimento das poro-pressões e um aumento da poro-pressão máxima com o aumento da tensão efetiva de confinamento utilizada nos ensaios. Foi também observado que, para as mais baixas tensões efetivas de confinamento, houve uma queda no valor da poro-pressão após atingido o valor máximo, em particular para o ensaio realizado com $\sigma'_c=30$ kPa.

A Figura 5.19 apresenta as trajetórias de tensões efetivas, no plano $p' \times q$, da série de ensaios não-drenados e a indicação de uma envoltória de ruptura (provável linha de estado crítico – CSL) definida a partir das trajetórias de tensões efetivas. Esta envoltória foi obtida através do ajuste de uma reta forçando-a a passar pela origem, resultando em $M=1,7$. É interessante observar que os ensaios com σ'_c de 30 e 50 kPa estão claramente acima desta envoltória e não apresentaram estabilização após grandes deformações.

5.3.4 Ensaio de compressão triaxial CID-U com corpos de prova indeformados (cota 365m)

Foram realizados três ensaios triaxiais denominados CID-U, com a intenção de simular a trajetória de tensões que surge na encosta pela saturação rápida e possível carregamento não-drenado, durante a ocorrência de precipitações pluviométricas intensas e posterior cálculo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Estes ensaios triaxiais consistiram em duas etapas de aumento das tensões cisalhantes: (a) a etapa inicial, realizada sob condições de carregamento drenado e (b) uma segunda etapa que consistia no carregamento não-drenado dos corpos de prova ensaiados.

A etapa drenada da fase de cisalhamento dos ensaios foi realizada até os corpos de prova atingirem um estado de tensões próximo das condições de campo pré-ruptura, seguido da paralisação do ensaio por alguns minutos até estabilização das tensões aplicadas no corpo de prova. Após a estabilização das tensões, os corpos de prova eram levemente descarregados e aguardavam-se mais alguns minutos para a sequência do ensaio. Na segunda da fase de cisalhamento os corpos de prova eram cisalhados na condição não-drenada até atingir uma deformação axial mínima de 15%.

A instrumentação do equipamento utilizada para a aquisição automática de dados por meio de micro-computador permitia a visualização, em tempo real, dos resultados dos ensaios. A etapa drenada dos ensaios triaxiais CID-U foi monitorada a partir da visualização das curvas tensão desvio *versus* tempo de ensaio.

As tensões efetivas de confinamento em que os corpos de prova foram adensados isotropicamente e cisalhados drenadamente foram 40, 50 e 75 kPa. As amostras utilizadas nesta série de ensaios foram todas indeformadas, também moldadas a partir de mini-blocos amostrados em campo (cota 365 m). As fases anteriores à fase de cisalhamento tiveram os mesmos procedimentos dos ensaios drenados já apresentados. Na fase de cisalhamento a velocidade de deslocamento da prensa do equipamento era igual a 0,02 mm/min para a etapa drenada e 0,09 mm/min para a etapa não-drenada.

A Figura 5.20 apresenta as curvas tensão desvio *versus* deformação axial em todas as fases dos ensaios e a Figura 5.21 mostra as trajetórias de tensões efetivas no plano $p' \times q$, parte drenada e parte não-drenada. A Figura 5.22 mostra as curvas deformação volumétrica *versus* deformação axial da etapa drenada da fase de carregamento. Os resultados apresentados na Figura 5.21 mostram um consistente aumento da rigidez inicial dos corpos de prova com o aumento das tensões efetivas de confinamento. Os três corpos de prova apresentaram variações volumétricas muito semelhantes durante o carregamento drenado (Figura 5.22). A análise conjunta das Figuras 5.21, 5.22 e 5.24 (variação da poro-pressão *versus* deformação axial) mostra alguns padrões interessantes. Em termos de aumento de tensão desvio, os três ensaios parecem ter atingido seu limite máximo no final dos ensaios (Figura 5.21), embora o ensaio realizado a $\sigma'_c=50$ kPa ainda apresentasse um crescimento da poro-pressão significativo. Os ensaios realizados com σ'_c de 50 e 75 kPa apresentaram trajetórias de tensões claramente horizontalizadas na fase não-drenada, enquanto que o ensaio de $\sigma'_c=40$ kPa apresentou uma trajetória mais vertical. Assim como

nos ensaios CIU (Figura 5.19), as trajetórias de tensões efetivas parecem fortemente influenciadas pelo nível de tensões utilizado. O ensaio realizado com tensão efetiva de confinamento de 75 kPa foi interrompido com deformações axiais da ordem de 15% por falta de energia elétrica, os outros dois foram levados a 18 e 23%, aproximadamente.

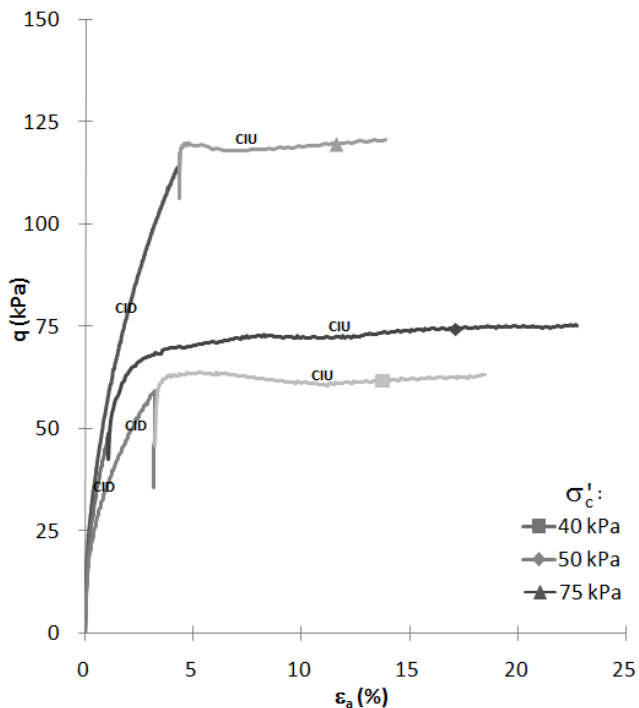


Figura 5.20: Curvas q x εa para os ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados

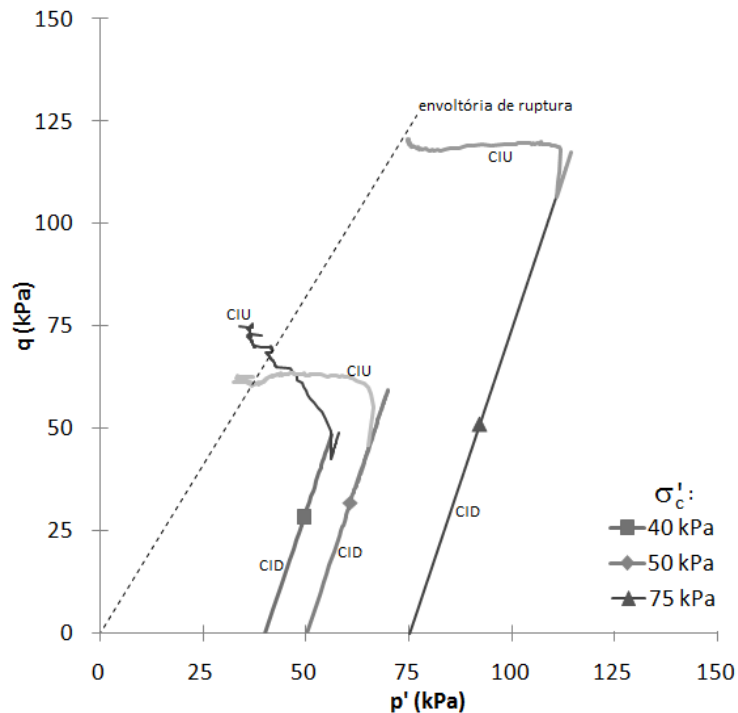


Figura 5.21: Trajetórias de tensões efetivas para os ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados

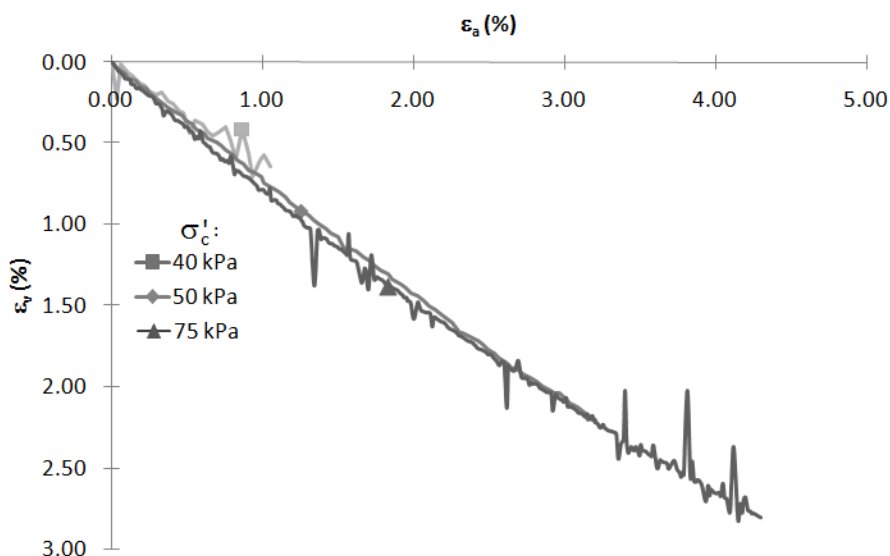


Figura 5.22: Curvas εa x εv para a etapa drenada da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados

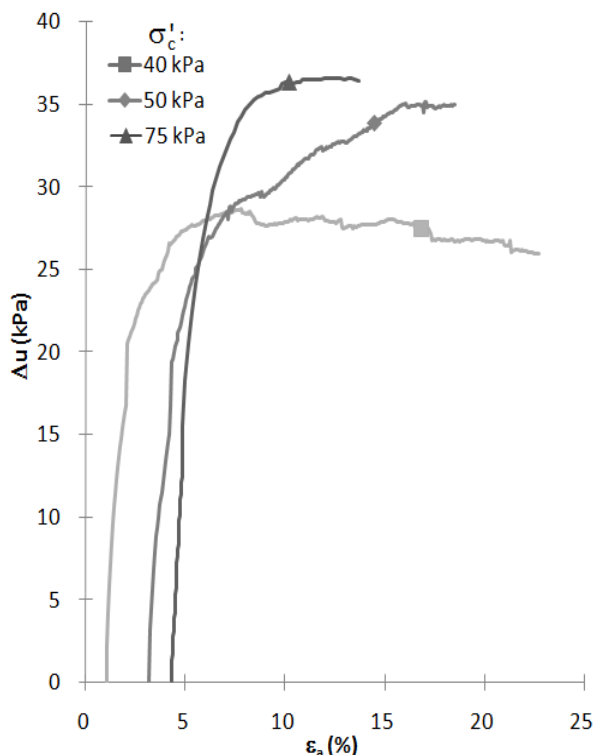


Figura 5.23: Curvas $\Delta u \times \epsilon_a$ para a etapa não-drenada da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais CID-U com corpos de prova indeformados

As deformações volumétricas observadas foram de compressão em todos os ensaios. Observa-se que mesmo com diferentes tensões efetivas de confinamento as deformações volumétricas mostraram-se bastante semelhantes nos três ensaios realizados.

Na Figura 5.22 está representada uma envoltória de ruptura definida no plano $p' \times q$. Esta envoltória passando pela origem é a mesma representada na Figura 5.19 para os ensaios CIU, com $M=1,7$.

5.3.5 Ensaios de compressão triaxial CID com corpos de prova remoldados (cota 365 m)

Os ensaios triaxiais isotropicamente adensados e drenados (CID) em amostras remoldadas foram executados empregando-se seis tensões confinantes efetivas (30, 40, 50, 75, 100 e 200 kPa). Os corpos de prova remoldados foram preparados a partir de solo deformado amostrado em campo conforme descrito no capítulo anterior. Estes ensaios CID remoldados foram realizados de acordo com os mesmos procedimentos dos ensaios CID com corpos de prova indeformados.

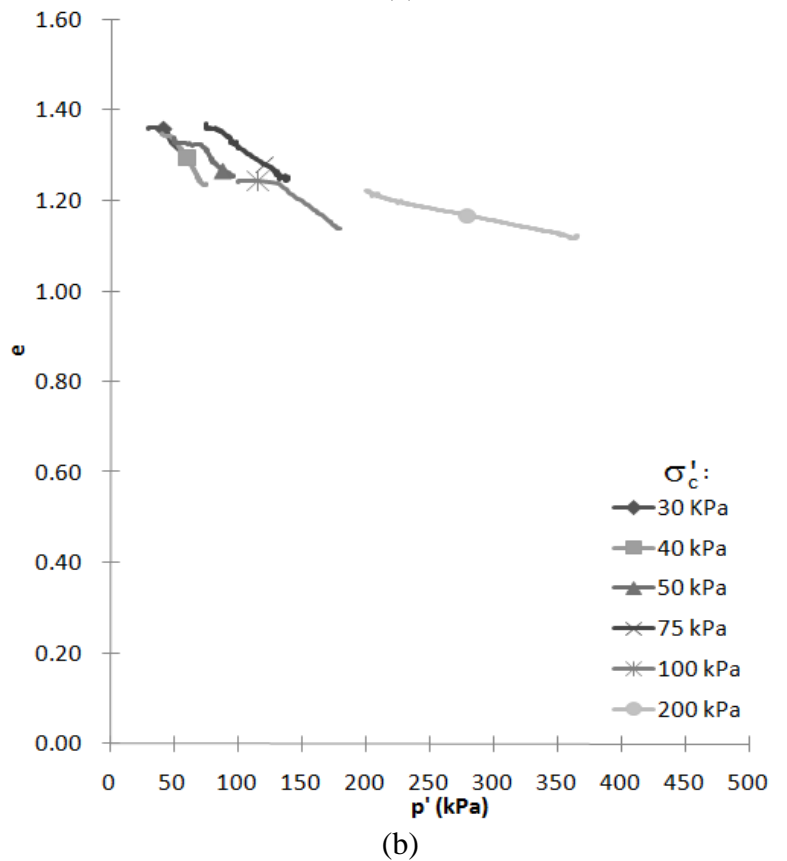
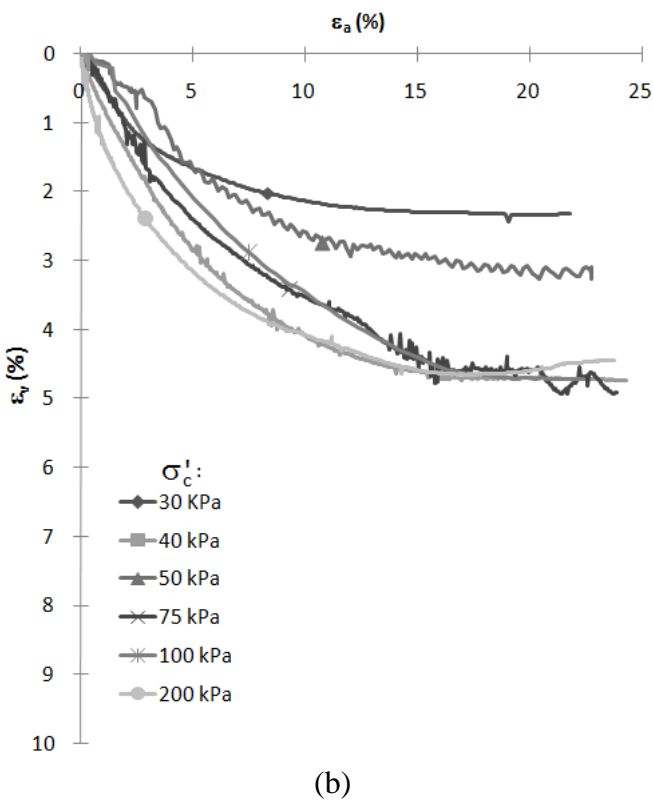
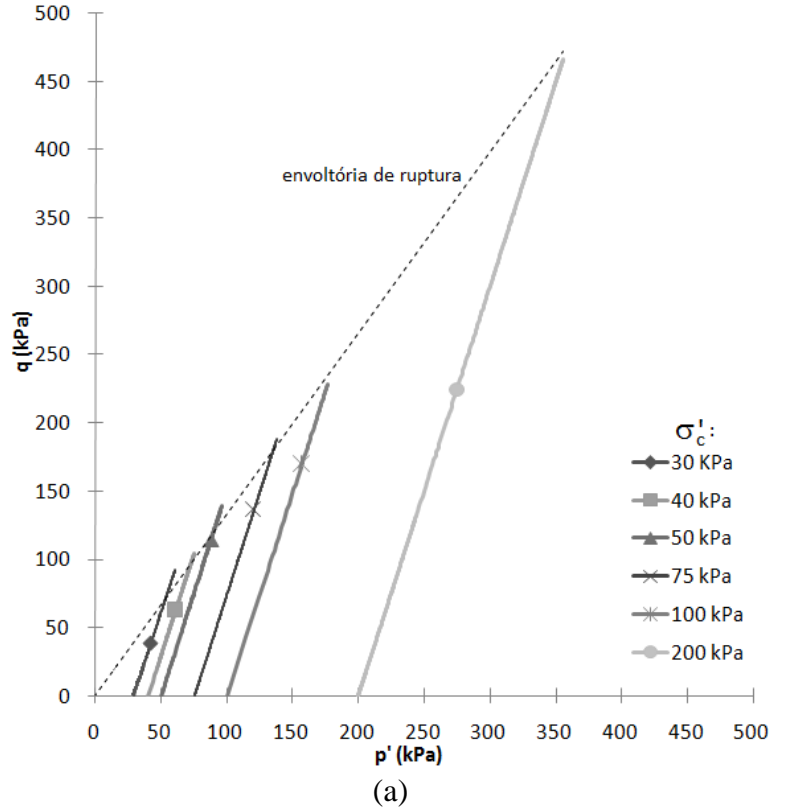
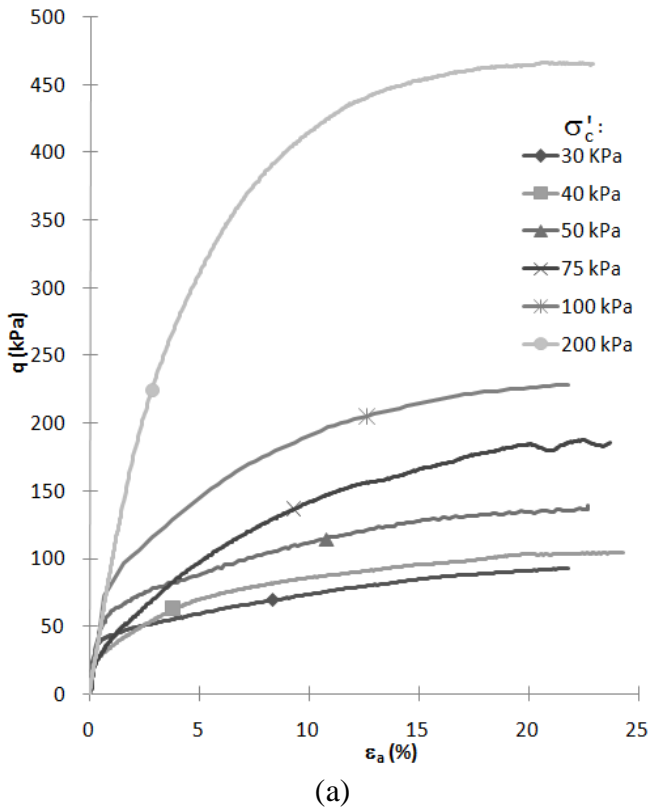


Figura 5.24: Curvas (a) q x ϵ_a e (b) ϵ_a x ϵ_v para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados

Figura 5.25: (a) Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura no plano p' x q e (b) curvas e x p' para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados

As Figuras 5.24a e 5.24b apresentam as curvas $q \times \epsilon_a$ e $\epsilon_v \times \epsilon_a$ para os ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados. A Figura 5.25a apresenta as trajetória de tensões efetivas e uma envoltória de ruptura no plano $p' \times q$. No gráfico da Figura 5.25b pode ser visualizado que as curvas $q \times \epsilon_a$ mostraram-se com um comportamento típico dos ensaios em solos remoldados, não apresentando pico de resistência ao cisalhamento definido e apresentando uma tendência de q permanecer constante após deformações axiais da ordem de 15 a 20%.

No gráfico das trajetórias de tensões efetivas (Figura 5.25a) encontra-se indicada uma envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ para o solo coluvionar ensaiado. Esta envoltória foi obtida através do ajuste de uma reta aos pontos de máxima tensão desvio obtidos nos ensaios realizados, forçando a mesma a passar pela origem, resultando na $M=1,3$. Esta reta, que parece bem ajustada ao intervalo geral, entretanto passa abaixo dos pontos de ruptura dos ensaios com menores tensões.

As curvas $\epsilon_v \times \epsilon_a$ da Figura 5.24b mostram que os ensaios triaxiais realizados com solos remoldados apresentam um comportamento volumétrico de contração em todos os níveis de tensão confinante. Observa-se neste gráfico que os ensaios realizados com tensão efetiva de confinamento de 40, 75, 100 e 200 kPa apresentaram variações volumétricas muito semelhantes, sendo praticamente coincidentes para deformações superiores a 15%. A variação do índice de vazios com a tensão média efetiva durante a fase de cisalhamento dos corpos de prova remoldados é apresentada na Figura 5.25b e mostra um comportamento similar para os corpos de prova ensaiados.

5.3.6 Ensaios de compressão triaxial CIU com corpos de prova remoldados (cota 365 m)

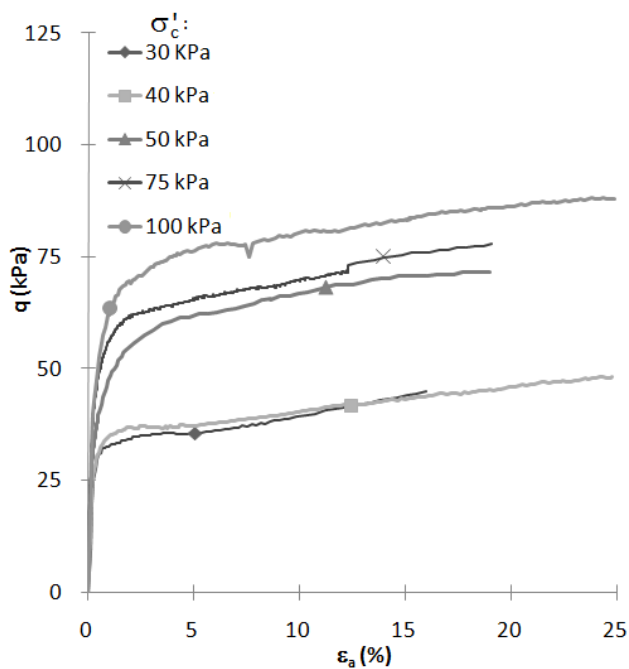
Os ensaios triaxiais desta série foram realizados de acordo com os mesmos procedimentos dos ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados e foram executados empregando-se cinco tensões confinantes efetivas: 30, 40, 50, 75 e 100 kPa. Todos os ensaios foram levados a deformações axiais maiores do que 15%, sendo que o ensaio com tensão efetiva de confinamento 30 kPa foi interrompido por falta de energia elétrica.

As Figuras 5.26a e 5.26b mostram as curvas de tensão desvio e poro-pressão *versus* deformação axial dos ensaios. A análise das curvas de $q \times \epsilon_a$ dos ensaios mostra um comportamento similar para todos os corpos de prova, com curvas que apresentam um crescimento rápido das tensões cisalhantes até cerca de 3-4% de deformação axial, quando apresentam uma clara mudança de comportamento. A partir deste ponto, houve um crescimento lento, mas contínuo das tensões até o final do ensaio, com deformações axiais tipicamente da ordem de 20 a 25%. As poro-pressões também crescem rapidamente até os mesmos níveis de deformações (3-5%), tendendo a estabilizar-se ou apresentando pequenas reduções até o final dos ensaios.

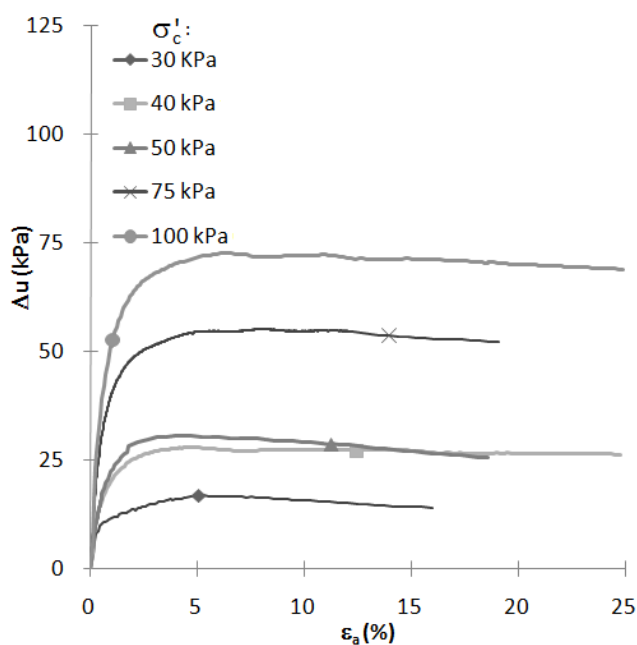
Na Figura 5.27 estão apresentadas as trajetórias de tensões efetivas no espaço $p' \times q$ e está indicada uma envoltória de ruptura para o solo coluvionar remoldado. Esta envoltória foi ajustada aos pontos de máxima da relação q/p' , forçando-se sua passagem pela origem, o que resultou em $M=1,6$.

5.3.7 Análise conjunta dos resultados dos ensaios triaxiais (cota 365 m)

O presente item analisa o comportamento do solo coluvionar durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais com base na variação do índice de vazios ($1+e$), desde a fase de adensamento isotrópico até o final da fase de cisalhamento, *versus* o logaritmo da tensão efetiva média ($\log p'$). Em todos os gráficos ($1+e \times \log p'$) a seguir mostrados, com o objetivo de simplificação e necessidade de identificação dos ensaios, encontram-se apresentados apenas um ponto experimental dentre os diversos adquiridos pelo equipamento triaxial instrumentado. Também estão apresentados neste item as envoltórias de resistência ao cisalhamento máxima (envoltórias de ruptura) no plano $s' \times t$ ajustadas a partir das trajetórias de tensões efetivas de diferentes séries de ensaios. Com as envoltórias de ruptura citadas foi possível calcular os parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e ϕ' , calculados a partir dos valores de a' e α' . À medida que as envoltórias de ruptura forem apresentadas, os parâmetros de resistência ao cisalhamento serão apresentados.



(a)



(b)

Figura 5.26: Curvas (a) $q \times \epsilon_a$ e (b) $\Delta u \times \epsilon_a$ para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados

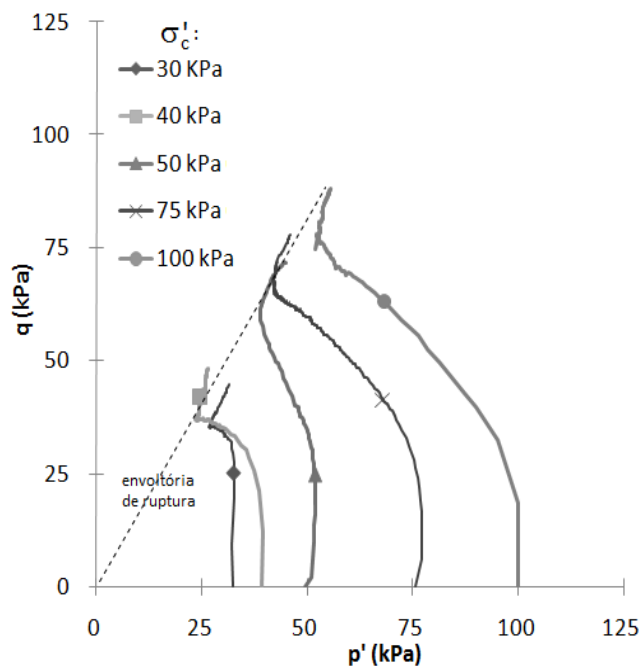


Figura 5.27: Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura no plano $p' \times q$ para os ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados

As Figuras 5.28 e 5.30 apresentam a variação dos índices de vazios *versus* o logaritmo de p' dos ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados e indeformados, respectivamente. Obviamente, nas figuras citadas não se verifica a variação de índice de vazios durante a fase de cisalhamento, verifica-se simplesmente a variação de p' . Ainda nas figuras citadas encontram-se apresentados os pontos (círculos vazados) que possivelmente representam o estado crítico (condição última) dos ensaios triaxiais CIU.

A variação do índice de vazios com a tensão média efetiva durante a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados e indeformados é apresentada na Figura 5.29 e 5.31, respectivamente. Em cada uma destas figuras encontram-se também apresentados os pontos de estado crítico dos ensaios triaxiais CIU com amostras remoldadas e indeformadas (círculos vazados reproduzidos das Figuras 5.28 e 5.30). Os pontos de estado crítico (condição última) dos ensaios triaxiais CID são enfatizados nas figuras citadas com o símbolo “X”. Os Quadros 5.6 e 5.7 mostram os valores de $(1+e)$ e $\log p'$ apresentados nas Figuras 5.28 a 5.31 com os símbolos citados.

Quadro 5.6: Valores dos pontos que possivelmente representam o estado crítico dos ensaios triaxiais CID e CIU com corpos de prova remoldados

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	Ensaos triaxiais CID		Ensaos triaxiais CIU	
	$\log p'$ (kPa)	$1+e$	$\log p'$ (kPa)	$1+e$
30	60,8	2,30	32,57	2,31
40	74,90	2,23	23,42	2,34
50	96,29	2,25	38,91	2,33
75	137,65	2,24	41,62	2,33
100	175,99	2,14	51,73	2,29
200	355,35	2,12	-	-

Quadro 5.7: Valores dos pontos que possivelmente representam o estado crítico dos ensaios triaxiais CID e CIU com corpos de prova indeformados

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	Ensaos triaxiais CID		Ensaos triaxiais CIU	
	$\log p'$ (kPa)	$1+e$	$\log p'$ (kPa)	$1+e$
30	62,85	2,14	46,77	2,23
50	89,50	1,96	40,82	2,25
75	132,03	2,11	60,28	2,16
100	187,17	2,02	52,14	2,20

Nota-se que a variação do índice de vazios com a tensão média efetiva durante a fase de cisalhamento dos corpos de prova remoldados (Figura 5.29) mostra um comportamento similar para os corpos de prova ensaiados. Para o caso dos corpos de prova indeformados (Figura 5.31) verifica-se que, com exceção do ensaio realizado com

$\sigma'_c=50$ kPa, os ensaios apresentaram níveis similares de variação de índice de vazios durante o cisalhamento. A observação das curvas das Figuras 5.29 e 5.31 confirma o comportamento de compressão apresentado pelo solo coluvionar descrito nos itens 5.3.2 e 5.3.5, o qual é indicado pela diminuição do índice de vazios.

Na Figura 5.29 encontra-se representada a linha do estado crítico (CSL1 – linha cheia) definida para os ensaios triaxiais com corpos de prova remoldados. Esta mesma linha de estado crítico encontra-se reproduzida na Figura 5.31 onde também se encontra apresentada a linha do estado crítico (CSL2 – linha tracejada) definida para os ensaios triaxiais com corpos de prova indeformado, sendo para isto desconsiderado o resultado do ensaio triaxial realizado com $\sigma'_c=50$ kPa. As linhas de estado crítico definidas são representadas pelas equações 5.7 e 5.8 (CSL1 e CSL2, respectivamente).

$$(1 + e) = 2,64 - 0,09 \ln p' \quad (\text{equação 5.7})$$

$$(1 + e) = 2,66 - 0,12 \ln p' \quad (\text{equação 5.8})$$

Pode-se afirmar que existem duas linhas CSL para os dois tipos de amostras (remoldadas e indeformadas) embora bastante semelhantes ou próximas e ainda embora os ensaios tenham sido realizados com corpos de prova que apresentavam diferentes índices de vazios iniciais.

