

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

**Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito  
envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar - SC**

**Marcelo Heidemann**

Porto Alegre  
2011

MARCELO HEIDEMANN

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO  
RESIDUAL DE GRANULITO ENVOLVIDO EM UMA  
RUPTURA DE TALUDE EM GASPAR - SC**

Dissertação 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 Mestre em  
Engenharia

Porto Alegre  
2011

H452c **Heidemann, Marcelo**

Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar – SC / Marcelo Heidemann. – Porto Alegre, 2011.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2011.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Antonio Bressani

1. Mecânica dos solos – Ensaios. 2. Geotécnica. I. Bressani, Luiz Antonio, Orient. II. Título.

CDU-624.131(043)

**MARCELO HEIDEMANN**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO  
RESIDUAL DE GRANULITO ENVOLVIDO EM UMA  
RUPTURA DE TALUDE EM GASPAR - SC**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA 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, 28 de março de 2011

Prof. Luiz Antônio Bressani  
Ph.D. pelo Imperial College, University of London  
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)**  
Ph.D. pela University of Leeds

**Profª. Andrea Sell Dyminski (UFPR)**  
D.Sc. pela Universidade Católica do Rio de Janeiro

**Prof. Juan Antonio Altamirano Flores (UFSC)**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
D.Sc. pela Université de Poitiers

Dedico este trabalho à minha família.

## **AGRADECIMENTOS**

Esta dissertação simboliza a realização do sonho de cursar um mestrado. Através deste trabalho busquei dar minha contribuição para a geração de conhecimento e para a melhoria da vida de tantas pessoas atingidas por desastres naturais. Sinto-me extremamente honrado por ter tido esta oportunidade, e esta conquista só foi possível graças ao apoio de diversas pessoas e instituições que merecem aqui ser lembradas.

Primeiramente minha gratidão a Deus, minha força, pela vida e pelo dom da ciência, por tornar tudo isso possível.

Aos meus pais Romário e Anísia, agradeço profundamente pelo amor, joelhos marcados pelas incessantes orações, apoio incondicional e pelas constantes lições de perseverança e honestidade. Vocês são meu porto seguro e exemplo de vida, e por isso dedico a vocês este trabalho.

Minha gratidão aos meus irmãos Marcieli e Romário Junior, pelo entusiasmo com que sempre acolhem minhas conquistas, por menores que sejam, e pelas palavras de incentivo e carinho tão importantes para mim. Este trabalho é também dedicado a vocês.

À minha namorada Ivana, expresso minha gratidão pela compreensão, cumplicidade, amor, dedicação e entusiasmo com minhas conquistas. Ter ao meu lado, mesmo que à distância, uma pessoa que compartilha dos meus ideais tem sido fantástico.

O que me levou a buscar o curso de mestrado na UFRGS foi antes de tudo o brilhantismo de seu corpo docente, que merece meu agradecimento pela dedicação com que compartilharam seu conhecimento. Aos professores Luiz Bressani, Adriano Bica, Fernando Schnaid, Nilo Consoli, Washington Núñez, Jorge Ceratti, Denise Maghous, Samir Maghous, João Masuero, Way Gehling e demais professores do PPGEC, muito obrigado.

Ao meu orientador, mestre e, sobretudo amigo Prof. Luiz Antônio Bressani, expresso aqui minha mais sincera gratidão. Obrigado pela acolhida, pela dedicação e cumplicidade com minha pesquisa, pelo entusiasmo a cada descoberta, por pôr sobre meu trabalho sua visão crítica e ímpar no entendimento do universo geotécnico. A oportunidade de ser seu aluno me fez encontrar um modelo de Mestre a ser seguido na construção de minha carreira acadêmica.

Expresso meu agradecimento ao Prof. Juan Altamirano Flores, brilhante geólogo, pela indicação da área a ser estudada neste trabalho, pelo acompanhamento nas visitas de campo e orientação nas questões associadas à geologia, este “tendão de Aquiles” dos engenheiros geotécnicos.

Ao exímio laboratorista Jair Silva pela dedicação para com minha pesquisa. Obrigado pelas aulas de prática laboratorial, pelas dicas na execução dos ensaios e no tratamento de dados, pelo entusiasmo com cada resultado obtido e principalmente pela sua amizade.

Muito obrigado a coordenação e funcionários do PPGEC por fazerem este programa “conceito 7” funcionar, e tornarem possível que o sonho de um mestrado se tornasse realidade em um programa de pós-graduação de excelência.

Aos colegas de laboratório João Bonzanini e Eduardo Bueno, obrigado pelo companheirismo e amizade e por aquela leitura depois das seis ou nos sábados. Aos bolsistas do laboratório, Matheus, Marco Antônio, Débora e Jocasta, muito obrigado pelo auxílio prestado.

Muito obrigado ao Prof. André Mexias pelo apoio nas análises mineralógicas do solo estudado nesta pesquisa.

Minha gratidão ao amigo e mestre Professor Rafael Higashi, por me apresentar o mundo da pesquisa, pelo incentivo no sonho de cursar um mestrado e por me mostrar o “caminho das pedras” para tal, desde a graduação.

Ao amigo Eduardo Nesi Bubicz gostaria de expressar meu agradecimento pela acolhida em Porto Alegre, pelo apartamento dividido e também pelo apoio e pelo companheirismo.

Pedro, Berenice, José, Nanda, Dona Estefânia, Solange... Vocês se tornaram minha família em Porto Alegre. Muito obrigado pela acolhida, carinho e preocupação.

Faço ainda um agradecimento especial a CAPES e CNPq pelo auxílio financeiro necessário à realização desta pesquisa.

A todos aqueles que das mais diversas formas me apoiaram na conquista deste objetivo e que por ventura não encontraram aqui seus nomes, peço perdão e expresso minha sincera gratidão.

Quando uma criatura humana desperta para um grande sonho e sobre ele lança toda a força de sua alma, todo o universo conspira a seu favor.

*Johann Wolfgang von Goethe*

## RESUMO

HEIDEMANN, M. Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar - SC. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta dissertação apresenta os procedimentos experimentais e resultados obtidos na caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido na instabilização de uma encosta no município de Gaspar, SC, com o objetivo de contribuir para a compreensão dos processos desencadeadores das instabilidades de encostas em Santa Catarina. O movimento rotacional extremamente rápido envolveu um volume de cerca de 110.000 m<sup>3</sup>, e provocou a morte de duas pessoas. A ruptura ocorreu uma semana depois de um episódio de elevada precipitação pluviométrica (cerca de 440mm em 2 dias). Este estudo compreendeu a execução de ensaios de laboratório para determinação de propriedades geotécnicas do solo residual de granulito e uma análise simplificada da estabilidade da encosta. Foram realizados ensaios de caracterização física, difração de Raios-X, compressibilidade, expansibilidade, condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento com ensaios tipo *ring shear*, cisalhamento direto, ensaios triaxiais tipo CIU e com trajetória de tensões especial, em amostras indeformadas e remoldadas. O solo tem uma textura predominantemente siltosa, com a fração tamanho argila (aproximadamente 15%) composta principalmente por caulinitas. As análises de microscopia mostraram que grande parte dos minerais argilosos se encontra na forma de grumos com tamanho de silte. Estes grumos se desagregam quando submetidos a esforços mecânicos de cisalhamento. O solo residual apresenta um baixo coeficiente de condutividade hidráulica (da ordem de 10<sup>-7</sup> a 10<sup>-8</sup> m/s) e os ensaios mostraram uma redução de cerca de uma ordem de magnitude do coeficiente com o aumento da tensão de confinamento até 400 kPa. Os ensaios oedométricos revelaram a natureza estruturada de solo e a dificuldade de determinação da tensão de pré-adensamento do solo. Os ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova remoldados e em corpos de prova indeformados forneceram parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico similares ( $\phi' \sim 25^\circ$  e  $c' = 10$  kPa). Ensaios triaxiais em corpos de prova indeformados utilizando uma trajetória de tensões com acréscimo de poropressão indicaram parâmetros de resistência  $\phi' = 32,5^\circ$  e  $c' = 12,5$  kPa. O ângulo de atrito interno residual (*ring shear*) determinado neste solo foi de 9°. As análises de estabilidade realizadas mostraram que a encosta passa a apresentar instabilidade quando o nível de água no interior do maciço atinge a cota 59m acima do nível do mar.

Palavras-chave: instabilidades de encosta; ensaios geotécnicos; solos tropicais; resistência ao cisalhamento; ângulo de atrito residual.

## ABSTRACT

HEIDEMANN, M. Geotechnical characterization of a residual soil of granulite involved in a slope failure in Gaspar - SC. 2011. Dissertation (Master in Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This dissertation presents the experimental procedures and results obtained in the geotechnical characterization of a granulite residual soil involved in a landslide of a cut slope in the town of Gaspar, SC, with the objective of understanding the processes involved in such failure. This rotational extremely rapid slide involved a soil volume of around 110.000 m<sup>3</sup> and caused the deaths of two people. The failure occurred a week after an episode of high rainfall (about 440mm in 2days). This study included the implementation of laboratory tests to determine geotechnical properties of the granulite residual soil and a simplified analysis of slope stability. The tests carried out include: physical characterization, X-ray diffraction analysis, compressibility, expansibility, hydraulic conductivity, and shear strength tests: ring shear, direct shear and triaxial CIU type with special stress path on undisturbed and remolded specimens. This soil has a sandy-silt texture, with the clay size (approximately 15%) composed mainly of kaolinite. Microscopic analyses showed that most of the clay minerals are in the form of silt size blocks. These blocks suffer disintegration when subjected to mechanical shear. The residual soil has a low coefficient of hydraulic conductivity ( $10^{-7}$  to  $10^{-8}$  m/s) and the tests showed a reduction of about one order of magnitude of the coefficient as the confining stress was increased up to 400 kPa. The oedometer tests revealed the structured nature of soil and the difficulty of determining the preconsolidation pressure. Direct shear tests on remolded and undisturbed samples revealed similar peak shear strength parameters ( $\phi' \sim 25^\circ$ ,  $c' = 10$  kPa). Strength parameters of  $\phi' = 32,5^\circ$  and  $c' = 12,5$  kPa were obtained in triaxial tests on undisturbed samples following a stress path that lead the soil to failure by increase of pore pressure. The angle of internal friction at residual condition (ring shear) of this soil was  $9^\circ$ . The stability analysis carried out showed that the slope becomes unstable when the water level within the slope reaches the elevation of 59m above sea level.

Keywords: landslides, geotechnical tests, tropical soils, shear strength, residual friction angle.

## SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	9
LISTA DE FIGURAS .....	12
LISTA DE TABELAS .....	16
LISTA DE SIGLAS .....	18
1. INTRODUÇÃO.....	19
1.1. JUSTIFICATIVA .....	19
1.2. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	21
1.3. HIPÓTESES DE PESQUISA.....	21
1.4. OBJETIVO GERAL.....	22
1.5. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	23
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
2.1. MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA.....	24
2.1.1. Aspectos gerais.....	24
2.1.2. Metodologias de classificação dos movimentos gravitacionais de massa.....	26
2.1.3. Causas e condicionantes dos movimentos gravitacionais de massa.....	34
2.2. RELAÇÃO ENTRE CHUVAS E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA .....	37
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E DA RUPTURA ESTUDADA.....	50
3.1. O MUNICÍPIO DE GASPAR.....	50
3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA .....	51
3.3. ASPECTOS PEDOLÓGICOS .....	53
3.4. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS .....	54

3.5. DESCRIÇÃO DO MOVIMENTO GRAVITACIONAL DE MASSA ESTUDADO.....	55
3.5.1. Condição meteorológica.....	55
3.5.2. O movimento gravitacional de massa.....	60
4. METODOLOGIA.....	66
4.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	67
4.1.1. Coleta de amostras para ensaios de laboratório.....	67
4.1.2. Caracterização física.....	69
4.1.3. Cisalhamento direto.....	73
4.1.4. Ensaio triaxiais.....	76
4.1.5. Ring shear.....	82
4.1.6. Condutividade hidráulica.....	85
4.1.7. Expansibilidade.....	88
4.1.8. Ensaio oedométrico.....	91
4.1.9. Análise por difração de raios-X.....	93
4.1.10. Análises por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).....	97
4.2. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA.....	99
5. RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	101
5.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	101
5.2. EXPANSIBILIDADE.....	104
5.3. COMPRESSIBILIDADE.....	105
5.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	111
5.5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	115
5.5.1. Ring Shear.....	115
5.5.2. Cisalhamento Direto.....	125

5.5.3.	Ensaio Triaxiais .....	133
5.5.4.	Análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento .....	144
5.6.	DIFRAÇÃO DE RAIOS-X .....	147
5.7.	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA – MEV.....	151
5.8.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA .....	154
5.8.1.	Aspectos gerais e procedimentos.....	154
5.8.2.	Interpretação dos resultados .....	157
6.	CONCLUSÕES.....	161
7.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	165

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Principais tipos de movimento gravitacionais de massa.....	28
Figura 2.2. Escala de velocidade de movimentos gravitacionais de massa.....	30
Figura 2.3. Critério Intensidade-Duração proposto por Caine (1980).....	39
Figura 2.4. Representação do “coeficiente final” de episódios de chuva intensa .....	41
Figura 2.5. Critério para tomada de decisão para movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas na cidade do Rio de Janeiro.....	41
Figura 2.6. Tipos de perfis de redistribuição de umidade por infiltração.....	48
Figura 3.1. Localização do município de Gaspar. ....	50
Figura 3.2. Temperaturas médias registradas em Blumenau-SC.....	51
Figura 3.3. Geologia da área estudada.....	52
Figura 3.4. Condição atmosférica da região sul do Brasil no dia 22/11/2008.....	56
Figura 3.5. Média de chuvas para o mês de novembro em Blumenau – SC .....	57
Figura 3.6. Médias mensais de chuvas acumuladas em Blumenau – SC .....	57
Figura 3.7. Balanço hídrico do município de Blumenau – SC .....	58
Figura 3.8. Comparação entre medidas de chuva em Santa Catarina e critérios para ocorrência de instabilidades. ....	59
Figura 3.9. Comparação entre medidas de chuva em Santa Catarina e critério para tomada de decisão proposto por d’ORSI et al. (1997).....	60
Figura 3.10. Modelo digital do terreno do local do movimento estudado.....	61
Figura 3.11. Mapa explicativo da ruptura estudada.....	63
Figura 3.12. Imagem de satélite pré-ruptura em 10/06/2003 .....	64
Figura 3.13. Imagem de satélite pós-ruptura em 2/08/2009 .....	64
Figura 3.14. Cicatriz do movimento principal.....	65
Figura 3.15. Trajetória percorrida pelo material movimentado.....	65

Figura 4.1. Metodologia de desenvolvimento do trabalho. ....	66
Figura 4.2. Local de coleta das amostras de solo .....	67
Figura 4.3. Amostragem do solo com a utilização de anéis metálicos.....	68
Figura 4.4. Ruptura de bloco de solo em campo devido às descontinuidades no maciço.....	69
Figura 4.5. Equipamento utilizado para ensaios de cisalhamento direto.....	74
Figura 4.6. Equipamento utilizado para execução dos ensaios triaxiais. ....	77
Figura 4.7. Trajetória de tensões efetiva utilizada nos ensaios CID-U. ....	80
Figura 4.8. Equipamento utilizado para execução de ensaios <i>ring shear</i> .....	83
Figura 4.9. Permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio.....	86
Figura 4.10. Amostra protegida durante ensaio de expansão.....	90
Figura 4.11. Prensa para ensaio oedométrico.....	92
Figura 4.12. Arranjo estrutural das lâminas que compõem as argilas.....	94
Figura 4.13. Esquematisação do funcionamento de um difratômetro de raios-X.....	95
Figura 4.14. Amostras metalizadas para análise em MEV.....	99
Figura 5.1. Curvas granulométricas do solo estudado.....	102
Figura 5.2. Limites de consistência do solo estudado. ....	103
Figura 5.3. Deformações medidas no ensaio de expansibilidade.....	105
Figura 5.4. Curvas log da tensão <i>versus</i> deformação em compressão confinada.....	107
Figura 5.5. Curvas tensão <i>versus</i> deformação em compressão confinada.....	109
Figura 5.6. Compressibilidade do solo estudado e de argilas moles. ....	110
Figura 5.7. Curvas log do tempo <i>versus</i> altura da amostra.....	111
Figura 5.8. Coeficientes de condutividade hidráulica saturada em função das tensões de confinamento. ....	112
Figura 5.9. Coeficientes de condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios. ....	112
Figura 5.10. Coeficientes de condutividade hidráulica saturada em função da tensão confinante durante ensaios triaxiais.....	113

Figura 5.11. Valores característicos de $k_{sat}$ de argilominerais mais comuns.....	115
Figura 5.12. Aspecto dos solos investigados por meio de ensaios <i>ring shear</i> . ....	116
Figura 5.13. Curvas tensão <i>versus</i> deformação do solo residual de granulito.....	117
Figura 5.14. Curvas tensão <i>versus</i> deformação do solo que preenche os planos reliquiares .	118
Figura 5.15. Curvas tensão normal <i>versus</i> coeficiente de atrito residual. ....	119
Figura 5.16. Aspecto estrutural da caulinita. ....	120
Figura 5.17. Envoltórias de resistência dos ensaios <i>ring shear</i> .....	121
Figura 5.18. Correlações entre $\phi'_r$ e índice de plasticidade .....	123
Figura 5.19. Correlações entre $\phi'_r$ e fração argila .....	123
Figura 5.20. Carta de índice de plasticidade <i>versus</i> ângulo de atrito residual para solos tropicais .....	124
Figura 5.21. Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal e deformação horizontal <i>versus</i> deformação vertical obtidas para o solo em estado indeformado. ....	127
Figura 5.22. Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal e deformação horizontal <i>versus</i> deformação vertical obtidas para o solo remoldado estaticamente. ....	128
Figura 5.23. Comparação entre as curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal do solo indeformado e remoldado estaticamente. ....	129
Figura 5.24. Variação do índice de vazios dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto durante etapa de consolidação.....	130
Figura 5.25. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto.....	131
Figura 5.26. Aspecto da polidez da superfície de ruptura gerada no ensaio de cisalhamento direto.....	132
Figura 5.27. Curvas tensão desvio <i>versus</i> deformação axial e deformação axial <i>versus</i> poropressão.....	135
Figura 5.28. Corpos de prova após a ruptura (CIU).....	136
Figura 5.29. Envoltórias de ruptura e trajetórias de tensão efetiva para o solo remoldado (ensaios CIU).....	137
Figura 5.30 Corpos de prova após a ruptura (CID-U).....	139

Figura 5.31. Curvas tensão desvio <i>versus</i> deformação axial, deformação axial <i>versus</i> variação volumétrica e deformação axial <i>versus</i> poropressão (ensaios CID-U).....	140
Figura 5.32. Curvas tensão desvio e $p'$ <i>versus</i> deformação axial (ensaios CID-U). .....	142
Figura 5.33. Envoltórias de ruptura e trajetórias de tensão efetiva para o solo indeformado (ensaios CID-U).....	143
Figura 5.34. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios realizados nesta dissertação.....	145
Figura 5.35. Envoltórias de ruptura para alguns solos tropicais do sul do Brasil. ....	146
Figura 5.36. Diafratograma da amostra em pó do solo total. ....	148
Figura 5.37. Difratogramas da fração $<2\mu\text{m}$ em amostras orientadas.....	148
Figura 5.38. Difratograma de amostra em pó do solo total (solo coluvionar de basalto).....	149
Figura 5.39. Difratograma da fração $<2\mu\text{m}$ em amostras orientadas natural, glicolada e calcinada (solo coluvionar de basalto).....	150
Figura 5.40. Aspecto da caulinita presente no solo residual de rochas granulíticas.....	152
Figura 5.41. Desagregação de um grão de plagioclásio. ....	153
Figura 5.42. Presença de clivagens em grãos de plagioclásio. ....	153
Figura 5.43. Clivagem sob planos oblíquos típica dos plagioclásios. ....	154
Figura 5.44. Croqui das seções da instabilidade estudadas. ....	156
Figura 5.45. <i>Layout</i> da seção 1. ....	157
Figura 5.46. <i>Layout</i> da seção 2. ....	157
Figura 5.47. Variação do FS com relação à cota máxima do nível d'água. ....	158
Figura 5.48. Resultado da simulação para a seção 1. ....	159
Figura 5.49. Resultado da simulação para a seção 2. ....	159

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Glossário para nomenclatura dos movimentos gravitacionais de massa .....	27
Tabela 2.2. Classificação de movimentos gravitacionais de massa .....	31
Tabela 2.3. Classificação de movimentos gravitacionais de massa .....	33
Tabela 2.4. Classificação de movimentos gravitacionais de massa .....	34
Tabela 2.5. Causas de movimentos gravitacionais de massa .....	35
Tabela 2.6. Fatores causadores de movimentos gravitacionais de massa. ....	36
Tabela 2.7. Critérios para ocorrência de instabilidades provocadas por chuvas .....	40
Tabela 2.8. Relação entre condutividade hidráulica e chuvas anteriores na deflagração de movimentos gravitacionais de massa. ....	46
Tabela 2.9. Comparação entre coeficientes de condutividade hidráulica saturada ( $k_{sat}$ ) e chuvas .....	46
Tabela 3.1. Principais enchentes ocorridas no Vale do Itajaí .....	56
Tabela 3.2. Chuvas registradas entre 21 e 25 de novembro de 2008 .....	58
Tabela 4.1. Índices de expansão .....	89
Tabela 5.1. Composição granulométrica. ....	102
Tabela 5.2. Índices físicos do solo .....	104
Tabela 5.3. Parâmetros de comportamento do solo residual de granulito sob compressão confinada. ....	107
Tabela 5.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual. ....	121
Tabela 5.5. Características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto. ....	126
Tabela 5.6. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto .....	131
Tabela 5.7. Características dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais. ....	133

Tabela 5.8. Parâmetros de resistência ao cisalhamento.....	145
Tabela 5.9. Fatores de segurança obtidos nas simulações para N.A.=59m.....	160

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ASTM – American Society for Testing and Materials  
BS – British Standard  
CPRM – Serviço Geológico do Brasil  
DRX – Difração de raios-X  
FS – Fator de Segurança  
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
JCPDS – Joint Committee on Powder Diffraction Standards  
MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura  
NBR – Norma Brasileira Regulamentadora  
NOAA – National Oceanic and Atmospheric Administration  
USGS – United States Geological Survey  
NRC – National Research Council  
TTE – Trajetória de Tensões Efetivas  
UTM – Universal Transversa de Mercator

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. JUSTIFICATIVA

O estado de Santa Catarina foi, em novembro de 2008, palco de uma seqüência de desastres naturais que gerou prejuízos de grande monta, especialmente nas regiões do vale do Itajaí e norte do estado, áreas mais afetadas.

Após mais de três meses de chuvas (em dois deles com níveis muito acima das médias históricas), a região sofreu dois dias de chuvas intensas, com volumes, segundo Gramani et al. (2009), da ordem de 236,2 mm (23/11) e 214,6 mm (24/11). Estas chuvas intensas resultaram na inundação de muitos municípios e na instabilização de várias encostas, com enormes volumes movimentados, atingindo áreas urbanas e rurais, deixando 135 mortos e 2 desaparecidos, e destruindo moradias, estradas, linhas de energia, redes de abastecimento e áreas de produção agrícola.

Aliado à gravidade do processo, que tornou extremamente complicados os trabalhos de resgate e salvamento da população, pela elevada quantidade de casos de deslizamentos e pela obstrução das vias terrestres, não se contava com um plano emergencial aplicável a ocorrências de deslizamentos, embora o estado já houvesse sofrido com acontecimentos semelhantes, ocorridos em Tubarão, em 1974 e em Timbé do Sul e Jacinto Machado, em 1995.

Tal episódio tornou evidente a necessidade de melhores estudos da área, a fim de se entender a mecânica do evento e tornar possível o desenvolvimento de políticas de controle e o estabelecimento de medidas emergenciais aplicáveis a estas ocorrências, com o intuito de preservar a população e a infra-estrutura da região de danos desta natureza.

Assim o governo do estado e entidades como a defesa civil e universidades buscaram criar grupos técnicos de pesquisa para dar início aos estudos nestas áreas. Atualmente, embora de forma pouco integrada, alguns destes grupos vêm trabalhando em pesquisas nas áreas de hidrologia, meteorologia, sensoriamento remoto e geologia, gerando informações acerca dos condicionantes que resultaram nos desastres de 2008.

No entanto ainda é escassa a quantidade de informação acerca do comportamento geotécnico dos solos envolvidos nos inúmeros deslizamentos, sendo esta uma situação crítica, haja vista que os movimentos gravitacionais de massa foram os principais causadores de destruição no evento.

Neste sentido, a presente dissertação contempla um estudo geotécnico do solo envolvido em um grande movimento gravitacional de massa ocorrido na comunidade de Belchior Baixo, no município de Gaspar, região de Blumenau. Através de ensaios de laboratório buscou-se determinar e caracterizar os parâmetros de comportamento geotécnico desse material, de modo que se pudesse obter um entendimento de como a ação de fatores internos e externos, especialmente a água da chuva (neste caso o excesso de chuvas que possivelmente resultou em uma elevação dos níveis de poropressão no solo), modifica o comportamento do material, reduzindo a sua resistência ao cisalhamento, a ponto de levá-lo à ruptura.

Em suma, a presente pesquisa busca contribuir para a compreensão dos processos desencadeadores das rupturas de encostas do leste catarinenses, a fim de fornecer informações que possam ser aplicadas à gestão destas áreas, tanto em termos de prevenção de acidentes como na tomada de medidas emergenciais, caso as catástrofes voltem a ocorrer.

A escolha do movimento gravitacional de massa estudado deve-se: (i) ao fato de esta área já estar sendo estudada por outros grupos de pesquisa das áreas de geologia e geografia, estando à disposição informações bastante úteis para esta pesquisa; (ii) o movimento se deu em uma área cuja geologia é representativa no estado, havendo então a possibilidade de se extrapolar informações obtidas nesta área para outras de conformação geotécnica e geológica semelhantes; (iii) o movimento gravitacional de massa se deu de forma distinta da maioria das instabilidades que ocorreram na região, apresentando um retardo em relação às chuvas que atingiram o Estado, fato que necessita de investigação frente ao risco que representa à população. Além disso, neste deslizamento duas pessoas vieram a falecer.

Nos meses de setembro de 2009 e janeiro de 2011 novos deslizamentos voltaram a ocorrer na mesma região, prenunciando novos possíveis desastres, o que reafirma a extrema necessidade do desenvolvimento deste tipo de estudo, tanto no vale do Itajaí como em outras áreas do Estado e da Região Sul do Brasil.

## 1.2. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Uma revisão da bibliografia nacional e internacional é apresentada no Capítulo 2, discutindo aspectos gerais dos movimentos gravitacionais de massa no âmbito geotécnico, bem como a influência das chuvas na deflagração destes.

No Capítulo 3 é feita uma caracterização da área estudada, discutindo aspectos relacionados à geologia e pedologia da região de Gaspar – SC, e descrevendo o movimento gravitacional de massa estudado e o fenômeno climático associado à sua deflagração.

A metodologia empregada no programa experimental desta pesquisa é apresentada no Capítulo 4. Cita-se, ainda, de maneira geral, a forma como foram conduzidas as simulações de estabilidade de encostas.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos no programa experimental e nas simulações de estabilidade. À medida que são apresentados, os dados são também discutidos e comparados entre si e com base em informações de outros autores. Sempre que possível é feita também uma associação entre os resultados obtidos e o que representam no estudo de movimentos gravitacionais de massa.

As conclusões desta dissertação são apresentadas no Capítulo 6, e no Capítulo 7 constam sugestões para pesquisas posteriores.

## 1.3. HIPÓTESES DE PESQUISA

As chuvas apresentam uma íntima relação com movimentos gravitacionais de massa, sendo apontada como a principal causa de instabilidades de encostas em diversas partes do planeta (GULLÀ et al., 2008; HAWKE e MCCONCHIE, 2003; OCAKOGLU et al., 2001; VAN ASCH et al., 1999).

Embora os órgãos do governo, defesa civil e especialistas que estiveram no local tenham relacionado as diversas ocorrências de instabilidades de encostas ocorridas no estado de Santa Catarina em 2008 com as chuvas que atingiram a região, não se sabe exatamente de que forma estas atuaram como elemento deflagrador dos movimentos gravitacionais de massa. Ao mesmo tempo, não existem informações acerca do comportamento geotécnico dos solos envolvidos nestes fenômenos.

Esta pesquisa fundamenta-se nas seguintes hipóteses:

- A resposta das encostas aos eventos de precipitação pode não ser imediata. Isto ocorre, segundo Leroueil (2001), porque as mudanças nos níveis de poropressão a maiores profundidades são retardados se comparados com as mudanças de poropressão que ocorrem próximas à superfície. O solo envolvido na instabilidade apresenta características que provocam o retardo do efeito das chuvas na sua estabilidade.
- O solo, embora apresente elevado grau de alteração, pode conter argilominerais com potencial expansivo, como esmectitas que resultam da alteração de micas, por exemplo, contribuindo para a instabilização da encosta.
- As águas que infiltraram no solo em consequência das chuvas que duraram mais de três meses provocam a eliminação da sucção do solo e geram, possivelmente, a ocorrência de poropressões positivas, levando à redução da resistência ao cisalhamento dos solos e conseqüente ruptura.
- Como se trata de um solo bastante alterado, é possível que a resistência ao cisalhamento residual tenha controlado a estabilidade desta encosta, vindo a provocar sua ruptura frente aos esforços que seriam normalmente resistidos caso a resistência ao cisalhamento mobilizada fosse a de estado crítico ou pico, por exemplo.

Com base nessas hipóteses definiu-se o objetivo geral deste trabalho e os objetos específicos que irão conduzir ao cumprimento do objetivo geral.

#### 1.4. OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo geral caracterizar, através de ensaios de laboratório, os parâmetros de comportamento geotécnico do solo residual de granulito envolvido em um grande deslizamento ocorrido na comunidade de Belchior Baixo, Gaspar – SC, em 2008, a fim de se melhor entender a influência de fatores internos e externos no desencadeamento dos movimentos gravitacionais de massa. Dentre esses fatores desencadeadores objetiva-se compreender, por meio de simulações através de um modelo geomecânico básico, de que forma as chuvas atuaram na ocorrência do fenômeno.

## 1.5. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Foram estabelecidos como objetivos específicos deste trabalho:

- Obter e organizar informações geológicas, geotécnicas e climáticas pré-existentes sobre a área de estudo;
- Realizar a caracterização física e determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica, expansibilidade e compressibilidade do solo envolvido no deslizamento através de ensaios de laboratório;
- Caracterizar o solo estudado, do ponto de vista micro-estrutural, por meio de análises de difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura;
- Identificar, através de ensaios triaxiais, a resposta do solo à elevação dos níveis de poro-pressão;
- Desenvolver um modelo geomecânico básico para o movimento gravitacional de massa estudado;
- Realizar simulações de estabilidade de encostas, buscando identificar a influência dos parâmetros de comportamento geotécnico obtidos na ocorrência do movimento gravitacional de massa estudado.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

#### 2.1.1. Aspectos gerais

Em todo o planeta, vales em regiões montanhosas têm experimentado um acelerado processo de ocupação como resultado do crescimento populacional, e conseqüentemente uma crescente demanda de áreas para ocupação urbana, agricultura e mineração (TURNER e JAYAPRAKASH, 1996). Essas áreas, no entanto, são frequentemente palco de instabilidades de encosta. Assim, movimentos gravitacionais de massa vêm sendo ao longo do tempo objeto de extensos estudos por parte de muitas áreas da ciência, tais como geologia, geografia e geotecnia, visto a necessidade cada vez maior de um entendimento acerca das causas e mecanismos destes processos. Na literatura internacional é habitual a utilização do termo *landslide* para descrever movimentações de solo e/ou rocha que ocorrem na superfície do planeta.

*Landslides* podem ser definidos como movimentos de solo ou rocha que envolvem deformações cisalhantes ao longo de uma ou várias superfícies de ruptura, que podem ser visíveis ou podem ser razoavelmente inferidas (VARNES, 1978). Já Bromhead (1995) define *landslides* como sendo movimentos de solos e rochas sob influência da gravidade.

Neste trabalho, optou-se pela utilização do termo “movimentos gravitacionais de massa” para descrever esses processos. Isto porque uma tradução literal do termo inglês “deslizamentos de terra” soaria restritivo, uma vez que os movimentos apresentam diversas cinemáticas, não sendo apenas deslizamentos, e não envolvendo apenas solos, mas também rochas e detritos.

Movimentos gravitacionais de massa tem sido objeto de amplos estudos em todo o planeta, não apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, mas também em função de suas implicações práticas e de sua importância do ponto de vista econômico (GUIDICINI e NIEBLE, 1984).

De acordo com Schuster (1996), movimentos gravitacionais de massa constituem o maior elemento de movimentação de massa nos continentes. Ao longo do tempo, estes processos contribuem na estabilização de terrenos, formando áreas propícias à prática agrícola e habitação. No entanto, em curto prazo torna-se difícil enxergar os benefícios advindos dos movimentos gravitacionais de massa, sendo mais frequentemente tratados como desastres naturais.

Conforme ressaltado por Turner e Jayaprakash (1996), em muitas regiões grandes movimentos gravitacionais de massa são pouco frequentes, e seu tempo de recorrência é longo, se comparado ao tempo de vida humana, o que acaba por gerar uma falsa sensação de segurança em relação aos perigos desses movimentos.

No entanto, os movimentos gravitacionais de massa vêm se tornando cada vez mais comuns e de maior magnitude. Segundo Schuster (1996), os fatores causadores desta elevação no número e gravidade destes episódios são:

- Urbanização crescente e necessidade de ocupação de áreas suscetíveis a instabilidades;
- Contínuo desmatamento de áreas propensas a instabilidades;
- Aumento dos volumes precipitados em algumas regiões, em função de mudanças climáticas.

Os passivos ambientais, como antigas áreas de extração de madeira e estradas abandonadas, também são fatores que contribuem para o aumento de casos de instabilidade.

Além dos riscos à vida humana, os prejuízos causados por movimentos gravitacionais de massa podem ser desastrosos. Além dos custos diretos, como reconstrução e reparo dos danos causados Schuster (1996) lista custos indiretos que podem inclusive exceder os custos diretos, mas que muitas vezes não são levados em conta, como:

- Perdas de produtividade agrícola e industrial e nas atividades turísticas como resultado dos danos às terras e fábricas, ou interrupção dos sistemas de transporte;
- Redução do valor imobiliário das terras ameaçadas por movimentos gravitacionais de massa e perdas nos impostos, por desvalorização das propriedades em áreas de risco;

- Necessidade de adoção de medidas para prevenir ou mitigar danos por outras instabilidades;
- Danos na qualidade da água em córregos e sistemas de irrigação;
- Perda de produtividade humana e animal, por ferimentos, mortes ou traumas psicológicos;
- Ocorrência de desastres naturais decorrentes de movimentos gravitacionais de massa, tais como inundações, por exemplo.

### 2.1.2. Metodologias de classificação dos movimentos gravitacionais de massa.

A classificação dos movimentos gravitacionais de massa é importante, primeiramente, para a definição e estruturação deste campo de estudos, e em segundo lugar, no sentido de facilitar o intercâmbio de ideias, desenvolvendo, na medida do possível, uma terminologia clara e consensual (HUTCHINSON, 1988).

Os movimentos gravitacionais de massa são processos complexos. Esta condição resultou no surgimento de muitos critérios de classificação baseados nas diversas variáveis que atuam no fenômeno.

Entre muitas classificações desenvolvidas, com aplicabilidade geral ou de cunho regional, a metodologia proposta por Cruden e Varnes (1996) baseada em Varnes (1978), se tornou uma das mais difundidas e utilizadas. Segundo esta proposta, qualquer movimento gravitacional de massa pode ser classificado e descrito por dois termos, onde o primeiro indica o material envolvido (solo, rocha, ou detritos) e o segundo o tipo de movimento (queda, tombamento, deslizamento, escoamento, fluxo). No caso de múltiplos movimentos estes termos são repetidos quantas vezes forem necessárias.

Os autores sugerem ainda uma complementação a esta classificação, que a torna mais elaborada, através da adição de outros termos à descrição do movimento. Assim, antecedendo os dois termos (material e tipo de movimento) pode-se ter uma caracterização da atividade do movimento em termos de estado, distribuição e estilo, seguido por descrição do movimento em si, em termos de velocidade e teor de umidade, e aí então incluir o material envolvido e o tipo do movimento. A Tabela 2.1 apresenta os termos utilizados nesta nomenclatura,

conforme a seqüência recomendada por Cruden e Varnes (1996), embora esta seqüência possa variar quando traduzida.

Tabela 2.1. Glossário para nomenclatura dos movimentos gravitacionais de massa (modificado de CRUDEN e VARNES, 1996).

<b>Atividade</b>			
<b>Estado</b>	<b>Distribuição</b>	<b>Estilo</b>	
Ativo	Em avanço	Complexo	
Reativado	Retrogressivo	Composto	
Suspenso	Com alargamento	Múltiplo	
Inativo	Com ampliação	Sucessivo	
Dormente	Confinado	Simples	
Abandonado	Com diminuição		
Estabilizado	Em movimento		
Reliquiar			
<b>Descrição do movimento</b>			
<b>Velocidade</b>	<b>Teor de umidade</b>	<b>Material</b>	<b>Tipo</b>
Extremamente rápido	Seco	Rocha	Queda
Muito rápido	Úmido	Solo	Tombamento
Rápido	Encharcado	Terra	Deslizamento
Moderado	Muito encharcado	Detritos	Escoamento
Lento			Fluxo/corrida
Muito lento			
Extremamente lento			

O tipo de movimento é um dos principais critérios para classificação dos movimentos gravitacionais de massa. As descrições destes tipos, feitas a seguir, baseadas em Cruden e Varnes (1996), são igualmente válidas para outras metodologias, já que se referem, de forma geral, às mesmas cinemáticas de movimento.

As **quedas** ocorrem quando uma porção de solo ou rocha se desprende do maciço (Figura 2.1a). Durante a queda o material viaja pelo ar e o movimento é muito rápido ou extremamente rápido.

O **tombamento** caracteriza-se pela rotação de um bloco de solo ou rocha sobre um eixo localizado abaixo de seu ponto de gravidade, atingindo desde velocidades extremamente lentas a extremamente rápidas (Figura 2.1b). Este movimento é causado pela elevação dos níveis de poropressão em fraturas e discontinuidades ou pelo peso do material anteriormente localizado acima da massa movimentada.

Os **deslizamentos** são movimentos descendentes de solo ou rocha, relativamente rápidos, que ocorrem predominantemente em superfícies de ruptura ou em zonas pouco espessas, onde se concentram intensas deformações cisalhantes. Os deslizamentos podem ser translacionais ou rotacionais, basicamente.

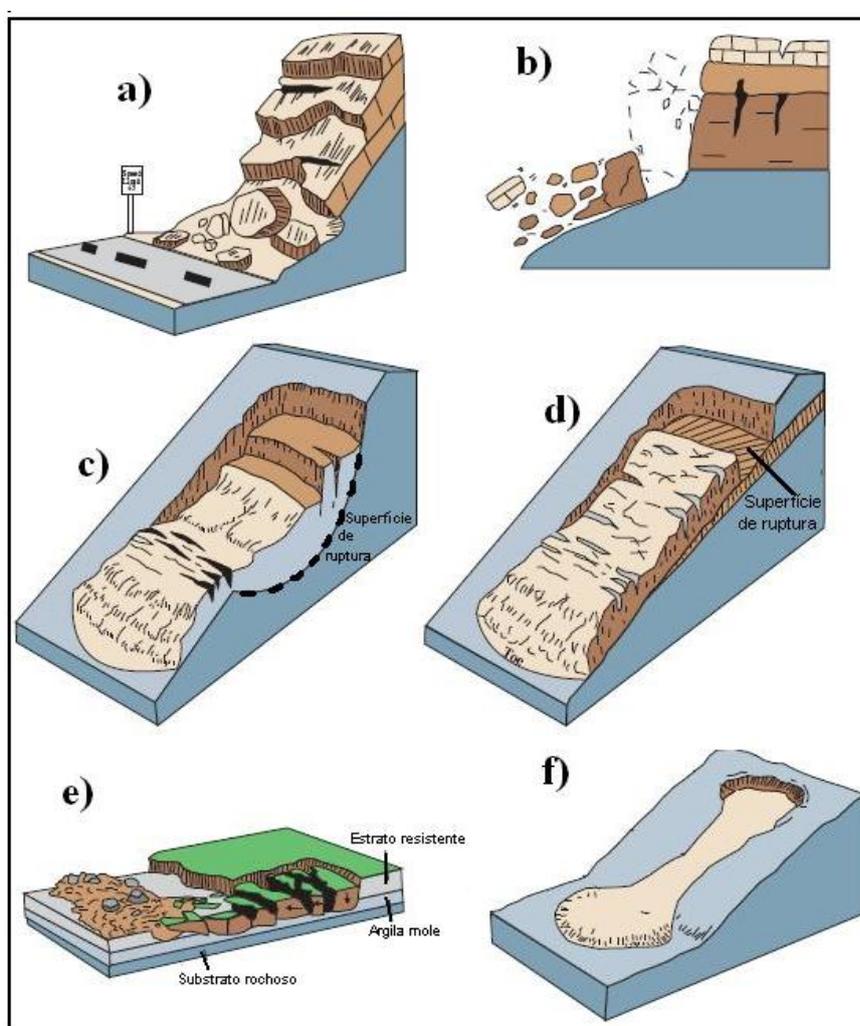


Figura 2.1. Principais tipos de movimento gravitacionais de massa. a) queda; b) tombamento; c) deslizamento rotacional; d) deslizamento translacional; e) escoamento; f) fluxo ou corrida (modificado de HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).

Os deslizamentos rotacionais ocorrem através de uma superfície de deslizamento curva e côncava, sendo predominantes em materiais homogêneos (Figura 2.1c).

Por outro lado, nos deslizamentos translacionais (Figura 2.1d) o material se desloca por sobre uma superfície de ruptura planar ou ondulada, sendo geralmente movimentos mais rasos que os rotacionais. Esta superfície de ruptura normalmente se localiza em descontinuidades do maciço ou na interface entre solo e rocha.

**Escoamentos** são movimentos complexos. Quando uma massa de solo coesivo ou rocha está localizada sobre um material mais frágil, esta se torna bastante fraturada. O solo ou rocha fraturada pode então sofrer movimentos de subsidência, rotação e translação sobre o material menos resistente, até que se desintegre, ao passo que o material subjacente flui de forma ascendente através das fraturas (Figura 2.1e). Estes movimentos são extremamente lentos e podem se desenvolver por muitos quilômetros.

O **fluxo** ou **corrida** é caracterizado como um movimento espacialmente contínuo sem uma superfície de cisalhamento bem preservada (Figura 2.1f). O material se desloca de forma semelhante a um líquido viscoso, estando a velocidade do movimento ligada diretamente à quantidade de água contida na massa. Estes movimentos normalmente incidem sobre detritos (*debris*), que quando em contato com muita água e situados em taludes mais íngremes, evoluem para corridas rápidas ou avalanches, podendo ser atingidas velocidades da ordem de 100 m/s em casos extremos.

O nível de danos causados por movimentos gravitacionais de massa está intimamente ligado à velocidade com que ocorrem. Movimentos envolvendo grandes volumes de solo, mas com baixa velocidade, possibilitam a retirada das pessoas ou até a execução de obras de remediação que permitem o convívio da população com o processo. Por outro lado, movimentos envolvendo pequenos volumes de massa, mas que ocorrem em alta velocidade, podem ser destruidores. Além da elevada energia desenvolvida durante o movimento, não há tempo para fuga da população ou adoção de qualquer medida emergencial.

Em relação à velocidade do movimento, Cruden e Varnes (1996) apresentam sete classes de velocidade, conforme proposta de Varnes (1978). A Figura 2.2 apresenta esta divisão feita em função da velocidade dos movimentos e dos danos associadas às classes de velocidade.

Classe	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica	Prováveis danos associados
7	Extremamente rápido			Catastrófico. Construções destruídas pelo impacto, muitas mortes, mínima possibilidade de fuga.
6	Muito rápido	$5 \times 10^3$	5 m/s	Algumas mortes. Devido à alta velocidade não é possível a fuga de todas as pessoas
5	Rápido	$5 \times 10^1$	3 m/min	Evacuação possível; Destruição de estruturas, bens e equipamentos.
4	Moderado	$5 \times 10^{-1}$	1.8 m/h	Algumas estruturas temporárias podem ser temporariamente mantidas
3	Lento	$5 \times 10^{-3}$	1.3 m/mês	Obras de remediação podem ser executadas durante o movimento. Estruturas não sensíveis com manutenção frequente.
2	Muito lento	$5 \times 10^{-5}$	1.6 m/ano	Algumas estruturas permanentes não são danificadas
1	Extremamente lento	$5 \times 10^{-7}$	16 mm/ano	Imperceptível sem instrumentação. Construções são possíveis se tomadas algumas precauções.

Figura 2.2. Escala de velocidade de movimentos gravitacionais de massa (modificado de CRUDEN e VARNES, 1996).

Hutchinson (1988) propôs uma classificação de movimentos gravitacionais de massa bastante extensa, com base na morfologia dos processos, tendo em vista também aspectos geológicos e hidrológicos, nos mecanismos de movimentação, materiais envolvidos e na velocidade dos movimentos, seguindo normalmente a escala de velocidades proposta por Varnes (1978). O autor restringe a classificação a movimentos subaéreos, não incluindo aí movimentos gravitacionais de massa subaquáticos.

De acordo com esta proposta, pode-se dividir os movimentos de massa em: movimentos devidos ao alívio de tensões (*rebound*), rastejo (*creep*), deformações em cristas e encostas de montanhas (*sagging*), deslizamentos (*landslides*), movimentação/fluxo de detritos (*debris flow*), tombamento (*toppling*), quedas (*falls*) e movimentos complexos de encostas. A Tabela 2.2 apresenta a classificação detalhada de Hutchinson (1988).

Tabela 2.2. Classificação de movimentos gravitacionais de massa  
(modificado de HUTCHINSON, 1988).

Movimentos por alívio de tensões	Em escavações		
	Em vales naturais		
Rastejo	Superficial e sazonal	Em solo e talus. (não associados a regimes glaciais)	
		Associado com regimes glaciais	
	Profundo e contínuo		
	Pré-ruptura		
		Pós-ruptura	
Deformações em cristas e encostas de montanhas	Em uma única face	Associados ao surgimento de deslizamentos rotacionais	
		Associados ao surgimento de deslizamentos não circulares.	
	Nas duas faces	Associados ao surgimento de duplos deslizamentos rotacionais	
		Associados ao surgimento de duplos deslizamentos não circulares	
Associado com quedas múltiplas.			
Deslizamentos	Ruptura confinada	Em encostas naturais	
		Em taludes	
	Rotacional	Simples	
		Sucessivos	
		Múltiplos	
	Composto	Retrogressivo	
		Progressivo	
	Translacional	Muito raso e plano ao longo de toda a encosta	
		Raso e plano	
		Envolvendo turfas	
		Envolvendo rochas	Planar e em blocos
			Em degraus
			Em cunha
Envolvendo detritos		Em zona periglacial	
	Em área não-periglacial		
Escoamento súbito			
Movimentos de detritos	Deslizamento de lama (não-periglacial)		
	Deslizamento de lama (periglacial)		
	Fluxo	Em materiais fofos não coesivos	
		Em siltes muito porosos, levemente cimentados.	
		Em rochas brandas muito porosas	
Fluxo de detritos (rápidos e muito rápidos, com alto teor de umidade)	Em detritos de rochas alteradas	Fluxo de detrito em encosta.	
		Fluxo de detritos canalizado (lama e rocha).	

Tabela 2.2. (continuação). Classificação de movimentos gravitacionais de massa (modificado de HUTCHINSON, 1988).

Movimentos de detritos	Fluxo de detritos (rápidos e muito rápidos, com alto teor de umidade)	Em detritos de rochas alteradas	Envolvendo turfas e lodo
		Associado com vulcões	Lava quente Lava fria
	Sturzstroms (fluxo extremamente rápido de detritos secos)		
Tombamentos	Tombamento delimitado por descontinuidades pré-existentes	Tombamento simples	
		Múltiplos tombamentos	
Tombamento pela ruptura por aumento de tensão			
Quedas	Primária: envolvendo material imediatamente desprendido (solos e rochas)		
	Secundária: envolvendo materiais fofos, anteriormente desprendidos (rochas)		
Movimentos complexos em encostas	Arqueamento e abalramento de vale		
	Em blocos		
	Falésias de argila abandonadas		
	Deslizamentos transformados em fluxo de detritos ou deslizamento de lama.	Fluxo ou deslizamento de lama em material depositado no pé de deslizamentos anteriores	
		Deslizamentos rotacionais múltiplos em argilas sensíveis	
		Queda de solo congelado	
	Causados por erosão interna		
	Deslizamentos multi-diferenciados		
Deslizamentos multi-estratificados			

Embora seja bastante abrangente, tal sistema é também complexo e tem sua utilização condicionada à existência de uma considerável quantidade de informações acerca dos eventos. Como exemplo cita-se a dificuldade para classificação de um movimento como uma deformação em encosta de montanha (*sagging*), em razão de sua semelhança com um deslizamento ou com um rastejo. Esta diferenciação pode ser feita com base em dados muitas vezes indisponíveis como a velocidade de deslocamento e aspectos geológicos associados.

Além disso, como em outras classificações, para alguns dos tipos de movimento torna-se necessária uma descrição com certo grau de detalhamento, visto que os termos utilizados por si só, muitas vezes, não descrevem completamente o fenômeno.

Bromhead (1995) divide os movimentos gravitacionais de massa em três classes: deslizamentos, quedas e fluxos. Esta classificação bastante simplista baseia-se na trajetória na qual se dá o movimento. Assim, um deslizamento ocorre quando o material envolvido

continua em contato com a camada subjacente durante o movimento, que se dá ao longo de uma superfície de deslizamento bem definida. O fluxo ocorre quando o material se torna desagregado e se movimenta sem uma superfície de deslizamento bem definida. As quedas ocorrem em faces de solo e rocha envolvendo imediata separação do material, que ao se movimentar não toca ou toca intermitentemente o maciço de onde se desprende.

Baseado nas ocorrências de movimentos gravitacionais de massa existentes no País, Augusto Filho (1992) propôs uma classificação com aplicabilidade nacional, na qual divide as instabilidades de encostas em quatro grupos fenomenológicos, em função das características do movimento, dos materiais envolvidos e da sua geometria, de acordo com a Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Classificação de movimentos gravitacionais de massa  
(AUGUSTO FILHO, 1992).

Processos	Características do movimento/material/geometria
Rastejo (Creep)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- vários planos de deslocamento (internos);</li> <li>- velocidades muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade;</li> <li>- movimentos constantes, sazonais ou intermitentes;</li> <li>- envolvem solos, depósitos, rochas alterada ou fraturada;</li> <li>- geometria indefinida.</li> </ul>
Deslizamentos (Slides)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- poucos planos de deslocamento (externos);</li> <li>- velocidade média (m/h) a alta (m/s);</li> <li>- pequenos e grandes volumes de material;</li> <li>- geometria e materiais variáveis.</li> </ul> <p>Planares: Solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza.</p> <p>Circulares: Solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas.</p> <p>Em cunha: Solos e rochas com dois planos de fraqueza.</p>
Quedas (Falls)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- sem planos de deslocamento;</li> <li>- movimento em queda livre ou em plano inclinado;</li> <li>- velocidades muito altas (vários m/s);</li> <li>- envolve materiais rochosos em pequenos a médios volumes;</li> <li>- geometria variável (lascas, placas, blocos).</li> </ul>
Corridas (Flows)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- muitas superfícies de deslocamento (internas e externas);</li> <li>- movimento semelhante a um líquido viscoso;</li> <li>- desenvolvimento ao longo das drenagens;</li> <li>- velocidades médias a altas;</li> <li>- envolve solos, rochas, detritos e água em grandes volumes;</li> <li>- extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.</li> </ul>

Ainda na literatura nacional, encontra-se a classificação proposta por Freire (1965) *apud* Guidicini e Nieble (1984). Nesta, os movimentos de solo e rocha são classificados em três tipos: escoamentos, deslizamentos e subsidências. A **Erro! Auto-referência de indicador não válida.** apresenta esta classificação detalhada.

Diferentemente da maioria das publicações acerca do tema, observa-se que nesta classificação estão incluídos recalques e desabamentos como sendo movimentos gravitacionais de massa. Entretanto, recalques correspondem na realidade deformações volumétricas do solo, causadas por erosão subterrânea, dissolução de calcários ou por processos de adensamento, não estando associados a movimentos de ruptura por cisalhamento, propriamente ditos. Embora também estejam relacionados à ocorrência de muitos problemas em estruturas, tais processos não se inserem neste contexto. Em relação ao fenômeno denominado desabamento, um termo mais adequado e atual seria “colapso”.

Tabela 2.4. Classificação de movimentos gravitacionais de massa (modificado de FREIRE, 1965 *apud* GUIDICINI e NIEBLE, 1984).

Escoamento: Movimento contínuo, com ou sem superfície de ruptura.	Corrida: Escoamento fluido-viscoso
	Rastejo: Escoamento plástico
Deslizamento: Deslocamento finito ao longo de uma superfície definida, preexistente ou neoformada.	Rotacional
	Translacional
Subsidência: Deslocamento finito ou deformação contínua, de direção essencialmente vertical.	Subsidências propriamente ditas: Movimento consiste em uma deformação contínua
	Recalques
	Desabamentos: Deslocamento finito vertical, geralmente rápido.

### 2.1.3. Causas e condicionantes dos movimentos gravitacionais de massa

Os movimentos gravitacionais de massa são processos complexos que envolvem muitas variáveis. Assim, pode-se verificar a dificuldade associada à remediação ou mitigação destes processos, visto que é muito importante identificar a sua causa para a definição de uma solução para o problema.

Cruden e Varnes (1996) apresentam um *checklist* das possíveis causas de movimentos gravitacionais de massa. Estas causas podem ser de origem geológica, morfológica, física ou por ação antrópica, conforme apresentado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Causas de movimentos gravitacionais de massa (modificado de CRUDEN e VARNES, 1996).

