

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS
COLUVIONARES DO GASODUTO BOLÍVIA-BRASIL EM
TIMBÉ DO SUL (SC)**

RODRIGO MORAES DA SILVEIRA

Porto Alegre (RS)

Novembro de 2003

RODRIGO MORAES DA SILVEIRA

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS
COLUVIONARES DO GASODUTO BOLÍVIA-BRASIL EM
TIMBÉ DO SUL (SC)**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia na modalidade Acadêmico.

Porto Alegre (RS)

Novembro de 2003

S527p SILVEIRA, Rodrigo Moraes da

Propriedades Geotécnicas dos Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC) / Rodrigo Moraes da Silveira. – Porto Alegre:PPGEC/UFRGS, 2003.

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Mestre em Engenharia.

Orientação: Ph.D Adriano Virgílio Damiani Bica e Ph.D Luiz Antônio Bressani.

1. Estabilidade de Taludes 2. Solo Coluvionar – Propriedades 3. Mecânica dos Solos – Ensaios orient. I. Bica, Adriano Virgílio Damiani, orient. II. Bressani, Luiz Antônio.

CDU-624.131.4(043)

RODRIGO MORAES DA SILVEIRA

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS
COLUVIONARES DO GASODUTO BOLÍVIA-BRASIL EM
TIMBÉ DO SUL (SC)**

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 21 de Novembro de 2003

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Ph.D pela University of Surrey, U.K.
orientador

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

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Milton Assis Kanji (USP)
D.Sc. pela Universidade de São Paulo

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFSM)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof^a. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Politécnic da Catalunya

Dedico este trabalho à minha família

I magination is more important than knowledge,
knowledge is limited.
I magination encircles the world.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta Dissertação de Mestrado só foi possível devido à contribuição de várias pessoas. A todos, que de alguma forma ou de outra contribuíram para a execução deste trabalho, gostaria de dedicar meus mais sinceros agradecimentos. Especialmente, refiro-me à:

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

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

Não posso esquecer os agradecimentos aos meus avós paternos e maternos; que também são a minha família: Feliciano Silveira e Ordalina Machado da Silveira (*in memoriam*), e Palmira Moraes. Gostaria de deixar claro neste momento tão importante da minha vida que, esta conquista foi construída desde os primeiros ensinamentos dados também pela pessoa mais vivida, sábia, perseverante e auto confiante que tenho ao meu lado, meu avô Feliciano Silveira, exemplo de vida e fortaleza. Você, contigo aprendi: “Querer é poder”. Então, está aqui mais um resultado que eu quis e consegui e que dedico também ao senhor.

Aos meus professores orientadores Adriano Virgílio Damiani Bica e Luiz Antônio Bressani dedico meus mais sinceros agradecimentos, pois, se hoje sou um profissional pós-graduado, é porque vocês acreditaram em mim. Agradeço também pelo convívio, amizade, inúmeros ensinamentos e pelo precioso tempo dedicado sem esquecer dos exemplos irreparáveis; que servirão para toda minha vida; recebidos desde o início dos meus trabalhos no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS/UFRGS) até a conclusão deste trabalho. Espero sinceramente que nossa convivência e amizade sejam muito duradouras. Enfim, agradecimentos são muito pouco em relação a consideração que sinto por vocês, mas mesmo assim muito obrigado a vocês;

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

Aos professores da Universidade Federal de Santa Maria, José Mario Doleys Soares e Rinaldo José Barbosa Pinheiro por terem me recomendado muito bem ao PPGEC/UFRGS assim como aos meus orientadores. Em especial, agradeço ao professor José Mario Doleys Soares por ter me concedido a honra de poder ter trabalhado a seu lado e pela inesquecível lembrança de eu ter tido minha iniciação científica como bolsista com a sua orientação;

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

Ao colega e grande amigo Marcelo Luvison Rigo. Tenha certeza que você encontra-se entre as poucas pessoas que posso chamar de melhor amigo e que considero você um grande exemplo de pessoa e profissional. Acredito que esta conquista também seria bem mais difícil se você não estivesse sempre disposto a me ajudar. Tenho muito a agradecer a você, entre os principais agradecimentos encontram-se os incentivos, e a amizade. Agradeço também pelos ensinamentos e simplesmente pelo fato de você ter estado comigo tanto nas horas ruins quanto nas horas boas. Muito obrigado de coração;

Aos bolsistas de iniciação científica do LMS/UFRGS Álvaro Pereira, Francisco Brugger Issler, Wagner Lima dos Santos e em especial ao bolsista Isac Alexandre Martinello que trabalhou intensamente na ajuda de execução dos ensaios de laboratório e na formatação final desta dissertação. Ao bolsista de iniciação científica do Laboratório de Pavimentação (LAPAV/UFRGS) Lélío Antônio Teixeira de Brito pela ajuda no melhoramento das figuras digitalizadas. Ao funcionário do LAPAV/UFRGS Carlos Ivan Horn Ribas pelo respeito e pala divertida convivência;

Aos funcionários do PPGEC/UFRGS, muito obrigado pelo apoio logístico fornecido e aos colegas pesquisadores componentes do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01;

Aos colegas Carolina Feuerharmel, Cláudio Renato Castro Dias, Danielle de Souza Clerman, Diana Morussi Azambuja, Diego Vendramin, Eli Antônio da Costa, Leandro Scheffer, Marco Antônio, Raymundo Carlos Machado Ferreira Filho, Rafael Menna Barreto Azambuja, Rodrigo Caberlon Cruz e Rodrigo Silveira Lovato e especialmente ao grande amigo Rodrigo Malysz. Ainda aos colegas do mestrado em estruturas Ana Cecília Libreloto, Daniel Fraga Sias e Uziel Cavalcanti de Medeiros Quinino e as colegas do doutorado em geotecnia Cristiane Salerno Schmitz e Luciana Rohde. Agradeço a vocês por terem sido uma das melhores turma de colegas que tive, com vocês me diverti muito. Muito obrigado pelos bons momentos que passamos juntos;

Aos amigos Geólogos Andréa Valli Nummer e Firmino Constantino Moraes Neto, obrigado pela amizade e pelo apoio em relação aos assuntos geológicos desta dissertação;

À minha querida e amada namorada Lisiane Figueiredo Fernandes, muito obrigado pelo apoio, incentivo, compreensão da distância, amor e carinho a mim concedidos. Essa minha conquista também pode ser considerada tua, és em grande parte motivo das minhas alegrias e da minha motivação. Eu te amo muito.

SUMÁRIO

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 PROCESSOS DE MOVIMENTOS DE MASSA.....	4
2.1.1 Tipos de movimentos de massa	5
2.1.1.1 Fatores condicionantes	6
2.1.1.2 Classificação dos movimentos de massa	9
2.2 INSTABILIDADE DE COLÚVIOS	11
2.2.1 Definição e características.....	12
2.2.2 Origem de colúvios	12
2.2.3 Características dos escorregamentos de solos coluvionares	16
2.2.4 Ensaios geotécnicos em solos coluvionares	18
2.3 FLUXOS DE DETRITOS	28
2.3.1 Descrição	28
2.3.2 Ocorrência de fluxo de detritos	30
2.3.3 Ensaios triaxiais especiais.....	33
CAPÍTULO III – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA	35
3.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA	35
3.2 ÍNDICES PLUVIOMÉTRICOS PRÓXIMOS À ÁREA INVESTIGADA.....	37
3.3 GEOLOGIA REGIONAL	38
3.3.1 Formação Botucatu (Grupo São Bento).....	42
3.3.2 Formação Serra Geral (Grupo São Bento)	43
3.4 LOCAIS DE AMOSTRAGEM	43
CAPÍTULO IV – AMOSTRAGEM E METODOLOGIA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	47
4.1 AMOSTRAGEM.....	47
4.2 ENSAIOS DE EXPANSÃO.....	50
4.2.1 Planejamento dos ensaios.....	50
4.2.2 Equipamentos	51
4.2.3 Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de expansão.....	51

4.2.4 Procedimento dos ensaios	52
4.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	52
4.3.1 Índices Físicos	53
4.3.2 Limites de Atterberg	53
4.3.3 Ensaio de Granulometria	53
4.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	54
4.4.1 Considerações gerais	55
4.4.2 Planejamento dos ensaios.....	55
4.4.3 Equipamentos	57
4.4.4 Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto.....	57
4.4.5 Procedimento dos ensaios	57
4.5 ENSAIOS <i>RING SHEAR</i>	58
4.5.1 Planejamento dos ensaios.....	58
4.5.2 Equipamento	59
4.5.3 Procedimentos dos ensaios.....	60
4.6 ENSAIOS TRIAXIAIS	61
4.6.1 Planejamento dos ensaios	61
4.6.2 Equipamentos utilizados	63
4.6.3 Moldagem e procedimentos dos ensaios triaxiais	64
4.6.3.1 Ensaio triaxial (CIU) – corpo de prova indeformado.....	66
4.6.3.2 Ensaio triaxial (CIU) – corpo de prova remoldado	67
4.6.3.3 Ensaio triaxial especiais – corpo de prova indeformado	67
CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	69
5.2 ENSAIOS DE EXPANSÃO.....	70
5.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	71
5.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	73
5.4.1 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – bloco RO1 (km 1000).....	74
5.4.2 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – bloco AV1 (km 998)	79
5.4.3 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – bloco ES1 (km 998)	83
5.6 ENSAIOS <i>RING SHEAR</i>	88
5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS	91

5.5.1 Correção de área dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.....	92
5.5.2 Ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados.....	96
5.5.3 Ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados.....	99
5.5.3.1 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco RO1 (km 1000)	99
5.5.3.2 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco RO2 (km 1000)	102
5.5.3.3 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco AV1 (km 998)	105
5.5.3.4 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco ES1 (km 998)	107
5.5.4 Ensaios triaxiais especiais	109
5.5.4.1 Cálculo das tensões efetivas de campo.....	110
5.5.4.2 Resultados dos ensaios triaxiais especiais	113
CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	116
6.1 CONCLUSÕES	116
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	118
CAPÍTULO VII – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
Figura 2.1 – Bloco diagrama de um deslizamento/fluxo complexo de material fino (Varnes,1978)	10
Figura 2.2 – Ilustração do processo de formação de um colúvio (Deere e Patton, 1971).....	13
Figura 2.3 – Material resultante de deposição (alúvio) (Lacerda, 2002)	15
Figura 2.4 – Porção de solo residual escorregado e depositado sobre a própria encosta (Lacerda, 2002)	15
Figura 2.5 – Aparência do colúvio enganosa (Lacerda, 2002)	15
CAPÍTULO III – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA	35
Figura 3.1 – Mapas com a localização do município de Timbé do Sul (SC) e a trajetória do gasoduto Bolívia – Brasil em destaque	35
Figura 3.2 – Localização da Bacia Sedimentar do Paraná (adaptado por Melfi <i>et al</i> , 1998).....	39
Figura 3.3 – Coluna Estratigráfica da Bacia Sedimentar do Paraná, com a identificação da área estudada (quadro vermelho; Bizzi <i>et al</i> , 2001)	41
CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	69
Figura 5.1 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 1000 (Bloco RO1)	71
Figura 5.2 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 1000 (Bloco RO2)	72
Figura 5.3 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 998 (Bloco AV1)	72
Figura 5.4 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 998 (Bloco ES1)	73
Figura 5.5 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtida nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 1000 (Bloco RO1)	75
Figura 5.6 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 1000 (Bloco RO1)	76
Figura 5.7 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)	76
Figura 5.8 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)	77
Figura 5.9 – Envoltórias de ruptura no gráfico de tensão cisalhante versus tensão vertical, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)	77
Figura 5.10 – Curvas tensão cisalhante versus deformação horizontal acumulada obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco AV1).....	80
Figura 5.11 – Curvas deformação vertical versus deformação horizontal acumulada obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco AV1).....	80
Figura 5.12 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco AV1)	81
Figura 5.13 – Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco AV1)	81
Figura 5.14 – Envoltória de ruptura no gráfico de tensão cisalhante versus tensão vertical, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco AV1).....	82