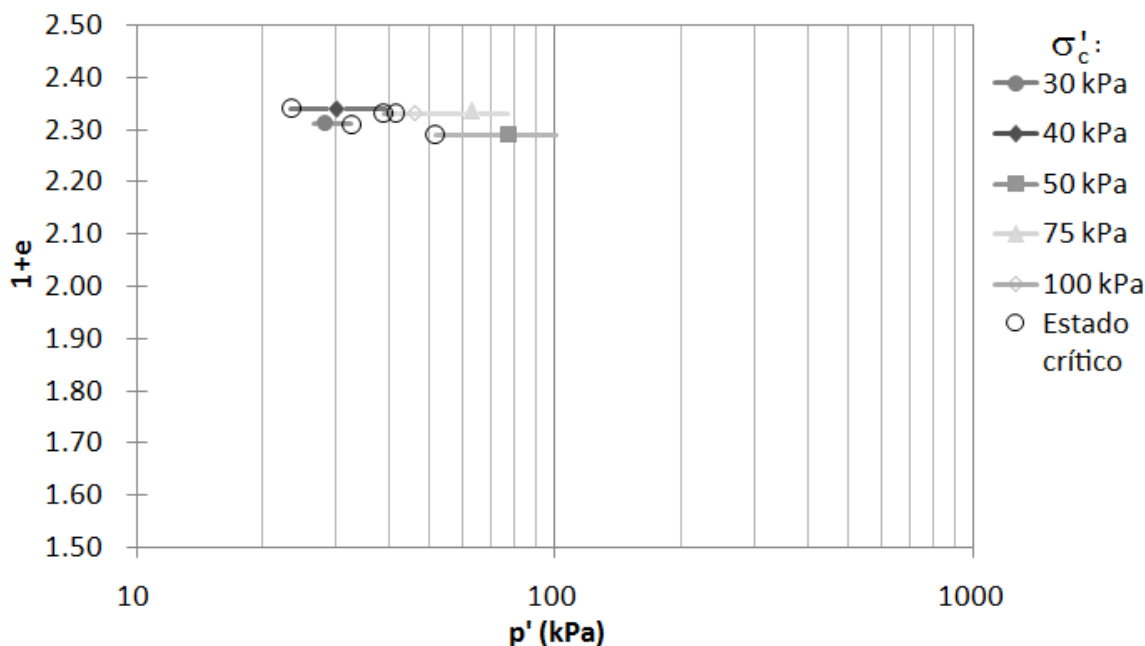


Figura 5.28: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados

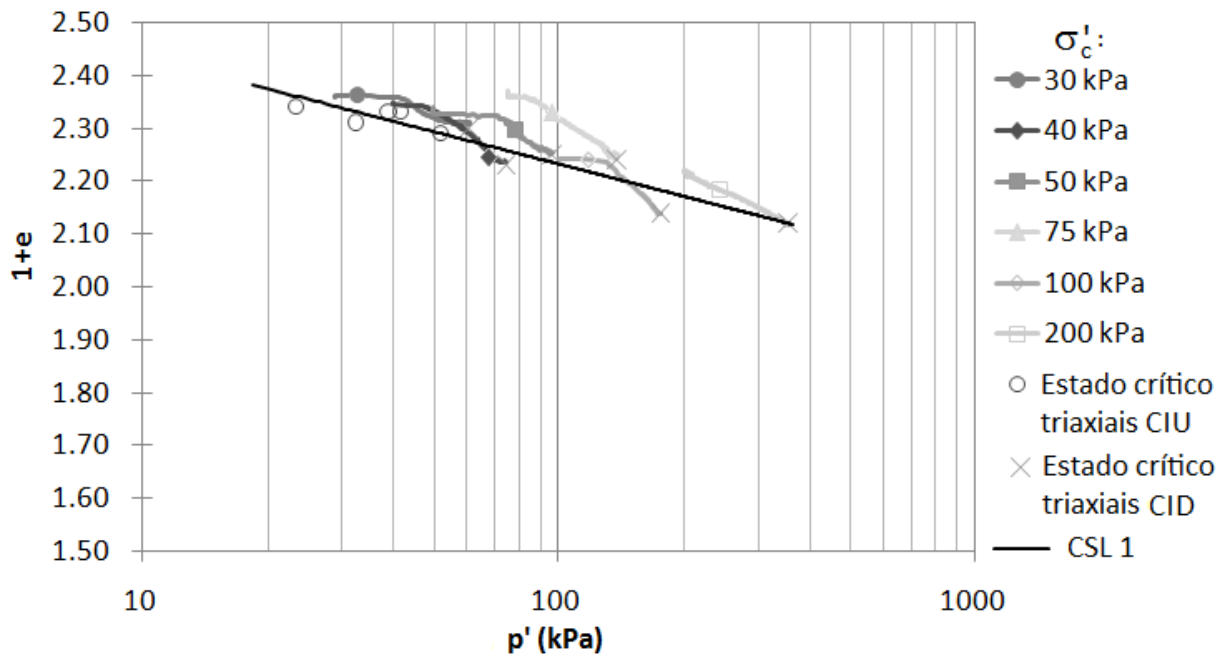


Figura 5.29: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados, pontos de estado crítico dos ensaios triaxiais CIU com corpos de prova remoldados e linha de estado crítico

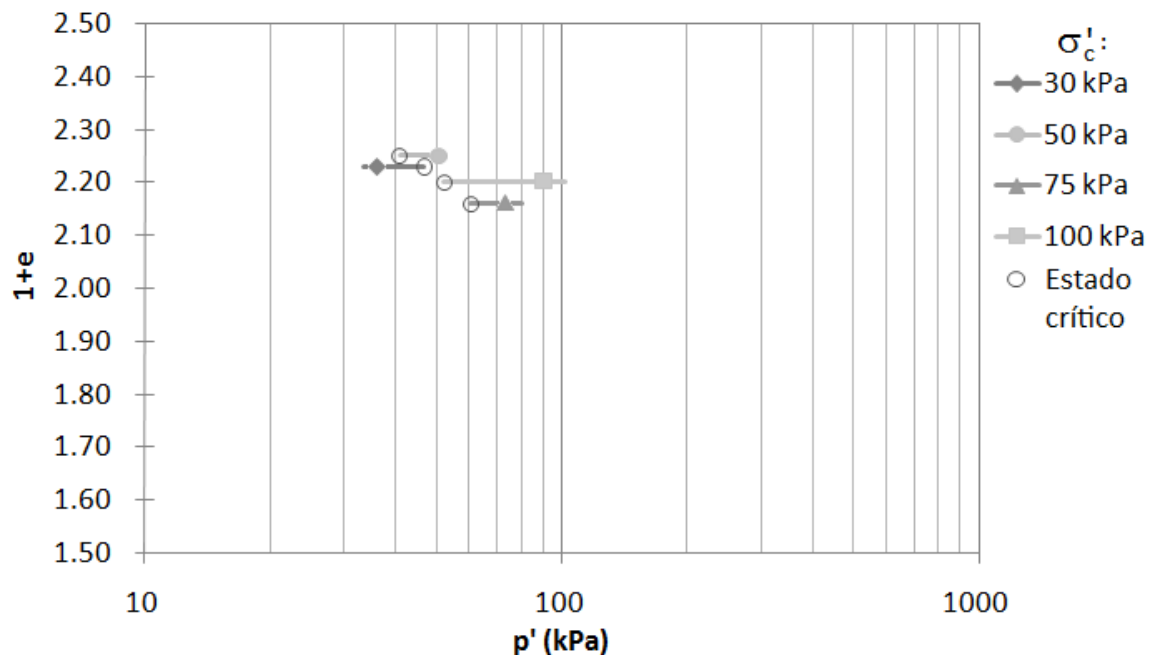


Figura 5.30: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados

As Figuras 5.32 a 5.35 mostram as envoltórias de ruptura no plano $s' \times t$ ajustadas a partir dos resultados das diferentes séries de ensaios triaxiais. Na Figura 5.32 pode-se visualizar a envoltória de ruptura 1 ajustada entre os pontos máximos das trajetórias de tensões da série de ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados ($\sigma'_c=30$,

50, 75 e 100 kPa). Esta mesma envoltória encontra-se reproduzida na Figura 5.33, onde também se encontra mostrada a envoltória de ruptura 2 a qual foi ajustada entre os pontos máximos das trajetórias de tensões da série de ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados ($\sigma'_c=75, 100$ e 200 kPa) e indeformados ($\sigma'_c=75$ e 100 kPa). Decidiu-se realizar o ajuste entre os ensaios citados devido à identificação de um comportamento diferenciado do solo coluvionar ensaiado quando considerados baixos níveis de tensões efetivas de confinamento (tensões efetivas de confinamento inferiores a 75 kPa). Nota-se que as envoltórias de ruptura 1 e 2 encontram-se bastante próximas.

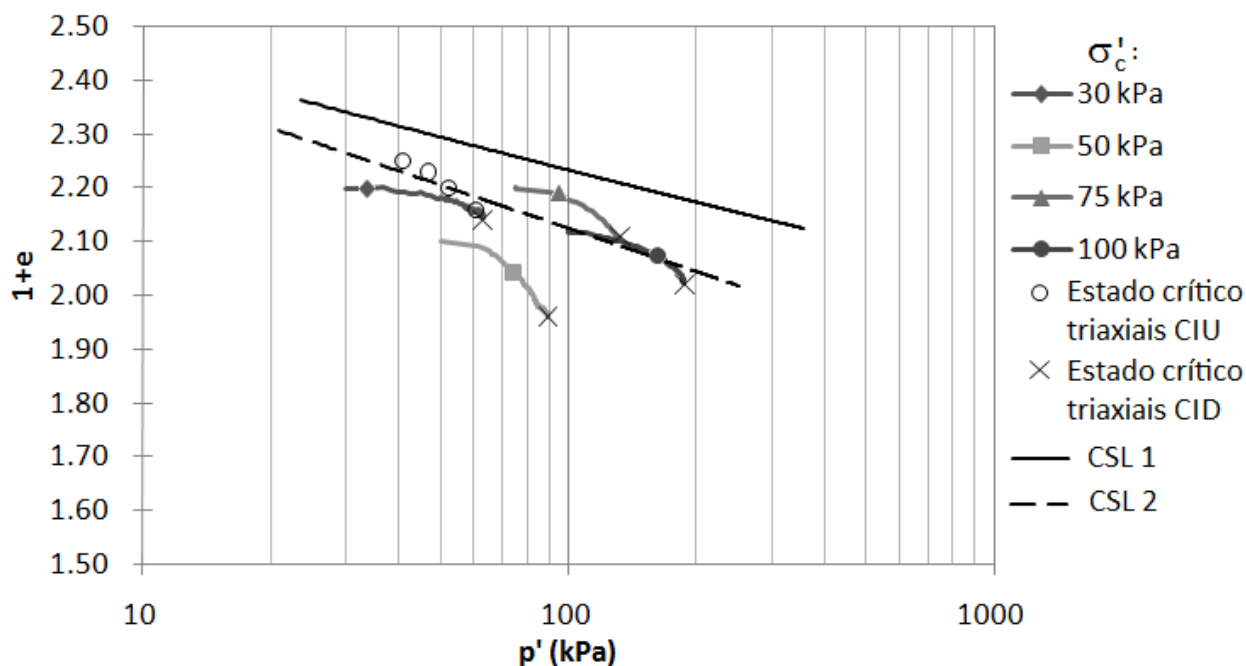


Figura 5.31: Variação de $1+e$ com $\log p'$ em ensaios triaxiais CID com corpos de prova indeformados, pontos de estado crítico dos ensaios triaxiais CIU com corpos de prova indeformados e linhas de estado crítico dos ensaios triaxiais remoldados (CSL1) e dos ensaios triaxiais indeformados (CSL2)

A Figura 5.34 resume os resultados dos ensaios triaxiais realizados com corpos de prova indeformados. São apresentados os pontos máximos dos ensaios triaxiais CID, as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU ($\sigma'_c=30, 50, 75$ e 100 kPa) e CID-U ($\sigma'_c=40, 50$ e 75 kPa), a envoltória de ruptura 2 reproduzida da Figura 5.33 e a envoltória de ruptura 3 ajustada entres os resultados dos ensaios triaxiais CIU e CID-U. Pode-se notar na Figura 5.34, que quando se utiliza a máxima relação de tensões no gráfico $s' \times t$, as envoltórias de ruptura definidas para os dois conjuntos de ensaios

(CIU/CID-U e CID) definem claramente envoltórias diferentes. Estes dados, mesmo que inesperados, são comparáveis com outros dados da bibliografia geotécnica.

Em 1951, Casagrande & Wilson (1953) apresentaram resultados de ensaios drenados e não-drenados em dois materiais argilosos nos quais os resultados em termos de envoltória de ruptura eram maiores para os ensaios triaxiais CIU do que para os ensaios triaxiais CID (Quadro 5.8). Um dos solos era uma argila orgânica marinha com umidade natural pouco acima do LL, o que permite inferir alguma sensibilidade. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento deste solo, obtidos pelos autores a partir dos ensaios triaxiais citados, foram: $c'=0$ kPa e $\phi'=34^\circ$ (triaxiais CID) e $c'=0$ kPa e $\phi'=43^\circ$ (triaxiais CIU). O outro solo estudado pelos autores refere-se à argila denominada *Boston Blue Clay* sendo os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos equivalentes a: $c'=0$ kPa e $\phi'=27^\circ-30^\circ$ obtidos a partir dos ensaios triaxiais CID e $c'=0$ kPa e $\phi'=32^\circ$ obtidos a partir dos ensaios triaxiais CIU.

Bressani & Vaughan (1989) apresentaram resultados de ensaios drenados convencionais comparados com drenados com trajetória horizontal (como as trajetórias apresentadas na Figura 2.10). Os autores encontraram uma envoltória de resistência mais elevada para estes últimos ensaios do que a envoltória dos ensaios convencionais. O mesmo comportamento já havia sido encontrado por Brenner *et al.* (1985). Assim, a comparação do comportamento dos ensaios convencionais CID e CIU apresentados nesta tese, seguem a tendência geral de maior resistência ao cisalhamento para trajetórias do tipo horizontal. Deve-se ressaltar que, em campo, uma condição não-drenada só poderá ocorrer sob condições de carregamento muito rápido, devido às permeabilidades dos materiais envolvidos.

A Figura 5.35 mostra os pontos máximos dos ensaios triaxiais CID ($\sigma'_c=30, 40, 50$ e 75 kPa) e as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU ($\sigma'_c=30, 40, 50, 75$ e 100 kPa) – ambos realizados com corpos de prova remoldados, últimos pontos dos ensaios *hollow cylinder* e triaxial CSD e envoltória de ruptura 4. Devido à condição remoldada dos corpos de prova ensaiados, o ajuste da envoltória de ruptura foi realizado com a passagem da mesma pela origem dos eixos s' x t . Esta envoltória de ruptura encontra-se apresentada juntamente com os resultados *hollow cylinder* e quando os mesmos forem apresentados esta envoltória será melhor discutida.

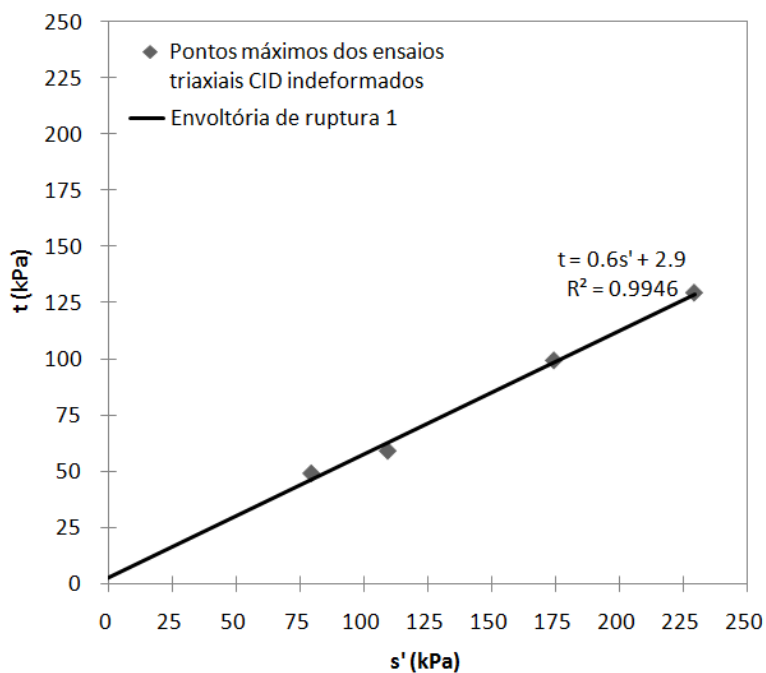


Figura 5.32: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova indeformados e envoltória de ruptura 1

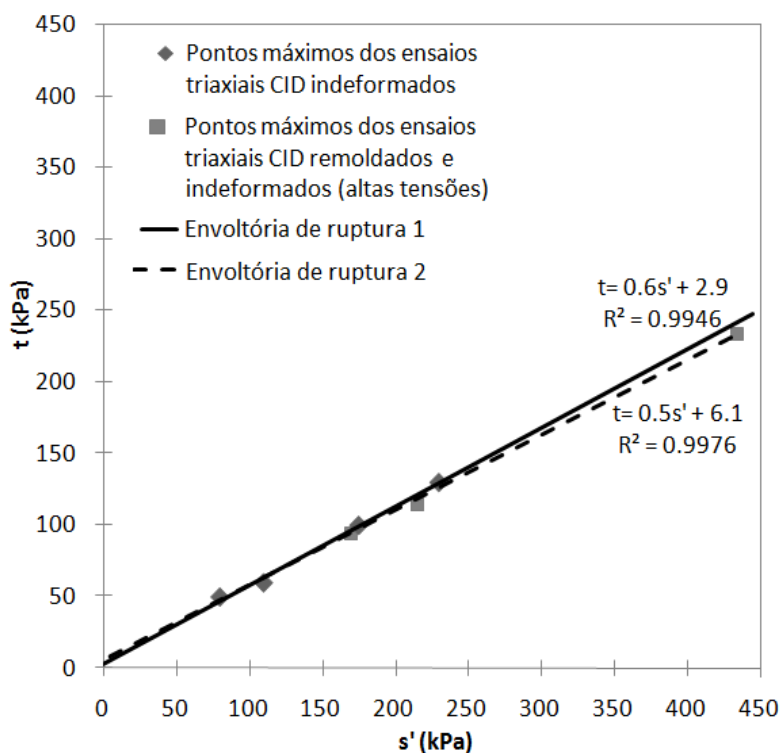


Figura 5.33: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova remoldados e indeformados e envoltórias de ruptura 1 e 2

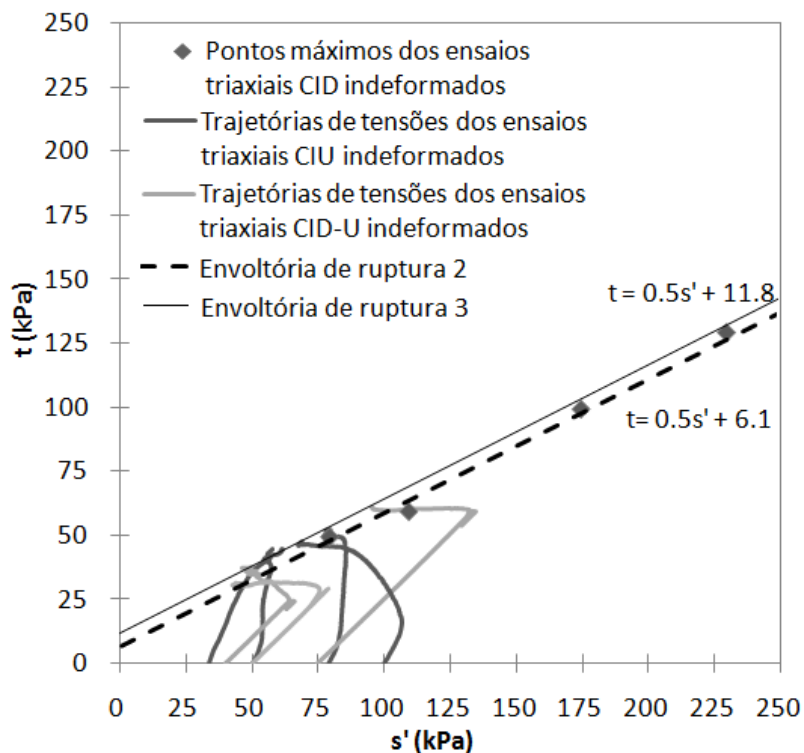


Figura 5.34: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova indeformados, trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU e CID-U e envoltórias de ruptura 2 e 3

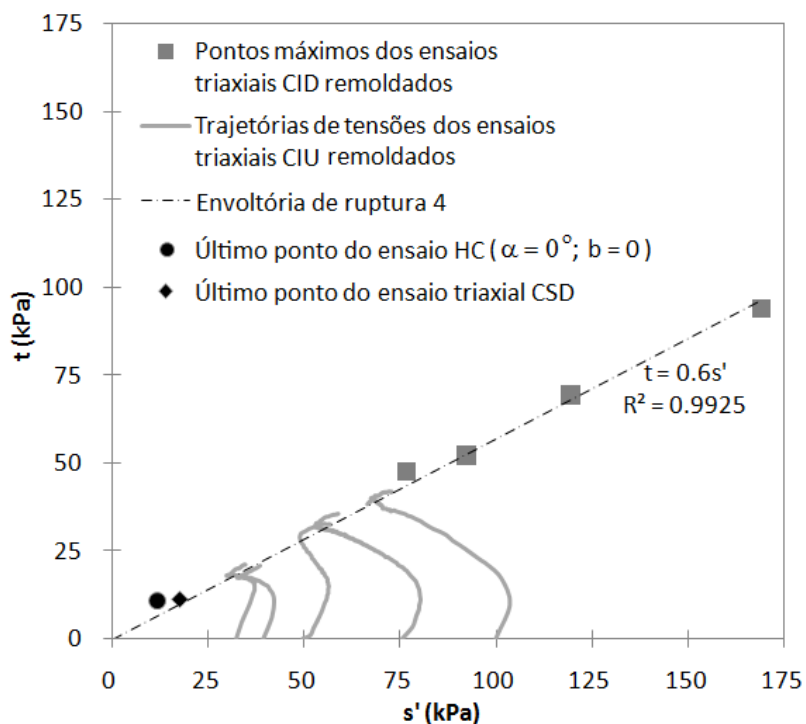


Figura 5.35: Pontos máximos dos ensaios triaxiais CID realizados com corpos de prova remoldados, trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU (remoldados), últimos pontos dos ensaios *hollow cylinder* e triaxial CSD e envoltória de ruptura 4

Conforme comentado no início deste item, os parâmetros de resistência ao cisalhamento calculados a partir das envoltórias de ruptura apresentadas nas Figuras 5.32 a 5.35 encontram-se apresentados no Quadro 5.8. Também se encontram no quadro citado as equações de Mohr-Coulomb das envoltórias de ruptura. Para fins de comparação as equações de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto também se encontram mostrados no Quadro 5.8. É importante salientar que os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir das envoltórias de ruptura 2 e 3 foram selecionados para análises de estabilidade da encosta estudada (apresentadas no capítulo 7).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos diferentes ensaios de resistência ao cisalhamento mostram valores variáveis. Estes valores encontram-se dentro da grande faixa de variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento deste tipo de solo, encontrados na bibliografia geotécnica e obtidos a partir de diferentes ensaios. Para fins de comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nesta tese, alguns resultados de trabalhos da bibliografia encontram-se apresentados no Quadro 5.9.

Quadro 5.8: Equações e parâmetros de resistência ao cisalhamento dos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto

Envoltória de ruptura / tipo de ensaio	Equação Mohr-Coulomb	c' (kPa)	φ' (°)
1	$\tau=0,8\sigma'_n+3,6$	3,6	36,9
2	$\tau=0,6\sigma'_n+31,6$	7,2	31,6
3	$\tau=0,6\sigma'_n+13,9$	13,9	31,6
4	$\tau=0,8\sigma'_n$	-	36,9
Cisalhamento direto / indeformado	$\tau=0,5\sigma'_n+9,7$	9,7	26,3
Cisalhamento direto / remoldado	$\tau=0,5\sigma'_n+4,5$	4,5	25,8

Quadro 5.9: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em diferentes ensaios de resistência ao cisalhamento

Autor	Solo	Ensaio	c' (kPa)	ϕ' (°)
Clementino & Lacerda (1992)	colúvio oriundo de granito	CD	9,1-42,6	30-51
Anderson & Sitar (1995)	colúvio silto-argiloso	CAU	1,7	30,8
		CSD	0,7	36,7
Pinheiro <i>et al.</i> (1997)	colúvio proveniente da alteração de siltito	CD	4-9	38-39
Bressani & Bica (1998)	colúvio oriundo de basalto	CD	4	29
Soares <i>et al.</i> (2001b)	colúvio oriundo de basalto	CD	3,5-25,5	16,7-28,5
Perazzolo (2003)	colúvio oriundo de basalto	CD	16-17	29-32
Silveira (2003)	colúvio oriundo de arenito	CD	5,5	37,4
	colúvio oriundo de basalto	CD	13,1-19,4	32,7-34,3
		CIU	16,7-25,6	33,3-38,8
Silveira <i>et al.</i> (2004b) / Bressani <i>et al.</i> (2005)	colúvio oriundo de arenito	CID	14	30,3
		CIU	14,5-15,5	35-39

CSD – *constant shear drained*; CAU – *consolidate anisotropically undrained*; CIU – ensaio triaxial adensado isotropicamente e não-drenado; CID – ensaio triaxial adensado isotropicamente e drenado; CD – ensaio de cisalhamento direto

5.4 ENSAIOS HOLLOW CYLINDER

Neste item encontram-se apresentados os resultados das análises de uniformidade realizadas em corpos de prova para os ensaios *hollow cylinder*. Também são apresentados no presente item os principais resultados obtidos nestes ensaios. Este item apresenta ainda uma importante comparação dos resultados dos ensaios *hollow cylinder* com um ensaio triaxial CSD realizado para este propósito.

5.4.1 Resultados das análises de uniformidade

As Figuras 5.36 e 5.37 apresentam os resultados das análises de uniformidade realizados em diferentes corpos de prova para os ensaios *hollow cylinder*. As figuras citadas mostram, respectivamente, as medidas de peso específico seco e de índice de vazios ao longo das alturas dos corpos de prova maciço e vazado além dos limites inferior e superior de peso específico seco e de índice de vazios de campo obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial com (diferentes) corpos de prova indeformados.

Os corpos de prova maciço e vazado que foram moldados em 5 camadas e com teor de umidade de 35% tinham como alvo um índice de vazios de 1,34 e um peso específico seco de $12,36 \text{ kN/m}^3$. A máxima variação do peso específico seco entre as camadas dos corpos de prova maciço e vazado foi de $0,7 \text{ kN/m}^3$. Os índices de vazios entre as camadas dos corpos de prova vazado e maciço, moldados com 5 camadas, variaram entre 1,29 a 1,44 e 1,19 a 1,45, respectivamente.

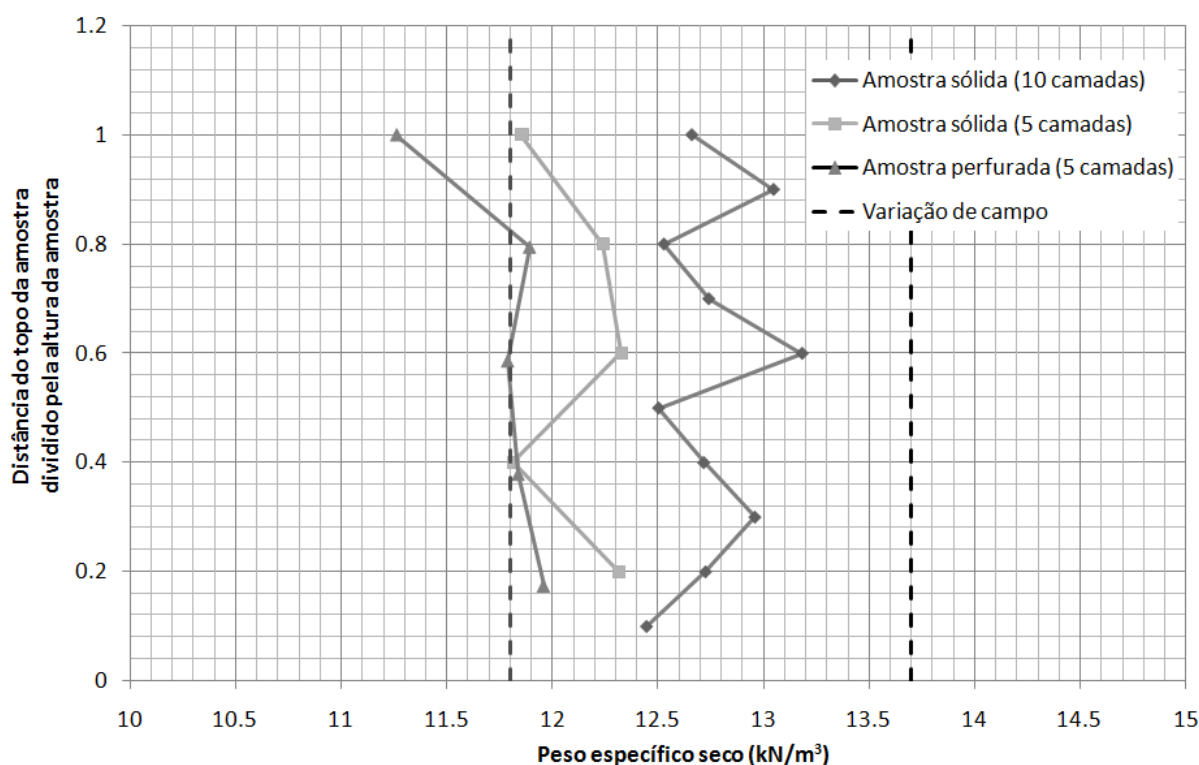


Figura 5.36: Peso específico seco ao longo do perfil do corpo de prova moldado para análise da uniformidade

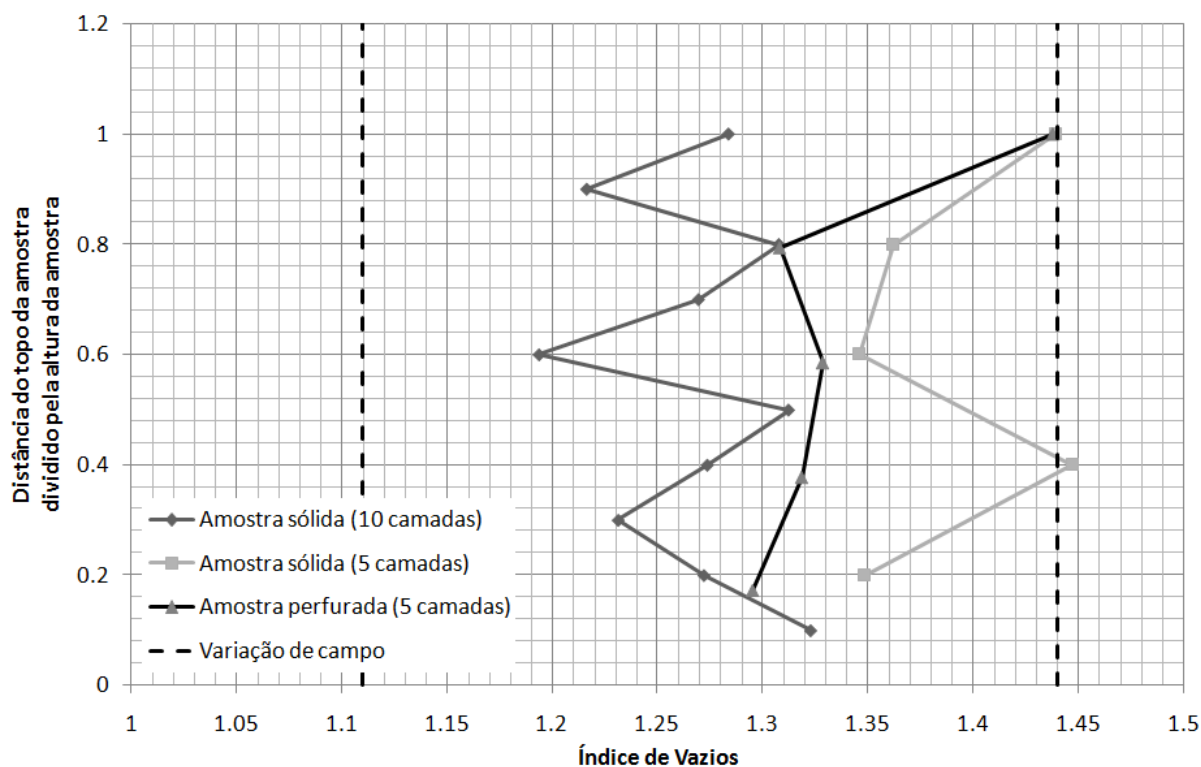


Figura 5.37: Índice de vazios ao longo do perfil do corpo de prova moldado para análise da uniformidade

O corpo de prova maciço moldado em 10 camadas tinha como alvo um índice de vazios de 1,27 e um peso específico seco de $12,74 \text{ kN/m}^3$ e apresentou uma variação entre camadas de $0,7 \text{ kN/m}^3$. Em relação ao teor de umidade, a maior variação entre as camadas foi de aproximadamente 2,5% no corpo de prova moldado com 10 camadas. O máximo coeficiente de variação dos parâmetros w , e e γ_d entre as diferentes camadas de cada amostra ensaiada foi igual a 3,0; 4,3 e 2,4%, respectivamente. Estes resultados mostram uma variação comparável a de outros trabalhos citados na literatura [Baltzer & Irwin (1997)] e foram considerados adequados para a moldagem dos corpos de prova ensaiados.