Geológicas	Morfológicas	Físicas	Antrópicas
Materiais frágeis	Soerguimento tectônico ou vulcânico	Chuvas intensas	Escavação de encostas ou modificações geométricas complexas
Materiais sensíveis	Alívio de tensões por degelo	Rápido descongelamento da neve	Carregamento de encostas ou de sua crista
Materiais intemperizados	Erosão fluvial do pé da encosta	Precipitações excepcionais prolongadas	Esvaziamento rápido de reservatórios
Materiais cisalhados	Erosão do pé da encosta por ação das ondas do mar	Rápido rebaixamento do nível das águas (marés, enchentes)	Desmatamento
Materiais com juntas ou fissuras	Erosão glacial do pé da encosta	Terremotos	Irrigação
Descontinuidade da massa adversamente orientada	Erosão das margens laterais	Erupção vulcânica	Mineração
Descontinuidade estrutural adversamente orientada	Erosão subterrânea ( <i>piping</i> )	Degelo	Vibrações artificiais
Contraste em permeabilidade	Carregamento da crista da encosta por deposição	Intemperismo por ciclos de gelo e degelo	Vazamento em redes de abastecimento de água
Contraste em rigidez	Remoção da vegetação	Intemperismo por ciclos de expansão e contração	Infiltração de esgotos

Terzaghi (1950) separou os fatores causadores de movimentos gravitacionais de massa em duas categorias: internos e externos, como mostra a Tabela 2.6.

Sob qualquer uma destas classificações de fatores causadores de movimentos gravitacionais de massa, verifica-se basicamente que estes processos estão associados diretamente à redução da resistência ao cisalhamento ou a um acréscimo das tensões atuantes no material.

Tabela 2.6. Fatores causadores de movimentos gravitacionais de massa (TERZAGHI, 1950).

Fatores externos	Mudanças geométricas: cortes ou erosão do pé da encosta, mudança na altura ou inclinação.
	Carregamento: adição de materiais ou construções na encosta.
	Descarregamento: erosão ou mudanças na geometria.
	Choque e vibrações: explosões ou terremotos.
	Rebaixamento do lençol freático: mudanças nos níveis de lagos e reservatórios.
	Mudanças no regime de chuvas ou infiltração: desmatamento, mudanças climáticas, uso do solo.
Fatores internos	Ruptura progressiva
	Intemperismo
	Erosão interna
	Mudança no fluxo de água subterrânea

No entanto, os movimentos gravitacionais de massa podem ter muitas causas, mas somente um deflagrador (VARNES, 1978 *apud* CRUDEN e VARNES, 1996). Os mecanismos deflagradores, ou gatilhos, como são citados na literatura, são por definição um estímulo externo, como chuvas intensas, terremotos, erupções vulcânicas, ondas violentas ou fluxos erosivos intensos, que têm como resultado um quase imediato aumento das tensões ou redução da resistência do material envolvido (CRUDEN e VARNES, 1996).

Assim, a associação de predisposições da encosta à ruptura com um mecanismo deflagrador gera a condição necessária para a ocorrência do processo. Logo, qualquer esforço no sentido de se compreender esses processos passa necessariamente pela identificação das características da encosta, que a tornam susceptível à ruptura, e dos fatores que podem levar à deflagração do movimento.

Da mesma forma, Guidicini e Nieble (1984), ao estruturarem as causas de movimentos gravitacionais de massa, fazem uma distinção entre: agentes predisponentes, que seriam a associação dos fatores motivadores, preparatórios, e agentes efetivos, que seriam os responsáveis por desencadear o fenômeno.

De especial interesse à compreensão do movimento gravitacional de massa apresentado nesta dissertação são: (i) a ação da água oriunda das chuvas intensas como mecanismo deflagrador; e (ii) como fator predisponente à ruptura da encosta, o comportamento do solo em termos de resistência mecânica, condutividade hidráulica e características físicas, associadas à mineralogia e ao estado de intemperização em que se encontra o material.

## 2.2. RELAÇÃO ENTRE CHUVAS E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

A estabilidade de encostas em solos residuais é fortemente influenciada por mudanças climáticas e hidrológicas, tais como precipitação, infiltração, evaporação e transpiração (RAHARDJO et al., 2007).

Assim, as chuvas apresentam uma íntima relação com a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa, sendo apontadas como a principal causa de instabilidades de encostas em diversas partes do planeta (GULLÀ et al., 2008; OCAKOGLU et al., 2001; HAWKE e MCCONCHIE, 2003; VAN ASCH et al., 1999). Esta susceptibilidade é ainda maior em regiões tropicais e subtropicais, que são atingidas constantemente por fenômenos climáticos que provocam chuvas intensas e de longa duração, como as tempestades tropicais e as monções (ALCANTARA-AYALA, 2003; CHEN et al., 2006; DAHAL e HASEGAWA, 2008; GABET et al., 2004; LEROUEIL, 2001; MILLER et al., 2009; SAITO et al., 2010; TOHARI et al., 2007; ZHOU et al., 2002). O Brasil, por incluir-se neste cenário, tem também nas chuvas o principal desencadeador de movimentos gravitacionais de massa (AHRENDT e ZUQUETTE, 2003).

De Vita e Reichenbach (1997) apresentam uma lista com referências a mais de 450 trabalhos realizados até aquele ano sobre movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas, com enfoque tanto geotécnico, quanto geológico, hidrológico e geomorfológico sobre o problema.

Por outro lado, Zhou et al. (2002) e Guidicini e Nieble (1984) afirmam que tem sido pequeno o número de trabalhos realizados no sentido de estabelecer uma relação entre chuvas e movimentos gravitacionais de massa em terrenos naturais, em função, principalmente, da falta de dados relativos ao momento em que ocorreram as instabilidades.

Sabe-se que os movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas são causados pela elevação de poropressões e pelas forças de percolação no solo durante períodos de chuvas intensas (ANDERSON e SITAR, 1995; SITAR et al., 1992, *apud* WANG e SASSA, 2002; TERZAGHI, 1950). Mas o estudo destes problemas envolve ainda análises do processo de infiltração de água no solo no regime não saturado até o regime saturado, e da resistência ao cisalhamento dos solos nas condições saturada e não saturada (COLLINS e ZNIDARCIC, 2004).

Secundariamente, chuvas intensas e/ou de longa duração podem gerar mudanças rápidas no nível de rios, elevação do nível do lençol freático, como resultado da cheia de reservatórios, ou o aumento no nível de canais, lagos e rios, causando erosão na base de encostas. Estes fatores contribuem fortemente para a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa (HIGHLAND e BROBOWSKY, 2008).

A necessidade de um maior entendimento acerca do mecanismo de ocorrência de movimentos gravitacionais de massa desencadeados por chuvas justifica-se pelo risco que esses fenômenos representam à população e pelos investimentos feitos em sua prevenção.

Nos EUA, movimentos gravitacionais de massa são responsáveis por 25 a 50 mortes por ano, além de danos que superam US\$ 2 bilhões (NRC, 2004 *apud* NOAA-USGS, 2005).

Segundo Turner e Jayaprakash (1996), no Japão as perdas econômicas provocadas por instabilidades de encostas foram da ordem de US\$ 1,5 bilhão em 1982, um número semelhante às perdas norte-americanas, se levadas em conta correções monetárias. Moriyama e Horiuchi (1993) *apud* Turner e Jayaprakash (1996) apontam que o Japão despendeu, em 1992, cerca de US\$ 4,7 bilhões em obras para controle de movimentos gravitacionais de massa.

Turner e Jayaprakash (1996) afirmam que os custos, diretos e indiretos, com instabilidades custavam individualmente, para países como EUA, Japão, Itália e Índia, até US\$ 5 bilhões anuais.

No México, conforme Alcantara-Ayala (2003), movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas representam um risco à sociedade que se destaca perante outros desastres.

De acordo com Li (1990), estudos indicam que as perdas devidas a movimentos gravitacionais de massa e problemas conexos na região do Himalaia, sozinhos, correspondem a cerca de 30% de todos os danos provocados por instabilidades no planeta.

No entanto, embora se tenha conhecimento desta relação, o estabelecimento de metodologias para predição de movimentos gravitacionais de massa em decorrência de chuvas tem sido uma tarefa de difícil execução, sendo que as correlações de natureza empírica ainda são as ferramentas mais utilizadas para este fim.

Uma das primeiras referências que dão conta da tentativa de se correlacionar chuvas e movimentos gravitacionais de massa diz respeito ao trabalho de Caine (1980), no qual foi

estabelecido um critério para o início da ocorrência de deslizamentos rasos e fluxo de detritos por efeito de chuvas. Este critério foi obtido empiricamente a partir de 73 ocorrências de instabilidades, resultando em uma equação que relaciona intensidade (I) e duração (D) de chuvas que venham a desencadear instabilidades, em nível mundial. A proposta de Caine (1980) é apresentada na Figura 2.3, onde pontos localizados acima da reta são relativos a episódios de chuva com ocorrência de instabilidades, enquanto que chuvas que não tenham provocado instabilidades são representadas por pontos localizados abaixo da reta.

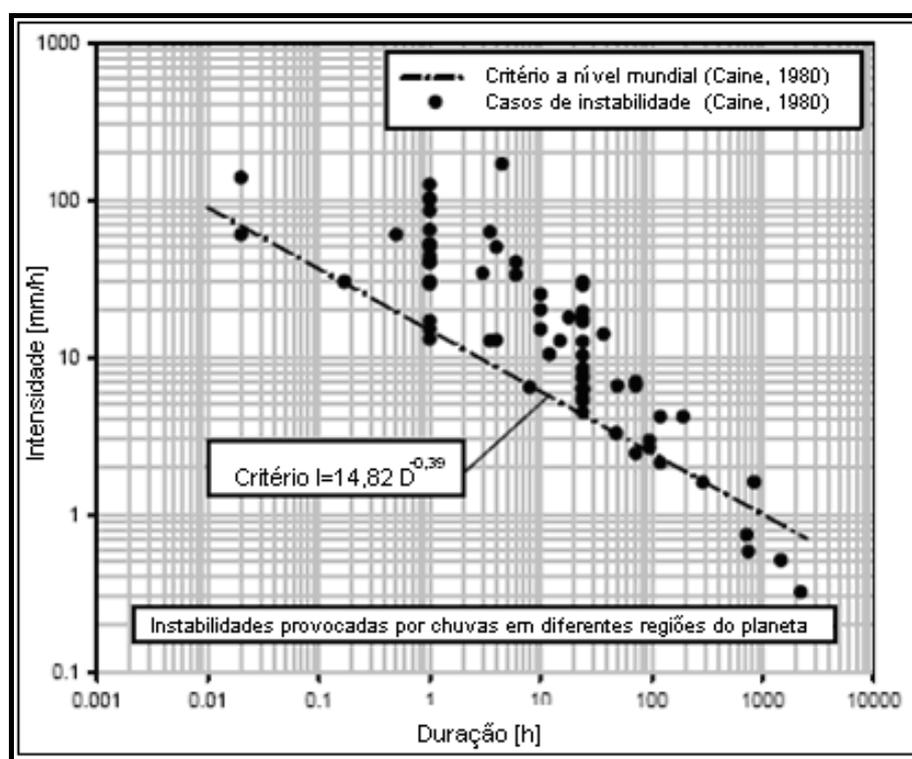


Figura 2.3. Critério Intensidade-Duração proposto por Caine (1980).

Em um trabalho mais recente, Guzzetti et al. (2008) propuseram um novo critério a nível mundial, utilizando 2626 eventos de deslizamentos rasos e fluxos de detritos causados por chuvas.

Com o decorrer do tempo trabalhos semelhantes foram realizados abrangendo áreas mais limitadas, o que acabou por reduzir ou eliminar diversos fatores que provocavam dispersão nos pontos, quando inseridos num gráfico Duração-Intensidade. As menores variações de condições climáticas, geológicas e pedológicas resultam em critérios mais representativos, embora de aplicação restrita à região à qual foi desenvolvida. Além disso, a

adoção de tratamentos estatísticos mais modernos tem conferido uma maior fidelidade e precisão a essas informações (VAN ASCH, 1999).

A Tabela 2.7 apresenta alguns dos critérios estabelecidos para diferentes regiões do planeta, bem como com seus limites de abrangência em termos de duração de chuvas.

Tabela 2.7. Critérios para ocorrência de instabilidades provocadas por chuvas (modificado de SAITO et al., 2010).

Área	Equação	Limites de aplicação	Referência
Mundo	$I = 14,82 \cdot D^{-0,39}$	$0,167 < D < 240$	Caine (1980)
Mundo	$I = 30,53 \cdot D^{-0,57}$	$0,5 < D < 12$	Jibson (1989)
Mundo	$I = 2,20 \cdot D^{-0,44}$	$0,1 < D < 1000$	Guzzetti et al., (2008)
Porto Rico	$I = 91,46 \cdot D^{-0,82}$	$2 < D < 312$	Larsen e Simon (1993)
Taiwan	$I = 115,47 \cdot D^{-0,80}$	$1 < D < 400$	Chien-Yuan et al. (2005)
Sul da Califórnia	$I = 14,5 \cdot D^{-0,50}$	$0,167 < D < 12$	Cannon et al., (2008)
Himalaia (Nepal)	$I = 73,90 \cdot D^{-0,79}$	$5 < D < 720$	Dahal e Hasegawa (2008)
Japão	$I = 39,71 \cdot D^{-0,62}$	$0,5 < D < 12$	Jibson (1989)
Japão	$I = 2,18 \cdot D^{-0,26}$	$3 < D < 537$	Saito et al., (2010)
Blue Ridge (Virginia)	$I = 121,35 \cdot D^{-0,63}$	$2 < D < 16$	Wieczorek et al., (2000)

Guidicini e Iwasa (1976) *apud* Guidicini e Nieble (1984) apresentam uma tentativa de correlacionar chuvas e movimentos gravitacionais de massa para o Brasil. A partir dos conceitos de “coeficiente de ciclo” e “coeficiente de episódio”, que representam, respectivamente, o registro pluviométrico acumulado até a data do episódio da chuva intensa e o registro pluviométrico do próprio episódio, com relação à média anual de pluviosidade de determinada região. A soma desses dois coeficientes resulta no coeficiente final, que é relacionado a episódios de chuva com e sem ocorrência de instabilidades em função do mês.

Assim como as demais correlações apresentadas, há um esforço para que se possa levar em consideração o efeito das chuvas anteriores ao evento principal que, como se verá mais adiante, pode ser um fator muito importante para a deflagração de instabilidades.

A Figura 2.4 apresenta esta proposta de correlação, com a definição de quatro faixas de risco para a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa.

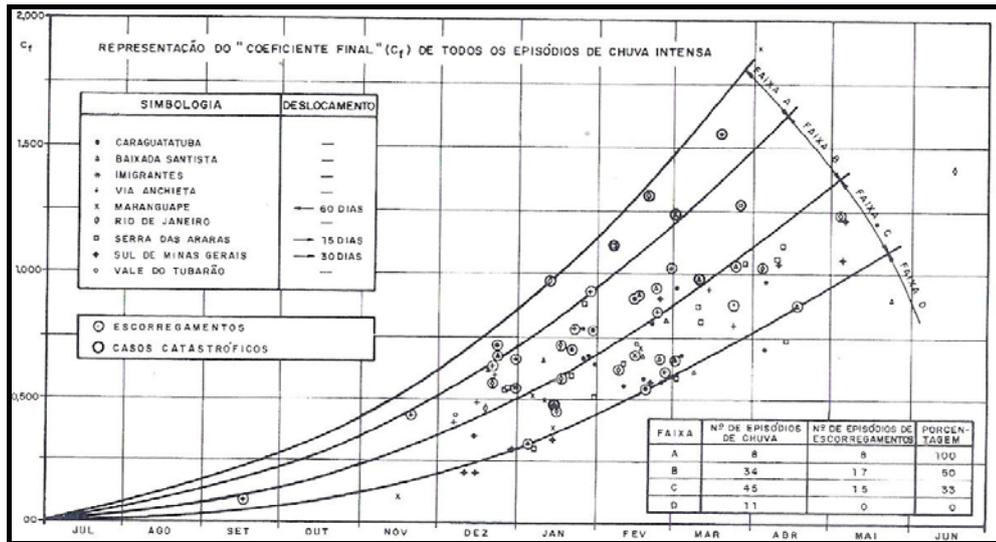


Figura 2.4. Representação do "coeficiente final" de episódios de chuva intensa e definição de faixas de risco (GUIDICINI e IWASA, 1976 *apud* GUIDICINI e NIEBLE, 1984).

Uma correlação entre chuvas acumuladas durante quatro dias e chuvas diárias foi proposta por d'Orsi et al. (1997) para a predição de movimentos gravitacionais de massa na cidade do Rio de Janeiro, sendo utilizada como critério para tomada de decisões em situações de chuvas intensas (Figura 2.5).

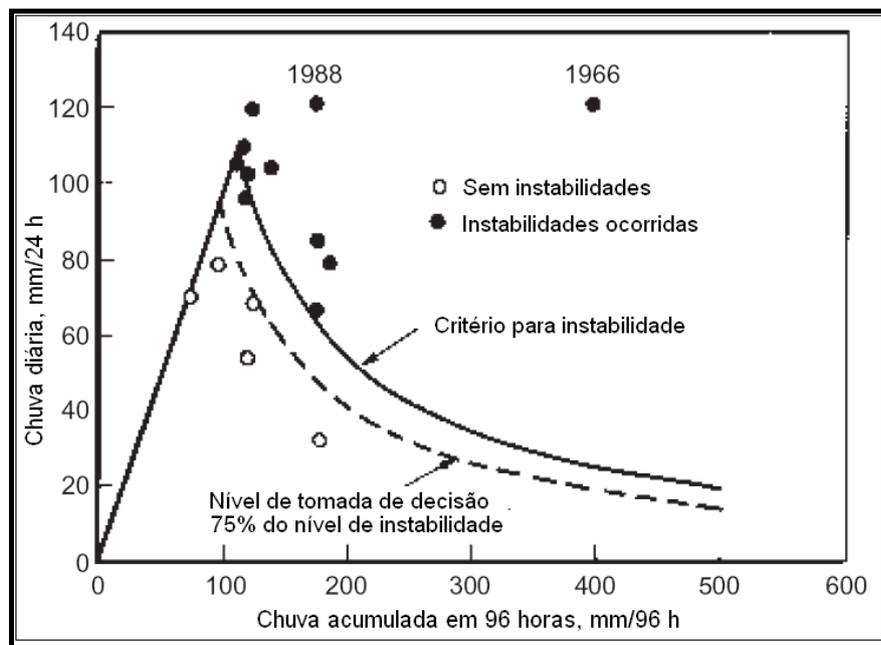


Figura 2.5. Critério para tomada de decisão para movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas na cidade do Rio de Janeiro (d'ORSI et al., 1997).

Verifica-se que as equações que definem estes critérios não são lineares. Uma análise permite constatar que, para todas estas condições, são dois os cenários que podem levar à ocorrência movimentos gravitacionais de massa. Uma primeira situação é a de chuvas de elevada intensidade, mas com curta duração, que são as precipitações provenientes de tempestades, tornados e tufões, por exemplo.

Por outro lado, chuvas de baixa intensidade também podem desencadear instabilidades, bastando para isso que perdurem por um tempo prolongado, de horas ou dias, acumulando grandes volumes, sendo esta a segunda situação. Chuvas de longa duração são características de algumas estações do ano em diversas regiões do planeta, como o período das monções ou de fenômenos climáticos como o El Niño e La Niña.

Existe na literatura grande divergência sobre a relação entre intensidade e duração de chuvas que vem a provocar movimentos gravitacionais de massa. São diferentes as conclusões sobre o papel das precipitações ocorridas anteriormente a uma chuva que tenha provocado instabilidades (MORGENSTERN, 1992 *apud* RAHARDJO et al., 2001; RAHARDJO et al., 2007).

Gabet et al. (2004) afirmam que duas quantidades distintas de chuva devem ser atingidas para que movimentos gravitacionais de massa sejam iniciados: uma diária e uma sazonal ou acumulada. Em relação a essa ideia, esses autores concluem que (i) a inclinação da encosta é que controla a quantidade diária de chuva necessária à instabilização e (ii) que a capacidade de acumulação de água do solo é o fator que determina a quantidade necessária de chuvas em termos sazonais que resultam na instabilização de massas.

Em um estudo realizado na região dos Pirineus, na Espanha, Corominas e Moya (1999) concluem que a intensidade média de precipitação necessária para a ocorrência de fluxos de detrito é muito maior para chuvas de curta duração se comparada à necessária em caso de chuvas de longa duração, que se estendem por vários dias. Semelhante conclusão foi alcançada por Wolle e Hachich (1989) em estudos realizados no sudeste brasileiro.

Segundo Wolle (1988) chuvas de 180 mm diários já podem deflagrar escorregamentos significativos na Serra do Mar, desde que anteriormente tenham ocorrido chuvas regulares.

Para Miller et al. (2009), que realizaram estudos sobre a relação das chuvas e instabilidades na Jamaica, a intensidade das chuvas é mais significativa para as primeiras 10 horas, provavelmente porque, uma vez saturado, a adição de mais água ao solo não iria provocar acréscimo de poropressões.

Na porção norte do território espanhol observou-se um aumento no número de instabilidades em anos em que o acumulado anual de chuvas superara 1000 mm, sendo que níveis de precipitação acumulada superior a 60 mm já conduzem a uma condição limite, a partir da qual é comum a ocorrência de processos de instabilização (CUESTA et al., 1999).

Estudos conduzidos por Gabet et al. (2004) no Himalaia Nepalês revelaram que, enquanto a marca de 860 mm de chuva acumulada não é atingida durante as monções, não são registradas ocorrências de movimentos gravitacionais de massa.

Em alguns estudos verificou-se a necessidade de chuvas muito intensas para que movimentos gravitacionais de massa fossem induzidos. Na porção leste dos montes Pirineus, segundo Corominas e Moya (1998), chuvas sem antecedentes, mas que superem 190 mm em 24 horas, levam à ocorrência de pequenos deslizamentos rasos. De acordo com Glade (1998), chuvas que acumulam mais de 300 mm diários levam à ocorrência de movimentos gravitacionais de massa na Nova Zelândia.

Em casos onde ocorrem volumes precipitados excepcionais em períodos inferiores a 24 horas, a ocorrência ou não de movimentos gravitacionais de massa depende da resposta hidrológica das encostas, que varia com a localização relativa do evento ao longo da encosta (ANDERSON e SITAR, 1995 *apud* JAKOB e WEATHERLY, 2002; JOHNSON e SITAR, 1990).

As chuvas anteriores não são um fator de grande importância para a ocorrência de instabilidades em Hong Kong, sendo as chuvas localizadas e de alta intensidade (70mm/h) as responsáveis pela vasta maioria dos movimentos gravitacionais de massa nesse país (BRAND et al., 1984 *apud* AIGUO, 2003). Estes movimentos caracterizam-se por serem deslizamentos rasos envolvendo pequenos volumes de solo, menores que 50 m<sup>3</sup>.

Por outro lado, conforme Leroueil (2001), as chuvas anteriores têm grande importância na ocorrência de deslizamentos profundos em Hong Kong, que embora menos comuns, envolvem grandes volumes movimentados. Esta pouca influência das chuvas anteriores nos movimentos gravitacionais de massa que ocorrem em Hong Kong estão ligados à alta permeabilidade dos solos locais (BRAND, 1984, *apud* RAHARDJO et al., 2001), conforme discutindo mais adiante.

Estudos conduzidos por Saito et al. (2010), no Japão, mostram que eventos com curta duração, de até 10 horas, com intensidade de 2 mm/h, tem potencial para dar início a deslizamentos rasos. Mas chuvas de longa duração (superior a 100 h) também podem

provocar movimentos gravitacionais de massa, bastando para isso que tenham intensidade próxima a 0,5 mm/h.

Na realidade, a quantidade e intensidade de chuva necessárias para a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa estão intimamente relacionadas à natureza do solo, sobretudo à sua condutividade hidráulica (RAHARDJO et al, 2007).

Segundo Tsaparas et al. (2002), quanto maior o valor do coeficiente de condutividade hidráulica na condição saturada de um solo ( $k_{sat}$ ), menor é a influência das chuvas antecedentes, isto é, aquelas chuvas que ocorrem anteriormente a uma determinada precipitação, ou chuva principal.

De acordo com Rahardjo et al. (2001) a ocorrência de chuvas anteriores a um evento principal é importante porque atua no sentido de elevar a permeabilidade do solo, tornando-o mais susceptível à absorção de água em chuvas subseqüentes e, conseqüentemente, à ocorrência de movimentos gravitacionais de massa.

A distribuição das chuvas anteriores tem um efeito significativo nas mudanças de poropressão no solo durante o evento de chuva principal e também no desenvolvimento das frentes de umedecimento (TSAPARAS et al., 2002).

Neste mesmo sentido, Silveira (2008) afirma que 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.

Por outro lado, de acordo com Gabet et al. (2004), à medida que as chuvas perduram, menos água infiltra no terreno e o escoamento superficial vai se tornando maior. Esta afirmação conduz à ideia de que as chuvas anteriores têm um papel importante no sentido de saturar o solo, sendo o aumento da condutividade hidráulica do solo provocado pela saturação um efeito menos importante, visto que, embora a condutividade se torne maior, a infiltração é menor, levando a um acréscimo do escoamento superficial.

O mecanismo de deflagração de movimentos gravitacionais de massa por chuvas é, em termos gerais, função do volume e intensidade de chuvas e da condutividade hidráulica do solo que é governada pela granulometria dos materiais, sobretudo das camadas superficiais, já que solos pouco permeáveis conduzem a um maior escoamento superficial (HØYDAL e HEYERDAHL, 2006).

Ou seja, em solos pouco permeáveis chuvas intensas têm pouco efeito sobre sua estabilidade, visto que apenas um mínimo da água precipitada irá infiltrar no solo, sendo o excedente eliminado por meio de fluxo superficial, acarretando muitas vezes em processos erosivos. Para que a estabilidade desses materiais seja afetada, é necessário que a chuva precipite em menor intensidade e durante períodos prolongados.

Por outro lado, em solos de alta permeabilidade chuvas intensas têm grande parte da água precipitada infiltrada no terreno, o que conduz mais rapidamente à instabilidades. Nestes materiais as chuvas de baixa intensidade distribuídas em longos períodos têm pouco efeito, visto que a drenagem da água infiltrada também é rápida, prevenindo a ocorrência de poropressões elevadas (RAHARDJO et al., 2001).

Assim, diferentemente de solos bastante permeáveis, onde a resposta das poropressões às chuvas é rápida, em solos finos a questão fundamental é a necessidade de um ambiente constantemente úmido, já que devido à baixa condutividade hidráulica, a infiltração de água precisa se dar lentamente e durante períodos prolongados. Nestes materiais, chuvas intensas e rápidas têm uma pequena fração infiltrada e a maior parte escoada superficialmente.

Collins e Znidarcic (2004) apontam para o fato de que, em solos mais grossos, a infiltração da água leva ao surgimento de poropressões positivas, que geram forças de percolação, induzindo à instabilização do solo. Já em solos finos, estes autores afirmam que as baixas taxas de infiltração não levam ao surgimento de poropressões positivas, sendo as instabilidades ocasionadas pela redução na tensão confinante efetiva, como resultado da perda da sucção.

A intemperização dos solos também é influenciada pela ocorrência de longos períodos chuvosos. Alguns solos de Taiwan apresentam materiais em sua fração fina, como argilas, que têm sua resistência interna rapidamente reduzida após reagirem com água. Estas interações químicas prolongadas entre água e argilo-minerais podem levar a uma separação de blocos de rochas do maciço, aumentando também o risco de movimentos gravitacionais de massas rochosas (WANG et al., 2008).

Baseado em Tsaparas (2002), a Tabela 2.8 apresenta a relação entre os coeficientes de condutividade hidráulica saturada típicos e o papel das chuvas anteriores na instabilização de encostas.

Tabela 2.8. Relação entre condutividade hidráulica e chuvas anteriores na deflagração de movimentos gravitacionais de massa.

$k_{sat}$ (m/s)	Papel de chuvas anteriores
$1 \times 10^{-4}$	As chuvas principais são responsáveis por possíveis instabilidades, com quase nenhuma influência das chuvas anteriores.
$1 \times 10^{-5}$	As chuvas anteriores podem influenciar o processo de infiltração durante a chuva principal.
$1 \times 10^{-6}$ $1 \times 10^{-7}$	As chuvas antecedentes têm grande influência na instabilização de encostas, que pode ocorrer apenas após algum tempo do fim das chuvas.

Høydal e Heyerdahl (2006) apresentam uma relação entre coeficientes de condutividade hidráulica saturada ( $k_{sat}$ ) típicos de alguns solos e intensidades de chuva capazes de serem absorvidas por solos de tal condutividade hidráulica (Tabela 2.9). Deste modo, tendo sido atingidos os valores de intensidades tabelados, as chuvas excedentes provocariam apenas escoamento superficial uma vez que a capacidade de absorção do solo fora excedida.

Tabela 2.9. Comparação entre coeficientes de condutividade hidráulica saturada ( $k_{sat}$ ) e chuvas (HØYDAL E HEYERDAHL, 2006).

Solo	$k_{sat}$ típico (m/s)	Chuva equivalente capaz de infiltrar (mm/dia – mm/h)
Areia	$1.0 \times 10^{-4}$	$8.64 \times 10^3 - 3,6 \times 10^2$
	$1.0 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^2 - 3,6 \times 10^1$
	$1.0 \times 10^{-6}$	$8.64 \times 10^1 - 3,6$
Silte	$1.0 \times 10^{-7}$	$8.64 \times 10^0 - 3,6 \times 10^{-1}$
Argila “magra”	$1.0 \times 10^{-8}$	$8.64 \times 10^{-1} - 3,6 \times 10^{-2}$

Embora se tenha o entendimento da influência da permeabilidade dos solos na ocorrência de movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas, isto conduz ao problema das frequentes variações de permeabilidade que ocorrem em encostas. Estas variações de permeabilidade se dão normalmente por diferenças de porosidade e granulometria do solo, da existência de leitos de rocha são muito pouco permeáveis próximos à superfície e de estruturas geológicas impermeáveis, como falhas preenchidas por material argiloso (LOURENÇO et al., 2005) ou estruturas como falhas de rochas com grande permeabilidade.

As variações de permeabilidade atuam ora como indutores de pressão de água, ora como barreiras ao fluxo de águas subterrâneas, criando gradientes de propressão, elevando

os riscos associados à instabilidade destas encostas (LOURENÇO et al., 2005; CHIGIRA, 2002). Além disso, as variações de propriedades dos solos inserem incertezas nos modelos de análise e os tornam mais complexos.

As instabilidades ocorrem muito frequentemente com um *delay*, ou retardo, em comparação com as chuvas que as provocam. Isto ocorre, segundo Leroueil (2001), porque as mudanças nos níveis de poropressão a maiores profundidades são retardadas se comparadas com as mudanças de poropressão que ocorrem próximas à superfície.

Também a composição granulométrica dos solos tem influência no retardo entre chuva e instabilidade. Solos mais finos e de condutividade hidráulica reduzida tendem a apresentar um maior intervalo entre o episódio de chuvas e os movimentos gravitacionais de massa.

De Campos e Menezes (1992) citam a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa na cidade de Salvador – BA, envolvendo argilas siltosas e siltes argilosos residuais. Esses movimentos vieram acontecer uma semana após o fim de chuvas que precipitaram em diferentes intensidades durante 21 dias.

Ahrendt e Zuquette (2003), ao analisarem movimentos gravitacionais de massa ocorridos na cidade de Campos do Jordão, verificaram que algumas dessas instabilidades não ocorreram juntamente com as chuvas, mas apenas algum tempo depois. Também chegaram à conclusão de que para aquela situação a distribuição das chuvas desempenhou papel mais importante que a quantidade.

Wang et al. (2004), ao analisarem o fluxo instável de água no solo, apresentaram três modelos de redistribuição da água infiltrada. Esta redistribuição se dá pelo avanço da frente de umedecimento. A Figura 2.6 apresenta estas condições.

Verifica-se que para a situação mostrada na Figura 2.6a, a redistribuição se dá de forma semelhante à infiltração, com máximo teor de umidade na superfície, chegando a zero em uma profundidade  $z$ . O teor de umidade é praticamente homogêneo da superfície até a profundidade  $z$  atingida em um tempo  $t$ .

Na Figura 2.6b e na Figura 2.6c são apresentadas condições em que a redistribuição da umidade se dá de forma heterogênea, havendo perfis de solo nos quais o teor de umidade é superior aos já atingidos pela frente de umedecimento. Ou seja, há uma redistribuição da água infiltrada de forma que não haja um teor de umidade constante com a profundidade na zona transposta pela frente de umedecimento.

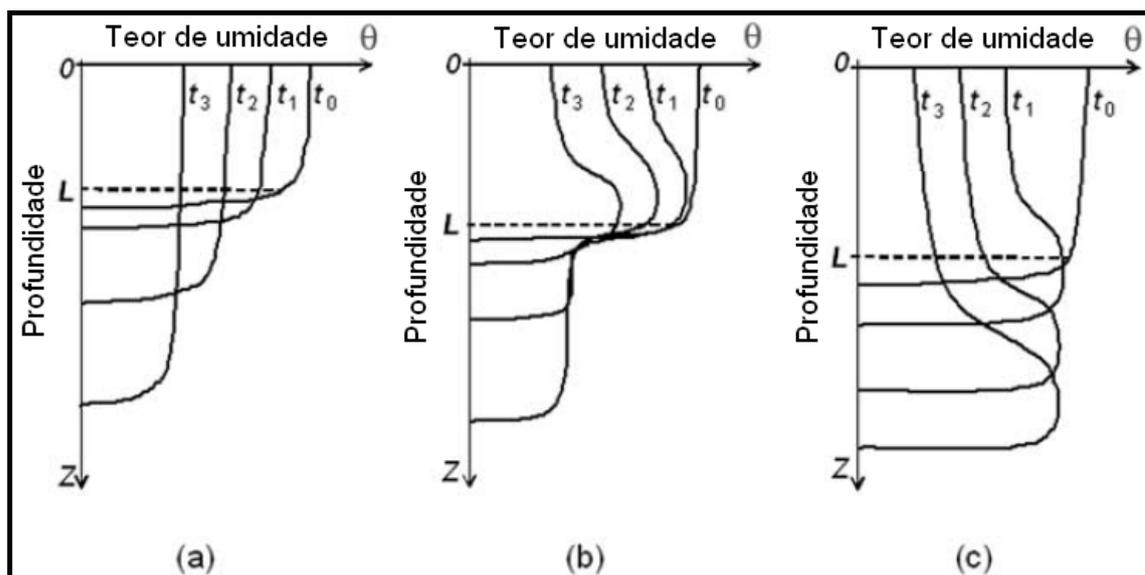


Figura 2.6. Tipos de perfis de redistribuição de umidade por infiltração (modificado de WANG et al., 2004).

Esse acúmulo de umidade em determinadas superfícies com o passar do tempo auxilia na compreensão dos movimentos gravitacionais de massa desencadeados de maneira retardada em relação ao episódio de chuva que o provocou. Também Huang e Yuin (2010) alertam para uma estreita interdependência entre o avanço da frente de umedecimento e a ocorrência de instabilidades de encostas.

Como visto, solos com propriedades granulométricas e de condutividade hidráulica diferentes apresentam comportamentos distintos perante a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa induzidos por chuvas, sobretudo porque os padrões de infiltração são díspares.

Conforme estudo realizado por L'Heureux et al. (2006), diferentes padrões de infiltração conduzem a diferentes superfícies e mecanismos de ruptura. Em análises em solo de granulometria grosseira, a superfície de ruptura crítica apresenta-se no pé da encosta de forma rotacional, ao passo que no caso de solos finos, a perda da sucção matricial é mais uniforme ao longo da encosta contribuindo para uma ruptura translacional rasa em toda a sua extensão.

Nesse sentido, verifica-se também que chuvas de grande intensidade e de curta duração, sem chuvas anteriores, tendem a induzir a ocorrência de deslizamentos rasos e fluxos de detrito. Já chuvas de média a baixa intensidade, associadas à ocorrência de chuvas anteriores, estão mais frequentemente ligadas à deflagração de deslizamentos profundos

envolvendo grandes quantidades de massa (BRAND, 1995; COROMINAS e MOYA, 1999; WANG et al., 2008).

### 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E DA RUPTURA ESTUDADA

#### 3.1. O MUNICÍPIO DE GASPAS

O movimento gravitacional de massa, tema desta pesquisa, ocorreu na localidade de Belchior Baixo, no Município de Gaspar – SC. Este município localiza-se na mesoregião do vale do Itajaí e microregião de Blumenau. Gaspar limita-se ao sul com Guabiruba e Brusque, a oeste com Blumenau, ao norte com Luiz Alves e a leste com Itajaí e Ilhota.

Segundo o IBGE, o município de Gaspar possui uma área territorial de 386 km<sup>2</sup>, onde reside uma população de 55.489 habitantes.

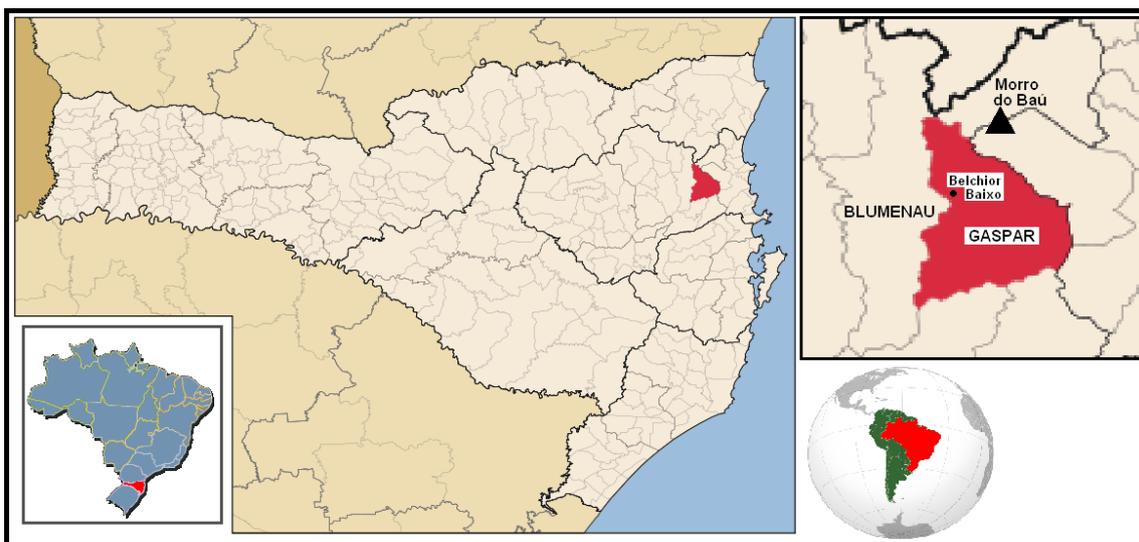


Figura 3.1. Localização do município de Gaspar.

Em relação ao clima do município de Gaspar este pode ser classificado como úmido mesotérmico (B2B'3ra') de acordo com a classificação climática de Thornwaite (ATLAS DE SANTA CATARINA, 1986). Segundo a classificação climática de Köppen, Gaspar localiza-se em uma zona de clima subtropical úmido (Cwa). Esta zona é caracterizada por verões úmidos e quentes e invernos frios e por intensas chuvas em todas as estações do ano. A Figura 3.2 apresenta as temperaturas médias registradas na região até 1986 (ATLAS DE SANTA CATARINA, 1986).

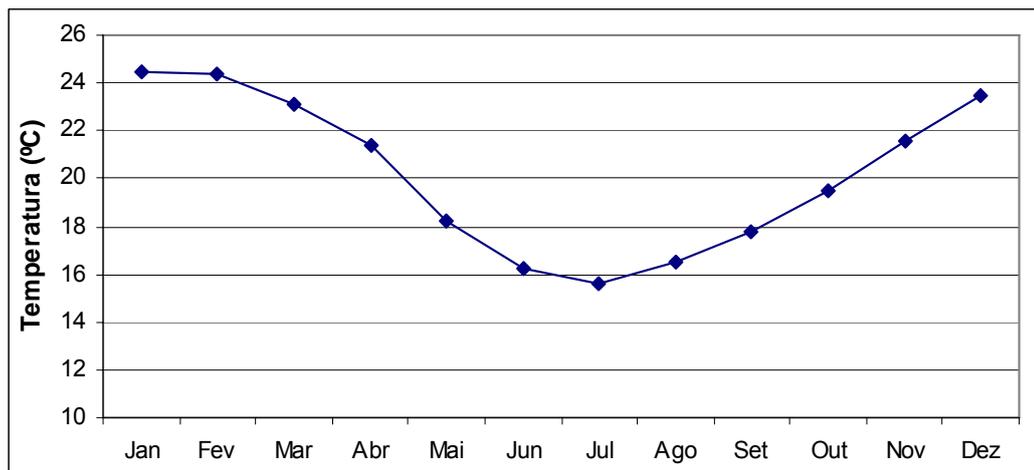


Figura 3.2. Temperaturas médias registradas em Blumenau - SC.

### 3.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

O Atlas de Santa Catarina (1986) apresenta uma descrição da conformação geológica da área de estudo. A geologia da área é mostrada ainda na Figura 3.3.

O município de Gaspar localiza-se na Área do Escudo Atlântico. Esse domínio estende-se em forma de cunha alongada no sentido norte-sul, sendo delimitado a oeste com as rochas sedimentares da Bacia do Paraná e a leste com o Oceano Atlântico, ocupando 17,6 % do território catarinense.

Nesta região há a transição de dois elementos tectônicos: o Cráton Luis Alves, através do trato rochoso do Complexo Luís Alves e a Bacia Periférica Camaquã-Itajaí com a ocorrência da unidade litoestratigráfica denominada Grupo Itajaí.

O Complexo Luis Alves consiste de uma assembléia petrotectônica de rochas metamórficas principalmente da fácies granulito, composição básica-intermediária, gerada no Arqueano e Proterozóico Inferior. As rochas metamórficas da fácies granulito se expressam principalmente por: gnaisses, quartzitos e ultramafitos.

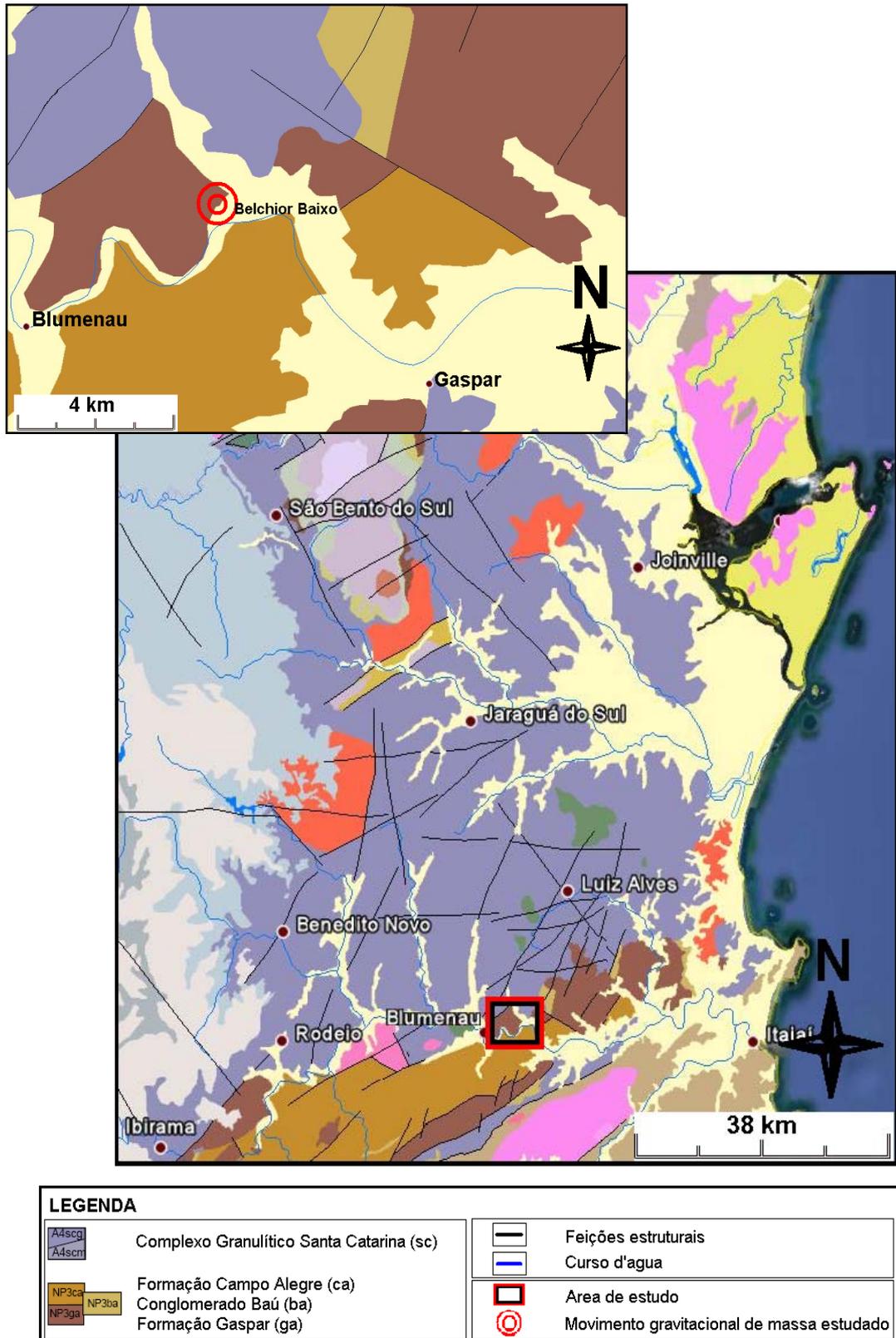


Figura 3.3. Geologia da área estudada (extraída de PERROTA et al., 2004 e CPRM – GEOBANK, 2010).

O Grupo Itajaí pode ser dividido em unidades informais: a) inferior: arcóseos, arenitos arcoseanos, siltitos, conglomerados e níveis tufáceos; b) intermediária: siltitos laminados, de coloração cinza-azulada; c) superior: arcóseos, arenitos arcoseanos, siltitos, conglomerados e estratos tufáceos. O grupo transpõe os limites tectônicos setentrionais da fossa e repousa sobre os tratos granulíticos do Complexo Luís Alves.

De acordo com dados do CPRM – Geobank (2010), os granulitos que ocorrem na área estudada compreendem o Complexo Granulítico Santa Catarina (A4scg), tratando-se de rochas orto e para-derivadas como gnaisses, granulito e gnaisse granulito, de natureza ígnea e metamórfica.

O CPRM - Geobank (2010) liga os folhelos, siltitos e tulfitos da região à Formação Campo Alegre. Esta formação, de acordo com o Atlas de Santa Catarina (1986), guarda muita semelhança com o Grupo Itajaí, inclusive em relação à idade. Essas rochas são de natureza ígnea e sedimentar.

Segundo o CPRM – Geobank (2010), os conglomerados existentes na área estudada são oriundos da Formação Gaspar, contemporânea ao Grupo Itajaí. As rochas desta formação são de natureza sedimentar.

As planícies da região são oriundas de deposição aluvionar, semi-consolidadas e inconsolidadas do período Quaternário, compostas por areia, cascalho e argila. (CPRM-GEOBANK, 2010).

### 3.3. ASPECTOS PEDOLÓGICOS

De acordo com o Atlas de Santa Catarina (1986), a unidade pedológica que compreende a área estudada é caracterizada pela ocorrência de Cambissolos álicos, com argilas de atividade baixa a moderada com textura argilosa a média ocorrendo em relevo fortemente ondulado e montanhoso. Associados aos Cambissolos existem Podzólicos Vermelho-Amarelo álico, com argilas de atividade baixa a moderada, com horizonte “A” com textura argilosa e média e horizonte “B” com textura argilosa, compreendendo área de relevo forte e ondulado. Ainda ocorrem solos litólicos distróficos, com textura argilosa, cascalhentos, com granitos ocorrendo em relevo fortemente ondulado e montanhoso.

### 3.4. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

A área de estudo deste trabalho localiza-se na Unidade Geomorfológica Serras do Tabuleiro/Itajaí. O Atlas de Santa Catarina (1986) traz uma descrição desta unidade.

Estendendo-se na direção N-S desde as proximidades de Joinville até Laguna, esta unidade ocupa aproximadamente 13% da área do Estado. As serras do Tabuleiro/Itajaí representam a área economicamente mais desenvolvida de Santa Catarina e, em consequência, importantes centros urbanos do Estado nela se localizam, tais como Joinville, Blumenau, Jaraguá do Sul e Brusque.

Uma característica geral do relevo da unidade é dada pela intensa dissecação, que se acha em grande parte, controlada estruturalmente, resultando num modelado de dissecação diferencial. Os vales são profundos com encostas íngremes e sulcadas, separadas por cristas bem marcadas na paisagem.

Ao longo dos vales dos rios Itapocu, Itajaí-Açu, Itajaí Mirim e Tijucas ocorrem relevos de topos convexos configurando morros em forma de meia laranja. Em muitos casos essas formas acham-se isoladas por planos aluviais. Essas formas correspondem a um modelado de dissecação homogênea.

A oeste de Joinville, norte de Jaraguá do Sul e noroeste de Blumenau, a unidade caracteriza-se como borda de planalto dissecado, sem delineamento de escarpa. O relevo é enérgico, com vales profundos em forma de “V”, controlados estruturalmente e separados por cristas.

Os principais rios desta Unidade correm para o Atlântico, seguindo um sentido geral NE, principalmente em seu médio curso. Em volume de água, os mais expressivos são os rios Itapocu, Itajaí-Açu, Tijucas, Biguaçu e Cubatão. No alto curso, esses rios se caracterizam por vales profundos em forma de “V”, com encostas íngremes e leitos com rápidos, corredeiras e blocos. No médio curso apresentam corredeiras suavizadas pela dissecação em colinas e fundo plano. No baixo curso, estes rios apresentam baixo gradiente, o que permitiu a elaboração de amplas planícies que se confundem com a sedimentação marinha.

A geomorfologia da unidade, caracterizada por encostas íngremes e vales profundos, favorece a atuação dos processos erosivos, principalmente nas encostas desmatadas, podendo inclusive ocorrer movimentos gravitacionais de massa, uma vez que o manto de material argiloso, resultante da alteração da rocha é espesso, podendo atingir até 20m. Em muitas

vertentes da área abrangida por esta unidade há anfiteatros de erosão ocasionados por movimentos gravitacionais de massa, na maioria das vezes subatuais, o que é comprovado pela cobertura de gramíneas e arbustos.

Muitas áreas estão ocupadas pela pecuária, o que deixa nas encostas as marcas de pisoteio de gado, podendo desencadear processos erosivos formadores de sulcos, que por sua vez tendem a evoluir para ravinhas e voçorocas.

### 3.5. DESCRIÇÃO DO MOVIMENTO GRAVITACIONAL DE MASSA ESTUDADO

#### 3.5.1. Condição meteorológica

O movimento gravitacional de massa tema de estudo nesse trabalho, ocorreu juntamente com centenas de outros movimentos gravitacionais de massa deflagrados pelas chuvas intensas que atingiram o estado de Santa Catarina no ano de 2008.

Nesse ano, o estado registrou um período de chuvas que se iniciou em meados de agosto, estendendo-se até o fim de novembro, isto é, aproximadamente três meses e meio de chuvas, quase diárias, sobretudo no vale do Itajaí.

De acordo com Flores et al. (2009), o ápice das precipitações foi resultado de uma condição atmosférica onde a circulação marítima do Oceano Atlântico provocou ventos de Leste em níveis baixos da atmosfera desde 19 de novembro de 2008. Esta instabilidade atmosférica foi reforçada nos dias 21 a 23 de novembro por um vórtice ciclônico, também em níveis médios da atmosfera, que provocou precipitações concentradas no Médio Vale do Itajaí. Esta condição atmosférica é esquematizada na Figura 3.4.



Figura 3.4. Condição atmosférica da região sul do Brasil no dia 22/11/2008 (FLORES et al., 2009).

A situação descrita resultou em chuvas recordes no Estado, sobretudo no vale do Itajaí. Historicamente, a bacia do Itajaí apresenta a maior frequência de cheias no Estado, tendo sido registradas mais de 60 enchentes de 1850 até 1986 (ATLAS DE SANTA CATARINA, 1986). A Tabela 3.1 apresenta algumas das maiores cheias registradas no rio Itajaí-Açu, em Blumenau, até 1984. Cabe aqui destacar as enchentes que provocaram severos danos ao vale do Itajaí, nos anos de 1983 e 1984.

Tabela 3.1. Principais enchentes ocorridas no Vale do Itajaí

Ano de ocorrência	Elevação do nível das águas na cidade de Blumenau (metros)
1855	13,00
1911	15,00
1923	16,50
1927	12,40
1957	12,42
1961	12,00
1972	10,00
1983	16,00
1984	14,00

Entretanto, embora chuvas de grande intensidade sejam ocasionalmente registradas, o episódio de 2008 apresentou-se como um caso extremo.

Primeiramente, pode-se verificar, através da Figura 3.5, que a quantidade de chuvas registradas no mês de novembro de 2008 foi muito maior que os registros existentes dos últimos 18 anos, e da média até 1986. A Figura 3.6 apresenta ainda as médias de chuvas registradas a cada mês no município de Blumenau, com destaque para os registros dos meses de setembro, outubro e novembro de 2008.