Figura 5.15 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco ES1).....	84
Figura 5.16 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco ES1).....	85
Figura 5.17 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco ES1).	85
Figura 5.18 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco ES1)	86
Figura 5.19 – Envoltória de ruptura no gráfico de tensão cisalhante versus tensão vertical obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco ES1).....	86
Figura 5.20 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – km 1000 (Bloco RO1)	89
Figura 5.21 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – km 998 (Bloco AV1)	89
Figura 5.22 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – km 998 (Bloco ES1)	90
Figura 5.23 – Envoltórias de ruptura de resistência ao cisalhamento residual, obtidas com ensaios <i>ring shear</i>	90
Figura 5.24 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1), com as correções de área cilíndrica e parabólica dos corpos de prova ensaiados.	95
Figura 5.25 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1), com correções de área cilíndrica e parabólica dos corpos de prova ensaiados	96
Figura 5.26 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados, referente ao km 1000 (Bloco RO1).	98
Figura 5.27 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)	98
Figura 5.28 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	99
Figura 5.29 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1)	100
Figura 5.30 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	101
Figura 5.31 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	101
Figura 5.32 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 1000 (Bloco RO2).....	103
Figura 5.33 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 1000 (Bloco RO2).....	103
Figura 5.34 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO2).....	104
Figura 5.35 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco AV1)	105
Figura 5.36 – Curvas de tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco AV1)	106
Figura 5.37 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 998 (Bloco ES1)	108
Figura 5.38 – Curvas de tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco ES1)	108

Figura 5.39 – Curvas de variação da poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 998 (Bloco ES1).....	108
Figura 5.40 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) e tensões de campo.....	112
Figura 5.41 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	113
Figura 5.42 – Curvas de tensão desvio versus deformação axial, obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)	114
Figura 5.43 – Curvas q versus variação de poropressão obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)	114
Figura 5.44 – Curvas variação da poropressão versus deformação axial obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)	115

LISTA DE FOTOS

CAPÍTULO III – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA	36
Foto 3.1 – Trajetória do gasoduto (linha amarela), municípios que envolvem a área de investigação do projeto e indicação de onde foram amostrados os solos para ensaios de laboratório (área investigada)	37
Foto 3.2 – Perfil de solo coluvionar (km 998)	44
Foto 3.3 – Perfil de solo coluvionar (km 1000)	45
Foto 3.4 – Perfil de solo coluvionar, (km 998)	45
CAPÍTULO IV – AMOSTRAGEM E METODOLOGIA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	47
Foto 4.1 – Local onde foram amostrados os Blocos AV1 e AV2, no km 998	48
Foto 4.2 – Local onde foram amostrados os Blocos AV1 e AV2, no km 998 (atrás de um aviário)	48
Foto 4.3 – Preparação da bancada para moldagem dos blocos ES1 e ES2, no km 998	48
Foto 4.4 – Detalhe dos blocos RO1 e RO2 amostrados no km 1000, prontos para serem parafinados.....	49
Foto 4.5 – Bloco RO1, moldado em solo coluvionar, amostrado do km 1000.....	49
Foto 4.6 – Bloco RO1 km 1000 parcialmente parafinado no talude do km 1000	50
Foto 4.7 – Detalhe do bloco RO1, com a base regularizada e parafinada, pronto para o transporte	50
Foto 4.8 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado.....	56
Foto 4.9 – Detalhe do equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado	56
Foto 4.10 – Equipamento <i>ring shear</i> de amostras deformadas, do tipo deformação controlada, da marca <i>Wikeham Farrance Int.</i>	59
Foto 4.11 – Processo de moldagem do corpo de prova para ensaio <i>ring shear</i>	60
Foto 4.12 – Equipamento para controle automático de pressões no ensaio triaxial, desenvolvido por Ferreira (2002).....	63
Foto 4.13 – Equipamento para ensaio triaxial instrumentado.....	63
Foto 4.14 – Apresentação geral do equipamento triaxial instrumentado.....	64
Foto 4.15 – Detalhes da amostra para posterior moldagem do corpo de prova para ensaios triaxiais.....	65
Foto 4.16 – Moldagem do corpo de prova para ensaios triaxiais	65
Foto 4.17 – Regularização do topo e da base do corpo de prova moldado para ensaios triaxiais.	65
CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	69
Foto 5.1 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 50 kPa, referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	93
Foto 5.2 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 50 kPa referente ao km 998 (Bloco AV1)	94
Foto 5.3 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 400 kPa, referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	94
Foto 5.4 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 20 kPa, referente ao km 1000 (Bloco RO1).....	95

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
Tabela 2.1 – Parâmetros de caracterização e resistência ao cisalhamento de pico e residual para os solos do talude de Faxinal do Soturno (Pinheiro <i>et al</i> , 1997).....	23
Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de caracterização de solos coluvionares da rua Licurgo, em Madureira, no Rio de Janeiro (Clementino e Lacerda, 1992).....	24
Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de solos coluvionares da rua Licurgo, em Madureira, no Rio de Janeiro (Clementino e Lacerda, 1992).	24
Tabela 2.4 – Resultados dos ensaios de caracterização da encosta urbana instável em Santa Maria (RS) (Soares <i>et al</i> , 2001).	25
Tabela 2.5 – Índices físicos do solo coluvionar da encosta urbana instável em Santa Maria (RS) (Soares <i>et al</i> , 2001).	26
Tabela 2.6 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo coluvionar da encosta urbana instável em Santa Maria (RS) (Soares <i>et al</i> , 2001).	26
Tabela 2.7 – Índices físicos dos corpos de prova de solos coluvionares de Bananal/SP ensaiados por Fonseca <i>et al</i> (2002).....	27
Tabela 2.8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos coluvionares de Bananal (SP) obtidos com ensaios de cisalhamento direto (Fonseca <i>et al</i> , 2002)	27
CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	69
Tabela 5.1 – Ensaios de laboratório realizados	69
Tabela 5.2 – Índices físicos dos ensaios de expansão – $\sigma_v=1,3$ kPa.....	70
Tabela 5.3 – Índices físicos dos ensaios de expansão – $\sigma_v=30$ kPa.....	70
Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios de expansão.....	71
Tabela 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.....	73
Tabela 5.6 – Índices físicos dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 1000 (Bloco RO1).....	75
Tabela 5.7 – Índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)	75
Tabela 5.8 – Índices físicos dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco AV1)	79
Tabela 5.9 – Índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova remoldado – km 998 (Bloco AV1)	79
Tabela 5.10 – Índices físicos dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco ES1).....	83
Tabela 5.11 – Índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova remoldado – km 998 (Bloco ES1)	84
Tabela 5.12 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direto	88
Tabela 5.13 – Valores de índice de plasticidade e ângulo de atrito interno residual para os solos ensaiados.....	91
Tabela 5.14 – Áreas dos corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1).....	97
Tabela 5.15 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 1000 (Bloco RO1).....	100

Tabela 5.16 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 1000 (Bloco RO2).....	102
Tabela 5.17 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 998 (Bloco AV1)	105
Tabela 5.18 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 998 (Bloco ES1)	107
Tabela 5.19 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais CIU.....	109
Tabela 5.20 – Fatores de segurança do talude do km 1000 calculados para diferentes profundidades de solo, profundidades de nível d'água a partir da superfície e interceptos coesivos.....	110
Tabela 5.21 – Tensões cisalhantes e tensões verticais para as condições de campo a determinadas profundidades de solo e profundidades de nível d'água.....	112

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
Quadro 2.1 – Lista das causas de movimentos de massa (Cruden e Varnes, 1996)	7
Quadro 2.2 – Principais tipos de movimentos de encosta no Brasil (Augusto Filho, 1992)	8
Quadro 2.3 – Comparação entre as principais propostas de classificação de movimentos de massa no Brasil (Fernandes e Amaral, 1998).....	11
CAPÍTULO III – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA	35
Quadro 3.1 – Histórico pluviométrico do final do mês de Dezembro nas áreas de Jacinto Machado (SC) e Timbé do Sul (SC), (Gramani, 2001).....	38

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing Materials

BS – British Standards

e_o – Índice de vazios inicial

e – Índice de vazios

IP – Índice de plasticidade

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

FS – Fator de Segurança

S – Grau de saturação

U – Poropressão

U_0 – Poropressão inicial

c'_r – Intercepto coesivo efetivo residual

c'_{pico} – Intercepto coesivo efetivo de pico

ϕ'_{pico} – Ângulo de atrito interno efetivo de pico

ϕ'_r – Ângulo de atrito interno efetivo residual

γ_s – Peso específico real dos grãos

γ_t – Peso específico aparente úmido

γ_d – Peso específico aparente seco

w - Teor de umidade

σ'_v – Tensão vertical efetiva

τ – Resistência ao cisalhamento

RESUMO

SILVEIRA, R. M. Propriedades Geotécnicas dos Solos Coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC). 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta dissertação de mestrado apresenta estudos sobre as propriedades geotécnicas dos solos coluvionares existentes ao longo do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC), na região sul do Brasil. Estas propriedades deverão ser utilizadas em análises de estabilidade de taludes naturais e de corte ao longo do gasoduto, principalmente na avaliação da suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos (*debris flows*), já constatados na região em Dezembro de 1995. Os fluxos de detritos são os movimentos de massa que representam maior risco à integridade física do gasoduto na região investigada. Ressalta-se que rupturas de gasodutos, como a ocorrida no México em Junho de 2003, em função de um fluxo de detritos, podem ter conseqüências devastadoras em termos de perda de vidas e danos a propriedades e ao meio ambiente. A área investigada é formada por depósitos coluvionares originados da Formação Serra Geral, geralmente associados à existência de perfis com horizontes de solo residual e blocos de rocha, originários de maciços rochosos fraturados. Dois depósitos coluvionares investigados foram identificados como provenientes da decomposição de rochas vulcânicas. Estes depósitos encontram-se assentes sobre solo residual de basalto. Outro depósito coluvionar estudado foi identificado como oriundo da degradação de arenito *intertrap*. Os ensaios de laboratório realizados foram ensaios de expansão, ensaios de caracterização, ensaios de cisalhamento direto, ensaios *ring shear* e ensaios triaxiais (CIU) e especiais. Os ensaios triaxiais especiais consistiram em uma fase de cisalhamento inicial realizada sob condições drenadas até próximo do estado de tensões existente no campo, seguida de um carregamento não drenado até a ruptura. Estes ensaios demonstraram que, na fase não drenada e sob baixas tensões de confinamento, ocorre um aumento de poropressão seguido pela diminuição da mesma até valores negativos. Mostram também que, carregamentos não drenados em baixas tensões confinantes sobre este solo não induzem tendência a liquefação.