A Foto 5.5 mostra um corpo de prova preparado com a compactação manual de solo úmido em 10 camadas com 2 cm de espessura cada, antes de ser ensaiado. A Foto 4.11b mostra um corpo de prova do ensaio *hollow cylinder* C (segunda etapa do ensaio – Quadro 5.7) onde se pode perceber a uniformidade das deformações ao longo da altura, indicativo de uniformidade da moldagem (as linhas desenhadas na membrana externa eram verticais e horizontais no início do ensaio).



Foto 5.5: Corpo de prova preparado em 10 camadas com a técnica de moldagem *moist-tamping*

5.4.2 Resultados dos ensaios *hollow cylinder*

O Quadro 5.10 apresenta os principais indicadores dos ensaios *hollow cylinder* realizados. Os ensaios A, B, C, D e E tiveram uma etapa inicial de aplicação de tensões incrementais com 480 minutos (8 h) de duração, ao final da qual atingiram a condição de $p'=30$ kPa e $q=24$ kPa. Em todos esses ensaios permitia-se no mínimo um período de 8 horas adicionais para o término das deformações de *creep* (ZDRAVKOVIC & JARDINE, 2001). Após essa etapa, nos ensaios A, B e C foi realizada a rotação drenada de tensões até que $\alpha=36^\circ$. Novamente esta aplicação foi feita ao longo de 8 h sendo esperado no mínimo outras 8 h para a estabilização das deformações volumétricas devido ao *creep*. Na terceira etapa dos ensaios A, B e C a tensão principal intermediária era alterada até que b assumisse os valores especificados no Quadro 5.10 para esses três ensaios. Como antes esse aumento de b era feito ao longo de 8 h, permitindo-se 8 h adicionais para estabilização das deformações volumétricas devido ao *creep*. Por último, todos os ensaios foram levados à ruptura através da redução de p' com uma taxa de redução de 0,058 kPa/min. A ruptura foi definida como equivalente à perda de controle do ensaio após os corpos de prova atingirem grandes deformações devido à redução de p' .

Quadro 5.10: Parâmetros e sequência de aplicação de tensões dos ensaios realizados no equipamento *hollow cylinder*

Ensaio	1ª etapa	2ª etapa	3ª etapa	4ª etapa
A	p'=30kPa q=24kPa	$\alpha=36^\circ$	b=0,35	redução de p'
B			b=0,5	
C			b=0,2	
D		$\alpha=0^\circ$	b=0	
E		b=0,2	$\alpha=36^\circ$	
F	p'=30kPa q=24kPa $\alpha=36^\circ$ b=0,2	redução de p'	-	-

No caso do ensaio E a ordem de variação de b e α foi invertida em relação aos ensaios descritos acima. Os demais aspectos de tempos de aplicação e procedimento de ruptura foram os mesmos. No ensaio D os valores de α e b não foram alterados ($\alpha=0^\circ$ e b=0) e assim o ensaio foi levado à ruptura em somente duas etapas. No ensaio F tanto as variações de p' e q iniciais como a aplicação de b=0,2 e $\alpha=36^\circ$ foram todas incrementalmente ajustadas no primeiro estágio do ensaio. A ruptura também neste caso foi obtida por redução de p'. O Quadro 5.11 apresenta um resumo das características iniciais dos corpos de prova remoldados ensaiados no equipamento *hollow cylinder*.

As Figuras 5.38 e 5.39 apresentam os resultados da primeira etapa de carregamento anisotrópico dos ensaios *hollow cylinder* realizados com os mesmos parâmetros p'=30 kPa e q=24 kPa. É importante salientar que os resultados do ensaio F apresentados nas Figuras 5.38 e 5.39 não são comparáveis aos demais resultados, pois sua primeira etapa consistiu no aumento simultâneo de todos os parâmetros de ensaio.

A Figura 5.38 mostra as trajetórias de tensões efetivas dos carregamentos anisotrópicos dos ensaios *hollow cylinder* realizados e a Figura 5.39 apresenta a deformação volumétrica dos mesmos. Excetuando-se o resultado do ensaio F, que tem uma trajetória diferenciada, a deformação volumétrica de todos os ensaios variou entre 1,3% a 2,3%, mostrando o mesmo tipo de comportamento.

5.4.3 Influência do coeficiente b

Os ensaios *hollow cylinder* A, B e C foram realizados variando-se o coeficiente b com a intenção de avaliar a influência deste parâmetro nos resultados de ensaios. Para isto,

após as primeiras duas etapas de aplicação de tensões (Quadro 5.8), foram realizados ensaios com coeficiente b equivalente a 0,2 (ensaio C); 0,35 (ensaio A) e 0,5 (ensaio B).

Quadro 5.11: Dados dos corpos de prova *hollow cylinder* ensaiados

Dados dos corpos de prova		Ensaio					
		A	B	C	D	E	F
Peso de solo úmido (kgf)		1595,72	1559,94	1602,56	1569,23	1612,96	1594,26
Média das alturas (mm)		201,20	201,10	201,70	201,40	201,10	201,10
Diâmetro externo (mm)	Topo	100,84	100,34	100,37	100,42	100,46	99,4
	Centro	100,71	100,01	100,38	100,52	100,55	99,63
	Base	100,86	100,59	100,49	100,78	100,48	99,48
Diâmetro interno (mm)	Topo	60,70	61,10	61,70	61,60	60,70	60,00
	Base	60,70	61,20	60,70	61,20	60,20	60,60
Índice de vazios após a moldagem		1,27	1,28	1,25	1,28	1,25	1,24
Teor de umidade (%)		22,6	23,1	24,1	23,5	24,6	25,1

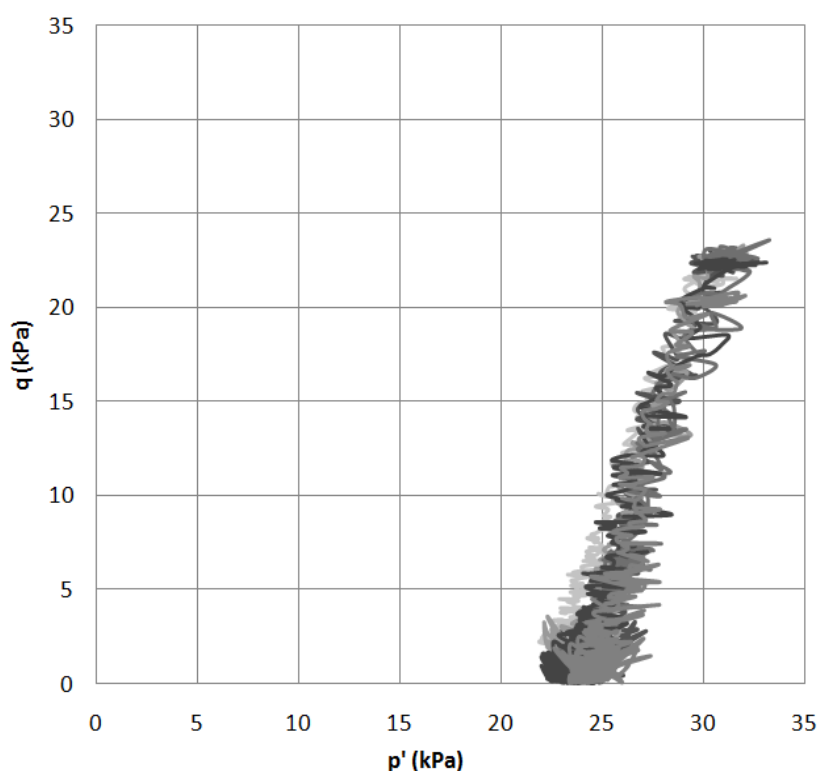


Figura 5.38: Trajetórias de tensões efetivas da fase de carregamento anisotrópico (1ª etapa dos ensaios)

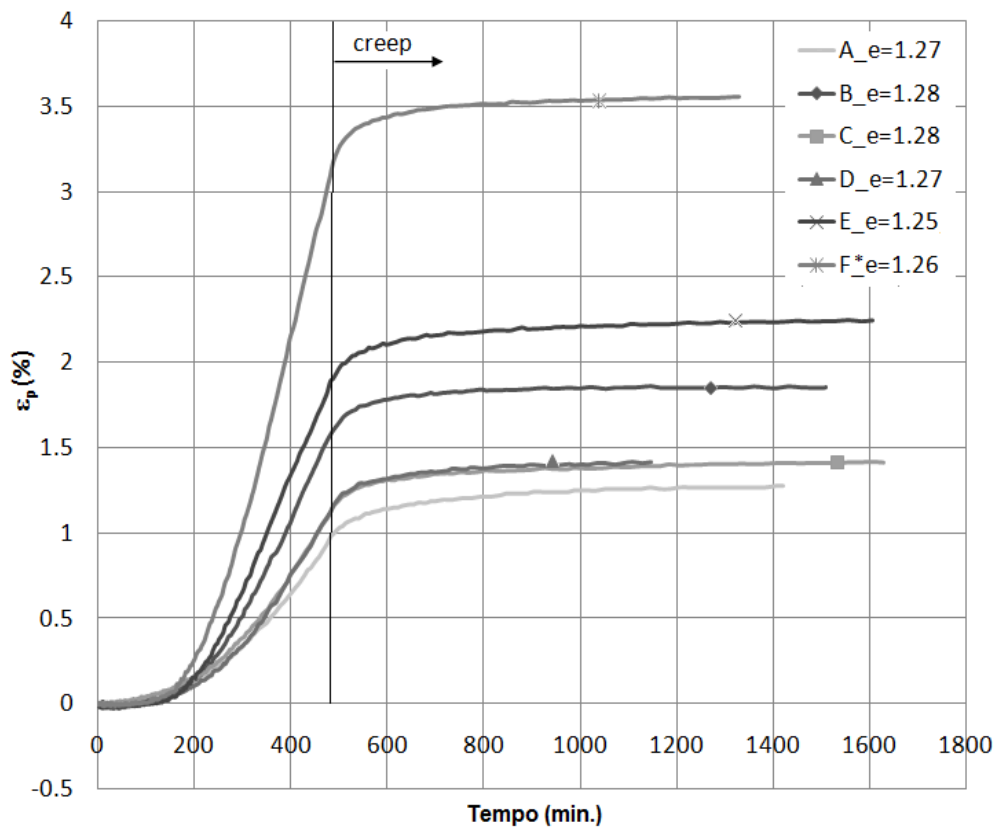


Figura 5.39: Variação de volume versus tempo da primeira etapa dos ensaios hollow cylinder (o ensaio F* não é comparável com os demais)

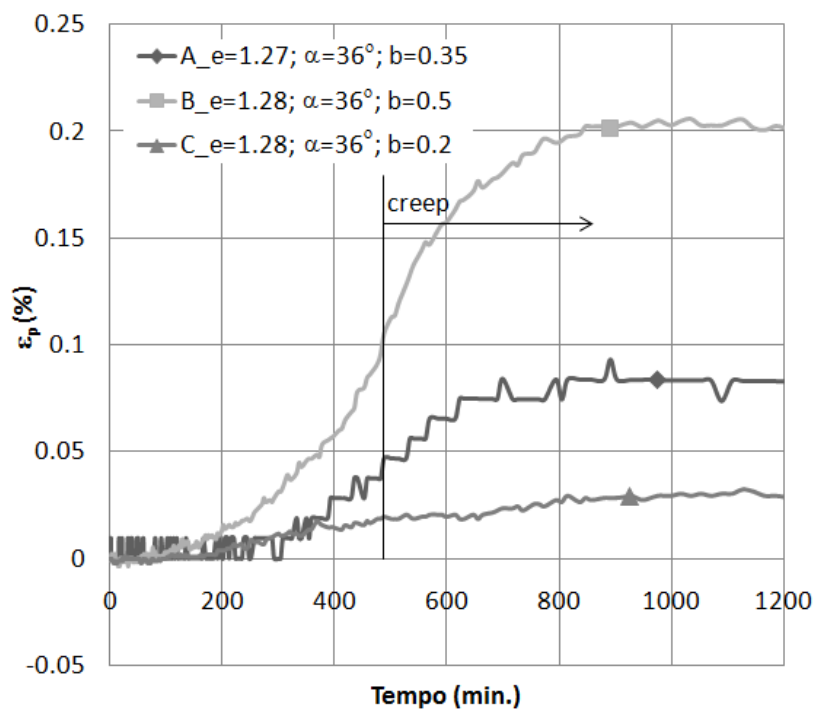


Figura 5.40: Curvas deformação volumétrica x tempo

As Figuras 5.40 e 5.41 mostram os dados plotados dos ensaios A, B e C a partir dos resultados da terceira etapa de variação do coeficiente b. Na Figura 5.40 são apresentadas as curvas ε_p x tempo (deformação volumétrica versus tempo). Pode-se visualizar na figura mencionada que, após o término da variação do coeficiente b estipulado (480 minutos), desenvolveram-se deformações volumétricas adicionais devido ao processo de *creep*. Na Figura 5.41 são apresentados os gráficos ε_r x tempo (deformação radial versus tempo) e ε_θ x tempo (deformação circunferencial versus tempo). Na figura citada as deformações radiais e circunferenciais são as mais reduzidas para valores de coeficiente b igual a 0,2 usado no ensaio C, levando a condições muito semelhantes à deformação plana.

O Quadro 5.12 mostra o processo de *creep* expresso em porcentagem onde se pode comparar as deformações volumétricas de *creep* com as deformações volumétricas dos diferentes estágios da fase de carregamento anisotrópico dos ensaios *hollow cylinder* realizados ($\varepsilon_{vol.}^{creep}$ - deformação volumétrica durante o processo de *creep* e $\varepsilon_{vol.}^{estágio}$ - deformação volumétrica total do estágio de carregamento anisotrópico). Zdravkovic & Jardine (2001) calcularam porcentagens de deformações volumétricas semelhantes às apresentadas no quadro mencionado.

As deformações de *creep* identificadas indicam uma porcentagem considerável quando comparadas com as deformações volumétricas dos estágios iniciais de 480 minutos de carregamento anisotrópico. Foram necessários cerca de 8 horas adicionais para a estabilização das deformações volumétricas após o período inicial de 8 horas do estágio de variação do coeficiente b. O critério utilizado para a paralisação do estágio de *creep* e sequência dos ensaios foi a identificação de razões de *creep* iguais ou equivalentes a 0,05%/dia (ZDRAVKOVIC & JARDINE, 2001).

Quadro 5.12: Razão das deformações volumétricas de *creep* e de cada estágio da fase de carregamento anisotrópico

Estágios de carregamento anisotrópico	$R = \left(\frac{\varepsilon_{vol.}^{creep}}{\varepsilon_{vol.}^{estágio}} \right) \cdot 100\%$					
	Ensaio					
	A	B	C	D	E	F
Aumento de p' e q	32	15	21	18	16	13
Aumento de α	33	19	24	-	22	-
Aumento do coeficiente b	29	52	33	-	33	-

Na Figura 5.42 são apresentados, respectivamente, os gráficos $\gamma_{oct} \times p'/p'_0$ (deformação octaédrica *versus* média das tensões confinantes principais normalizada) e $\epsilon_p \times p'/p'_0$ (deformação volumétrica *versus* média das tensões confinantes principais normalizada). O valor de p'_0 utilizado para a normalização foi o valor da tensão confinante efetiva média p' imediatamente antes do início do estágio de redução de p' . Os dados plotados na figura citada referem-se aos resultados da quarta etapa de carregamento anisotrópico de cada ensaio *hollow cylinder* onde se realizou a redução da média das tensões principais (p') até a ruptura dos corpos de prova.

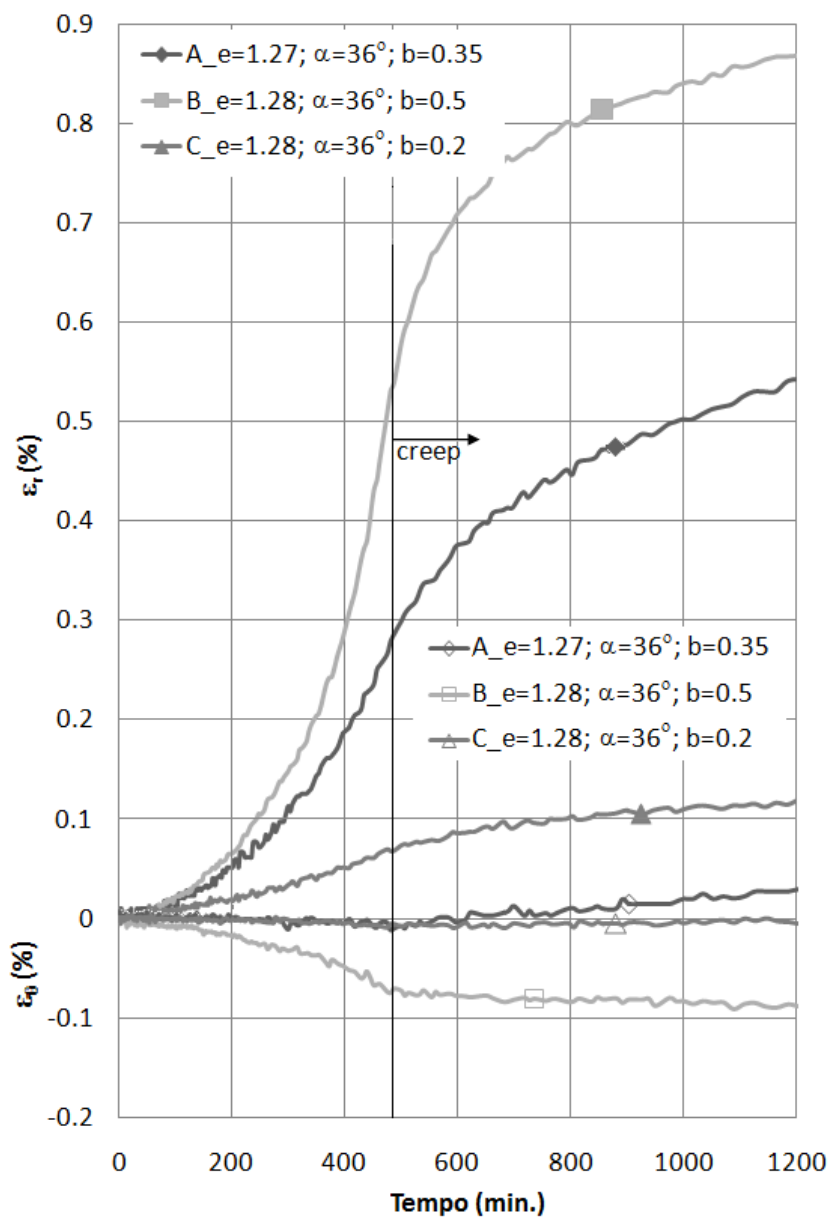


Figura 5.41: Curvas deformação radial x tempo e curvas deformação circunferencial x tempo

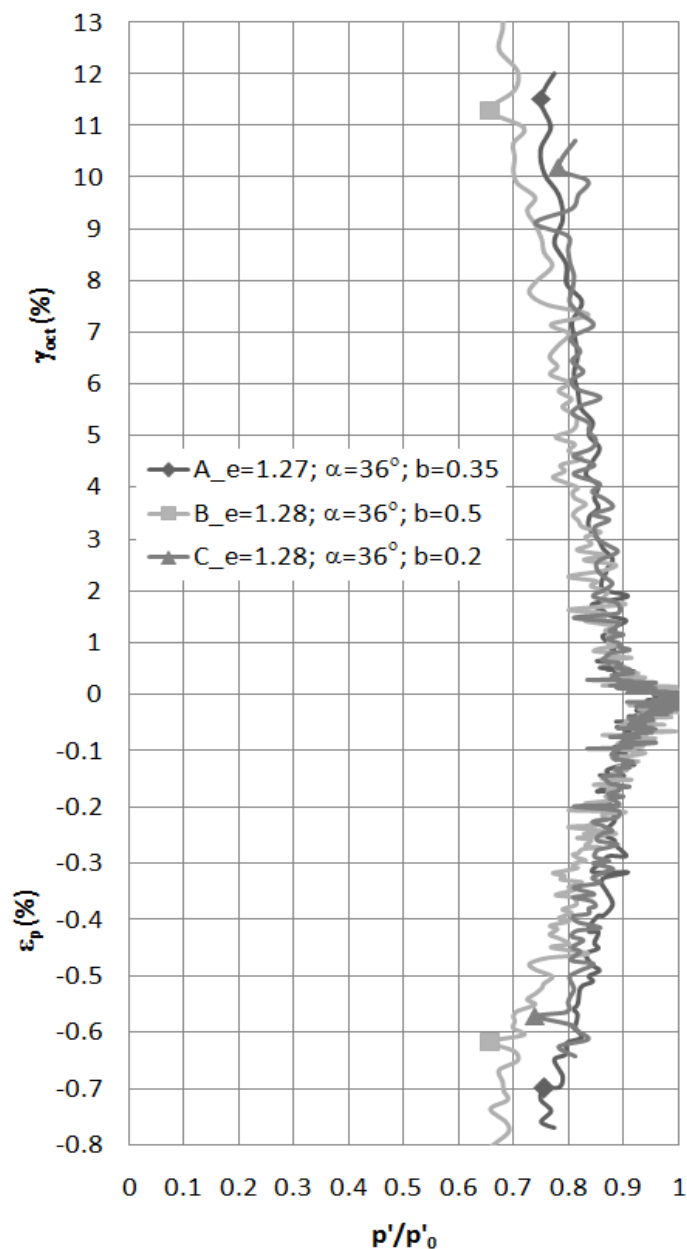


Figura 5.42: Curvas deformação octaédrica x média das tensões confinantes principais normalizada e curvas deformação volumétrica x média das tensões confinantes principais normalizada

Analisando as curvas da Figura 5.42, pode-se concluir que os ensaios A, B e C apresentaram comportamento bastante semelhante durante a redução da média das tensões principais mesmo com a variação da tensão principal intermediária e embora os maiores valores da deformação principal maior, da deformação cisalhante octaédrica e da deformação volumétrica pareçam crescer com o aumento do coeficiente b .

5.4.4 Efeito da alteração da sequência de aplicação dos parâmetros no ensaio *hollow cylinder*

Os ensaios *hollow cylinder* C e E foram realizados com a intenção de analisar o comportamento do solo nos ensaios *hollow cylinder* realizados com os mesmos parâmetros fundamentais ($\alpha=36^\circ$ e $b=0,2$), porém com diferentes sequências das etapas de carregamento anisotrópico, conforme o Quadro 5.7. Com a mesma intenção, no ensaio F tanto as variações de p' e q iniciais como a aplicação de $b=0,2$ e $\alpha=36^\circ$ foram todos incrementalmente ajustados na mesma etapa de carregamento anisotrópico. Como antes, estes ensaios também foram levados à ruptura pela redução de p' .

Na Figura 5.43 são apresentados, respectivamente, $\gamma_{oct} \times p'/p'_0$ (deformação octaédrica *versus* média das tensões principais normalizada) e $\epsilon_p \times p'/p'_0$ (deformação volumétrica *versus* média das tensões principais normalizada). Nas figuras citadas pode-se visualizar que os ensaios E e F apresentam comportamento semelhante, porém o ensaio E apresentou o maior nível de deformações γ_{oct} e ϵ_p . Comparando o resultado do ensaio C com os resultados dos ensaios E e F, pode-se concluir que o efeito de alternar os estágios dos ensaios é mais significativo que aquele induzido pela variação de distintos valores de b para valores de α constantes (Figuras. 5.42 e 5.43). Além disto, o adensamento que ocorre sob $\alpha > 0$ e $b > 0$ parece aumentar a resistência do solo ligeiramente.

5.4.5 Comparação entre os resultados de um ensaio triaxial CSD e ensaio *hollow cylinder*

Para uma comparação dos resultados de diferentes tipos de ensaios, realizados em corpos de prova de solo coluvionar remoldados com características semelhantes, foram realizados 2 ensaios adicionais (a) um ensaio triaxial CSD e (b) um ensaio *hollow cylinder* (ensaio D).

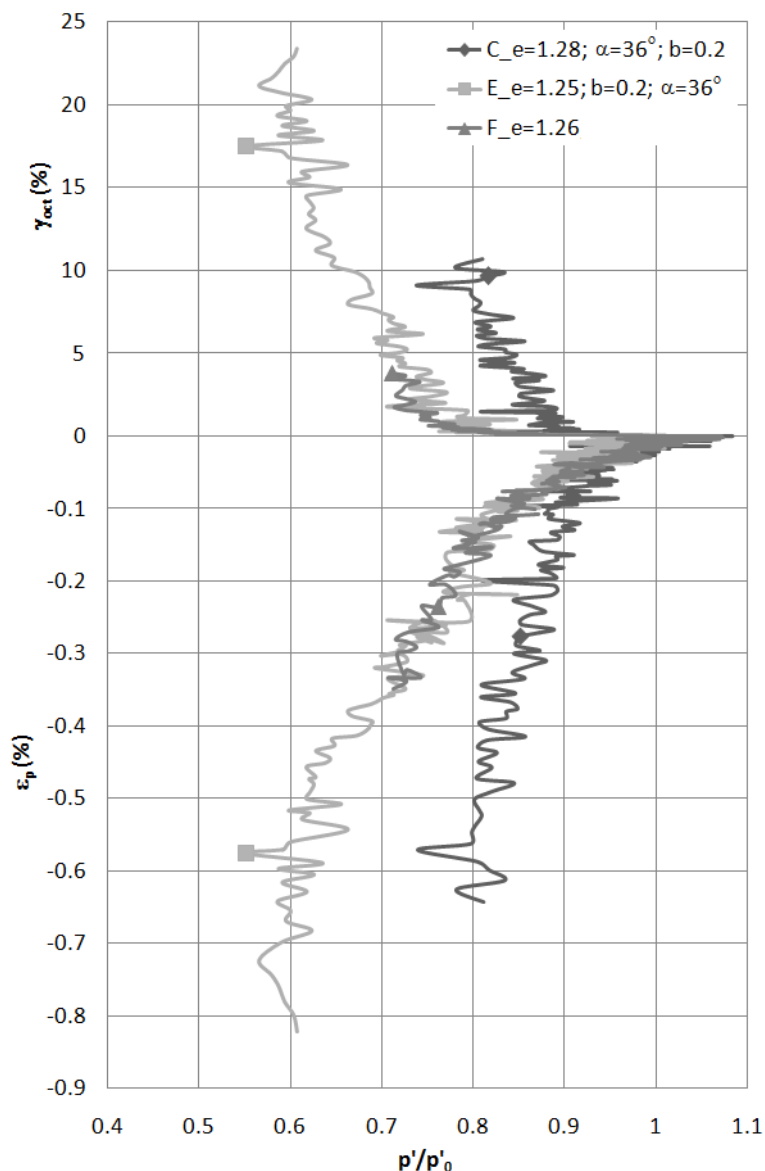


Figura 5.43: Curvas deformação octaédrica x média das tensões confinantes principais normalizada e curvas deformação volumétrica x média das tensões confinantes principais normalizada

O ensaio triaxial CSD foi realizado com duas fases distintas: (a) uma fase de carregamento inicial drenado sobre $\sigma'_c=30$ kPa e tensão desvio $q=\sigma_a - \sigma_r$ (onde σ_a e σ_r são definidos como tensão axial e radial total, respectivamente) aumentando de zero até aproximadamente 24 kPa (correspondente ao estado de tensões existente no campo) e (b) uma fase com valor de q mantido constante e aumento progressivo da poro-pressão, simulando o efeito ocasionado pela ocorrência de chuvas, até atingirem-se grandes deformações.

O Quadro 5.5 apresenta os índices físicos iniciais do corpo de prova do ensaio triaxial CSD realizado. A Figura 5.44 apresenta as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CID realizados com tensão efetiva de confinamento de 30, 40, 50 e 75 kPa e do ensaio triaxial CSD (plano p' x q) realizado com corpo de prova remoldado. Também se encontram apresentadas as envoltórias de ruptura ajustadas de acordo com os resultados dos ensaios triaxiais realizados. A envoltória de ruptura 1 da Figura 5.44 foi obtida através do ajuste linear aos pontos de máxima tensão desvio obtidos nos ensaios triaxiais realizados e forçada a passar pela origem. Quando a mesma foi forçada a passar pela origem e pelo ponto que representa o estado de tensões de ruptura (máximo q) para o ensaio realizado com $p'=75$ kPa (máxima tensão efetiva de confinamento) obteve-se $M=q/p'=1,4$ (envoltória 1 – provável CSL).

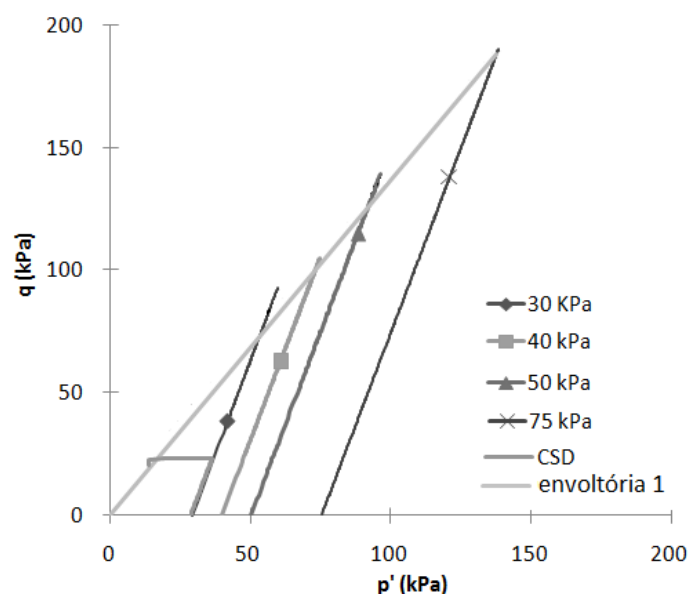


Figura 5.44: Trajetória de tensões dos ensaios triaxiais CID realizados em amostras remoldadas e provável CSL da série de ensaios (envelope 1)

No ensaio *hollow cylinder* D os valores de α e b não foram alterados e assim o ensaio foi levado à ruptura em duas etapas somente [(Quadro 5.7) compressão axissimétrica em corpo de prova tubular - *axisymmetric compression on tubular specimen*]. Ainda para a comparação dos resultados dos ensaios *hollow cylinder* e triaxial, foram calculadas as deformações de cisalhamento octaédrica (γ_{oct}) a partir da deformação axial ($\epsilon_a = \epsilon_1$) e da deformação volumétrica (ϵ_p) medidas durante o ensaio triaxial. Como os ensaios triaxiais de compressão implicam em um estado de tensões axissimétrico em corpos de prova saturados e conseqüentemente com a deformação principal intermediária igual à

deformação principal maior ou menor ($\varepsilon_1=\varepsilon_2=\varepsilon_3$), conclui-se, a partir do cálculo das deformações volumétricas (equações 5.9 e 5.10), que:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (\text{equação 5.9})$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_p + \varepsilon_1}{2} \quad (\text{equação 5.10})$$

Na Figura 5.45 são apresentados os gráficos $\varepsilon_1 \times p'/p'_0$ [deformação principal maior (deformação axial para o caso do ensaio triaxial) *versus* média das tensões confinantes principais normalizada] e $\varepsilon_p \times p'/p'_0$ (deformação volumétrica *versus* média das tensões confinantes principais normalizada). Ressalta-se que os gráficos citados foram plotados a partir dos resultados da etapa de redução de p' dos ensaios *hollow cylinder*. Para o caso do ensaio triaxial CSD as curvas dos gráficos em questão foram plotados a partir dos resultados do estágio de aumento da poro-pressão. Para possibilitar uma comparação mais abrangente também estão plotadas as curvas obtidas nos ensaios *hollow cylinder* (A, B e C).

Pode-se verificar que os resultados dos ensaios, triaxial (CSD) e *hollow cylinder* (D), com diferentes geometrias, apresentaram comportamentos bastante semelhantes. Por outro lado, quando os mesmos são comparados com os ensaios que tiveram rotação da direção das tensões principais e aumento da tensão principal intermediária (ensaios A, B e C), os comportamentos foram bastante diferenciados. Esta diferença de comportamento entre os ensaios é importante a partir de valores de $p'/p'_0=0,9$; onde passam a ocorrer deformações significativas nestes ensaios até o final dos mesmos.

Nos ensaios D e CSD as deformações principais maiores máximas apresentadas foram de 0,6% e 0,5% respectivamente. O baixo valor de deformação axial medido no ensaio CSD deve-se às limitações do equipamento triaxial para a execução deste tipo de ensaio, tendo-se perdido o controle do ensaio a partir daquele ponto de tensões (colapso). Os ensaios realizados e discutidos neste item apresentaram valores de deformações volumétricas de expansão (ε_p) devido à redução de p' .