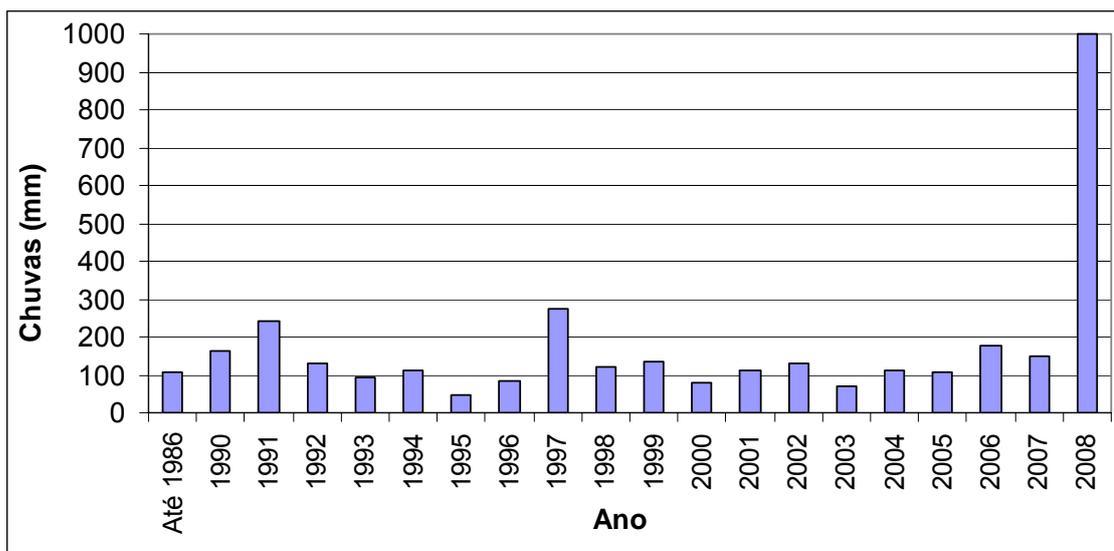


Figura 3.5. Média de chuvas para o mês de novembro em Blumenau – SC (ATLAS DE SANTA CATARINA, 1986; COUTINHO, 2002; GRAMANI, 2009).

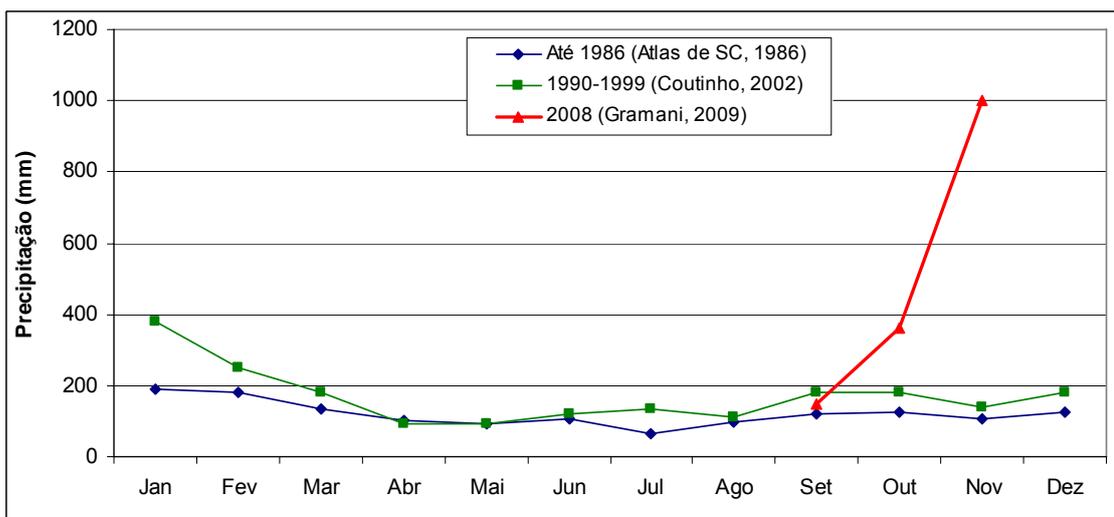


Figura 3.6. Médias mensais de chuvas acumuladas em Blumenau – SC (ATLAS DE SANTA CATARINA, 1986; COUTINHO, 2002; GRAMANI, 2009).

Em segundo lugar, verifica-se que o mês de novembro, segundo registros históricos, é aquele no qual se registra o menor excedente hídrico na região de Blumenau, conforme mostra a Figura 3.7. Esta condição de pequena diferença entre precipitação pluviométrica e evapotranspiração seria ideal para a estabilidade das encostas, uma vez que o baixo excedente hídrico significaria pequena quantidade de água armazenada nos solos.

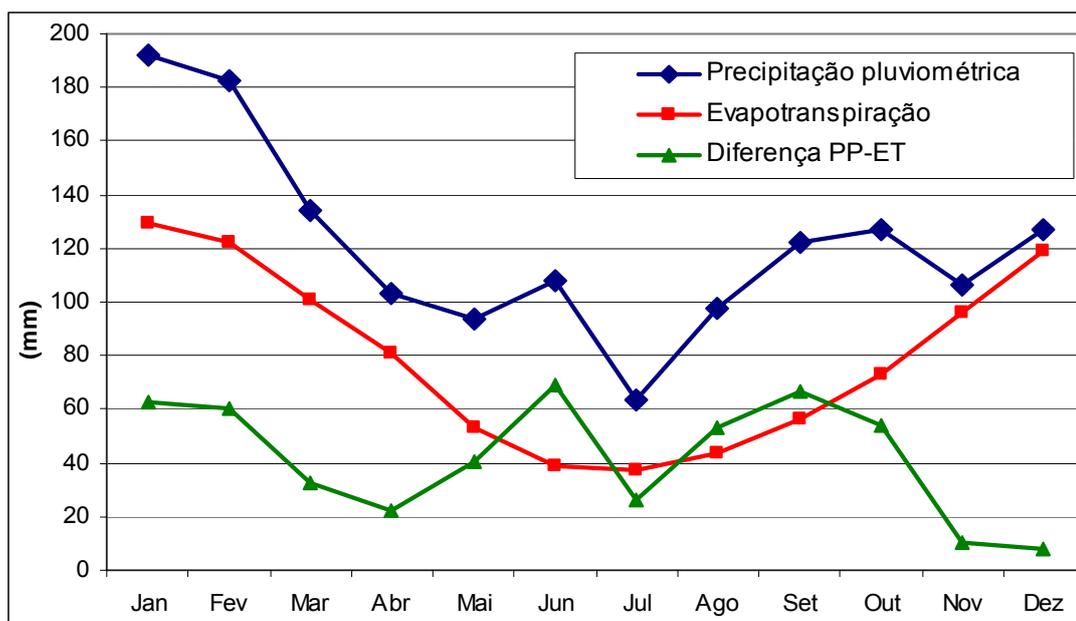


Figura 3.7. Balanço hídrico do município de Blumenau – SC (modificado de ATLAS DE SANTA CATARINA, 1986).

O ápice das chuvas veio a ocorrer entre os dias 21 e 25 de novembro de 2008, quando foram registrados acumulados superiores a 500 mm em Blumenau, e de quase 700 mm em Luiz Alves. Assim, atribuiu-se a ocorrência dos sucessivos movimentos gravitacionais de massa às intensas chuvas que atingiram o estado de Santa Catarina durante o segundo semestre de 2008.

Tabela 3.2. Chuvas registradas entre 21 e 25 de novembro de 2008. (FLORES et al., 2009).

Município	Chuvas (mm)					Total
	21/11/08	22/11/08	23/11/08	24/11/08	25/11/08	
Blumenau	42,6	21,2	236,2	214,6	9,4	523,9
Luiz Alves	131	158,6	136,2	250	17,1	693

O caráter excepcional desses níveis de chuva fica ainda mais evidente quando comparado a alguns critérios de deflagração de movimentos gravitacionais de massa em função de chuvas apresentados nesse trabalho. A Figura 3.8 apresenta os registros de chuvas em Blumenau e Luiz Alves, entre 21 e 25 de novembro de 2008, em relação aos critérios apresentados na Tabela 3.2. Na Figura 3.9 são apresentados os volumes medidos de 21 a 24 de novembro em Blumenau e Luiz Alves em relação ao critério de tomada de decisões proposto para o Rio de Janeiro por d'ORSI et al. (1997).

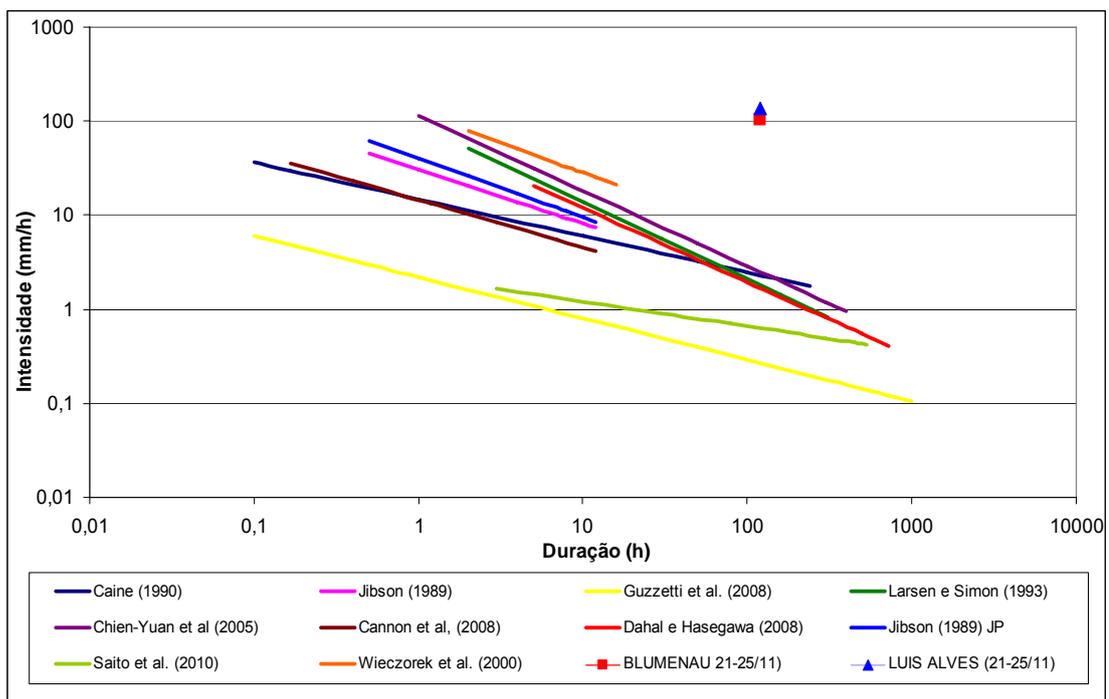


Figura 3.8. Comparação entre medidas de chuva em Santa Catarina e critérios para ocorrência de instabilidades.

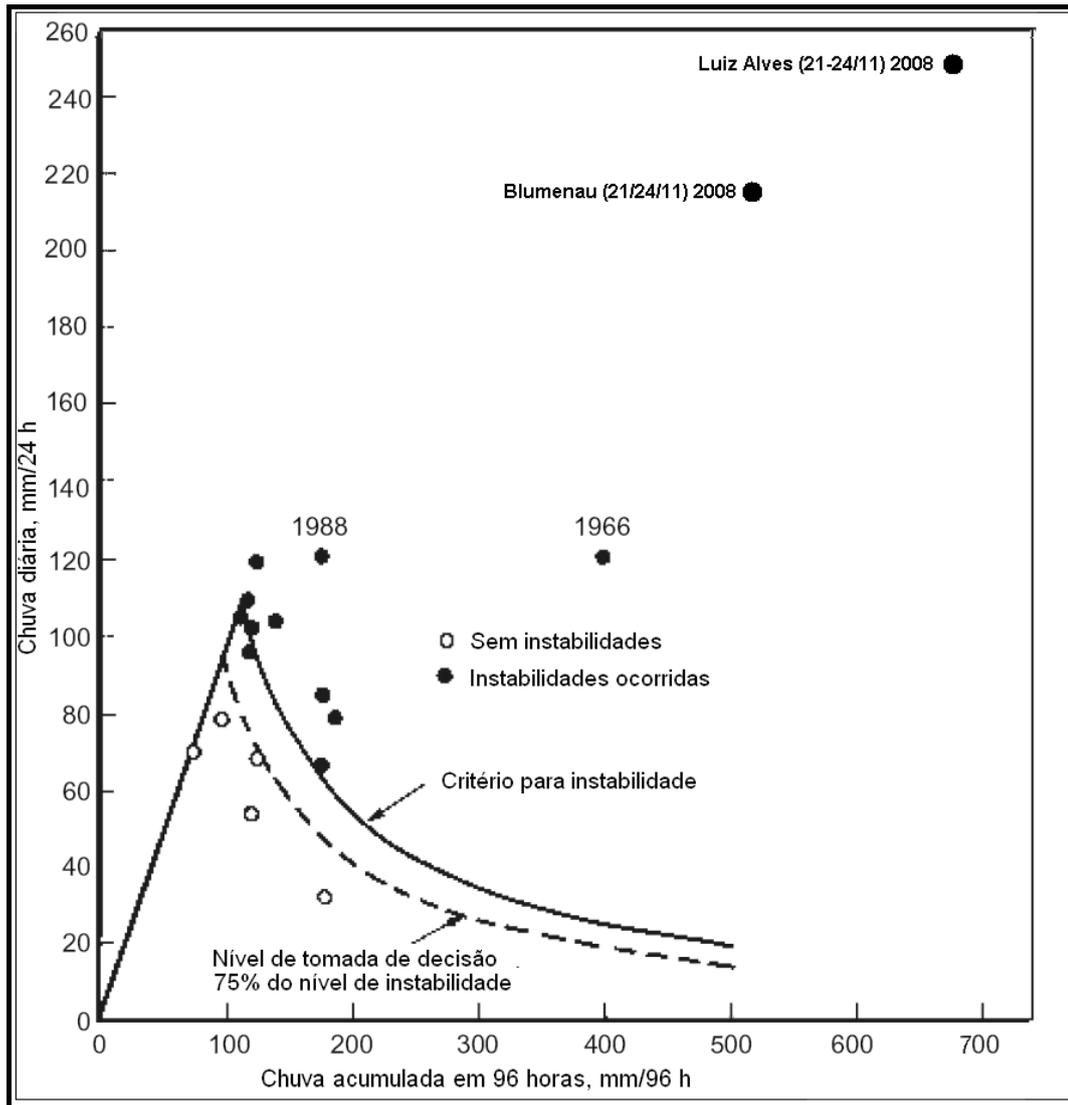


Figura 3.9. Comparação entre medidas de chuva em Santa Catarina e critério para tomada de decisão proposto por d'ORSI et al. (1997).

### 3.5.2. O movimento gravitacional de massa

A instabilidade estudada localiza-se em um conjunto de elevações, onde ocorre o contato entre as unidades geológicas “Complexo Luis Alves”, caracterizada por rochas granulíticas/gnáissicas, e “Grupo Itajaí”, composto por conglomerados e arenitos, entre outros materiais sedimentares. Essa zona de contato pode ser verificada na Figura 3.10, onde as elevações indicadas pelos números 1 e 3 referem-se ao Grupo Itajaí, ocorrendo, portanto, conglomerados e arenitos. A elevação indicada pelo número 2 compõe o Complexo Luis Alves, ocorrendo aí solos residuais da alteração de granulitos e gnaisses.

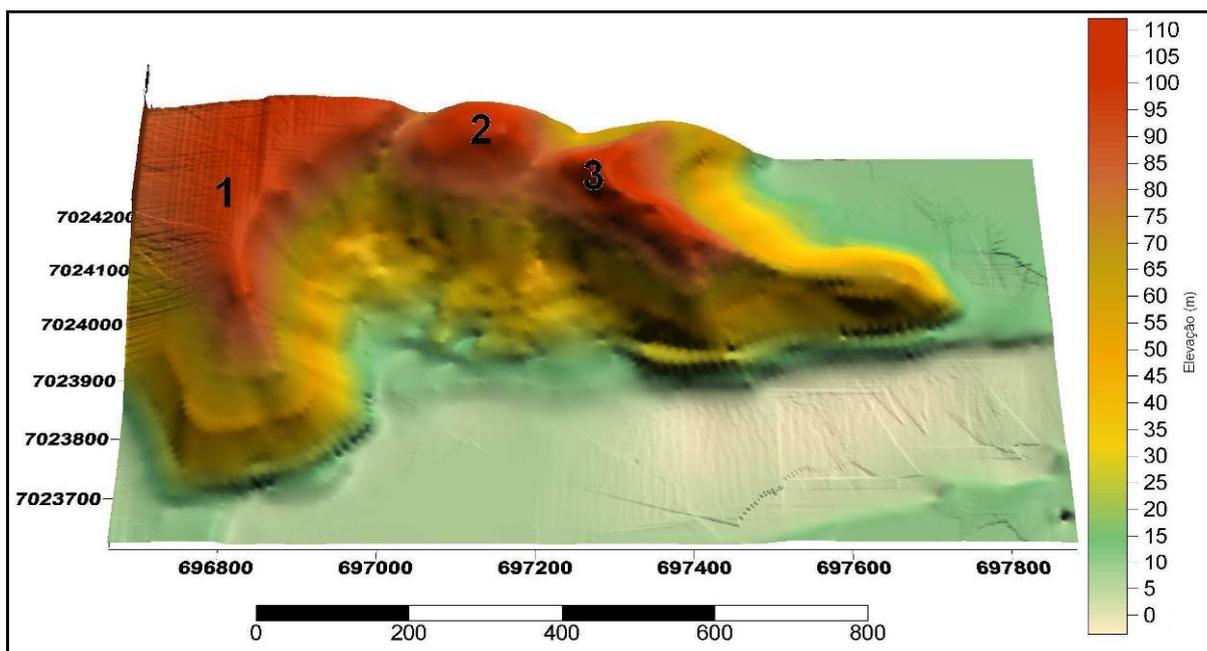


Figura 3.10. Modelo digital do terreno do local do movimento estudado (H. M. Égas)

O episódio, tema desta pesquisa, caracterizou-se pela ocorrência de um grande deslizamento rotacional, que deslocou um elevado volume de solo encosta abaixo, destruindo algumas edificações e resultando no óbito de duas pessoas.

Este movimento principal foi, no entanto, precedido por outros movimentos, de diferente tipo, nos dias 22 e 23 de novembro, durante as chuvas torrenciais que precipitaram nesses dias.

Os movimentos anteriores ocorreram sob a forma de três **fluxos de detrito úmido, sob velocidade moderada à rápida**, utilizando o critério de classificação proposto por Cruden e Varnes (1996), em pontos distintos da encosta. De acordo com o sugerido por Hutchinson (1988) estes movimentos são classificados como fluxo de detritos de rochas alteradas em encosta, enquanto que segundo Augusto Filho (1992), trata-se de deslizamentos planares. Os detritos movimentados compõem-se de um material grosso, cascalhento, oriundo dos conglomerados que ocorrem no local de estudo. Devido à velocidade com que esses movimentos ocorreram houve tempo para que os moradores da residência localizada ao pé dessa encosta pudessem abandonar o local.

No dia 06 de dezembro veio a ocorrer, de acordo com o critério de classificação de Cruden e Varnes (1996), um **deslizamento rotacional extremamente rápido de solo úmido**, seguido imediatamente por um grande movimento gravitacional de massa sob a forma de um

**deslizamento rotacional extremamente rápido de solo úmido, sucedido por fluxo muito rápido de lama e detritos.** Este grande movimento gravitacional de massa movimentou um volume de solo estimado em 110.000 m<sup>3</sup>, calculado com base nas poucas informações geométricas existentes através do método proposto por Varnes (1996).

Este grande deslizamento se deu através de um plano com a seguinte orientação: direção S22°W e mergulho de 62°NW, com estrias (*slickensides*) em ângulo de 43° sobre esta superfície. Nesta área a foliação do granulito segue uma direção N14°W e mergulho de 17°NE.

Segundo o critério de classificação proposto por Hutchinson (1988) estes movimentos são denominados deslizamentos rotacionais simples. Augusto Filho (1992) sugere o termo deslizamento circular para este movimento. Nesta ocasião foram movimentados solos residuais finos muito alterados, oriundos da alteração dos granulitos/gnaisses que compõem a geologia local. É importante citar que, na data do movimento principal, as fortes chuvas na região já haviam cessado, ocorrendo apenas precipitações de baixa intensidade bastante espaçadas entre si. Nessa ocasião faleceram duas pessoas que haviam voltado a residir no local.

A Figura 3.11 apresenta um mapa explicativo do local onde ocorreram os movimentos gravitacionais de massa, juntamente com identificação dos materiais envolvidos. Enquanto isso, o aspecto da encosta, antes e após o movimento em questão é apresentado na Figura 3.12 e na Figura 3.13, respectivamente. Ainda na Figura 3.12 é mostrado esquematicamente a sequência de ocorrência dos movimentos gravitacionais de massa descritos.

A Figura 3.14 apresenta a cicatriz do deslizamento principal e a Figura 3.15 apresenta em seu centro o trajeto percorrido pelo material movimentado, até atingir o rio Itajaí-Açu. Na parte direita da Figura 3.15 percebem-se as cicatrizes na encosta, onde ocorreram os movimentos anteriores, mobilizando os conglomerados.

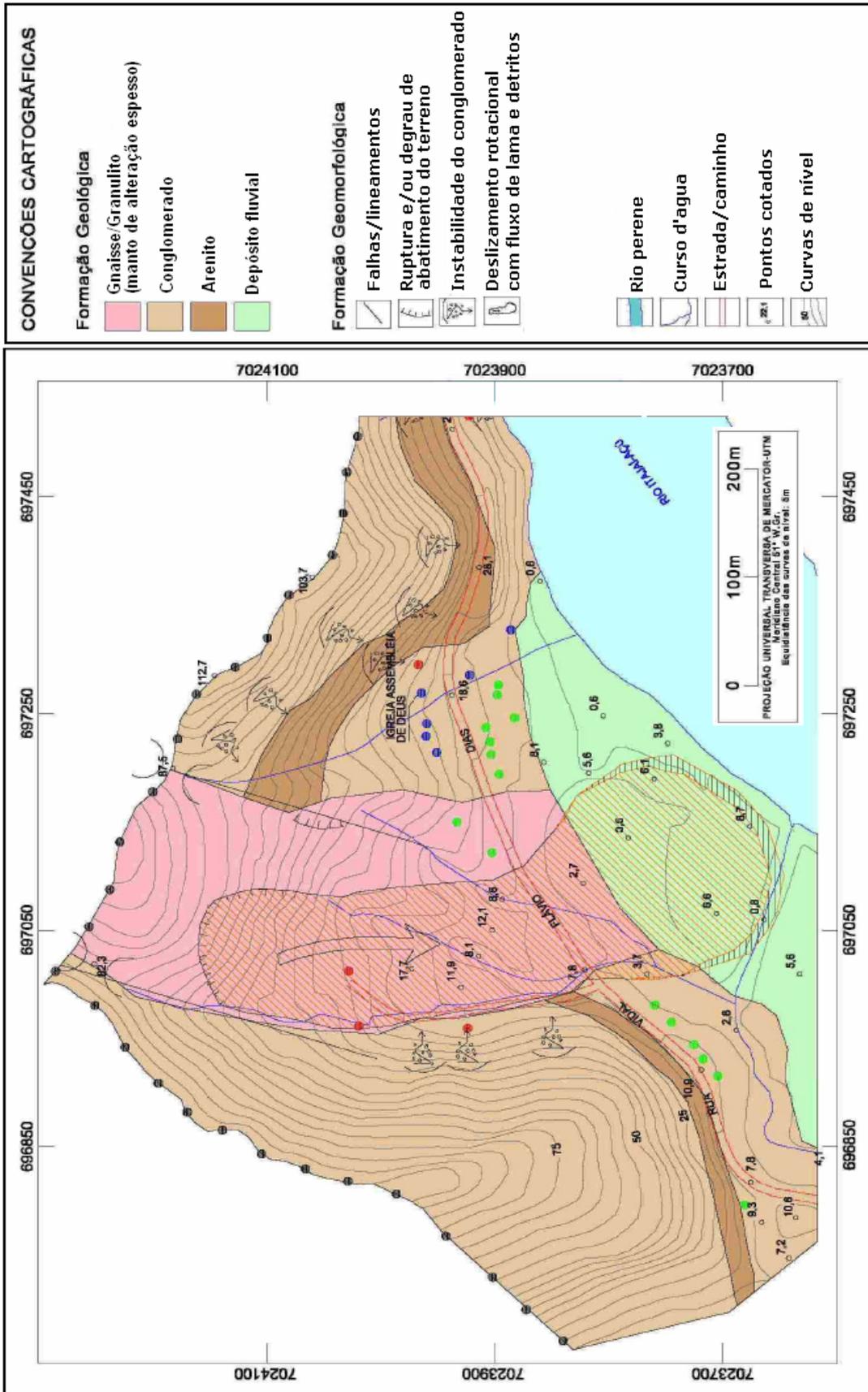


Figura 3.11. Mapa explicativo da ruptura estudada (FLORES et al., 2009).

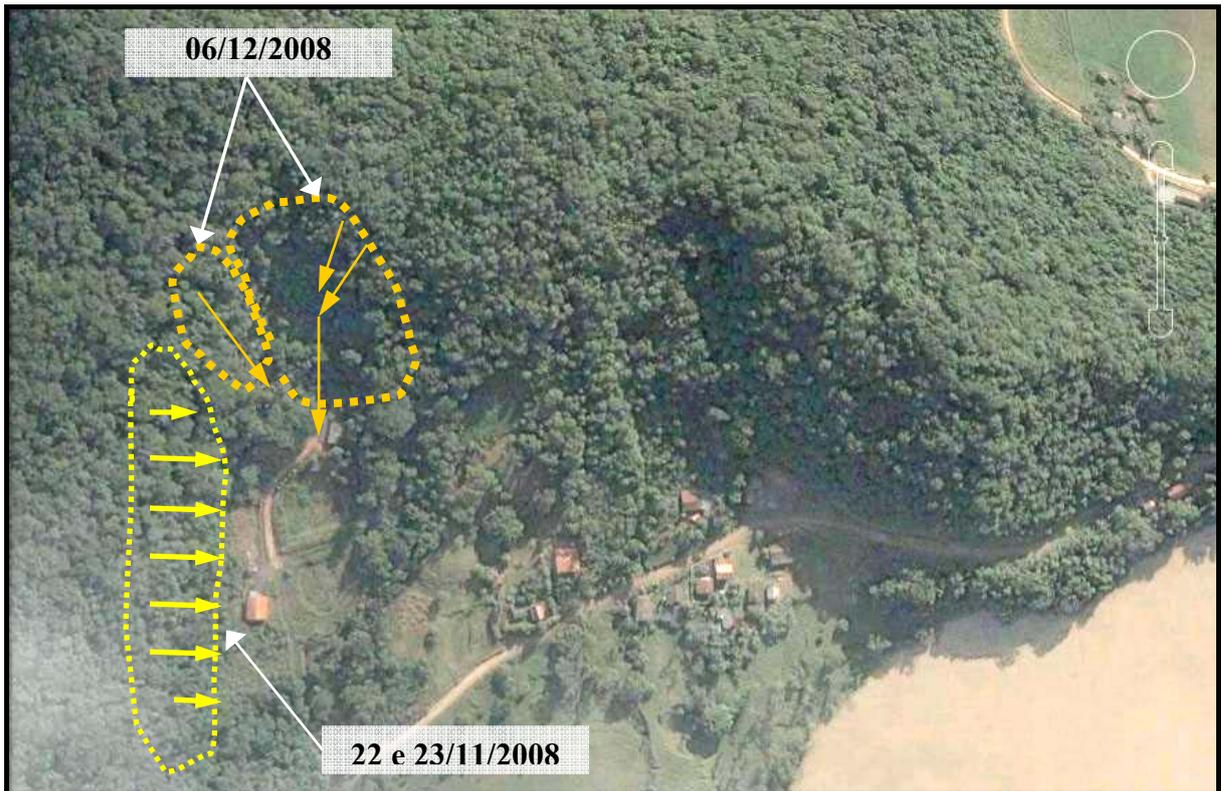


Figura 3.12. Imagem de satélite pré-ruptura em 10/06/2003 (Google Earth).



Figura 3.13. Imagem de satélite pós-ruptura em 2/08/2009 (Google Earth).



Figura 3.14. Cicatriz do movimento principal.



Figura 3.15. Trajetória percorrida pelo material movimentado (Foto: H. M. Égas).

## 4. METODOLOGIA

Neste capítulo são descritos os procedimentos utilizados para a execução deste trabalho. São apresentadas as atividades executadas no que tange ao levantamento de dados pré-existentes, produção de novas informações e interpretação destas informações obtidas.

Este trabalho foi realizado conforme fluxograma apresentado na Figura 4.1.

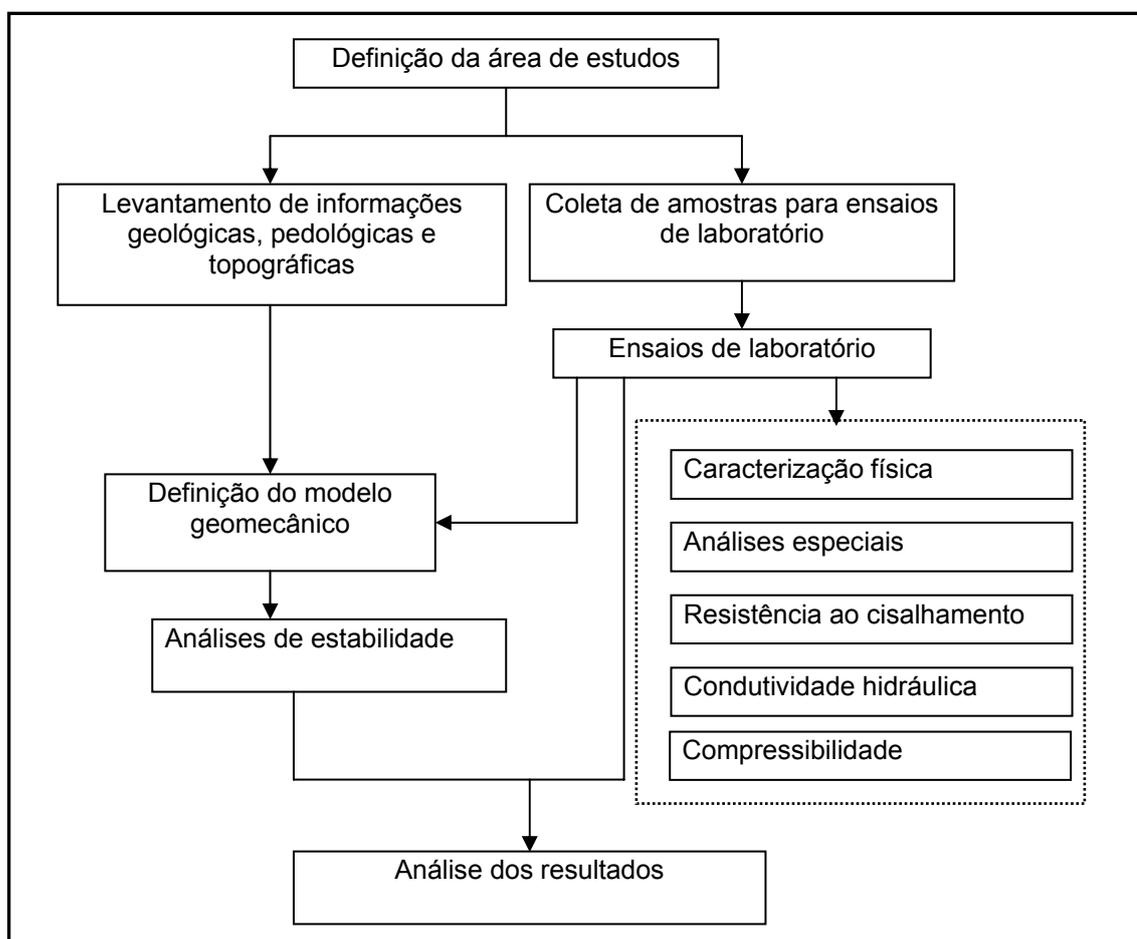


Figura 4.1. Metodologia de desenvolvimento do trabalho.

## 4.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1.1. Coleta de amostras para ensaios de laboratório

As amostras de solo utilizadas na execução dos ensaios de laboratório foram coletadas de forma deformada e indeformada, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 9604/1986m, em fevereiro de 2010. O ponto de coleta situa-se na cicatriz gerada pelo deslizamento, na cota 58 m, nas coordenadas UTM 696995E e 7024013S. A Figura 4.2 apresenta o local de coleta das amostras.



Figura 4.2. Local de coleta das amostras de solo. (Foto: L.A. Bressani)

A orientação das amostras coletadas foi definida em função da orientação da estrutura apresentada pelo solo, resultado da foliação da rocha granulítica que lhe deu origem. Precedendo a moldagem das amostras foi realizada a preparação de uma bancada, retirando a porção superficial do solo, passível de contaminação.

As amostras indeformadas destinadas aos ensaios de cisalhamento direto foram coletadas com a utilização de anéis metálicos com 6,0 cm de diâmetro e 2,0 cm de altura. Os anéis foram cravados paralelamente à direção da ruptura. O procedimento para a coleta destas amostras consistiu no corte do solo no entorno do anel, com auxílio de espátulas e facas, até

que a massa de solo assumisse diâmetro semelhante ao do anel, que era então levemente pressionado, confinando lateralmente a amostra de solo, conforme apresentado na Figura 4.3. Nas faces superior e inferior da amostra manteve-se uma sobra de solos de aproximadamente 3,0 cm de espessura. Uma vez coletada, a amostra era envolvida em um filme de PVC, seguido por camadas de plástico-bolha e acondicionada em recipientes destinados ao transporte destas amostras.



Figura 4.3. Amostragem do solo com a utilização de anéis metálicos.

As amostras indeformadas destinadas aos ensaios triaxiais e de condutividade hidráulica foram obtidas por meio da moldagem de blocos, com 20 cm de aresta. Estes blocos foram também moldados com a utilização de espátulas e facas. Depois de alcançadas as dimensões determinadas o bloco era separado do terreno, a face superior era identificada e em seguida envolvido em filme de PVC seguido por camadas de plástico-bolha, sendo então acondicionado em recipientes destinados ao transporte destas amostras.

Neste trabalho optou-se pela não utilização de parafina no acondicionamento das amostras, por julgar-se estarem bem protegidas contra perda de umidade e eventuais choques mecânicos decorrentes do transporte, somente com a utilização dos plásticos. Além disso, o terreno íngreme e a dificuldade de acesso ao ponto de coleta tornariam bastante trabalhoso o transporte do material necessário à parafinação.

A foliação observada no solo, herdada da rocha de origem, e o acúmulo de material argiloso em algumas camadas, criaram planos que levaram à ruptura de alguns blocos durante a moldagem, conforme pode ser observado na Figura 4.4. No entanto, a granulometria

argilosa do solo e baixa densidade tornaram a moldagem dos corpos de prova bastante fácil, sem que fossem geradas maiores perturbações nas amostras coletadas.



Figura 4.4. Ruptura de bloco de solo em campo devido às descontinuidades no maciço.

As amostras deformadas destinadas aos ensaios de caracterização e *ring shear* foram coletadas no mesmo local onde foi feita a retirada das amostras indeformadas. Além do solo estudado, foram realizadas coletas do material que preenche alguns planos reliquiários existentes no maciço. Estes materiais foram acondicionados em embalagens plásticas hermeticamente fechadas para o transporte.

#### 4.1.2. Caracterização física

A caracterização geotécnica do solo estudado consistiu na determinação dos índices físicos, da composição granulométrica e dos limites de Atterberg. Estes dados, índices ou propriedades, são fundamentais na análise de qualquer solo, uma vez que por si só podem indicar diversos aspectos do comportamento destes materiais, como a condutividade hidráulica e o grau de alteração, por exemplo.

Estes dados também são muito utilizados para a classificação dos solos, através dos diversos sistemas de classificação disponíveis. Assim, os solos são agrupados em função de características e aspectos de comportamento apresentados. Segundo Lambe e Whitman (1979), a correlação do comportamento de um solo com o de um grupo existente em um sistema de classificação é uma prática usual, de cunho empírico, mas desenvolvida através de considerável experiência.

Entretanto, devido ao fato de que muitos destes dados são obtidos por meio de ensaios executados em amostras deformadas, eles podem não fornecer um bom indicativo do comportamento *in situ*, indeformado, destes materiais (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Ao longo do tempo foram desenvolvidas correlações entre índices físicos e outros parâmetros de comportamento dos solos, que se apresentam úteis à prática de engenharia, ao permitirem uma análise qualitativa dos materiais, mas que devem ser adotadas com muita prudência. Lambe e Whitman (1979) alertam para o fato de que correlações empíricas entre índices e o comportamento real dos solos apresentam muitas e grandes variações.

#### 4.1.2.1. Índices físicos

Os índices físicos de um solo são relações entre peso e volume de suas fases (sólida líquida e gasosa). Os diversos índices podem ser determinados a partir do peso de uma amostra de solo de volume conhecido, teor de umidade do material e peso específico real das partículas ( $\gamma_s$ ).

Os índices físicos do solo estudado foram calculados com base nas amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto.

A determinação do teor de umidade natural do solo foi realizada através da secagem do material em estufa, conforme estabelecido na norma ABNT NBR 6457/1986.

O peso específico real das partículas ( $\gamma_s$ ) foi determinado através do procedimento descrito na norma ABNT NBR 6508/1984, em amostras preparadas de acordo com a norma ABNT NBR 6457/1986.

#### 4.1.2.2. Granulometria

O conhecimento da composição granulométrica de um solo permite inferir uma série de aspectos acerca de seu comportamento, frente à condutividade hidráulica ou solicitações mecânicas. Assim, estas informações são fundamentais no estudo do comportamento geotécnico dos solos.

O processo de determinação da composição granulométrica apresenta algumas limitações práticas e teóricas, sendo que a acurácia das curvas granulométricas é mais questionável para solos finos que para solos granulares (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Segundo Murthy (2003), solos finos são muito afetados pela estrutura, forma das partículas, origem geológica e outros fatores, de forma que o conhecimento de sua composição granulométrica, isoladamente, diz muito pouco sobre suas propriedades físicas.

A determinação da composição granulométrica do solo estudado foi feita conforme a norma ABNT NBR 7181/1984. A porção do solo com diâmetro mínimo superior a 0,075 mm foi analisada por meio de peneiramento, enquanto que a parcela com diâmetro mínimo equivalente inferior a 0,075 mm foi ensaiada pelo processo de sedimentação. As amostras foram preparadas conforme a norma ABNT NBR 6457/1986.

O solo em questão, por apresentar granulometria bastante fina, dispensou a análise por peneiramento das partículas de diâmetro superior a 2,0 mm, inexistentes.

Os solos residuais apresentam uma estrutura resultante da união de partículas finas em forma de grumos, que podem alterar significativamente o comportamento destes materiais. Solos argilosos em condição agregada apresentam-se menos plásticos e desenvolvem um comportamento consideravelmente friccional.

Em função desta condição, optou-se pela realização de dois ensaios de granulometria por sedimentação. Em um deles empregou-se solução defloculante, do tipo hexametáfosfato de sódio, conforme recomenda a norma brasileira. No outro ensaio não se fez utilização de defloculante, a fim de preservar possíveis estruturas presentes no solo.

Este procedimento mostrou-se muito válido em função da natureza do solo estudado, bastante alterado e de granulometria fina.

Em todo o procedimento procedeu-se à lavagem do solo com leve pressão de água, sem manuseio do solo pelo operador. Rigo (2005) apresenta resultados de análises granulométricas realizadas com e sem a ação da mão do operador no processo de lavagem do

solo, constatando a influência deste procedimento nos resultados. O manuseio do solo pelo operador promove quebra de estruturas e partículas, gerando descontinuidades na curva granulométrica.

#### 4.1.2.3. Limites de Atterberg

O estudo do comportamento de solos finos torna necessária a determinação de seus limites de consistência. Um solo pode existir em quatro estados físicos: sólido, semi-sólido, plástico e líquido, dependendo do seu teor de umidade.

O aumento na quantidade de água no solo provoca a redução da interação entre as partículas, aproximando-o do estado líquido.

Os limites de consistência são definidos como o teor de umidade no qual há mudança de estado físico do solo. Os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) são conhecidos como limites de Atterberg, e a diferença entre eles é denominada índice de plasticidade ( $IP = LL - LP$ ).

É procedimento comum a tentativa de se correlacionar o limite de liquidez e o índice de plasticidade com outros parâmetros de comportamento dos solos, como compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Neste sentido citam-se aqui os recentes trabalhos de Tiwari e Marui (2005) e Stark et al. (2005).

Neste trabalho, os limites de Atterberg foram determinados conforme procedimentos descritos nas normas ABNT NBR 6459/1984 e ABNT NBR 7180/1984, sendo o solo preparado de duas maneiras distintas e ensaiado por via seca.

O primeiro ensaio foi executado em uma amostra no teor de umidade natural, evitando-se qualquer perturbação maior à sua estrutura, como secagem, destorroamento e peneiramento. O segundo ensaio foi executado em uma amostra seca ao ar, conforme procedimento de preparo descrito na norma ABNT NBR 6457/1986.

Este procedimento foi adotado visto que, em solos estruturados, o processo de preparação de amostras pode alterar significativamente os resultados obtidos.

Pandian et al. (1993) apresentam resultados de ensaios realizados em um solo denominado Parur Clay, onde a secagem do solo em estufa a 105° C resultou em um valor de limite de liquidez 30% mais baixo que se comparado ao ensaio realizado com amostra seca ao

ar, e índice de plasticidade 45% menor em amostras secas a 105° C, quando comparado com o resultado obtido em amostras secas ao ar.

Zhang et al. (2004) demonstram, em ensaios executados em um solo aluvial bastante evoluído, que há grande variabilidade nos valores obtidos para os limites de Atterberg e índice de plasticidade em função do processo de secagem das amostras.

### 4.1.3. Cisalhamento direto

#### 4.1.3.1. Aspectos gerais

O ensaio de cisalhamento direto é a técnica mais utilizada na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos por ser um ensaio rápido, relativamente simples e de baixo custo. O equipamento e os procedimentos utilizados nos ensaios são descritos com minúcia por Head (1982).

A utilização do ensaio de cisalhamento direto permite a obtenção de resultados, em geral, bastante confiáveis em termos de resistência drenada nas condições de pico e última. A realização de varias reversões possibilita uma estimativa razoável também dos parâmetros de resistência residual.

No entanto o ensaio apresenta algumas limitações, como a impossibilidade de controle das condições de drenagem. Como as poropressões não podem ser medidas, é necessário que o ensaio seja executado de forma a mantê-las nulas. O plano de cisalhamento não é uniforme e a ruptura ocorre progressivamente das extremidades para o centro do corpo de prova. Além disso, a área sob a qual atuam as tensões normal e cisalhante não permanece constante durante o ensaio.

Os ensaios de cisalhamento direto deste trabalho foram executados com os seguintes objetivos:

- A determinação da envoltória de ruptura do solo em condição indeformada, para que com base nesses resultados fossem executados os ensaios triaxiais com trajetória de tensões especial;
- Comparar os resultados obtidos em amostras remoldadas nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais;
- Determinar a resistência obtida a grandes deformações por meio de sucessivas reversões da caixa de cisalhamento.

#### 4.1.3.2. Equipamento utilizado

Os ensaios de cisalhamento direto desta dissertação foram executados em uma prensa convencional, do tipo deformação controlada, produzida pela empresa Wykeham Farrance Int. Este mesmo equipamento, pertencente ao Laboratório de Geotecnia da UFRGS, foi utilizado nos trabalhos de Silveira (2008) e Rigo (2005). A Figura 4.5 apresenta o equipamento descrito.

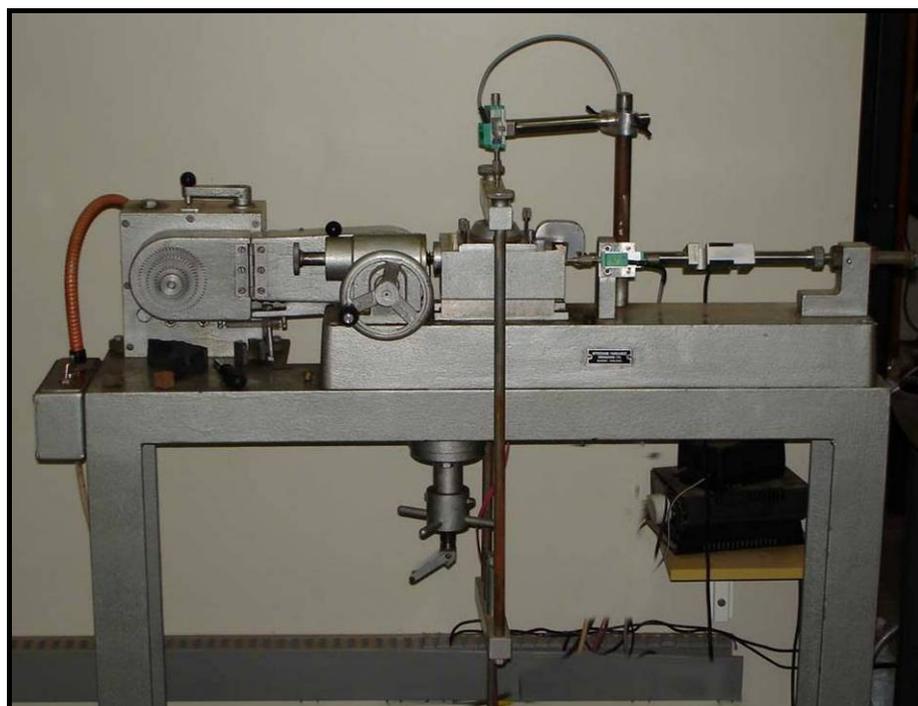


Figura 4.5. Equipamento utilizado para ensaios de cisalhamento direto.

Este equipamento ensaia amostras de 20 mm de altura e 60 mm de diâmetro à qual é aplicada a tensão normal requerida por meio de um pendural e um braço de alavanca. As medidas de deformação axial, deslocamento e carga aplicada são obtidas por meio de um sistema automatizado. Este é composto por uma célula de carga Kratos MM (capacidade 2 kN) devidamente calibrada e um transdutor de deslocamentos Gefran LTM050, para medidas de deformação vertical e de deslocamento horizontal. A aquisição de dados foi feita por um microcomputador. A automatização das leituras é bastante útil já que possibilita a execução de ensaios de longa duração e elimina os erros de leituras manuais.

#### 4.1.3.3. Preparação das amostras e execução dos ensaios

Foram realizados 8 ensaios de cisalhamento direto nesta dissertação. Quatro ensaios foram executados em amostras indeformadas e quatro em amostras remoldadas estaticamente.

Os corpos de prova indeformados e remoldados foram ensaiados com tensões normais da ordem de 50, 100, 200 e 380 kPa.

Os corpos de prova indeformados foram obtidos a partir de amostras coletadas em campo com o uso de anéis metálicos. Para a obtenção dos corpos de prova remoldados tomou-se o seguinte procedimento: em um anel metálico compactou-se estaticamente, em uma única camada, a massa de solo necessária para se obter um corpo de prova de índices físicos semelhantes aos obtidos das amostras indeformadas.

Os corpos de prova moldados nos anéis metálicos foram inseridos no equipamento, realizando-se em seguida a aplicação de 50 kPa de tensão normal, aguardando-se a estabilização das deformações para então realizar a inundação do corpo de prova. Cessadas as deformações oriundas da inundação aplicava-se o restante da carga necessária para se atingir a tensão normal requerida, aguardando-se a nova estabilização. Esse procedimento foi adotado a fim de se evitar a expansão do corpo de prova com a inundação, o que pode provocar perturbação da estrutura do solo.

Após esse procedimento dava-se início ao ensaio. Em virtude da baixa condutividade hidráulica do solo utilizou-se nesse trabalho uma velocidade de cisalhamento da ordem de 0,0162 mm/min, com o intuito de se obter a ruptura drenada do material. O cálculo da velocidade de cisalhamento com base no adensamento do corpo de prova, conforme proposto por Head (1982), não pode ser empregado devido ao procedimento com que se fez a aplicação da tensão normal nestes ensaios.

Cada corpo de prova foi ensaiado quatro vezes, isto é, após a ruptura foram executadas três reversões. As reversões foram executadas da seguinte maneira: a tensão normal era reduzida a 50 kPa, e então procedia-se com a reversão manual da caixa de cisalhamento. Uma vez posicionado no início do curso aplicava-se a tensão normal requerida e aguardava-se a estabilização das deformações verticais para reinício do ensaio.

Conforme procedimento adotado por Silveira (2008), 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 a correção de área não provoca variação significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.

Salvo em procedimentos específicos descritos anteriormente, os ensaios foram conduzidos conforme procedimentos constantes na norma ASTM D3080 e recomendações de Head (1982).

#### 4.1.4. Ensaio triaxiais

##### 4.1.4.1. Aspectos Gerais

Dentre os ensaios para estudo da resistência ao cisalhamento de solos, o ensaio triaxial é considerado o mais versátil e completo. No entanto, conforme salienta Ortigão (2007), o nome dado ao ensaio é inapropriado, pois as condições impostas à amostra são axissimétricas, e não triaxiais verdadeiras.

No ensaio triaxial tem-se o controle das drenagens e poropressões, obtendo-se parâmetros efetivos mesmo em ensaios em que haja o desenvolvimento de poropressões. Outro atrativo do ensaio é a possibilidade, através da aplicação de contrapressão, de se garantir a saturação do corpo de prova, mesmo em solos pouco permeáveis, o que resulta em dados muito precisos de variação volumétrica ou níveis de poropressão (CRAIG, 2004).

O equipamento utilizado permite muitas variações nos procedimentos adotados para o ensaio, contudo os mais comuns são:

- *Consolidado isotropicamente drenado (CID)*: o solo é primeiramente consolidado, através da aplicação isotrópica de tensão confinante mantendo-se as drenagens abertas. O cisalhamento é também realizado com a drenagem aberta e o volume de água expulso do corpo de prova equivale a variação de volume do mesmo. Neste caso não é possível a medição de poropressões e o ensaio deve ser conduzido de maneira a evitar que as mesmas surjam.

- *Consolidado isotropicamente não-drenado (CIU)*: o solo é submetido à tensão confinante aplicada isotropicamente com o sistema de drenagens aberto. Durante o cisalhamento do corpo de prova o sistema de drenagens é fechado. Com isso há o surgimento de poropressão que pode ser medida, o que permite a determinação dos parâmetros efetivos de resistência.

- *Não consolidado e não drenado (UU)*: O corpo de prova é submetido a uma tensão isotrópica e então cisalhado, sem que em qualquer momento seja permitida a drenagem.

Como será visto a seguir, nessa dissertação foram executados ensaios do tipo consolidado isotropicamente não-drenado e de trajetória de tensão especial. Os ensaios CIU foram realizados em amostras remoldadas, para determinação dos parâmetros de resistência do solo nesse estado, em comparação com o estado indeformado. Os ensaios sob trajetória de tensão especial foram executados a fim de verificar a forma como se dá a ruptura do solo em condições aproximadas àquelas em que ocorrem instabilidades de encosta.

#### 4.1.4.2. Equipamento utilizado

Os ensaios triaxiais dessa dissertação foram executados em uma prensa automatizada produzida pela Wille Geotechnik GmbH & Co. Este equipamento é apresentado na Figura 4.6. A câmara acomoda corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, e tem capacidade para suportar pressões de até 1500 kPa.



Figura 4.6. Equipamento utilizado para execução dos ensaios triaxiais.

A aquisição de dados é totalmente automatizada, e a aquisição e o controle do ensaio são feitos por computador, através de um software desenvolvido pela mesma empresa. A instrumentação do equipamento é composta dos seguintes itens: (a) prensa de controle manual ou de servo-controle (b) célula de carga interna de capacidade de 5 kN e precisão 1 N; (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 para as medidas de deformação do corpo de prova e precisão de 0,1 mm.

As pressões confinantes e contrapressão são aplicadas por um sistema hidropneumático composto por um compressor de ar próprio, e dois controladores de pressão (transdutores) com precisão de 1 kPa, localizados dentro de um sistema de controle de aplicações de pressões. Uma bureta graduada instrumentada é utilizada para medição da variação volumétrica. Este equipamento é descrito em detalhes por Silveira (2008).

Um dos grandes atrativos apresentados pelo equipamento é o servo-controle da prensa, que possibilita que a tensão desvio seja mantida constante, possibilitando a execução dos ensaios com trajetórias de tensões especiais, contemplados por este trabalho.

#### 4.1.4.3. Preparação das amostras e execução do ensaio

Foram executadas ensaios triaxiais em corpos de prova indeformados e remoldados. Salvo em condições específicas descritas no trabalho, os ensaios foram executados conforme procedimentos constantes nas normas ASTM D4767 (1995) e BS 1377-8 (1990).

Os corpos de prova indeformados com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro foram obtidos a partir de blocos de solo coletados em campo e levados a laboratório.

Os corpos de prova remoldados, de mesmas dimensões dos indeformados, foram obtidos conforme proposto por Brenner (1985), por compactação estática do solo coletado de forma deformada em campo, através de uma prensa e um molde metálico bipartido. O solo foi dividido em três camadas iguais a fim de conferir maior uniformidade ao corpo de prova. Os índices físicos obtidos para os corpos de prova remoldados estão muito próximos aos determinados a partir de amostras indeformadas.

Os ensaios CIU foram executados em corpos de prova remoldados e constituem-se de basicamente quatro etapas.

(a) percolação: na primeira etapa aplicou-se uma tensão confinante efetiva de 30 kPa e fez-se a percolação de água através do solo a fim de retirar o ar existente nos poros e garantir uma condição próxima à saturação. Por apresentar baixa condutividade hidráulica o mínimo volume percolado requerido foi definido como uma vez o volume da amostra, o que ocorria após pelo menos 72 horas.

(b) a segunda etapa refere-se à saturação do corpo de prova por contrapressão. Esse procedimento visou eliminar o ar difuso remanescente da fase de percolação. A saturação foi realizada através de sucessivos incrementos da ordem de 50 kPa da tensão confinante e da contrapressão aplicadas ao corpo de prova. Assim, a tensão efetiva era mantida em 30 kPa, embora a água intersticial fosse submetida a tensões de até 500 kPa, provocando a dissolução do ar livre. Para aferir a saturação do corpo de prova foi feito o teste do parâmetro B, sendo definido como 0,95 o valor mínimo requerido para dar prosseguimento ao ensaio.

(c) a terceira etapa diz respeito à consolidação isotrópica, que neste trabalho foi realizada sob tensões confinantes da ordem de 50, 100 e 200 kPa. A etapa de consolidação se deu, em média, em 12 horas.

(d) com o fim da consolidação procedeu-se com o cisalhamento da amostra que é a última etapa. A amostra foi cisalhada através do acréscimo da tensão axial, sob deformação controlada. A taxa de deformação axial utilizada foi da ordem de 0,02 mm/min (0,002 %/min) e o ensaio era finalizado quando a deformação axial excedia 20%, após aproximadamente 16 horas do início do cisalhamento.