Palavra Chave: colúvios, ensaios de laboratório, estabilidade de taludes.

ABSTRACT

SILVEIRA, R. M. Geotechnical proprieties of colluvium soils of Bolívia-Brazil Gas Pipeline in Timbé do Sul (SC). 2003. M.Sc Dissertation (Master's in Geotechnical Engineering) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This dissertation presents studies on the geotechnical properties of colluvial soils sampled along the Bolivia-Brazil gas pipeline near the city of Timbé do Sul, Santa Catarina state, Brazil. These properties shall be used in slope stability analyses of natural and cut slopes along the pipeline, mainly on the evaluation of the triggering mechanism of Debris Flows, which have already taken place in the region in December 1995. Debris Flows are the kind of mass movement associated to the investigated region that represent major risk to the integrity of the pipeline. It should be emphasized that failures on pipelines, like the one that occurred in Mexico in June 2003 due to a debris flow, may have devastating consequences in terms of loss of lives and damages to private properties and the environment. The investigated area is constituted of colluvial deposits originated from the Serra Geral Formation. These deposits are generally associated with profiles of residual soils and rock from fractured rock masses. From the investigated colluviums, two were identified as resulting from the weathering of volcanic material and one from the weathering of intertrap sandstone, which is sometimes found sandwiched between lava flows in the Serra Geral Formation. The laboratory tests performed in this study included expansion tests, characterization tests, direct shear tests, ring shear tests and triaxial CIU and special tests. In the special triaxial tests the specimen reached the *in situ* stress state under drained loading and was then sheared undrained until failure. During the undrained phase of the tests and under low effective confining stresses there was a small increase in pore pressure followed by a decrease of the pressure to negative values. The tests have also shown that undrained loadings under low confining stresses do not lead to liquefaction.

Keywords: colluvium, laboratory tests, slope stability.

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

A necessidade cada vez maior de energia condiciona a busca de alternativas visando à geração econômica e a segurança ambiental. A implantação de gasodutos em busca de alternativas energéticas e ambientais sustentáveis depara-se com condicionantes dos meios físico e biótico que podem ser benéficas ou adversas.

Esta dissertação de mestrado apresenta estudos sobre as propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC), na região sul do Brasil. Estas propriedades deverão ser utilizadas em análises de estabilidade de taludes naturais e de corte ao longo do gasoduto, principalmente na avaliação da suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos (*debris flows*), já constatados na região em Dezembro de 1995. Esta dissertação foi desenvolvida com o apoio do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 (“Segurança em Tubulações com Gás Natural: Monitoramento e Previsão de Problemas Geotécnicos e Ambientais em Pontos Críticos com Base Georreferenciada”) no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LMS/UFRGS).

A área de investigação direta do projeto, na região dos Aparados da Serra, foi definida antes dos primeiros trabalhos de campo desta dissertação, a partir da análise de imagens de satélite e de trabalhos de campo realizados pelos pesquisadores envolvidos no projeto. A área definida para os trabalhos está situada na divisa dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, onde o Gasoduto Bolívia-Brasil sobe a Serra Geral. Essa área envolve basicamente os municípios de Timbé do Sul (SC) e de São José dos Ausentes (RS). O traçado do gasoduto - na área de investigação direta do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 - atravessa quatro regiões de geomorfologia bastante distinta: (a) campos de cima da serra (planalto); (b) escarpa da Serra Geral; (c) depósitos coluvionares e depósitos aluvionares; e (d) colúvios de regiões planas. Estas distintas regiões se refletem nos problemas geotécnicos encontrados.

A grande parte da região sul do Brasil é coberta por uma seqüência de derrames basálticos conhecidos como Formação Serra Geral. No estado do Rio Grande do Sul, a espessura destes derrames possui até 1200 m. Cada derrame é constituído de litologia e estrutura complexa. As partes superiores e inferiores consistem geralmente de um conjunto irregular de brecha basáltica, basalto vesicular e amigdalóide, com algum material vítreo. A

parte central do derrame consiste de basalto maciço com juntas predominantemente verticais (basalto colunar), embora algumas vezes estejam presentes juntas horizontais (Bressani *et al*, 1997). Os solos coluvionares da Formação Serra Geral estão associados à existência nessas encostas de horizontes de solo residual e blocos de rocha originários de maciços rochosos fraturados. Partículas de solo e blocos de rocha são e alterada são transportados por ação da gravidade e da erosão. Esses materiais se depositam na base e ao longo das encostas dessas serras. A percolação de água dentro de camadas de solos coluvionares aumenta a poropressão podendo causar a instabilidade da encosta.

A caracterização de solos coluvionares situados nos taludes dos km 998 e km 1000 do gasoduto Brasil-Bolívia em Timbé do Sul (SC) e seu comportamento sob condições climáticas adversas são informações essenciais para a interpretação das instabilidades de taludes observadas na região. Para a determinação das propriedades geotécnicas desses solos coluvionares foi realizado nesta dissertação um conjunto de ensaios de laboratório (ensaios de caracterização, ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais, ensaios *ring shear* e alguns ensaios triaxiais especiais). Através de alguns ensaios triaxiais especiais, foram analisadas as condições de instabilidades que podem ocorrer em campo devido às chuvas de grande intensidade e curta duração. Os resultados destes ensaios deverão ser utilizados em análises de estabilidade de taludes naturais e de corte ao longo do gasoduto, principalmente na avaliação da suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos (*debris flows*), já constatados na região em Dezembro de 1995.

Os fluxos de detritos são os movimentos de massa que representam maior risco à integridade física do gasoduto na região investigada. Deve-se notar que acidentes em gasodutos, como o ocorrido no México em Junho de 2003, envolvendo fluxos de detritos, podem ter conseqüências devastadoras em termos de perda de vidas e danos a propriedades e ao meio ambiente.

1.1 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Uma revisão da bibliografia nacional e internacional é apresentada no Capítulo II desta dissertação. Este capítulo é dividido em três temas principais: (a) processos de movimento de massa, (b) instabilidade de colúvios e (c) fluxos de detritos. Na revisão estão apresentadas

características geotécnicas de colúvios com o objetivo de embasar os resultados e as discussões que serão apresentados no Capítulo V.

A caracterização da área investigada é apresentada no Capítulo III. São descritas as localizações da área investigada, índices pluviométricos próximos à área investigada, geologia regional e locais de amostragem dos solos para os ensaios de laboratório.

O Capítulo IV se refere às técnicas experimentais para os ensaios de laboratório convencionais e especiais. São descritos em detalhe os ensaios de laboratório realizados bem como os procedimentos adotados na execução dos mesmos. O Capítulo V apresenta e discute os resultados desses ensaios de laboratório. O Capítulo VI apresenta as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PROCESSOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

Os processos que modelam a paisagem estão relacionados às forças atuantes na superfície da Terra. Dentre estas se destacam a gravidade, as marés, a radiação solar e o calor interno. A dinâmica externa tende a nivelar a superfície do planeta pelos fenômenos de erosão e sedimentação e os processos de dinâmica interna originam novos relevos e depressões, com a formação de cadeias orogênicas, planaltos, fossas tectônicas e cadeias vulcânicas. As modificações oriundas dos processos da dinâmica interna podem ser ou não perceptíveis à nossa capacidade de observação, dependendo da velocidade do processo ou da relação de forças. Assim sendo, as dinâmicas externa e interna constituem processos antagônicos que, desde os mais remotos tempos geológicos, mantêm a superfície da terra em permanente evolução.

O território brasileiro foi palco de múltiplos processos geológicos que deram origem a uma grande variedade de rochas com distribuição geográfica complexa. Segundo Leinz e Leonards (1977), a origem das principais escarpas e encostas está geralmente associada aos movimentos orogênicos ou então decorre da epirogênese, ou seja, tem sua origem motivada por movimentos tectônicos e magmáticos envolvendo porções importantes da crosta terrestre, a nível continental ou regional.

Conforme Fernandes e Amaral (1998), os processos de escorregamento, assim como o intemperismo e a erosão, são fenômenos naturais contínuos de dinâmica externa, que modelam a paisagem da superfície da Terra. As transformações ambientais realizadas, no tempo e no espaço, pelas manifestações da dinâmica externa são conseqüências das seguintes causas:

- Variações climáticas;
- Movimentos tectônicos, ditos epirogênicos, de soerguimento e afundamento;
- Deslocamento das placas litosféricas, sofrendo deformações e conseqüentes

variações ambientais;

– Soerguimento de grandes cadeias de montanhas nas faixas de dobramentos nos sítios de colisões de placas (orogênese), assim como outros reflexos na superfície da Terra, de fenômenos da dinâmica interna.

Segundo Wolle (1980), a natureza, através de dobramentos e flexuras ou através de tectônica rígida, falhamentos e basculamentos, cria os relevos acidentados. A elevação da crosta dá origem a serras e montanhas e os afundamentos dão origem a vales, planícies, lagos e mares. Na dinâmica de evolução das encostas, os relevos atuais de áreas montanhosas, serranas e regiões mais antigas, vêm sendo determinados pelos processos erosivos mais recentes que, atuando incessantemente, esculpem a morfologia de vales, espigões e patamares, especialmente aqueles localizados em locais de clima tropical e subtropical. Segundo o autor, a dinâmica destas duas formas antagônicas de atuação das forças da natureza determina a morfologia dos relevos e a situação das encostas, situação esta que não é nunca estática ou definitiva, mas representa um determinado estágio de evolução (parcial) na escala geológica do tempo.

2.1.1 Tipos de movimentos de massa

Existem várias formas e processos de movimentos de massa, que recebem na literatura várias denominações, muitas vezes correlacionadas entre si. A grande confusão em relação ao conceito de *landslides* está no fato de que alguns autores consideram o termo como sinônimo de movimentos de massa e outros como um processo semelhante a um *slide* (deslizamento). Dentre os vários processos de movimentos de massa associados à gravidade, os escorregamentos nas encostas assumem uma grande importância em função da interferência das atividades do homem, da extrema variância de sua escala, da complexidade das causas e mecanismos, além da variabilidade dos processos envolvidos. A influência das atividades do homem contribui para modificar o regime de escoamento, infiltração e evapotranspiração da água das chuvas, provocando a aceleração dos processos erosivos dos solos, a diminuição da infiltração d'água na recarga dos aquíferos, a desertificação e a salinização de aquíferos dentre outros aspectos negativos. Por outro lado, recupera áreas degradadas ou ocupa com critérios adequados.

Na literatura internacional, os movimentos de solo e rocha são conhecidos como *landslides* pelos autores americanos, *landslips* pelos ingleses, *mass movements* por alguns engenheiros e geomorfólogos, *slope movements* pela maioria dos engenheiros e *mass wasting*

pela maioria dos geomorfólogos. De uma maneira geral pode-se definir *landslide* como um termo utilizado para denominar diversos tipos de movimento de massa, quedas, tombamentos, deslizamentos, fluxos e/ou afundamento ao longo de placas. Skempton e Hutchinson (1969) definiram o termo *landslide* como movimentos que englobam movimentos de massas de solo e/ou rocha resultantes de uma ruptura por cisalhamento ao longo de um plano ou superfície. Cruden (1991) definiu o termo *landslide* como o movimento de uma massa de rocha, detritos ou terra, proveniente das partes mais altas de um talude que se move em direção às partes mais baixas.