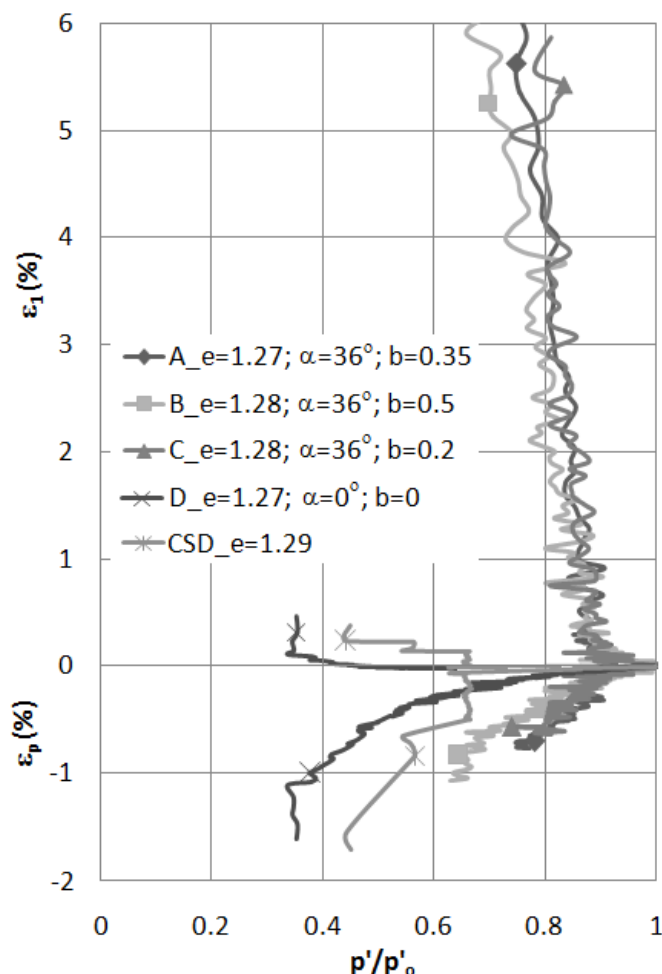


Figura 5.45: Curvas deformação principal maior x média das tensões confinantes principais normalizada e curvas deformação volumétrica x média das tensões confinantes principais normalizada

Na Figura 5.46 encontram-se apresentadas as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios *hollow cylinder* A, B, C e F realizados, juntamente com as curvas de deformação da deformação principal maior versus p' . Todos os ensaios foram testados tentando-se partir do mesmo nível de tensões p' e q , porém houve pequenas diferenças entre os ensaios devido a problemas de controle e oscilações de pressão no equipamento. Entretanto, como pode ser visto na figura, os ensaios A, B e C alcançaram valores máximos semelhantes da relação q/p' na ruptura, além de comportamento de deformação muito próximos. O ensaio F teve um comportamento um pouco diferenciado em relação às deformações volumétricas (Figura 5.45), mas apresentou o mesmo nível máximo da relação q/p' na ruptura que os ensaios A, B e C. Portanto, pode-se dizer que a variação do coeficiente b entre 0,2 e 0,5 na fase de carregamento anisotrópico com $\alpha=36^\circ$ teve influência negligenciável nestes ensaios. Por outro lado a

variação simultânea de α e b aplicada no ensaio F, teve alguma influência nas deformações volumétricas do ensaio. Em todos os resultados apresentados na Figura 5.46 deve ser notado que os estados de tensões associados ao início do desenvolvimento de deformações significativas encontram-se abaixo da CSL, determinada a partir dos resultados dos ensaios triaxiais.

A Figura 5.47 apresenta as trajetórias de tensões efetivas e as curvas de deformação da deformação principal maior *versus* p' dos ensaios *hollow cylinder* D e E, nos quais houve uma alteração dos parâmetros dos ensaios em relação aos ensaios anteriores. Estão plotados também os resultados do ensaio triaxial CSD. O ensaio *hollow cylinder* D foi realizado mantendo-se os valores de b e α iguais a zero durante todo o ensaio e no ensaio E o carregamento anisotrópico foi realizado inicialmente com a aplicação do coeficiente $b=0,2$ seguido da aplicação de $\alpha=36^\circ$. Como se pode perceber, os resultados foram bastante influenciados por estas variações de ensaio quando comparados com os resultados da Figura 5.46.

Os resultados do ensaio E mostram uma significativa influência da sequência de aplicação dos coeficientes b e α no ensaio quando se compara com os resultados do ensaio C ($\alpha=36^\circ$ e $b=0,2$). Já os resultados dos ensaios D e CSD mostram outra importante influência e são bastante interessantes. Em ambos os ensaios as condições de tensões impostas até a ruptura são semelhantes ($b=0$ e $\alpha=0$), entretanto são aplicadas em geometrias e equipamentos diferentes (*hollow cylinder* e triaxial). Ambos apresentam resultados semelhantes entre si e bastante distintos dos demais ensaios realizados. As deformações principais (verticais) até a ruptura foram muito reduzidas em comparação aos demais ensaios (Figuras 5.46 e 5.47) e em ambos os ensaios não foi possível controlar o processo de deformação na ruptura (comportamento frágil). Interessante também notar que estes dois ensaios atingiram valores bastante altos da relação q/p' na ruptura, sendo que o ensaio D atingiu os maiores valores de todos os ensaios. Nas Figuras 5.46 e 5.47 está representada também a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida dos ensaios triaxiais drenados convencionais realizadas no solo remoldado (Figura 5.44). Como pode ser visto na Figura 5.47, os resultados dos ensaios D e CSD ajustam-se bem a esta envoltória. Esta figura sugere que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo coluvionar, obtidos de ensaios axissimétricos, são

significativamente mais elevados do que aqueles obtidos de ensaios em que o giro das tensões principais em relação à vertical é considerado.

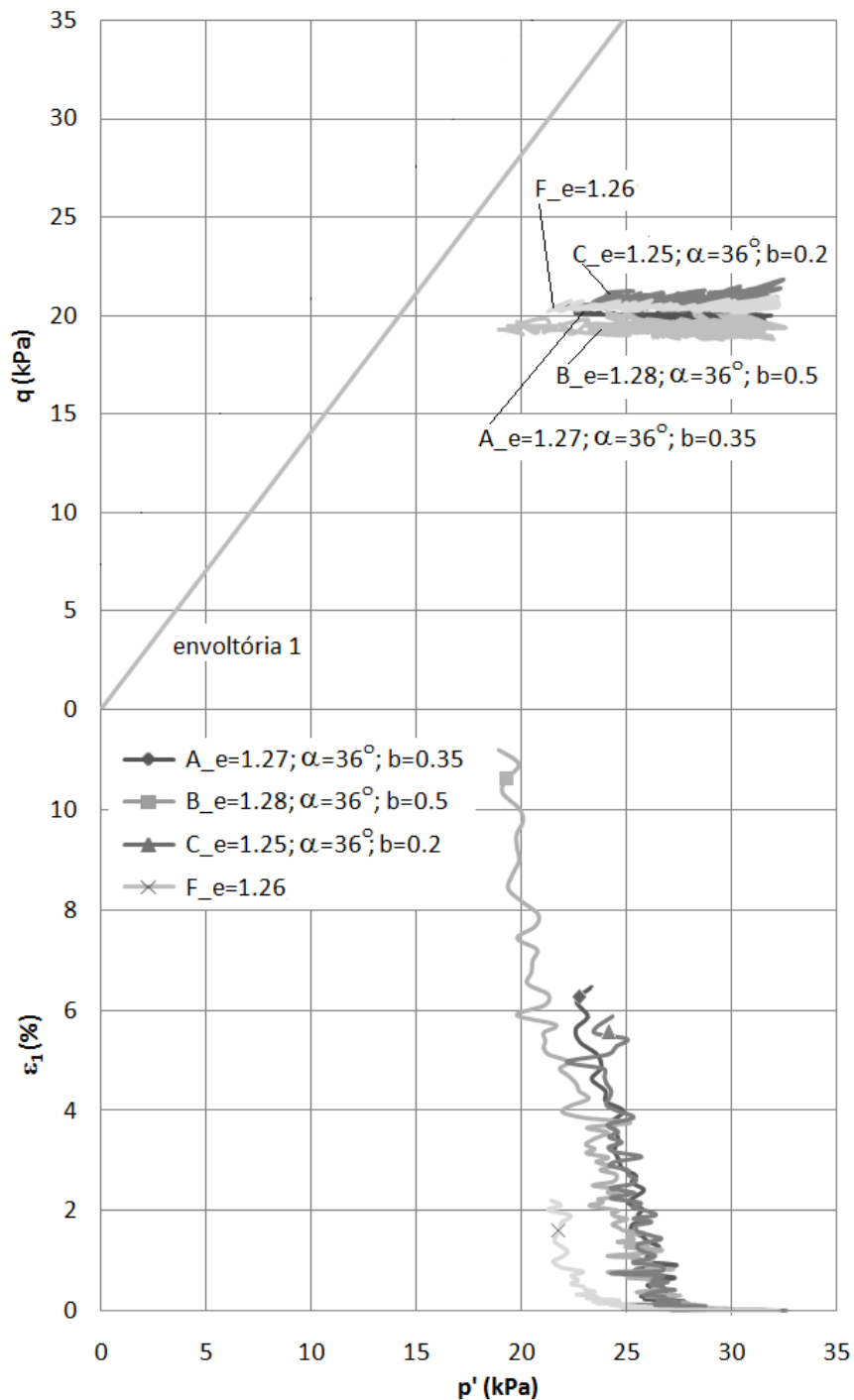


Figura 5.46: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios *hollow cylinder* e do ensaio triaxial CSD realizados, provável CSL obtida dos ensaios triaxiais CID com amostras remoldadas (envoltória 1) e curvas deformação principal maior x p'

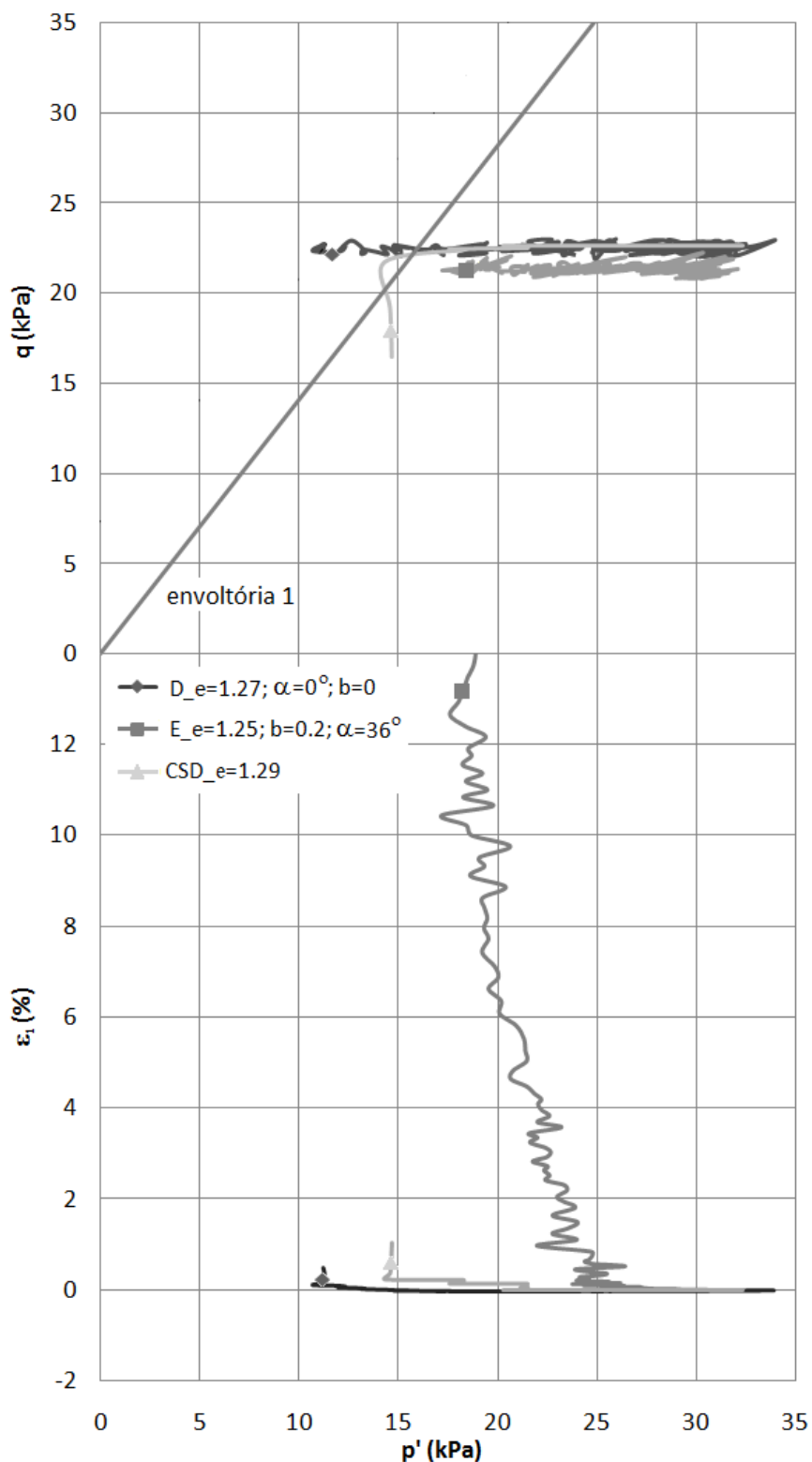


Figura 5.47: Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios *hollow cylinder* e do ensaio triaxial CSD realizados, provável CSL obtida dos ensaios triaxiais CID com amostras remoldadas (envoltória 1) e curvas deformação principal maior x p'

CAPÍTULO 6

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E INSTRUMENTAÇÃO

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de laboratório com corpos de prova indeformados e remoldados e ensaios de condutividade hidráulica de campo. As cotas da encosta das quais os solos foram extraídos foram utilizadas para identificação dos solos ensaiados.

Neste capítulo também se encontram apresentados os resultados da instrumentação da encosta estudada com a instalação de transdutores elétricos em piezômetros de Casagrande para monitoramento das poro-pressões em campo além da instalação de um pluviômetro automático para monitoramento das precipitações pluviométricas.

6.1 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

6.1.1 Ensaios de laboratório

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em um equipamento triaxial e em um permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio. Para estes ensaios foram utilizados corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas e deformadas coletadas na cota 365 m da encosta estudada. No equipamento triaxial dois corpos de prova foram ensaiados durante a fase de percolação e após a fase de saturação por contra-pressão dos corpos de prova. No permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, cada corpo de prova era moldado exclusivamente para o ensaio e era submetido a diferentes tensões efetivas de confinamento para medidas do coeficiente de condutividade hidráulica do solo. Assim, também era possível avaliar a influência da tensão efetiva de confinamento sobre o coeficiente de condutividade hidráulica do solo.

Os coeficientes de condutividade hidráulica apresentados a seguir foram corrigidos em função da condutividade hidráulica do sistema no qual o ensaio foi realizado. Estas correções foram realizadas a partir da equação 4.11, sugerida por Sammingan *et al.* (2003). Também foram realizadas as correções dos valores de temperatura da água durante a realização dos ensaios, que era de 23°C e 24°C.

6.1.1.1 Apresentação dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica no equipamento triaxial

a) Ensaios de condutividade hidráulica na fase de percolação do ensaio triaxial

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica durante a fase de percolação de três corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais CID-U (P40, P50 e P75). A fase de percolação do ensaio triaxial consiste em aumentar o grau de saturação da amostra através da imposição de um fluxo ascendente de água destilada e desaerada. O gradiente hidráulico era aplicado devido à diferença de carga de elevação existente entre o nível do reservatório do equipamento triaxial e o topo do corpo de prova. O topo do corpo de prova era conectado à atmosfera através das linhas de drenagem da câmara triaxial. A extremidade desta linha de drenagem era fixada no mesmo nível do topo do corpo de prova, de onde era coletada em um copo Becker a água percolada pelo corpo de prova.

Para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica foram medidos os volumes de água desaerada percolada pelo corpo de prova indeformado, sob uma tensão efetiva de confinamento de 30 kPa, para determinados intervalos de tempo. As medidas eram iniciadas após a percolação de, no mínimo, um volume de água correspondente a duas vezes o volume do corpo de prova (400 cm³). Perdas referentes à evaporação da água foram desconsideradas devido à pequena influência na taxa de percolação obtida.

O Quadro 5.5 do capítulo 5 mostra as dimensões e índices físicos iniciais dos corpos de prova utilizados para a execução destes ensaios. Os ensaios realizados foram denominados com a letra P seguida da indicação da tensão confinante efetiva utilizada para a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais CID-U, (P75, P40 e P50).

O Quadro 6.1 apresenta os resultados obtidos para o coeficiente de condutividade hidráulica, nos três corpos de prova ensaiados na fase de percolação dos ensaios triaxiais CID-U. São apresentados os valores de coeficiente de condutividade hidráulica obtidos de acordo com as leituras realizadas e o volume percolado acumulado em cada medição, a partir do início das leituras.

Quadro 6.1: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos durante a fase de percolação no equipamento triaxial com corpos de prova indeformados (cota 365 m)

Corpos de prova	Medida	Δt (min)	$t_{\text{acum.}}$ (min)	ΔV (cm ³)	$V_{\text{acum.}}$ (cm ³)	k (cm/s)
P40	1	15	15	71	71	$3,3 \times 10^{-4}$
	2	25	40	202	273	$6,6 \times 10^{-4}$
	3	50	90	490	763	$7,5 \times 10^{-4}$
P50	1	20	20	120	120	$4,1 \times 10^{-4}$
	2	15	35	128	248	$6,0 \times 10^{-4}$
	3	10	45	90	338	$6,4 \times 10^{-4}$
P75	1	7,5	7,5	19	19	$1,8 \times 10^{-4}$
	2	45	52,5	187	206	$2,9 \times 10^{-4}$
	3	9	61,5	51	257	$4,1 \times 10^{-4}$

Os resultados para os três diferentes corpos de prova apresentam valores bastante coerentes quando comparados entre si, com variações entre $1,8 \times 10^{-4}$ e $7,5 \times 10^{-4}$ cm/s. Porém, em todos os corpos de prova o coeficiente de condutividade hidráulica apresentou um progressivo aumento com tempo. Este fato é provavelmente devido ao aumento do grau de saturação durante a contínua percolação de água no interior da amostra.

Embora estes valores não possam ser considerados representativos do coeficiente de condutividade hidráulica saturada, pois o processo de percolação não é suficiente para uma saturação completa dos corpos de prova, os mesmos são representativos de saturação de campo, as quais são atingidas através da infiltração de água no solo.

b) Ensaios de condutividade hidráulica após a fase de saturação por contra-pressão do ensaio triaxial

Também foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em dois corpos de prova indeformados saturados por contra-pressão para os ensaios triaxiais CID-U (P40 e P50). Nestes ensaios, os corpos de prova foram ensaiados com a aplicação de 570 kPa de contra-pressão e tensão efetiva de confinamento de 30 kPa. Após atingir o parâmetro B aceitável, foram realizados os ensaios de condutividade hidráulica.

Para a aplicação do gradiente hidráulico foi utilizado um aplicador de pressão adicional, viabilizando a aplicação de contra-pressão no topo do corpo de prova. A diferença entre a contra-pressão na base e no topo do corpo de prova (10 kPa) gerava o gradiente hidráulico para que ocorresse o fluxo. A vazão era monitorada por buretas graduadas conectadas às linhas de contra-pressão. A condição de fluxo permanente era verificada através da equalização entre a vazão nas duas buretas. Os índices físicos iniciais e dimensões da amostra estão apresentados no Quadro 5.5. Os valores de coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada (k_{sat}) calculados a partir dos resultados dos ensaios estão apresentados no Quadro 6.2.

Quadro 6.2: Coeficientes de condutividade hidráulica obtidos após a fase de saturação dos ensaios triaxial CID-U com corpos de prova indeformados (cota 365 m)

Corpos de prova	Medida	k_{sat} (cm/s)
P40	1	$5,7 \times 10^{-4}$
	2	$6,3 \times 10^{-4}$
	3	$4,0 \times 10^{-4}$
	4	$2,8 \times 10^{-4}$
	5	$2,6 \times 10^{-4}$
P50	1	$1,8 \times 10^{-3}$
	2	$1,7 \times 10^{-3}$
	3	$1,8 \times 10^{-3}$
	4	$1,6 \times 10^{-3}$
	5	$1,1 \times 10^{-3}$

Os resultados mostram uma pequena dispersão nos valores de k_{sat} para o corpo de prova (P40). Esta variação pode ter sido decorrente de pequenas variações na contra-pressão dos aplicadores de pressão utilizados para os ensaios (manômetros), que podem gerar uma grande diferença no gradiente hidráulico. A ausência de um sistema de aplicação e controle preciso de pressões impediu um controle mais rigoroso dos ensaios.

Os resultados indicam um valor de k_{sat} cerca de 3 vezes maior no ensaio com o corpo de prova P50, o que não foi verificado nos ensaios da fase de percolação, onde os corpos de prova P40 e P50 apresentaram uma condutividade hidráulica semelhante.

6.1.1.2 Apresentação dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio

Como os ensaios realizados no equipamento triaxial apresentaram certa dispersão, decidiu-se realizar ensaios de condutividade hidráulica no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio. Foram realizados ensaios em corpos de prova preparados a partir de amostras indeformadas e remoldadas. Nestes ensaios foram seguidas as recomendações de Daniel (1994) referentes à relação entre diâmetro e altura dos corpos de prova próximo da unidade para obter distribuição linear da variação da poro-pressão no corpo de prova.

Foram realizados ensaios em três corpos de prova indeformados, sob diferentes tensões efetivas de confinamento. Além dos ensaios com corpos de prova indeformados também foi realizado um ensaio com corpo de prova remoldado. Os corpos de prova indeformados foram denominados de CHg_i-1 , CHg_i-2 e CHg_i-3 . O corpo de prova remoldado foi denominado CHg_r-1 . As letras CHg (com sub-índice i ou r) designam o tipo de ensaio, em coluna de mercúrio e na condição indeformada ou remoldada, e o número significa a ordem na qual os corpos de prova foram ensaiados.

O equipamento permitia ensaiar o mesmo corpo de prova sob diferentes níveis de tensões efetivas de confinamento. Para o corpo de prova CHg_i-1 , foi realizado ensaio em um nível de tensão efetiva de confinamento (75 kPa), no corpo de prova CHg_i-2 foram realizados ensaios sob dois níveis de tensões efetivas de confinamento (50 e 80 kPa) e no corpo de prova CHg_i-3 , foram realizados ensaios sob quatro níveis de

tensões efetivas de confinamento (40, 70, 100 e 200 kPa). Para o corpo de prova denominado CHg_i-1 foram realizados ensaios com tensões efetivas de confinamento de 40, 70, 100 e 200 kPa. Os índices físicos e dimensões iniciais dos corpos de prova indeformados e o remoldado estão apresentados no Quadro 6.3.

Quadro 6.3: Dados iniciais dos corpos de prova indeformados e remoldado dos ensaios realizados no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio

Corpos de prova	γ_t (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	e	S (%)	w (%)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Obs.
CHg _i -1	16,58	13,73	1,11	54,2	20,7	5,22	5,00	indeformados
CHg _i -2	17,44	14,17	1,04	64,0	23,0	5,21	5,13	
CHg _i -3	16,88	13,44	1,15	64,4	25,6	5,55	5,16	
CHg _r -1	18,78	13,77	1,10	95,8	36,4	5,55	5,16	remoldado

Os Quadros 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7 apresentam os valores de k_{sat} obtidos nos ensaios realizados nos corpos de prova CHg_i-1, CHg_i-2, CHg_i-3 e CHg_r-1, respectivamente. São apresentados também os valores de gradiente hidráulico utilizados e os valores de k_{sat} para cada medição (volume percolado de aproximadamente 3 cm³).

Quadro 6.4: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg_i-1

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	i=9,53	
	Medida	k_{sat} (cm/s)
75	1	$3,1 \times 10^{-4}$
	2	$3,2 \times 10^{-4}$
	3	$3,3 \times 10^{-4}$
	4	$3,2 \times 10^{-4}$
	5	$3,2 \times 10^{-4}$

A Figura 6.1 apresenta o gráfico da variação do coeficiente de condutividade hidráulica *versus* a tensão efetiva de confinamento para os ensaios realizados no permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio. Os valores de condutividade hidráulica apresentados no gráfico referem-se às médias dos coeficientes de condutividade hidráulica obtidos durante as seqüências de leituras para cada tensão efetiva de confinamento.

Quadro 6.5: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg_i-2

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	i=9,30	
	Medida	k_{sat} (cm/s)
50	1	$2,5 \times 10^{-4}$
	2	$2,5 \times 10^{-4}$
	3	$2,4 \times 10^{-4}$
	4	$2,3 \times 10^{-4}$
	5	$2,3 \times 10^{-4}$
80	1	$1,8 \times 10^{-4}$
	2	$1,7 \times 10^{-4}$
	3	$1,7 \times 10^{-4}$
	4	$1,7 \times 10^{-4}$
	5	$1,6 \times 10^{-4}$

Quadro 6.6: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg_i-3

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	i=9,41	
	Medida	k_{sat} (cm/s)
40	1	$3,2 \times 10^{-4}$
	2	$3,0 \times 10^{-4}$
	3	$2,8 \times 10^{-4}$
	4	$2,7 \times 10^{-4}$
	5	$2,6 \times 10^{-4}$
70	1	$1,7 \times 10^{-4}$
	2	$1,6 \times 10^{-4}$
	3	$1,6 \times 10^{-4}$
	4	$1,6 \times 10^{-4}$
	5	$1,5 \times 10^{-4}$
100	1	$9,1 \times 10^{-5}$
	2	$8,9 \times 10^{-5}$
	3	$8,7 \times 10^{-5}$
	4	$8,7 \times 10^{-5}$
	5	$8,6 \times 10^{-5}$
200	1	$2,8 \times 10^{-5}$
	2	$2,4 \times 10^{-5}$
	3	$2,2 \times 10^{-5}$
	4	$2,1 \times 10^{-5}$
	5	$2,0 \times 10^{-5}$

Quadro 6.7: Resultados de k_{sat} para o corpo de prova CHg_r-1

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	i=9,41	
	Medida	k_{sat} (cm/s)
40	1	$3,5 \times 10^{-4}$
	2	$2,9 \times 10^{-4}$
	3	$3,2 \times 10^{-4}$
	4	$3,3 \times 10^{-4}$
	5	$3,2 \times 10^{-4}$
70	1	$1,8 \times 10^{-4}$
	2	$1,7 \times 10^{-4}$
	3	$1,7 \times 10^{-4}$
	4	$1,8 \times 10^{-4}$
	5	$1,5 \times 10^{-4}$
100	1	$9,1 \times 10^{-5}$
	2	$8,7 \times 10^{-5}$
	3	$9,2 \times 10^{-5}$
	4	$9,8 \times 10^{-5}$
	5	$8,8 \times 10^{-5}$
200	1	$2,8 \times 10^{-5}$
	2	$2,9 \times 10^{-5}$
	3	$3,0 \times 10^{-5}$
	4	$2,8 \times 10^{-5}$
	5	$2,6 \times 10^{-5}$

Analisando os resultados dos diferentes corpos de prova remoldado e indeformados preparados e ensaiados em diferentes tensões efetivas, observa-se que os mesmos apresentam resultados bastante similares para os mesmos níveis de tensões efetivas de confinamento. Somente o ensaio CHg_i-1 foi ligeiramente maior a tendência indicada pelos demais ensaios.

Os ensaios mostram uma forte influência das tensões efetivas de confinamento no coeficiente de condutividade hidráulica. O aumento das tensões citadas provavelmente afeta a estrutura do solo, reduzindo os macro-poros por onde ocorre o fluxo de água.

O solo coluvionar ensaiado apresentou uma condutividade hidráulica com ordem de grandeza característica de solos arenosos típicos. Os ensaios com os corpos de prova CHg_i-2 e CHg_i-3 indicaram uma redução do valor de k_{sat} com o tempo. As causas para esta ocorrência não foram avaliadas em laboratório, em ensaios com maior duração.

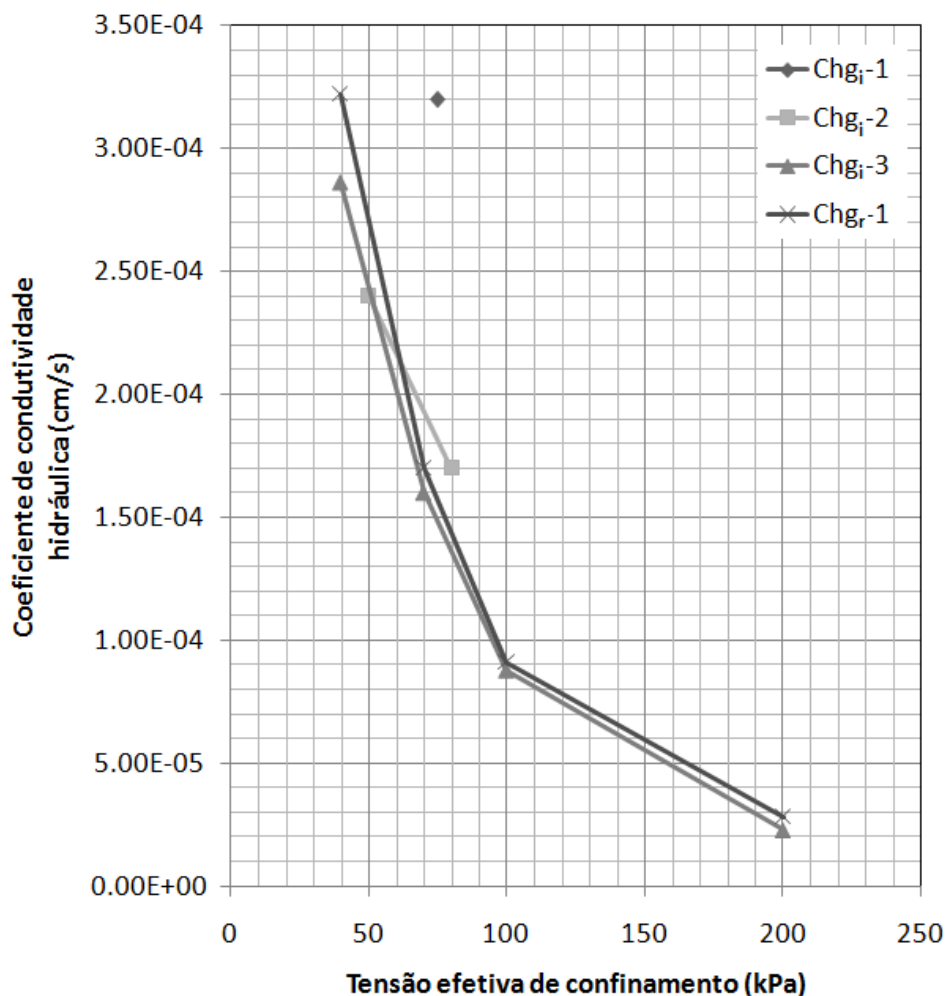


Figura 6.1: Coeficiente de condutividade hidráulica *versus* tensão efetiva de confinamento

A redução do coeficiente de condutividade hidráulica de solos argilosos com o tempo foi também encontrada por Bortoli (1999). O autor atribuiu tal redução à aplicação da tensão efetiva de confinamento no corpo de prova, a qual, conforme o mesmo autor; fechava progressivamente as fissuras do solo ensaiado. Variações do coeficiente de condutividade hidráulica com o tempo também foram descritas por Maciel Filho (1991) e estas foram atribuídas aos elevados gradientes hidráulicos que geraram carreamento de partículas finas e um rearranjo de partículas. Naquele caso, o autor mantinha o gradiente hidráulico e o fluxo constante durante toda a duração do ensaio, que era de mais de 45 dias.

Não foram significativas as diferenças dos resultados obtidos nos ensaios com corpos de prova remoldados (CHg_r-1) e com corpos de prova indeformados (CHg_i-3). Nos ensaios realizados no equipamento triaxial, verificou-se a influência do índice de vazios iniciais no coeficiente de condutividade hidráulica, o qual foi maior no corpo de prova P50

($\sigma'_c=50$ kPa) do que no corpo de prova P40 ($\sigma'_c=40$ kPa), o quais possuíam índices de vazios iniciais de 1,31 e 1,50; respectivamente. No permeâmetro com coluna de mercúrio, com índices de vazios mais homogêneos, foi possível verificar a influência da redução do índice de vazios com a tensão confinante no coeficiente de condutividade hidráulica.

6.1.2 Ensaios de campo

Os ensaios de campo para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica compreendem os ensaios com permeâmetro de Guelph, piezômetros de Casagrande e cilindros concêntricos.

6.1.2.1 Apresentação dos resultados dos ensaios com permeâmetro de Guelph

Os ensaios com permeâmetro de Guelph foram realizados com a aplicação de três cargas hidráulicas para uma maior confiabilidade nos resultados obtidos. Este procedimento incluiu a aplicação de uma carga hidráulica a mais do que recomendado por Reynolds *et al.*, 1985. Desta maneira foi possível determinar a condutividade hidráulica a partir de três diferentes combinações de cargas hidráulicas e ainda através do cálculo direto dos coeficientes de condutividade hidráulica, a partir da vazão estabilizada de cada carga hidráulica, desconsiderando-se o potencial matricial de fluxo (ϕ_m).