Os ensaios em corpos de prova indeformados foram executados utilizando uma trajetória de tensão especial, que busca simular o comportamento do solo em encostas em processo de instabilização. As fases de percolação, saturação por contrapressão e consolidação foram idênticas às executadas nos ensaios CIU anteriormente descritos, diferindo destes apenas na fase de cisalhamento e na execução de medidas de condutividade hidráulica após a consolidação e após a ruptura. Estes ensaios são denominados CID-U.

As medidas de condutividade hidráulica foram realizadas através da conexão de um sistema para aplicação de contrapressão no topo da amostra. Assim, criou-se uma diferença de tensão da ordem de 10 kPa entre topo e base, provocando o fluxo da água, sendo medido o volume percolado em uma bureta graduada. Esse procedimento foi realizado posteriormente à consolidação do corpo de prova e repetido após o cisalhamento do mesmo, a fim de verificar possíveis alterações na condutividade hidráulica do solo provocada pelo seu cisalhamento.

Para o cisalhamento da amostra adotou-se a trajetória de tensões efetivas apresentada na Figura 4.7.

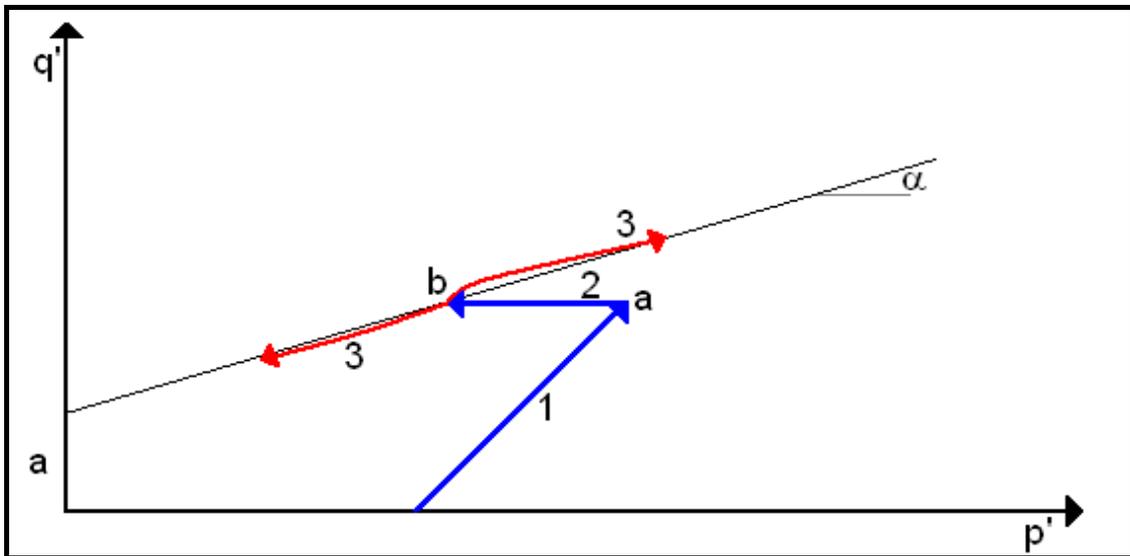


Figura 4.7. Trajetória de tensões efetiva utilizada nos ensaios CID-U.

A primeira fase da trajetória (1) é executada de maneira similar à realizada em ensaios drenados. O corpo de prova é cisalhado por incremento da tensão axial, à taxa de deformação constante, da ordem de 0,02 mm/min, até que se atinja uma tensão desvio (ponto a) da ordem de 80% da necessária para tocar a envoltória de ruptura do material. Durante esta etapa o solo é levado a uma condição de carregamento semelhante àquela existente em campo antes da atuação dos mecanismos que conduzem à instabilização da encosta.

Atingido o ponto “a”, a tensão aplicada no solo é mantida constante, enquanto que se elevam os níveis de poropressão, simulando o efeito de chuvas intensas que levam a encosta à saturação. O aumento das poropressões é realizado em incrementos de 5 kPa a cada 10 minutos (0,5kPa/min) manualmente, visto que o equipamento utilizado não apresenta sensibilidade necessária para o controle automatizado de variações tão pequenas dos níveis de tensão. Com isto a trajetória de tensões efetivas passa a se mover para a esquerda, mantendo-se esse procedimento até que o corpo de prova apresente sinais de ruptura (ponto b). Quando este ponto é atingido a prensa servo-controlada passa a aumentar a velocidade de deslocamento do pistão, sendo o critério para início da etapa 3.

Na etapa 3 simula-se o comportamento do solo em uma condição na qual a encosta já se apresenta instável e inicia-se a movimentação de massa. Nesta etapa o sistema de drenagem

é fechado e o procedimento passa a ser similar ao executado no cisalhamento do ensaio CIU, aplicando-se uma taxa de deslocamento do pistão para incremento da tensão axial de 0,02 mm/min.

Trajetórias especiais semelhantes à utilizada nesse trabalho já foram anteriormente empregadas por Futai et al. (2004) e Bressani e Vaughan (1989) visando à investigação do comportamento de solos estruturados.

As velocidades de cisalhamento adotadas não puderam ser definidas com base no coeficiente de adensamento, conforme recomendado nas normas ASTM D4767 (1995) e BS 1377-8 (1990), por causa do formato apresentado pelas curvas de adensamento obtidas, resultando em velocidades de ensaio muito altas. Assim, neste trabalho foram adotadas velocidades de cisalhamento de ordem de grandeza semelhante às aplicadas anteriormente em outras pesquisas, tendo como referência os trabalhos realizados por Silveira (2008), Gobbi (2005), Denardim (2005) e Silveira (2003) em solos residuais.

Para obtenção dos resultados foi realizada correção de área dos corpos de prova por meio da metodologia proposta por La Rochelle et al. (1988). Para deformações cilíndricas aplicou-se a Equação 1. Esta forma de deformação foi observada nos ensaios CIU. Para deformações parabólicas não foi possível a correção de área, visto que esta somente ocorreu nos ensaios CID-U, nos quais não foi verificado pico de resistência, que é um parâmetro necessário à aplicação do método de correção. Assim, também nos ensaios CID-U procedeu-se com a correção de área para deformação cilíndrica.

$$A_C = A_0 \cdot \left[ \frac{1 + \Delta V / V_0}{1 - \varepsilon_a} \right] \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$A_C$  – área corrigida;

$A_0$  – área inicial;

$\Delta V$  – variação volumétrica do CP;

$V_0$  – volume inicial do CP;

$\varepsilon_a$  – deformação axial específica.

#### 4.1.5. Ring shear

##### 4.1.5.1. Aspectos gerais

O ensaio *ring shear* tem sido a técnica mais aplicada no estudo da resistência ao cisalhamento residual de solos, tendo sido utilizado largamente no estudo de movimentos gravitacionais de massa. Exemplos são os trabalhos de Stark e Hussain (2010), Tiwari e Marui (2004), Silveira (2003), Perazzolo (2003), Mesri e Shahien (2003), Bianchini (2000) e Tika e Hutchinson (1999). A resistência residual desempenha um papel importante na estabilidade de antigos movimentos gravitacionais de massa, no comportamento de depósitos de solo que contém superfícies de ruptura pré-existentes e no entendimento do risco de rupturas progressivas (LUPINI et al., 1981).

O equipamento *ring shear* foi desenvolvido com o intuito de superar algumas limitações apresentadas pelo ensaio de cisalhamento direto na determinação da resistência residual, que era o método até então utilizado (HEAD, 1982). A principal limitação do uso do cisalhamento direto para obtenção da resistência residual é a necessidade de múltiplas reversões. Com as reversões o solo não é submetido a uma deformação cisalhante contínua em uma única direção e a orientação das partículas acaba não sendo plena.

O primeiro equipamento específico para este fim foi apresentado por Hvorslev (1939). Mais tarde, Bishop (1971) desenvolveu um *ring shear* para ensaio de amostras anelares indeformadas e remoldadas com 19 mm de altura, de diâmetro interno de 101,6 mm e diâmetro externo de 152,4 mm. Posteriormente, Bromhead (1979) apresentou um equipamento simplificado, capaz de ensaiar amostras remoldadas de 5mm de altura, diâmetro interno de 70mm e diâmetro externo de 100 mm.

Neste ensaio o corpo de prova é moldado em uma célula anelar e por meio de um cabeçote é aplicada a tensão normal desejada. Tanto na base da célula quanto no cabeçote existem ranhuras que promovem a aderência ao solo. Aplica-se então um torque que provoca o giro da parte inferior da célula, enquanto que o cabeçote permanece fixo. Isto provoca o cisalhamento do corpo de prova de forma contínua, em uma única direção, atingindo qualquer magnitude de deslocamento e possibilitando a orientação das partículas de argila, e conseqüente desenvolvimento da condição de resistência residual.

#### 4.1.5.2. Equipamento utilizado

Os ensaios *ring shear* desta dissertação foram realizados em um equipamento produzido conforme o proposto por Bromhead (1979) pela empresa Wykeham Farrance. Durante a execução dos ensaios foram seguidos os procedimentos e recomendações constantes na norma ASTM D6467.

O equipamento utilizado, apresentado na Figura 4.8, é instrumentado com um transdutor de deslocamentos (marca Wykeham Farrance – modelo HS25) e duas células de carga com capacidade nominal de 50 kgf (marca Kratos - modelo MM50). Um computador faz a aquisição de dados apresentando em um gráfico em tempo real as leituras de deslocamento *versus* tensão cisalhante.



Figura 4.8. Equipamento utilizado para execução de ensaios *ring shear*.

#### 4.1.5.3. Preparação das amostras e execução do ensaio

Foram executados ensaios *ring shear* não somente com o solo envolvido no movimento gravitacional de massa, mas também com o material existente nos planos reliquias que ocorrem no maciço.

O *ring shear* de Bromhead (1979) exige que os corpos de prova utilizados sejam remoldados, assim as amostras de solo utilizadas na confecção dos corpos de prova foram preparadas da seguinte maneira: após seco ao ar, o solo era destorroado e peneirado. Para o

ensaio utilizou-se apenas a fração passante na peneira #40, de diâmetro máximo 0,42 mm, visto que de acordo com a norma adotada, as partículas devem ter diâmetro máximo não superior a 10% da altura da amostra, que possui 5 mm.

O teor de umidade do solo foi corrigido de forma a atingir o limite de plasticidade, conforme sugerido por Stark e Vettel (1992) e Bromhead (1986). Para tal, fez-se a adição de água destilada, mantendo a amostra hermeticamente fechada por 96 horas para assegurar o equilíbrio da umidade.

O preenchimento da célula anelar, produzindo o corpo de prova, foi executado manualmente. O solo era adicionado à cavidade e levemente pressionado com espátula até o completo preenchimento do mesmo. O arrasamento e nivelamento do corpo de prova foram feitos com movimentos radiais da espátula, do interior para o exterior da célula.

Foram executados duas séries de ensaios, ambas com tensões normais da ordem de 50,100,200 e 400 kPa. Para o solo residual de granulito adotou-se o ensaio em estágios únicos, isto é, para cada tensão normal utilizou-se um corpo de prova, enquanto que para o material obtido dos planos reliquias, devido à reduzida quantidade de solo disponível, adotou-se o ensaio multiestágio.

Tiwari e Marui (2004) mostram que não são encontradas diferenças significativas nos resultados obtidos através das técnicas multiestágio e estágio único, e que o uso da técnica multiestágio evita problemas de heterogeneidade do solo entre amostras. Segundo Anayi et al. (1988) e Anderson e Hammoud (1988) a adoção do procedimento multiestágio tem como vantagem a redução do tempo de execução do ensaio. Contudo, verifica-se que a técnica multiestágio provoca acentuada perda de material com as elevadas deformações impostas, sendo necessário preencher a célula entre o fim de um estágio e o início de outro.

Após ser posicionada no equipamento a célula foi inundada. Em seguida aplicou-se a tensão normal aguardando-se a consolidação do corpo de prova, para então dar início ao ensaio.

Após a consolidação executou-se a formação da superfície de cisalhamento. Nesse procedimento aplicou-se um giro de 360°, a uma velocidade de 12°/min (8,9 mm/min). Anayi et al. (1988) e Stark e Vettel (1992) reportam que a utilização do pré-cisalhamento facilita o desenvolvimento da superfície de cisalhamento, eliminando a resistência de pico, e reduz o deslocamento horizontal necessário para que a condição residual seja alcançada.

A velocidade utilizada durante o ensaio propriamente dito foi da ordem de 0,12°/min (0,089 mm/min) definida com base no trabalho de Pinheiro et al. (1997).

No trabalho desses autores verificou-se uma tendência de aumento da resistência ao cisalhamento residual para velocidades superiores a 1 °/min (0,742 mm/min). Por outro lado, Tika e Hutchinson (1999) reportam que utilizando taxas de cisalhamento bastante altas, superiores a 100 mm/min, significativa perda de resistência foi obtida, até 60% abaixo da resistência residual medida a baixas velocidades.

Os ensaios foram conduzidos até que a tensão cisalhante se tornasse estável, o que era verificado por meio do surgimento de um trecho retilíneo no gráfico gerado pelo sistema de aquisição de dados.

#### 4.1.6. Condutividade hidráulica

##### 4.1.6.1. Aspectos gerais

A determinação da condutividade hidráulica saturada do solo estudado foi realizada utilizando-se um permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, construído com base no equipamento proposto por Bjerrum e Huder (1957). Esse permeâmetro foi utilizado em trabalhos recentes desenvolvidos por Martinello (2006) e Silveira (2008) e é apresentado na Figura 4.9.

Este método de ensaio permite a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica para diferentes níveis de tensão efetiva, tornando possível correlacionar a condutividade hidráulica com o índice de vazios do corpo de prova.

O equipamento é composto basicamente de uma câmara semelhante à usada em ensaios triaxiais, um sistema de controle e aplicação de pressões e um painel para medição da condutividade hidráulica.

Os sistemas de aplicação de tensão confinante, aplicada com uso de água, e de aplicação de contrapressão são similares: partem de um compressor de ar, que se conecta a um *bladder* (interface ar-água), seguindo para a câmara de ensaio. A contrapressão é aplicada no topo da amostra. Um mesmo transdutor de pressão é utilizado na medição da tensão confinante e da contrapressão, tanto no topo como na base do corpo de prova.



Figura 4.9. Permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio.

A aplicação da carga para geração do fluxo de água é realizada por meio de uma coluna de mercúrio, que se conecta ao topo e base da amostra, permitindo a execução de ensaios de carga constante, bem como de carga variável. Por meio de um sistema de roldanas é possível ajustar a altura da coluna de mercúrio que é também utilizada na medição da água percolada e determinação da condutividade hidráulica. A coluna de mercúrio, sistema de roldanas e uma régua graduada são fixados a um painel. O gradiente hidráulico pode ser ajustado modificando-se o comprimento da coluna de mercúrio, e pode ser calculado de acordo com a Equação 2.

$$i = \frac{(\gamma_{Hg} - \gamma_w) \cdot L_{Hg}}{H_{cp} \cdot \gamma_w} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$\gamma_{Hg}$  – peso específico do mercúrio.

$\gamma_w$  – peso específico da água;

$L_{Hg}$  – comprimento da coluna de mercúrio;

$H_{cp}$  – altura do corpo de prova;

O volume de água percolado é determinado medindo-se o deslocamento da coluna de mercúrio em um determinado intervalo de tempo.

#### 4.1.6.2. Preparação da amostra e execução do ensaio

O ensaio foi executado em um corpo de prova moldado a partir de uma amostra indeformada, mantendo-se a orientação da mesma quando coletada, a fim de se obter o coeficiente de condutividade hidráulica vertical. O corpo de prova foi moldado com 5 cm de altura e 5 cm de diâmetro. Optou-se pela utilização de um corpo de prova de altura reduzida em virtude da expectativa de se obter uma baixa condutividade hidráulica do solo, tendo em conta a elevada fração de finos que o compõe. Durante a moldagem, cuidado especial foi tomado durante o corte das extremidades superior e inferior do corpo de prova, de forma que não houvesse reorientação das partículas e conseqüente redução da permeabilidade destas áreas, prejudicando os resultados do ensaio.

O procedimento de ensaio seguiu as instruções constantes na norma ASTM D5084-90.

Anteriormente ao ensaio foi realizada a verificação da saturação do sistema, com a eliminação do ar existente nas tubulações, seguida da acomodação do corpo de prova na câmara de ensaio, confinado lateralmente por uma membrana de látex presa ao topo e base por anéis de vedação. Nas faces superior e inferior da amostra foram postas pedras porosas e discos de tela. Em seguida foi feito o preenchimento da câmara e aplicação de tensão confinante de 30 kPa e percolação de água através da amostra, até que se atingisse uma quantidade percolada superior a três vezes o volume da amostra.

A saturação do corpo de prova foi realizada por contrapressão, com incrementos simultâneos de tensão confinante e contrapressão de 50 kPa. A tensão efetiva na amostra foi mantida em 25 kPa durante toda esta etapa. A verificação da saturação foi feita com a medição do parâmetro B, tendo sido obtido valor igual a 0,94 para tensão confinante total igual a 525 kPa e contrapressão da ordem de 500 kPa.

A condutividade hidráulica saturada foi determinada através de sucessivas medições do tempo decorrido para o deslocamento de 30 cm da coluna de mercúrio. Durante esta etapa o fluxo de água através do corpo de prova se deu de forma ascendente. Estas medições foram repetidas até que se obtivessem dados homogêneos. A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturado ( $k_{sat}$ ) foi feita de acordo com a Equação 3. Os valores

obtidos foram corrigidos em função da temperatura da água, que foi monitorada durante todo o ensaio.

$$k_{sat} = \frac{a_m \cdot \Delta h}{A_{cp} \cdot \Delta t \cdot i} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

$a_m$  – área da seção transversal do tubo de mercúrio;

$\Delta h$  – deslocamento da coluna de mercúrio;

$A_{cp}$  – área da seção transversal do corpo de prova;

$\Delta t$  – intervalo de tempo;

$i$  – gradiente hidráulico.

Empregou-se nesses ensaios um gradiente hidráulico da ordem de 35. Embora superior ao recomendado em norma, optou-se por sua utilização a fim de reduzir o tempo de ensaio, já se supondo um baixo coeficiente de condutividade hidráulica saturado, visto que o solo apresenta-se bastante fino.

Após o ensaio, elevou-se a tensão confinante efetiva para 50, 100, 200 e 400 kPa, e nessas tensões repetiu-se a medição da condutividade hidráulica. Em cada uma dessas etapas de consolidação mediu-se o volume de água expulso do solo para determinação da variação do índice de vazios do corpo de prova e indicação do fim da consolidação para dada tensão confinante efetiva.

#### 4.1.7. Expansibilidade

##### 4.1.7.1. Aspectos gerais

O fenômeno de expansão se dá pelo rearranjo das partículas quando o solo é descarregado ou pela presença de argilo-minerais expansivos, que em contato com a água que é absorvida, gera um aumento de volume.

A gênese dos granulitos, de onde provém o solo estudado, resulta normalmente em caulinitas e em menor proporção haloisitas, que são argilominerais não expansivos. No

entanto, conforme Meunier (2005), a decomposição de rochas graníticas pode resultar em esmectitas e vermiculitas dioctaédricas, que apresentam potencial expansivo.

Nesse sentido, o ensaio de expansibilidade tem por objetivo avaliar a expansão do solo quando inundado, provocada pela presença de argilo-minerais expansivos. Embora existam algumas técnicas para detectar a presença dessas partículas, a magnitude da expansão causada deve ser medida submetendo o solo à ação da água, conforme realizado no ensaio.

A expansibilidade é a razão entre a medida da deformação provocada pela inundação do solo e a altura inicial da amostra. Na norma ASTM D4829 (1995), que apresenta os procedimentos para o ensaio com ênfase em amostras compactadas, o índice de expansão é definido como propriedade índice do solo, dado pela Equação 4, e que pode ser relacionado a outras propriedades do solo, como limites de consistência, por exemplo.

$$EI = \frac{\Delta h}{h_0} \cdot 1000 \quad \text{Equação 4}$$

A Tabela 4.1 apresenta o potencial de expansão em relação ao índice de expansão medido conforme a norma ASTM D4829 (1995).

Tabela 4.1. Índices de expansão (modificado da norma ASTM D4829).

Índice de expansão (IE)	Potencial de expansão
0-20	Muito baixo
21-50	Baixo
51-90	Médio
91-130	Alto
>130	Muito alto

O ensaio de expansão é realizado em um oedômetro, originalmente desenvolvido para o estudo de consolidação de solos. Para este trabalho foram utilizadas prensas da marca *Wikeham Farrance Int.*, utilizadas também nos ensaios oedométricos e nos ensaios de expansão apresentados por Silveira (2003).

#### 4.1.7.2. Preparação das amostras e execução do ensaio

O corpo de prova ensaiado foi moldado a partir de uma amostra indeformada. Para tal foi utilizado um anel metálico, que era levemente pressionado contra o bloco de solo enquanto que com uma espátula se fazia o corte do solo no entorno do anel. A amostra foi moldada verticalmente em relação ao terreno.

Como o solo encontrava-se com teor de umidade de campo, procedeu-se à secagem da amostra ao ar, até que essa atingisse teor de umidade próximo ao limite de plasticidade. A secagem foi feita em pequenos estágios em que o solo era exposto ao ar por um período de uma hora, protegido de vento e sol. Em seguida o corpo de prova era embalado para o reequilíbrio da umidade, evitando o surgimento de um gradiente de umidade muito elevado. Após determinar a umidade atual com base no peso do CP, o mesmo era novamente exposto ao ar e o procedimento repetido, até atingir-se o teor de umidade desejado. O corpo de prova foi então posicionado na célula de adensamento e envolto por um plástico filme para evitar perda de umidade, conforme Figura 4.10. Aplicou-se então a tensão vertical, da ordem de 50 kPa, mantida até que a deformação primária cessasse, quando a amostra foi então inundada.

Após a expansão cessar procedeu-se com um ensaio de compressão confinada partindo dessa tensão, conforme descrito na próxima seção.



Figura 4.10. Amostra protegida durante ensaio de expansão.

#### 4.1.8. Ensaio oedométricos

##### 4.1.8.1. Aspectos Gerais

O ensaio de compressão confinada, ou ensaio oedométrico, consiste em um carregamento seguindo uma trajetória  $K_0$ , visto que há restrição das deformações radiais do corpo de prova.

Este ensaio é utilizado mais comumente no estudo da compressibilidade de solos moles, sendo então denominado ensaio de adensamento, e permite a definição da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e coeficientes de compressão ( $C_c$ ) e recompressão ( $C_{cr}$ ), além dos coeficientes de adensamento ( $C_v$ ).

Quando a definição desses parâmetros é realizada em solos residuais, como neste trabalho, estes são ditos parâmetros virtuais. Os parâmetros virtuais não têm sua utilização recomendada como parâmetro de projeto, constituindo-se apenas em um indicativo do comportamento dos solos residuais em termos de deformabilidade.

Head (1982) aponta para o fato de que argilas não saturadas, a exemplo do solo estudado nesta dissertação, apresentam bolhas de ar em parte de seus vazios. Isso resulta em condições que diferem daquelas assumidas por Terzaghi e Fröhlich (1936) *apud* Head (1982) quando da idealização da teoria do adensamento unidimensional, aplicada em ensaios em solos saturados: o fluido presente nos poros é compressível e a permeabilidade muda sob variação da tensão aplicada.

Em solos estruturados a tensão de pré-adensamento virtual está associada às ligações entre partículas e à cimentação. A magnitude dessas ligações está relacionada à maior resistência à compressão na fase de recompressão, e a uma transição mais abrupta entre as fases de recompressão e compressão. De acordo com Terzaghi et al. (1996), isto se dá porque o processo de desestruturação na tensão de pré-adensamento somente se inicia com um maior deslizamento entre partículas.

O ensaio é realizado em uma prensa na qual um corpo de prova, contido em um anel metálico, é inundado e submetido a tensões axiais. Essas tensões provocam deformações verticais que são lidas por meio de defletômetros. Para este trabalho foram utilizadas prensas da marca *Wikeham Farrance Int.*, também utilizadas nos trabalhos de Gobbi (2005), Denardin (2005) e Rigo (2005). O equipamento é semelhante ao descrito em detalhes por Head (1982) e é apresentado na Figura 4.11.



Figura 4.11. Prensa para ensaio oedométrico.

#### *4.1.8.2. Preparação da amostra e execução do ensaio*

Neste trabalho foram realizados três ensaios de compressão confinada. Como um corpo de prova foi utilizado anteriormente para ensaio de expansão, os procedimentos neste corpo de prova foram em alguns momentos diferentes daqueles constantes na norma técnica ASTM D 2435 (1996), a qual foi seguida plenamente para os demais ensaios.

Dois corpos de prova com 19 mm de altura e 50 mm de diâmetro foram moldados a partir de amostras indeformadas e o um corpo de prova foi remoldado estaticamente com densidade, dimensões e índice de vazios semelhantes aos indeformados. Um corpo de prova indeformado foi moldado verticalmente em relação ao terreno, e outro horizontalmente. Esse procedimento visou identificar uma possível anisotropia na deformabilidade do solo.

O corpo de prova vertical foi submetido primeiramente a um ensaio de expansibilidade, e só após a expansão ter cessado é que o ensaio oedométrico teve início, partindo de uma tensão vertical de 50 kPa. Os incrementos de carga foram feitos para tensões de 100, 200, 300 e 400 kPa, seguido de um descarregamento nas tensões de 200, 50 e 1,34

kPa. Em seguida procedeu-se com um recarregamento, nas tensões de 50, 200, 400 e 800 kPa e novo descarregamento em 200, 50 e 1,34 kPa. Com este procedimento buscou-se verificar a trajetória da curva  $\log p \times e$ , tomada durante a recompressão, e os efeitos gerados pelo descarregamento nas duas etapas.

Nos corpos de prova horizontal e remoldado aguardou-se também a cessação da expansão provocada pela inundação da célula de adensamento e aplicação de 1,34 kPa de carga. Com o fim da expansão o ensaio teve início. Com esse procedimento buscou-se gerar condições semelhantes entre os ensaios executados na amostra vertical, horizontal e remoldado. O ensaio iniciou-se com uma tensão de 1,34 kPa e procedeu-se com carregamentos em tensões da ordem de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa com posterior descarregamento nessas mesmas tensões. Nas amostras horizontal e remoldada não foi realizado recarregamento.

Em todos os ensaios os incrementos de carga se deram a cada 24 horas, exceto para aqueles que coincidiam com finais de semana, quando os estágios eram mais longos.

#### 4.1.9. Análise por difração de raios-X

##### 4.1.9.1. Aspectos gerais

Argilo-minerais são formados em ambientes superficiais pela intemperização de minerais pré-existentes que se cristalizaram sob condições diversas de temperatura, pressão e composição dos fluidos, em ambientes metamórficos e magmáticos e sedimentares (MEUNIER, 2005).

O comportamento dos solos é bastante influenciado pelas características dos argilo-minerais que estão presentes em sua fração fina, sobretudo em relação à expansividade, absorção de água e consistência. Desta condição surgiu a necessidade da identificação dos argilo-minerais presentes no solo estudado, sobretudo em relação à presença daqueles com características expansivas.

Os argilo-minerais são formados pelo arranjo de tetraedros de sílica e octaedros de alumina. Quando diversas unidades estruturais (tetraedros e octaedros) se reúnem são formadas lâminas ou folhas. As diferentes combinações de lâminas de tetraedros de sílica e de octaedros de alumina, unidos com determinados espaçamentos entre si, resultam em diferentes argilo-minerais.

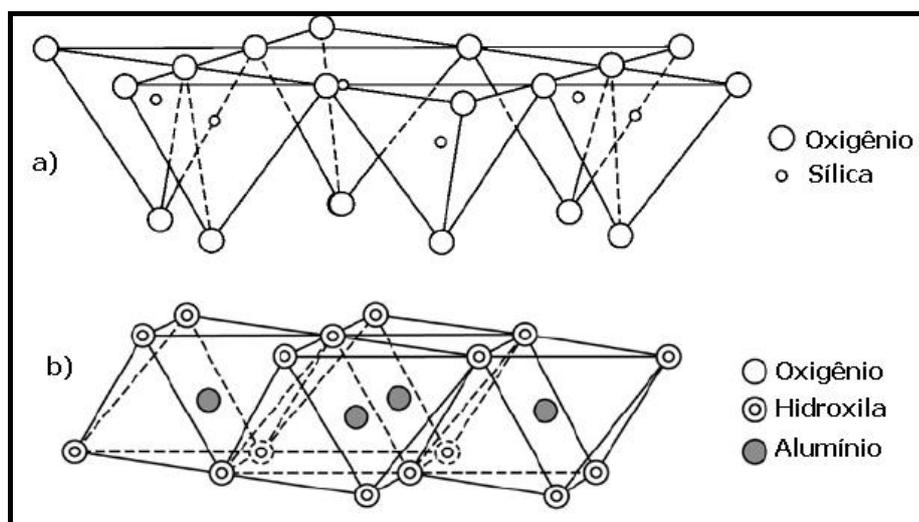


Figura 4.12. Arranjo estrutural das lâminas que compõem as argilas. a) tetraedros de sílica; b) octaedros de alumina (modificado de MURRAY, 2007).

Dentre os métodos disponíveis para caracterização mineralógica, a difração de raios-X (DRX) é uma das mais eficientes e torna possível a clara identificação dos parâmetros da estrutura cristalina e da distribuição geométrica dos átomos na malha de cristais (PANSU e GAUTHEYROU, 2006).

A utilização da difração de raios-X possibilita a determinação dos espaçamentos médios entre camadas e colunas de átomos, a determinação e a orientação de um cristal ou grão, a identificação da estrutura cristalina de materiais desconhecidos e a mensuração do tamanho, forma e tensões internas de pequenas regiões cristalinas.

Uma vez que a distâncias entre os arranjos atômicos que compõem as argilas caracteriza o tipo de argilo-mineral, o emprego da difração de raios-x para determinação destas distâncias possibilita a identificação dos mesmos.

O equipamento de difratometria de raios-X é composto basicamente de um emissor de raios-X, um sistema de filtros, um goniômetro e um receptor. A Figura 4.13 apresenta um esquema do equipamento.

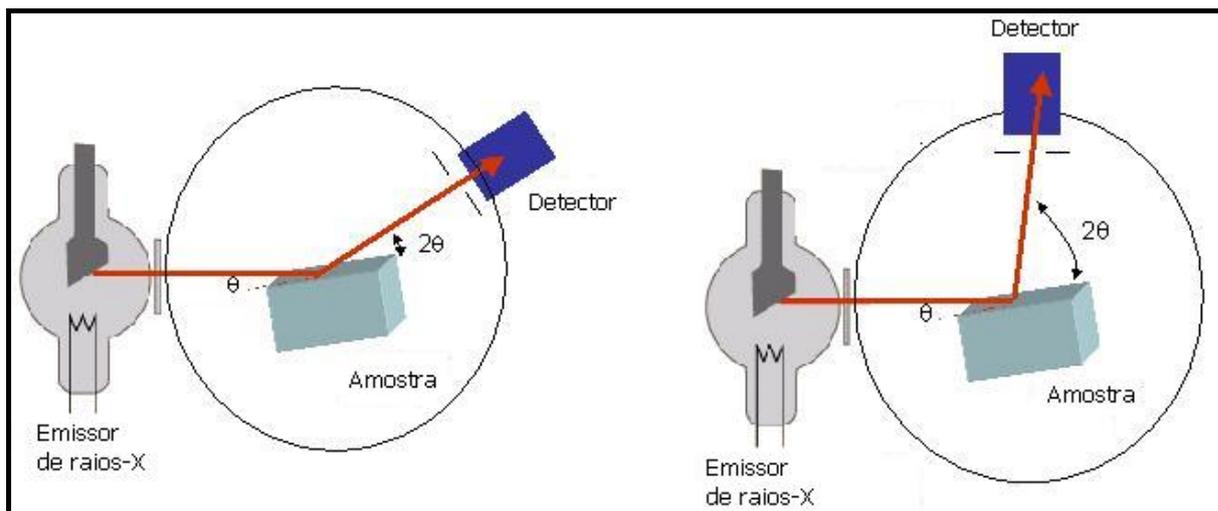


Figura 4.13. Esquematização do funcionamento de um difratômetro de raios-X (MORRIS et al., 2010).

Uma vez emitido, o feixe de raios-X atravessa um sistema de filtros. Este sistema de filtros torna o feixe monocromático e remove radiações não-coerentes, permitindo a passagem apenas de radiações com comprimentos de onda de interesse. Os raios-X, em termos de comprimento de onda, localizam-se entre os raios ultravioletas e raios gama, com comprimento de onda variando entre 1,5 Å e 1,9 Å. É fundamental que o comprimento de onda utilizado seja da mesma ordem de grandeza do tamanho das partículas analisadas.

O goniômetro permite girar a amostra e o receptor nas condições fixadas pela equação de Bragg, de forma bastante precisa. Sobre o goniômetro localiza-se o apoio para a colocação da amostra.

Quando raios-X monocromáticos com comprimento de onda adequado atingem o plano cristalino, os raios-X são refletidos pelos átomos do cristal. O sinal é reforçado em uma determinada direção se os raios refletidos pelos diferentes planos estiverem em fase. Este fenômeno corresponde à lei de Bragg. (PANSU e GAUTHEYROU, 2006).

#### 4.1.9.2. Preparação das amostras e execução das análises

As análises por difração de raios-X foram executados no Instituto de Geociências da UFRGS.

O material enviado ao laboratório compunha-se de uma amostra de cerca de 100g de solo seco, passante na peneira 200 (0,074 mm). No entanto, a análise é realizada em uma

pequena porção de solo, composta por partículas menores que  $2\mu\text{m}$ . Para a preparação dessa amostra efetivamente utilizada no ensaio o laboratório adotou o seguinte procedimento, que é convencionalmente usado:

- Quarteamento da amostra;
- Desagregação em gral de porcelana;
- Desagregação por Agitação durante 24 horas em agitador orbital;
- Desagregação por ultra-som de ponteira durante 5 minutos com amostra em solução;
- Com a amostra em solução estabiliza-se a temperatura para controlar a viscosidade do fluido;

De acordo com a Lei de Stokes calculou-se o tempo de decantação respectivo de cada fração. O processo de decantação normal foi utilizado para separar a fração menor que  $2\mu\text{m}$ . O tempo estipulado para obtenção desta fração é de 5h 20min.

Com a fração granulométrica separada, foram preparadas as lâminas especiais para análise por difração de raios-X, onde as amostras são ditas orientadas e naturais. Esse processo foi repetido para as demais amostras.

Uma amostra orientada natural foi saturada com etileno glicol para verificar a existência ou não de argilominerais expansivos. Para isto a amostra orientada natural foi borrifada com etileno glicol e o excesso retirado com papel absorvente. Esta amostra é chamada de amostra glicolada.

Outra amostra orientada natural foi aquecida a  $550^{\circ}\text{C}$  durante duas horas para avaliar os argilominerais que colapsam a sua estrutura nestas condições (ex.: argilominerais do grupo das caolinitas), permitindo uma identificação mais precisa. Chama-se de amostra calcinada.

O equipamento utilizado nas análises foi um difratômetro Siemens Bruker AXS, modelo D5000 com goniômetro  $\theta$ - $\theta$ . A radiação usada foi do tipo  $K\alpha$  em tubo de cobre nas condições de 40 kV e 25 mA. Foram utilizadas velocidades e intervalos de varredura do goniômetro variáveis, em função da amostra a ser analisada.

Para a amostra em pó utilizou-se 1 segundo para  $0,02^{\circ}$  do goniômetro de  $2^{\circ}$  a  $72^{\circ}$   $2\theta$ . Nas amostras orientada natural e orientada calcinada utilizou-se 2 segundos para  $0,02^{\circ}$  do

goniômetro de  $2^\circ$  a  $28^\circ 2\theta$ . Para a amostra orientada glicolada utilizou-se velocidade de 3 segundos para  $0,02^\circ$  do goniômetro de  $2^\circ$  a  $28^\circ 2\theta$ .

As leituras obtidas pelo equipamento foram interpretadas por um software que compara esses dados com os espectros de referência que compõem o banco de dados do JCPDS (*Joint Committee on Powder Diffraction Standards*), produzindo os difratogramas que são o resultado das análises. Esses difratogramas apresentam picos que são os pontos de maior interesse, visto que são eles que indicam a preponderância de um determinado argilomineral na amostra analisada.

#### 4.1.10. Análises por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

##### 4.1.10.1. Aspectos gerais

A análise do solo estudado por meio de microscopia eletrônica de varredura foi empregada com o intuito de verificar o formato das partículas que compõem o solo, nível de degradação destas partículas, e a natureza dos argilo-minerais presentes no solo.

Diversas pesquisas na área geotécnica fazem uso de MEV para levantamento de informações que possam auxiliar no entendimento do comportamento destes solos, podendo ser citados os trabalhos de Rigo (2005) e Marcon (2005).

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) constitui-se em uma poderosa ferramenta para análises micro-estruturais de diversos materiais. Por meio de interação elétrons/amostra são geradas imagens virtuais de alta resolução, da ordem de  $10 \text{ \AA}$  (1 nm).

O MEV é composto basicamente pelos seguintes dispositivos: coluna ótico-eletrônica, unidade de varredura, câmara da amostra, sistema de detectores e sistema de visualização de imagens.

De maneira simplificada o princípio de funcionamento da microscopia eletrônica pode ser explicado da seguinte maneira: um canhão de elétrons produz um feixe de elétrons que ao percorrer a coluna ótico-eletrônica atravessa uma série de lentes eletromagnéticas.

Duas lentes condensadoras refrigeradas a ar demagnificam o feixe de elétrons. Em seguida o feixe atravessa uma lente objetiva, refrigerada a ar, que tem a função de focar a imagem. A ação demagnificadora destas lentes faz com que o feixe de elétrons assumam um

diâmetro muito pequeno ao atingir a superfície da amostra, da ordem de  $100 \text{ \AA}$  (MALISKA, 2010).

A interação entre o feixe de elétrons e a amostra resulta no espalhamento elástico e não elástico dos elétrons. O espalhamento elástico afeta a trajetória dos elétrons dentro da amostra, e resulta na ocorrência de elétrons retro-espelhados. Enquanto isso, o espalhamento não-elástico compreende processos que modificam a energia cinética dos elétrons, resultando na ocorrência de elétrons secundários e Auger, e raios-X.

Os elétrons secundários ao serem captados e processados permitem a leitura e criação da imagem da topografia da amostra, enquanto que os elétrons retro-espelhados possibilitam determinar as fases da amostra, através do contraste gerado entre os diferentes elementos que a constituem.

Tendo em vista que na microscopia eletrônica de varredura há a ocorrência de espectros de raios-X resultantes das interações entre os elétrons e a amostra, alguns equipamentos de MEV contam com um dispositivo de detecção de energia dispersiva de raios-X (EDS). O EDS permite identificar e quantificar os elementos químicos presentes na amostra, o que torna a técnica muito atrativa.

#### 4.1.10.2. Preparação das amostras e execução do ensaio

As amostras utilizadas para MEV foram obtidas dos blocos de solo indeformados, em forma de pequenos aglomerados com aproximadamente 5 mm de diâmetro. Foram preparadas seis amostras, embora apenas duas tenham sido analisadas.

Uma vez obtidas, as amostras foram expostas para secagem ao ar por um período de 96 horas e em seguida secas em estufa por 48 horas.

Após secas as amostras foram coladas nos *stubs* (placas metálicas onde são afixadas as amostras levadas ao MEV) para serem metalizadas. A metalização foi executada pela equipe do Centro de Microscopia Eletrônica da UFRGS, com 24 horas de antecedência à análise. Após a metalização as amostras foram levadas ao dissecador a vácuo, a fim de manter o teor de umidade próximo de zero. A Figura 4.14 apresenta as amostras preparadas para a análise.

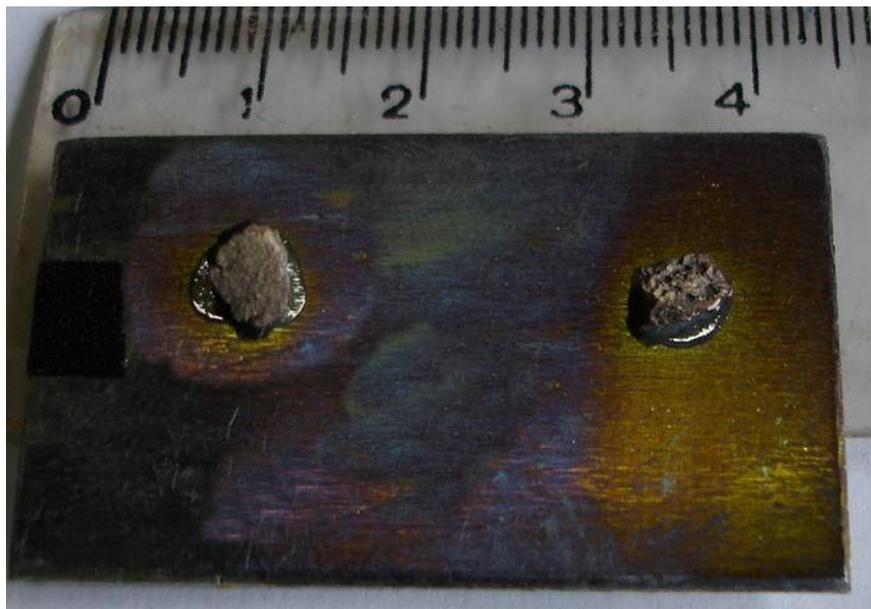


Figura 4.14. Amostras metalizadas para análise em MEV.

O processo de metalização é aplicado a materiais não-condutores e consiste na precipitação á vácuo de uma película de um material condutor, uma vez que a condução elétrica é o princípio de funcionamento do MEV. A metalização das amostras foi realizada com a aplicação de uma primeira película de carbono, e uma segunda de ouro. A adoção destes dois elementos é um procedimento comum nas análises de solo executadas pelo Laboratório de Caracterização de Argilas da UFRGS, o qual orientou a execução das microscopias deste trabalho.

As análises microscópicas foram executadas no Centro de Microscopia Eletrônica da UFRGS. Para tal utilizou-se um microscópio eletrônico de varredura modelo JEOL JSM 5800, com capacidade de ampliação de imagens de até 300.000 vezes.

## 4.2. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

Os parâmetros de comportamento geotécnico do solo estudado foram utilizados em análises de estabilidade da encosta. Foram realizadas simulações de equilíbrio limite utilizando-se o *software* SlopeW, produzido pela empresa Geo-slope International Ltd.

Estas simulações objetivaram a análise da coerência dos parâmetros de comportamento obtidos em laboratório com a determinação de uma superfície de ruptura condizente com a observada em campo. Sucessivas tentativas foram feitas, modificando-se as

condições de nível d'água, até que fosse obtida uma geometria da ruptura próxima à observada *in situ*.

Para a realização dessas simulações, foram definidos dois perfis da encosta, a partir do mapa produzido por (FLORES et al., 2009), com curvas de nível a cada 5 metros.

As simulações foram realizadas utilizando-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais CID-U, através dos métodos de Bishop simplificado e Morgenstern-Price.

## **5. RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E ANÁLISES DE ESTABILIDADE**

Até aqui, este trabalho apresentou alguns fundamentos acerca do problema dos movimentos gravitacionais de massa e da sua importância, dentro da geotecnia e para a sociedade. Foi também apresentada uma descrição do movimento gravitacional de massa estudado e da área onde este se localiza, além da metodologia adotada para o cumprimento dos objetivos definidos nesta dissertação.

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir do programa experimental e demais dados oriundos de simulações computacionais realizadas. Objetiva-se aqui o entendimento da relação entre as propriedades do solo estudado e a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa.

### **5.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA**

O solo estudado consiste em um silte inorgânico com areia (ML), de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-2000). A distribuição granulométrica do solo foi determinada com e sem o uso de solução defloculante. A Figura 5.1 apresenta as curvas granulométricas obtidas nessas condições e a Tabela 5.1 apresenta um resumo das percentagens que compõem cada fração, segundo a proposta constante na norma ABNT NBR 6502 (1995).

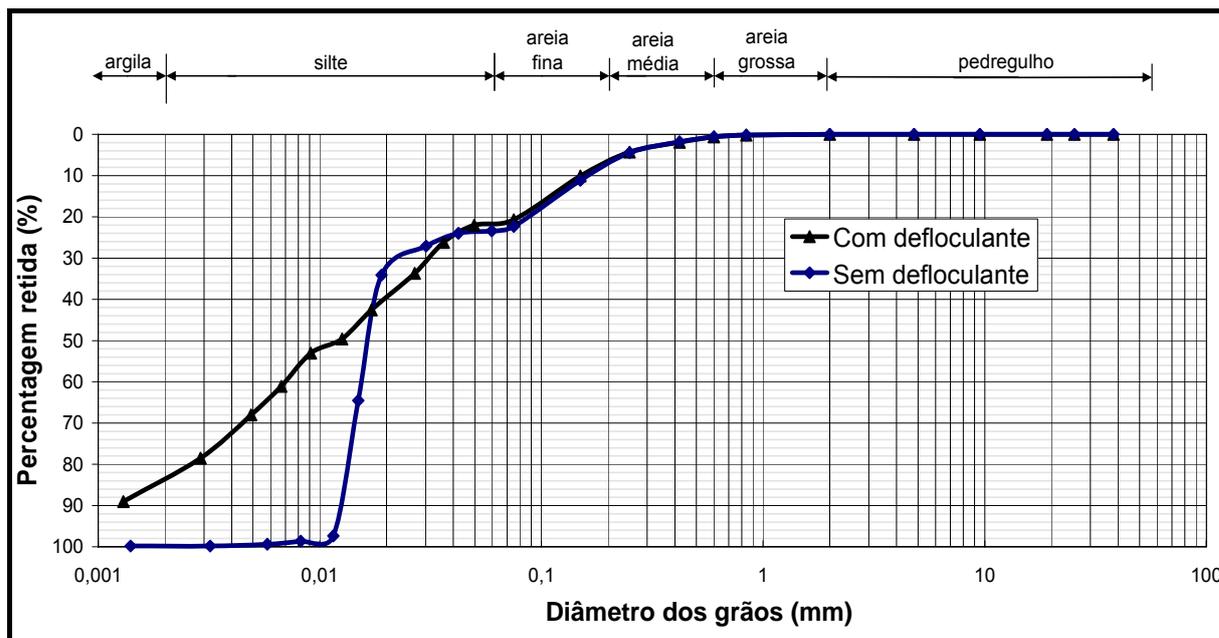


Figura 5.1. Curvas granulométricas do solo estudado.

Tabela 5.1. Composição granulométrica.

	Com defloculante	Sem defloculante
Pedregulho	0	0
Areia grossa	0	0
Areia média	1,92	1,73
Areia fina	18,75	19,81
Silte	63,87	78,09
Argila	15,46	0,37

Como é possível verificar, o solo é bastante fino, de natureza siltosa. Conforme Lambe e Whitman (1979), estes solos são inerentemente instáveis, particularmente quando há aumento do teor de umidade, sendo também muito suscetíveis à erosão e a ocorrência de *piping*.

Ao comparar as curvas obtidas com e sem o uso de solução defloculante, percebe-se que o uso de defloculante revela uma considerável porção de argilas. Essas argilas estariam (i) reunidas em grumos do tamanho de siltes, ou (ii) aglutinadas junto a partículas maiores. Elas correspondem a cerca de 15% da composição do solo quando desagregadas, e apresentam atividade normal ( $A_c=1,03$ ). A natureza dessas argilas será posteriormente discutida juntamente com os resultados das análises de difração de raios-X.

A determinação dos limites de Atterberg foi realizada para o solo natural e seco ao ar, por via seca. Para ambas as amostras foram obtidos limites de consistência muito próximos. O solo em estado natural apresentou  $LL=49\%$  e  $IP=18,5\%$ , enquanto que a amostra seca ao ar apresentou  $LL=47\%$  e  $IP=16$ . A Figura 5.2 apresenta esses índices plotados na carta de plasticidade.

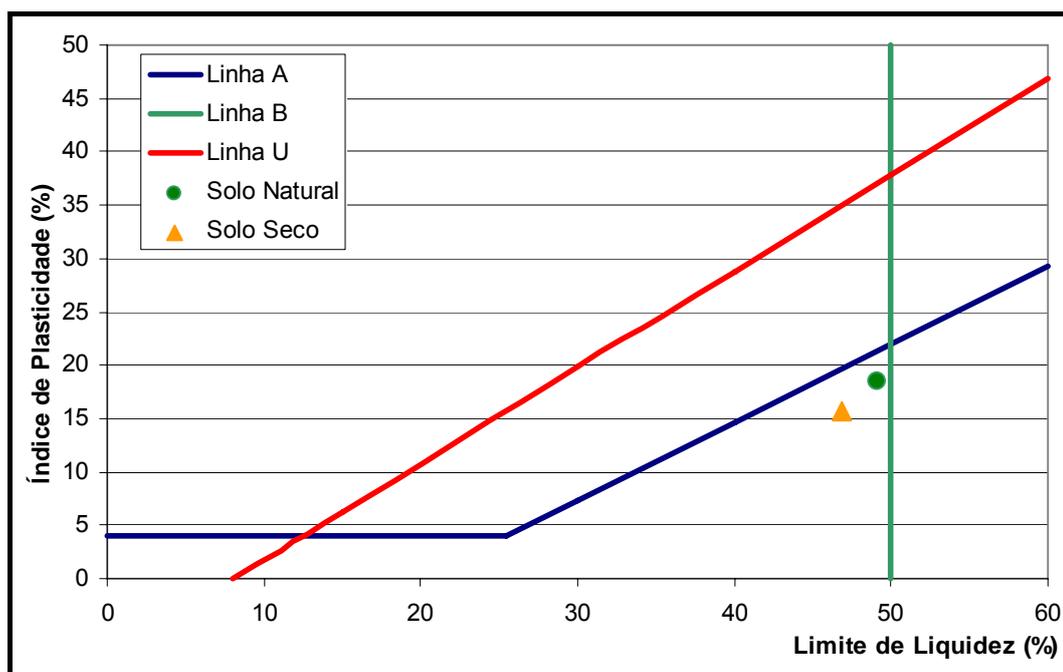


Figura 5.2. Limites de consistência do solo estudado.

Considerando-se as imprecisões intrínsecas às técnicas de ensaio, pode-se afirmar que estas duas técnicas de secagem não causaram modificações na microestrutura do solo capazes de alterar significativamente os limites de consistência. No entanto, pode-se atribuir a redução do limite de liquidez ao fato de que, com a secagem, as partículas finas do solo tendem a se agrupar, formando grumos maiores. Sabendo-se que o limite de liquidez é, em geral, inversamente proporcional ao tamanho das partículas que compõem o solo, a formação de grumos tende a reduzir o limite de liquidez do mesmo.

Observa-se ainda que a redução dos valores de  $LL$  e  $I_p$  com a secagem segue uma trajetória paralela a linha A. Este comportamento também foi verificado por Pandian et al. (1993) para alguns solos tropicais da Índia, os quais têm como argilominerais primários caulinitas, muscovitas e montmorilonitas.

Os índices físicos do solo, apresentados a seguir, na Tabela 5.2, constituem-se de uma média dos índices determinados a partir dos corpos de prova obtidos de amostras indeformadas utilizados nos ensaios triaxiais (3 corpos de prova), ensaios de cisalhamento direto (4 corpos de prova) e no ensaio de condutividade hidráulica (1 corpo de prova).

Tabela 5.2. Índices físicos do solo.

	Média	Desvio Padrão
Teor de umidade natural (%)	39,75	1,46
Peso específico real dos grãos (KN/m <sup>3</sup> )	25,97	0
Peso específico aparente úmido (KN/m <sup>3</sup> )	16,63	0,37
Peso específico aparente seco (KN/m <sup>3</sup> )	11,90	0,35
Grau de Saturação (%)	86,84	1,75
Índice de vazios	1,21	0,03
Porosidade	0,55	0,01

## 5.2. EXPANSIBILIDADE

As análises de composição do solo por difração de raios-X (DRX) revelaram a presença de esmectitas, que se trata de um argilomineral de natureza expansiva, em quantidade que poderia ser determinada por meio de uma análise quantitativa dos resultados da DRX. No entanto, análises quantitativas envolvem maior complexidade e exigem esforço consideravelmente maior que o despendido para se realizar uma interpretação qualitativa. Tendo sido empregada nesta pesquisa análise do tipo qualitativa da DRX, não se contava com informações relativamente precisas da quantidade de argilominerais expansivos presentes no solo. Desta forma, foi empregado um ensaio de expansibilidade para a quantificação do potencial de expansão do solo, em virtude da presença de esmectitas na sua composição.

A Figura 5.3 apresenta um gráfico onde é mostrada a variação de altura do corpo de prova durante o ensaio, em função da raiz do tempo.

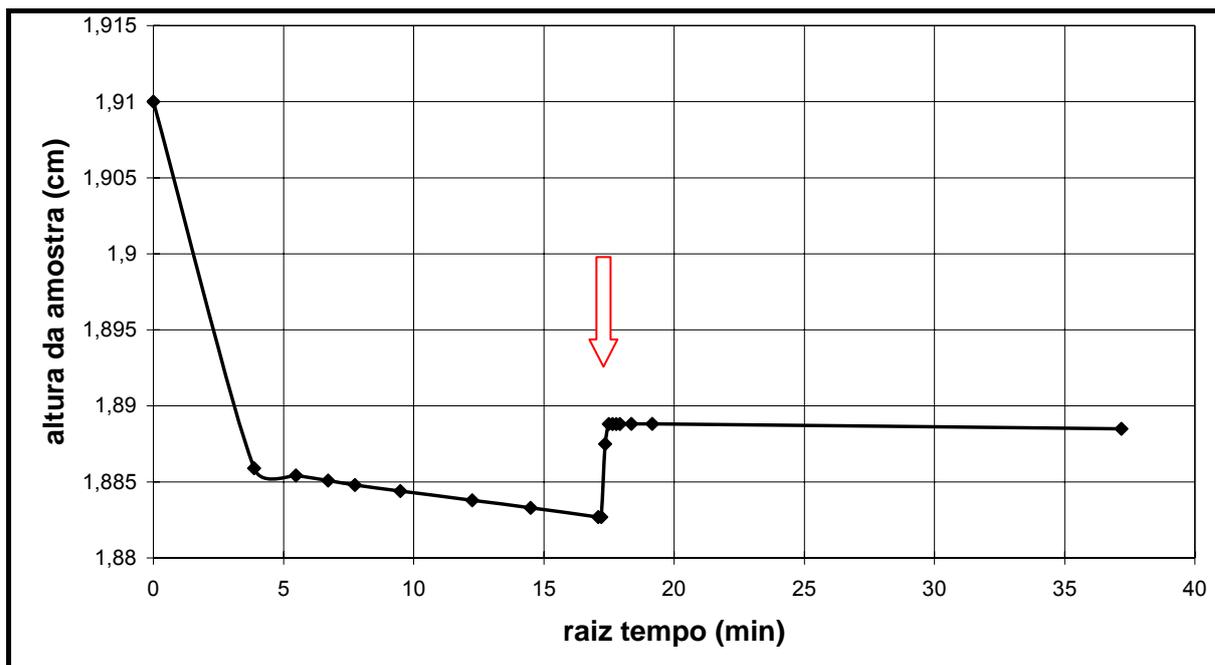


Figura 5.3. Deformações medidas no ensaio de expansibilidade.