O esclarecimento desses conceitos é importante no contexto da geotécnica brasileira. Segundo Pinheiro *et al* (1997), as regiões sul e sudeste do Brasil, por suas condições climáticas e pelas grandes extensões de maciços montanhosos (Serra Geral e Serra do Mar), estão sujeitas a desastres associados aos movimentos de massa nas encostas. Além da grande quantidade dos escorregamentos de origem natural, ocorre nestas regiões um elevado número de escorregamentos induzidos pela ação do homem.

2.1.1.1 Fatores condicionantes

A instabilização de taludes e encostas é controlada por uma cadeia de eventos, muitas vezes de caráter cíclico, que tem origem com a formação da própria rocha e toda a sua história geológica e geomorfológica subsequente, como movimentos tectônicos, intemperismo, erosão, ação antrópica, etc (Augusto Filho e Virgili, 1998). Na maioria dos processos de instabilização de encostas e taludes, atuam, concomitantemente, mais de um fator condicionante. Apesar desta complexidade de eventos, é possível tentar estabelecer um conjunto de condicionantes que atuam de forma mais direta e imediata na deflagração destes processos. Vários autores discutem estas relações; entre estes, destacam-se os trabalhos de Terzaghi (1950), Guidicini e Nieble (1984), Varnes, (1978), Cruden e Varnes (1996) e Augusto Filho e Virgilli (1998).

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

autores resumiram os processos e as características que contribuem para os movimentos de massa. Estão listadas as causas destes movimentos, divididas em 4 grupos práticos de acordo com as ferramentas e os procedimentos necessários para iniciar-se uma investigação, conforme mostrado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Lista das causas de movimentos de massa (Cruden e Varnes, 1996)

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

Augusto Filho (1992) apresentou de forma sucinta os principais tipos de movimentos de massa que ocorrem com mais frequência no Brasil, relativos com a dinâmica de ambientes tropicais e subtropicais. O Quadro 2.2 apresenta as características de um conjunto de diferentes tipos de movimentos gravitacionais de massa, diretamente relacionados à dinâmica das encostas brasileiras.

Quadro 2.2 – Principais tipos de movimentos de encosta no Brasil (Augusto Filho, 1992)

PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA
Rastejo (<i>creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> – Vários planos de deslocamento (internos); – Velocidades muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade; – Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; – Solo, depósitos, rocha alterada e/ou fraturada; – Geometria indefinida.
Escorregamentos (<i>slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> – Poucos planos de deslocamento (externo); – Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); – Pequenos a grandes volumes de material; – Geometria e materiais variáveis: – Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; – Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; – Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza.
Corridas (<i>flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> – Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação); – Movimento semelhante a um líquido viscoso; – Desenvolvimento ao longo de drenagens; – Velocidades médias a altas; – Mobilização de solo, rocha, detritos e água; – Grandes volumes de material; – Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

Augusto Filho e Virgili (1998) resumem os principais fatores condicionantes dos processos de instabilização de encostas na dinâmica ambiental brasileira:

- Características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas e taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas (xistosidade, fraturas, etc.);
- Características geomorfológicas, com destaque para a inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo);
- Regime das águas superficiais e subsuperficiais;
- Características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

2.1.1.2 Classificação dos movimentos de massa

Para os escorregamentos ou movimentos de encostas, existem inúmeras classificações. Sistemas recentes e com esquemas ilustrativos foram apresentados por Varnes (1978), Skempton e Hutchinson (1969), Bromhead (1986), Hutchinson (1988), Sassa (1989) e Cruden e Varnes (1996).

A importância destas classificações na aplicação prática está no fato de associar um determinado tipo de movimento às suas características (profundidade, raio de alcance, material, etc.). Estas características, em conjunto com o entendimento dos condicionantes, permitem formular modelos que têm sido utilizados para orientar medidas preventivas e/ou corretivas. As classificações de movimentos de massa baseiam-se geralmente na combinação dos seguintes critérios básicos: velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos; natureza do material, textura, estrutura e teor de umidade; geometria da massa movimentada e velocidade de deformação do movimento.

Movimentos de massa podem ser classificados e descritos através de duas formas segundo Varnes (1978) e Cruden e Varnes (1996). A primeira forma descreve o material e a segunda o tipo de movimento. Em relação aos materiais, estes são divididos em rochas, detritos (20% a 80% das partículas são $> 2\text{mm}$) e solo (80% ou mais das partículas são $< 2\text{mm}$). Os tipos de movimentos dividem-se em quedas, tombamentos, deslizamentos (rotacionais e translacionais), expansões laterais/espraiamentos, fluxos (solo, detritos e rocha) e complexos (combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos).

A classificação de movimentos de massa proposta por Varnes (1978) é simples e baseia-se no tipo de movimento e no tipo de material transportado. É a mais utilizada internacionalmente, sendo adotada pela *International Association of Engineering Geology* (IAEG). Uma das razões para o grande uso da classificação proposta pelo autor é a apresentação de bloco-diagramas tri-dimensionais dos movimentos como o da Figura 2.1, onde está representado um deslizamento/fluxo complexo de material fino (solo).

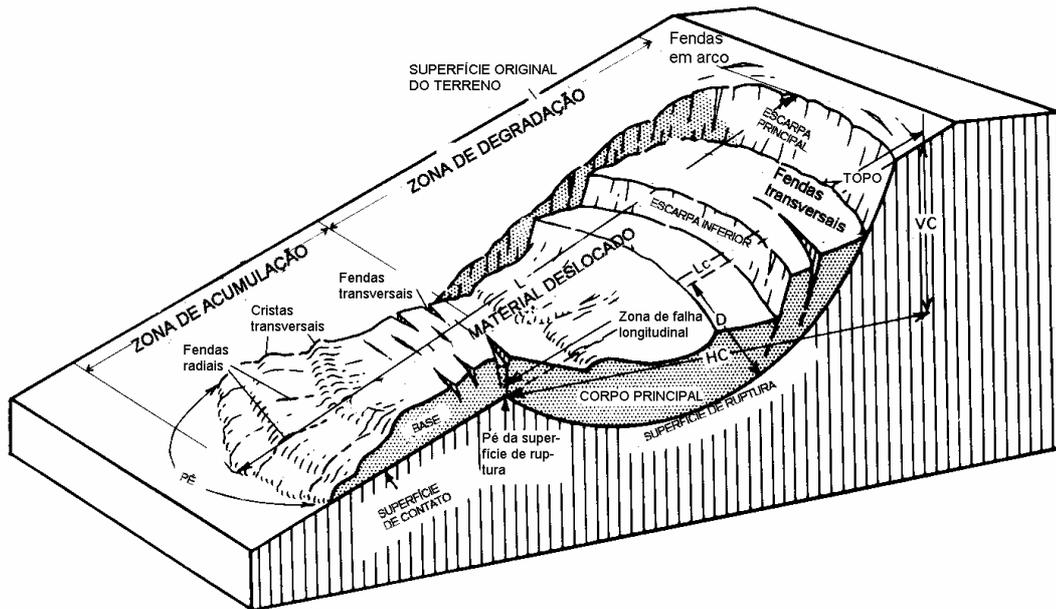


Figura 2.1 – Bloco diagrama de um deslizamento/fluxo complexo de material fino (Varnes, 1978)

Skempton e Hutchinson (1969) apresentaram um sistema de classificação de escorregamentos em taludes argilosos propondo o reconhecimento de 5 tipos básicos e 6 formas complexas de movimentos de massa. Os tipos básicos de movimentos de massa foram classificados em quedas, escorregamentos rotacionais, escorregamentos compostos, escorregamentos translacionais e corridas. Os movimentos complexos foram classificados em escorregamentos sucessivos, escorregamentos retrogressivos múltiplos, fluxo de solo, escorregamentos em colúvios, expansão lateral e escorregamento.

O sistema de classificação proposto por Hutchinson (1988) é um dos mais completos e complexos que se tem conhecimento até o momento. Este sistema baseia-se na morfologia da massa em movimento e em critérios associados ao tipo de material, ao mecanismo de ruptura, à velocidade do movimento, às condições hidrogeológicas e às características da estrutura do solo (*fabric*). Contudo, devido a sua complexidade, este sistema de classificação requer um volume grande de informações que muitas vezes dificulta a sua utilização no campo. Os tipos principais de movimentos de massa foram classificados em movimentos devidos ao alívio de tensão (*rebound*), rastejo (*creep*), deformações significativas em cristas de montanha e taludes (*sagging*), escorregamentos, movimento de detritos na forma de fluxos, tombamentos, quedas e movimentos complexos.

Cruden e Varnes (1996) revisaram e adicionaram novos termos à classificação de Varnes (1978), internacionalmente adotada. Os tipos de movimentos e os materiais não foram modificados. Os movimentos foram novamente divididos em 5 tipos: quedas, tombamentos, escorregamentos, espraiaamentos e fluxos. O sexto tipo proposto por Varnes (1978), escorregamentos complexos, foi retirado da classificação formal, embora o termo complexo foi mantido para descrever o estilo de atividade de um escorregamento.

A seqüência recomendada para a classificação proposta Cruden e Varnes (1996) descreve a atividade dos escorregamentos (incluindo o estado, distribuição e estilo), seguida pela descrição de todos os movimentos (incluindo a velocidade, teor de umidade, material e tipo). Movimentos posteriores ou subseqüentes em escorregamentos complexos e compostos podem ser descritos pela repetição, quantas vezes for necessário, da descrição proposta neste quadro. Segundo os autores, a terminologia sugerida é consistente com os métodos sugeridos e o glossário da UNESCO, (1990).

As classificações dos movimentos de massa mais utilizadas no Brasil foram apresentadas por Freire (1965), Guidicini e Nieble (1984) e a proposta pelo grupo de pesquisa do IPT (1991), segundo Fernandes e Amaral (1998). Estão resumidas no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Comparação entre as principais propostas de classificação de movimentos de massa no Brasil (Fernandes e Amaral, 1998)

Freire (1965)	Guidicini e Nieble (1984)	IPT (1991)
ESCOAMENTOS: Rastejos e corridas	ESCOAMENTOS: Rastejos e corridas	RASTEJOS CORRIDAS DE MASSA
ESCORREGAMENTOS: Rotacionais e translacionais	ESCORREGAMENTOS: Rotacionais, translacionais, queda de blocos e queda de detritos	ESCORREGAMENTOS
SUBSIDÊNCIAS E DESABAMENTOS	SUBSIDÊNCIAS: Subsidências, recalques e desabamentos	QUEDAS E TOMBAMENTOS
	Formas de Transição Movimentos Complexos	

2.2 INSTABILIDADE DE COLÚVIOS

Na área de estudo do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 relativa a esta dissertação foram identificados pelos pesquisadores do projeto dois tipos de colúvios: (a) colúvios oriundos de rochas vulcânicas, (b) colúvios oriundos de arenito. Com base nesta identificação, nesta seção serão revistos aspectos do comportamento geotécnico típico de colúvios.