O Quadro 6.8 apresenta as cotas onde foram realizados os ensaios com as respectivas informações de cada ensaio (profundidade, teor de umidade no fundo do furo de sondagem e cargas hidráulicas utilizadas). Cada ensaio foi identificado de acordo com a cota da encosta estudada na qual foi executado.

Quadro 6.8: Dados dos ensaios com permeâmetro de Guelph

Cota de ensaio (m)	Profundidade (cm)	Teor de umidade inicial (%)	Cargas Hidráulicas (cm)		
			H ₁	H ₂	H ₃
347	70	47	5	10	17
350	85	49	5	10	15
361	100	44	5	12	20
361,5	55	45	5	10	15

Durante os ensaios, as medidas de volume de água infiltrada no solo iniciavam-se apenas quando era verificada a condição de fluxo em regime permanente. (vazão constante). Esta estabilização da vazão não foi atingida apenas no ensaio da cota 361,5 m para a carga hidráulica de 15 cm, quando a alta vazão fez com que o reservatório do permeâmetro se esvaziasse.

A partir da vazão estabilizada ($Q_{est.}$) foram realizados os cálculos para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada de campo (k_{fs}) e do potencial matricial de fluxo (ϕ_m). O Quadro 6.9 apresenta os valores de vazão estabilizada para cada carga hidráulica e o Quadro 6.10 apresenta os valores calculados de k_{fs} e ϕ_m para as três combinações de cargas hidráulicas nas quatro cotas da encosta onde os ensaios foram realizados.

Quadro 6.9: Vazões estabilizadas para as cargas hidráulicas nos ensaios com permeâmetro de Guelph

Ensaio	Cota 347 (m)			Cota 350 (m)			Cota 361 (m)			Cota 361,5 (m)		
	5	10	17	5	10	15	5	12	20	5	10	15
Carga hidráulica (cm)	5	10	17	5	10	15	5	12	20	5	10	15
$Q_{est.}$ (cm ³ /s)	0,204	0,428	1,480	0,292	0,350	0,993	0,010	0,036	0,080	0,030	4,81	12,51

Nos resultados apresentados no Quadro 6.10, os potenciais matriciais de fluxo, nas diversas combinações de cargas hidráulicas, apresentaram valores bastante pequenos ou negativos. A recomendação do manual do equipamento para este caso é a repetição do ensaio (embora os resultados dos ensaios não sejam rotineiramente calculados em campo). Devido às dificuldades de acesso ao local onde os ensaios foram realizados e

devido às dificuldades de se executar furos adequados para execução de ensaios nos colúvios, decidiu-se pelo tratamento dos resultados assim como foram obtidos, sem repeti-los em uma nova sequência de ensaios. Uma provável causa para a incidência de valores incoerentes de ϕ_m é a heterogeneidade típica do solo coluvionar ensaiado, o que resulta em vazões estabilizadas que não tem uma relação direta com as diferentes cargas hidráulicas do ensaio.

Quadro 6.10: Resultados dos ensaios com permeâmetro de Guelph calculados conforme Reynolds *et al.*, 1985

Cota de ensaio (m)	k_{fs} (cm/s) ϕ_m (cm ² /s)	$H_1 \times H_2$	$H_2 \times H_3$	$H_1 \times H_3$
347	k_{fs}	$7,5 \times 10^{-4}$	$2,2 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-3}$
	ϕ_m	$9,1 \times 10^{-4}$	$-1,5 \times 10^{-2}$	$-4,1 \times 10^{-3}$
350	k_{fs}	-	2×10^{-3}	$9,7 \times 10^{-4}$
	ϕ_m	$7,7 \times 10^{-3}$	$-1,4 \times 10^{-2}$	$1,9 \times 10^{-3}$
361	k_{fs}	$5,3 \times 10^{-5}$	$6,8 \times 10^{-5}$	$6,1 \times 10^{-5}$
	ϕ_m	$1,7 \times 10^{-5}$	$-1,6 \times 10^{-4}$	$-2,7 \times 10^{-5}$
361,5	k_{fs}	$2,0 \times 10^{-2}$	$2,3 \times 10^{-2}$	$2,2 \times 10^{-2}$
	ϕ_m	$-1,2 \times 10^{-1}$	$-1,5 \times 10^{-1}$	$-1,2 \times 10^{-1}$

Os resultados foram também interpretados desconsiderando-se a parcela referente ao potencial matricial de fluxo, calculando-se para cada carga hidráulica o valor do coeficiente de condutividade hidráulica. Esta interpretação considerou o solo com um elevado grau de saturação, sendo a sucção matricial na frente de saturação bastante baixa. Esta interpretação apóia-se no fato de que os teores de umidade obtidos de solo coletado do fundo dos furos de sondagem dos ensaios (44% e 50%) indicam valores de sucção matricial menores do que 5 kPa (ver curva de retenção, capítulo 7), (MARTINELLO, 2006). O Quadro 6.11 apresenta os valores de k_{fs} obtidos a partir desta interpretação.

Quadro 6.11: Resultados dos ensaios de permeâmetro de Guelph para a condição saturada do solo

Cota de ensaio (m)	Coeficiente de condutividade hidráulica k_{fs} (cm/s)		
	H_1	H_2	H_3
347	$8,3 \times 10^{-4}$	$7,6 \times 10^{-4}$	$1,3 \times 10^{-3}$
350	$1,4 \times 10^{-3}$	$7,6 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-3}$
361	$6,2 \times 10^{-5}$	$6,0 \times 10^{-5}$	$6,6 \times 10^{-5}$
361,5	$1,2 \times 10^{-4}$	$8,6 \times 10^{-3}$	$1,3 \times 10^{-2}$

Os resultados apresentados demonstraram uma grande dispersão dos resultados entre os diferentes locais de ensaio, variando entre $6,2 \times 10^{-5}$ cm/s até $1,3 \times 10^{-2}$ cm/s. Houve também uma grande dispersão no ensaio realizado na cota 361,5 m onde a diferença do k_{fs} obtido nas cargas hidráulicas de 5 cm e 15 cm foi de aproximadamente 100 vezes. Estes fatos demonstram a sensibilidade do equipamento à heterogeneidade do solo coluvionar ensaiado. As interpretações utilizadas para o cálculo dos resultados deste ensaio consideram o solo como homogêneo e isotrópico, condições dificilmente encontradas em solos coluvionares. Este fato, aliado à pequena profundidade do furo onde os ensaios foram realizados, torna os resultados dos ensaios muito sensíveis a pequenas interferências oriundas de descontinuidades no solo.

6.1.2.2 Apresentação dos resultados dos ensaios realizados nos piezômetros de Casagrande

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em 4 piezômetros de Casagrande instalados em três colúvios distintos, nas cotas 347, 350, 351 e 361 m da encosta estudada (detalhes no capítulo 4).

O ensaio realizado na cota 361 m foi realizado a partir de leituras apenas de carga hidráulica variável. No piezômetro da cota 350 m não foi possível determinar a condutividade hidráulica, pois a vazão de água necessária para o ensaio era insuficiente para preencher o piezômetro até uma carga hidráulica que permitisse a realização de leituras.

O Quadro 6.12 apresenta os dados característicos dos piezômetros instalados em campo e os resultados dos ensaios realizados. Estão apresentadas as modalidades em que os ensaios foram realizados [carga variável (CV) e carga constante (CC)], a profundidade dos furos de sondagens onde foram instalados os piezômetros, o comprimento do filtro de areia (L_{fa}), as cargas hidráulicas inicial e final (H_1 e H_2) e os valores de coeficiente de condutividade hidráulica (k_{fs}) calculados a partir dos resultados de cada ensaio. Para ensaios com carga constante H_1 e H_2 assumem o mesmo valor.

Quadro 6.12: Dados característicos e resultados obtidos nos ensaios realizados com piezômetros

Cota de ensaio (m)	Modalidade de ensaio	Profundidade (cm)	L_{fa} (cm)	H_1 (cm)	H_2 (cm)	k_{fs} (cm/s)
347	CV	105	35	150,5	122	$1,9 \times 10^{-2}$
347	CC	105	35	90	90	$1,5 \times 10^{-2}$
350	CC	90	27	<90	<90	$>2,2 \times 10^{-2}$
361	CV	95	21	127,5	99	$6,4 \times 10^{-3}$

Os resultados obtidos demonstram certa coerência quando comparados entre si. Todos os resultados obtidos foram bastante elevados, provavelmente devido à influência da macroestrutura do solo, pois os piezômetros englobam um volume de solo consideravelmente maior que os demais ensaios realizados.

6.1.2.3 Apresentação dos resultados dos ensaios com cilindros concêntricos

O equipamento utilizado e o procedimento realizado nos ensaios com cilindros concêntricos encontram-se apresentados no capítulo 4. Após a cravação dos cilindros no terreno natural, os ensaios foram realizados na cota 365 m da encosta estudada a partir de duas condições distintas: (a) terreno natural na condição intacta; (b) realização dos ensaios após a remoção de folhas e vegetação em decomposição presentes na superfície.

As medidas de taxa de infiltração instantânea *versus* tempo, para as duas condições de ensaio estão apresentadas na Figura 6.2. A partir do trecho final da curva, onde a taxa de infiltração tende à estabilização, determina-se o valor da taxa de infiltração estabilizada, a partir da qual é possível calcular o coeficiente de condutividade hidráulica.

Para o ensaio na condição do terreno natural obteve-se taxa de infiltração (I) de $7,0 \times 10^{-3}$ cm/s e para o ensaio com a remoção das folhas e vegetação em decomposição do terreno natural obteve-se $I=7,5 \times 10^{-4}$ cm/s. Devido a dificuldades da localização da profundidade da frente de umedecimento (L_f), após a estabilização da taxa de infiltração, a condutividade hidráulica foi determinada segundo duas hipóteses: para $L_f=20$ cm e para $L_f=50$ cm. A sucção medida nos tensiômetros instalados anteriormente à realização dos ensaios era aproximadamente 5 kPa. No final de cada ensaio os

tensiômetros não apresentavam medidas de sucção (0 kPa), evidenciando a saturação do solo em torno dos mesmos. Durante o ensaio não foi possível monitorar a variação da sucção em tempo real devido às diferentes tarefas realizadas para os ensaios, como o abastecimento de água para o ensaio, leituras dos diferentes níveis de água e anotações destas leituras. Entretanto, a resposta dos tensiômetros não é imediata e a ausência deste monitoramento não afeta a qualidade dos resultados obtidos nos ensaios realizados. O Quadro 6.13 mostra os resultados de coeficientes de condutividade hidráulica calculados a partir dos resultados dos ensaios de infiltração realizados.

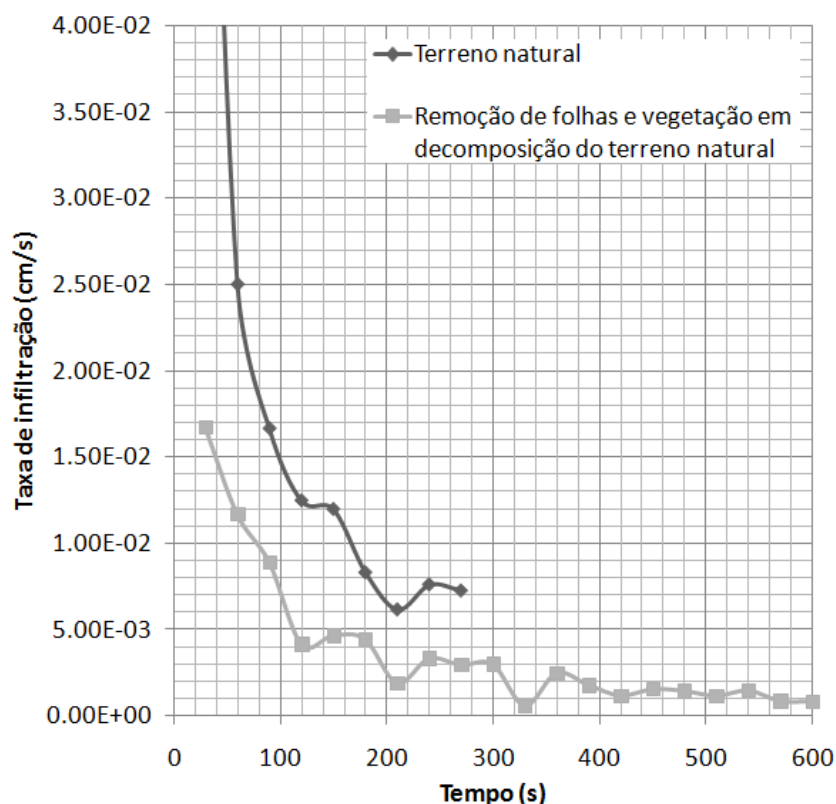


Figura 6.2: Curvas de variação da taxa de infiltração em função do tempo

Quadro 6.13: Resultados dos ensaios realizados com os cilindros concêntricos (cota 365 m)

Condição	I (cm/s)	k_{fs} (cm/s)	
		$L_f=20$ cm	$L_f=50$ cm
Solo intacto	$7,0 \times 10^{-3}$	$5,0 \times 10^{-3}$	$4,0 \times 10^{-3}$
Com remoção de folhas e vegetação	$7,5 \times 10^{-4}$	$5,4 \times 10^{-4}$	$4,9 \times 10^{-4}$

Os resultados obtidos apresentaram pouca influência em relação à profundidade estimada da frente de saturação. O ensaio realizado com remoção de folhas e vegetação do terreno natural apresentou uma redução significativa na condutividade hidráulica (cerca de 10 vezes) quando comparado com a realização do ensaio no terreno natural com condição intacta. Este fato provavelmente é decorrente do amolgamento superficial do solo, provocado pela remoção manual das folhas e vegetação superficiais no interior dos cilindros.

6.1.2.4 Discussão dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica de campo

Nota-se que existe uma grande variação nos resultados obtidos, especialmente para os ensaios com o permeâmetro de Guelph. As razões para esta variação podem tanto estar relacionadas ao tipo de ensaio (geometria e gradientes hidráulicos) quanto à variabilidade dos solos. Os colúvios ensaiados apresentam um arranjo estrutural com agregados de partículas e com trincas e raízes decompostas (possíveis canais de fluxo) que aumentam significativamente a capacidade do solo de transportar água. Localmente também se observou a presença de canais criados por pequenos animais (vermes e formigas). Estas características afetam o fluxo no talude como um todo e de modo especial podem afetar localmente os resultados dos ensaios.

A bibliografia geotécnica apresenta valores de coeficiente de condutividade hidráulica de colúvios entre 10^{-2} a 10^{-5} cm/s (Quadro 5.14, adaptado de Lacerda, 2002). Brugger *et al.* (1997) realizaram investigações de campo em duas encostas sobre rocha granito/gnaiss, com a presença de diques de basalto [na cidade de Angra dos Reis (RJ)] onde a diferença entre o colúvio e o solo residual subjacente não era clara. O perfil era composto basicamente por solos arenosos contendo mica e argila, de compactação medianamente compacta a compacta, com a presença de blocos de rocha. Entre as investigações de campo realizadas pelos autores encontravam-se os ensaios de condutividade hidráulica, utilizando piezômetros de Casagrande nas duas encostas já descritas. Os ensaios indicaram valores de coeficiente de condutividade hidráulica de aproximadamente 2×10^{-4} cm/s.

Soares *et al.* (2001) realizaram ensaios de condutividade hidráulica de campo em solos coluvionares e residuais provenientes da alteração de formações de biotita-gnaiss,

gnaisse facoidal, quartzitos e associações biotita-gnaisse e quartzito. Os resultados obtidos pelos autores encontram-se resumidos no Quadro 6.15. Assim como nesta tese, na maioria dos casos os valores apresentados, típicos de solos arenosos, foram encontrados em solos com elevada porcentagem de argila. Isto pode ser justificado pela micro-estrutura dos solos, em que os grãos de partículas finas encontram-se agregados, ou por características de macro-estrutura (trincas, canais e raízes).

Quadro 6.14: Valores típicos de coeficiente de condutividade hidráulica, ensaios de campo, em solos coluvionares (adaptado de Lacerda, 2002)

Referência	Solo	Local	k_{fs} (cm/s)
Avelar e Coelho Netto (1992)	Colúvio de gnaisse	Bananal (SP)	2×10^{-4} a 4×10^{-5}
Schilling <i>et al.</i> (1992)	Colúvio de granito	Rio de Janeiro (RJ)	2×10^{-2} a 8×10^{-5}
Bacellar (2000)	Colúvio de gnaisse	Ouro Preto (MG)	10^{-3}
Rocha <i>et al.</i> (1992)	Colúvio de gnaisse	Vista Chinesa (RJ)	$4,5 \times 10^{-4}$

Quadro 6.15: Ensaios de condutividade hidráulica realizados por Soares *et al.*, 2001

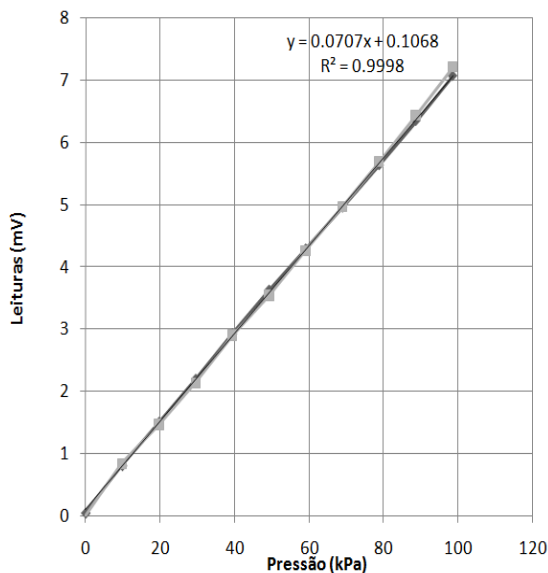
Solo (descrição do autor)	Areia (%)	Argila (%)	k (<i>in situ</i>) (cm/s)
Colúvio amarelo	50	40	$4,5 \times 10^{-4}$
Colúvio vermelho	46	41	$1,5 \times 10^{-3}$
Solo residual superior	60	24	$4,1 \times 10^{-4}$

6.2 INSTRUMENTAÇÃO

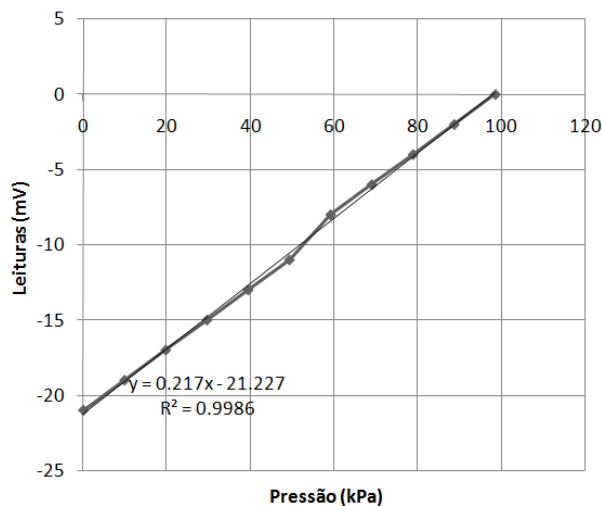
Neste item encontram-se apresentados os resultados das calibrações dos quatro transdutores elétricos instalados nos piezômetros de Casagrande em campo. Também estão apresentados neste item o resultado da calibração do pluviômetro também instalado em campo e os dados adquiridos. Além disso, estes resultados encontram-se comparados com os dados de estações meteorológicas próximas da encosta estudada.

6.2.1 Calibração dos transdutores elétricos

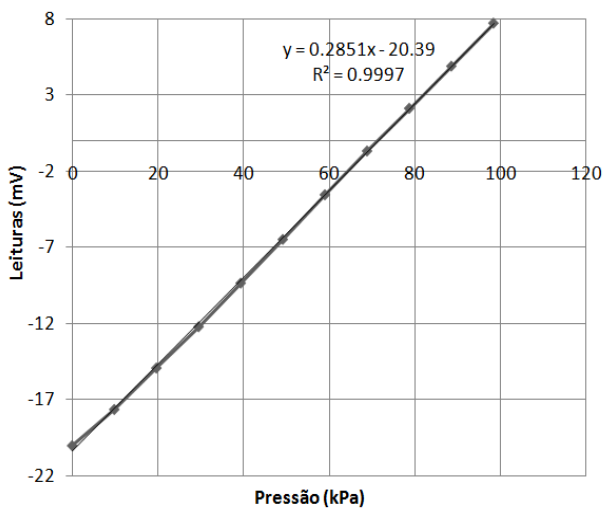
As Figuras 6.3a, a 6.3d apresentam as calibrações dos transdutores elétricos instalados em campo nos piezômetros de Casagrande. Pode-se perceber nas figuras citadas a linearidade de resposta durante as calibrações. Detalhes a respeito das calibrações dos piezômetros foram apresentados no capítulo 4.



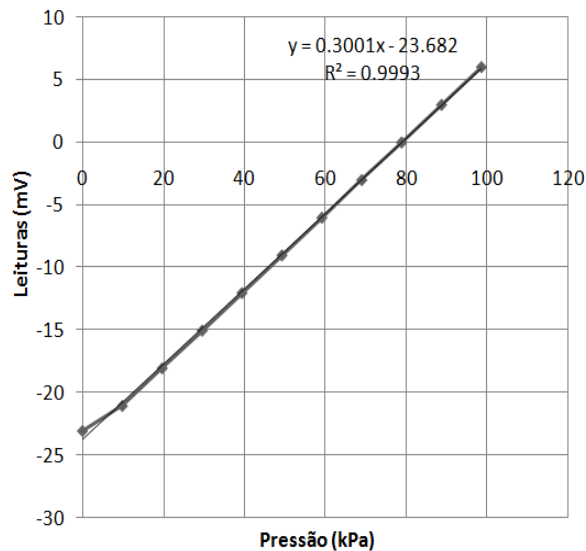
(a) transdutor elétrico 1



(b) transdutor elétrico 2



(c) transdutor elétrico 3



(d) transdutor elétrico 3

Figura 6.3: Calibrações dos transdutores elétricos instalados em campo

6.2.2 Calibração do pluviômetro e resultados obtidos

O resultado da calibração realizada está apresentado na Figura 6.3 [pulsos acumulados x chuva (mm/h)]. Detalhes a respeito das calibrações do pluviômetro foram apresentados no capítulo 4. Observa-se na figura citada uma excelente linearidade da resposta do instrumento.

A Figura 6.4 apresenta os dados das precipitações diárias e mensais obtidas pelo pluviômetro instalado na encosta estudada, no período de 23 de junho de 2006 a 13 de fevereiro de 2008, assim como as precipitações diárias e mensais obtidas da na estação metereológica de São Vendelino (RS), no mesmo período. Os dados daquela estação metereológica foram obtidos a partir do *web site* da defesa civil (<http://www.defesacivil.rs.gov.br>).

As curvas apresentadas na Figura 6.5 mostram que os dados obtidos na encosta em geral são coerentes entre si (estação metereológica de São Vendelino e pluviômetro automático), embora os resultados dos diferentes pluviômetros apresentem valores pontuais diferenciados para a maior parte do período de monitoramento.

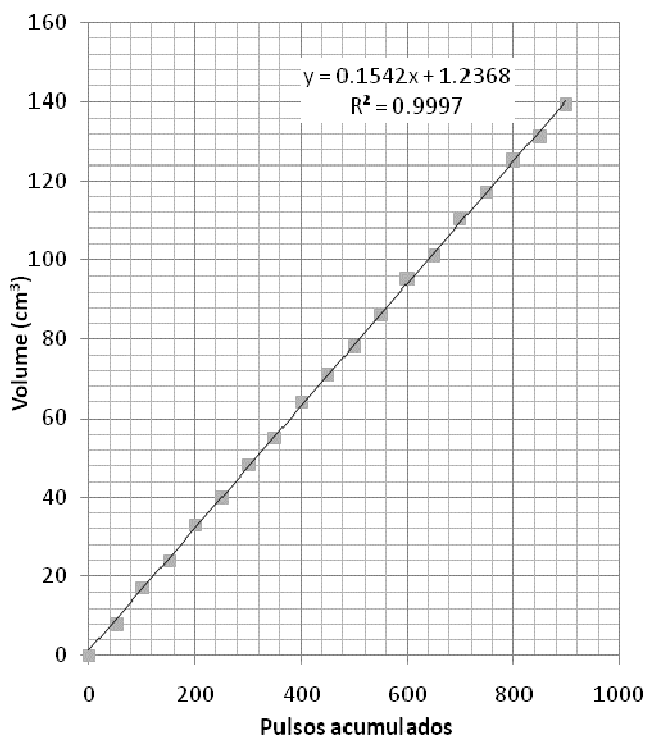


Figura 6.4: Resultados da calibração do pluviômetro [pulsos acumulados x volume (cm³)]

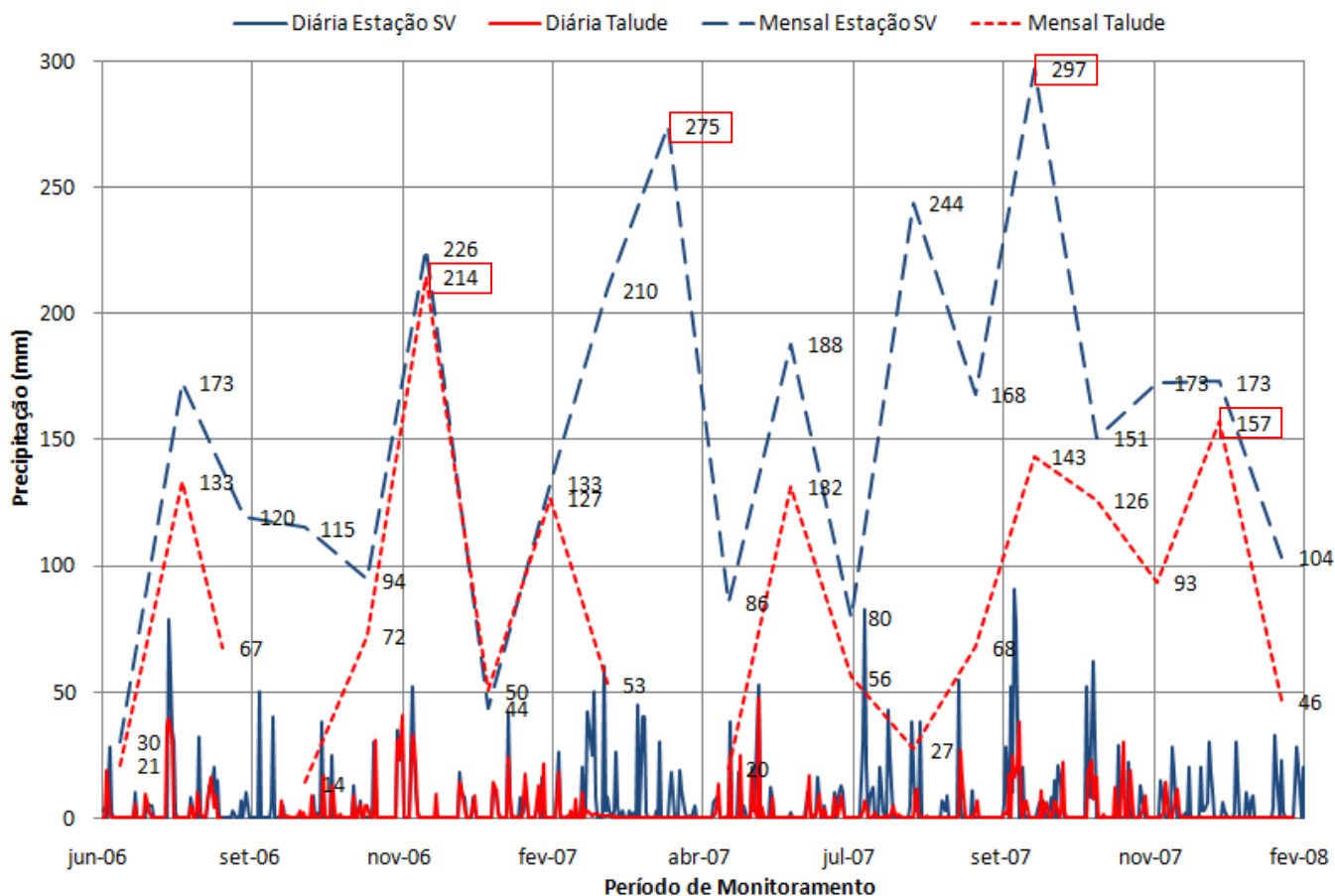


Figura 6.5: Resultados do monitoramento das chuvas a partir do pluviômetro instalado na encosta e dos dados da estação metereológica de São Vendelino

As discontinuidades apresentadas pelas curvas das medidas do pluviômetro automático instalado na encosta dizem respeito a problemas ocorridos como entupimento do pluviômetro ocasionado por folhas de árvores ou pelo fim das cargas das baterias do equipamento, ocorrida em uma oportunidade.

Durante o período de monitoramento, os dados de precipitações mensais obtidos a partir do pluviômetro instalado na encosta estudada indicam picos de chuva entre 157 e 214 mm. Para o mesmo período, os dados de precipitações da estação metereológica de São Vendelino mostram picos de chuvas entre 275 a 297 mm. Os valores citados encontram-se salientados na Figura 6.5 através de retângulos vermelhos. Ainda durante o período de monitoramento, o pluviômetro instalado na encosta registrou chuvas com intensidade máxima de 20 mm/h, durante uma hora, no dia 14 de novembro de 2007 bastante inferiores às chuvas ocorridas durante o evento de dezembro de 2000.

Quadro 6.16: Precipitações máximas diárias do pluviômetro instalado na encosta (Pl. enc.) e da estação metereológica de São Vendelino (Est. SV)

Mês	Pl. enc. (mm)	Est. SV (mm)	Mês	Pl. enc. (mm)	Est. SV (mm)	Mês	Pl. enc. (mm)	Est. SV (mm)
-	-	-	Jan/07	24	42	Jan/08	30	33
-	-	-	Fev/07	18	60	Fev/08	28	28
-	-	-	Mar/07	1	45	-	-	-
-	-	-	Abr07	13	19	-	-	-
-	-	-	Mai/07	48	53	-	-	-
Jun/06	19	28	Jun/07	17	16	-	-	-
Jul/06	40	79	Jul/07	7	83	-	-	-
Ago/06	16	32	Ago/07	27	55	-	-	-
Set/06	7	50	Set/07	11	91	-	-	-
Out06	17	38	Out/07	39	52	-	-	-
Nov/06	41	52	Nov/07	23	62			
Dez/06	14	18	Dez/07	30	29			

O Quadro 6.16 mostra as precipitações diárias máximas medidas pelo pluviômetro instalado na encosta estudada durante o período de monitoramento. Também estão apresentadas no Quadro 6.16 as precipitações diárias máximas obtidas pela estação metereológica de São Vendelino. Pode-se identificar tanto no quadro citado quanto na Figura 6.5, que no período de monitoramento (junho 2006 a fevereiro de 2008) não foram registrados valores equivalentes às chuvas ocorridas em dezembro de 2000 (148 mm/2h), as quais desencadearam a série de movimentos de massa na região onde se encontra a área de estudo. A máxima precipitação diária medida no pluviômetro instalado na encosta foi de 48 mm (ocorrida em 16 de maio de 2007). A máxima precipitação diária medida na estação metereológica de São Vendelino equivaleu a 91 mm (ocorrida em 23 de setembro de 2007).

CAPÍTULO 7

7 ANÁLISES DE FLUXO DE ÁGUA E DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA ESTUDADA

Este capítulo apresenta as simulações numéricas de fluxo de água e análises de estabilidade realizadas no talude da encosta estudada. Nestas análises foram utilizados os parâmetros geomecânicos e hidráulicos obtidos nos ensaios de laboratório e de campo apresentados nos capítulos 5 e 6. Para realização das análises foram utilizados os programas computacionais *GeoStudio* (*Seep/W* e *Slope/W*) da empresa *Geo-Slope International Ltd.* As análises de fluxo de água foram realizadas em conjunto com Martinello (2006), as quais foram parcialmente apresentadas em seu trabalho. Métodos simplificados de análise de estabilidade do talude estudado também estão apresentados no presente capítulo.

7.1 ANÁLISE DE FLUXO DE ÁGUA NO TALUDE

7.1.1 Modelagem

As características geológicas e a topografia realizada no talude da encosta em questão, descritas em detalhes no capítulo 3, permitiram definir a seção geotécnica apresentada na Figura 7.1, que consiste basicamente de uma camada de solo coluvionar com aproximadamente 2 m de espessura disposto sobre rocha. A espessura de solo foi definida a partir de observações em campo junto ao fundo da cicatriz gerada pela ocorrência da corrida de detritos. O fundo da cicatriz apresenta trechos com depósitos de solo de pequena espessura e trechos com o substrato rochoso aparente nas cotas elevadas da encosta. Para confirmação da espessura de solo e detalhamento da seção geotécnica foram realizadas sondagens a trado nos depósitos de solo coluvionar que permaneceram na encosta. A espessura de solo em campo apresentava variações entre 1,90 e 2,30 m. Considerando que esta variação tem pequena influência nos resultados de

análises de fluxo e de estabilidade, foi adotada uma espessura constante de 2 m de solo ao longo de todo o talude, seguindo a topografia medida.