O primeiro estágio do gráfico mostra a redução de altura do corpo de prova provocada pela aplicação da carga vertical de 50 kPa, o que representa a tensão aplicada por uma camada de solo de aproximadamente 3 m. Esta carga foi mantida por aproximadamente 5 horas, provocando uma redução de 0,03 mm no corpo de prova. Em seguida o mesmo foi inundado, provocando uma rápida, porém muito pequena expansão, que resultou em uma variação de 0,06 mm em sua altura. Logo após o fim da expansão o corpo de prova passou a sofrer uma nova, mas quase insignificante redução de altura. Com base nessas medidas e na norma ASTM D4829, verificou-se que nas condições de carregamento aplicadas o solo estudado apresenta baixo potencial de expansão, da ordem de 0,13% ( $EI=1,3$ ).

No entanto, a secagem do solo para que se atingisse o limite de plasticidade gerou uma pequena redução de diâmetro do corpo de prova, que não promoveu a separação do anel metálico e do solo, mas que pode ter tido alguma influência no índice de expansão medido.

### 5.3. COMPRESSIBILIDADE

A ocorrência de cimentação é resultado de diversos processos atuantes no solo durante sua evolução. De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), o desenvolvimento da cimentação se dá por: (i) solução e deposição de sílica nos contatos entre partículas; (ii) soldagem de partículas quando submetidas a tensões muito elevadas; (iii) deposição de carbonatos,

hidróxidos e matéria orgânica em solução; (iv) recristalização de minerais durante intemperização e (v) modificação das camadas de água adsorvida e forças de atração entre partículas em solos argilosos.

Ensaio de compressão confinada em oedômetro convencional foram executados neste trabalho a fim de investigar a influência da cimentação no comportamento do solo estudado, quando submetido à compressão uniaxial. Foram ensaiados três corpos de prova. O primeiro foi obtido de forma indeformada, representando o maciço verticalmente (IV). O segundo corpo de prova, também indeformado, foi extraído de forma a representar o maciço horizontalmente (IH). O terceiro corpo de prova foi moldado em laboratório através de compactação estática em uma única camada de solo em condição desagregada, com índices físicos semelhantes aos do solo indeformado (REM).

Salienta-se que a amostra indeformada vertical foi anteriormente utilizada para ensaio de expansibilidade e que, para tal, sua umidade foi reduzida de 40% (teor natural) para aproximadamente 30% (limite de plasticidade), conforme já descrito no capítulo 4.

A Figura 5.4 apresenta as curvas que relacionam tensão vertical efetiva *versus* índice de vazios. A partir destas curvas foram obtidos os parâmetros de comportamento em termos de compressibilidade apresentados na Tabela 5.3, sendo eles: tensão de pré-adensamento, aqui denominada tensão de plastificação, coeficiente de recompressão ( $c_{cr}$ ), coeficiente de compressão ( $c_c$ ) e coeficiente de descompressão ( $c_d$ ).

Os dados obtidos para amostra IV foram calculados com base na curva referente ao primeiro carregamento, com exceção do coeficiente de compressão, calculado para 2 trechos, e o coeficiente de descompressão, calculado em função do segundo carregamento.

O coeficiente de recompressão ( $c_{cr}$ ) foi calculado para a amostra IV no trecho entre 1,34 e 50 kPa, salientando-se que neste intervalo ocorreu o processo de expansão por conta do ensaio de expansibilidade executado previamente. Para a amostra IH calculou-se  $c_{cr}$  no trecho entre 1,34 e 50 kPa, pois a tensão de 12,5 kPa foi empregada apenas após a expansão do corpo de prova. Para a amostra REM calculou  $c_{cr}$  também no intervalo entre 1,34 e 50 kPa.

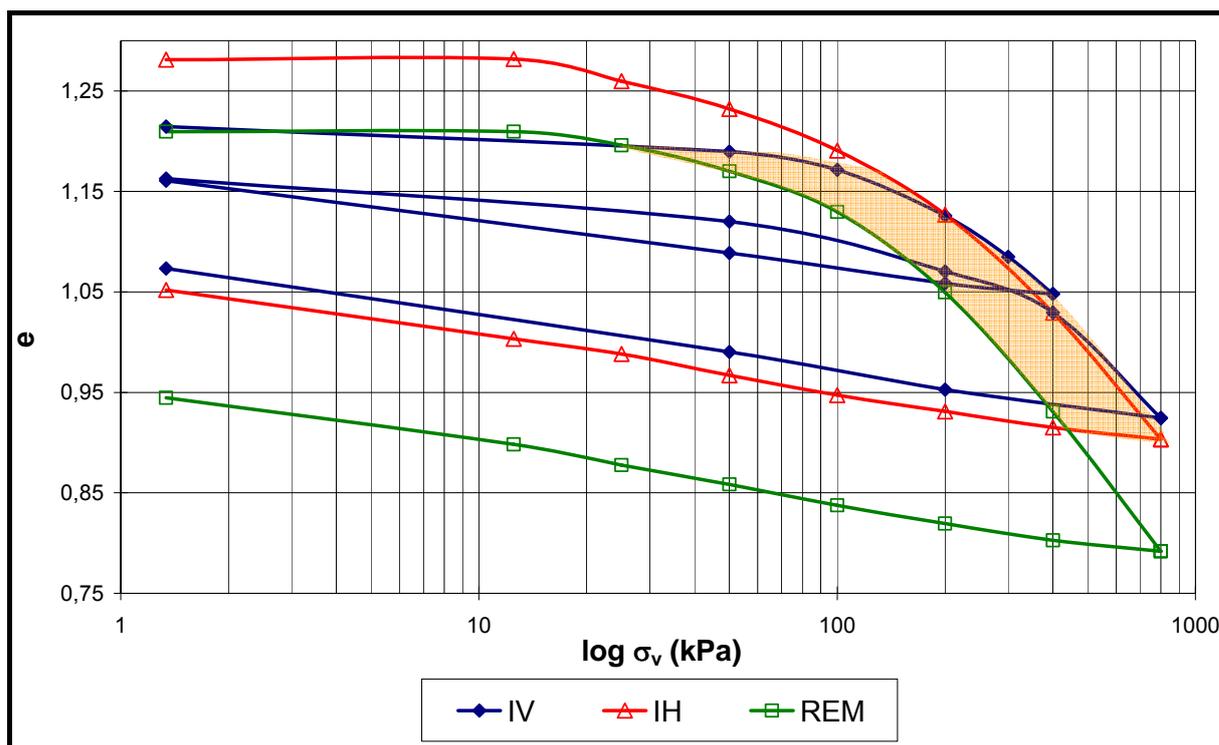


Figura 5.4. Curvas log da tensão *versus* deformação em compressão confinada.

Tabela 5.3. Parâmetros de comportamento do solo residual de granulito sob compressão confinada.

Corpo de Prova	$\sigma'_{vp}$ (kPa)		$C_{cr}$	$C_c$	$C_d$
	Casagrande	Pacheco e Silva			
Indef. Vertical (IV)	135	133	0,016*	0,259* 0,378**	0,053***
Indef. Horizontal (IH)	145	163	0,031	0,372	0,053
Remoldado (REM)	120	126	0,025	0,428	0,053

Nota: coeficientes calculados para: \* primeiro carregamento; \*\* primeiro e segundo carregamento; \*\*\* segundo carregamento.

O primeiro aspecto a ser observado nestes resultados é a natureza levemente estruturada desse material. Isto se verifica pela diferença apresentada entre as curvas obtidas para o solo indeformado e remoldado, em termos de nível de deformação atingido e tensões necessárias para tal.

O solo remoldado apresentou deformações superiores às desenvolvidas pelo material em condição indeformada, como mostra os valores de  $c_c$  calculados, cerca de 15% maiores para o solo remoldado. Mesmo partindo de um índice de vazios semelhante, IV e IH atingiram

um índice de vazios da ordem de 0,9 enquanto que REM chegou a  $e=0,79$ , evidenciando a ação da microestrutura no comportamento do material.

A existência de uma leve estrutura do solo fica também evidente pelo afastamento entre as curvas obtidas para o material indeformado e deformado, na reta de compressão, conforme área destacada em amarelo na Figura 5.4. Esta evidência de estrutura foi reportada por Leroueil e Vaughan (1990), que denominam a área destacada como “espaço permitido à estrutura”, ou seja, somente a estrutura permite ao solo permanecer nesta área. A extensão deste espaço reflete o quão estruturado é o solo.

O comportamento semelhante apresentado por IV e IH mostra que ocorre uma isotropia de deformabilidade ainda que haja uma diferença entre os índices de vazios iniciais destes corpos de prova. Inicialmente IV se mostra mais rígido que IH, até que o índice de vazios é igualado, sob tensões em torno de 200 kPa. A partir deste ponto o solo comporta-se de forma semelhante para os dois corpos de prova, como mostram os valores calculados para  $c_c$ , seguindo uma trajetória paralela, definindo uma linha de compressão normal em  $k_0$  ( $K_0$  NCL).

O aspecto das curvas mostradas na Figura 5.4 é resultado da escala logarítmica aplicada às abscissas. Neste sentido, considera-se interessante avaliar o aspecto destas quando plotadas utilizando escala linear, conforme Figura 5.5. A influência da estrutura na compressibilidade do solo pode ser também verificada nesta figura. O solo REM apresenta uma taxa de deformação bastante superior à do solo indeformado. Comparando corpos de prova com mesmo índice de vazios inicial (REM e IV) observa-se uma menor rigidez de REM e maior deformabilidade, alcançando quase o dobro das deformações sofridas pelo corpo de prova IV.

Quando comparados os comportamentos apresentados por REM e IH, sendo que IH parte de um índice de vazios maior, percebe-se que ambos apresentam a mesma rigidez até que são atingidas tensões próximas a  $\sigma'_{vp}$ . A partir daí IH apresenta uma maior rigidez e tende a uma trajetória semelhante à observada para IV, enquanto que REM continua menos rígido, o que o leva a desenvolver deformações bastante superiores às medidas para IH.

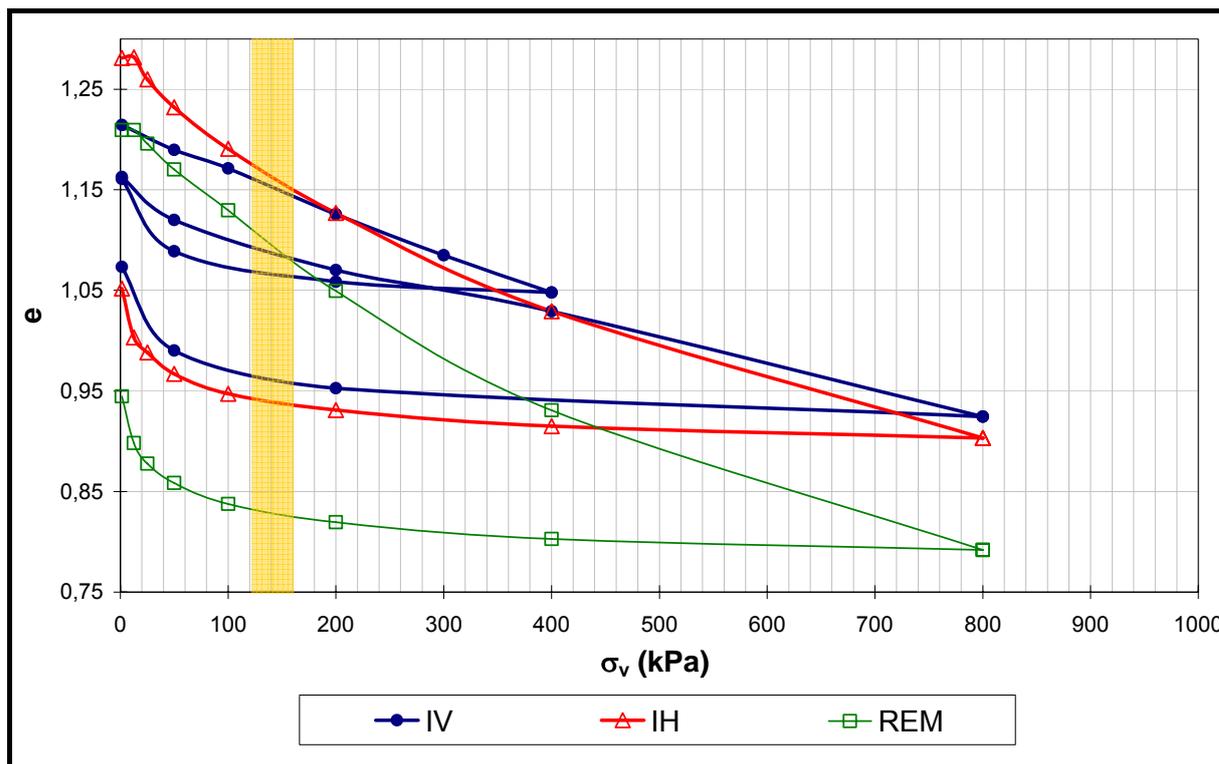


Figura 5.5. Curvas tensão *versus* deformação em compressão confinada.

Observa-se que as curvas não apresentam qualquer indicação de mudança significativa de comportamento quando atingidos os níveis de tensão de plastificação ( $\sigma'_{vp}$ ) mostrados na Tabela 5.3 (área destacada na Figura 5.5). Por outro lado, o que se observa para IH e REM é um enrijecimento constante do material, tendendo a reduzir depois de ultrapassadas tensões próximas a 400 kPa, devido a considerável diminuição de vazios já provocada.

Assim, constata-se que a adoção dos métodos de Casagrande e Pacheco e Silva, associadas à utilização de gráficos em escala logarítmica, não se mostra um procedimento confiável para a definição de uma tensão de plastificação por carregamento axial para o solo residual estudado. A escala logarítmica utilizada gera uma ideia errônea de *yelding* da estrutura, e força o surgimento de uma curvatura. Esta condição já foi anteriormente verificada por Wesley (1990) ao estudar a aplicabilidade de alguns conceitos da mecânica dos solos clássica, concebida em solos sedimentares, ao comportamento de diferentes solos residuais.

Na Figura 5.6 são apresentadas as mesmas curvas da figura anterior juntamente com uma curva obtida de um ensaio em argila mole. Para comparação os índices de vazios foram normalizados com relação ao índice de vazios inicial de cada corpo de prova.

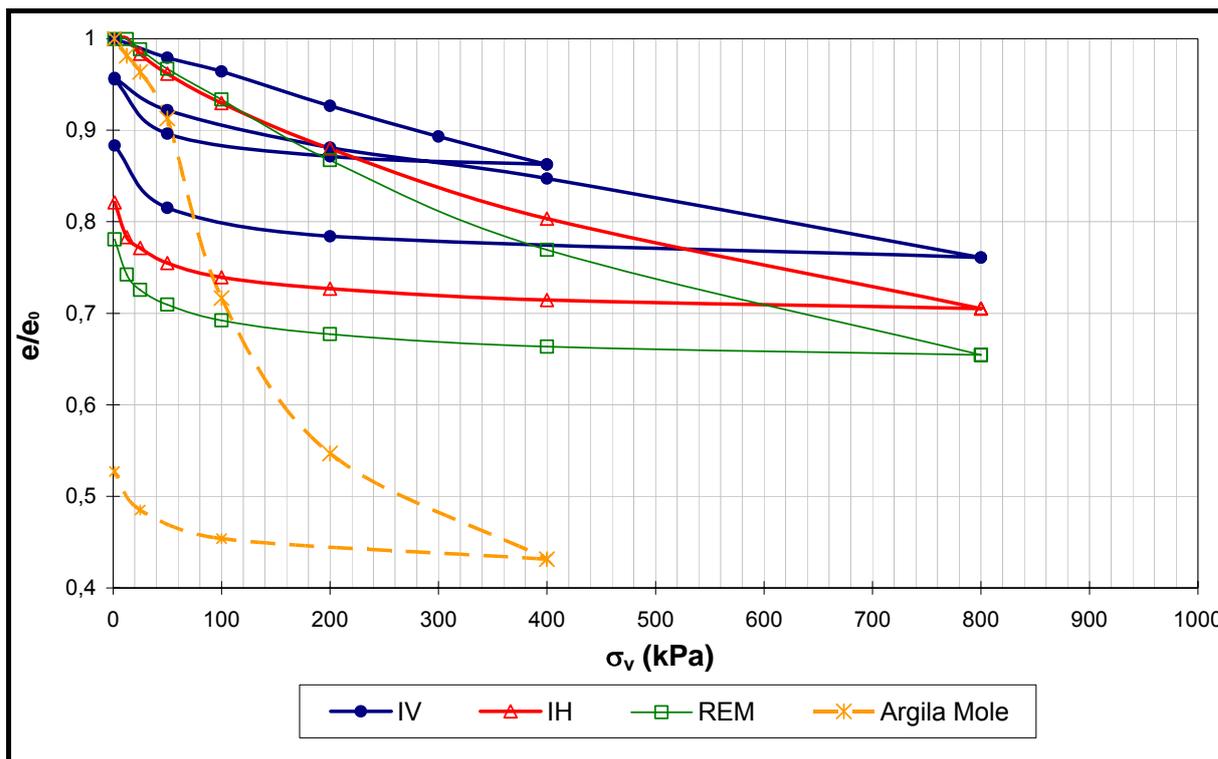


Figura 5.6. Compressibilidade do solo estudado e de argilas moles.

O que se verifica é que a utilização de gráficos com escala linear permite a identificação de tensões de pré-adensamento, ou plastificação, quando elas existem. Para a argila mole mostrada, observa-se que há uma clara mudança de comportamento quando as tensões são superiores a 40 kPa, apontando que a tensão de pré-adensamento fora superada. Quando a tensão vertical ultrapassa 140-160 kPa aproximadamente, então o solo passa a aumentar sua rigidez, como resultado da redução do índice de vazios.

Os dados apresentados mostram que o solo estudado possui uma leve estruturação que tende a se degradar na medida em que as tensões são elevadas e não há um ponto de plastificação definido, já que não ocorrem deformações abruptas. Com a remoldagem do solo, a estrutura é perdida e o mesmo torna-se mais compressível.

Com os incrementos de carregamento as deformações verticais desenvolveram-se de maneira semelhante, independentemente dos níveis de tensão aplicados. Após a aplicação de cada carregamento iniciou-se uma acelerada deformação, evidenciando que as poropressões foram rapidamente dissipadas. Essa tendência modificou-se um minuto aproximadamente após a aplicação dos carregamentos, levando a um comportamento de transição e que em seguida tornou-se assintótico, tendendo à estabilização.

Assim, a partir destes ensaios não foi possível o cálculo dos coeficientes de adensamento ( $c_v$ ) virtual, em consequência do formato apresentado pelas curvas que relacionam log do tempo *versus* altura da amostra e raiz do tempo *versus* altura da amostra.

Os gráficos log do tempo *versus* altura da amostra acabaram tornando-se retas, conforme mostrado na Figura 5.7 e o comportamento assintótico das curvas raiz do tempo *versus* altura da amostra remetem à ocorrência de *creep*.

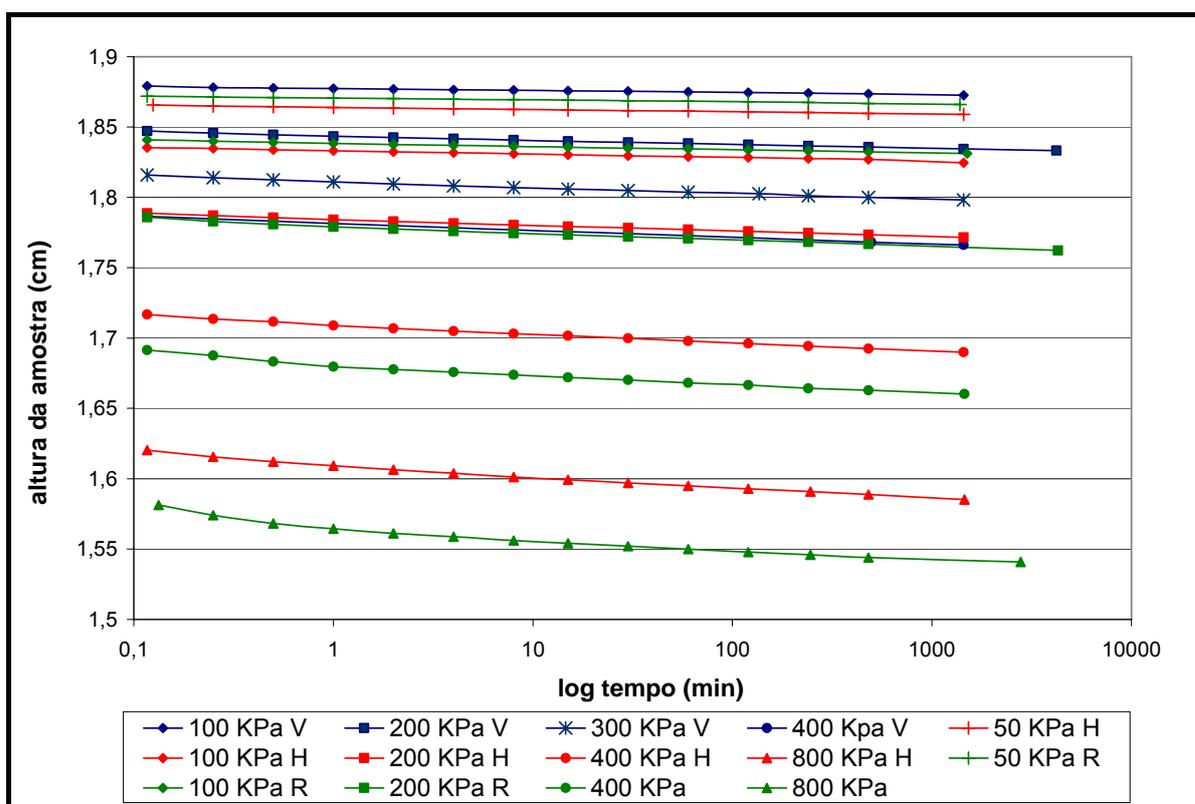


Figura 5.7. Curvas log do tempo *versus* altura da amostra.

#### 5.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A condutividade hidráulica saturada do solo estudado foi determinada a partir de dois conjuntos de ensaios. O primeiro conjunto de ensaios foi executado em um permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, sendo determinada o coeficiente de condutividade hidráulica saturada ( $k_{sat}$ ) para tensões de confinamento da ordem de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. Os valores de coeficiente de condutividade hidráulica saturada são apresentados em função das tensões efetivas de confinamento (Figura 5.8) e da variação do índice de vazios (Figura 5.9).

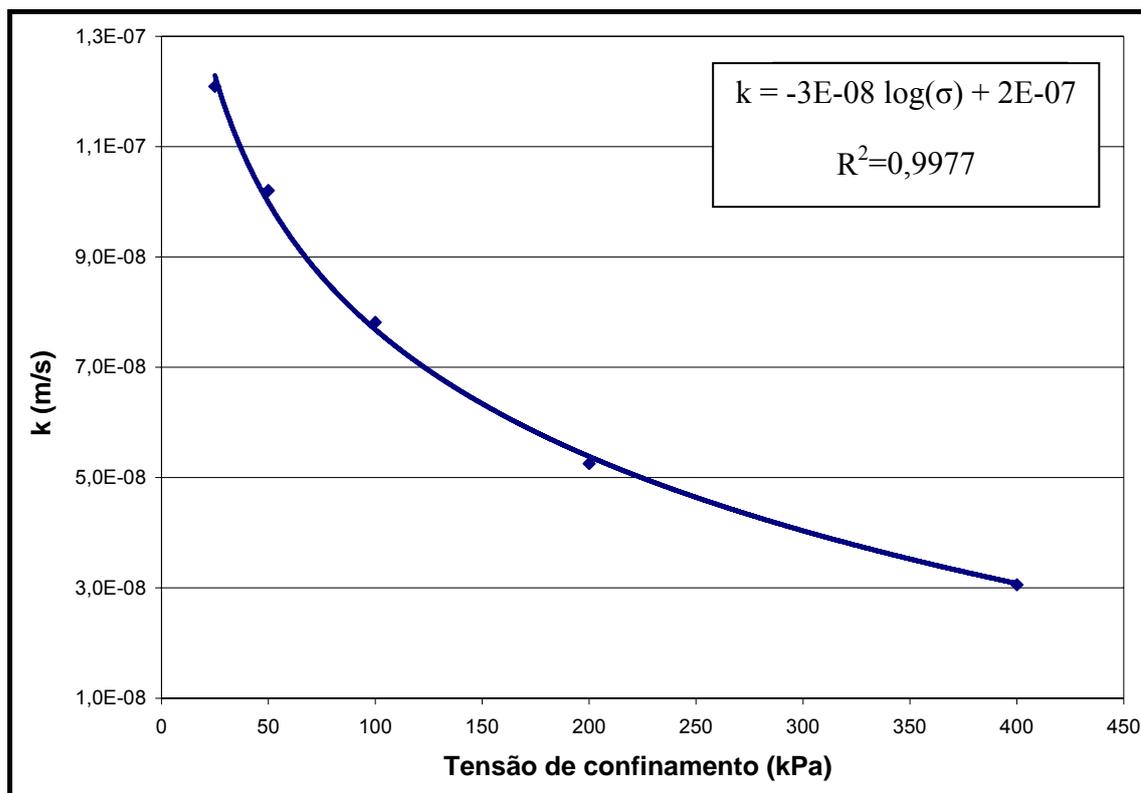


Figura 5.8. Coeficientes de conduividade hidráulica saturada em função das tensões de confinamento.

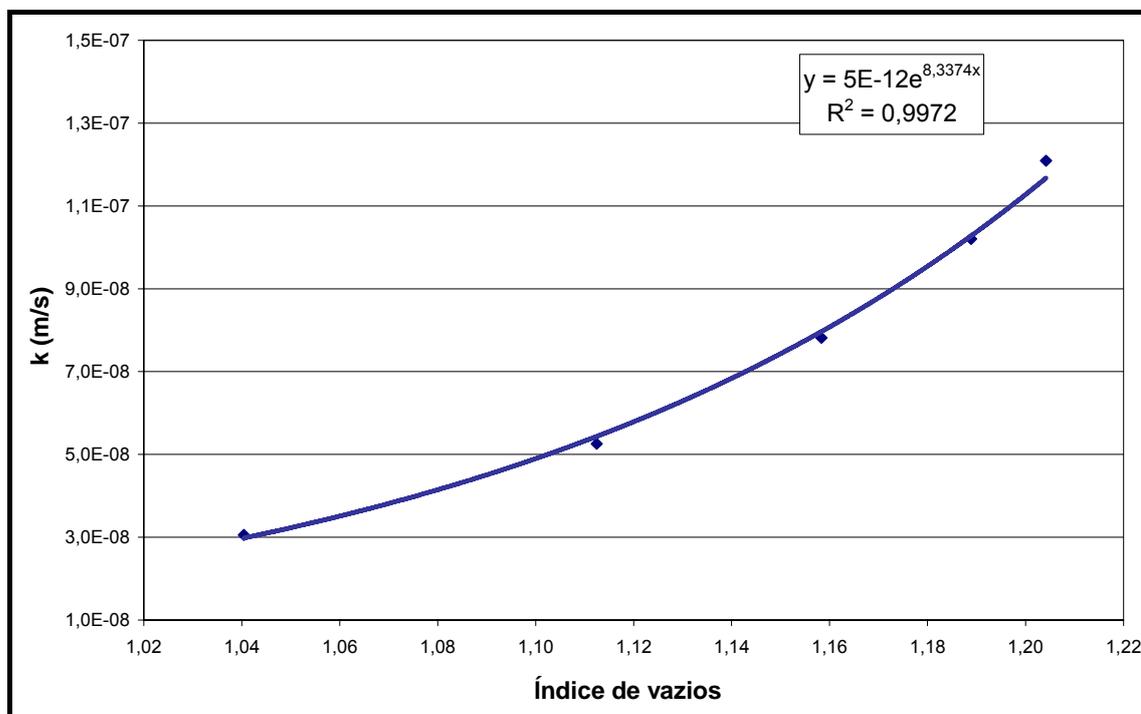


Figura 5.9. Coeficientes de conduividade hidráulica saturada em função do índice de vazios.

O segundo conjunto de ensaios de condutividade hidráulica foi realizado durante os ensaios triaxiais de trajetória especial, determinando-se  $k_{sat}$  antes e após a ruptura do corpo de prova, para tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa. A Figura 5.10 mostra os resultados obtidos a partir desta técnica em comparação com aqueles oriundos dos ensaios em permeâmetro com coluna de mercúrio.

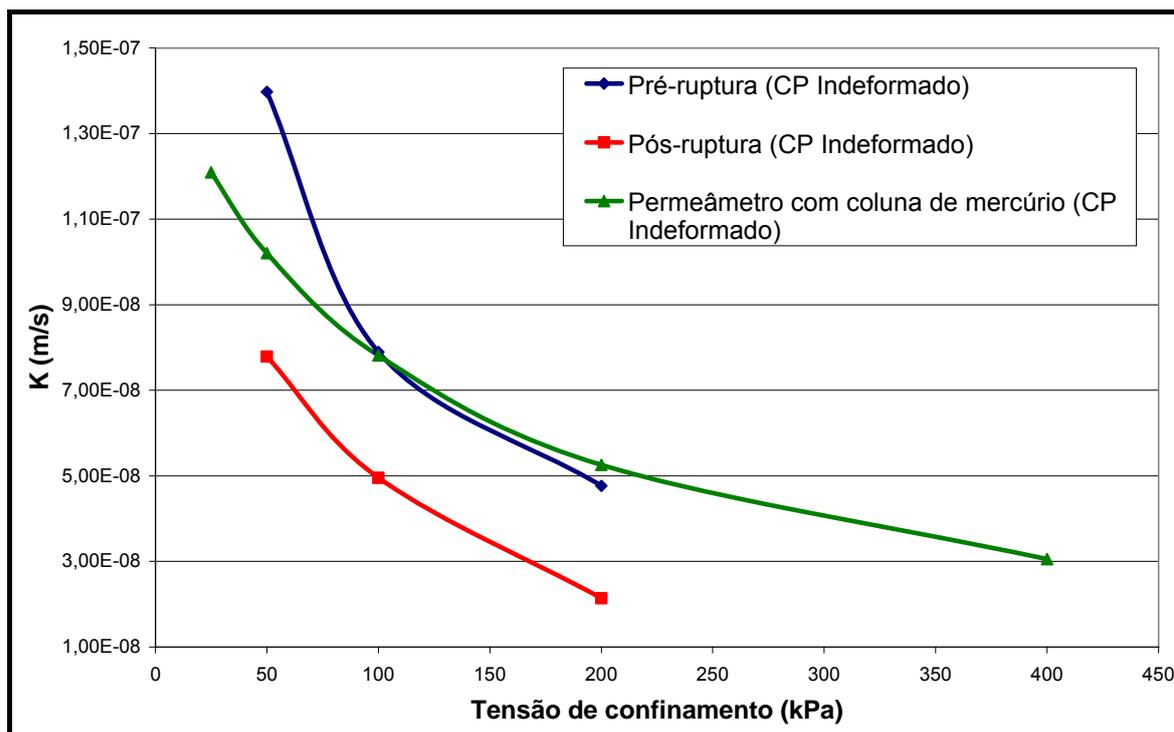


Figura 5.10. Coeficientes de condutividade hidráulica saturada em função da tensão confinante durante ensaios triaxiais.

O coeficiente de condutividade hidráulica medido a diferentes tensões confinantes ficou dentro do intervalo característico de solos siltsos. Mesmo com a utilização de um gradiente hidráulico relativamente alto, o solo apresentou baixa condutividade hidráulica, resultado de sua composição granulométrica bastante fina. O aumento da tensão de confinamento resultou em uma redução de  $k_{sat}$  seguindo uma tendência bem definida, ajustável em relação à variação do índice de vazios através de uma função exponencial, e por meio de uma função logarítmica, em relação às tensões de confinamento.

A diminuição do índice de vazios em virtude do incremento da tensão confinante é resultado do rearranjo das partículas, que reduz os vazios do solo. Com a diminuição dos vazios há uma redução dos caminhos de percolação da água, que se reflete em menores valores de  $k$ . O efeito do aumento da tensão confinante no sentido de reduzir a condutividade

hidráulica do solo é mais pronunciado nos primeiros acréscimos de tensão e tende a ser menos severo para as tensões maiores.

Os resultados obtidos medindo-se  $k_{sat}$  antes e após o ensaio triaxial demonstram que com o cisalhamento do solo há uma pequena redução da condutividade hidráulica. Nos ensaios executados com tensão confinante de 50 kPa esta variação de  $k_{sat}$  mostrou-se mais pronunciada que nos ensaios à 100 e 200 kPa.

Esta redução de  $k_{sat}$ , embora pequena, indica que, durante a ruptura, este solo está susceptível a um incremento de poropressões maior que o que ocorreria caso  $k_{sat}$  se mantivesse constante, visto que o tempo para dissipação torna-se maior. Outro importante aspecto relacionado à queda da condutividade hidráulica com o cisalhamento do solo é, em caso de movimentos lentos, o surgimento de contrastes de condutividade hidráulica nas superfícies de ruptura. Segundo Reid (1997), mesmo pequenos contrastes (uma ordem de magnitude ou menos) na condutividade hidráulica dos solos em encostas podem modificar as condições de tensões efetivas atuantes no maciço, elevando o potencial de instabilidade.

Ao comparar os valores de  $k_{sat}$  medidos no permeâmetro com coluna de mercúrio e no equipamento para ensaio triaxial, antes da execução do ensaio, se verifica uma excelente consonância entre os resultados obtidos em ambas as técnicas para as tensões confinantes de 100 e 200 kPa.

A variação nas medidas realizadas nos ensaios com tensão confinante de 50 kPa podem ser atribuídas a uma possível heterogeneidade entre corpos de prova ou ainda a uma maior sensibilidade nas medidas de condutividade hidráulica a baixas tensões confinantes.

Uma vez que a taxa de redução de índice de vazios é mais intensa nos carregamentos mais baixos, como pode se observar na inclinação da curva mostrada na Figura 5.9 ( $e$  x  $k_{sat}$ ), o rearranjo das partículas pode dar-se de formas diversas, que conduzem a diferentes caminhos de percolação, e condutividade variável. Com o aumento de tensões as partículas tendem a se rearranjar de forma menos variada, conduzindo a medidas semelhantes.

A harmonia obtida entre os resultados, mesmo empregando corpos de prova de alturas diferentes (10 cm nos ensaios triaxiais e 5 cm nos ensaios em permeâmetro com coluna de mercúrio) demonstra a confiabilidade das medidas realizadas, sobretudo a maiores tensões, independentemente do equipamento utilizado. Também se constata que a utilização de um gradiente hidráulico no ensaio em permeâmetro com coluna de mercúrio, cerca de três vezes maior que o aplicado no ensaio triaxial, não teve efeito considerável nas medidas.

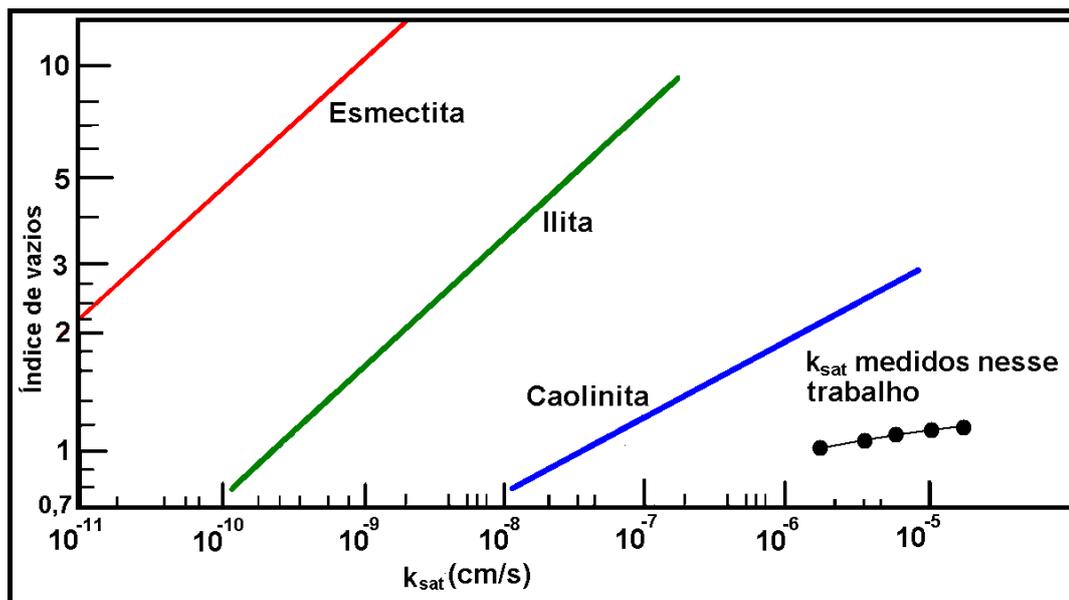


Figura 5.11. Valores característicos de  $k_{sat}$  de argilominerais mais comuns (modificado de MESRI e OLSON, 1971).

A Figura 5.11 apresenta os coeficientes de condutividade hidráulica do solo residual de granulito, medidos em permeâmetro com coluna de mercúrio, em relação a valores de  $k_{sat}$  típicos de alguns argilominerais, obtidos por Mesri e Olson (1971).

Com base nessas informações, observa-se que a presença de caulinitas, verificada através de análises de difração de raios-X, não é grande o suficiente para definir o comportamento deste solo no que diz respeito à condutividade hidráulica. Isto também porque a porcentagem de argilas é pequena na composição granulométrica dos solos, pouco influenciando seu comportamento em termos de permeabilidade. Valores de  $k_{sat}$  da grandeza dos medidos para o solo residual de granulito foram obtidos em caulinitas, por Mesri e Olson (1971), apenas quando o índice de vazios foi superior a 2.

## 5.5. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

### 5.5.1. Ring Shear

Os ensaios de cisalhamento torsional, ou *ring shear*, foram executados com o objetivo de se determinar a resistência ao cisalhamento residual, tanto do solo residual de granulito (SRGr), quanto do material que preenche os planos reliquias que ocorrem no maciço (Sfl).

O estudo da resistência ao cisalhamento residual deste material busca verificar a possibilidade do mesmo ter influência na deflagração dos movimentos gravitacionais de massa.

No entanto, diferentemente do que ocorre para o SRGr, não são conhecidas as propriedades físicas do segundo material (granulometria, limites de consistência). Uma análise visual e tátil permite observar que se trata de um material de granulometria mais grossa, com elevada quantidade de partículas de areia, resultantes da deposição de quartzo, as quais são pouco encontradas no SRGr. A coloração escura deste material, típica de materiais com presença de manganês, é resultado da alteração de minerais máficos, sobretudo biotitas. Uma comparação do aspecto visual destes dois materiais é mostrada na Figura 5.12.

Os ensaios, como descrito no capítulo anterior, foram executados em estágio único com pré-cisalhamento para o SRGr, e através da técnica mutliestágio sem pré-cisalhamento para o Sfl. As curvas tensão *versus* deformação para ambos os materiais são apresentadas na Figura 5.13 e na Figura 5.14.



Figura 5.12. Aspecto dos solos investigados por meio de ensaios *ring shear*.

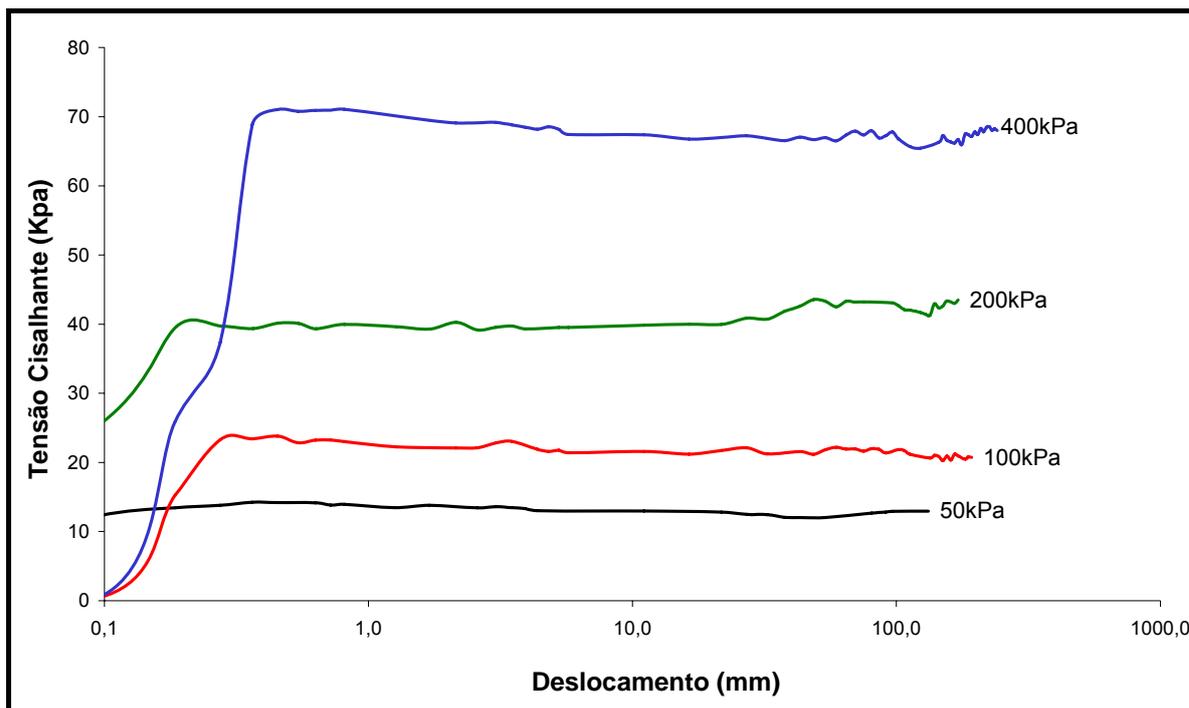


Figura 5.13. Curvas tensão *versus* deformação do solo residual de granulito (SRGr).

De acordo com a Figura 5.13, verifica-se que não houve uma relação definida entre a tensão normal aplicada e a deformação necessária para se atingir a condição residual neste material. Enquanto que para o ensaio com tensão normal de 200 kPa a condição residual foi alcançada com menos de 1 mm de deformação, o ensaio com tensão de 50 kPa não apresentou uma tendência clara de estabilização, mesmo tendo sido empregado o pré-cisalhamento como procedimento para agilizar a obtenção da condição residual. O uso do pré-cisalhamento causou considerável extrusão de solo do interior da célula de ensaio, como já fora reportado por Stark e Vettel (1992). Seu emprego também resultou na ausência de picos pronunciados para o solo de granulito, já que estes surgem com pequenas deformações.

Com exceção do ensaio com tensão normal de 100 kPa, a condição residual foi interrompida, após deformações superiores a 100mm aproximadamente, por um aumento da resistência ao cisalhamento. Isto pode ser explicado pela utilização do pré-cisalhamento que provoca um aumento do volume de material extrudado, levando a um aumento do atrito entre as partes superior e inferior da célula, resultando em um acréscimo da tensão cisalhante.

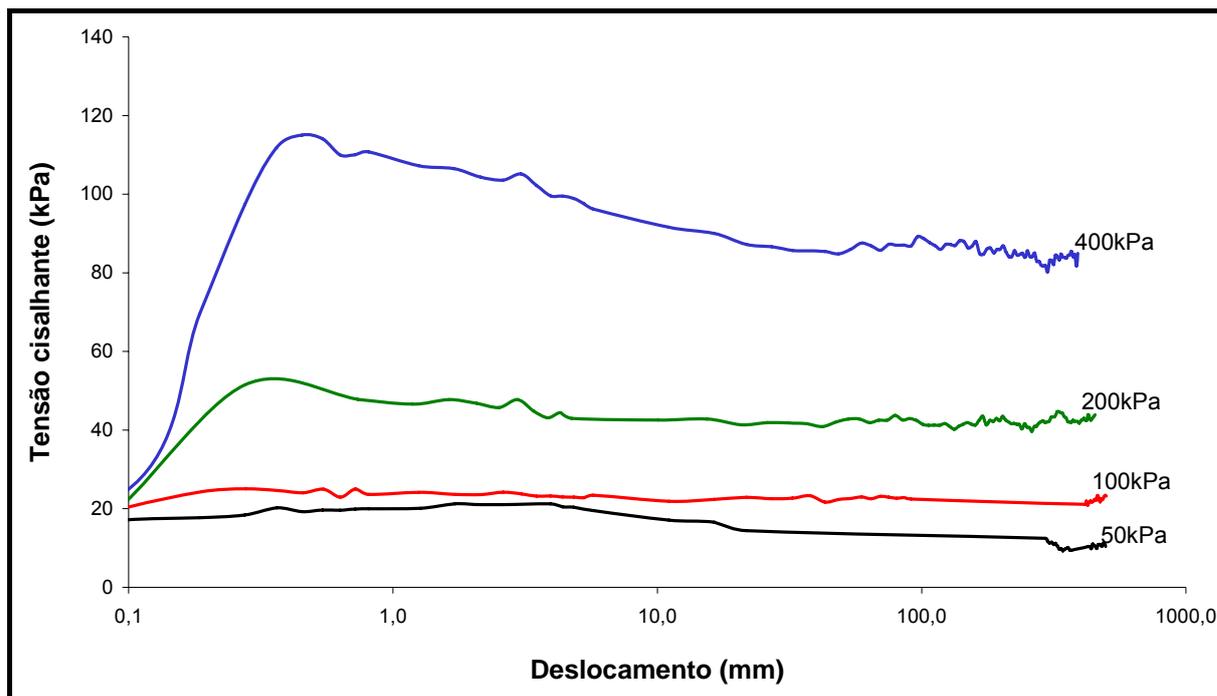


Figura 5.14. Curvas tensão *versus* deformação do solo que preenche os planos reliquias (Sfl).

O Sfl apresentou maior resistência ao cisalhamento que o SRGr, independentemente das tensões normais aplicadas. A natureza mais friccional deste material, se comparada ao SRGr, é também constatada pela ocorrência de picos, mesmo com o uso da técnica multiestágio. Este pico de resistência, esperado no primeiro carregamento pelo não emprego do pré-cisalhamento, apareceu de forma bastante pronunciada também nos ensaios executados com tensão normal de 200kPa e 400kPa.

Estes resultados de resistência ao cisalhamento residual foram normalizados, e são apresentados na Figura 5.15 em função da tensão normal aplicada. O resultado da normalização, ou seja, a razão entre tensão cisalhante e tensão normal é denominada coeficiente de atrito residual ( $\tau_r/\sigma_n$ ).

A resistência ao cisalhamento residual do SRGr está relacionada à tensão normal à que é submetido, embora esta relação não seja linear, como pode se verificar pela ocorrência de diferentes valores de  $\tau_r/\sigma_n$ . Com o aumento da tensão normal observa-se uma redução do coeficiente de atrito residual. Variações desse tipo, mas de maior magnitude, resultam em envoltórias de ruptura com tendência curvilínea. No entanto, a pequena variação nos valores de  $\tau_r/\sigma_n$  medidos nestes ensaios permite que a envoltória seja ajustada satisfatoriamente como uma reta.

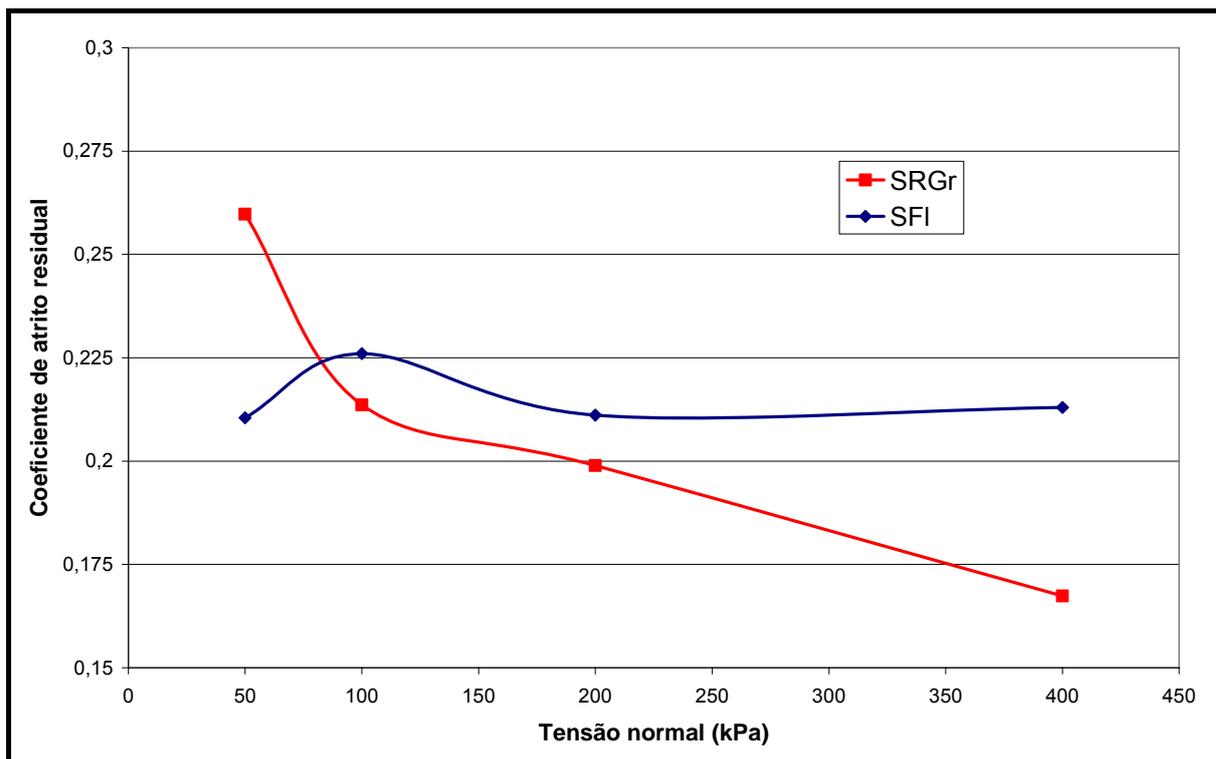


Figura 5.15. Curvas tensão normal *versus* coeficiente de atrito residual.

O SFI apresentou resultados normalizáveis, com  $\tau_r/\sigma_n$  da ordem de 0,22. A constância nos valores de  $\tau_r/\sigma_n$  obtidos para o SFI, remetem à ocorrência de uma envoltória de ruptura ajustada como uma reta.

O uso da técnica multiestágio sem emprego de pré-cisalhamento da amostra no primeiro estágio fez com que a condição residual fosse atingida apenas após deformação superior a 300mm, mas mesmo assim, resultando em um coeficiente de atrito residual de mesma ordem dos demais estágios. Para os estágios subsequentes a condição residual foi atingida com deformações muito menores, influência das deformações acumuladas decorrentes dos estágios anteriores.

Esta diferença obtida entre os valores de coeficiente de atrito residual do ensaio em SRGr e SFI pode ser explicada antes pela natureza dos materiais, do que pela técnica empregada.

Em relação à técnica utilizada (multiestágio ou estágio único), os resultados obtidos apresentam uma tendência contrária à encontrada por Anderson e Hammond (1988). Ensaando duas argilas artificiais, estes autores encontraram valores de  $\tau_r/\sigma_n$  tendendo à constância em ensaios estágio único, enquanto que nos testes multiestágio os coeficientes de

atrito residual apresentaram variabilidade em função da tensão normal adotada em cada estágio.

Analisando esta questão à luz da composição dos solos ensaiados, pode-se atribuir a variação dos valores de  $\tau_r/\sigma_n$  à granulometria fina do SRGr. De acordo com Stark e Eid (1994) e Hawkins e Privett (1985), solos com fração argila superior a 50% tendem a apresentar variação no coeficiente de atrito residual com mudança da tensão vertical.

Ainda que o SRGr não apresente, segundo análises granulométricas, esse percentual elevado de argila (possui cerca de 15%), Hawkins e Privett (1985) indicam que partículas de siltes médios e finos (com diâmetro inferior a 6  $\mu\text{m}$ ) podem ser suficientemente lamelares para se comportarem como solos argilosos. Como o SRGr é composto por cerca de 40% de siltes finos e médios e argilas, a ocorrência de variação nos coeficientes de atrito residual é explicável.

A Figura 5.16 apresenta uma imagem obtida por microscopia eletrônica mostrando o aspecto lamelar das partículas que compõem as caulinitas. Estas partículas, quando desagregadas, reduzem a resistência ao cisalhamento do solo, uma vez que ao sofrerem reorientação tendem a se posicionar paralelamente entre si, formando um arranjo com baixo intertravamento.