2.2.1 Definição e características

Lacerda e Sandroni (1985) definiram colúvio como um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas. De maneira geral, podem ser descritos como materiais com grande variabilidade de textura, comportamento mecânico dúctil-plástico sem pico definido e com rede de fluxo bem estabelecida nos períodos chuvosos. Essas massas coluvionares, devido ao seu próprio processo de formação, geralmente apresentam movimentos lentos de rastejo, seja por carregamentos impostos por novos aportes de material, seja por erosão do sopé pelas drenagens (arroyos e rios), seja pelo próprio comportamento do material, que muitas vezes apresenta aspectos reológicos particulares (fluência sob tensão constante).

Schilling (1993) definiu solo coluvionar como sendo a camada formada por solo e/ou fragmentos de rocha localizados no pé e ao longo da encosta, transportados das cotas mais altas, pela ação da gravidade e das águas. Este processo de formação tem ação intensa das águas superficiais e subterrâneas que escoam ao longo da encosta e contribuem para a ocorrência da erosão e dos escorregamentos. Esses escorregamentos deslocam a massa terrosa e rochosa para as cotas mais baixas da encosta. Filho (1997) definiu colúvios como depósitos de encosta que se deslocaram pela ação do próprio peso e por ação das águas da chuva, incluindo nesta definição os depósitos de tálus, constituídos por fragmentos de rocha. Segundo Nogami (1995), colúvios referem-se ao processo geológico através do qual materiais existentes na superfície são acumulados no sopé das encostas, pela ação da gravidade. O autor afirma que a ocorrência comum de linhas de seixo indica que os colúvios são mais frequentes do que se pensa.

2.2.2 Origem de colúvios

Os solos coluvionares podem se originar em encostas de formações geológicas diversas, em diferentes locais do Brasil como nos Estados de São Paulo, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul. Sua ocorrência nas encostas das serras brasileiras está associada à existência de horizontes de solo residual e blocos de rocha originários de um maciço rochoso fraturado. Partículas de solo, rochas e blocos de rocha sã e alterada são transportados por ação da gravidade e da erosão. Esses materiais se depositam na base e ao longo das encostas dessas serras. A percolação de água dentro de camadas de solo coluvionar e sua deposição no seu interior completam a sua caracterização (Massad, 2003).

A formação do solo coluvionar está associada com seu modo de ruptura. O movimento lento, quase contínuo, da massa deste solo ao longo da encosta é substituído pelo movimento mais acelerado após períodos de chuvas intensas e tende a acelerar, quando a infiltração de água no interior desses taludes causa aumentos significativos de poropressão. Esses movimentos são responsáveis pela acomodação das camadas de solo coluvionar na encosta; entretanto, quando é rompido o equilíbrio, o movimento rápido constitui o modo de ruptura do talude. A Figura 2.2, proposta por Deere e Patton (1971), ilustra o processo de formação desse tipo de solo, por vários escorregamentos que se sucederam ao longo do tempo.

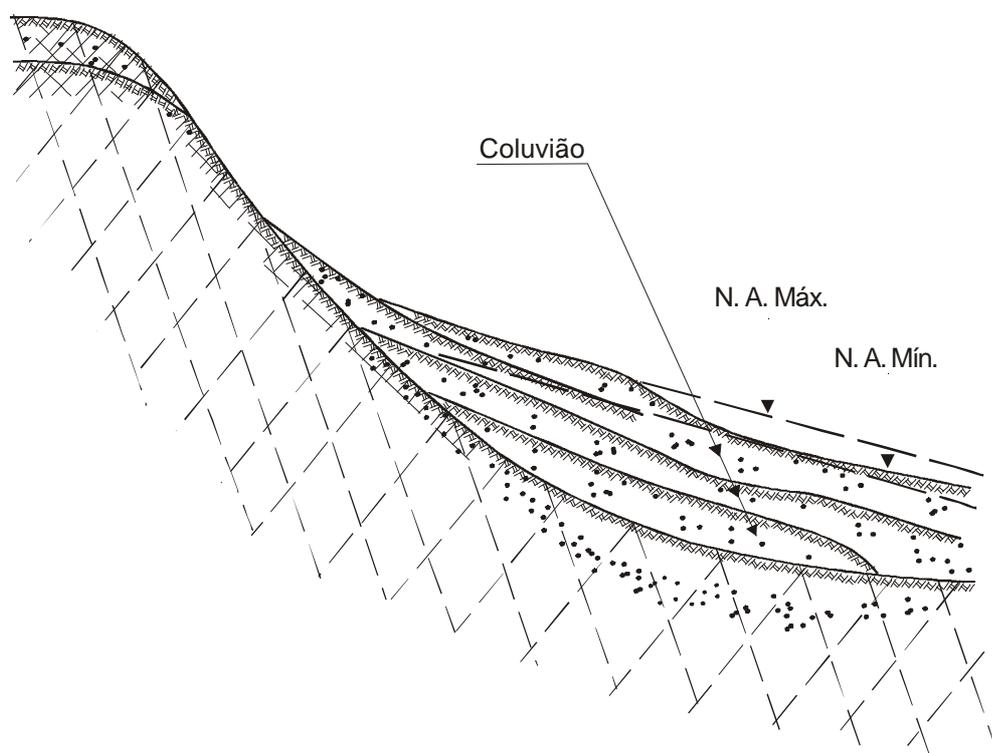


Figura 2.2 – Ilustração do processo de formação de um colúvio (Deere e Patton, 1971)

Segundo Deere e Patton (1971), a origem de muitos solos coluvionares parece ser de rupturas de massas de solo que ocorreram em níveis superiores ao sopé de um talude. Por isso, o conceito de solo coluvionar abrange escorregamento de fragmentos de solo e rocha assim como vários depósitos de um talude. Segundo os autores, escorregamentos em camadas rasas de solos coluvionares são comuns em regiões de clima tropical e subtropical.

A camada de solo coluvionar é frequentemente mais permeável do que os horizontes “A e B” do solo residual existente abaixo. Portanto, é comum se encontrar nessa camada níveis de água elevados e isolados. Esta água ajuda a reduzir a resistência ao cisalhamento dos materiais das camadas inferiores e a formação de percolações adversas no solo coluvionar. Durante períodos de

chuvas intensas, as águas superficiais e subsuperficiais promovem a desagregação retrogressiva de camadas rasas de solos coluvionares. O processo pode continuar até que toda a camada seja removida da encosta, ou até esse processo erosivo remover o solo que não é retido pelas raízes da vegetação (Deere e Patton, 1971).

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

Segundo Lacerda (2002), em vales fechados existem dois processos erosivos atuando continua e intermitentemente, quase sempre associados aos períodos de chuva prolongada. O primeiro processo é a erosão superficial, ou laminar, em que a água ao escorrer pela superfície carrega partículas de solos para cotas mais baixas. Uma parcela destas partículas atinge o talvegue, e ali se acumula ou, se a chuva for de grande intensidade, é carregada pela enxurrada até o rio mais próximo, e vai se depositar como aluvião em locais de águas tranquilas, lagos ou mar. A outra parcela permanece depositada na própria encosta, e vai somar-se ao colúvio pré-existente. Alguns autores chamam o solo resultante desta deposição de "alúvio". Este processo está ilustrado na Figura 2.3.

Outro processo de instabilização de colúvios, mais violento, de acordo com Lacerda (2002), ocorre quando uma porção do solo residual escorrega e se deposita sobre a própria encosta. Este novo acréscimo na capa de colúvio, ao contrário daquele que é depositado suavemente e que acrescenta apenas alguns centímetros à camada superficial da encosta a cada evento, pode acrescentar vários metros de uma só vez aos depósitos de encosta. Esta massa pode existir no estado desagregado, com aumento de volume do solo residual e conseqüentemente aumento do índice de vazios, como está ilustrado na Figura 2.4. Esta massa pode apresentar características do solo residual intacto, se este deslocou como um corpo rígido. Neste último processo a aparência do colúvio é enganosa, e tem levado a alguns insucessos quando se trata de fundações de obras em encosta (Figura 2.5).

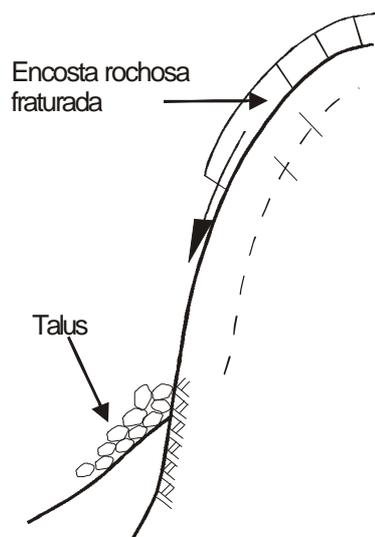


Figura 2.3 – Material resultante de deposição (alúvio) (Lacerda, 2002)

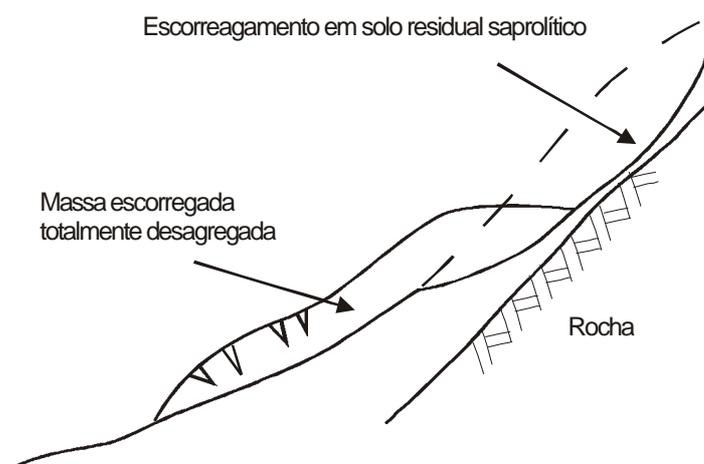


Figura 2.4 – Porção de solo residual escoorregado e depositado sobre a própria encosta (Lacerda, 2002)

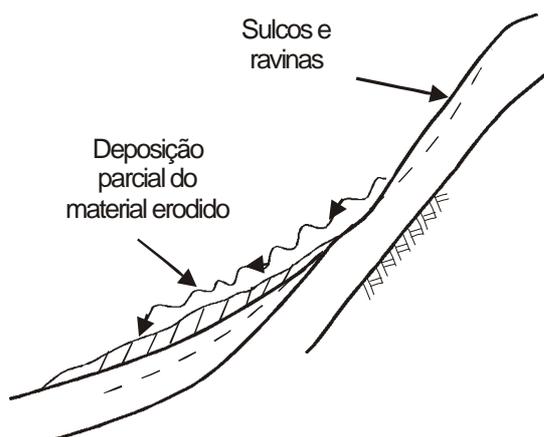


Figura 2.5 – Aparência do colúvio enganosa (Lacerda, 2002)

Nogami (1985) salienta que muitos solos tropicais são produtos diretos do intemperismo químico da rocha *in situ* (solos residuais) mas podem também ser originados do intemperismo químico de solos transportados, incluindo solos coluvionares. Solos tropicais formados por intemperismo de rochas sedimentares consistem usualmente de misturas de argilo-minerais de forma lamelar, particularmente caulinita e montmorilonita, e partículas granulares grosseiras não degradáveis, principalmente quartzo e de rocha vulcânica. Os solos tropicais mais comuns são os solos lateríticos, solos ricos em esmectitas, solos de cinza vulcânica, solos originados do intemperismo de rochas sedimentares e solos saprolíticos originados do intemperismo de rochas de granulação grosseira, ígneas e metamórficas. Pesquisas em solos tropicais estão concentradas nas propriedades de resistência ao cisalhamento de pico, compressibilidade e condutividade hidráulica. Existem poucos dados disponíveis sobre a resistência ao cisalhamento residual. Uma

possível razão para isto é que as pesquisas têm sido freqüentemente direcionadas para o comportamento de solos lateríticos. Para estes solos, a mobilização da resistência ao cisalhamento residual não é um problema crítico. Entretanto, algumas classes de solos tropicais são conhecidas por apresentarem uma proporção significativa de argilas expansivas (Blight, 1997; Fookes, 1997). Segundo Bica *et al* (1997), solos com argilas expansivas apresentam valores baixos de ângulo de atrito residual (ϕ'_r), parâmetro que controla a estabilidade de muitos taludes naturais.