Na seção definida, o trecho equivalente às cotas 369 m (início da malha) e 361 m corresponde ao terreno que não foi afetado pela ruptura ocorrida na encosta. Assim sendo, neste trecho a camada de 2 m de espessura de solo coluvionar foi considerada iniciando desde a superfície atual do terreno. No trecho entre as cotas 361 m e 353 m da seção o substrato rochoso estava aparente em campo. Neste trecho foi considerada a camada de 2 m de espessura de solo sobre a rocha aparente.

A malha de elementos finitos foi construída utilizando preferencialmente uma malha quadrada, sendo que colunas de elementos possuíam orientação vertical e as linhas possuíam orientação de acordo com a declividade do talude em diferentes trechos. A malha de elementos finitos construída está apresentada na Figura 7.1. O limite superior da malha (face vertical na cota 369 m) e o contato do solo coluvionar com a rocha foram considerados impermeáveis.

O coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada adotado para as análises de fluxo de água foi selecionado a partir dos resultados de ensaios de condutividade hidráulica de campo e de laboratório realizados, tendo sido adotado um valor único de $3,0 \times 10^{-3}$ cm/s. O substrato rochoso, imediatamente abaixo da camada de solo coluvionar, foi considerado impermeável, não sendo permitido fluxo vertical a partir deste contato. Nas análises executadas, admitiu-se uma situação inicial com o nível freático mínimo observado durante sondagens a trado, no contato entre o solo coluvionar e o substrato rochoso.

As análises de fluxo de água realizadas foram do tipo transiente, sendo necessária a determinação das curvas de condutividade hidráulica *versus* sucção (condição não saturada) do solo coluvionar envolvido. Estas curvas não foram medidas neste trabalho, já que não que não fizeram parte do programa experimental desta tese. Entretanto, Martinello (2006) definiu a curva que representa a tendência da variação da sucção com o teor de umidade do solo coluvionar estudado através de ensaios que utilizam o método do papel filtro.

A mesma foi introduzida no programa utilizado para que fosse considerada a capacidade de retenção de água do solo. Além disso, a partir da curva de retenção foi estimada a

condutividade hidráulica não saturada em função da sucção, através de uma ferramenta disponível no *Seep/W*. Esta ferramenta oferece a possibilidade de utilizar três diferentes modelos para definição da condutividade hidráulica não saturada, propostos pelos seguintes autores: Fredlund & Xing (1994); Green & Corey (1971) e Van Genuchten (1980).

O método do papel filtro utilizado por Martinello (2006) não possibilita a medição de sucções entre 0 e 10 kPa com precisão, onde se encontra o primeiro valor de entrada de ar deste solo. Então, para a determinação da tendência da relação entre o teor de umidade e baixas sucções (0 a 10 kPa) foi utilizado um ajuste disponível no programa *Seep/W*. O trecho em questão tem importância significativa nas análises uma vez que o programa considera a poro-pressão linear, tanto para condições abaixo do nível freático quanto para trechos acima dele. Como o solo em campo apresenta um elevado grau de saturação durante todo o ano e relativamente pequena variação de sucção nos períodos chuvosos, a variação da permeabilidade é relativamente pequena.

A Figura 7.2 apresenta o gráfico de teor de umidade volumétrica *versus* sucção que corresponde aos valores da curva de retenção inserida no programa, mais o trecho definido pelo *Seep/W* conforme discutido anteriormente. A Figura 7.3 apresenta a condutividade hidráulica em função da sucção definida de acordo com o modelo proposto por Fredlund & Xing (1994). A mesma foi utilizada como modelo utilizado para as análises de fluxo de água.

7.1.2 Análises de fluxo

A partir da malha de elementos finitos, descrita no item anterior, foram realizadas as análises de fluxo de água para verificação do aumento do nível freático, a partir de uma chuva semelhante à registrada no evento de dezembro de 2000 (148 mm/h). Decidiu-se então considerar nas análises de fluxo de água uma chuva constante com tempo de duração de duas horas e intensidade de 75 mm/h.

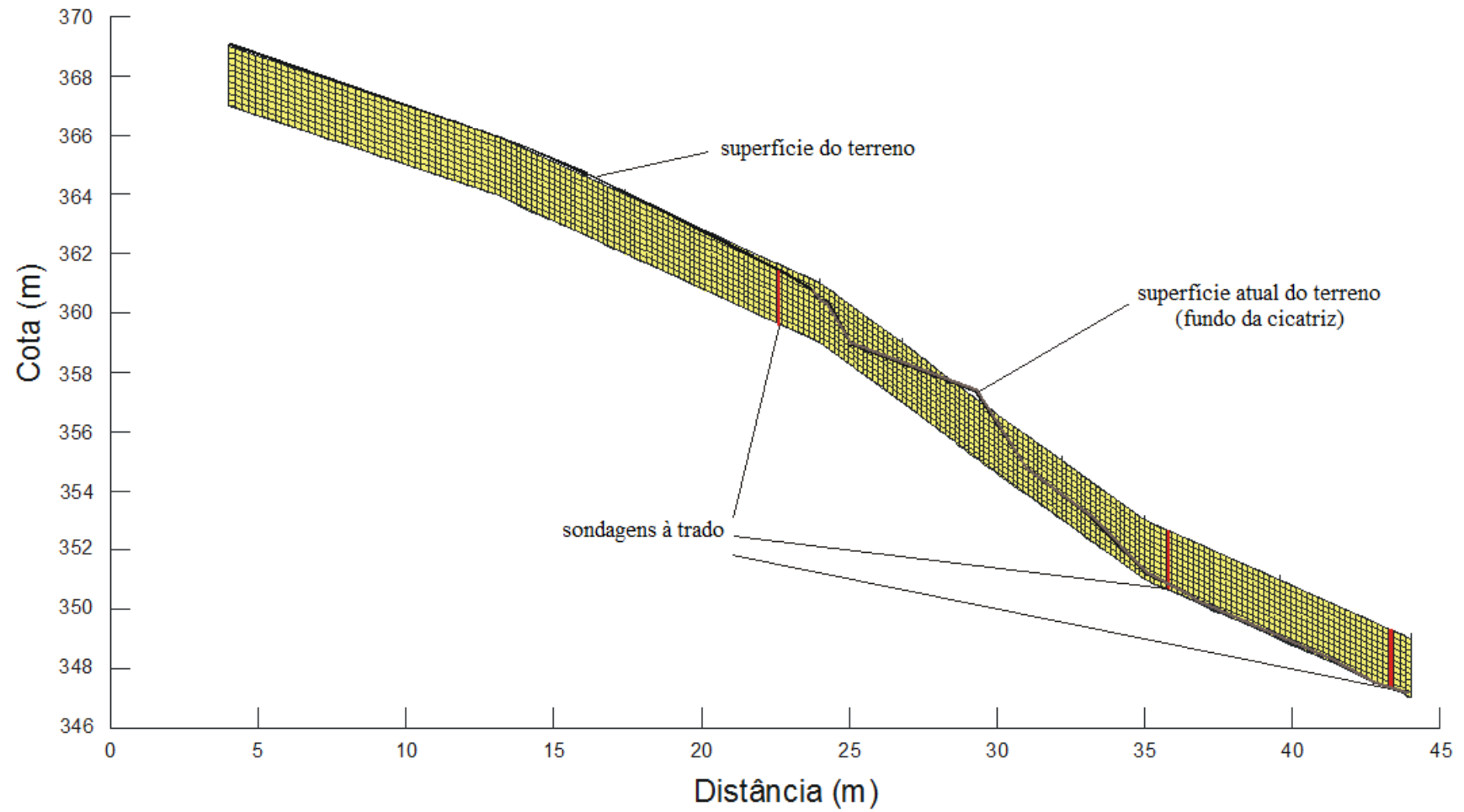


Figura 7.1: Seção geotécnica com a malha de elementos finitos utilizada nas análises de fluxo de água

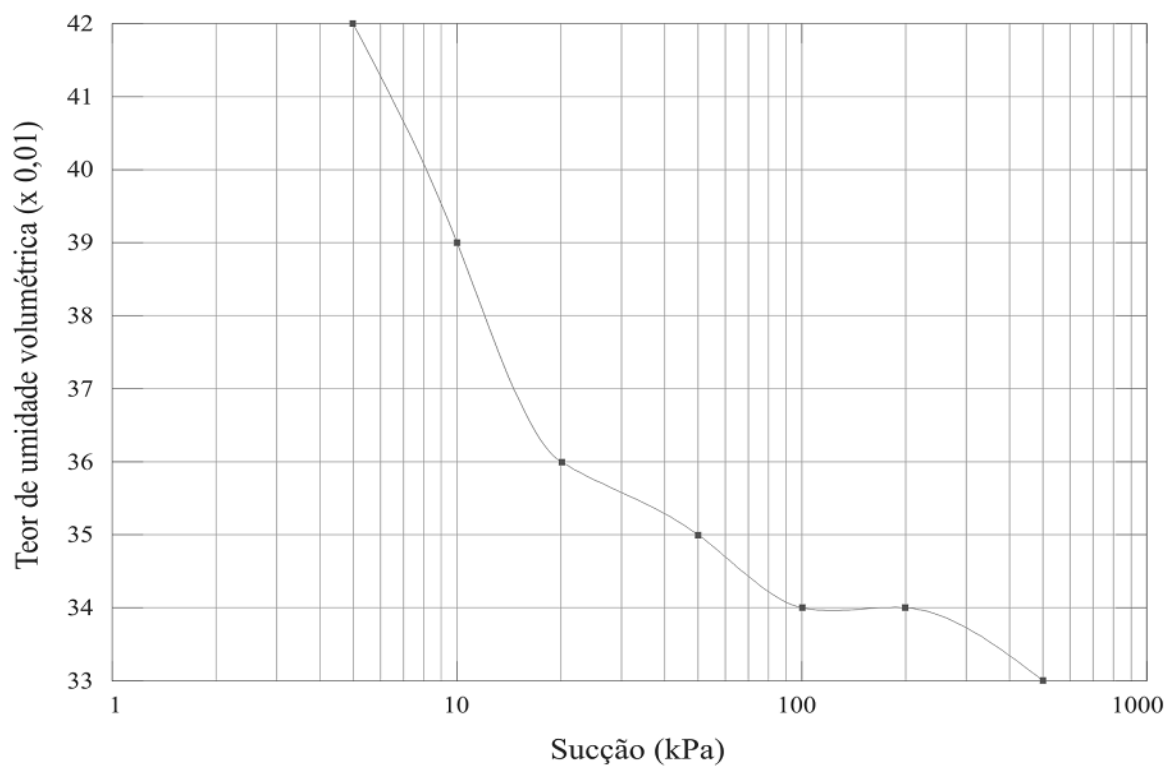


Figura 7.2: Curva da relação entre teor de umidade volumétrico e sucção

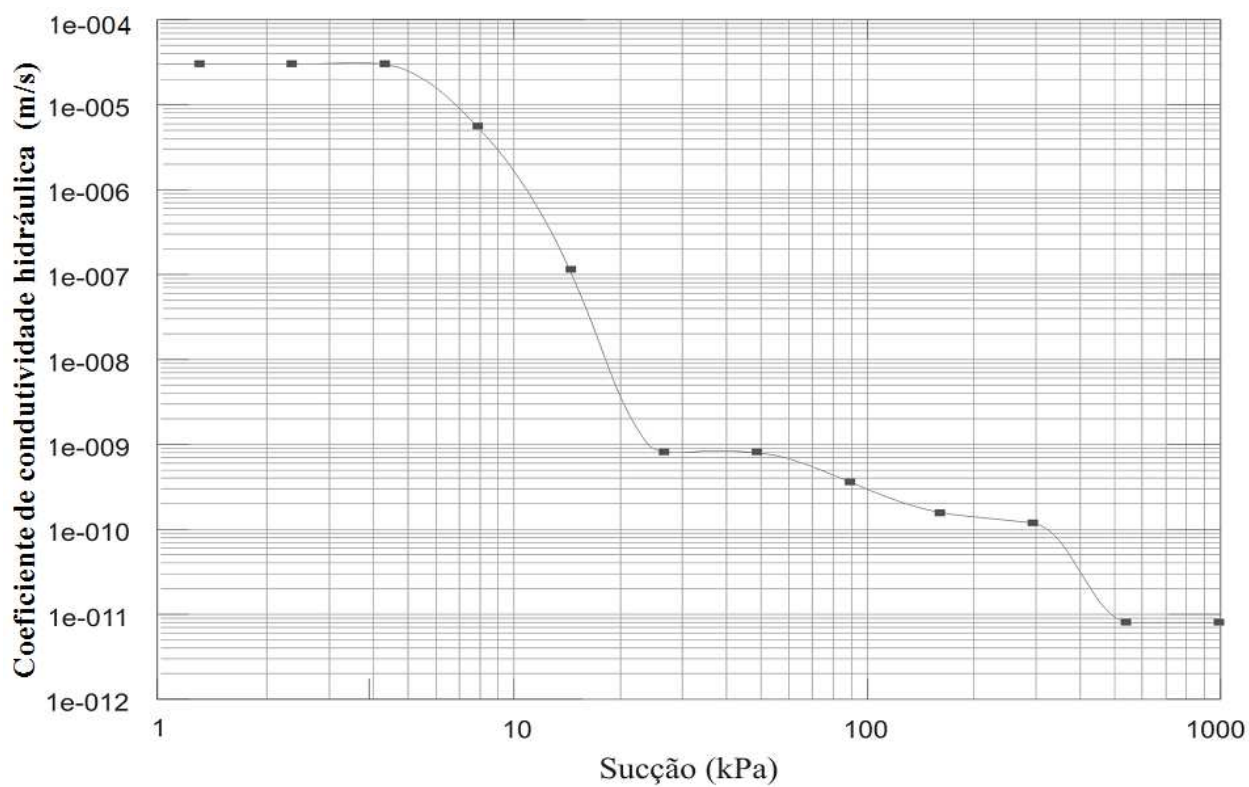


Figura 7.3: Condutividade hidráulica versus sucção definida de acordo com o modelo proposto por Fredlund & Xing (1994)

Também foram realizadas análises de fluxo d'água com chuvas inferiores à adotada nas análises apresentadas neste item. Nos resultados destas análises não foi identificada qualquer elevação do nível d'água (NA) no talude da encosta. Estes resultados estão de acordo com a instrumentação de campo, que não registrou geração de poro-pressão na encosta estudada durante o período de monitoramento, com precipitações, durante uma hora, de até 20 mm.

Foi identificada a elevação do nível freático no interior do talude após um período de duração de 36 minutos para a chuva adotada. Com a mesma chuva, em um período de 120 minutos de duração, o talude encontrava-se saturado em toda sua espessura e praticamente em toda a extensão considerada, como pode ser visualizado na Figura 7.4. Na figura, os contornos de cores representam os níveis de poro-pressão. As zonas com coloração azul representam poro-pressão negativa (sucção). A linha branca representa o nível de água, sendo que abaixo desta linha, a poro-pressão aumenta linearmente até a base da camada de solo. As pressões indicadas na cota 339 m devem ser desconsideradas, devido às condições de contorno do limite superior da malha (limite considerado impermeável).

Através dos dados obtidos na análise, foi determinada a variação do nível d'água (NA) com o tempo. A Figura 7.5 apresenta o gráfico da variação do nível de água no interior do talude em função do tempo. Foi avaliada a variação do NA nas cotas 351, 359 e 366 m da encosta estudada. A variação do NA é representada pelo parâmetro m que é a relação entre a altura do NA a partir da base da camada (Z_w) e a espessura da camada de solo (Z).

No gráfico da Figura 7.5, observa-se que na cota 359 m a saturação completa do talude ocorre antes do que na cota 351 m. Na Figura 7.1 pode-se observar que a cota 359 m representa o trecho da malha com maior declividade. Este é um resultado interessante, já que se esperava que os gradientes mais altos nessa região levassem a uma maior velocidade de fluxo e, conseqüentemente, menor altura do nível de água.

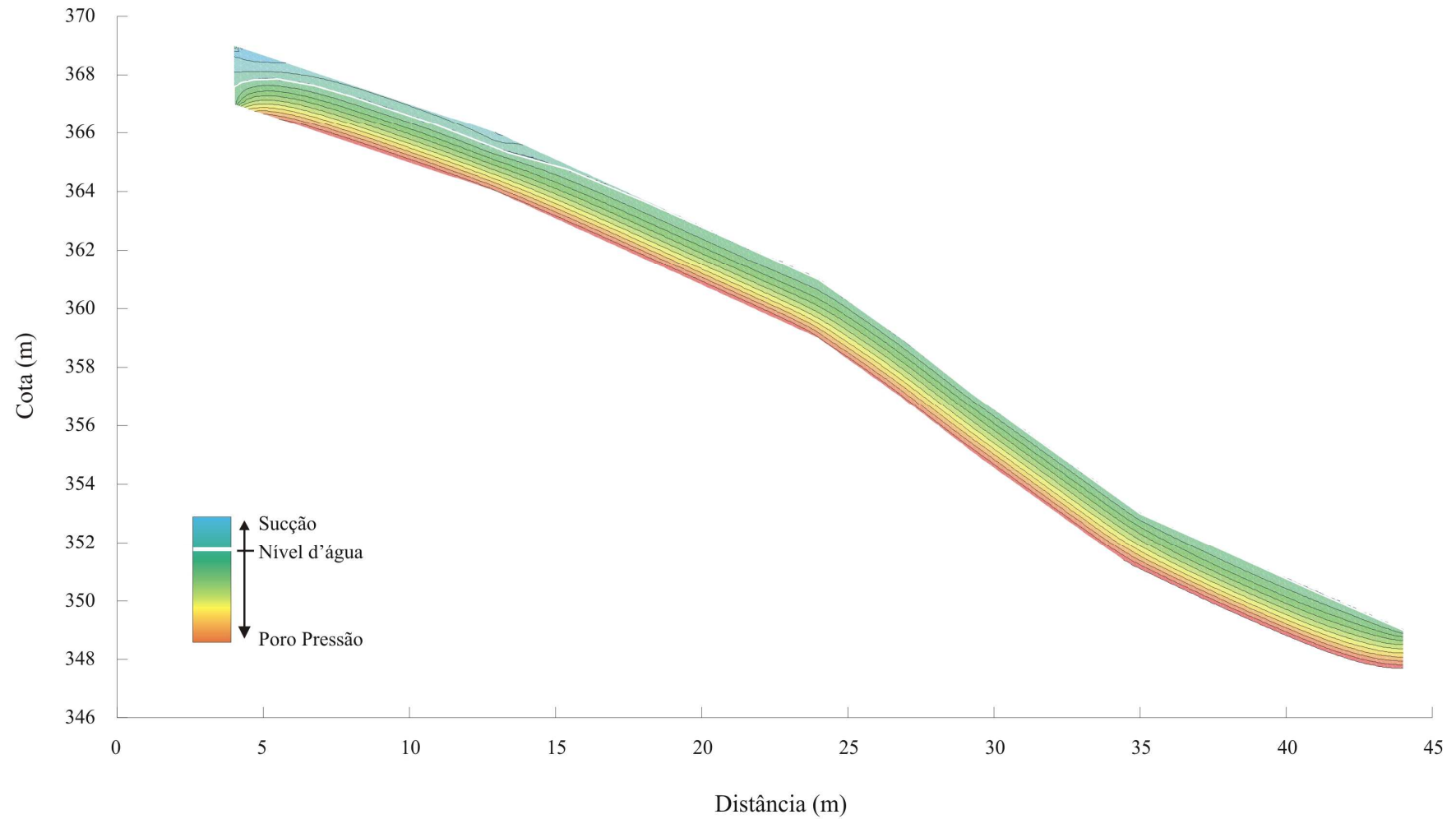


Figura 7.4: Contornos de poro-pressão ao final das 2 horas de precipitação de 75 mm/h

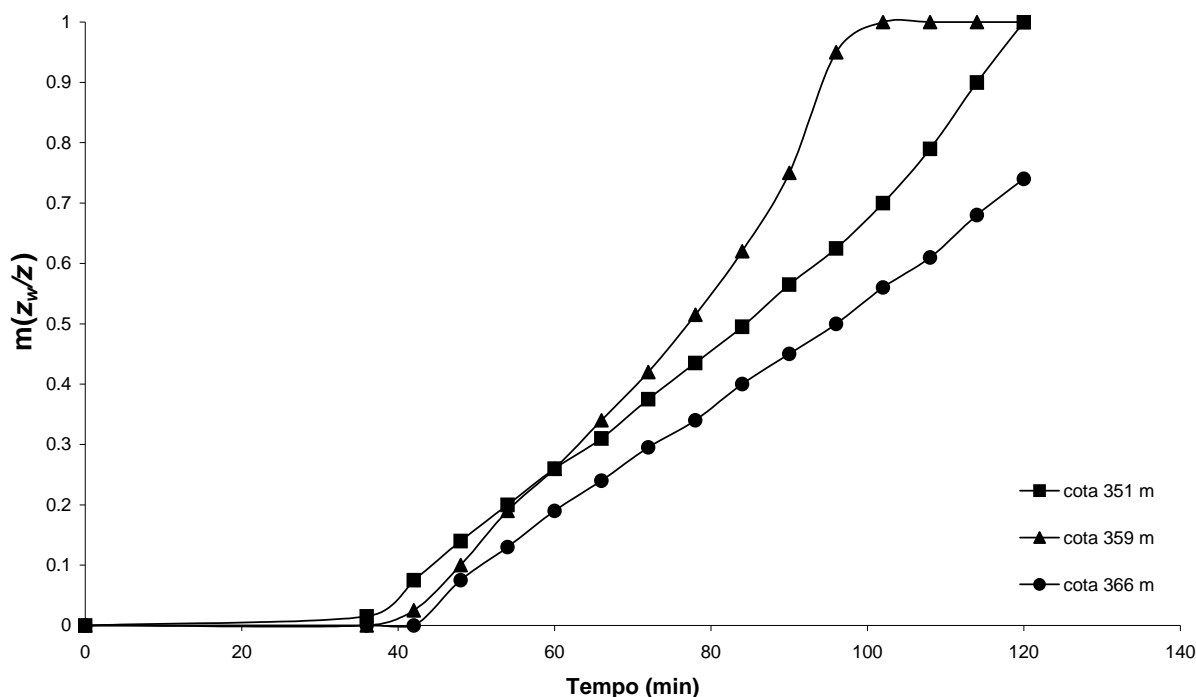


Figura 7.5: Elevação do nível de água no talude em função do tempo, sob uma precipitação de 75 mm/h, tempo total de 2 horas

7.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO TALUDE

Stark & Eid (1998) citam que a maioria das análises de estabilidades de taludes são realizadas em duas dimensões por considerar que a largura do escorregamento é significativamente superior à espessura. Os autores citam ainda que a maior parte das análises utilizam o método do equilíbrio limite. Portanto, nestas análises está implicitamente assumido que a superfície de ruptura é significativamente larga e assim os efeitos de três dimensões são negligenciáveis (condição de deformação plana). Na prática, os taludes não são infinitamente largos e os efeitos de três dimensões influenciam em sua estabilidade. Por outro lado, Duncan (1992) afirma que análises de estabilidades em duas dimensões são apropriadas para taludes porque fornecem uma análise conservativa do fator de segurança, já que os efeitos de resistência ao cisalhamento das extremidades laterais da superfície de ruptura não são levados em consideração.

Neste item encontram-se apresentadas análises de estabilidade do talude da encosta estudada a partir de diferentes métodos. Primeiramente foi utilizado o programa computacional de análise de estabilidade bi-dimensional *Slope/W*. Este programa utiliza a teoria de equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança de taludes de solo e rocha utilizando os métodos de Bishop, Janbu, Morgenstern-Price e Fellenius (Ordinary). Programas computacionais para análises de estabilidade de taludes tridimensionais ainda são pouco comuns e sujeitos a diversas instabilidades numéricas. Assim, foi aplicado o método tridimensional simplificado de análise de estabilidade de taludes desenvolvido por Wolle (1988). Este método foi adaptado do modelo bidimensional do talude infinito, porém considerando a influência do efeito das extremidades laterais das massas escorregadas. Foi também realizada uma análise utilizando o método de simplificado de taludes infinitos. Este método tem aplicabilidade a escorregamentos predominantemente translacionais de pequena espessura e foi aplicado para a camada de solo sobre o substrato rochoso.

As envoltórias de resistência adotadas as análises de estabilidade foram as envoltórias 2 e 3 definidas na Figura 5.34 – capítulo 5 e no Quadro 5.8. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento correspondentes foram $c'=7,2$ kPa; $\phi'=31,6^\circ$ e $c'=13,9$ kPa; $\phi'=31,6^\circ$.

Por simplicidade, o peso específico natural do solo (γ_t) adotado para todas as análises realizadas foi de $16,54$ kN/m³, correspondente à média dos pesos específicos natural dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios triaxiais CIU e CID ($\sigma'_c=50$ e 75 kPa).

No caso das análises realizadas no *Slope/W* o nível d'água (z_w) foi considerado em duas condições: (a) inexistente, para verificar a estabilidade do talude sem nível d'água (NA) e (b) NA coincidente com o nível do terreno (na superfície), para verificar as condições de estabilidade do talude saturado. Para o caso das análises utilizando o método para taludes infinitos e o método descrito por Wolle (1988) para análises tridimensionais, foram consideradas variações do nível d'água representadas pelo parâmetro m . Ainda para estas análises, foram consideradas uma inclinação média do talude no trecho mais íngreme do talude, com o valor de $36,0^\circ$ e uma inclinação média de todo o trecho do talude com o valor de $26,6^\circ$. A espessura de solo considerada foi de 2 metros em toda extensão do talude.

7.2.1 Análise de estabilidade do talude utilizando o *Slope/W*

A seção geotécnica utilizada para as análises de estabilidade realizadas com o programa *Slope/W* foi a mesma seção utilizada para as análises de fluxo de água (Figura 7.1). Conforme mencionado, foram consideradas duas situações limite do nível d'água: sem água (como medido) e com nível d'água na superfície. As análises realizadas foram concentradas na metade superior da encosta (entre as cotas 348 e 370 m) onde se verifica a maior inclinação da encosta e onde foi identificado o provável local de início da ruptura ocorrida em dezembro de 2000 no talude (cota 365,6 m da encosta). As Figuras 7.6 e 7.7 apresentam as superfícies mais críticas encontradas nas análises de estabilidade com os parâmetros de resistência ao cisalhamento ($c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$) pelo método de Bishop e para as duas condições de nível de água. Nas figuras a cota 365 m está marcada com uma seta.

Os resultados obtidos para o Fator de Segurança nas análises de estabilidade com o programa *Slope/W* com os diversos métodos e para as situações descritas encontram-se resumidos no Quadro 7.1. Os resultados das análises mostram a grande dependência da estabilidade do valor da coesão efetiva, além, naturalmente, do nível de água. O fator de segurança reduz de 1,37 para 0,80 nos métodos de Bishop e Morgenstern-Price quando o intercepto coesivo varia de 13,9 kPa para 7,2 kPa (NA na superfície).

Quadro 7.1: Fatores de segurança obtidos nas análises realizadas com o programa *Slope/W*

Método de análise	Fatores de segurança			
	$c'=13,9$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$		$c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$	
	Sem nível d'água	Nível d'água na superfície	Sem nível d'água	Nível d'água na superfície
Ordinary	2,18	1,31	1,58	0,70
Janbu	2,15	1,30	1,56	0,73
Bishop	2,22	1,37	1,62	0,80
Morgenstern-Price	2,22	1,38	1,62	0,80

7.2.2 Análise de estabilidade do talude a partir do método para taludes infinitos

Este método simplificado, bastante simples, tem sido bastante utilizado em análises de estabilidade de taludes coluvionares. Os parâmetros utilizados nestas análises foram os mesmos utilizados nas análises com o *Slope/W*. A equação 7.1 apresenta a fórmula utilizada para a obtenção dos fatores de segurança (FS).

$$FS = \frac{c' + (\gamma_t - m \cdot \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (\text{equação 7.1})$$

Onde: c' é o intercepto coesivo efetivo (kPa); γ_t é o peso específico natural do solo (kN/m^3); γ_w é o peso específico d'água (kN/m^3); z é a espessura de solo (m); m é a relação entre a profundidade do nível de água e espessura de solo; ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo ($^\circ$) e β é a inclinação média do talude ($^\circ$).

O Quadro 7.2 apresenta os valores dos fatores de segurança calculados para as profundidades de 2,0 m de colúvio depositado na encosta. Os níveis de água no talude foram considerados através da variação do parâmetro m ($m=z_w/z$) variando entre 0 e 1,0, como ilustrado na Figura 7.5.

Quadro 7.2: Fatores de segurança pelo método do talude infinito
($\phi'=31,6^\circ$)

Coesão do solo (kPa)	m β	m										
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
7,2	26,6°	1,77	1,70	1,63	1,55	1,48	1,41	1,34	1,26	1,19	1,12	1,04
	36°	1,30	1,25	1,20	1,15	1,10	1,05	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80
13,9	26,6°	2,28	2,21	2,13	2,06	1,99	1,91	1,84	1,77	1,70	1,62	1,55
	36°	1,73	1,68	1,63	1,58	1,53	1,48	1,43	1,38	1,33	1,28	1,23

Como identificado no Quadro 7.2, os fatores de segurança das análises de estabilidade realizadas com os parâmetros de resistência ao cisalhamento ($c'=13,9$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$)

mostraram fatores de segurança que indicam estabilidade da encosta para qualquer nível de água.