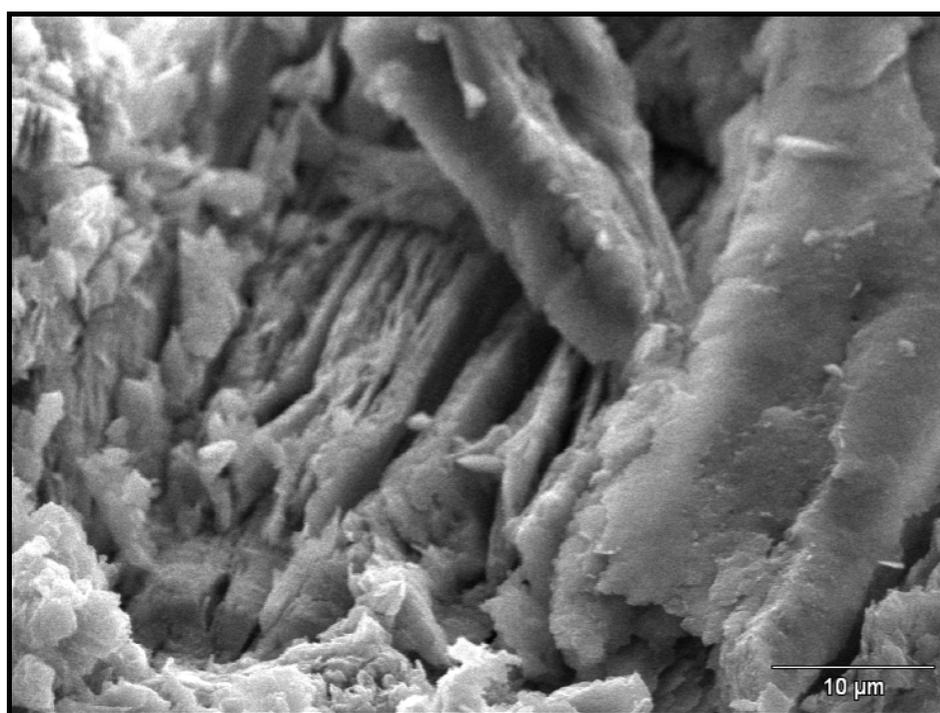


Figura 5.16. Aspecto estrutural da caulinita.

Em relação à curvatura da envoltória, Hawkins e Privett (1985) relatam a ocorrência desta condição quando se atinge 200 kPa de tensão normal, tal qual verificado neste trabalho.

A Figura 5.17 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento residual obtidas para o SRGr e Sfl, sendo que para o primeiro material são apresentadas uma envoltória linear e uma bi-linear. A Tabela 5.4 apresenta os parâmetros de resistência desses materiais.

Tabela 5.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual.

	$\phi'_r$ (°)	$c'_r$ (kPa)
SRGr linear	9,0	6,4
SRGr bilinear ( $\sigma < 200$ kPa)	10,0	3,8
SRGr bilinear ( $\sigma > 200$ kPa)	8,0	12,6
SFl	12,0	0,5

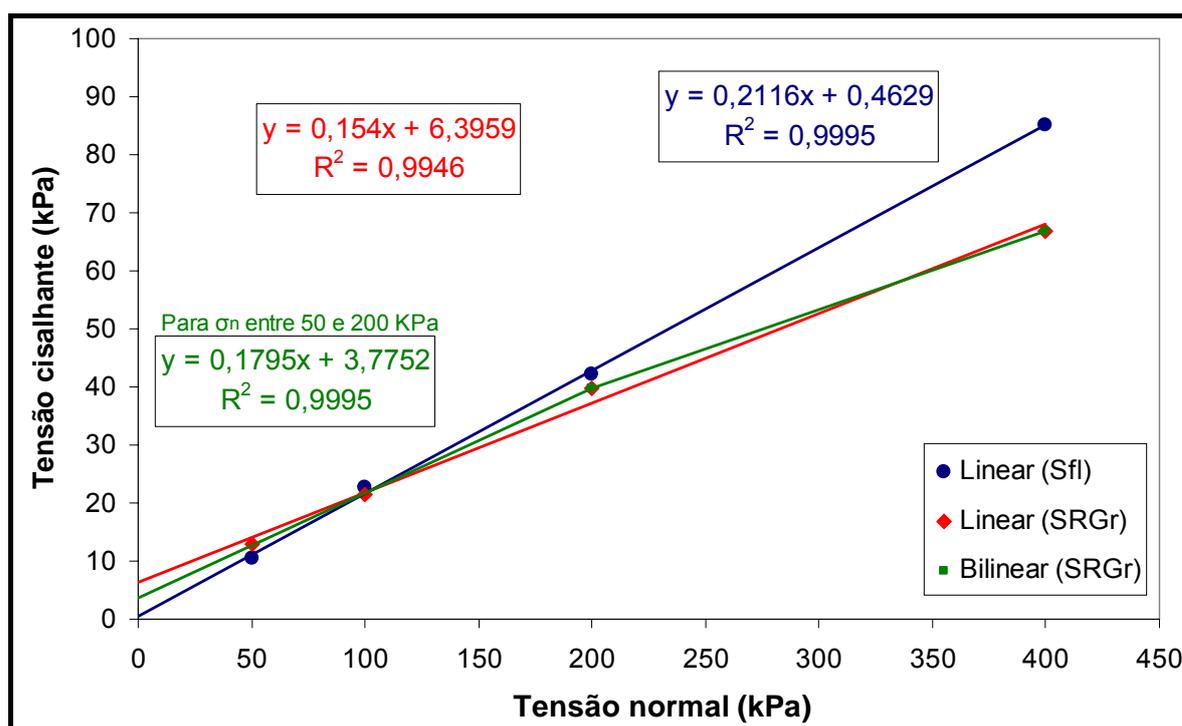


Figura 5.17. Envoltórias de resistência dos ensaios *ring shear*.

Dentre as envoltórias apresentadas para descrever a resistência ao cisalhamento residual do SRGr, optou-se pela utilização da envoltória linear para as próximas análises realizadas nesse trabalho, considerando a pequena variação apresentada entre esta envoltória e as demais.

Como se pode verificar, o SRGr apresenta, em qualquer ajuste da envoltória, menor resistência ao cisalhamento que o SFl, considerando-se o intercepto coesivo como um produto do ajuste das envoltórias, e não uma parcela de resistência ao cisalhamento. O comum surgimento de intercepto de coesão aparente nestas condições é reportado por Lupini et al. (1981) e citado também por Tiwari e Marui (2005).

O ângulo de atrito encontrado para o SRGr, da ordem de  $9,0^\circ$  indica a ocorrência de um comportamento deslizante durante o cisalhamento, conforme proposto por Lupini et al. (1981). O modo de ruptura deslizante está associado à formação de uma superfície de ruptura polida, resultado da acentuada orientação das partículas de solo, o que foi observado ao final dos ensaios aqui descritos.

Por outro lado, de acordo com a correlação desenvolvida por Mitchell (1993), a fração puramente argilosa deste solo remete a um cisalhamento do tipo turbulento, sem que haja o surgimento de uma superfície lisa e bem definida.

De acordo com Kenney (1977), a resistência residual tipo deslizante está fortemente ligada à mineralogia das partículas lamelares. Lupini et al. (1981) associa baixos ângulos de atrito residual ao domínio de argilominerais montmoriloníticos, enquanto que ângulos de atrito residual elevados estariam ligados à presença de caulinitas e ilitas.

Contudo, embora as análises de difração de raios-x realizadas no solo indiquem o predomínio de caulinitas no solo residual de granulito, o mesmo apresentou baixo ângulo de atrito, contrariando a tendência apresentada por caulinitas estudadas por Tiwari e Marui (2005) e Lupini et al. (1981).

Ao tentar correlacionar a resistência ao cisalhamento residual obtida para o solo residual de granulito com índices físicos, verificou-se que as correlações apresentadas na bibliografia não são aplicáveis na predição do comportamento desse material.

Na Figura 5.18 é mostrada uma tentativa de correlação do ângulo de atrito residual com o índice de plasticidade do solo, enquanto que na Figura 5.19 esta correlação é feita com o percentual de argila que o compõe.

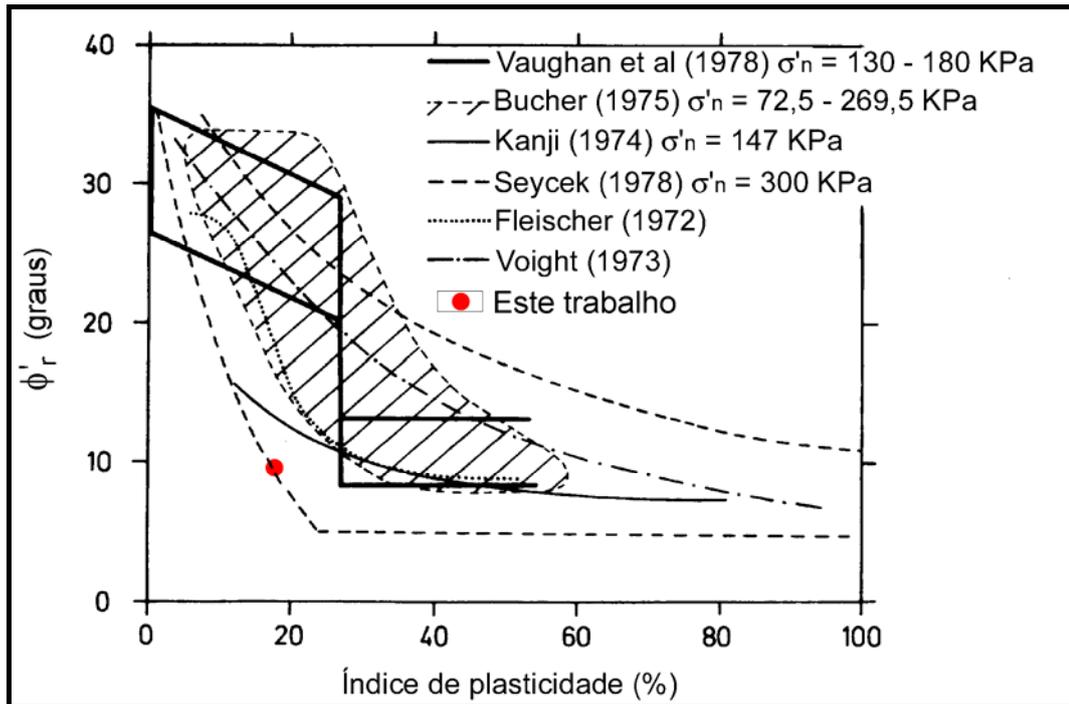


Figura 5.18. Correlações entre  $\phi'_r$  e índice de plasticidade (modificado de LUPINI et al., 1981).

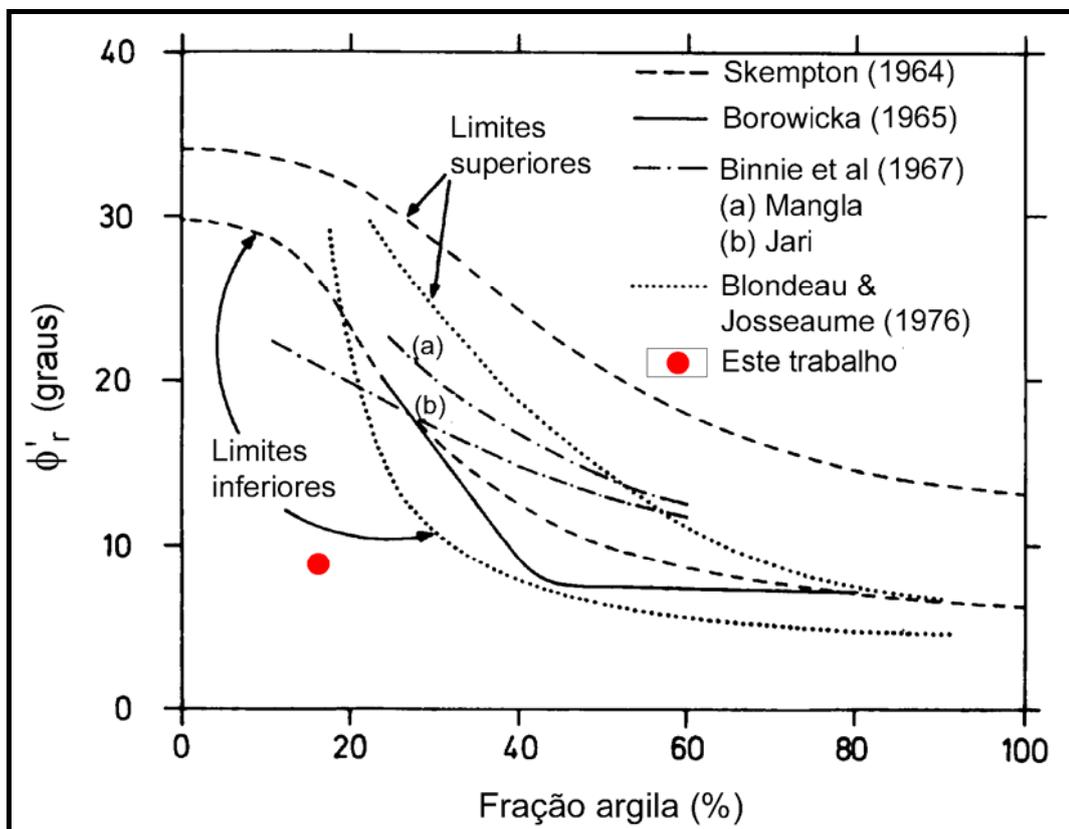


Figura 5.19. Correlações entre  $\phi'_r$  e fração argila (modificado de LUPINI et al., 1981).

Dentre as correlações com IP, a proposta por Seycek (1978) foi a única à qual os dados deste trabalho puderam ser razoavelmente associados. Para todas as demais não se obteve relação satisfatória. Também não se obteve qualquer relação entre os dados obtidos e as correlações entre  $\phi'_r$  e fração argila propostas.

Isto mostra que correlações entre  $\phi'_r$  e índices físicos não podem ser generalizadas, conforme adverte Lupini et al. (1981). Estas podem se mostrar interessantes no estudo de variabilidades dentro de um mesmo depósito de solo, ou em condições ambientais semelhantes.

A Figura 5.20 traz os dados obtidos neste trabalho inseridos na carta produzida por Rigo et al. (2006). A partir do  $\phi'_r$  e IP obtido para diversos solos tropicais, estes autores definiram cinco zonas em função do comportamento apresentado por estes materiais.

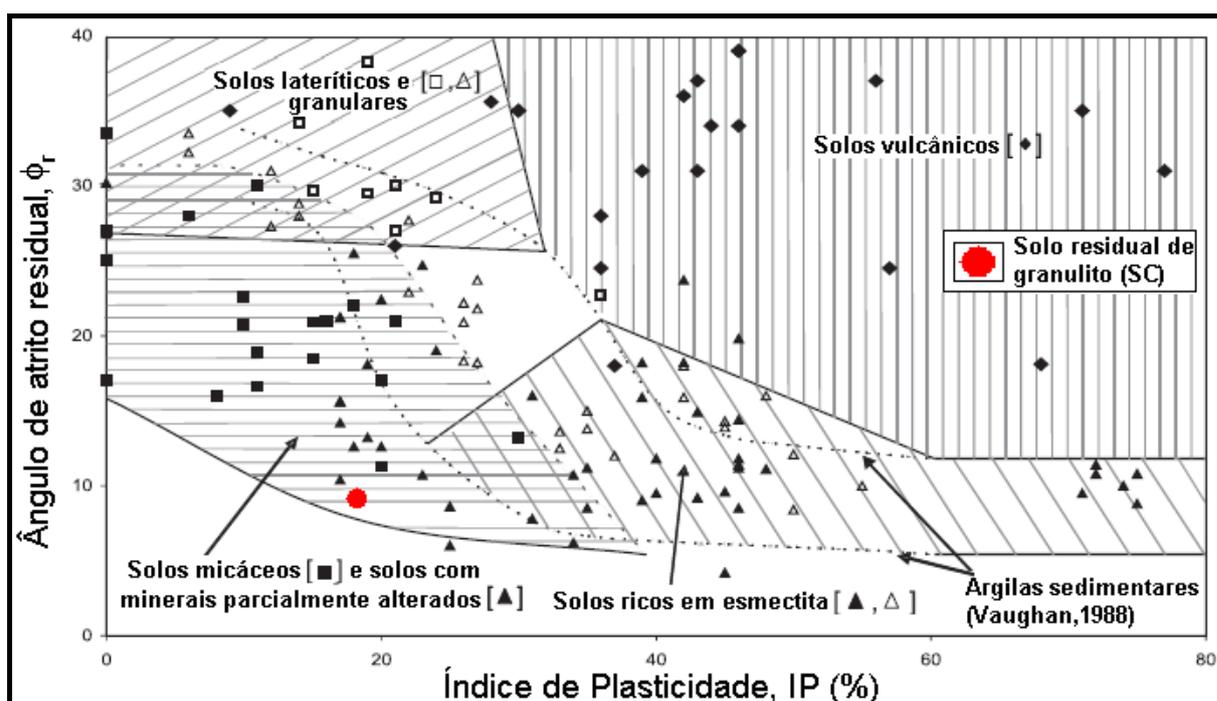


Figura 5.20. Carta de índice de plasticidade *versus* ângulo de atrito residual para solos tropicais (modificado de RIGO et al., 2006).

Inicialmente constatou-se que o  $\phi'_r$  obtido para o solo residual de granulito é bastante baixo se comparado aos medidos em diversos solos tropicais brasileiros. De acordo com a carta apresentada, o solo residual de granulito tem comportamento semelhante ao observado em alguns solos compostos por minerais parcialmente alterados, isto é, baixo ângulo de atrito residual, apesar de apresentarem baixo IP. Segundo os autores, isto se dá pela degradação dos

minerais parcialmente alterados quando submetidos a grandes deformações cisalhantes, com posterior reorientação destas partículas, promovendo a ruptura em regime transicional ou até mesmo deslizando.

A aceitação desta condição para explicação do comportamento apresentado pelo solo estudado passa necessariamente pela aquiescência de que, embora já bastante alterado, as partículas que o compõem ainda são susceptíveis à degradação mecânica. Como observado na análise das imagens obtidas por meio de microscopia eletrônica, os minerais que compõem este solo tendem, ao sofrerem clivagem, decompor-se em partículas fortemente lamelares. O incremento na lamelaridade das partículas na região da superfície de cisalhamento resulta, segundo Stark e Eid (1994), em uma grande tendência à ocorrência de interações face-a-face entre estas, e conseqüentemente na redução do ângulo de atrito residual.

### 5.5.2. Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto realizados nessa dissertação tiveram como objetivo: (i) determinar a resistência ao cisalhamento do solo em condição indeformada e deformada; (ii) utilizar estes parâmetros de resistência para definir os intervalos de tensão e deformação a serem utilizados nos ensaios triaxiais com trajetória especial; (iii) verificar a validade da técnica de reversões para obtenção da resistência a grandes deformações (iv) comparar os parâmetros de resistência obtidos por este ensaio com os alcançados nos ensaios triaxiais.

Foram executados, portanto, ensaios em amostras indeformadas e remoldadas por compactação estática. Para cada condição foram ensaiados quatro corpos de prova, com tensões normais de 50, 100, 200 e 380 kPa, seguindo os procedimentos descritos no capítulo anterior. Para as amostras indeformadas foram realizadas três reversões a fim de se obter os parâmetros de resistência deste material a grandes deformações. Na Tabela 5.5 são apresentadas algumas das características físicas dos corpos de prova ensaiados.

As curvas tensão cisalhante ( $\tau$ ) *versus* deformação horizontal e deformação horizontal *versus* deformação vertical obtidas para o solo em estado indeformado são apresentadas na Figura 5.21, e para o solo remoldado na Figura 5.22.

Tabela 5.5. Características dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Corpo de Prova	50 kPa	100 kPa	200 kPa	380 kPa	
Indeformado	$e_0$	1,24	1,25	1,25	1,18
	$e_{pa}$	1,07	0,99	0,86	0,77
	w (%)	40,3	40	42,3	39,1
	$Sr_0$	86,3	84,7	89,7	87,6
Remoldado	$e_0$	1,18	1,16	1,18	1,18
	$e_{pa}$	0,96	0,86	0,79	0,68
	w (%)	37,1	37,1	37,1	37,1
	$Sr_0$	83,1	84,4	83,4	83,5

Nota:  $e_0$  – índice de vazios anterior ao adensamento;  $e_{pa}$  – índice de vazios posterior ao adensamento;  $Sr_0$  – grau de saturação anterior ao adensamento.

Com base na Figura 5.21 verifica-se que os corpos de prova ensaiados com  $\sigma_n=50$  e 100 kPa apresentaram ausência de picos de resistência apenas no segundo e terceiro estágio de cisalhamento respectivamente, ao passo que os ensaiados com  $\sigma_n=200$  e 380 kPa apresentaram a ocorrência de picos mesmo na terceira reversão. Verifica-se também que quando a tensão normal é superior a 200 kPa, a resistência ao cisalhamento à grandes deformações é 50% menor que a medida na condição de pico.

Em relação às deformações, observa-se que para o primeiro estágio de cisalhamento estas são compressivas para todos os níveis de tensão normal, mas com magnitude inversamente proporcional à tensão normal. Esta tendência se inverte nos estágios de reversão, quando as deformações se dão de maneira proporcional à tensão normal aplicada.

Pode-se observar ainda que o corpo de prova ensaiado com  $\sigma_n=50$  kPa apresenta um comportamento diferente dos demais durante as reversões, no sentido de apresentar dilatação após uma fase inicial de compressão. Essa dilatação mostrou uma clara tendência do corpo de prova em assumir, ao final do ensaio, altura semelhante à inicial. Tal comportamento não foi observado para os corpos de prova ensaiados com tensões normais maiores.

Analisando as deformações sofridas na terceira reversão pelos corpos de prova ensaiados com  $\sigma_n=100$ , 200 e 380 kPa, é possível verificar que os níveis de deformação atingidos são bastante próximos. A partir disso pode-se afirmar que com o aumento das deformações horizontais, sob tensões superiores a 100 kPa, as deformações verticais tendem a

ocorrer independentemente do nível de tensão. Essa tendência foi observada também nos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova remoldados, independentemente do nível de tensão e sem a realização de reversões, conforme apresentado adiante.

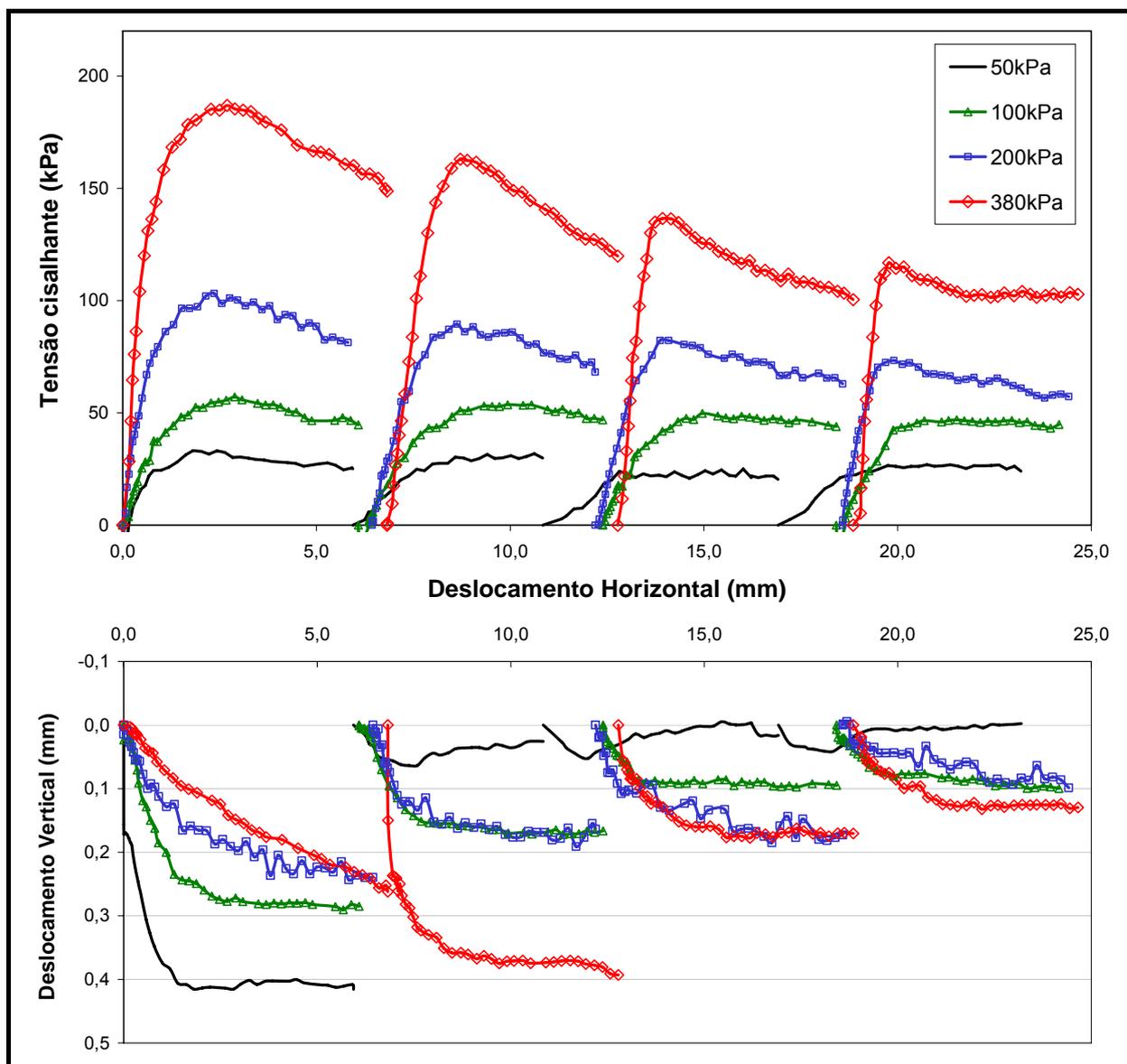


Figura 5.21. Curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação horizontal *versus* deformação vertical obtidas para o solo em estado indeformado.

As curvas mostradas na Figura 5.22 apresentam comportamento típico de materiais remoldados, sem picos de resistência, e conseqüentemente com menor rigidez se comparado aos ensaios em solo indeformado. Os parâmetros de comportamento de pico nesse caso

coincidem com os obtidos a grandes deformações, optando-se assim pela não realização de reversões.

As deformações verticais ocorreram de forma compressiva, e de magnitude da ordem de 0,4mm, independentemente da tensão normal aplicada, estabilizando-se quando as deformações atingem aproximadamente 0,4 mm.

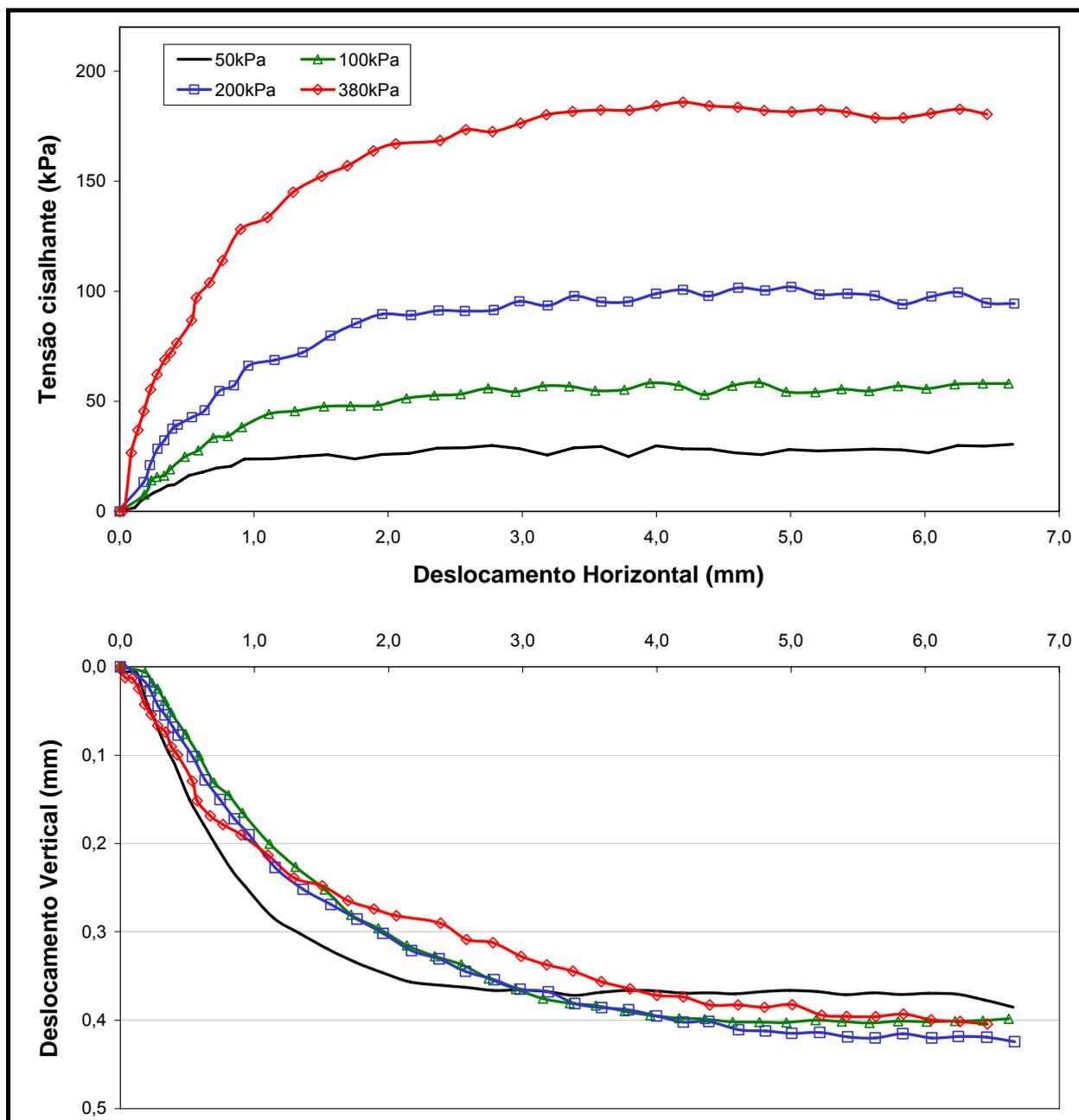


Figura 5.22. Curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação horizontal *versus* deformação vertical obtidas para o solo remoldado estaticamente.

Comparando os níveis de tensão cisalhante máxima obtido no primeiro estágio do ensaio em solo indeformado e os do solo remoldado verifica-se que os valores são praticamente iguais, como é mostrado na Figura 5.23.

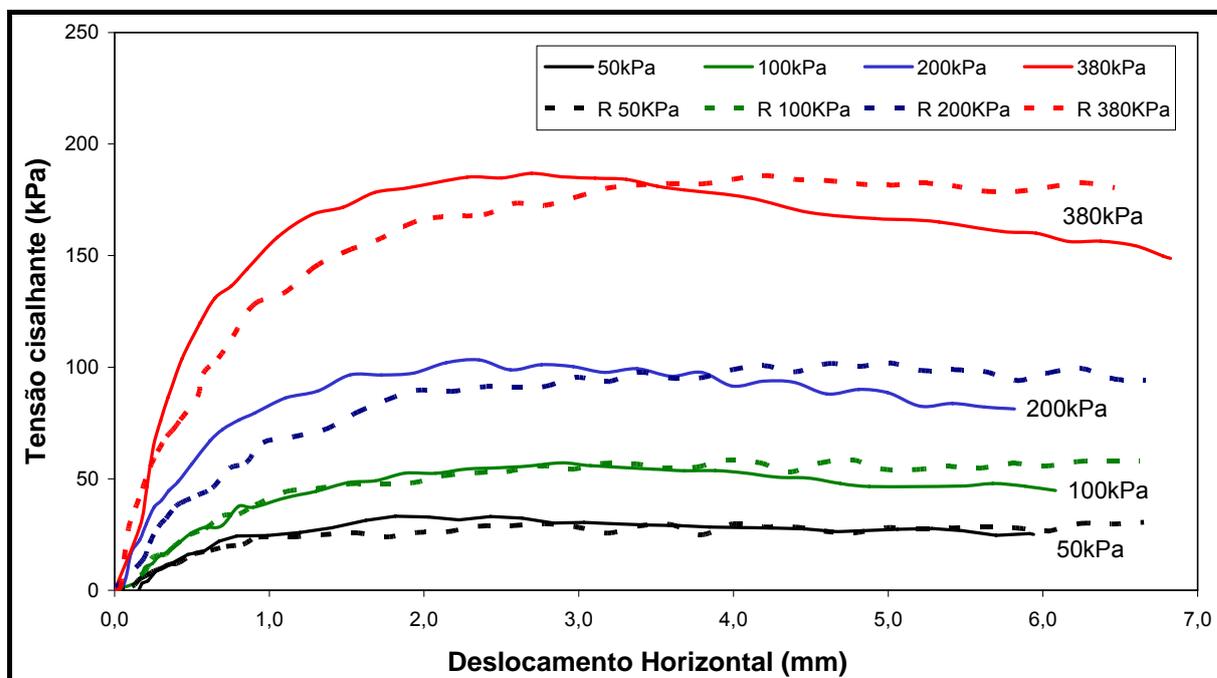


Figura 5.23. Comparação entre as curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal do solo indeformado e remoldado estaticamente.

O que se verifica na realidade é que a amostra remoldada apresenta, quando atingida a condição última, valores de tensão cisalhante similares à mobilizada na condição de pico para o solo indeformado. Ou seja, a tensão de cisalhamento pós-pico é menor para o solo em condição indeformada que para condição remoldada, e logicamente a rigidez apresentada pelo solo quando remoldado é menor.

Este comportamento inesperado observado nos ensaios de cisalhamento direto foi também obtido por Wesley (1990) ao realizar ensaios triaxiais em amostras indeformadas e remoldadas em um solo siltoso. Esse autor obteve em amostras remoldadas ensaiadas com tensões confinantes superiores a 200 kPa tensões cisalhantes superiores às medidas em amostras indeformadas

Neste trabalho, conforme dados da Tabela 5.5, observa-se igualmente que a redução do índice de vazios do solo remoldado é maior que a sofrida pelo solo indeformado, como pode também ser verificado através da Figura 5.24.

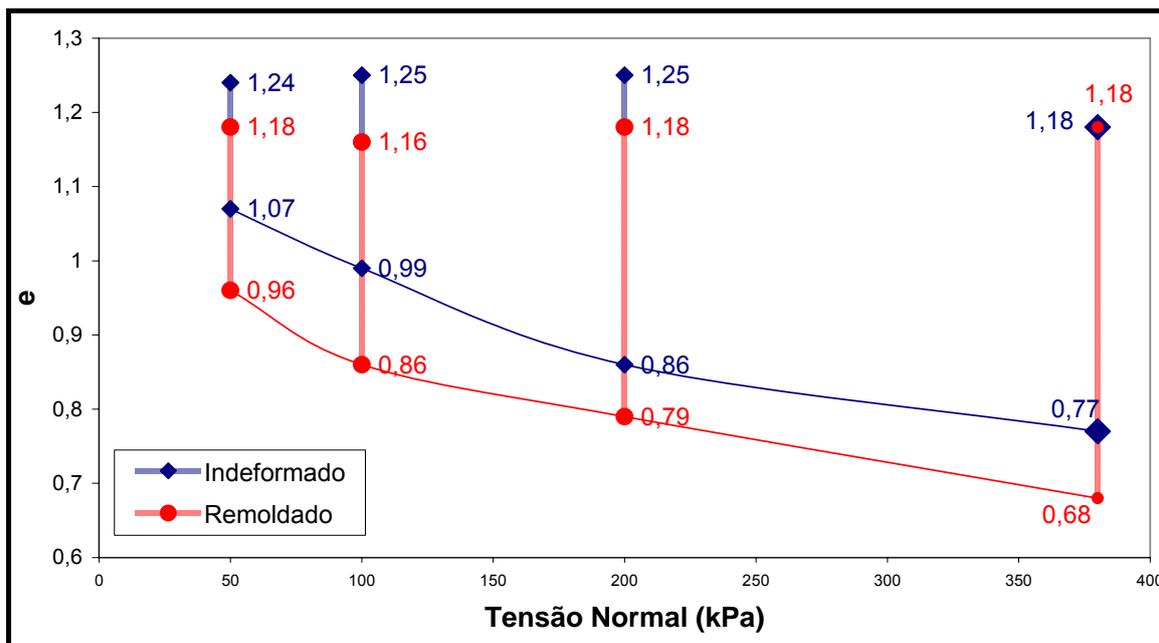


Figura 5.24. Variação do índice de vazios dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto durante etapa de consolidação.

Segundo Wesley (1990) isto ocorre porque a variação de volume causada pela consolidação é maior nas amostras remoldadas que nas indeformadas, tornando as amostras remoldadas mais densas e conseqüentemente mais resistentes.

Nesse sentido, uma possível explicação para a ocorrência deste fenômeno é o fato de que nas amostras indeformadas a ação da estrutura do solo impediu uma redução de volume da mesma ordem da experimentada pelas amostras remoldadas, já parcialmente desestruturadas. Ao sofrer uma redução de volume maior que as amostras indeformadas, as amostras remoldadas atingiram índice de vazios inferior e por conta disso apresentaram resistência ao cisalhamento superior à obtida caso o índice de vazios inicial fosse mantido.

Com base nestes dados foram definidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e a grandes deformações para o solo na condição indeformada e de resistência última para o solo remoldado. A Figura 5.25 mostra as envoltórias de ruptura e a Tabela 5.6 apresenta os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

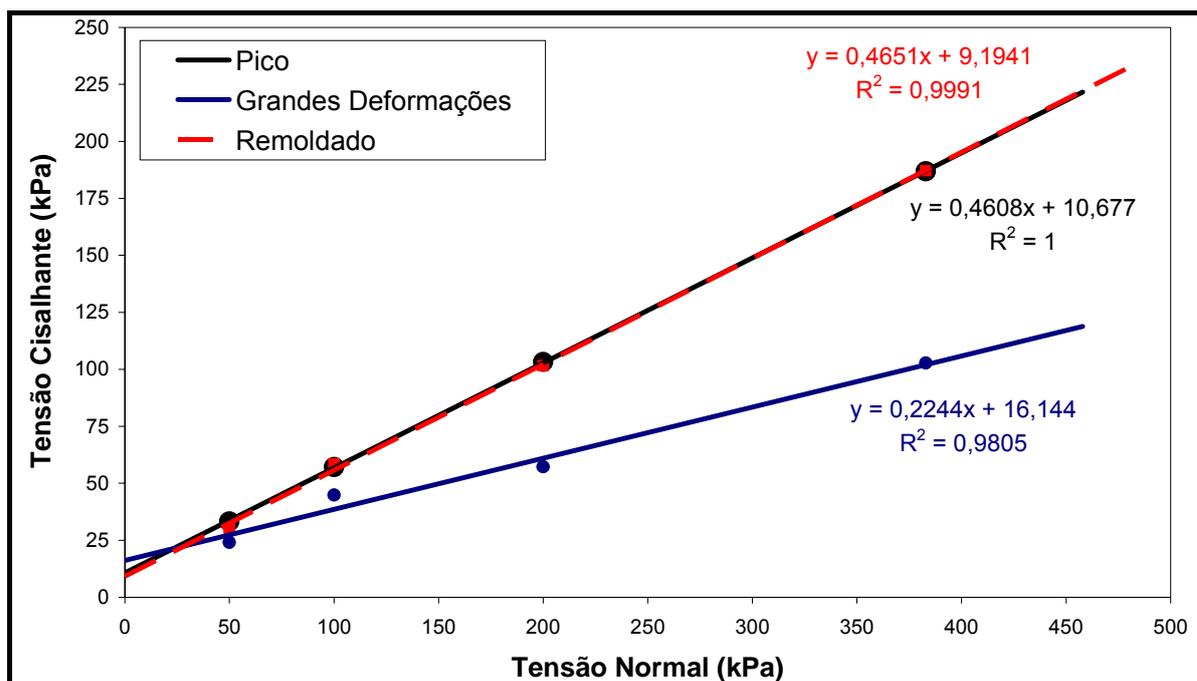


Figura 5.25. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 5.6. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto.

Condição	Equação da reta	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Resist. Pico (indeformado)	$\tau = 0,46\sigma_n + 10,7$	24,7	10,7
Grandes def. (indeformado)	$\tau = 0,22\sigma_n + 16,1$	12,6	16,1
Resist. Última (remoldado)	$\tau = 0,47\sigma_n + 9,2$	24,9	9,2

Em relação aos parâmetros obtidos para o solo indeformado, podem se destacar alguns aspectos. Inicialmente nota-se que os valores de ângulo de atrito e coesão de pico encontram-se dentro do intervalo em que ocorrem diversos solos tropicais residuais e coluvionares do sul do País, conforme será discutido posteriormente.

Outro ponto importante diz respeito à queda dos parâmetros de resistência gerados pelo aumento da deformação horizontal. Ao atingir grandes deformações o ângulo de atrito reduz-se à metade do de pico, provocando uma brusca redução da resistência, o que no problema da estabilidade de encostas traz grandes consequências. Isto é, caso a estabilidade da encosta seja mantida por parâmetros de resistência de pico e venham a ocorrer

deslocamentos, mesmo que de magnitude relativamente pequena, a resistência ao cisalhamento pode ser muito reduzida, podendo levar à instabilização do maciço.

A Figura 5.26 apresenta o aspecto polido assumido pelo solo na superfície de ruptura gerada em um corpo de prova do ensaio de cisalhamento direto, testado sem reversão, com  $\sigma_n=50$  kPa. Observa-se que um único estágio de cisalhamento é capaz de provocar uma forte orientação das partículas, de forma a tornar a superfície de ruptura bastante regular.



Figura 5.26. Aspecto da polidez da superfície de ruptura gerada no ensaio de cisalhamento direto.

Quanto ao solo remoldado, este apresentou praticamente o mesmo ângulo de atrito que na condição indeformada, enquanto que o intercepto coesivo apresentou uma pequena redução.

Semelhante resultado foi obtido por Silveira (2008) estudando um solo coluvionar de São Vendelino – RS através de ensaios de cisalhamento direto, quando obteve uma diferença de  $0,5^\circ$  e 5,0 kPa, entre o ângulo de atrito e coesão respectivamente, medidos em amostras indeformadas e remoldadas. No trabalho desse autor os corpos de prova não apresentaram considerável variação do índice de vazios com o adensamento. Em média, o índice de vazios inicial era igual tanto para os corpos de prova indeformados quanto para os remoldados, resultado da natureza coluvionar do depósito.

### 5.5.3. Ensaio Triaxiais

Os ensaios triaxiais executados nesse trabalho tiveram como objetivo: (i) a determinação da resistência deste solo em condições não drenadas; (ii) a comparação dos parâmetros de resistência obtidos por esta técnica com os medidos através do ensaio de cisalhamento direto; (iii) submeter o solo a uma trajetória de tensões especiais, simulando o que normalmente ocorre em instabilidades provocadas por ação da chuva; (iv) comparar os parâmetros de resistência obtidos para corpos de prova indeformados e remoldados.

Conforme já mencionado no capítulo anterior, foram realizados ensaios triaxiais em corpos de prova remoldados por compactação estática e corpos de prova indeformados. Os corpos de prova remoldados foram submetidos a ensaios tipo CIU enquanto que os corpos de prova indeformados foram ensaiados utilizando inicialmente a técnica CID, seguida por uma fase de elevação das poropressões e posteriormente pela técnica CIU. Em ambos os conjuntos de ensaios foram adotadas tensões de confinamento  $\sigma_c$  da ordem de 50, 100 e 200 kPa.

A Tabela 5.7 apresenta algumas das características físicas dos corpos de prova ensaiados, que como se pode observar apresentam reduzida heterogeneidade.

Tabela 5.7. Características dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais.

Corpo de Prova		50 kPa	100 kPa	200 kPa
Indeformado	$e_0$	1,20	1,16	1,21
	$e_{pa}$	1,16	1,10	1,05
	w (%)	39,2	37,2	39,5
	$Sr_0$	86,2	85,0	86,3
Remoldado	$e_0$	1,19	1,17	1,22
	$e_{pa}$	1,18	1,14	1,11
	w (%)	37,6	37,4	40,0
	$Sr_0$	83,7	84,2	86,7

Nota:  $e_0$  – índice de vazios anterior ao adensamento;  $e_{pa}$  – índice de vazios posterior ao adensamento;  $Sr_0$  – grau de saturação anterior ao adensamento.

### 5.5.3.1. Amostras remoldadas (Ensaio CIU)

A Figura 5.27 apresenta as curvas tensão desvio *versus* deformação axial e deformação axial *versus* poropressão obtidas nos ensaios em corpos de prova remoldados.

A ruptura do solo nos ensaios CIU não se deu de forma que surgisse uma superfície de cisalhamento clara, ocorrendo apenas um abaulamento dos corpos de prova e as correções de área levaram em conta este efeito. A Figura 5.28 apresenta o aspecto dos corpos de prova ao final do ensaio.

É possível verificar que a rigidez apresentada pelos corpos de prova é proporcional ao nível de tensão confinante aplicada, e o nível de deformação para atingir a plastificação é inversamente proporcional.

No momento em que ocorre a plastificação do solo, com deformação em torno de 2,0% para  $\sigma_c=50$  kPa e 1,75% para  $\sigma_c=100$  e 200 kPa, o nível de poropressão gerada é da ordem de 95, 85 e 75% da máxima gerada nos ensaios, respectivamente. Ou seja, para tensões confinantes menores, a plastificação só se dá com o nível de poropressão máximo gerado, mas quando o nível de tensão confinante é elevado, a plastificação ocorre com poropressões elevadas, mas que estão abaixo das máximas que poderiam ser atingidas.

Quando cisalhado com  $\sigma_c=50$  kPa, observa-se que há inicialmente um comportamento tipo contrativo, até que a deformação axial atinge 1,5%, e que tem como resultado a rápida elevação da poropressão. Posteriormente, o solo passa à tendência de dilatar fazendo com que as poropressões sejam reduzidas. Para os corpos de prova ensaiados com  $\sigma_c=100$  e 200 kPa o que se verifica é a tendência de contração até deformações axiais da ordem de 10%, que geram elevação de poropressão. A partir daí, o que ocorre é uma leve redução de poropressão.

A Figura 5.29 apresenta a trajetória de tensão efetiva (TTE) obtidas nos ensaios CIU bem como a envoltória de ruptura para estes ensaios, de onde derivam os parâmetros de resistência ao cisalhamento, mostrados posteriormente na Tabela 5.8.

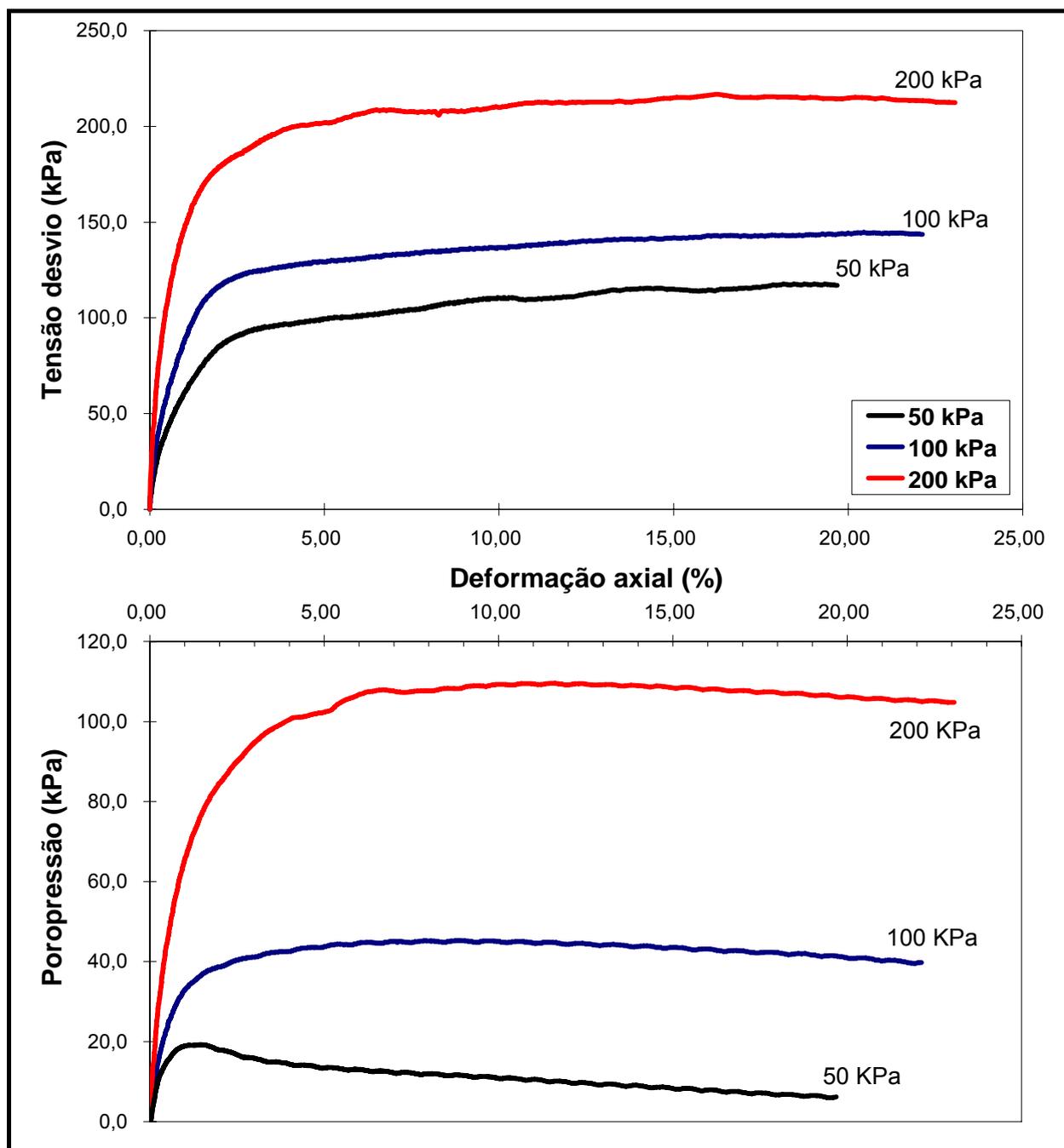


Figura 5.27. Curvas tensão desvio *versus* deformação axial e deformação axial *versus* poropressão.



Figura 5.28. Corpos de prova após a ruptura (Ensaio CIU).

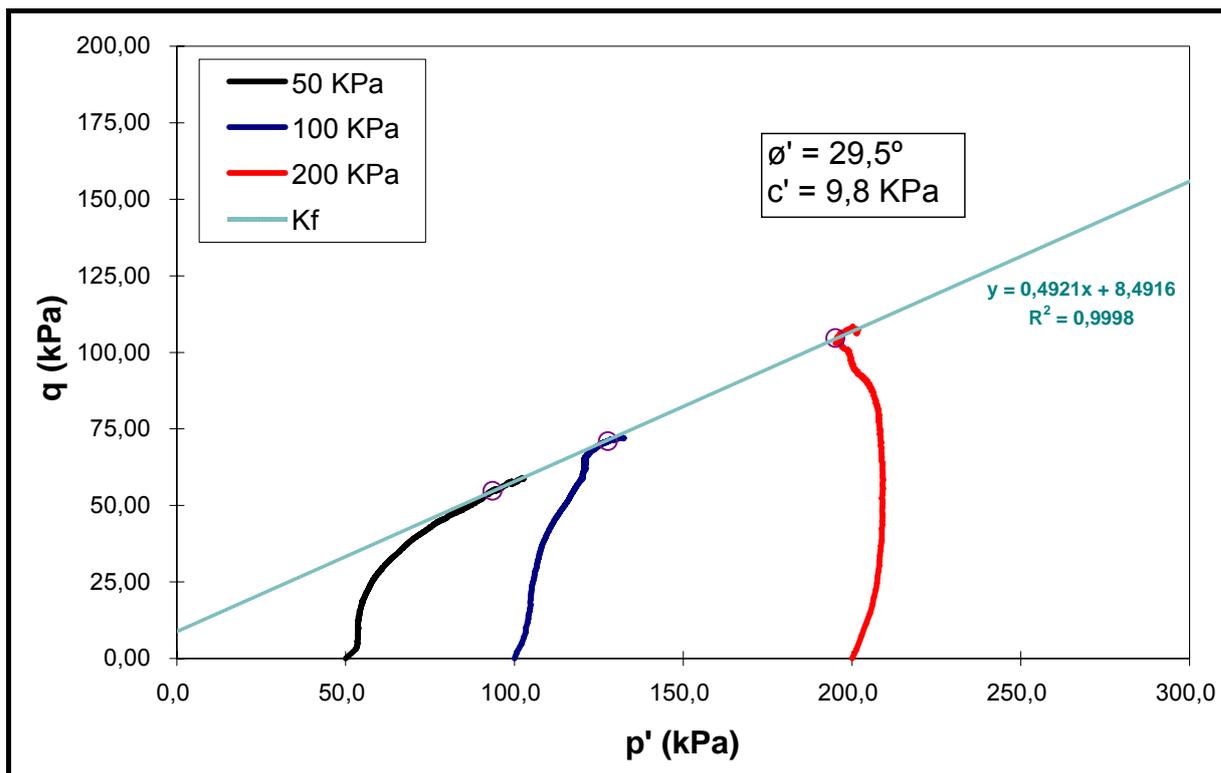


Figura 5.29. Envoltórias de ruptura e trajetórias de tensão efetiva para o solo remoldado (ensaios CIU).

A trajetória de tensões efetivas do ensaio com  $\sigma_c=50$  kPa mostra um comportamento típico de materiais pré-adensados, com curvatura relativamente acentuada à direita (maiores  $p'$ ). Isto é uma indicação de comportamento drenado tipo dilatante. O ensaio com  $\sigma_c=100$  kPa mostra um comportamento semelhante mas não tão acentuado como o observado com  $\sigma_c=50$  kPa. Neste caso, como não ocorre redução das poropressões a TTE segue uma trajetória quase vertical.

A trajetória apresenta uma mudança ainda maior quando  $\sigma_c=200$  kPa. O surgimento da poropressão força a TTE a curvar-se para a esquerda até atingir a ruptura. É interessante observar como a TTE dos 3 corpos de prova alcança um patamar bem definido junto da envoltória de ruptura (linha  $k_f$ ), a qual parece ser muito bem definida pelos 3 resultados.

Esse comportamento variável com as tensões confinantes sob condições não drenadas mostra que para movimentos gravitacionais de massa rasos, o solo ao ser solicitado pode apresentar um pequeno ganho de resistência como resposta à redução de poropressões gerada pela solicitação. Já para movimentos mais profundos (da ordem de 15-20m), a solicitação cisalhante já começa a gerar poropressões positivas e resistências proporcionalmente menores. Esta condição é válida para materiais naturais, principalmente.

### 5.5.3.2. Amostras indeformadas (Ensaio CID-U)

Os ensaios em amostras indeformadas foram executados seguindo uma TTE especial composta de três etapas conforme apresentado no capítulo referente à metodologia. Este tipo de ensaio acaba gerando curvas tensão desvio *versus* deformações diferentes das obtidas nos ensaios clássicos, sem a ocorrência de um pico de resistência ao cisalhamento típico, conforme se observaria em um ensaio tipo CID.