Conforme Pinheiro (2000), muitos solos tropicais, particularmente solos residuais e alguns solos coluvionares têm sido afetados por processos de laterização em vários graus. As condições favoráveis para este processo são o calor, a umidade e boas condições de drenagem. As principais características dos solos lateríticos são a cor vermelha, a presença de sesquióxidos de ferro e alumínio, a presença de agregados de argila, a ausência de esmectita e a presença de algum quartzo e caulinita, além da baixa massa específica aparente e elevada condutividade hidráulica.

2.2.3 Características dos escorregamentos de solos coluvionares

Quando há um escorregamento de massa, os solos localizados na superfície de cisalhamento principal ou nas superfícies secundárias, formadas durante o escorregamento, perdem sua estrutura, se transformando em um material desagregado e perdendo suas características de origem. Mas, na maioria das vezes, grande parte da massa escorregada é formada por blocos de variadas dimensões que mantêm suas características originais. Sendo assim, em um dado colúvio, pode haver resquícios das características do solo residual que lhe deu origem, o que influenciaria seus parâmetros de resistência ao cisalhamento.

De acordo com Lacerda (2002), a instabilização ou o aumento dos movimentos de fluência de taludes coluvionares pode ocorrer de acordo com as situações:

- Espontaneamente com lençol permanentemente elevado devido à precipitação contínua. Nesse caso as velocidades de fluência aumentam, mas não há ruptura súbita, pois o solo se deforma plasticamente;
- Escavações, mesmo de pequena altura, feitas no pé do talude;
- Carregamento na crista do talude;
- Por choque (Avelar, 1996 *apud* Lacerda, 2002) ou carregamento súbito devido a novo escorregamento a montante.

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

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

Bressani e Bica (1998) analisaram os condicionamentos mecânicos de algumas rupturas de taludes no Rio Grande do Sul incluindo vários colúvios. O colúvio de Itati (colúvio de basalto), é um exemplo de massa coluvionar de matriz argilosa em que a resistência ao cisalhamento residual foi mobilizada devido ao processo de formação do talude e à magnitude das deformações decorrentes da sua própria instabilidade. Estas condições se refletem na forma do talude original. A geomorfologia é resultado do tipo de deposição do solo, da ação do intemperismo, da movimentação do talude e conseqüente redução de resistência ao cisalhamento.

Nummer (2003) estudou um trecho da rodovia RS 230/486, Rota do Sol, situado entre os municípios de Tainhas (RS) e Terra de Areia (RS). O trecho corta um pacote de rochas vulcânicas ácidas e básicas da Formação Serra Geral, arenitos da Formação Botucatu e sedimentos

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

2.2.4 Ensaios geotécnicos em solos coluvionares

Investigações de campo têm como principal objetivo determinar as condições específicas do local onde estão presentes evidências de ruptura de um talude qualquer. Estas são a parte central e decisiva nos estudos de áreas suscetíveis a movimentos de massa de qualquer tipo. As investigações podem ser de superfície e/ou de subsuperfície. A investigação de superfície pode ser dividida em levantamentos de campo, levantamentos topográficos e levantamentos fotogramétricos. Em geral, a caracterização geológico-geotécnica voltada para o estudo de encostas tem início pela investigação de campo superficial, que serve de base para todos os demais trabalhos. Os principais aspectos que devem ser investigados nesta fase são as formações geológicas, perfis de solo e alteração, estruturas geológicas, geometria do talude ou encosta, instabilizações existentes, feições características de movimentos (trincas, degraus, etc.), zonas de acúmulo e localização de locais onde a água surge, cobertura vegetal e ações antrópicas. Com o objetivo de complementar os estudos e investigações iniciais de superfície, mais especificamente, esclarecer os mecanismos e modelos de instabilidade de encostas deve-se realizar investigações de subsuperfície. A investigação de subsuperfície é utilizada para caracterizar qualitativa e quantitativamente os materiais presentes (solos e rochas), identificar a superfície ou zona sujeita a movimentos, determinar o nível d'água e a existência de artesianismo, etc. Os tipos de investigações mais usuais são as investigações diretas e indiretas que consistem em: poços e

trincheiras, sondagens a trado, sondagens a percussão, sondagens rotativa e métodos geofísicos. Nesta etapa também são realizados, quando necessários, a instrumentação, o monitoramento da encosta, os ensaios *in situ*, e a obtenção de amostras para realização de ensaios de laboratório. Retro-análises de taludes naturais rompidos podem ser úteis nesta etapa para a estimativa de parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Os ensaios de laboratório mais utilizados na investigação da estabilidade de taludes podem ser divididos em ensaios de aplicação geral, como os ensaios de caracterização, e ensaios relacionados com a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os ensaios de caracterização são os ensaios de limites de liquidez, plasticidade, análise granulométrica, massa específica real dos grãos e determinação dos índices físicos do solo (teor de umidade, peso específico, índice de vazios, grau de saturação, etc.). Os ensaios utilizados para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos em termos de tensões efetivas (intercepto coesivo e ângulo de atrito interno do solo) são os ensaios de compressão triaxial, ensaios de cisalhamento direto convencional, ensaios de cisalhamento direto com técnicas especiais e ensaios *ring shear*. As técnicas de ensaio, os procedimentos e os equipamentos adotados em laboratório para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo podem ser encontrados em Bishop e Henkel (1962), Head (1982) e, em particular, no Manual de Taludes de Hong Kong (HKGEO, 1992).

O Manual de Taludes de Hong Kong (HKGEO, 1992) recomenda procedimentos de ensaios para a caracterização do solo e para a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento. Para a determinação dos limites de Atterberg do solo são seguidas as recomendações da norma inglesa BS 1377 (1975). Estes ensaios são realizados com o solo nas condições naturais e com secagem prévia, sendo considerados os resultados dos ensaios realizados com secagem prévia os de maior confiabilidade. Os ensaios de granulometria seguem também as recomendações da norma BS 1377 (1975) e devem ser realizados seguindo o método da pipetagem. Alternativamente, para os solos de Hong Kong, o método do densímetro pode ser aplicado. Para realização de ensaios de cisalhamento direto são seguidas as recomendações de Head (1982). Os corpos de prova nestes ensaios são cisalhados em velocidades de 0,08 mm/min. Segundo o mesmo manual, para os solos de Hong Kong, ensaios de cisalhamento direto realizados com aplicação de baixas tensões verticais apresentam vantagem na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento sobre os ensaios triaxiais. O procedimento recomendado para ensaios triaxiais nos solos de Hong Kong, visando à determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, consiste na realização de ensaios triaxiais (CIU) e

(CID). As principais características destes ensaios são (a) não utilização de papel filtro (b) a percolação é realizada com água desaerada com pequenos gradientes hidráulicos (c) a saturação é realizada através da aplicação de pequenos incrementos de tensões efetivas e (d) são realizadas as correções da membrana para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Ensaio de cisalhamento com técnicas especiais têm sido utilizados para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual. Entre estes, destacam-se os ensaios de cisalhamento direto com reversão múltipla (Skempton, 1964) e os ensaios de cisalhamento direto de interface lisa (Kanji, 1972; Kanji, 1974 e Kanji e Wolle, 1977). Estes ensaios foram realizados em solos residuais de basalto do Rio Grande do Sul por Rigo (2000) e em solos coluvionares por Pinheiro (2000). A técnica de interface lisa – bem menos trabalhosa que os ensaios com reversão múltipla - consiste em preencher a metade inferior da caixa de cisalhamento com rocha polida, fazendo com que a superfície de cisalhamento coincida com a interface solo-rocha. Segundo Kanji (1972), esta técnica alia um equipamento comum em laboratórios de mecânica dos solos a ensaios simples, rápidos e econômicos. O autor relata que a sua principal vantagem é a mobilização da resistência ao cisalhamento residual com menores deslocamentos.

Recentemente, os ensaios *ring shear* têm sido amplamente utilizados para a obtenção da resistência ao cisalhamento residual. Bromhead (1979) considerou os equipamentos *ring shear* existentes na época (principalmente o desenvolvido por Bishop *et al*, 1971) como equipamentos muito caros e sofisticados e como ensaios muito demorados. Segundo o autor, a utilização de ensaios *ring shear* como um procedimento rotineiro em laboratórios comerciais só seria possível a partir do momento em que fosse desenvolvido um equipamento simples, robusto, economicamente viável e capaz de realizar ensaios mais rápidos. Com este objetivo, o autor desenvolveu um equipamento *ring shear* mais simples, o qual tem sido amplamente utilizado, inclusive no Brasil. Ensaio *ring shear* com o equipamento de Bromhead (1979) foram realizados nesta dissertação.

2.2.5 Resultados recentes de ensaios de laboratório em solos coluvionares

Nesta seção serão revisados alguns resultados de ensaios de laboratório encontrados na literatura brasileira para solos coluvionares. Estes serão posteriormente comparados aos resultados dos ensaios realizados nesta dissertação.

Para os solos do sudeste brasileiro, Lacerda (2002) observou que os índices de vazios de colúvios são superiores aos índices de vazios de solos residuais. Chamam a atenção valores de índice de vazios superiores a 2 em solos coluvionares, atingindo 2,5 para o colúvio do escorregamento da estrada do Soberbo (RJ). A explicação para este fato, segundo o autor, é que, além do empolamento devido ao escorregamento que lhe deu origem, o solo coluvionar é lixiviado pela água da chuva infiltrada, carreando minerais solúveis e partículas mais finas para zonas inferiores. Os processos de laterização conferem a estrutura aberta dos solos coluvionares, formando uma cimentação de partículas finas ao redor dos contatos das partículas de silte e argila, a qual, embora fraca, permite que existam blocos indeformados com certa facilidade neste material. Conforme Silveira (1991), os solos residuais e coluvionares do escorregamento na estrada do Soberbo (RJ) são solos bastante micáceos, provenientes da desintegração e decomposição de diorito e pegmatito com a conseqüente intemperização dos minerais. A intemperização ocorreu pela infiltração e percolação d'água pelas fissuras da rocha matriz, gerando o aparecimento de matacões de forma arredondada e tamanhos diversos.