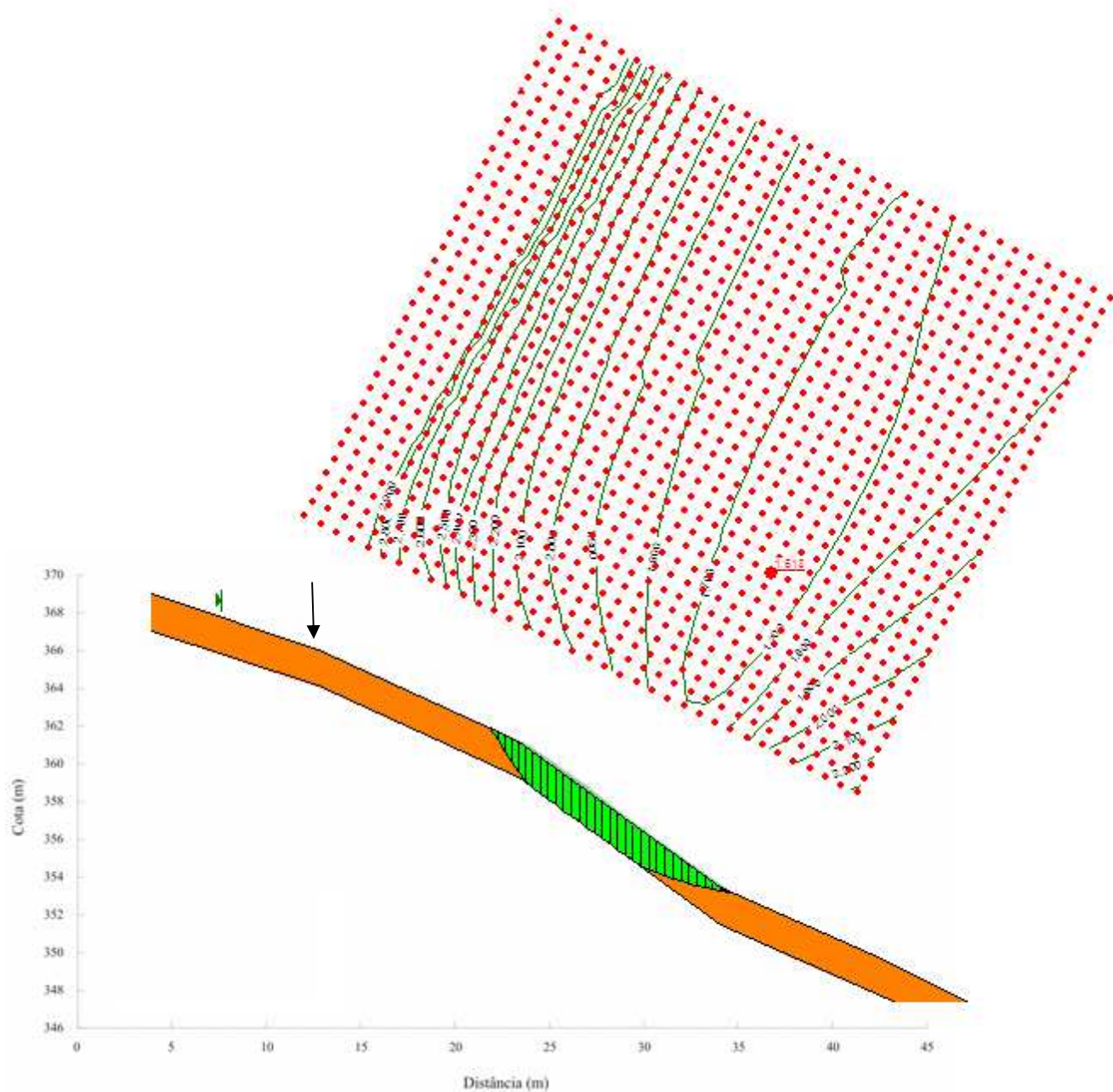


Figura 7.6: Superfície de ruptura crítica e fatores de segurança (método de Bishop) para a análise realizada sem a presença do nível d'água, $c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$

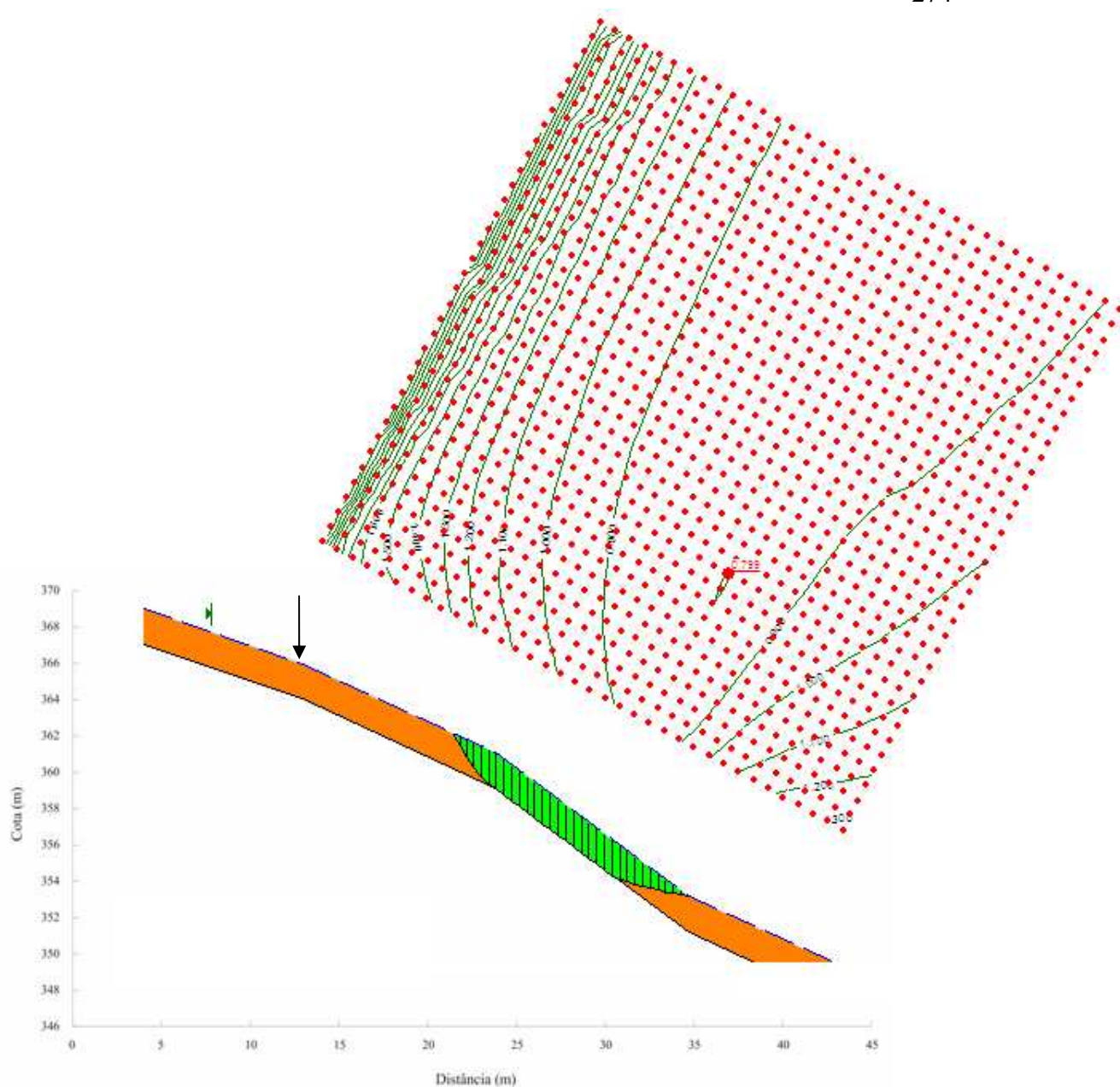


Figura 7.7: Superfície de ruptura crítica e fatores de segurança (método de Bishop) para a análise realizada com a presença do nível d'água na superfície, $c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$

Os resultados das análises realizadas com o aumento do valor de coesão ($c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$) mostram que o seu trecho mais inclinado apresenta um fator de segurança igual à unidade quando o nível freático atinge 60% de sua espessura, no caso 1,20 m. Quando considerada a inclinação média do talude, as análises mostram fatores de segurança que indicam estabilidade da encosta.

Caso o comportamento do talude em relação a sua estabilidade siga realmente este modelo, o ponto crítico para instabilidade é o trecho mais íngreme que além de

apresentar maiores tensões cisalhantes devido à maior inclinação, apresenta mais rápida elevação do nível de água. Conforme observações de campo, a cicatriz da corrida de detritos no talude tem como limite superior a cota mais alta deste trecho de maior inclinação, o que se ajusta bem a toda modelagem realizada.

7.2.3 Análise de estabilidade do talude com o método tridimensional simplificado

Neste item estão apresentadas as análises de estabilidade de taludes realizadas a partir do método tridimensional simplificado desenvolvido por Wolle (1988) o qual, por simplicidade, adotou extremidades laterais planas e verticais tendo como massa instabilizada um paralelepípedo como apresentado na Figura 7.8. A equação proposta pelo autor encontra-se apresentada na sequência (equação 7.2).

Ressalta-se que no talude da Serra do Mar (SP) estudado por Wolle (1988), não se verificava formação de lençol freático devido às condições geológicas, à drenagem inferior e às condições de permeabilidade dos solos. Assim este método não incluiu poro-pressões positivas e apenas verifica as condições de estabilidade à medida que a resistência ao cisalhamento dos solos varia com a umidade (ou sucção).

O Quadro 7.4 apresenta os valores dos fatores de segurança calculados a partir das análises tridimensionais simplificadas para o colúvio de espessura 2,0 m. É importante salientar que este tipo de análise de estabilidade tridimensional ainda não tem consenso no meio geotécnico e seus resultados devem ser considerados com cautela.

$$FS = \frac{c' (B + 2z \cos \beta) + (k_0 z \gamma_t + B \gamma_t \cos \beta) z \cos \beta \tan \phi'}{z \gamma_t B \sin \beta \cos \beta}$$

(equação 7.2, proposta por Wolle, 1988)

Onde: c' é o intercepto coesivo efetivo do solo (kPa); B é a largura do escorregamento no talude (m); z é a espessura do talude (m); β é a inclinação do talude em relação ao plano horizontal ($^\circ$); k_0 é o coeficiente de empuxo ao repouso [em geral, $1 - \sin(\phi')$]; γ_t é o peso específico natural do solo (kN/m^3) e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo ($^\circ$).

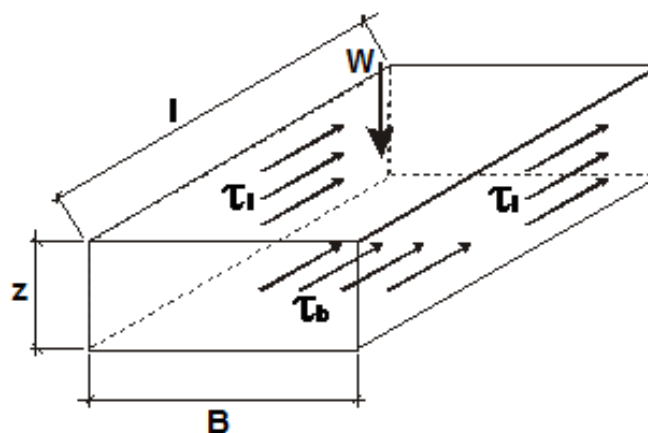


Figura 7.8: Esquema de esforços atuantes no talude infinito com consideração dos efeitos das extremidades laterais do talude (τ_b são as tensões cisalhantes na superfície da base; τ_l são as tensões cisalhantes nas extremidades laterais e W é o peso da lamela), (modificado de Wolle, 1988)

Quadro 7.3: Fatores de segurança obtidos das análises tridimensionais simplificadas para diferentes condições $NA=0$ no talude ($\phi'=31,6^\circ$, $z=2,0$ m e $B=3,0$ m)

Intercepto coesivo do solo	β	FS
$c'=7,2$ kPa	$26,6^\circ$	2,86
	36°	2,13
$c'=13,9$ kPa	$26,6^\circ$	3,97
	36°	3,02

As análises tridimensionais realizadas demonstraram que não se identifica situações críticas de instabilidade do talude da encosta estudada, como o esperado, pois nestas análises não foram considerados níveis de água devido à limitação do método.

O Quadro 7.4 apresenta os fatores de segurança das análises de estabilidade do talude estudado a partir da utilização do programa *Slope/W* e ainda resumem os fatores de segurança das demais análises para as condições $NA=0$ e $NA=2,0$ m. Os fatores de segurança resumidos são os resultantes das análises que foram realizadas com os parâmetros de resistência ao cisalhamento $c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$, pois quando foram realizadas análises com os parâmetros $c'=13,9$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$ não se identificaram fatores de segurança que indicam instabilidade da encosta.

Quadro 7.4: Fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade realizadas

Método de análise		Fatores de segurança	
		$c'=7,2 \text{ kPa}$ e $\phi'=31,6^\circ$	
		Sem nível d'água	Nível d'água na superfície
Slope/W (2D)	Bishop	1,62	0,80
	Janbu	1,56	0,73
	Morgenstern-Price	1,62	0,80
	Ordinary	1,58	0,70
Talude infinito (2D)	$\beta=26,6^\circ$	1,77	1,04
	$\beta=36^\circ$	1,30	0,80
Talude infinito (3D)	$\beta=26,6^\circ$	2,86	-
	$\beta=36^\circ$	2,13	-

Quando os fatores de segurança das análises tridimensionais são comparados aos demais obtidos a partir de diferentes métodos de análises de estabilidade (Quadro 7.4) fica evidenciado, mesmo com a ausência de NA, o aumento do fator de segurança quando são consideradas as três dimensões do talude, mais especificamente, os efeitos das extremidades de uma determinada ruptura em análises de estabilidade de taludes. Além disso, fica comprovada a afirmação de Duncan (1992) com relação à obtenção de fatores de segurança conservativos obtidos a partir de análises de estabilidade em duas dimensões. Com argumentos similares, Lacerda & Diniz (2001) concluem que o fator de segurança de uma análise tridimensional pode ser significativamente superior ao encontrado pelo método de talude infinito (2D), especialmente para baixos valores da relação largura/espessura.

CAPÍTULO 8

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo apresenta as principais conclusões e observações a respeito da presente tese de doutorado, as quais foram em muitos casos apresentadas no decorrer da tese. Este capítulo apresenta ainda algumas sugestões para futuros trabalhos.

8.1 CONCLUSÕES

As corridas de detritos ocorrem em diversos e diferentes ambientes geológicos. O desenvolvimento deste tipo de movimento de massa depende de um conjunto de diferentes fatores. De acordo com a revisão bibliográfica conclui-se que as corridas de detritos ocorrem com maior frequência em ambientes de clima tropical constituídos por solo residual espesso, depósitos de colúvios, tálus e aluviões. No Brasil a geração das corridas de detritos descritas geralmente está associada a escorregamentos generalizados após chuvas de grande intensidade.

A área que foi estudada nesta tese de doutorado corresponde à região onde ocorreram dezenas de rupturas translacionais com liquefação (corrida de detritos), em São Vendelino (RS), em dezembro de 2000 (AZAMBUJA *et al.*, 2001). Foram medidas, durante os eventos ocorridos, chuvas equivalentes a 148 mm/2 h com estimativa de tempo de recorrência da ordem de 250 anos. A área específica estudada situa-se junto a uma cicatriz (visível na encosta até hoje) cuja ruptura foi descrita por testemunha ocular como sendo um movimento muito rápido, de grande mobilidade e fluidez.

A encosta selecionada foi medida a partir de levantamento topográfico. A encosta compreende uma extensão aproximada de 70 m com uma inclinação média de 26,6° atingindo 36° na sua metade superior. A cicatriz existente foi detalhada, obtendo-se o perfil real da ruptura ocorrida. Esta cicatriz possui formato alongado (cerca de 70 m) e pequena largura (2 a 5 m). O fundo da mesma apresenta trechos com depósitos de solo

de pequena espessura (1 a 2 m) e trechos com o substrato rochoso aparente. Lateralmente e também na parte superior (crista da cicatriz) encontram-se depósitos de solos coluvionares que permaneceram na encosta após o evento de dezembro de 2000 e que não foram afetados pelos movimentos de massa. Estes colúvios foram selecionados para amostragens de campo e para ensaios de campo e de laboratório devido à sua semelhança com o solo mobilizado na ruptura.

Os ensaios mostraram que o peso específico dos grãos do solo varia de 28,9 a 29,5 kN/m³, o peso específico seco varia de 11,7 a 13,3 kN/m³, os índices de vazios dos solos coluvionares são elevados e possuem variabilidade significativa (1,11 a 1,66), o que denota sua variabilidade local e heterogeneidade típica de colúvios.

Os resultados dos ensaios de granulometria realizados permitiram concluir que o solo coluvionar estudado é tipicamente silto-argiloso, classificado de acordo com a USCS (ASTM 2487-00) como silte de alta compressibilidade [*sandy elastic silt* (MH)]. Sua porcentagem de argila variou entre 34 e 46% e a de silte variou entre 41,5 e 48% nos ensaios de granulometria realizados com uso de agente defloculante. Em geral, todos os ensaios de granulometria por sedimentação realizados com e sem o uso de agente defloculante apresentam curvas bastante semelhantes nas frações grosseiras, mas diferenças sensíveis nas frações finas. Foram verificadas diferenças significativas entre os diferentes métodos de ensaios mesmo tendo sido estritamente respeitados os procedimentos das diferentes normas seguidas (NBR 7181 e ASTM D 422). Por outro lado, os resultados não tiveram influência significativa da secagem prévia do solo, podendo ser considerados semelhantes aos realizados por via úmida.

Os solos coluvionares ensaiados não apresentaram redução de limite de liquidez (LL) com a secagem, em relação à determinação por via úmida, indicando que a plasticidade dos argilominerais não foi afetada pela perda de água associada ao processo de secagem ao ar. Os valores de limites de plasticidade (LP) dos solos ensaiados referentes às cotas 351, 360 e 365 m e obtidos a partir de diferentes métodos de ensaio (via secagem prévia e via úmida) resultaram nos valores de 42 e 48 (cota 351 m), 40 e 37 (cota 360 m) e 34 e 36 (cota 365 m), respectivamente. Pode-se verificar que as variações dos limites de plasticidade não foram significativas e principalmente não foi verificado o aumento relativo de plasticidade com a secagem, o que acarretaria resultados inconsistentes. Os

solos apresentaram-se essencialmente com comportamento plástico, com índice de plasticidade (IP) variando entre 16 e 20.

Nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados foi observada uma variação no comportamento do solo em função do nível de tensões normais. Para baixos níveis de tensão normais as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal não apresentaram pico de resistência ao cisalhamento, com exceção do ensaio realizado com tensão normal de 35 kPa. Nos demais ensaios foi possível identificar um pequeno pico de resistência ao cisalhamento. Os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento de compressão para todas as tensões normais utilizadas.

Nos ensaios de cisalhamento direto remoldados praticamente todos os corpos de prova apresentam um padrão de comportamento do tipo dúctil, com a exceção do ensaio realizado com tensão normal de 50 kPa, mantendo o comportamento até o final do ensaio. A tensão cisalhante cresceu monotonicamente e tendeu a um valor assintótico, sem apresentar evidências de pico de resistência ao cisalhamento. Nestes ensaios os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento de compressão para a maioria das tensões normais utilizadas, com exceção das tensões normais de 15 e 20 kPa que praticamente não apresentaram deslocamento vertical.

Os ensaios de cisalhamento direto com solos coluvionares indeformados apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento, considerando todos os níveis de tensões normais: $c'=9,7$ kPa e $\phi'=26,3^\circ$. Os ensaios de cisalhamento direto com solos coluvionares remoldados apresentaram intercepto coesivo efetivo igual a 4,5 kPa e ângulo de atrito interno efetivo igual a $25,8^\circ$.

Nos ensaios de compressão triaxial drenados CID com o solo indeformado, as curvas tensão-deformação obtidas apresentaram comportamento dependente do nível de tensão confinante efetiva. Para baixos níveis de tensão ($\sigma'_c=30$ e 50 kPa) as curvas tensão desvio x deformação axial apresentaram pico de resistência definido seguido de queda da tensão desvio com o aumento das deformações axiais (ensaio com $\sigma'_c=30$ kPa) e aumento constante da tensão desvio até o final do ensaio (ensaio com $\sigma'_c=50$ kPa). Ocorreram deformações volumétricas de compressão em todos os ensaios.

Nos ensaios de compressão triaxial não-drenados CIU com o solo indeformado as curvas tensão-deformação obtidas atingiram um valor máximo de tensão desvio

permanecendo praticamente constantes até o final do ensaio, sem a ocorrência de um pico de resistência ao cisalhamento definido. Em todos os ensaios foi observado um crescimento das poro-pressões tendendo à diminuição com o aumento das deformações axiais.

Com os resultados da série de ensaios triaxiais CIU, CID e CID-U com corpos de prova indeformados foram ajustadas duas envoltórias de ruptura, no plano $s' \times t$. Estas envoltórias encontram-se bem definida e assim sendo a partir destas envoltórias foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizado nas análises de estabilidade da encosta estudada, sendo os mesmos: $c'=7,2$ kPa; $\phi'=31,6^\circ$ e $c'=13,9$ kPa; $\phi'=31,6^\circ$.

Os ensaios triaxiais CID-U foram realizados com a intenção de simular o estado de tensões que surge na encosta estudada pela saturação rápida e carregamento não-drenado, durante a ocorrência de precipitações pluviométricas intensas. Verificou-se nestes ensaios que as curvas de tensão desvio *versus* deformação axial não apresentaram pico de resistência ao cisalhamento definido para as tensões efetivas de confinamento ensaiadas. As deformações volumétricas observadas foram de compressão em todos os ensaios. Observou-se que mesmo com diferentes tensões efetivas de confinamento as deformações volumétricas iniciais mostraram-se bastante semelhantes nos três ensaios realizados. Observaram-se ainda diferentes tipos de comportamento de poro-pressão na fase não-drenada destes ensaios.

Nos ensaios de compressão triaxial drenados CID com o solo remoldado as curvas $q \times \varepsilon_a$ mostraram um comportamento típico dos ensaios em solos remoldados não apresentando pico de resistência ao cisalhamento definido e apresentando uma tendência de q permanecer constante após deformações axiais superiores a 20%. As curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ mostram um comportamento volumétrico de contração durante a aplicação de tensão desvio.

Nos ensaios de compressão triaxial não-drenados CIU com o solo remoldado não se verificou a estabilização das curvas $q \times \varepsilon_a$. A fase desviatória destes ensaios mostra um crescimento gradativo de q até deformações axiais referentes ao final do ensaio. Todos os ensaios realizados nesta série apresentaram tendência de diminuição da poro-pressão para grandes deformações axiais, não se observando estabilização.

A partir dos conceitos da Teoria do Estado Crítico a análise da variação do índice de vazios do solo com a tensão efetiva média (p') dos ensaios triaxiais possibilitou a proposta de uma linha de estado crítico (CSL) para o solo remoldado.

Os ensaios triaxiais com solos coluvionares indeformados apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento equivalentes aos seguintes intervalos: $3,6 \text{ kPa} < c' < 28,1 \text{ kPa}$ e $17,5^\circ < \phi' < 36,9^\circ$. A grande dispersão destes resultados deve-se, possivelmente, aos diferentes valores de índices de vazios iniciais. Os ensaios triaxiais com solos coluvionares remoldados apresentaram os seguintes intervalos de c' e ϕ' : $0 \text{ kPa} < c' < 9,7 \text{ kPa}$ e $25,8^\circ < \phi' < 36,9^\circ$.

A técnica de compactação manual úmida (*moist-tamping*) utilizada na moldagem dos corpos de prova remoldados, tanto para os ensaios triaxiais quanto para os ensaios *hollow cylinder*, obteve uma uniformidade adequada para o programa experimental.

Os ensaios *hollow cylinder* drenados foram realizados procurando simular as condições de tensão existentes no talude natural estudado e as condições de descarregamento por aumento de poro-pressão que antecedem a ruptura.

As deformações radiais e circunferenciais obtidas em ensaios com variação do coeficiente b foram bastante reduzidas, quando este parâmetro foi 0,2. Possivelmente, valores de parâmetro b desta ordem ou pouco menor, representam um estado de deformações planas para o solo estudado.

Ensaio realizados em diferentes equipamentos em corpos de prova remoldados [ensaio *hollow cylinder* D e ensaio triaxial CSD (*constant shear drained*)], apresentaram resultados bastante semelhantes entre si. Por outro lado, estes resultados foram bastante diferenciados aos obtidos em ensaios em que houve rotação da direção das tensões principais e aumento da tensão principal intermediária. A resistência ao cisalhamento das amostras ensaiadas mostrou-se sensível à rotação das tensões principais, ao aumento da tensão principal intermediária e ao efeito das diferentes etapas de variação de tensões realizados na fase de carregamento anisotrópico.

Os resultados dos ensaios *hollow cylinder* sugerem que análises de estabilidade de taludes, baseadas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial, provavelmente não são conservativas, particularmente

em rupturas pouco espessas em taludes íngremes onde em campo a direção das tensões principais não coincide com a direção vertical e horizontal.

Foram verificadas grandes variações nos valores obtidos para o valor da condutividade saturada do solo coluvionar ensaiado com o ensaio tipo Guelph, provavelmente devido à heterogeneidade dos solos e aspectos locais como canalículos e variações de índice de vazios.

Os valores de coeficiente de condutividade hidráulica medidos nos solos coluvionares com os diversos ensaios de campo foram:

$5,9 \times 10^{-3}$ a $1,3 \times 10^{-2}$ cm/s – com piezômetros de tubo aberto;

$6,6 \times 10^{-5}$ a $1,3 \times 10^{-2}$ cm/s – com permeâmetro de Guelph;

$4,9 \times 10^{-4}$ a $5,0 \times 10^{-3}$ cm/s – com cilindros concêntricos.

Os resultados dos ensaios com piezômetros realizados no colúvio da cota 347 m com carga variável e carga constante mostraram valores de coeficiente de condutividade hidráulica bastante semelhantes. O resultado do ensaio realizado no colúvio da cota 361 m resultou em um coeficiente de condutividade hidráulica semelhante aos resultados da cota 347 m.

Os ensaios realizados com o permeâmetro de Guelph parecem ser bastante sensíveis a detalhes de instalação (abertura e limpeza do furo), tendo apresentado a maior dispersão de resultados.

Ensaio com os cilindros concêntricos mostraram uma variação de cerca de 10 vezes na condutividade hidráulica da camada superior do solo coluvionar entre duas condições: na condição natural e após a remoção cuidadosa de folhas e material orgânico.

Os ensaios de condutividade hidráulica em laboratório em amostras indeformadas e remoldadas apresentaram resultados geralmente menores do que os ensaios de campo. Os resultados dos ensaios realizados em diferentes corpos de prova (remoldados e indefomados) apresentaram resultados bastante semelhantes (CH_g-1 e CH_g-1). Para os ensaios realizados com amostras indeformadas e tensão de confinamento entre 30 e 40 kPa, foram obtidos os valores de condutividade hidráulica compreendidos entre

$2,5 \times 10^{-4}$ e $5,4 \times 10^{-3}$ cm/s. Estes resultados refletem a condutividade hidráulica da matriz silto-argilosa do solo coluvionar e sua variação é função principalmente da variabilidade no índice de vazios das amostras. Verificaram-se ainda nos resultados dos ensaios realizados uma forte influência das tensões efetivas de confinamento no coeficiente de condutividade hidráulica. O aumento das tensões citadas provavelmente afeta a estrutura do solo, afetando principalmente a macroestrutura do solo, comprimindo os grumos e torrões existentes contra si, fechando os vazios entre os mesmos por onde ocorre o fluxo de água e reduzindo a condutividade hidráulica a valores da ordem de 3×10^{-5} cm/s.

Analisando os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório pode-se afirmar que o solo coluvionar ensaiado apresenta condutividade hidráulica com ordem de grandeza característica de solos arenosos típicos, embora o mesmo apresente uma composição granulométrica com a predominância de solos finos (argila e silte). Alguns ensaios indicaram uma redução do valor de k_{sat} com o tempo. As causas para esta ocorrência não foram avaliadas em laboratório, em ensaios com maior duração.

Os transdutores elétricos instalados nos piezômetros de Casagrande com a intenção de monitorar as poro-pressões em campo não registraram poro-pressões superiores a 1 kPa durante o período de 23 de junho de 2006 a 13 de fevereiro de 2008. No mesmo período, o pluviômetro instalado na encosta e a estação meteorológica de São Vendelino, registraram chuvas de intensidade de até 20 mm/h, durante uma hora, no dia 14 de novembro de 2007, bastante inferiores às chuvas ocorridas durante o evento de dezembro de 2000.

Com os dados obtidos no programa experimental desta tese foi possível realizar a simulação de fluxo de água na encosta estudada utilizando o programa de elementos finitos *Seep/W*. Foram considerados os dados obtidos a partir da topografia realizada na encosta e observações de campo, para estabelecer o perfil estratigráfico e traçar a malha de elementos finitos para análise.

Foi adotada uma condutividade hidráulica única para a camada de solo coluvionar da encosta, equivalente a $3,0 \times 10^{-3}$ cm/s. A curva de retenção obtida por Martinello (2006) foi introduzida nas análises para considerar a capacidade de retenção de água do solo e

também para estimar a condutividade hidráulica na condição não saturada, através da ferramenta disponível no programa utilizado para as análises. Os dados de chuva utilizados equivaleram às chuvas medidas no evento de dezembro de 2000, com intensidade constante de 75 mm/h durante o período de 2 horas de duração.

A simulação numérica mostrou uma progressiva elevação do nível freático durante o período de ocorrência da chuva, sendo a elevação mais pronunciada no trecho de maior inclinação do talude, onde o nível da água atingiu a superfície após cerca de 95 min de ocorrência de chuva. O restante do talude da encosta estudada atingiu esta mesma situação após 120 min de ocorrência de chuva.

Foram realizadas análises de fluxo d'água com medidas de chuva inferiores à adotada nas análises de fluxo de água realizadas. Nos resultados destas análises não foi identificada a elevação do nível d'água no talude da encosta. Estes resultados estão de acordo com a instrumentação de campo, onde não foram registradas chuvas com intensidade igual ou superior a 75 mm/h e não foram registradas poro-pressões na encosta.

Também, a partir dos dados obtidos no programa experimental desta tese foi possível realizar análises de estabilidade da encosta estudada. Foram realizadas análises no programa Slope/W utilizando-se o mesmo perfil usado para as análises de fluxo d'água, e análises simplificadas através do método do talude infinito (2D e 3D). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados nas análises de estabilidade foram os obtidos nos ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados ($c'=7,2$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$) e ensaios triaxiais CID com corpos de prova remoldados e indeformados ($c'=13,9$ kPa e $\phi'=31,6^\circ$). As análises indicaram situação crítica para a presença de nível d'água na superfície do terreno, com as superfícies de ruptura críticas bastante próximas da crista da cicatriz observada em campo.

As análises realizadas a partir do método do talude infinito (3D) (método tridimensional simplificado), sem considerar nível de água, desenvolvido por Wolle (1988), não identificaram situações críticas para nenhum dos casos analisados. Estas análises tridimensionais indicam valores significativamente superiores aos encontrados pelo método de talude infinito bi-dimensional e parecem ser demasiadamente não-conservadoras (maior FS do que a realidade).

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros sugere-se o descrito a seguir:

Estudar detalhadamente a micro-estrutura do solo coluvionar estudado nesta tese, principalmente em lâminas confeccionadas a partir de corpos de prova de diferentes ensaios, para que se possa avaliar seu comportamento sob diferentes solicitações.

Investigar a estrutura natural dos solos estudados através de estudo da mineralogia dos solos, através de análises químicas e através da microscopia eletrônica.

Realizar ensaios *hollow cylinder* com diferentes etapas de carregamento anisotrópico e diferentes tensões médias efetivas para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Manter por tempos mais prolongados a instrumentação de campo para estabelecer relações precipitação *versus* poro-pressão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSON, A.; RIEMER, M. M. Collapse of Saturated Soil due to Reduction in Confinement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), 544-552, 1995.

ANDERSON, S. A.; SITAR N. Analysis of Rainfall-Induced Debris Flows. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(7), 544-552, 1995.

ARTHUR, J. R. F.; CHUA, K. S.; DUNSTAN, T.; RODRIGUEZ, D. C. J. I. Principal Stress Rotation: A Missing Parameter. *Journal of Geotechnical Engineering*, 106(4), 419-433, 1980.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. *The Mechanics of Soils – an Introduction to Critical State Soil Mechanics*. Mc Graw-Hill, 1978.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica. 1ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (1º COBRAE), Anais, ABMS/ABGE, v. 2, 721-733, 1992.

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de Taludes. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (ed.) *Geologia de Engenharia*, São Paulo: ABGE, cap. 15, p. 243-269, 1998.

AVELAR, A. S. *Investigação Histórica e Geotécnica do Movimento de Massa da Estrada do Soberbo*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1996.

AVELAR, A. S. *Iniciação e Desenvolvimento de Fluxos Detríticos em Encosta: Ensaios Triaxiais de Choque e em Caixa Experimental Abordando o Caso do Soberbo (RJ)*. Rio de Janeiro, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

AVELAR, A. S.; COELHO NETO, A.L. Fluxos d'água Sub-superficiais Associados à Origem das Formas Côncavas do Relevo. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS/ABGE, v. 2, p. 709-719, 1992.

AZAMBUJA, E.; ZENI, C. A.; BRESSANI, L. A.; NANNI, A. S. Avaliação dos Fluxos de Detritos em Alto Feliz no Rio Grande do Sul. 3ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (3º COBRAE), Anais, ABMS/ABGE, p. 17-24, 2001a.

AZAMBUJA, M. A. E.; AZAMBUJA, E.; NANI, A. S.; UMANN, L. V.; STRAUS, M. *Cadastro de Instabilidades e Projetos de Obras de Estabilização na RS 122 – Trecho entre São Vendelino (RS) e Nova Milano (RS)*. vol. 1, Cadastro e Manifestações Geotécnicas de Instabilidade, DAER/RS, 139 p., 2001b.

BALDI, G.; HIGHT, D. S.; THOMAS, G. E. A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 219-263, 1988.

BALTZER, S.; IRWIN, L. H. Specimen Preparation and Repeated Load Triaxial Testing of Subgrade Soils. Proc., Int., 8th International Conference on Asphalt Pavements, New York, 867-878, 1997.

BARATA, F. E. Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro. In: 7th ICSMFE, México, Proc., v. 2, p. 507-516, 1969.

BATES, R. L.; JACKSON, J. A. Colluvium and Talus. In: TURNER, A. K. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board Special Report 247, National Research Council, Washington D. C., p. 525-554, 1996.

BIANCHINI, M. R.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B. Estudo da Instabilidade de um Talude Rodoviário em São Jerônimo (RS). In: XI COMBRAMSEG, Brasília. Anais: ABMS, v. 2, p. 1273-1280, 1998.

BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; GEHLING, W. Y. Y.; PINHEIRO, R. J. B.; MARTINS, F. B. Recent Studies on the Stability of Slopes in the State of Rio Grande do Sul. In: Int. Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro (RJ), Proc., Rotterdam: Balkema, COPPE/UFRJ, p. 395-400, 1997.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. The Measurement of Soil Properties in Triaxial Tests. Edward Arnold Ed., London, 1962.

BIZZI, L. A.; SCHOBENHAUS, C.; GONÇALVES, J. H.; BAARS, F. J.; DELGADO, I. M.; ABRAM, M. B.; LEÃO NETO, R.; MATOS, G. M. M.; SANTOS, J. O. S. (Coords.) Geologia, Tectônica e Recursos Minerais do Brasil: Sistema de Informações Geográficas – SIG Rio de Janeiro: CPRM Mapas escalas 1:2.500.000. Quatro CDs Rom (Programa Levantamento Geológico Básico do Brasil), 2001.

BJERRUM, L.; HUDER, J. Measurement of the Permeability of Compacted Clays. Proc. In: 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 1, 6-8, 1957.

BORDA GOMES, D. M. Correlações entre Precipitação, Movimentos, Piezometria e Fatores de Segurança em Encostas Coluvionares em Regiões Tropicais; Dissertação de Mestrado, COPPE /UFRJ, RJ, p. 187, 1996.

BORTOLI, C. R. Estudo Numérico-Experimental da Condutividade Hidráulica Saturada/Não Saturada de um Solo Estruturado; Dissertação de Mestrado – PPGEC/UFRGS, 121 p., 1999.