Por conta disso as correções de área para ruptura com formação de um plano de cisalhamento propostas por La Rochelle et al. (1988) não puderam ser aplicadas, sendo realizadas apenas as correções baseadas no abaulamento do corpo de prova. O aspecto dos corpos de prova após a ruptura é apresentado na Figura 5.30.

Os corpos de prova indeformados tiveram uma ruptura diferente da observada nos corpos de prova remoldados. A diferença observada na forma da ruptura é resultado, sobretudo, da trajetória de tensões utilizada. Ao empregar uma trajetória especial, na qual se tem na fase de incremento de poropressão uma elevação rápida da razão  $q/p'$ , gera-se uma ruptura mais brusca se comparada a que sofrem os corpos de prova ensaiados com a técnica CIU, e com isso o surgimento de um plano de ruptura bem definido. Nos ensaios CIU a ruptura tipo não-drenada impede variações volumétricas do corpo de prova, e por isso tendem a assumir o formato abaulado, pelo aumento de diâmetro necessário à absorção das deformações verticais impostas. Além disso, nos ensaios CIU ocorre uma mudança menos significativa na razão  $q/p'$ , tendo-se uma ruptura menos brusca.

Essa diferença pode estar associada também ao fato de que os corpos de prova indeformados conservam aspectos estruturais da rocha que lhes deu origem, e tendem a romper segundo o bandejamento existente. Os corpos de prova remoldados não possuem esse bandejamento e, portanto assumem outra forma de ruptura.

A Figura 5.31 apresenta as curvas tensão desvio *versus* deformação axial, deformação axial *versus* variação volumétrica e deformação axial *versus* poropressões, obtidas nos ensaios CID-U.



Figura 5.30. Corpos de prova após ruptura (Ensaio CID-U).

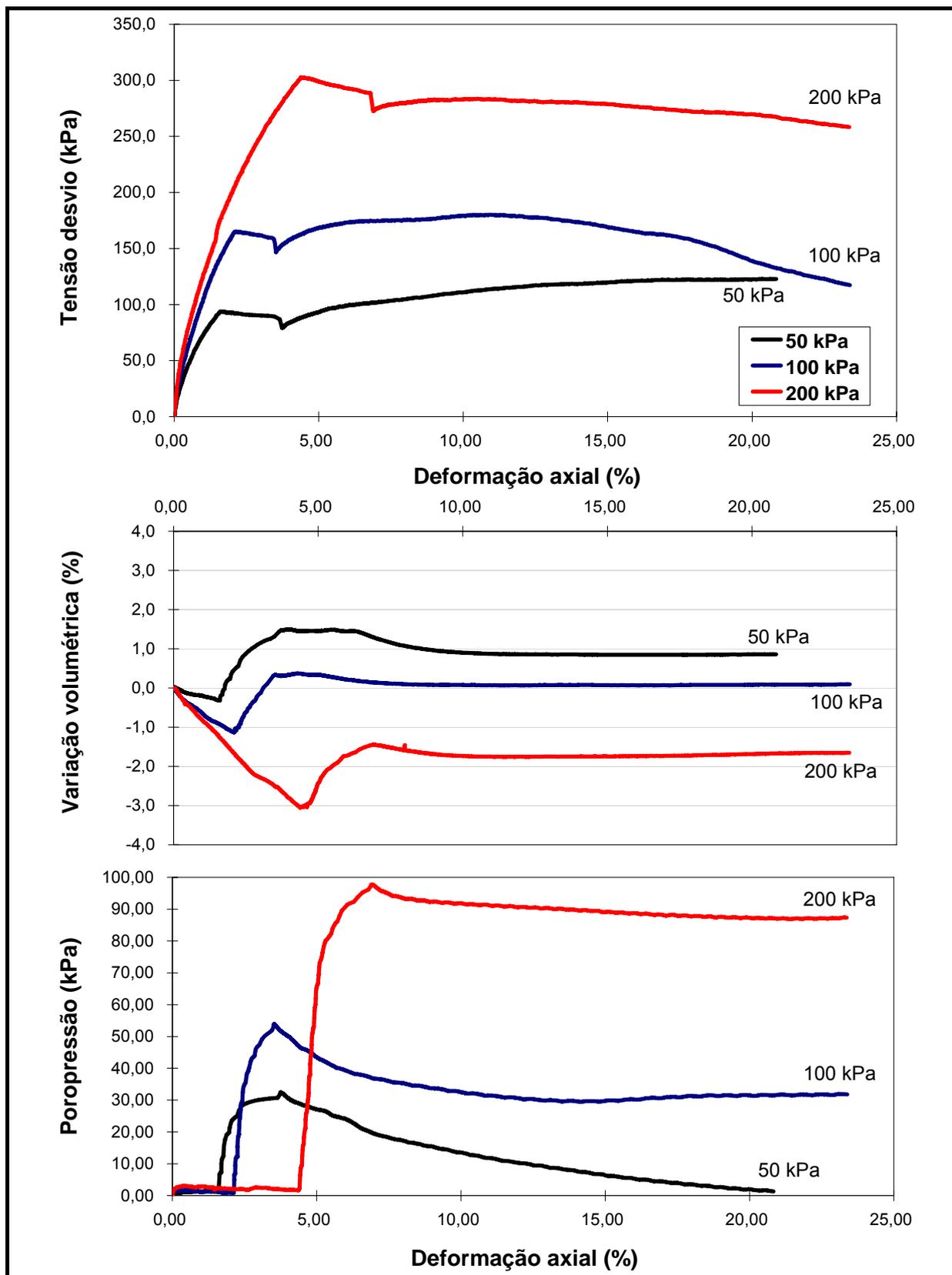


Figura 5.31. Curvas tensão desvio *versus* deformação axial, deformação axial *versus* variação volumétrica e deformação axial *versus* poropressão (ensaios CID-U).

Em cada uma das curvas mostradas na Figura 5.31 é possível verificar as diferentes etapas adotadas neste ensaio. Inicialmente há o carregamento drenado do solo, onde o mesmo apresenta relativa rigidez, superior a medidas nos ensaios CIU em amostras remoldadas. Durante esta etapa houve contração dos corpos de prova, de magnitude proporcional ao nível de tensão confinante aplicada. Nesta fase, verificou-se também que a velocidade de carregamento adotada foi satisfatória no sentido de não provocar a geração de poropressões.

Quando a tensão cisalhante atingiu, em cada corpo de prova, cerca de 80% da carga de ruptura determinada nos ensaios de cisalhamento direto, deu-se fim à etapa de carregamento drenado convencional do ensaio, o que pode ser verificado pela brusca mudança nas curvas tensão *versus* deformação axial. Procedeu-se então ao aumento contínuo da poropressão até que a ruptura fosse bem caracterizada.

A redução das tensões efetivas, por elevação da poropressão, provocou expansão dos corpos de prova, sendo que nos ensaios com  $\sigma_c=50$  e 100 kPa a elevação de poropressão levou-os a atingir um volume até superior ao do início do ensaio. No corpo de prova ensaiado com  $\sigma_c=200$  kPa o aumento de volume teve mesma magnitude dos demais, deixando-o com um volume inferior ao inicial.

Uma vez bem definida a ruptura do corpo de prova por acréscimo de poropressão, foi iniciada a última fase do ensaio, com carregamento axial não drenado. Com o impedimento da drenagem, observa-se nas curvas de poropressão o surgimento de um pequeno pico, que define o máximo nível atingido. Nessa fase do ensaio os corpos de prova mantêm o volume constante, mas as poropressões se comportam de maneira diferente para cada nível de tensão confinante.

Para o ensaio com  $\sigma_c=50$  kPa houve uma clara tendência à dilatação, o que provocou uma redução da poropressão, levando-as quase a zero, com um pequeno, mas contínuo, ganho de resistência ao cisalhamento. Esse ganho de resistência ocorreu também para o ensaio com  $\sigma_c=100$  kPa, havendo contudo uma considerável queda de resistência após deformações axiais da ordem de 10%. No ensaio com  $\sigma_c=200$  kPa, a queda de poropressão foi pequena se comparada aos níveis máximos atingidos e o ganho de resistência foi pequeno, reduzindo seu valor quando a deformação axial atingiu 10%.

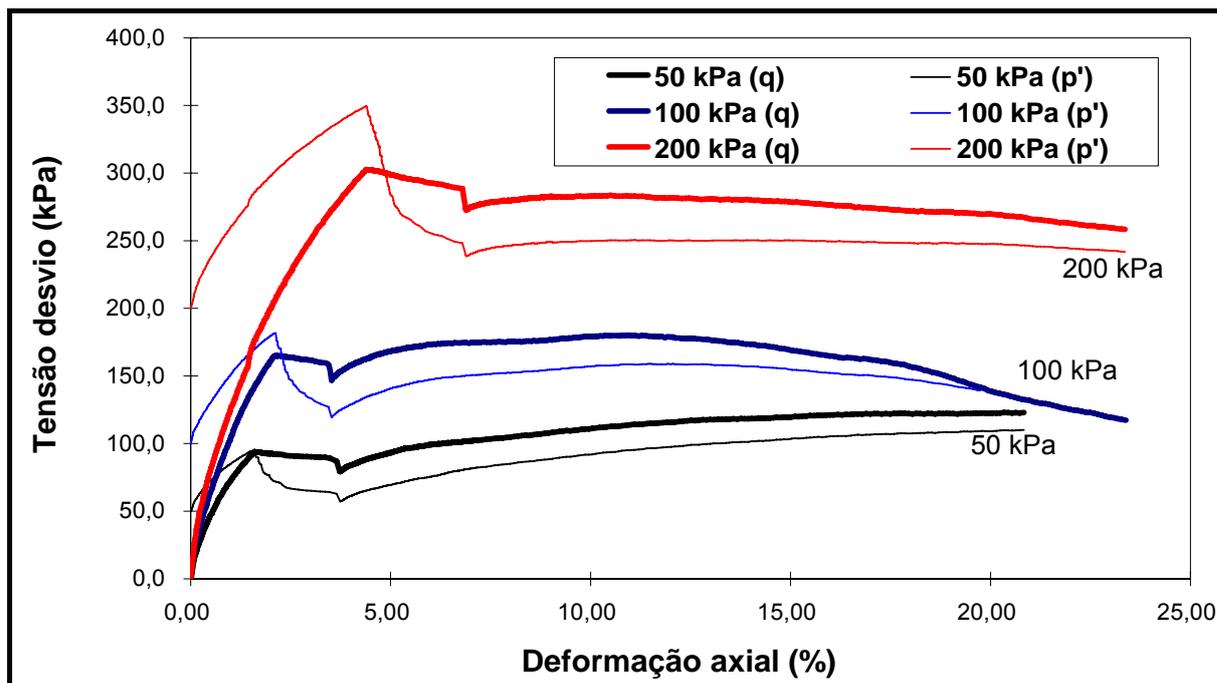


Figura 5.32. Curvas tensão desvio e  $p'$  versus deformação axial obtidas nos ensaios CID-U.

É de interesse também analisar o comportamento da tensão confinante efetiva durante os ensaios CID-U que são apresentadas na Figura 5.32 juntamente com as curvas de tensão desvio. Através desta figura é evidente a ação da elevação da poropressão na redução das tensões principais efetivas. Diferentemente do que ocorreu com a resistência ao cisalhamento, que foi induzida a manter um nível praticamente constante durante a elevação das poropressões, as tensões confinantes têm uma queda acentuada logo que a pressão neutra passou a ser elevada. Essa queda nas tensões confinantes foi contínua e se deu até que houvesse a ruptura do corpo de prova. Com a etapa de cisalhamento não-drenado, as tensões confinantes assumiram a mesma tendência de crescimento/redução da tensão de cisalhamento.

O processo de ruptura dos corpos de prova descrito até o momento é mostrado através da Figura 5.33, onde são apresentadas as trajetórias de tensão efetiva (TTE) obtidas nos ensaios CID-U e a envoltória de ruptura para estes ensaios. Os parâmetros de resistência são apresentados na Tabela 5.8.

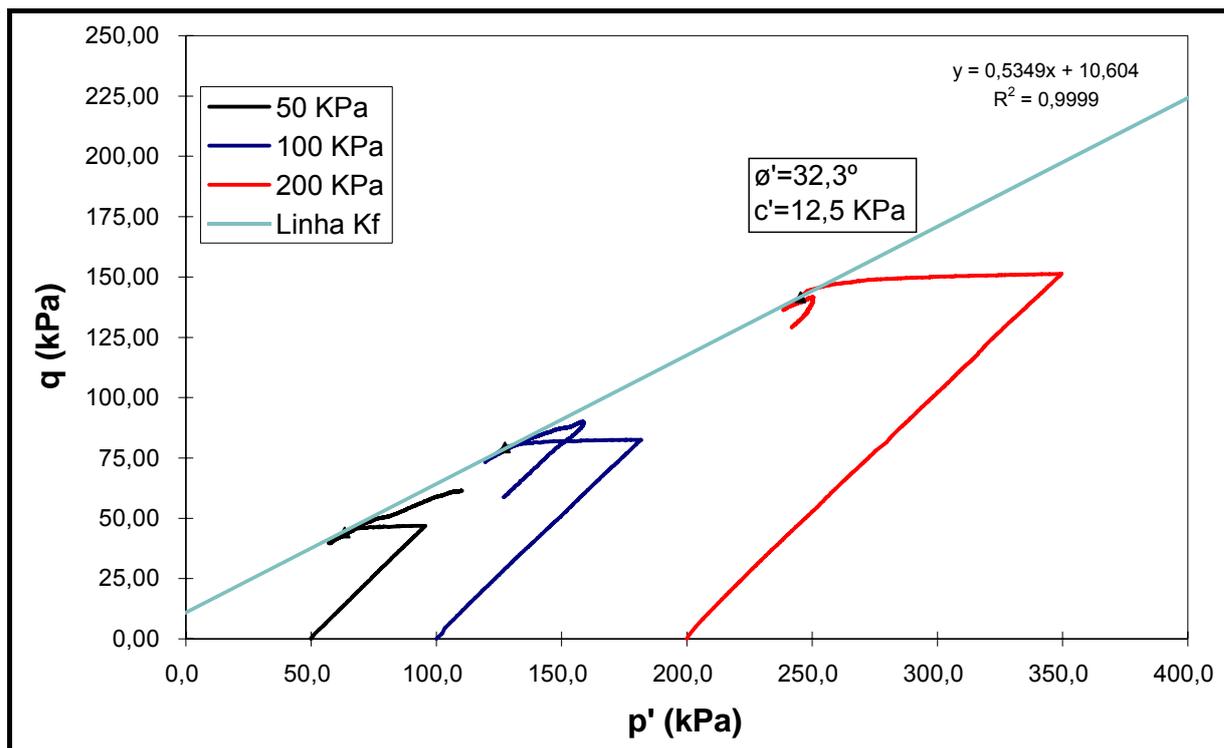


Figura 5.33. Envoltórias de ruptura e trajetórias de tensão efetiva para o solo indeformado (ensaios CID-U).

As TTE obtidas na fase final não-drenada dos ensaios mostraram um comportamento distinto para os 3 corpos de prova. Para o ensaio com  $\sigma_c=50$  kPa houve um pronunciado ganho de resistência, devido à tendência de dilatação durante o carregamento, levando aos valores de  $p'$  pouco superiores a 100 kPa e  $q=70$  kPa, com crescimento mesmo após 20% de deformação. Para o ensaio com  $\sigma_c=100$  kPa, a etapa de cisalhamento em condições não drenadas provocou um comportamento dilatante, resultando numa elevação de  $p'$  e  $q$ , mas o crescimento atinge um máximo para  $q=80$  kPa, seguindo-se uma queda acentuada da tensão cisalhante. Para o corpo de prova ensaiado com  $\sigma_c=200$  kPa, a condição não-drenada causou uma pequena tendência a dilatação seguida por pequena perda de resistência

Analisando o caso de instabilidades de encosta com base nos resultados dos ensaios CID-U, é possível concluir que quando a ruptura se dá a pequenas e médias profundidades, a massa movimentada pode interromper seu movimento depois de ocorrido algum deslocamento. Para rupturas em maiores profundidades, no entanto, a massa rompida tende a se movimentar até que encontre um obstáculo ou toda a energia seja dissipada.

Na etapa de elevação das poropressões dos ensaios CID-U verificou-se que o aumento da poropressão tende a reduzir levemente a resistência ao cisalhamento, até que ocorre uma

queda brusca de resistência, ocorrendo durante este processo cerca de 2,0% de deformação axial. Esse comportamento ilustra claramente o ocorrido *in situ*, onde segundo os relatos de moradores, a ruptura se deu de forma repentina, sem apresentar indícios claros da iminência da instabilização.

#### 5.5.4. Análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento

Neste trabalho foram determinados os parâmetros de resistência ao cisalhamento para diversas condições e por meio de variados ensaios e técnicas. Os resultados mostraram que o solo estudado apresenta respostas bastante dependentes do tipo de solicitação e tipo de ensaio.

A Figura 5.34 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas em corpos de prova indeformados nos ensaios triaxial CID-U, e remoldados no triaxial CIU, cisalhamento direto nas condições de pico (CD-I P) e de grandes deformações (CID-I GD). Também são analisados os resultados de ensaios realizados em corpos de prova remoldados no cisalhamento direto e no *ring shear*.

Verifica-se primeiramente que os ensaios triaxiais apresentaram parâmetros de resistência superiores aos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Uma adequada comparação pode ser feita entre os ensaios triaxiais CIU em amostras remoldadas e os de cisalhamento direto também em amostras remoldadas, embora o índice de vazios das amostras após consolidação tenha alguma diferença (ver Tabela 5.5 e Tabela 5.7). Verifica-se que dos ensaios de cisalhamento direto resulta um ângulo de atrito 15% menor que o obtido no ensaio triaxial, enquanto que o intercepto coesivo varia menos de 7%.

A resistência residual do solo estudado pode ser considerada baixa, sobretudo se comparada às medidas em outros trabalhos em solos tropicais. Os parâmetros de resistência a grandes deformações obtidos no cisalhamento direto aproximam-se bastante dos parâmetros de resistência residual, evidenciando o potencial de uma severa queda de resistência que este solo pode sofrer, após razoáveis deformações.

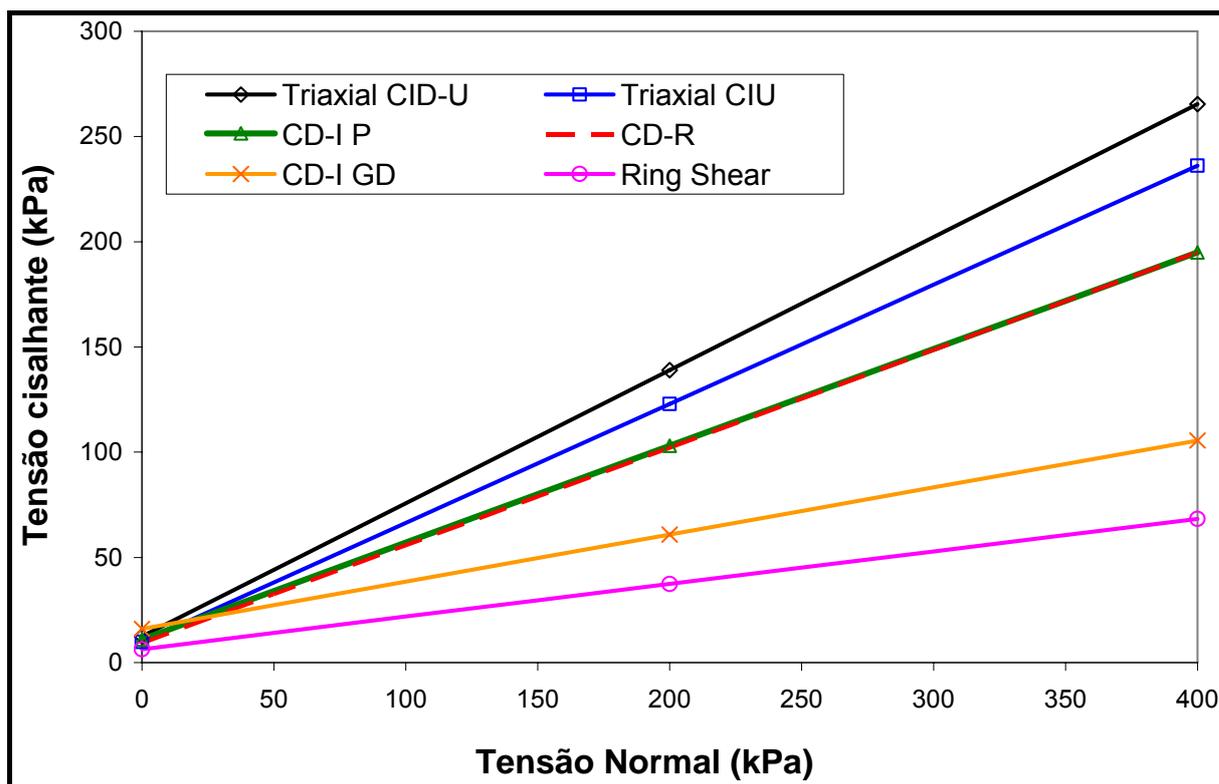


Figura 5.34. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios realizados nesta dissertação.

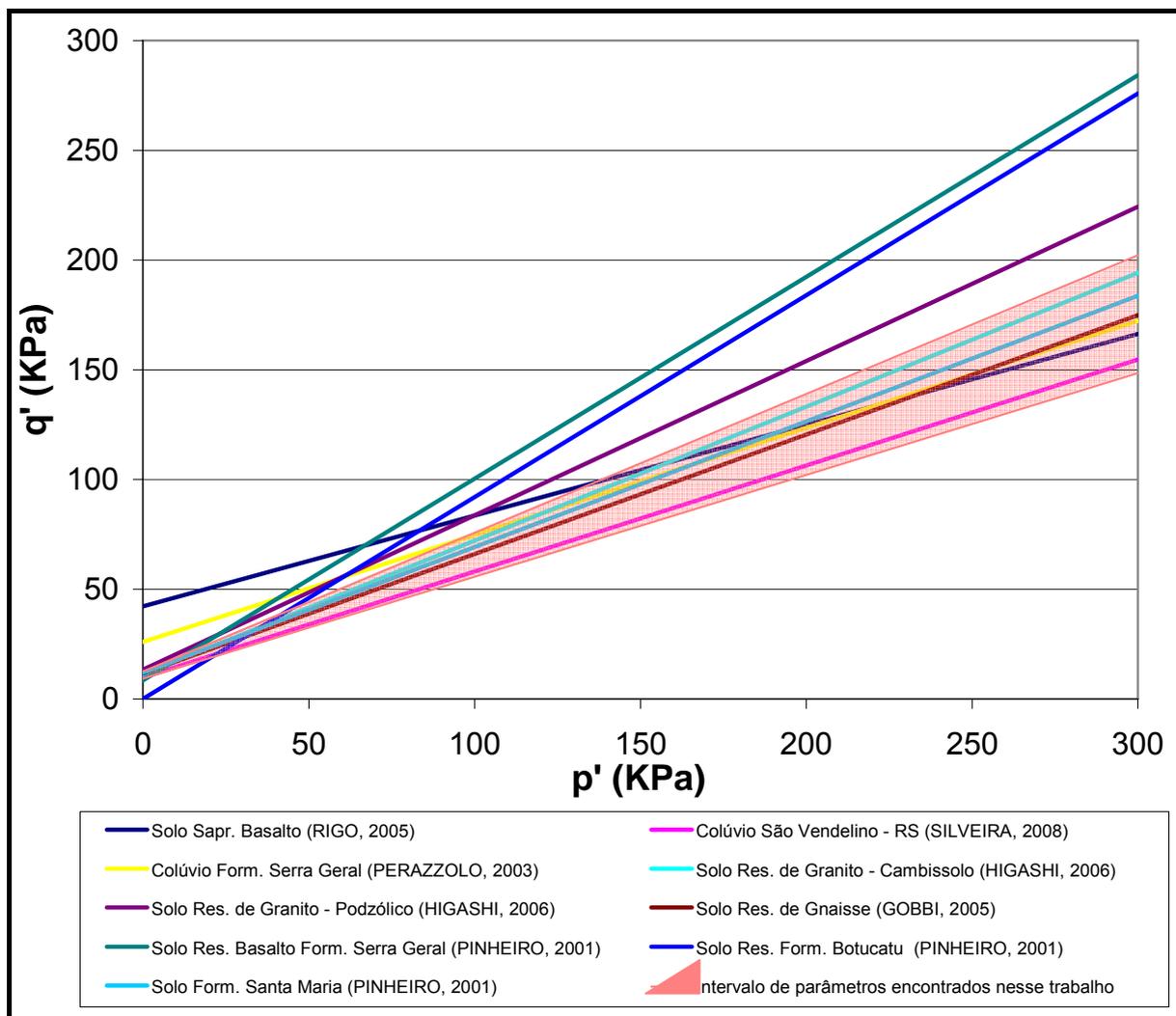
Tabela 5.8. Parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Condição	Equação da reta	$\phi'$	$c'$
Triaxial Indef CID-U	$\tau = 0,63\sigma_n + 12,5$	32,3	12,5
Triaxial Remold CIU	$\tau = 0,56\sigma_n + 9,8$	29,5	9,8
CD-Indef. (Pico)	$\tau = 0,46\sigma_n + 10,7$	24,7	10,7
CD-Indef. (GD)	$\tau = 0,22\sigma_n + 16,1$	12,6	16,1
CD-Remoldado	$\tau = 0,47\sigma_n + 9,2$	24,9	9,2
Ring Shear (residual)	$\tau = 0,15\sigma_n + 6,4$	9,0	6,4

O valor de ângulo de atrito máximo foi obtido através do ensaio CID-U. Uma resposta lógica para a diferença entre os resultados deste ensaio e os do ensaio CIU é a utilização de amostras indeformadas nos ensaios CID-U e amostras remoldadas nos ensaios CIU.

Na Figura 5.35 são apresentadas envoltórias de ruptura de pico de alguns solos tropicais do sul do Brasil. Neste gráfico é apresentado ainda o intervalo definido entre as

envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios triaxial CIU-D e de cisalhamento direto em amostra indeformada.



Nota: Os parâmetros apresentados por Pinheiro (2001) são valores médios.

Figura 5.35. Envoltórias de ruptura para alguns solos tropicais do sul do Brasil.

Embora os solos tropicais tenham a heterogeneidade de propriedades como característica, o intervalo descrito entre os parâmetros obtidos nesse trabalho envolve ou aproxima-se de grande parte dos solos do sul do Brasil apresentados, com exceção do solo residual da Formação Botucatu e da Formação Serra Geral.

Em termos de resistência ao cisalhamento, verifica-se então que muitos solos do sul do Brasil já estudados apresentam vulnerabilidade à ocorrência de movimentos gravitacionais de massa, quando da ocorrência de eventos excepcionais de chuva. Certamente que estes

problemas são complexos e envolvem muitas variáveis, mas a resistência ao cisalhamento é um parâmetro diretamente associado à estabilidade de encostas.

## 5.6. DIFRAÇÃO DE RAIOS-X

O solo estudado é oriundo da alteração de rochas granulíticas formadas à grande profundidade por efeito de metamorfismo de alta pressão e temperatura. A idade dessas rochas (Arqueana-Paleoproterozóica), associadas ao clima local, contribuiu para a acentuada intemperização e a formação de espessas camadas de solo.

Neste trabalho foram realizadas análises de difração de raios-X com a finalidade de determinar a natureza dos argilominerais que compõe este solo e investigar a possível ocorrência de minerais expansivos, que contribuem negativamente para a estabilidade de encostas.

Estas análises foram executadas em pó do solo total e na fração granulométrica  $<2\mu\text{m}$  em amostras orientadas natural, glicolada e calcinada, seguindo a metodologia adotada Laboratório de Difração de Raios-X do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Como resultados das análises são apresentados o difratograma obtido para a amostra em pó (Figura 5.36), e o difratograma das amostras orientadas natural, glicolada e calcinada (Figura 5.37).

Um primeiro aspecto a ser observado nestes difratogramas é a ocorrência de um pico referente à presença de esmectitas na amostra em pó do solo total que, no entanto, não aparece nos difratogramas da amostra de fração  $<2\mu\text{m}$ . Em virtude disso, essas análises foram repetidas a fim de dirimir qualquer dúvida inerente ao procedimento de ensaio, obtendo-se na repetição, contudo, o mesmo resultado.

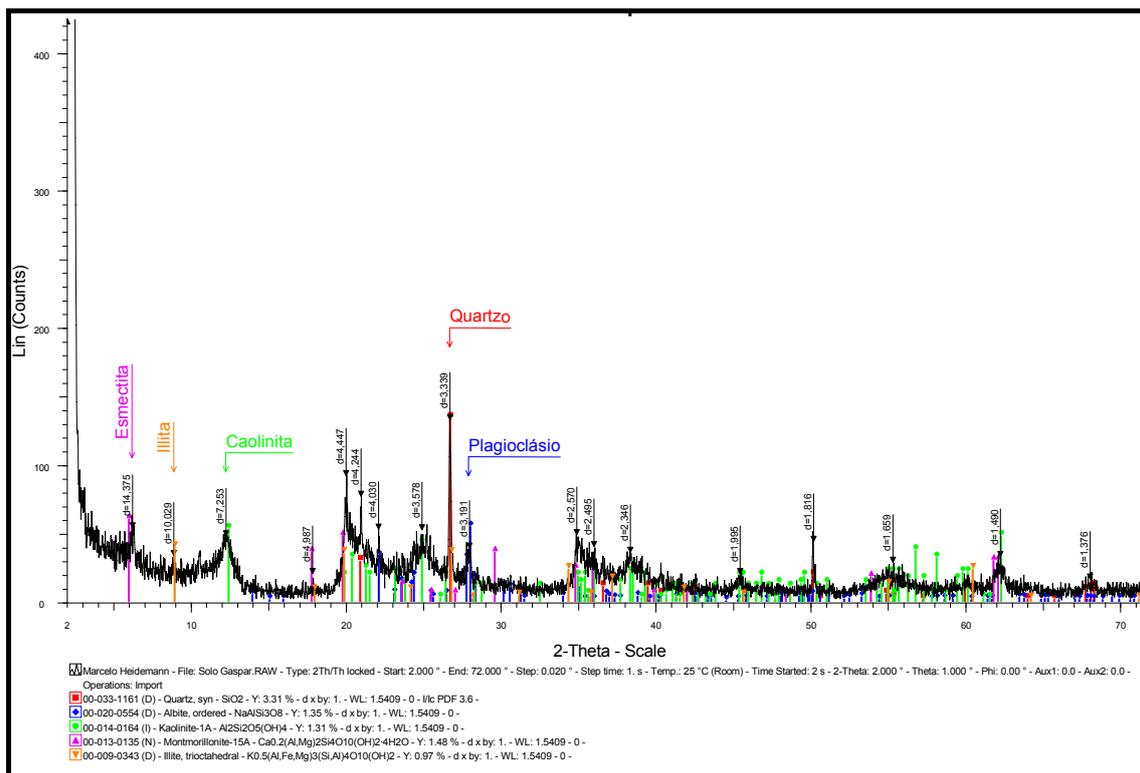


Figura 5.36. Diafratograma da amostra em pó do solo total.

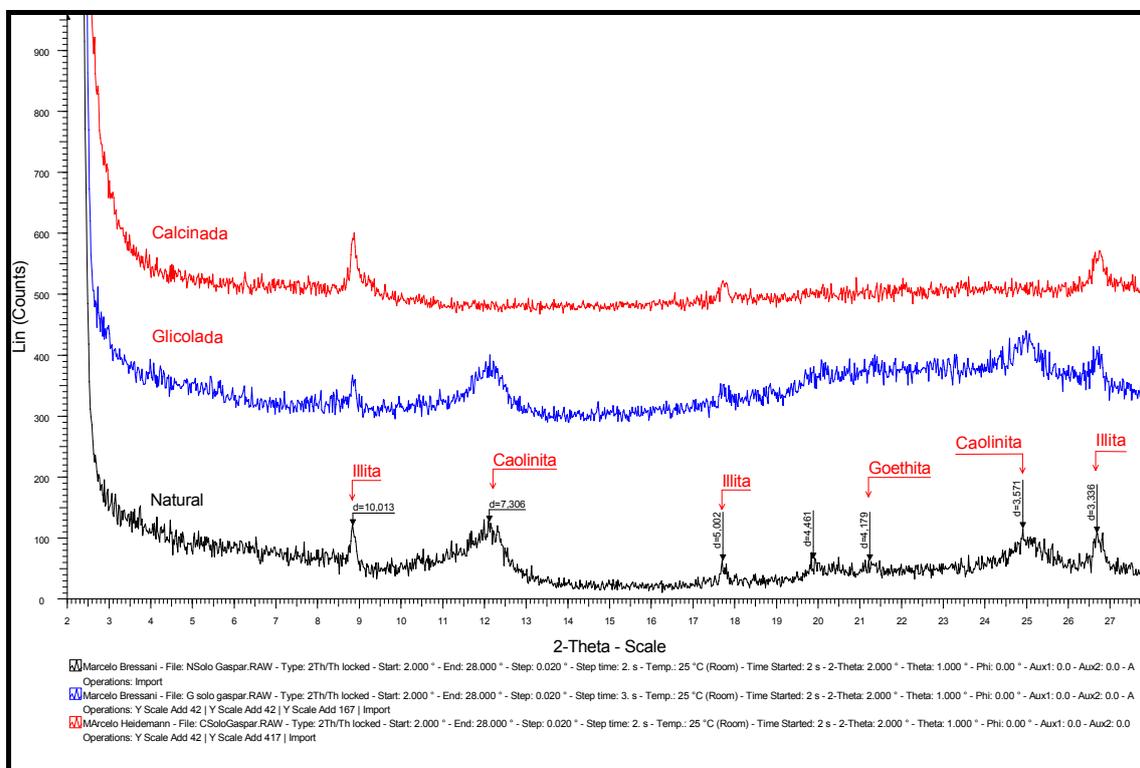


Figura 5.37. Difratomogramas da fração <2μm em amostras orientadas.

Diante desta condição foram analisados os difratogramas obtidos para um solo coluvionar de basalto, da região de Gramado – RS, preparado e analisado seguindo estritamente os mesmos procedimentos adotados no solo residual de granulito. Verificou-se que nestas análises a presença de esmectita é identificada tanto na amostra natural, quanto na amostra orientada glicolada, como pode ser observado na Figura 5.38 e na Figura 5.39.

Este fenômeno ocorrido no solo residual de granulito pode ser explicado pelo fato de que neste solo as esmectitas encontram-se numa fração diferente, e provavelmente mais fina que  $2\ \mu\text{m}$ , que é a utilizada como padrão nas análises de difração de raios-X em amostras orientadas, fazendo com que estes argilominerais sejam detectados apenas na análise do pó do solo total.

Independentemente da quantidade em que ocorre, a presença de esmectitas neste solo é ratificada pela ocorrência de expansão, embora pequena, medida no ensaio de expansibilidade e verificada durante os ensaios oedométricos anteriormente discutidos.

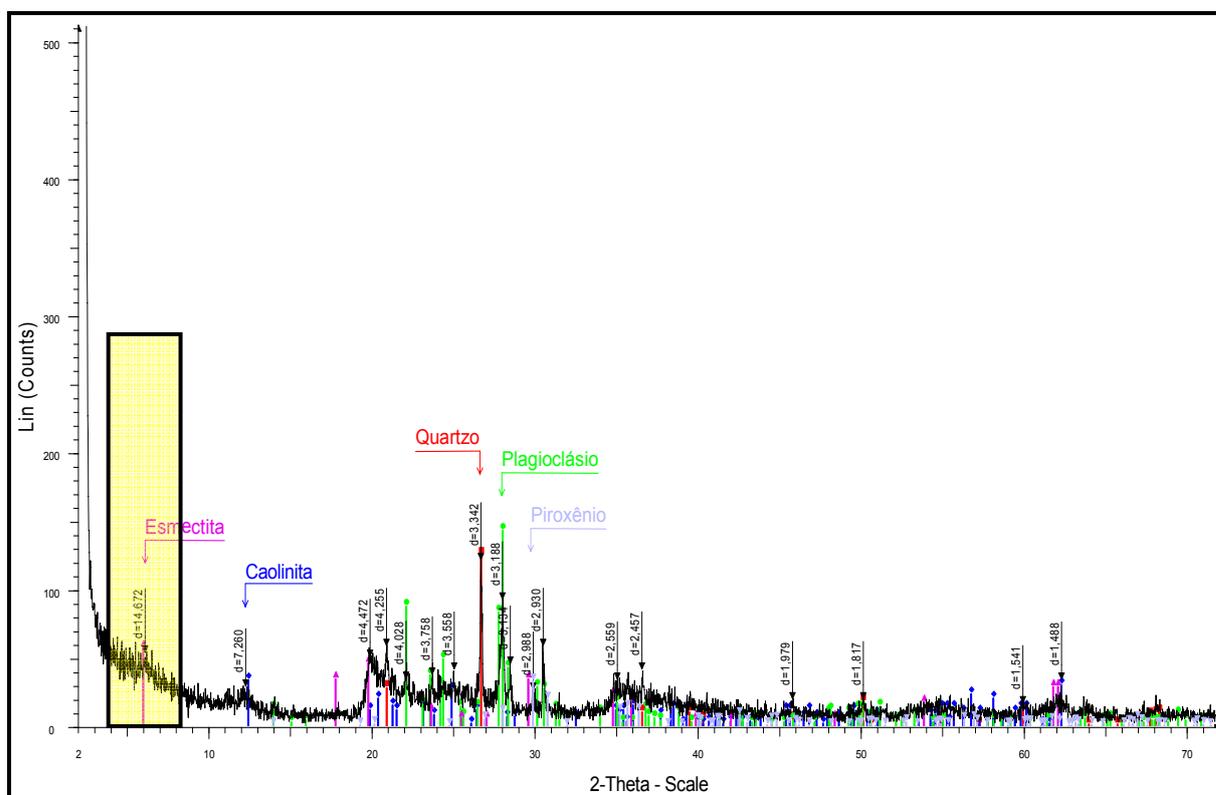


Figura 5.38. Difratograma de amostra em pó do solo total (solo coluvionar de basalto).

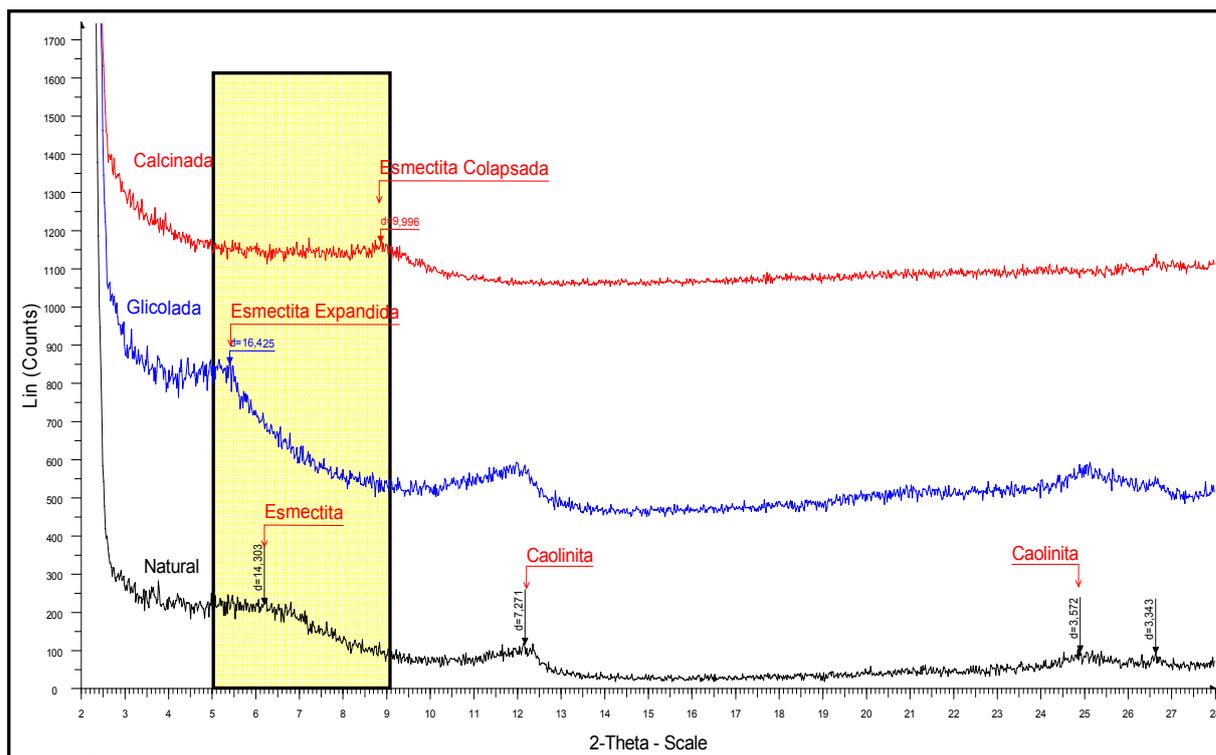


Figura 5.39. Difratoograma da fração <math><2\mu\text{m}</math> em amostras orientadas natural, glicolada e calcinada (solo coluvionar de basalto).

Em relação aos constituintes da fração argilosa deste solo, a caulinita é o argilomineral predominante, podendo sua ocorrência ser percebida inclusive através de análise visual do solo. Em menor quantidade há a ocorrência de ilita, esmectitas do tipo montmorilonita, plagioclásio na forma de albita  $[\text{NaAlSi}_3\text{O}_8]$  e quartzo  $[\text{SiO}_2]$ .

A pequena ocorrência de ilitas e esmectitas está associada à composição típica das rochas granulíticas que, segundo Machado et al. (2010), são formadas principalmente por feldspatos, plagioclásio e quartzo, e em pequena escala biotitas e outros minerais micáceos. A ocorrência de caulinita  $[\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5[\text{OH}]_4]$  pode ser atribuída à associação de vários fatores que conduzem ao seu surgimento, como a natureza tropical do solo, à existência de boas condições de drenagem do terreno e pelo fato de a rocha de origem ser rica em plagioclásio, que tendem a dar origem à esse argilomineral (MEUNIER, 2005; BELL, 2007).

A substituição de feldspatos por caulinitas tende a se dar de forma que não ocorre desordenamento da estrutura, e as camadas que compõe as partículas permanecem planas e não-hidratadas (MEUNIER, 2005). As ligações entre camadas que compõem as partículas deste mineral são bastante fortes, impedindo que haja expansão na presença de água e outros fluidos polares (MITCHEL e SOGA, 2005).

As ilitas  $[K_{2-3}Al_8(Al_{2-3},Si_{13-14})O_{40}(OH)_8]$  surgem da intemperização de feldspatos, micas e silicatos magnesianos (BELL, 2007). As ligações entre camadas conferidas pelos átomos de potássio são bastante fortes, tornando as ilitas em geral não-expansivas (MURRAY, 2007; MITCHEL e SOGA, 2005).

Por outro lado as montomorilonitas  $[Ca_{0,2}(Al,Mg)_2(Si_4O_{10})(OH)_2 \cdot 4(H_2O)]$  apresentam comportamento bastante expansivo. De acordo com Mitchel e Soga (2005), as ligações entre as sucessivas camadas se dão por forças de van der Waals e por cátions. Estas ligações são fracas e facilmente separáveis por clivagem e adsorção de água ou outros fluidos polares, provocando expansão.

A ocorrência de minerais primários (plagioclásios e quartzo) na fração argila, evidencia que o solo encontra-se ainda parcialmente alterado, ratificando o comportamento observado nos ensaios *ring shear*, anteriormente discutidos.

## 5.7. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA – MEV

A análise do solo residual de granulito por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura foi utilizada para verificar as formas e composição das partículas que o compõe, o estado dos argilominerais detectados na difração de raios-X e possíveis planos de orientação.

Salienta-se que é considerável a presença de caulinita, com estrutura filitosa típica, conforme ilustrados na Figura 5.40. Essa forma torna o solo bastante suscetível a ter sua resistência controlada por parâmetros residuais, uma vez que as deformações cisalhantes tendem a posicionar essas partículas de forma paralela entre si.

O tamanho das estruturas de caulinita observada é normalmente superior a  $2\mu m$ , fazendo com que sejam contabilizadas como siltes. No entanto, essas partículas, ao passo em que degradam por manuseio ou esforços cisalhantes, assumem a dimensão de argilas, e devido à sua forma lamelar, se comportam como tal.

A alteração parcial do solo estudado é evidenciada pela ocorrência de minerais primários ainda preservados (Figura 5.41 e Figura 5.42), formando grãos de menor dimensão e substituídos de modo incipiente por argilominerais. Isto pode ser observado na Figura 5.41, em que uma partícula maior encontra-se envolta de pequenas partículas de tamanho silte. A Figura 5.43 mostra a direção oblíqua de clivagem do plagioclásio, o que é uma dos aspectos que o diferenciam de outros feldspatos.

Essas imagens corroboram os resultados obtidos nas análises de difração de raios-X ao passo que mostram a predominância de caulinita sobre outros argilominerais, a existência de minerais primários em dimensões maiores e reduzidas sofrendo alteração. No entanto, não foram percebidos planos de orientação definidos. Contudo, neste aspecto, pode-se perceber a presença de bandamento, em escala macro, nos blocos de solo utilizados na preparação de corpos de prova, conforme mostrado no início deste capítulo.

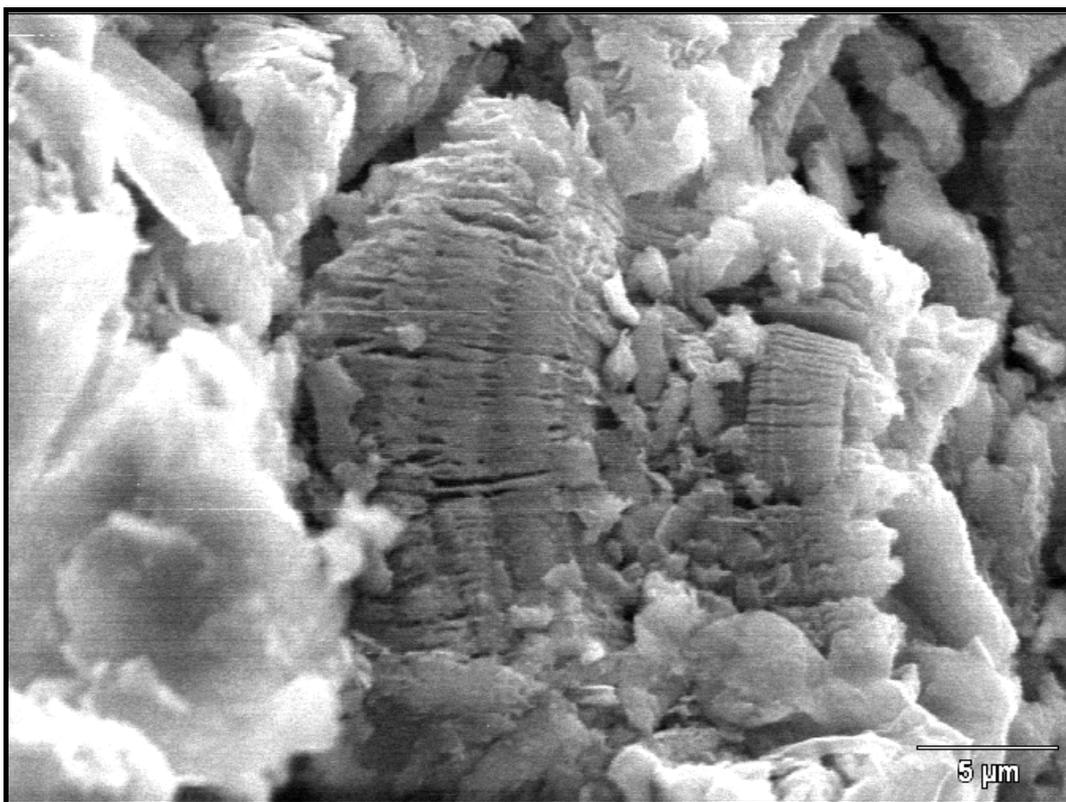


Figura 5.40. Aspecto da caulinita presente no solo residual de rochas granulíticas.

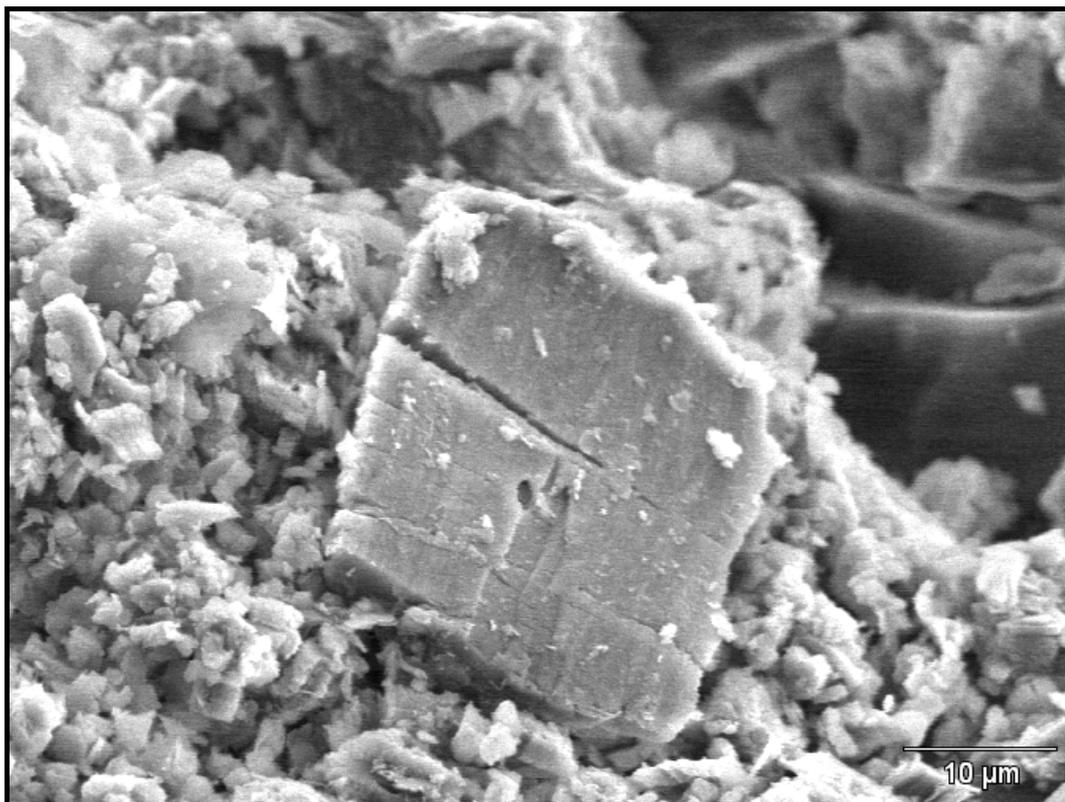


Figura 5.41. Desagregação de um grão de plagioclásio.

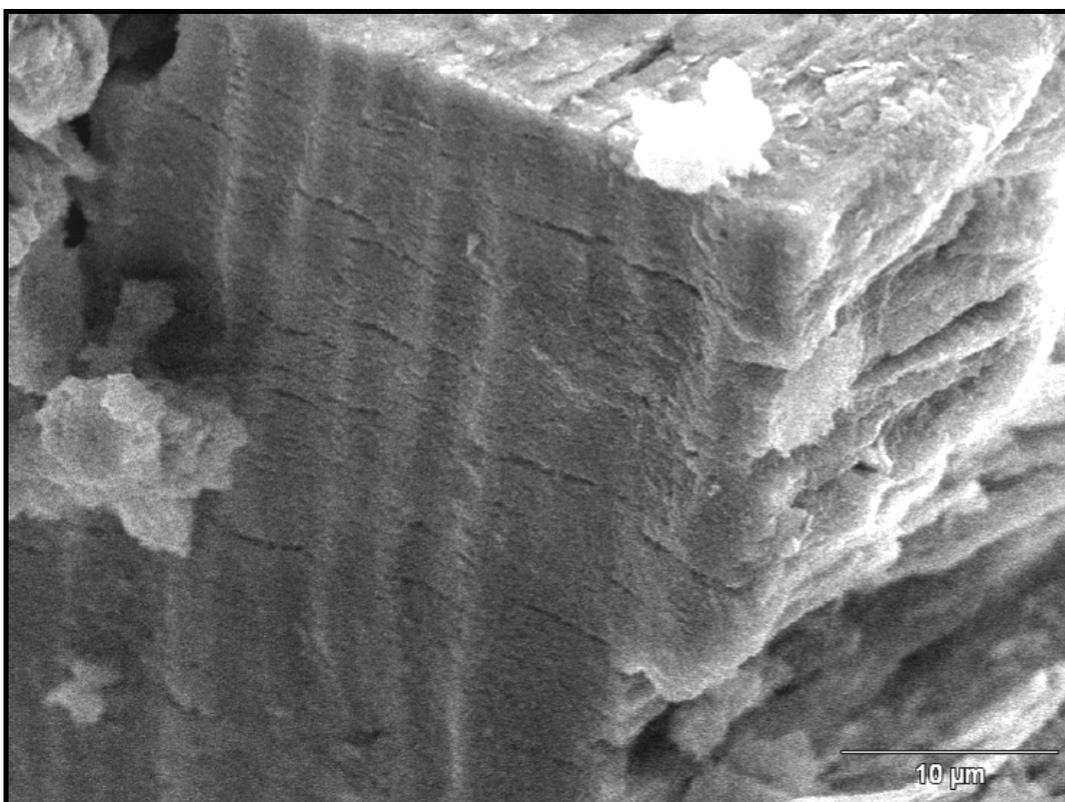


Figura 5.42. Presença de clivagens em grãos de plagioclásio.