Lacerda e Silveira (1992) amostraram blocos indeformados com dimensões (30 x 30 x 30) cm da encosta do Soberbo (RJ). Os autores realizaram ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova inundados e sem inundação. As tensões verticais selecionadas para os ensaios inundados foram de 12,8 kPa a 100 kPa e para os ensaios sem inundação, de 50 kPa a 100 kPa. Foi observado nestes ensaios que, para baixas tensões verticais (inferiores a 50 kPa), o comportamento do colúvio da encosta do Soberbo (RJ) é dilatante. Para maiores tensões verticais este efeito desaparece. Deve-se atualmente considerar com alguma reserva ensaios de cisalhamento direto sem inundação e sem controle de sucção. Trata-se de uma metodologia antiga e que deve ser preferivelmente não mais utilizada. Os autores obtiveram os seguintes resultados para os ensaios de cisalhamento direto desta encosta: (a) c' de 9 kPa e ϕ'_{pico} de 31° para ensaios sem inundação; (b) c' de 12 kPa e ϕ'_{pico} de $29,4^\circ$, para ensaios inundados com baixas tensões verticais, e (c) c' de 12 kPa e ϕ'_{pico} de $31,5^\circ$, para ensaios inundados com médias a altas tensões verticais. Os autores observaram também, em ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não drenados (CIU) em corpos de prova saturados por contrapressão, que o comportamento do solo coluvionar foi tipicamente de solo normalmente adensado. Lacerda e Silveira (1992) realizaram também ensaios *ring shear* com o equipamento desenvolvido por Bromhead (1979) e ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões para a determinação da resistência ao cisalhamento residual. Os ensaios *ring shear* apresentaram valores de ângulo de atrito interno residual de 14° e os ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões apresentaram valores de $\phi'_r=18^\circ$.

Perazzolo (2003) realizou ensaios de cisalhamento direto e *ring shear* com solos coluvionares de um talude em Canela (RS) e de outro em Bento Gonçalves (RS), ambos sobre rocha basáltica. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com corpos de prova de dimensões 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. As tensões verticais aplicadas nos ensaios variavam entre 25 kPa e 400 kPa. A velocidade de ensaio utilizada foi de 0,04 mm/min. O ensaio foi decorrido até que o deslocamento horizontal atingisse 7 mm. A autora realizou também ensaios *ring shear* nas tensões verticais de 50, 100 e 200 kPa. A velocidade de ensaio adotada na fase de cisalhamento do corpo de prova foi de 0,089 mm/min. O deslocamento mínimo percorrido foi de 250 mm. Perazzolo (2003) concluiu que os parâmetros de resistência ao cisalhamento, de pico e residuais, são amplamente dependentes do argilomineral presente no solo.

Perazzolo (2003) mostra que os solos coluvionares do talude de Canela (RS) apresentaram a tendência de uma envoltória de ruptura curva, para baixos níveis de tensão, indicando a presença de estrutura nestes solos. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para intervalos de tensões verticais de até 100 kPa foram: $\phi'_{\text{pico}}=29^\circ$ e intercepto coesivo 17 kPa. O solo coluvionar de Bento Gonçalves (RS) não apresentou diferença na envoltória de ruptura ao se considerar baixas e altas tensões, indicando a característica não estruturada deste solo. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para intervalos de tensões verticais de até 100 kPa foram: $\phi'_{\text{pico}}=32^\circ$ e intercepto coesivo 16 kPa.

Nos ensaios *ring shear*, Perazzolo (2003) identificou no solo de Canela (RS) a presença de montmorilonita que reduz o ângulo de atrito interno residual do solo coluvionar para valores inferiores a 10° . Para o solo coluvionar do talude de Bento Gonçalves a autora obteve $\phi'_r=9,7^\circ$ e $c'_r=0$.

Pinheiro *et al* (1997) realizaram ensaios de laboratório para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual de um solo residual e de um solo coluvionar da cidade de Faxinal do Soturno (RS), proveniente da alteração de siltito, além do material existente na transição entre ambos os solos. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em corpos de prova indeformados, moldados em campo. Para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento residual foram realizados ensaios de cisalhamento direto com técnicas especiais e em corpos de prova remoldados. As tensões verticais variaram entre 25 e 105 kPa. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento e os índices físicos estão indicados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Parâmetros de caracterização e resistência ao cisalhamento de pico e residual para os solos do talude de Faxinal do Soturno (Pinheiro *et al.*, 1997)

Solo	LL	LP	IP	Fração argila	e	c'	ϕ'	c _r	ϕ'_r
	(%)	(%)	(%)	(%)		(kPa)	(°)	(kPa)	(°)
Colúvio	52-62	25-41	21-27	Aproxim. 50	0,84	4-9	38-39	0	18,2-23,7
Transição	58-95	36-40	22-45	>50	1,13-1,28	6-15	18-25	0	13,9-14,3
Solo Residual	-	-	-	-	-	0-26	35-43	-	-

Bressani e Bica (1998) apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento residual determinados com amostras do colúvio de Itati (RS). Utilizando solo remoldado, ensaiado no equipamento para ensaios *ring shear* desenvolvido por Bromhead (1979), obtiveram valores de ângulo de atrito interno residual (ϕ'_r) de 11,5°. Os autores também realizaram retro-análise, independentes da ruptura do colúvio de Itati (RS), visando obter dados para projeto. O ângulo de atrito interno ajustado nesta análise variou entre 10° e 12°. Para o colúvio de basalto de Teutônia (RS), os autores ensaiaram amostras indeformadas do solo coluvionar no equipamento de cisalhamento direto, apresentando ângulo de atrito interno de pico de 29° e intercepto coesivo efetivo de 4 kPa. Os autores obtiveram parâmetros de resistência residual variando de acordo com o nível de tensões. Para uma tensão vertical de 20 kPa, o ϕ'_r foi de 24,5°, caindo para apenas 10° no caso de tensão vertical de 100 kPa. Foram realizados também diversas retro-análises para simular as condições de ruptura do colúvio de Teutônia (RS). Para a realização de ensaios *ring shear*, Pinheiro *et al.* (1997) e Bressani e Bica (1998) seguiram o procedimento descrito a seguir. Os corpos de prova foram preparados a partir de amostras reconstituídas. Estas amostras foram inicialmente secas ao ar, destorroadas com o uso de mão de gral e subsequentemente passadas na peneira de 0,42 mm. No programa de ensaios foram aplicadas tensões verticais que variaram de 20 kPa a 200 kPa. A velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,089 mm/min.

Clementino e Lacerda (1992) amostraram um total de 8 blocos indeformados de solos coluvionares originados da alteração de rocha granítica, envolvidos no escorregamento ocorrido em 1988 na rua Licurgo, em Madureira, no Rio de Janeiro. Estes blocos tinham 30 cm de lado e foram amostrados a uma profundidade entre 70 cm e 100 cm. Foram utilizados para a caracterização dos solos e para a realização de ensaios de cisalhamento direto, com a intenção de comparar com os resultados obtidos da retro-análise do escorregamento estudado. Os ensaios de

cisalhamento direto foram realizados em amostras de seção quadrada de 5 cm, 6 cm e 10 cm de lado. Os corpos de prova foram cisalhados com velocidade de 0,150 mm/min. As amostras eram adensadas sem a inundação da caixa de cisalhamento; após eram cisalhadas com o corpo de prova inundado. Estão apresentados na Tabela 2.2 os resultados dos ensaios de caracterização realizados pelos autores. A Tabela 2.3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios de caracterização de solos coluvionares da rua Licurgo, em Madureira, no Rio de Janeiro (Clementino e Lacerda, 1992).

Bloco N°	Peso específico natural - γ (kN/m ³)	Limite de Liquidez (%)	Índice De Plasticidade	Teor de umidade w (%)	Grau de Saturação S (%)	Índice de Vazios e	Granulometria dos corpos de prova	
							% Passante	
							2,0 (mm)	0,075 (mm)
1	13,20	59	23	17,26	2,64	0,92	83	41
	a			a			a	a
5	16,43	47	17	24,19	2,64	0,52	97	64
	a			a			a	a
6	19,66	60	27	20,68	2,64	0,83	86	52
	a			a			a	a
7	18,86	NL	-	15,12	2,70	0,63	76	15
	a			a			a	a
8	20,82	50	20	10,00	2,67	0,38	97	5
	a			a			a	a
8	16,50	50	20	15,46	2,67	0,71	97	32
	a			a			a	a
	17,66			18,59		0,88	99	43

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto de solos coluvionares da rua Licurgo, em Madureira, no Rio de Janeiro (Clementino e Lacerda, 1992).

Bloco N°	INUNDADO				NATURAL	
	Pico		Residual		Pico	
	c' (kPa)	ϕ'	c' (kPa)	ϕ'	c' (kPa)	ϕ'
1	9,1	30°	-	-	42,9	19°
5	20,2	30°	-	-	-	-
6	11,6	35°	-	-	38,8	32°
7	42,6	51°	6,4	39°	-	-
8	14,2	32°	3,8	31°	-	-

Soares *et al* (2001) apresentaram resultados de ensaios de caracterização e os índices físicos de uma encosta urbana instável em Santa Maria (RS), provenientes dos materiais amostrados nas sondagens com medição de N(SPT) e nas sondagens a trado realizados. É importante salientar que o autor desta dissertação participou na obtenção destes resultados como bolsista de iniciação científica.

Os ensaios de campo (sondagens com medição de N(SPT) e sondagens a trado) revelaram a existência de uma pequena cobertura de um aterro argilo arenoso com espessura superior a 1 m. Abaixo do aterro, a encosta apresenta uma camada de colúvio constituída por areia fina siltosa com argila de cor cinza avermelhada, às vezes amarelada, de compactidade média a compacta. Nesta camada de espessura variável ocorrem com alguma frequência fragmentos de rocha vulcânica decomposta com tamanho entre 4 e 250 mm. A Tabela 2.4 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização ao longo da profundidade.

Tabela 2.4 – Resultados dos ensaios de caracterização da encosta urbana instável em Santa Maria (RS) (Soares *et al*, 2001).

Profundidade (m)	Areia (2–0,6mm) (%)	Silte (0,6–0,002mm) (%)	Argilas (<0,002mm) (%)	Limites de liquidez (LL) (%)	Índice de plasticidade (IP) (%)
0 – 0,5	56	25	19	-	-
0,5 – 1	29	53	18	33	5
1 – 1,5	21	51	28	27	10
1,5 – 2	37	41	22	30	12
2 – 2,5	41	39	20	32	5
2,5 – 3	48	37	15	30	4
3 – 3,5	46	38	16	30	4
3,5 – 4	47	44	9	29	4
4 – 4,5	28	58	14	-	-
4,5 – 5	50	40	10	-	-
5 – 5,5	18	70	12	-	-
5,5 – 6	22	68	10	-	-
6 – 6,5	40	48	12	-	-

A matriz deste solo coluvionar apresentou uma textura silto arenosa, com fração argila inferior a 15% e baixa plasticidade. Observou-se uma tendência do aumento das frações areia e silte com a profundidade. Este aumento também corresponde a uma redução da plasticidade (IP<5), principalmente a partir da profundidade 2 m, conforme Soares *et al* (2001). A Tabela 2.5 apresenta os resultados obtidos para os principais índices físicos do solo coluvionar.