BRAND, E. W. Analysis and Design in Residual Soils, Engineering and Construction. In: Tropical Soils, Proc. ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference Tropical and Residual Soils, Honolulu, Hawaii, ASCE, p. 89-146, 1981.

BRAND, E. W. Predicting the Performance of Residual Soil Slope. Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam. The Netherlands, v 5, 2541-2578, 1985.

BRENNER, R. O.; TAM, H. K.; BRAND, E. W. Field Stress Path Simulation of Rain-Induced Slope Failure. Proc., 11th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering, Ed. Balkema, Brookfield, v. 2, p. 991-996, 1985.

BRESSANI, L. A. Experimental Properties of Bonded Soils. London. 459 p., Ph.D. Thesis – University of London, 1990.

BRESSANI, L. A. Comunicado Pessoal, 2005.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. Condicionantes Hidráulicos e Mecânicos de Algumas Rupturas de Taludes no Rio Grande do Sul. In: Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GEOSUL 98, Porto Alegre (RS) Anais: ABMS/CPGEC, p. 109-122, 1998.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; GEHLING, W. Y. Y.; RIDLEY, A. M. A Slope Instability Study of a Sedimentary Formation with Swelling Clay in Southern Brazil. In: XIV ICSMFE, Hamburgo, Proc.: Balkema/Rotterdam/Brookfield, v. 2, p. 1215-1216, 1997b.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; MACIEL FILHO, C. L. A Slope Instability of a Mudstone in Southern Brazil. In: 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, Proc., v. 2, p. 1079-1084, 1996a.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; MACIEL FILHO, C. L. Mecanismos de Instabilização de um Talude Coluvionar em Faxinal do Soturno (RS). In: 2^o COBRAE, Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABGE, v. 2, p. 461-469, 1996b.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B.; FERREIRA, P. M. V.; RIGO, M. L. Mechanisms of a Colluvium Slope in Teutônia (RS), In: 2nd Pan-Am. Symp. on Landslides, Rio de Janeiro (RJ), Proc.: ABMS/ABGE/ISSMGE, v. 1, p. 261-267, 1997a.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; SILVEIRA, R. M. Resultados de Ensaio Triaxiais em um Solo Coluvionar de Arenito da Escarpa da Serra Geral em Timbé do Sul (SC). 4^a Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (4^o COBRAE), Salvador (BA), Anais, ABMS/ABGE, 2005.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; TONON, J. Principais Tipos de Instabilidade de Taludes Junto a Rodovias do Estado do Rio Grande do Sul. 29^o Reunião Anual de Pavimentação, Cuiabá (MT), Anais: ABPv, v. 2, p. 516-527, 1995.

BRESSANI, L. A.; VAUGHAN, P. R. Damage to Soil Structure During Triaxial Testing. Proc., 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engrg., A. A. Balkema, Brookfield, v. 1, p. 17-20, 1989.

BROMHEAD, E. N. The Stability of Slopes. 2nd ed. Glasgow: Blackie Academic and Professional, 411p., 1986.

BROMS, B. B.; RATMAN, M. V. Shear Strength of an Anisotropically Consolidated Clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 89(6), 1-25, 1963.

BROWN, S. F.; RICHARDSON, I. R. A Hollow Cylinder Apparatus to Study the Cyclic Loading Behavior of Dry Granular Material. Proc., Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, Ed., Thomas Telford, London, v 1, 369-380, 2004.

BRUGGER, P. J.; EHRLICH, M.; LACERDA, W. A. Movements, Piezometric Level and Rainfall at Two Natural Soil Slopes. In: 2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (2º COBRAE), Rio de Janeiro (RS), Anais: ABMS/ABGE v. 1, p.13-20, 1997.

BURLAND, J. B. On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays. *Geotechnique*, 40(3), 329-378, 1990.

CAMPANELLA, R. G.; VAID, Y. P. Influence of Stress Path on the Plane Strain Behaviour of a Sensitive Clay. Proc., 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow. Ed. A. A. Balkema, Rotterdam, v. 1, 85-92, 1973.

CAMPOS, L. E. P; BURGOS, P. C. Um Estudo Preliminar Sobre a Infiltrabilidade Vertical de Alguns Solos da Cidade de Salvador (BA). In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO 2003), Porto Alegre (RS), 2003.

CAMPOS, J. L. E.; VARGAS JR., E. A.; CAMPOS, T. M. P. Avaliação de Campo da Permeabilidade Saturada Não Saturada de Solos de Encostas. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (1º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), Anais ABMS, p. 371-382, 1992a.

CAMPOS, L. E.; MENENEZ, M. S. S. A Proposed Procedure for Slope Stability Analysis, In: Tropical Soils. In: 6th Int. Symp. Landslides, Christchurch. Proc., v. 2, p. 1351-1355, 1992b.

CAMPUS, S.; FORLATI, F.; SARRI, H.; SCAVIA, C. Shallow Landslides Hazard Assessment Based on Multidisciplinary Studies. Proc. of 14th South Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, Dec. 2001, p. 703-708, 2001.

CASAGRANDE, A.; WILSON, S. D. Prestress Induced in Consolidated-Quick Triaxial Tests. Proc of the Third International Conf. on Soil Mech. and Found. Engn., Switzerland, v. 1, p. 106-110, 1953.

CAUDURO, F. A.; DORFMANN, R. Manual de Ensaio de Laboratório e de Campo para Irrigação e Drenagem. UFRGS, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre (RS), 216 p., 1985.

CEDERGREN, H. R. Seepage, Drainage, and Flow Nets. 3rd ed. New York: John Wiley and Sons, 1989.

CHEN, R. H.; YANG, S. C. Study on Debris Flow Triggered by Pore-water Pressure. 2nd Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation, Taipei, p. 61-65, 2000.

CLEMENTINO, R. V.; LACERDA, W. A. Resistência ao Cisalhamento dos Solos Residuais e Coluvionares de Granito do Escorregamento da Rua Licurgo, RJ In: 1º COBRAE, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, v. 2, p. 463-478, 1992.

COSTA, J. E.; BAKER V. R. Surficial Geology: Building with the Earth. In: TURNER, A.K. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report 247, National Research Council, Washington D. C., p. 525-554, 1996.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslide Types and Processes. In: Turner, A. K.; Shuster, R. L. (eds.), *Landslides Investigation and Mitigation*, Transportation Research Board Special Report 247, National Research Council, Washington D. C., p. 36-75, 1996.

CRUZ, P. T.; KANJI, M. A.; ARAÚJO FILHO, H. A.; MASSAD, F. Debris flows in Serra do Mar, Cubatão, Brazil: Control Works and Design Parameters. Int. Workshop on the Debris Flow Disaster of Dec. 1999 in Venezuela, Caracas, 8 p., 2000.

CUNHA L. O. B. P. Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados da Região Metropolitana de Porto Alegre (RS). Dissertação de Mestrado – PPGEC/UFRGS, 102 p., 1997.

DANIEL, D. E. In Situ Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 115, nº 9, p. 1205-1226, 1989.

DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J. Field Permeability Tests for Earthen Liners. Proc. In Situ 86, ASCE, Specialty Conference on Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, N. Y., p. 146-160, 1986.

DANIEL, D. E. State of the Art: Laboratory Hydraulic Tests for Saturated Soils. In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, San Antonio, Proc., Philadelphia: ASTM, p. 30-78, 1994.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. Slope Stability in Residual Soils. In: 4th PCSMFE, Puerto Rico, Proc., State of the Art Volume, p. 87-170, 1971.

DE CAMPOS, T. M. P. Two Low Plasticity Clays Under Cyclic and Transient Loading. London, 1984. Thesis (Ph.D.) - University of London

ELLEN, S. D.; FLEMING, R. W. Mobilization of Debris Flows from Soil Slip, San Francisco Bay Region, Califórnia, 1987. In: TURNER, A. K. (eds.), *Landslides Investigation and Mitigation*, Transportation Research Board Special Report 247, National Research Council, Washington D. C., p. 525-554, 1996.

FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. Movimentos de Massa: uma Abordagem Geológico-Geomorfológica. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, S. B. (Orgs), *Geomorfologia e Meio Ambiente*. Editora Bertrand Brasil, Rio de Janeiro (RJ), 2^o ed., p. 123-194, 1998.

FERREIRA, P. M. V. Estudo do Comportamento Mecânico de um solo Residual de Arenito da Formação Botucatu. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 234 p., 2002.

FLEMING, R. W.; ELLEN, S. D.; ALGUS, M. A. Transformation of Dilative and Contractive Landslide Debris into Debris Flow – An Example from Marin Country, California. *Engineering Geology*, v. 27: p. 201-223, 1989.

FLEMING, R. W.; JOHNSON, A. M. Landslides in Colluvium. U. S. Geological Survey Bulletin 2059-B, 24 p. 1994, In: TURNER, A. K. (eds.), *Landslides*

Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report 247, National Research Council, Washington D. C., p. 525-554, 1996.

FONSECA, A. M. M. C. C.; QUEIROZ, P. E. S.; SILVA, M. C. M. Estabilização de Encosta de Tálus em Área Urbana. 7º COBRAMSEF, 1982.

FONSECA, A. P.; SILVA, T. R. M.; LACERDA, W. A. SANTOS, R. M. Resistência ao Cisalhamento de Solos Coluvionares de Diferentes Idades, XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XII COBRAMSEG), São Paulo (SP), v. 1, p. 499-505, 2002.

FOOKES, P. G. Tropical Residual Soils. Geological Society Professional Handbooks, The Geological Society, London, 1997.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equation for the Soil-water Characteristic Curve. Canadian Geotechnical Journal, v. 31, p. 521-532, 1994.

FREIRE, E. S. D. Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática, Revista Construção, Rio de Janeiro (RJ), p. 10-18, 1965.

FROST, J. D.; PARK, J. Y. A Critical Assessment of the Moist Tamping Technique. Geotechnical Testing Journal, 26(1), 1-14, 2003.

FUCHU, D.; LEE, C. F.; SIJING W. Analysis of Rainstorm-Induced Slide-Debris Flows on Natural Terrain of Lantau Island, Hong Kong. Engineering Geology, nº 51, p. 279-290, 1999.

GIBSON, R. E. An Analysis of System Flexibility and its Effects on Time-lag in Pore-Water Pressure Measurements. Géotechnique, v. 13, p. 1-11, 1963.

GRAMANI, M. F. Caracterização Geológica-Geotécnica das Corridas de Detritos (Debris Flows) no Brasil e Comparação com alguns Casos Internacionais. Dissertação de Mestrado, EPUSP – USP, SP, 372 p., 2001.

GRAMANI, M. F.; KANJI, M. A. Inventário e Análise das Corridas de Detritos no Brasil. 3º Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (3º COBRAE). Rio de Janeiro (RJ), 2001.

GREEN, R. E.; COREY, J. C. Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods. In: Soil Science Society of America Proceedings, v. 35, p. 3-8, 1971.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Editora da USP/Edgard Blucher, 2º ed., 1984.

HACK, J. T.; GOODLETT, J. C. Geomorphology and Forest Ecology of a Mountain Region in the Central Appalachians. U. S. Geological Survey Professional, paper 347, 66 p., 1960 In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board. Special Report 247, National Research Council, Washington D. C., 525-554, 1996.

HEAD, K. H. Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech Press, London, v. 2., 1982.

HIGHT, D. W.; GENS, A.; SYMES, M. J. The Development of a New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principal Stress Rotation in Soils. *Géotechnique*, 33(4), 355-383, 1983.

HIGHT, D. W.; LEROUEIL, S. Characterization of Soils for Engineering Purposes. Proc., Symposium on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, Swets and Zeitlinger, Lisse, v 1, 255-360, 2002.

HUTCHINSON, J. N.; BROMHEAD, E. N.; LUPINI, J. F. Additional Observations on Coastal Landslides of Folkestone Warren. *Quartely Journal. Eng, Geot.* v. 13, p. 1-31, 1980.

HUTCHINSON, J. N. General Report: Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides. Proc. In: Relation to Geology and Hydrogeology, 5th International Symposium on Landslides, Lausanne., v. 1, 3-35, 1988.

HVORSLEV, M. J. Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations. USACE Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, USA, 1951.

HVORSLEV, M. J. Physical Components of Shear Strength of Saturated Clays. Proc. ASCE Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 169, June, 1960.

IBGE Folha SH. 22 Porto Alegre e Parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação, Uso Potencial da Terra. Levantamento de Recursos Naturais, v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 796p., 1986.

ISHIHARA, K. Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes. *Géotechnique* 43(3), 351-415, 1993.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS Observações Preliminares sobre um Escorregamento de Terra em Vila Albertina, Município de Estância de Campos do Jordão. Relatório nº 6662, 1972.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS Ocupação de Encostas. Publicação IPT nº 1831, 216 p., 1991.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS Programa Serra do Mar: Carta Geotécnica da Serra do Mar nas Folhas de Santos e Riacho Grande. Relatório nº 26504/88, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo (SP), 1988.

JOHNSON, K. A. C; SITAR, N. Hydrologic Conditions Leading to Debris-Flow Initiation. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, p. 789-801, 1990.

JUNAIDEEN S. M. Failure of Saturated Sandy Soils Due to Increase in Pore Water Pressure. Ph.D. Thesis, University of Hong Kong, 235 p., 2005.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAÚJO FILHO, H. A. Basic and Common Characteristics of Debris Flows, 2^a Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (2º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), p. 223-232, 1997.

KANJI, M. A.; GRAMANI, M. F.; MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; ARAÚJO, H. A. Main Factors Intervening in the Risk Assessment of Debris Flow. Int. Workshop on the Debris Flow Disaster of Dec. 1999 in Venezuela, Caracas, 2000.

KANJI, M. A.; GRAMANI, M. F. Metodologia para Determinação da Vulnerabilidade à Corridas de Detritos em Pequenas Bacias Hidráulicas, 3ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (3º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABMS/ABGE, p. 75-84, 2001.

KO, H. Y.; SCOTT, R. F. A New Soil Testing Apparatus. *Géotechnique*, 17(1), 40-57, 1967.

LACASSE, S.; BERRE, T. Triaxial Testing Methods for Soils. In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (Ed.) *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*. ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, p. 264-289, 1988.

LACERDA, W. A. Comportamento Geotécnico de Massas Colúviais. 3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul (3º GEOSUL), Joinville (SC). Anais: ABMS, p. 219-231, 2002.

LACERDA, W. A. Estabilidade de Encostas Naturais e Estruturas de Retenção. In: 2º Colóquio de Solos Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, Porto Alegre (RS), Anais: CPGEC/UFRGS, p. 201-217, 1989.

LACERDA, A. W. Landslide Initiations in Saprolite and Colluviums in Southern Brazil. *Field and Laboratory Observations, Geomorphology*, v. 87, p. 104-119, 2007.

LACERDA, W.; DINIZ, V. M. C. Estabilidade em três Dimensões de uma Língua Colúvionar Infinita e Estreita Confinada em Solo Residual. 3ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (3º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABMS, p. 363-372, 2001.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. Movimentos de Massas Colúviais. In: Mesa Redonda sobre os Aspectos Geotécnicos de Encostas, Rio de Janeiro, Anais: Clube de Engenharia, Rio de Janeiro (RJ), p. III-1-19, 1985.

LACERDA, W. A.; SANTOS JR., O. F.; EHRlich, M. Efeito das Variações de Poropressão sobre a Estabilidade de Encostas em Solos Residuais. 2ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (2º COBRAE), Anais, ABMS/ABGE, v. 1, p. 381-388, 1997.

LACERDA, W. A. The Behavior of Colluvial Slopes in a Tropical Environment. IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro (RJ), p. 1315-1343, 2004.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*, SI version – ED. John Wiley and Sons, 553p., 1969.

LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (ed.). *Advanced Triaxial Testing*

of Soil and Rock, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, p. 715-731, 1988.

LEE, J. H.; ELLEN, S. D.; KAYEN, R. E. Predicting Transformation of Shallow Landslides into High-Speed Debris Flows, Proceedings of 5th International Symposium on Landslides, Ed. Balkema, p. 713-718, 1988.

LEINZ, V.; AMARAL, S. E. Geologia Geral ed. 7 São Paulo: Nacional. 397 p., 1978.

LEROUEIL S. Geotechnics of Slope before Failure, IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro (RJ), p. 863-885, 2004.

LEROUEIL, S. Critical State Soil Mechanics and the Behaviour of Real Soils. In: ALMEIDA (Ed). Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rotterdam: Balkema, p. 41-80, 1997.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and Properties of Natural Soils and Soft Rocks. In: TAN et al. (Ed.). Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Lisse: A. A. Balkema, p. 29-254, 2002.

LEROUEIL, S. Natural Slopes and Cuts: Movement and Failure Mechanisms, 39th Rankine Lecture, Géotechnique, 51 (3), p. 197-243, 2001.

LIN, M. H., PENUMADU, D. M. Interpretation of Combined Axialtorsional Test for 3-D Constitutive Behavior of Geo-materials. Proc., 15th ASCE Engineering Mechanics Conf., New York, 2002.

LIN, M. H.; PENUMADU, D. M. Experimental Investigation on Principal Stress Rotation in Kaolin Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(5), 633-642, 2005.

MACIAS, J.; AMARAL. C.; VARGAS JR., E. Retroanálise do Comportamento Mecânico das Corridas de Massa de 1996 no Rio de Janeiro: Determinação da Velocidade de Deslocamento e da Viscosidade dos Materiais Envolvidos. 2^o Simpósio Panamericano sobre Escorregamentos e 2^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, v. 1, p. 243-251, 1997.

MACIEL FILHO, M. C. L. (1991) Introdução à Geologia de Engenharia, 1^a Ed., 284p, Santa Maria: UFSM; Brasília: CPRM.

MACIEL FILHO, C. L.; PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; GEHLING, W. Y. Y.; BIANCHINI, M. R. A Slope Failure in Brecciated Clay in Southern Brazil, In: 8^o IAEGE, Vancouver, Canada. Proc.: Balkema/Rotterdam/Brookfield, v. 3, p. 1779-1785, 1998.

MARTINELLO, I. A. Estudo das Condutividades Hidráulicas de uma Ruptura de Taludes em São Vendelino (RS). Porto Alegre, RS, Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS, 2006.

MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A.; ARAUJO FILHO, H. A. Comparisons Between Estimated and Measured Debris Flow Discharges and Volume of Sediments,

2ª. Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (2º COBRAE). Rio de Janeiro (RJ), p. 213-222, 1997.

MASSAD, F.; CRUZ, P. T.; KANJI, M. A.; ARAUJO FILHO, H. A. Characteristics and Volume of Sediment Transport in Debris Flow in Serra do Mar, Cubatão, Int. Workshop on the Debris Flow Disaster of Dec. 1999 in Venezuela, Caracas, JIFI, (CD-Rom), 2000.

MASSAD, F. Debris Flows em Cubatão, São Paulo: Obras de Controle e Impactos Ambientais, XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia Geotécnica, (XI COBRAMSEG), Brasília (DF), v. 2, p. 1265-1272, 1998.

MASSAD, F. Obras de Terra, Curso Básico de Geotecnia. Ed. Oficina de Textos, 1ª ed., São Paulo (SP), 170 p., 2003.

MELFI, A. J.; PICCIRILLO, E. M.; NARDY, A. J. R. Geological and Magmatic Aspects of the Paraná Basin – an Introduction, In: PICCIRILLO E. M.; MELFI, A. J. (Eds.) The Mesozoic Flood Volcanism of the Paraná Basin, Petrogenetic and Geophysical Aspects, p. 1-13, 1988.

MIDRIAK, R. Debris Flow and their Occurrence in the Czechoslovak High-Mountain West Carpathians, International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tsukuba-Japan. p. 175-180, 1985.

MILANI, E. J. Evolução Tectono-estratigráfica da Bacia do Paraná e seu Relacionamento com a Dinâmica Fanerozóica do Gondwana Sul-Occidental, 2v. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, UFRGS, Porto Alegre (RS), 1997

MITCHELL, K. J. Fundamentals of Soil Behavior, 2nd edition, Ed. John Willey and Sons, Inc., 437 p., 1993.

MORGAN, B. A. et al. Debris Flows Hazards in an Area Affected by the June 27, 1995 Storm in Madison County, Virginia. U. S. Geological Survey, Open File Report 97-438, 14 p., 1997.

NISHIMURA, S. Laboratory Study on Anisotropy of Natural London Clay. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, 2005.

NOGAMI, J. S. Preliminary Remarks. Progress Report of the Committee on Tropical Soils on the ISSMFE, ABMS, p. 3-8, 1985.

NUMMER, A. V. Parâmetros Geológico-Geotécnico Controladores dos Movimentos de Massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati (RS), Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, 220 p., 2003.

ORTIGÃO J. A. R.; SAYÃO A. S. F. J. Handbook of Slope Stabilisation, Ed. Springer, 478 p., 2004.

PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. A Study on the Residual Shear Strength of two Unstable Slope in the State of Rio Grande do Sul, 2ª Conferência

- Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas (2º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABMS/ABGE, p. 443-452, 1997.
- PINHEIRO, R. J. B. Estudo de Alguns Casos de Instabilidade da Encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre (RS), 318 p., Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, 2000.
- PELLERIN, J et al. Timbé do Sul – Jacinto Machado: Avaliação Preliminar da Extensão da Catástrofe de 23-24/12/95. Revista Geosul, Florianópolis, v. 12, n. 23, p. 71-86, 1997.
- PERAZZOLO, L. Estudo do Comportamento de Dois Taludes da Formação Serra Geral. 150p. Porto Alegre, RS, Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS, 2003.
- PHILIP, J. R. Approximated Analysis of the Borehole Permeameter in Unsaturated Soil, Water Resources Research, v. 21, nº, p. 1025-1033, 1969.
- REYNOLDS W. D.; ELRICK D. E. In Situ Measurement of Field-Saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity and the α -Parameter Using the Guelph Permeameter, Soil Science, v. 140, nº 4, p. 292-302, 1985.
- REYNOLDS W. D.; ELRICK D. E.; TOPP G. C. A Reexamination of the Constant Head Well Permeameter Method for Measuring Saturated Hydraulic Conductivity Above the Water Table, Soil Science, v. 136, nº 4, p. 250-268, 1983.
- RIGO, M. L. Mineralogia, Intemperismo e Comportamento Geotécnico de Solos Saprólíticos de Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral, Porto Alegre (RS), 349 p., Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, 2005.
- RIGO, M. L. Resistência ao Cisalhamento Residual de Alguns Solos Saprólíticos de Basalto do Estado do Rio Grande do Sul, Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre (RS), 134 p., 2000.
- RICKENMANN, D. Hyperconcentrated Flow and Sediment Transport at Steep Slopes. Jour. Hydr. Eng. 117:1419-1439, 1991.
- RODRIGUES, R. Massas Colúviais: Velocidade de Deslocamento nas Encostas da Serra do Mar, 1º COBRAE, Rio de Janeiro (RJ), p. 357-369, 1992.
- ROISENBERG, A.; VIERO, A. P. O Vulcanismo Mesozóico da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul, In: HOLZ, M.; DE ROS, L. F. (Ed.), Geologia do Rio Grande do Sul. Porto Alegre (RS): CIGO/UFRGS, p. 355-374, 2002.
- ROLO, R. The Anisotropic Stress-Strain-Strength Behaviour of Brittle Sediments. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, 2003, 531 p., 2003.
- ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. A. N., WROTH, C. P. On the Yielding of Soils. Géotechnique, London, v. 8, p. 22-53, 1958. ROWE, P.W. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles. In: STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS, ROSCOE MEMORIAL SYMP., 1971, Cambridge, Proc, London, 1962, A269, p. 500-527. E47.

SAMINGAN A. S.; LEONG E. C.; RAHARDJO, H. A Flexible Wall Permeameter for Measurements of Water and Air Coefficients of Permeability of Residual Soils, *Canadian Geotechnical Journal*, n° 40, p. 559-574, 2003.

SASSA, K. The Geotechnical Classification of Landslides, Proc. 4th International Conference and Field Workshop on Landslides, p. 31-45, 1985a.

SASSA, K. The Mechanism of Debris Flow, Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 1173-1176, 1985b.

SASSA, K.; FUKUOKA, H. Prediction of Rapid Landslide Motion, Proc. XX International Union of Forestry Research Organization (IUFRO), World Congress, Finland, Technical Session on Natural Disasters in Mountainous Areas, p. 71-82, 1995.

SASSA, K. Geotechnical Classification of Landslides, *Landslide News*, n° 3, p. 21-24, 1989.

SAADA, A. Hollow Cylinder Torsional Devices: Their Advantages and Limitations. Proc., Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, R. T. Donaghe, R. C. Chaney, and M. L. Silver, Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, 766-795, 1988.

SAADA, A. S.; BAAH, A. K. Deformation and Failure of a Cross Anisotropic Clay under Combined Stress. Proc., 3rd. Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v1, 67-88, 1967.

SAADA, A.; TOWNSEND, F. H. Strength Laboratory Testing of Soils – State of the Art. Proc., Symposium on Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, Chicago. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, STP 740, 7-77, 1981.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C.P. *Critical State Soil Mechanics*. London: McGraw Hill, 1968.

SCHILLING, G. H. Instrumentação e Análise dos Movimentos no Escorregamento da Encosta do Soberbo, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro (RJ), 237 p., 1993.

SHARPE, C. F. S. *Landslide and Related Phenomena*, New York, Columbia University Press, 137 p., 1938.

SHIBUYA, S., HIGHT, D. W. On the Stress Path in Simple Shear. *Géotechnique*. v. 37, 511-515, 1995.

SILVA, T. R. M.; FONSECA, A. P.; LACERDA, W. A.; COSTA, R. B. Permeabilidade e Caracterização de Solos Coluvionares, XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XII COBRAMSEG), São Paulo, v.1 p. 477-486, 2002.

SILVEIRA, G. C. Considerações sobre a Granulometria dos Solos Residuais e Coluvionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo – RJ. *Solos e Rochas*, v.14, n° 1, p. 59-62, 1991.

SILVEIRA, R. M. (2003) Propriedades Geotécnicas dos Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC). 150p. Porto Alegre, RS, Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS.

SILVEIRA, R. M.; FEUERHARMEL, C.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; GEHLING, W. Y. Y.; MARTINELLO, I. Resistência ao Cisalhamento Saturada e Não Saturada de Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil, IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul (4º GEOSUL), Curitiba (PR). Anais: ABMS, 2004a.

SILVEIRA, R. M.; FEUERHARMEL, C.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; GEHLING, W. Y. Y.; OLIVEIRA, H. R. Laboratory Testing of Colluvium Soils Adjacent to a Gas Pipeline, IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro (RJ), 2004b.

SITAR, N. Initiation of Rainfall-Induced Debris Flows, In: Simpósio Panamericano de Deslizamientos de Tierra, Ecuador, p. 23-35, 1994.

SKEMPTON, A. W.; HUCHINSON, J. N. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations, State-of-the-art Report, 7th ICSMFE, Mexico, Proc.: State-of-the-art vol., p. 291-340, 1969.

SOARES, A. P. L.; CAMPOS, T. M. P.; VARGAS JR., E. A. Avaliação do Mecanismo de Ruptura da Encosta em Solo Residual Não Saturado da Vista Chinesa. 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (3º COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS, p. 409-418, 2001.

SOARES, J. M. D.; PINHEIRO, R. J. B. MACIEL FILHO, C. L.; ROBAINA, L. A.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. Estudo da Estabilidade de Encosta em Área Urbana no Município de Santa Maria – RS. 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS, p.199-206, 2001b.

SOARES, J. E. S.; POLITANO, C. F. Deslizamento de Massa de Solo de Grandes Dimensões, Encosta de Piraquara, 2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (2º COBRAE), Rio de Janeiro (RJ), Anais: ABMS, p. 475-484, 1997.

SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. Operating Instructions for the Guelph Permeameter, Santa Barbara, USA, 28 p., 1991.

STINY, J. Die Muren. Verlag der Wagnerschen Universitats, Innsbruck, Austria. (Translated by M. Jakob and N. A. Skermer, Debris Flow, EBA Engineering Consultants, 139p., 1910.

TAVENAS, F.; LEBLOND, P.; JEAN, P.; LEROUEIL, S. The Permeability of Natural Soft Clays, Part II, Methods of Laboratory Measurement, Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, nº 4, p. 645-660, 1983.

TAVENAS, F.; LEROUEIL, S. Creep and Failure in Slopes in Clays, Canadian Geotechnical Journal, 18(1), p. 106-120, 1981.

TAKAHASHI, T. Debris Flow. Ed. A. A. Balkema, Brookfield, 165 p., 1991.

TAKAHASHI, T. Initiation and Flow of Various Types of Debris Flow, 2nd Intern. Conf. on Debris Flow Hazards Mitigation, Taipei, p. 15-25, 2000.

TAKAHASHI, T. Japan-China Joint Research on the Preservation from Debris Flow Hazards, Intern. Scientific Research Program, n° 03044085 Kyoto University, p. 100-113, 1994.

TAKAHASHI, T.; SATOFUKA Y.; CHISIRO, K. Dynamics of Debris Flows in the Inertial Regime, In: proc. 1st Int. Conf. on Debris Flows Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment. Cheng-Lung Chen (Ed.) ASCE, New York, N. Y., p. 239-248, 1997.

TERZAGHI, K. Mechanism of Landslides, Tradução: Mecanismos de Escorregamento de Terra, Tradução de E. Pichler. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1967, 41 p., 1950.

TUGRUL, A. A Proposed Weathering Classification for Basalts and their Engineering Properties, Turkey, IAEG Bulletin, n° 55, p. 139-149, 1997.

TURNER, A. K. Colluvium and Talus, In: Turner, A. K.; Schuster, R. L. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board, Special Report 247. National Research Council, Washington D. C., p. 525-554, 1996.

VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. In: Soil Science Society of America Journal, v. 44, p. 892-898, 1980.

VARGAS JR., E. A.; VELLOSO R. C.; CAMPOS, T. M. P; COSTA FILHO, L. M. Saturated-Unsaturated Analysis of Water Flow in Slopes of Rio de Janeiro (RJ), Brazil, Computers and Geotechnics, v. 10, p. 247-261, 1990.

VARNES, D. J. Landslide Types and Processes, In Special Report 29: Landslide and Engineering Practice, E. B. Eckel, ed., HRB, National Reserch Council, Washington D. C., p. 20-47, 1958.

VARNES, D. J. Slope Movement and Types and Processes, In: Schuster, R. L.; Krizek, R. J. (eds.), Landslides, Analysis and Control. Transportation Research Board Special Report 176, National Academy of Sciences, Washington D. C., p. 11-33, 1978.

VIEIRA, B. C.; FERNANDES, N. F.; DE MELLO, R. L. C. Variação Espacial da Condutividade Hidráulica Saturada dos Solos e suas Relações com os Escorregamentos da Bacia do Rio Papagaio (RJ). 3^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (3° COBRAE), Rio de Janeiro, Anais: ABMS, p. 25-32, 2001.

WANG, F. W.; SASSA, K.; WANG, G. Mechanism of a Long-runout Landslide Triggered by the August 1998 Heavy Rainfall in Fukushima Prefecture, Japan. Engineering Geology, 63: p. 169-185, 2002.

WHITE, I. C. Relatório sobre as Coal Measures e Rochas Associadas do Sul do Brasil. Relatório Final da Comissão de Estudos das Minas de Carvão de Pedra do Brasil, Rio de Janeiro, Imprensa Nacional, XXVIII, 617 p. In: IBGE Folha SH.22 Porto Alegre e Parte das Folhas SH.21 Uruguiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, Geomorfologia,

Pedologia, Vegetação, Uso Potencial da Terra. Levantamento de Recursos Naturais, v.33, Rio de Janeiro (RJ): IBGE, 1986.796p., 1908.

WILKINSON, W. B. Constant Head In Situ Permeability Tests in Clay Strata, *Géotechnique*, v. 18, p. 172-194, 1968.

WOLLE, C. M. Análise dos Escorregamentos Translacionais numa Região da Serra do Mar no Contexto de uma Classificação de Mecanismos de Instabilidade de Encostas, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (SP), 406 p., 1988.

WOLLE, C. M.; CARVALHO, C. S. Deslizamentos em Encostas na Serra do Mar – Brasil, *Solos e Rochas*, 12 (nº único): p. 27-36, 1989.

WOLLE, C. M.; DE MELLO, L. G. S.; ALTRICHTER, G. O Escorregamento do km 42 da Via Anchieta: Histórico das Ocorrências e Provável Mecanismo de Instabilização, 3ª. Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (3º COBRAE). Rio de Janeiro, p. 33-44, 2001.

WOLLE, C. M.; HACHICH, W. Rain Induced Landslides in Southeastern Brazil, Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ISSMFE, Rio de Janeiro (RJ), v. 3, p. 1639-1642, 1989.

WOLLE, C. M. Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilidade e Critérios de Segurança, São Paulo (SP), 345 p., Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1980.

ZNAMENSKY, D. Corridas de Detritos ou (Debris Flows); Dissertação de Mestrado, EPUSP–USP, São Paulo (SP), p. 198, 2001.