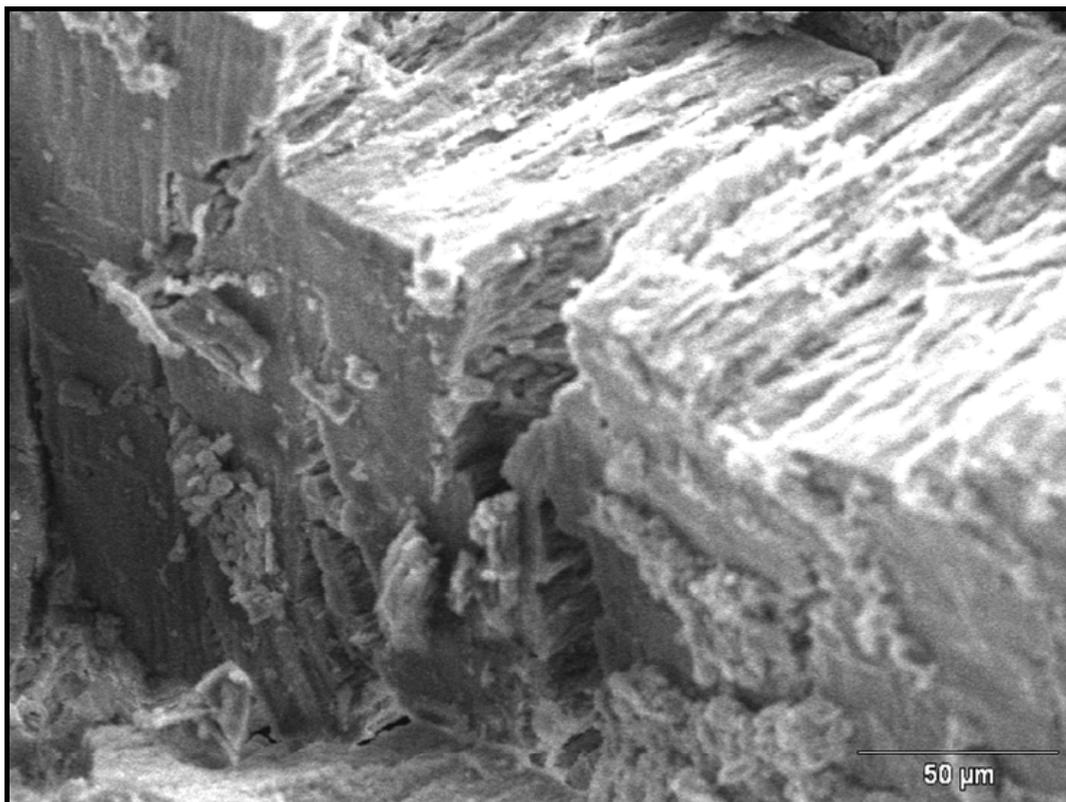


Figura 5.43. Clivagem sob planos oblíquos típica dos plagioclásios.

## 5.8. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA

### 5.8.1. Aspectos gerais e procedimentos

Esta dissertação priorizou a caracterização do comportamento geotécnico do solo residual de granulito envolvido no movimento gravitacional de massa descrito no capítulo 3, tendo-se assim uma quantidade considerável de informações acerca do comportamento mecânico desse material. Por outro lado, informações referentes à geometria da encosta e da superfície de ruptura, bem como condição dos níveis de poropressão são pouco conhecidos ou mesmo desconhecidos.

Embora estas informações sejam escassas, são apresentados aqui alguns resultados de análises de estabilidade de encostas, realizadas com o intuito de verificar a validade dos parâmetros obtidos, e com o objetivo de identificar as prováveis condições de nível d'água que levaram a encosta à ruptura. Com base em algumas informações sobre a topografia original, sobre a superfície de ruptura formada, (em particular, a crista da ruptura), uma

estimativa da profundidade atingida e da localização do pé da ruptura, foi possível estabelecer a provável superfície de ruptura. Os resultados apresentados partiram destas premissas.

Algumas condições e hipóteses que foram assumidas para a realização destas análises são:

- Devido ao longo período de chuvas, quase que diárias (cerca de 55 dias), e a impossibilidade de medir sucção na encosta, assume-se que esta era nula no período da ruptura;
- Como na inspeção da encosta e cicatriz não se verificou em qualquer ponto o afloramento do substrato rochoso, assumiu-se que a porção do maciço analisada é inteiramente formada por solo residual de granulito;
- Nas análises foram utilizados os parâmetros de resistência de pico obtidos nos ensaios triaxiais CID-U em amostras indeformadas, os quais são os maiores conjuntos de resultados;
- A investigação da ação das poropressões foi realizada através de incrementos no nível d'água, partindo do valor zero, buscando encontrar uma superfície crítica semelhante à de campo e com fator de segurança (FS) próximo a 1 (retro-análise).

A análise de estabilidade foi executada em duas seções, conforme apresentado na Figura 5.44. As seções foram posicionadas de forma paralela ao movimento gravitacional de massa estudado.

O *layout* destas seções, inseridas no *software* de análises de estabilidade são apresentados na Figura 5.45 e na Figura 5.46, onde são mostrados os limites da superfície de ruptura observados *in situ*, o intervalo de variação do nível d'água testado e características geométricas (raios e centros) das envoltórias de ruptura testadas.

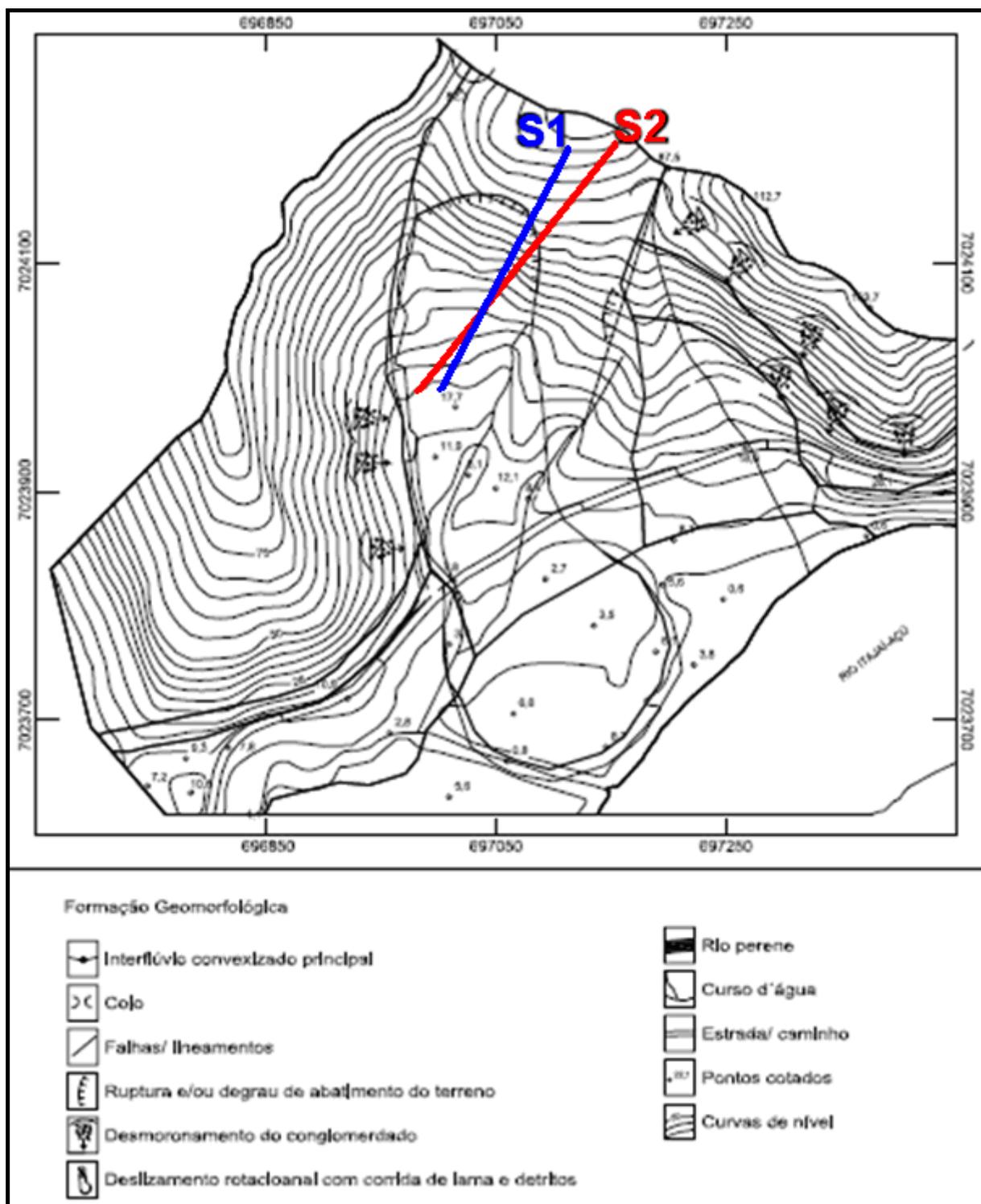


Figura 5.44. Croqui das seções da instabilidade estudadas.

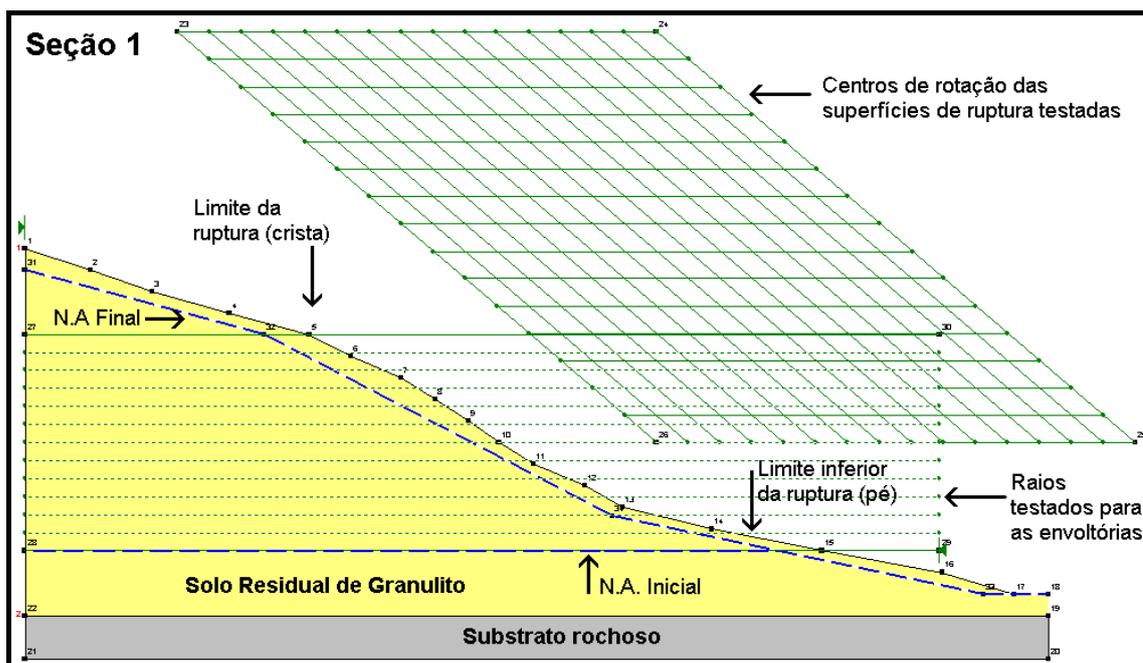


Figura 5.45. *Layout* da seção 1.

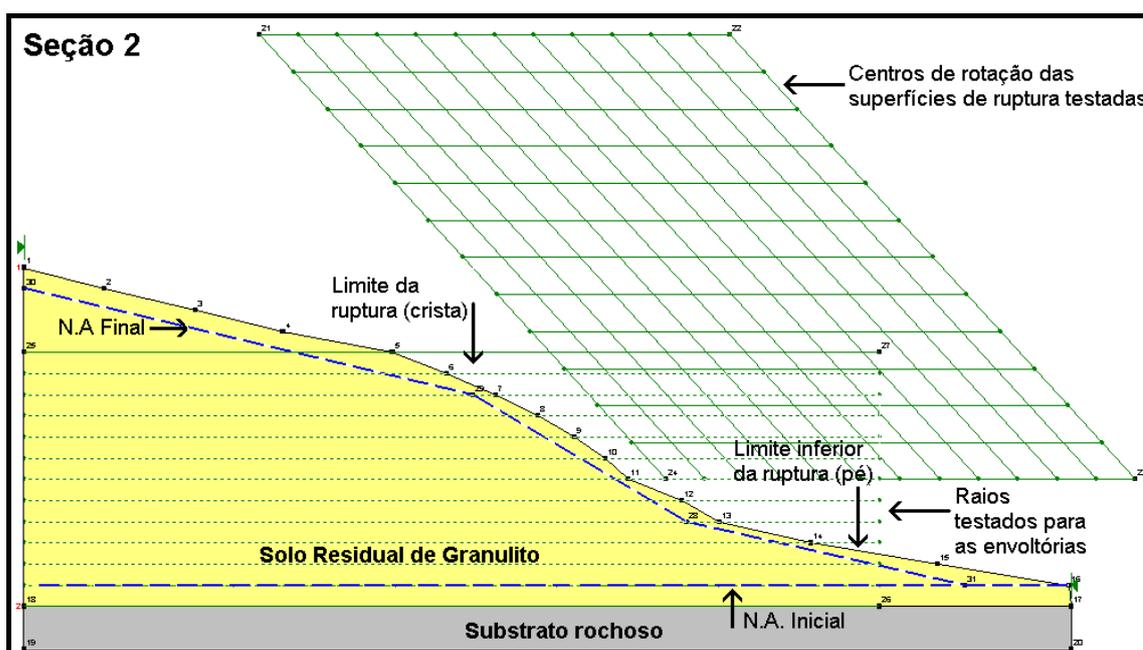


Figura 5.46. *Layout* da seção 2.

### 5.8.2. Interpretação dos resultados

Com incrementos sucessivos de 5m no nível d'água, sendo as cotas referentes ao nível do mar, obteve-se a variação dos fatores de segurança obtidos pelos métodos de análise de estabilidade de Morgenstern-Price e Bishop simplificado apresentada na Figura 5.47 em função da cota máxima do nível d'água.

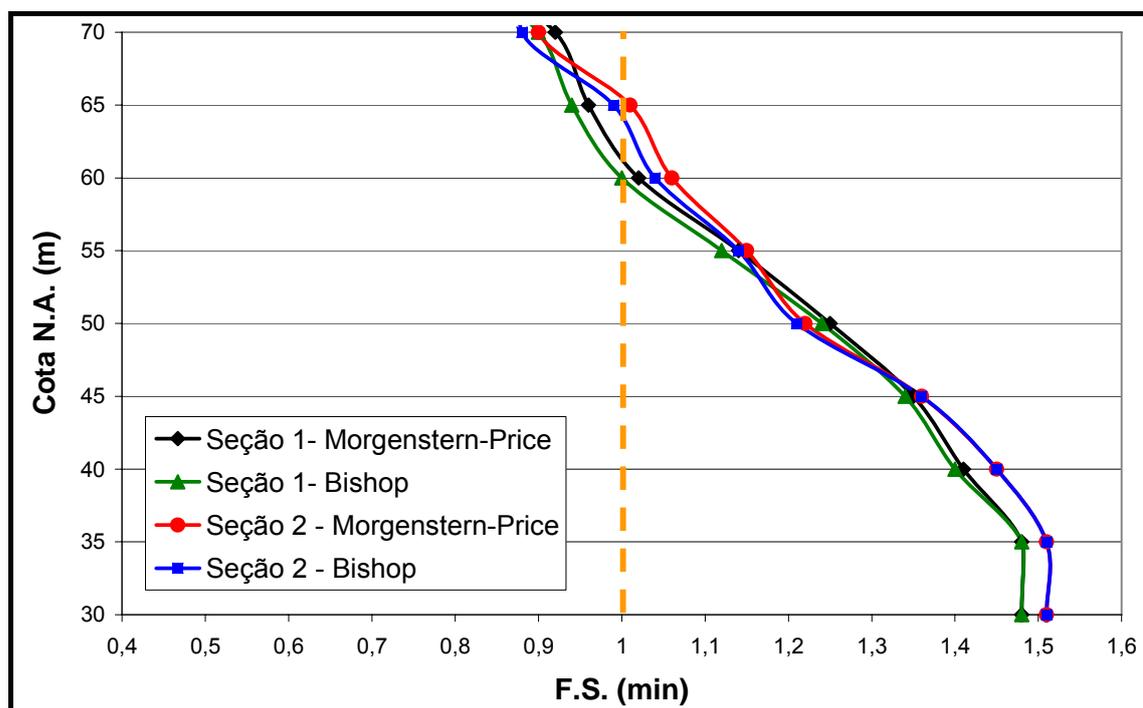


Figura 5.47. Variação do FS com relação à cota máxima do nível d'água.

Verifica-se que não há variação do FS para ambos os métodos de análise entre as condições sem nível d'água (cota = 0) e N.A. em 35 m. A partir de 35 metros o FS passa a reduzir linearmente até que a cota do N.A. atinge 70 m. Observa-se uma boa concordância entre os dois métodos empregados, resultando em valores muito próximos de FS. Durante as análises observou-se também que as geometrias das superfícies de ruptura críticas também se apresentavam muito semelhantes para os dois métodos.

Com base nesta análise verifica-se que, quando a cota máxima do N.A. atinge 60 m tem-se o limiar da ruptura. Contudo, nesta condição, as superfícies obtidas não coincidiram com a observada *in situ*.

Ao ajustar o nível d'água para a cota 59m foram obtidos FS próximos a 1 e forma das superfícies de ruptura de acordo com os limites identificados *in situ*. Os resultados das simulações realizadas pelo método de Morgenstern-Price, para a condição em que a cota do N.A. é de 59 m, são apresentados na Figura 5.48 e na Figura 5.49. Na Tabela 5.9 são apresentados os FS obtidos nesses casos.

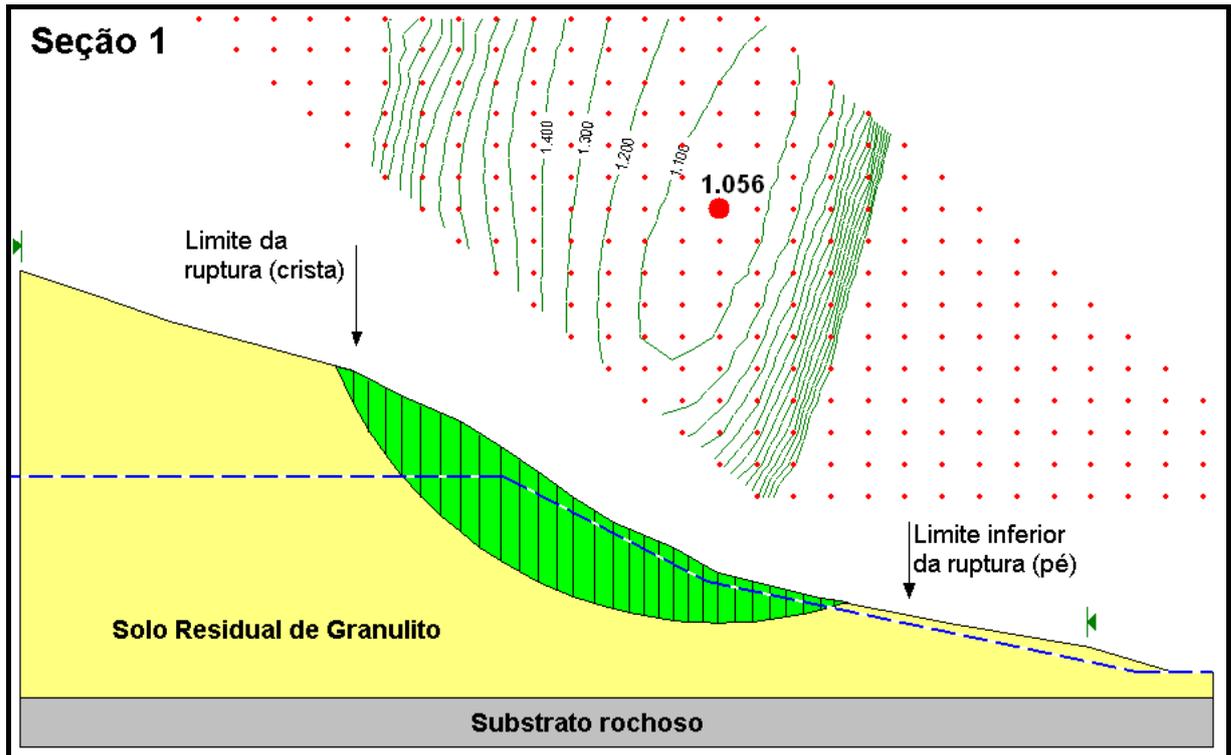


Figura 5.48. Resultado da simulação para a seção 1.

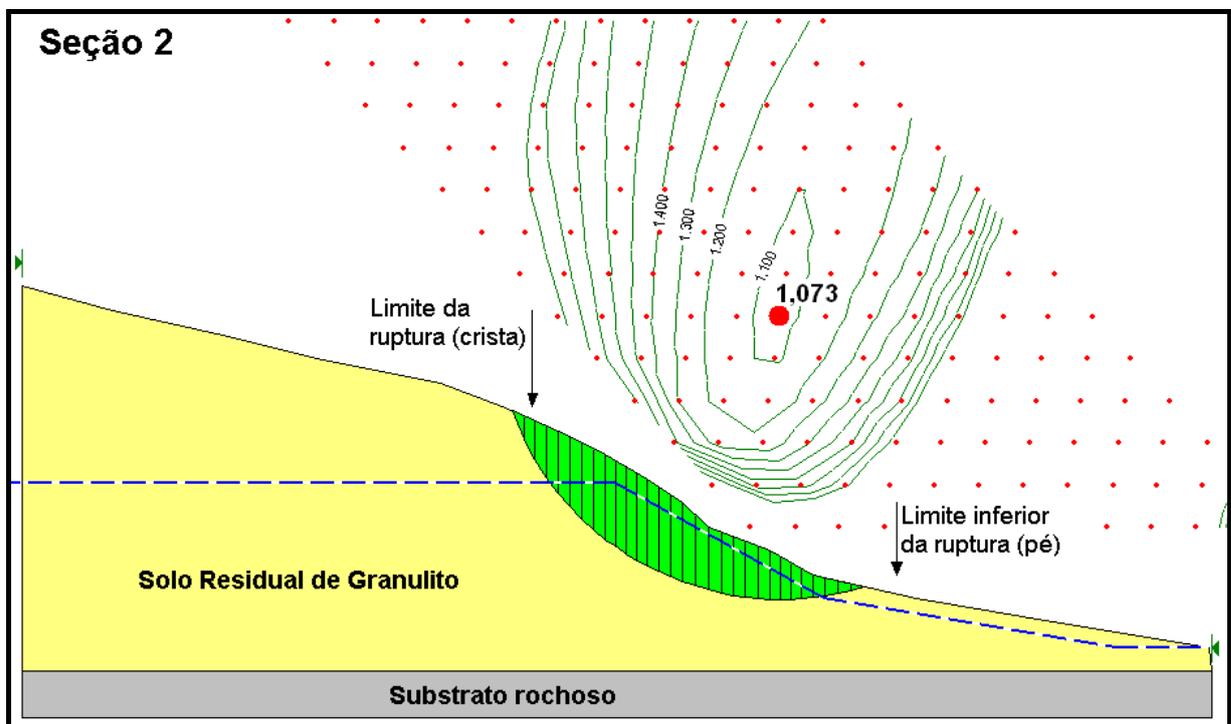


Figura 5.49. Resultado da simulação para a seção 2.

Tabela 5.9. Fatores de segurança obtidos nas simulações para N.A.=59m.

Método	Seção 1	Seção 2
Morgenstern-Price	1,056	1,073
Bishop simplificado	1,039	1,057

Verifica-se, com base nestas simulações, a influência da elevação do N.A. na estabilidade da encosta estudada. Quando o N.A. é baixo tem-se um FS próximo a 1,5, mostrando que com base nos parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais CID-U a encosta encontra-se segura para condições normais de precipitação, sobretudo se for levada em conta a ação de poropressões negativas. No entanto, com a elevação do N.A. a estabilidade cai consideravelmente, atingindo um FS próximo a 1 quando o N.A encontra-se na cota 59 m (com referência ao nível do mar).

Ao realizar estas simulações utilizando parâmetros de resistência de grandes deformações ou residual tem-se FS próximos a 0,5, mesmo quando na ausência de nível d'água. Isto mostra que se eventualmente a estabilidade da encosta passar a ser regida por parâmetros residuais, o que pode ocorrer após certo nível de deformação, a mesma apresentará uma grande redução na sua condição de estabilidade, podendo vir a apresentar ruptura rápida, como a que foi observada.

## 6. CONCLUSÕES

As chuvas que atingiram a região de Gaspar em novembro de 2008 caracterizam-se como um desastre natural, pois neste mês as chuvas superaram em mais de três vezes o volume máximo medido anteriormente. Essa quantidade de chuva provocou a deflagração de movimentos gravitacionais rasos e profundos de diversas magnitudes.

O movimento gravitacional de massa estudado é classificado como um deslizamento rotacional extremamente rápido de solo úmido, sucedido por fluxo muito rápido de lama e detritos, o qual movimentou um volume de solo estimado em cerca de 110.000m<sup>3</sup>.

O solo mobilizado no movimento é classificado como um silte inorgânico com areia. Porém as análises de difração de raios-X e a microscopia eletrônica revelaram a ocorrência de argilas que acabam não sendo detectadas nas análises granulométricas convencionais, mesmo com a utilização de defloculante. Isto porque há a ocorrência de muitas partículas argilosas que se encontram unidas, formando partículas de tamanho silte, evidenciando a parcialidade da alteração. Ao ser cisalhado, ou perturbado mecanicamente por outras formas, estas partículas sofrem degradação textural resultando em partículas de tamanho argila que conferem ao solo um comportamento mecânico típico de materiais argilosos. Isto explica a baixa resistência ao cisalhamento (resistência residual) apresentada por este solo nos ensaios de cisalhamento direto e *ring-shear*.

Análises de microscopia eletrônica de varredura mostraram que as partículas que compõem o solo apresentam diversos planos de clivagem, que são indicativos de processos de alteração em andamento, e mostraram uma predominância dos argilominerais do tipo caulinita.

As análises de difração de raios-X revelaram que os argilo-minerais presentes nesse solo são predominantemente caulinitas, o que lhe confere um comportamento pouco expansivo, e mostram também a ocorrência de feldspatos na fração argila do solo, indicando um processo de alteração em estágio pouco evoluído.

Este solo apresenta um pequeno nível de estruturação que foi constatado através da execução de ensaios comparativos de compressão confinada em amostras indeformadas e

remoldada. O solo na condição remoldada, desestruturado, apresentou um valor de  $c_c=0,428$ , que é 15% superior aos obtidos em corpos de prova indeformados ( $c_c=0,378$ ).

Durante a análise dos resultados dos ensaios de compressão confinada, pôde-se verificar que a utilização de curvas de recalque *versus* tempo em escala logarítmica induz o aparecimento de um ponto de plastificação. Essas curvas, quando analisadas em escala linear, não mostram um ponto de plastificação definido. Conclui-se sobre isso que a definição de tensões de plastificação ou pré-adensamento apenas com base na curva em escala logarítmica pode conduzir a um julgamento errôneo.

O solo estudado apresenta baixa condutividade hidráulica, com valores típicos de siltes ( $k= 1 \times 10^{-7}$  a  $3 \times 10^{-8}$  m/s), sendo que esta condição deve ter contribuído para o retardo de cerca de uma semana observado entre as chuvas intensas e a ocorrência do deslizamento estudado.

Foram realizadas medições de condutividade hidráulica antes e após a realização de ensaios triaxiais. O solo estudado apresentou uma redução de duas vezes da condutividade hidráulica nos ensaios triaxiais quando testado antes e após o cisalhamento (transversal ao plano de ruptura induzido nos ensaios). Em campo, esta característica pode proporcionar o surgimento de zonas de baixa de permeabilidade que induzem à elevação de poropressões em regiões próximas da ruptura.

O solo residual de granulito apresentou resistências ao cisalhamento para grandes deformações bastante baixas (no intervalo de  $9^\circ$  para o *ring shear* a  $12,6^\circ$  para o cisalhamento direto). Este valor de ângulo de atrito (residual) é típico de materiais argilosos de elevada plasticidade, no entanto há alguns outros materiais parcialmente alterados que também apresentam valores desta magnitude. É interessante notar que o solo de preenchimento dos planos reliquiares, de textura granular e cor ferro-manganesiana característica, apresentou ângulo de atrito interno residual de  $12^\circ$ , superior ao solo residual de granulito.

Nos ensaios de cisalhamento direto no solo indeformado, valores estáveis de tensão de cisalhamento (resistência a grandes deformações) foi atingido após 2 a 3 reversões, sendo maior o deslocamento necessário para níveis mais altos de tensão normal.

Foram encontrados parâmetros de resistência praticamente iguais em ensaios de cisalhamento direto tanto em corpos de prova indeformados como remoldados, o que necessita investigação adicional.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico ( $c'=11$  kPa e  $\phi'=24,7^\circ$ ) obtidos do ensaio de cisalhamento direto foram inferiores aos obtidos nos ensaios triaxiais em amostras remoldadas ( $c'=9,8$  kPa e  $\phi'=29,5^\circ$ ) e indeformadas ( $c'=12,5$  kPa e  $\phi'=32,3^\circ$ )

Os ensaios triaxiais do tipo CID-U, com trajetória de tensões efetivas com descarregamento de tensões médias e manutenção das tensões cisalhantes, é uma interessante ferramenta no estudo de movimentos rotacionais de massa. Estes ensaios reproduzem a elevação das poropressões no talude estudado e permitem avaliar o comportamento mecânico pré e pós-ruptura. Como em outros casos relatados na literatura, os parâmetros de resistência ao cisalhamento derivados destes ensaios foram superiores aos obtidos nos demais ensaios de cisalhamento.

Por meio dos ensaios triaxiais CID-U foi possível verificar a influência da elevação das poropressões no solo estudado. Naturalmente há uma redução das tensões confinantes efetivas, com redução da rigidez e aumento rápido da relação  $q/p'$ . Em campo, esta queda das tensões confinantes está associada à ocorrência de instabilidades, sobretudo na forma de rupturas rasas como resposta a chuvas intensas, que elevam os níveis de poropressão. Outro aspecto observado foi a forma rápida com que se deu a queda de resistência ao cisalhamento nos ensaios triaxiais CID-U. Ainda que a taxa de deformação axial tenha sido elevada para induzir a manutenção das tensões cisalhantes (nível constante), estas não recuperavam os níveis anteriores, qualquer que fosse a taxa de cisalhamento aplicada. Esta incapacidade de se retomar os níveis de tensão cisalhante mobilizada foi utilizada como critério para identificar a ruptura do corpo de prova nestes ensaios.

A resistência ao cisalhamento medida para o solo residual de granulito encontra-se dentro do intervalo de resistência apresentado por diversos solos residuais do sul do Brasil. Esta condição indica que muitos solos do sul do País já estudados podem apresentar vulnerabilidade a movimentos gravitacionais de massa quando da ocorrência de eventos excepcionais de chuva, como o descrito nesse trabalho.

As análises de estabilidade executadas com base nos parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório mostraram resultados interessantes, resguardadas as simplificações necessárias devido às escassas informações de campo. Embora não se dispusesse de perfis completos da encosta estudada, da topografia da cicatriz e de informações de nível d'água, as simulações mostraram-se importantes na verificação da consistência dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de laboratório.

As análises de estabilidade utilizando os parâmetros obtidos nos ensaios CID-U utilizando perfis pré-ruptura mostraram que a elevação do nível d'água provoca redução do FS da encosta. Após várias simulações verificou-se que quando o nível d'água atinge a cota 59m os FS tornam-se muito próximos a 1, tanto pelo método de Morgenstern-Price como pelo método de Bishop simplificado.

Estas simulações indicaram ainda que, após alguma deformação, situação em que o solo poderia ser levado à condição residual, os parâmetros de resistência residual não seriam capazes de satisfazer qualquer condição de estabilidade na conformação topográfica anterior à ruptura, levando a uma aceleração do processo.

Conclui-se ainda que, apesar da ausência de dados de campo, as informações obtidas em laboratório constituem-se de um importante conjunto de dados cuja interpretação permitiu um melhor entendimento do comportamento do solo estudado e da forma com que suas características geotécnicas contribuíram para a instabilidade da encosta estudada.

## 7. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este trabalho apresenta-se como uma pequena contribuição ao entendimento ainda incipiente da ocorrência dos movimentos gravitacionais de massa no estado de Santa Catarina. Alguns aspectos foram estudados nesse trabalho, mas a complexidade do problema mostra a necessidade de contínuas pesquisas. Às pesquisas futuras nesta área sugere-se:

- Estudo deste problema com base na mecânica dos solos não saturados, para elucidar o papel da sucção na estabilidade dessa encosta.
- Realizar investigações do terreno com métodos físicos como GRP e eletro-resistividade, para o levantamento de perfis estratigráficos da área estudada, permitindo análises mais precisas.
- Execução de ensaios de condutividade hidráulica em campo e comparação dos parâmetros apresentados nesse trabalho, com os determinados *in situ*.
- Realização de ensaios adicionais de compressibilidade para melhor entendimento da estruturação presente no solo.
- Realização de ensaios complementares de resistência ao cisalhamento e compressibilidade que permitam identificar superfícies de plastificação e investigar um possível comportamento transicional deste solo, conforme realizado para outros solos siltosos por Ferreira e Bica (2006) e Nocilla (2006).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHRENDT, A. e ZUQUETTE, L.V., **Triggering factors of landslides in Campos do Jordão city, Brazil**, In: Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 62, 2003, pp. 231-244.

AIGUO, L., **Field monitoring of a saprolite cut slope**, Tese de Doutorado, University of Hong Kong, 2003.

ALCANTARA-AYALA, I., **Hazard assessment of rainfall-induced landsliding in Mexico**, In: Geomorphology, Vol. 61, 2004, pp. 19-40.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)**: D2487. USA, 2000. 11p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils**: D4767. USA, 1995. 11p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Direct shear test of soils under consolidated drained conditions**: D3080. USA, 1998. 6p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Expansion Index of Soils**: D4829, USA, 1995, 4p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter**: D5084, USA, 1990, 8p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **One-Dimensional Consolidation Properties of Soils**: D2435, USA, 1996, 10p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, **Torsional ring shear test to determine drained residual shear strength of cohesive soils**: D6467, USA, 2006, 6 p.

ANAYI, J.T., BOYCE, J.R.; RODGERS, C.D., **Comparison of alternative methods of measuring the residual strength of a clay**, In: Transportation Research Board (TRB), Washington, D.C, 1988, pp. 171-173.

ANDERSON, W.F.; HAMMOUND, F., **Effect of testing procedure in ring shear tests**, Geotechnical Testing Journal, Vol.11, n° 3, 1988. pp. 204-207.

ANDERSON, S.A.; SITAR, N., **Analysis of rainfall-induced debris flows**, In: Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 121, No. 7, 1995, pp. 544-552.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Rochas e Solos: NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Abertura de poços e trincheiras de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas: NBR 9604**. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Solo - Determinação do limite de liquidez: NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Solo - Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica: NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

ATLAS DE SANTA CATARINA; Secretaria de Estado de Coordenação Geral e Planejamento. Florianópolis, Gaplan, 1986, 173p.

AUGUSTO FILHO, O., **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**, In: Anais. 1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, 1992, pp 721-733.

BELL, F.G., **Engineering Geology**, 2<sup>nd</sup> ed., Elsevier, Oxford, 2007. 593p.

BIANCHINI, M.R., **Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo – RS**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000. 125p.

BISHOP, A.W.; GREEN, G.E.; GARGA, V.K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J.D., **A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength**. Géotechnique, Vol. 21, n°. 4, 1971, pp. 273-328.

BJERRUM, L.; HUDER, J., **Measurement of the permeability of compacted clays**, In: 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation, Vol. 1, London, 1957, pp. 6-8.

BRAND, E.W., **Slope instability in tropical areas**, In: Proc. 6th Int. Symposium on Landslides Vol. 3, Christchurch, 1992, pp. 2031-2051.

BRENNER, R.P; TAM, H.K; BRAND, E.W., **Field stress path simulation of rain-induced slope failure**, In: Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.A. Balkema, Brookfield, 1985. 6p.

BRESSANI, L. A., AND VAUGHAN, P. R.; **Damage to soil structure during triaxial testing**, In: 12<sup>th</sup> International Conference Soil Mechanic and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, 1989. pp. 17-20.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION, **British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes – Part 8: Shear Strength Test (Effective Stress): BS 1377:Part 8**: London, 1990, 30p.

BROMHEAD, E.N., **The stability of slopes**, Chapman e Hall, London, 1986, 411p.

BROMHEAD, E. N., **A simple ring shear apparatus**, In: Ground Engineering, Vol. 12, n° 5, 1979, pp. 40-44.

CAINE, N., **The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows**. In: Geografiska Annaler, Vol. 62A, 1980, pp. 23-27.

CHEN, H.; DADSON, S.; CHI, Y., **Recent rainfall-induced landslides and debris flow in northern Taiwan**, In: Geomorphology, Vol. 77, 2006, pp. 112-125.

CHIGIRA, M., **Geologic factors contributing to landslide generation in a pyroclastic area: August 1998 Nishigo Village, Japan**, In: Geomorphology, Vol. 46, 2002, pp. 117-128.

COLLINS, B.D. e ZNIDARCIC, D., **Stability Analyses of Rainfall Induced Landslides**, In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, n° 4, 2004, pp. 362-372.

COROMINAS, J. e MOYÁ, J., **Reconstructing recent landslide activity in relation to rainfall in the Llobregat River basin, Eastern Pyrenees, Spain**, In: Geomorphology, Vol. 30, 1999, pp. 79-93.

COUTINHO, S. V., **A precipitação e sua influência na movimentação de massa: estudo de um caso**, In: Revista Saúde e Ambiente, Vol.3, n° 2, 2002. pp. 11-19.

CPRM – GEOBANK, **Levantamento geológico**. Em: <http://geobank.sa.cprm.gov.br>; Data de acesso: 31/07/2010

CRAIG, R.F., **Craig's Soil Mechanics**, 7<sup>th</sup> ed., Spon Press, USA, 2007. 458p.

CRUDEN, D.M. e VARNES, D.J., **Landslide types and processes**, In. Special Report 247: Landslides: Investigation and Mitigation (A.K. Turner e R.L. Schuster, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C. 1996, pp 36-75.

CUESTA, M.J.D.; SÁNCHEZ, M.J.; GARCÍA, A.R., **Press archives as temporal records of landslides in the North of Spain: relationships between rainfall and instability slope events**, In: *Geomorphology*, Vol. 30, 1999, pp 125-132.

DAHAL, R.K. e HASEGAWA, S., **Representative rainfall thresholds for landslides in the Nepal Himalaya**, In: *Geomorphology*, Vol. 100, 2008, pp. 429-443.

DE CAMPOS, L.E.P. e MENEZES, M.S.S., **A proposed procedure for slope stability analysis in tropical soils**, In: *Proc. 6th Int. Symp. on Landslides*, Vol. 2, Christchurch, 1992, pp. 1351-1355.

DE VITA, P. e REICHENBACH, P., **Rainfall-triggered landslides: a reference list**, In: *Environmental Geology*, Vol. 35, 1998, pp. 219-233.

DENARDIN, A.P., **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teotônia – RS**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005, 135p.

D'ORSI, R.; D'AVILA, C.; ORTIGAO, J. A. R.; DIAS, A.; MORAES, L.; SANTOS, M. D., **Rio-Watch: the Rio de Janeiro landslide watch system**. In: *Proc. 2nd Pan-American Symposium in Landslides*, Vol. 1, Rio de Janeiro, 1997, pp. 21-30.

FERREIRA, P.M.V.; BICA, A.V.D., **Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behaviour**, In: *Géotechnique*, Vol. 56, nº 7, 2006, pp. 445-454.

FLORES, J.A.A.; PELLERIN, J.R.G.M.; ÉGAS, H.M., **Movimentos gravitacionais de massa no município de Gaspar, Vale do Itajaí, SC, na catástrofe de novembro de 2008. Caracterização dos processos por critérios geomorfológicos, geológicos e pedológicos**. In: XIII Simpósio Brasileiro de Geografia Física e Aplicada, Viçosa, 2009. Disponível em: <http://www.geo.ufv.br/simposio/simposio/trabalhos>

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, S.S.; LACERDA, W.A., **Yield, Strength, and Critical State Behavior of a Tropical Saturated Soil**. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 11, 2004. pp. 1169-1179.

GABET, E. J.; BURBANK, D. W.; PUTKONEN, J.K.; PRATT-SITULA, B.A.; OJHAC, T., **Rainfall thresholds for landsliding in the Himalayas of Nepal**, In: *Geomorphology*, Vol. 63, 2004, pp. 131-143.

GLADE, T., **Establishing the frequency of landslide-triggering rainstorms**, In: *Environmental Geology*, Vol. 35, nº 2-3, 1998. pp. 160-174.

GOBBI, F., **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de gnaise da cidade de Porto Alegre**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005, 158p.

GRAMANI, M.F.; GOMES, C.L.R.; OGURA, A.T.; GOMES, L.A.; SILVA, F.C.; MIRANDOLA, F.A., **Processos e cenários de risco identificados durante as ações desenvolvidas na região do Vale do Itajaí - SC em 2008**. In: V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo, 2009.

GRAMANI, M.F.; OGURA, A.T.; SILVA, F.C.; GOMES, C.L.R.; GOMES, L.A.; MIRANDOLA, F.A., **Procedimentos adotados no atendimento emergencial dos acidentes de escorregamentos ocorridos em Santa Catarina em novembro de 2008**. In: V Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo, 2009.

GUIDICINI, G. e IWASA, O.Y., **Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamento em meio tropical úmido**. In: Symposium on Landslides and other Mass movements, Praga, International Association of Engineering Geology, 1977, 48p.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C.M., **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**, Edgard Blücher, São Paulo, 1984, 194p.

GULLÀ, G.; ANTRONICO, L.; IAQUINTA, P.; TERRANOVA, O., **Susceptibility and triggering scenarios at a regional scale for shallow landslides**, In: Geomorphology, Vol. 99, 2008, pp. 39-58.

GUZZETTI, F.; PERUCCACCI, S.; ROSSI, M.; STARK, C., **The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update**, In: Landslides vol. 5, 2007. pp. 3-17.

HAWKE, R. M. e MC CONCHIE, J. A., **Variability of in situ moisture measurements and implications for modeling hillslope processes**, In: Environmental & Engineering Geoscience, Vol. 9, nº 3, 2003, pp. 213-223.

HAWKINS, A.B.; PRIVETT, K.D., **Measurement and use of residual shear strength of cohesive soils**, Ground engineering, vol. 18, 1985, pp. 22-29.

HEAD, K.H., **Manual of Soil Laboratory Testing**. Pentech Press, London, v. 2, 1982.

HIGHLAND, L.M. e BOBROWSKY, P., **The landslide handbook—A guide to understanding landslides**, U.S. Geological Survey Circular 1325, Reston, Virginia, 2008, 129 p.

HØYDAL, Ø.A. e HEYERDAHL, H., **Methodology for calculation of rain-induced slides**, In: Unsaturated Soils, 2006, pp. 473-484.

HUANG, C.C. e YUIN, C.S., **Experimental investigation of rainfall criteria for shallow slope failures**, In: Geomorphology, Vol. 120, 2010, pp. 326-338.

HUTCHINSON, J.N.O., **Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology**, In: Proc. 5<sup>th</sup> International Symposium on Landslides, Lausanne, 1988, pp.3-36.

HVORSLEV, M. J., **Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils**, In: Annual Meeting, 42. Vol. 39, Atlantic City, 1939, pp. 999-1022.

JAKOB, M., e WEATHERLY, H., **A hydroclimatic threshold for landslide initiation on the North Shore Mountains of Vancouver, British Columbia**, In: Geomorphology, Vol. 54, 2003, pp. 137-156.

JOHNSON, K.A. e SITAR, N., **Hydrologic conditions leading to debris flow initiation**, In: Canadian Geotechnical Journal Vol. 27, 1990, pp. 789-801.

KENNY, T.C., **Residual strength of mineral mixtures**, In: Proceedings of 96<sup>th</sup> International Conference in Soil Mechanics, Vol. 1, 1977. pp. 155-160.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests**, In: Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, Philadelphia, 1988. pp. 715-731.

LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F.; ROY, M.; LEROUEIL, S., **Causes of Sampling Disturbance and Design of a New Sampler for Sensitive Soils**, Canadian Geotechnical Journal, Canada, Vol. 18, 1981. pp. 52-66.

LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V., **Soil mechanics, SI version**, John Wiley & Sons, 1979, 553p.

LEROUEIL, S., **Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms**, In: Géotechnique, Vol. 51, n° 3, 2001, pp. 197-243.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R., **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks**, Géotechnique Vol. 40 n°3, 1990, pp. 467-488.

L'HEUREUX, J.S.; HØEG, K.; HØYDAL Ø.A., **Numerical analyses and field case study of slope subjected to rainfall**, In: Unsaturated Soils, 2006, pp. 2279-2290.

LI, T., **Landslide management in the mountain area of China**, In: ICIMOD, Occasion Paper, n°.15, Kathmandu, 1990, 50 pp.

LOURENÇO, S.D.N.; SASSA, K.; FUKUOKA, H., **Failure process and hydrologic response of a two layer physical model: Implications for rainfall-induced landslides**, In: Geomorphology, Vol. 73, 2006, pp. 115-130.

LUPINI, J.F.; SKINNER, A.E.; VAUGHAN, P.R., **The drained residual strength of cohesive soils**, *Géotechnique*, Vol. 31, n°2, 1981, p.181-213.

MACHADO, F.B.; MOREIRA, C.A.; ZANARDO, A.; ANDRE, A.C.; GODOY, A.M.; FERREIRA, J. A.; GALEMBECK, T.; NARDY, A.J.R.; ARTUR, A.C.; OLIVEIRA, M.A.F., **Atlas de Rochas**. [on-line]. Disponível em: <http://www.rc.unesp.br/museudpm>. Obtido em: 8 de dezembro de 2010

MALISKA, A.M., **Microscopia Eletrônica de Varredura: notas de aula**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010, 98p.

MARCON, L.P., **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005, 150p.

MARTINELLO, I.A., **Estudo das condicionantes hidráulicas de uma ruptura de talude em São Vendelino - RS**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006, 160p.

MESRI, G; OLSON, R.E., **Mechanisms controlling the permeability of clays**, *Clays and Clay Minerals*, Vol. 19, 1971, pp. 151-158.

MESRI, G.; SHAHIEN, M., **Residual shear strength mobilized in first-time slope failures**, In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, n° 1, 2003, pp. 12-31.

MEUNIER, A., **Clays**, Springer, Berlin, 2005. 472p.

MILLER, S.; BREWER, T.; HARRIS, N., **Rainfall thresholding and susceptibility assessment of rainfall-induced landslides: application to landslide management in St Thomas, Jamaica**, In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 68, 2009, pp. 539-550.

MITCHELL, J.K., **Fundamentals of soil behavior**, 2<sup>nd</sup> ed, John Wiley and Sons, New York, 1993. 437p.

MITCHELL, J.K.; SOGA, K., **Fundamentals of soil behavior**, 3<sup>rd</sup> ed, John Wiley and Sons, New York, 1995. 558p.

MORRIS C.; SIEVE, B.; BULLEN, H., **Introduction to X-ray diffraction**, Disponível em: [http://www.asdlib.org/onlineArticles/ecourseware/Bullen\\_XRD](http://www.asdlib.org/onlineArticles/ecourseware/Bullen_XRD); Acesso em: 03/10/2010

MURRAY, H.H., **Applied Clay Mineralogy**, Elsevier, Amsterdam, 2007. 189p.

MURTHY, V.N.S., **Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Marcel Dekker, New York, 2003, 1029p.

NOAA-USGS, **Debris Flow Task Force**, In: NOAA-USGS debris-flow warning system - Final report: U.S. Geological Survey Circular 1283, 2005, 47 p.

NOCILLA, A.; COOP, M.R.; COLLESELLI, F., **The mechanics of an italian silt: an exemple of transitional behaviour**, In: Géotechnique, Vol. 56, nº 4, 2006, pp. 261–271.

OCAKOGLU, F.; GOKCEOGLU, B.; ERCANOGLU, M., **Dynamics of a complex mass movement triggered by heavy rainfall: a case study from NW Turkey**, In: Geomorphology, Vol. 42, 2002, pp. 329-341.

ORTIGÃO, J.A.R., **Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª ed. Terratek, Rio de Janeiro, 2007. 391p.

PANDIAN, N.S.; NAGARAJ, T.S.; SIVAKUMUR BABU, G.L., **Tropical clays I: Index properties and microstrutural aspects**, In: Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, Nº 5, 1993, pp. 826-839.

PANSU M.; GAUTHEYROU, J., **Handbook of Soil Analysis: Mineralogical, Organic and Inorganic Methods**, Springer, Berlin, 2006. 995p.

PERAZZOLO, L., **Estudo geotécnico de dois taludes coluvionares de basalto do RS**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. 150p.

PERROTTA, M.M. et al., **Folha Curitiba SG-22**. In: Schobbenhaus, C. et al., (eds). Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo, Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil. CPRM, Brasília. 2004.

PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D., **A study on the residual shear strength of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul**, In: Pan-American Symposium on Landslides, Brazilian Conference on Slope Stability, Vol 1, Rio de Janeiro, 1997. pp. 443-452.

RAHARDJO, H.; LI, X.W.; TOLL, D.G.; LEONG, E.C., **The effect of antecedent rainfall on slope stability**, In: Geotechnical and Geological Engineering, Vol.19, 2001, pp. 371-399.

RAHARDJO, H.; ONG, T. H.; REZAUR R.B.; LEONG, E.C., **Factors Controlling Instability of Homogeneous Soil Slopes under Rainfall**, In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 133, nº 12, 2007, pp. 1532-1543.

REID, M.E., **Slope instability caused by small variations in hydraulic conductivity**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, nº 8, 1997. pp. 717-725.

RIGO, M.L., **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005, 347p.

RIGO, M.L.; PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; SILVEIRA, R.M., **The residual shear strength of tropical soils**, In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 43, n° 4, 2006 pp. 431-447.

SAITO, H.; NAKAYAMA, D.; MATSUYAMA, H., **Relationship between the initiation of a shallow landslide and rainfall intensity—duration thresholds in Japan**, In: Geomorphology, Vol. 118, 2010, pp. 167-175.

SCHUSTER R.L., **Socioeconomic significance of landslides**, In. Special Report 247: Landslides: Investigation and Mitigation (A.K. Turner e R.L. Schuster, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C. 1996, pp, 12-35.

SILVEIRA, R.M., **Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS)**, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008, 302p.

SILVEIRA, R.M., **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares dos taludes do gasoduto Brasil-Bolívia em Timbé do Sul – SC**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003, 120p.

STARK, T.D.; CHOI, H.; MCCONE, S., **Drained shear strength parameters for analysis of landslides**, In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, N° 5, 2005, pp. 575-588.

STARK, T.D.; EID, H.T., **Drained residual strength of cohesive soils**, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 120, n° 5, 1994, pp. 856-871.

STARK, T.D.; HUSSAIN, M., **Drained residual strength for landslides**, In: GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design. 2010, pp. 3217-3226.

STARK, T.D.; VETTEL, J.J., **Bromhead ring shear test procedure**, Geotechnical Testing Journal, Vol.15, n°1, 1992, pp.24-32.

TERZAGHI, K., **Mechanism of landslides**, In: Application of geology to engineering practice, Geological Society of America, Berkey, 1950, pp 83-123.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G., **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 3<sup>rd</sup> ed, John Wiley and Sons, New York, 1996. 632 p.

TIKA, T.E.; HUTCHINSON, N., **Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface**, In: Géotechnique, Vol. 49 n°1, 1999, pp 59-74.

TIWARI, B. e MARUI, H., **A new method for the correlation of residual strenght of the soil with mineralogical composition**, In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, nº. 9, 2005, pp. 1139-1150.

TIWARI, B.; MARUI, H., **Objective oriented multistage ring shear test for shear strength of landslide soil**, In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, nº2, 2004, pp. 217-222.

TOHARI, A.; NISHIGASKI, M.; KOMATSU, M., **Laboratory rainfall-induced slope failure with moisture content measurement**, In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, Nº. 5, 2007, pp. 575-587.

TSAPARAS, I.; RAHARDJO, H.; TOLL, D.G.; LEONG, E.C., **Controlling parameters for rainfall-induced landslides**, In: Computers and Geotechnics, Vol. 29, 2002, pp. 1-27.

TURNER A.K. e JAYAPRAKASH, G.P., **Introduction chapter**, In. Special Report 247: Landslides: Investigation and Mitigation (A.K. Turner e R.L. Schuster, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C. 1996, pp 3-11.

VAN ASCH, T.W.J.; BUMA, J.; VAN BEEK, L.P.H., **A view on some hydrological triggering systems in landslides**, In: Geomorphology, Vol. 30, 1999, pp. 25-32.

VARNES, D.J., **Slope movement types and processes**, In. Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (R.L. Schuster e R.J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C.1978, pp. 11-33.

WANG, Z.; JURY, W.A.; TULI, A.; KIM, D.J., **Unstable flow during redistribution: controlling factors and practical implications**, In: Vadose Zone Journal, Vol. 3, 2004, pp 549-559.

WANG, J.; LING, H.I.; SMYTH, A., **Failures Associated with the 2004 Mindulle Typhoon in Taiwan**, In: Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 26, 2008, pp. 79-90.

WANG, G. e SASSA, K., **Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: effects of grain size and fine-particle content**. In: Engineering Geology, Vol. 69, 2003, pp. 109-125.

WESLEY, L.D., **Influence of structure and composition on residual soils**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, nº 4, 1990. pp. 589-603.

WIECZOREK, G.F.; MORGAN, B.A.; CAMPBELL, R.H., **Debris-flow hazards in the Blue Ridge of central Virginia**, In: Environmental & Engineering Geoscience, Vol. 6, nº. 1, 2000, pp. 3-23.

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, São Paulo, 1988, 406 p.

WOLLE, C. e HACHICH, W., **Rain-induced landslides in southeastern Brazil**, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 3, Rio de Janeiro, 1989, pp. 1369-1642.

ZHANG, G.; GERMAINE, J.T.; WHITTLE, A.J.; LADD, C.C., **Index properties of a highly weathered old alluvium**, In: Géotechnique, Vol. 54, nº 7, 2001, pp. 441-451.

ZHOU, C.H.; LEE, C.F.; LI, J.; XU, Z.W., **On the spatial relationship between landslides and causative factors on Lantau Island, Hong Kong**, In: Geomorphology Vol. 43, 2002, pp. 197-207.