Tabela 2.5 – Índices físicos do solo coluvionar da encosta urbana instável em Santa Maria (RS) (Soares *et al*, 2001).

Pontos	Peso específico natural - γ (kN/m ³)	Peso específico real - γ_s (kN/m ³)	Índice de Vazios e	Teor de umidade w (%)	Grau de Saturação S (%)
1	19,5	28,1	0,85	28,5	93,7
2	19,1	28	0,84	25,6	85,3
3	18,6	28	1,01	33,4	91,7
4	17,5	27,7	1,04	27,1	72,9
5	17,9	28,1	0,98	26,2	75,4

Soares *et al* (2001) concluíram que o índice de vazios, o teor de umidade e o grau de saturação apresentaram uma variabilidade típica de solos coluvionares. O índice de vazios situou-se entre 0,8 e 1 e está de acordo com a textura silto arenosa do colúvio. O teor de umidade médio foi inferior a 35% independentemente da época do ano. O grau de saturação variou na faixa de 70 a 95%.

Soares *et al* (2001) apresentaram também os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo coluvionar da encosta urbana. Para a obtenção destes parâmetros foram realizados ensaios de cisalhamento direto com inundação e com tensões verticais aplicadas variando entre 15 kPa e 200 kPa. A velocidade de cisalhamento adotada para estes ensaios foi de 1,21 mm/min. Os corpos de prova foram talhados em moldes quadrados biselados com dimensões de 5 x 5 cm e 10 x 10 cm. A Tabela 2.6 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para este solo.

Tabela 2.6 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo coluvionar da encosta urbana instável em Santa Maria (RS) (Soares *et al*, 2001).

Pontos	c' (kPa)	ϕ'_{pico} (°)	Tamanho do corpo de prova (cm)
CD-1	3,5	21,2	5x5
CD-2	25,5	28,5	5x5
CD-3	7,2	16,7	10x10
CD-4	0	25,8	10x10

Fonseca *et al* (2002) estudaram solos coluvionares de diferentes idades de deposição (9900, 13500 e 20000 anos), em Bananal (SP). Os solos foram amostrados em forma de blocos cúbicos indeformados extraídos de um corte existente. Segundo os autores, nem sempre os colúvios mais profundos são os mais antigos, pois a massa coluvionar pode por sua vez sofrer escorregamentos posteriores que alteram a ordem de deposição. Com o objetivo de verificar a influência da idade do solo coluvionar nos parâmetros de resistência ao cisalhamento foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova moldados a partir dos blocos cúbicos indeformados. Os ensaios foram realizados com corpos de prova quadrados de 5 cm de lado, inundados e em tensões verticais variando entre 25 e 100 kPa. Os corpos de prova foram cisalhados com velocidade de 0,10 mm/min. A Tabela 2.7 apresenta os índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto e a Tabela 2.8 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nestes ensaios.

Tabela 2.7 – Índices físicos dos corpos de prova de solos coluvionares de Bananal/SP ensaiados por Fonseca *et al* (2002)

Solo	Aproxim. 9900 anos	Aproxim. 13500 anos	Aproxim. 20000 anos
γ_d/γ_{nat} (kN/m ³)	11,87/15,8	12,36/16,4	11,87/15,5
e_o	1,22	1,14	1,21
S_o (%)	74	78	68
w (%)	33,4	33,1	30,8

Tabela 2.8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos coluvionares de Bananal (SP) obtidos com ensaios de cisalhamento direto (Fonseca *et al*, 2002)

Idade (anos)	c' (kPa)	ϕ'
9900	31,7	36,2°
13500	25,3	36,5°
20000	6,8	36,3°

De acordo com os resultados destes ensaios, Fonseca *et al* (2002) concluíram que a idade não influencia os valores dos índices físicos e que há uma similaridade quando se comparam estes valores. Na análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, verificou-se que os ângulos de atrito interno apresentam resultados parecidos. Considerando que os

fatores que influenciam este parâmetro são a compacidade, a forma, o tamanho da partícula, a granulometria, a rugosidade, a mineralogia, a quebra e o arranjo, estes resultados eram esperados pelos autores. Quanto ao intercepto coesivo, quanto mais antiga a deposição do solo coluvionar, menor é seu intercepto coesivo efetivo. Fonseca *et al* (2002) esperavam que o intercepto coesivo aumentasse com a idade devido ao fenômeno de laterização.

2.3 FLUXOS DE DETRITOS

Esta seção é dedicada a uma breve avaliação dos fenômenos de ruptura de taludes do tipo fluxo de detritos, que ocorreram ao longo da linha do gasoduto Bolívia-Brasil, em Timbé do Sul (SC). Está baseada no primeiro relatório (Strieder *et al*, 2002) do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01. Na área de estudo do projeto, descrita no Capítulo III, foram observados pelos pesquisadores do projeto quatro tipos de movimentos de massa de importância para o gasoduto: (a) rupturas translacionais rasas, (b) rupturas rotacionais e complexas de massas coluvionares, (c) fluxos de detritos (*debris flows*) e (d) quedas de blocos e rupturas de taludes rochosos. Deve-se notar que este tema não é o objetivo principal desta dissertação, mas alguns ensaios de laboratório foram realizados visando sua futura utilização em análises de estabilidade de taludes naturais e de corte ao longo do gasoduto, principalmente na avaliação da suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos (*debris flows*), já constatados na região em Dezembro de 1995.

2.3.1 Descrição

A ocorrência do fenômeno fluxos de detritos distribui-se por todas as partes do mundo, interferindo diretamente no desenvolvimento social e econômico de muitas áreas de ocorrência. O fenômeno ocorre de maneira natural em regiões serranas e, em cerca de 50 países, são observados muito frequentemente (Midriak, 1985; Takahashi, 1994 *apud* Gramani, 2001). Segundo Takahashi *et al* (1997), os fluxos de detritos caracterizam-se por uma dinâmica regida pela mecânica dos solos e pela mecânica dos fluídos. O principal cuidado a ser tomado ao definir o fenômeno de fluxo de detritos é excluí-lo do rol de escorregamentos ou movimentos em bloco (domínio geotécnico) e de transporte de sedimentos por arraste e/ou em suspensão (domínio hidráulico). Conforme Varnes (1978), os fluxos de detritos destacam-se por ser uma forma de movimento rápido, contendo porções de sólidos granulares, água e

ar, sendo que as propriedades do fluxo variam com o teor de água, o teor de argila e a sua distribuição granulométrica. De acordo com Anderson e Sitar (1995), as rupturas podem iniciar-se lentamente, mas os materiais mobilizam-se rapidamente, transformando-se em fluxo e percorrendo grandes distâncias a altas velocidades.

De acordo com Gramani (2001) vários autores apresentam definições de fluxos de detritos, as quais são repetitivas e sobrepõem-se entre si. Gramani (2001) e Znamensky (2001) definem fluxos de detritos da seguinte forma: os fluxos de detritos são movimentos de uma massa misturada (sólidos e fluido) entre si intimamente, com uma alta concentração de sólidos de todos os tamanhos e uma grande mobilidade de uma massa conjugada com comportamento característico de líquido, atuando sob a ação da gravidade e que fluem e escoam sobre os taludes ou em calhas de baixa declividade até atingir a imobilidade.

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

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

O resultado final observado algumas horas após a chuva é uma denudação importante das encostas e mudanças importantes dos leitos dos rios, que causam grandes erosões em certos locais e depositam grandes volumes de material em outros. Geralmente, as áreas mais

planas são cobertas por uma camada de material de granulometria variável de cascalho a areias (Gramani, 2001).

Os fluxos de detritos abrangem grande extensão e ocorrem justamente em áreas com características semelhantes à área de estudo desta dissertação. Existem diversas evidências geológicas que mostram que esse fenômeno é recorrente nesta região. Um caso muito relevante ocorreu em 23 de dezembro de 1995 nos vales dos rios Pinheirinho, Figueira e São Bento em Timbé do Sul (SC) como descrito por Gramani (2001). Os fluxos de detritos estão intimamente associados aos escorregamentos translacionais, mas não são os mesmos fenômenos. Os escorregamentos translacionais ocorrem de maneira mais ou menos rotineira nas encostas, pois são um processo comum e bastante importante de evolução das encostas.

2.3.2 Ocorrência de fluxo de detritos

A Serra Geral, região onde se encontra a área de investigação direta desta dissertação, se enquadra em um cenário geológico-geomorfológico susceptível aos fenômenos de fluxos de detritos. Suas escarpas ígneas com diferenças topográficas da ordem de 1000 m, vales fechados e anfiteatros de pequenas dimensões formando pequenas sub-bacias, aliados a incidência de fortes chuvas, favorecem a formação e o desenvolvimento de fluxos de detritos por seus canais de drenagem. Grandes depósitos de solos coluvionares expostos nas porções de baixada indicam a recorrência do fenômeno na evolução da paisagem local. O traçado do gasoduto nessa região evitou passar por zonas que apresentam forte instabilidade de taludes, mais sujeitas à ação direta desses eventos (a geometria do traçado é paralela aos deslocamentos possíveis).

Esses movimentos ocorrem na Serra Geral em encostas naturais que têm declividades acentuadas (acima de 25°-30° tipicamente) e com ocorrências de solos de pequena espessura. A geometria clássica desse tipo de movimento apresenta de 1 a 3 m de espessura, larguras de 5 a 20 m e comprimentos ao longo da encosta de 40 a 200 m. Existem casos - em outras regiões da Formação Serra Geral - em que a extensão lateral pode crescer até 200 m de largura em encostas convexas [rupturas na região de São Vendelino (RS), ocorridas em dezembro de 2000, descritas por Pinheiro (2000) e Azambuja *et al* (2001)].

Muitas vezes, esses escorregamentos começam em cotas bastante elevadas (que normalmente apresentam as maiores declividades) e causam a ruptura nas cotas inferiores

num processo progressivo. Embora existam poucos testemunhos visuais devido às dificuldades de observação, há indicações que a ruptura pode também retroceder a montante. A grande importância desses movimentos deve-se à dificuldade de previsão de sua ocorrência (o movimento ocorre praticamente sem sinais prévios), rapidez de desenvolvimento (velocidades de deslocamento na faixa de m/min a m/s) e alta energia cinética (Bressani, 2003).

Conforme Bressani (2003), tais movimentos têm grande poder de destruição associado. O mecanismo de ruptura desses movimentos está intimamente associado ao comportamento mecânico dos solos saprolíticos que compõem as encostas e ao fluxo de água subsuperficial que se estabelece nas mesmas. Os solos saprolíticos apresentam um comportamento mecânico com queda de resistência ao cisalhamento pós-pico acentuada. Esse comportamento faz com que, uma vez iniciada a ruptura nas encostas de grande declividade, o processo só estabilize com mudança significativa de geometria (mudança de declividade da encosta). Isso, muitas vezes, só é obtido nas partes mais baixas das encostas, o que faz com que deslocamentos de dezenas a centenas de metros sejam observados.

Nesse sentido, observam-se diversas cicatrizes na região investigada (km 998 e km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil), devidas a escorregamentos com esse formato, os quais ocorrem de forma mais ou menos aleatória e com frequência variável. Quando as chuvas ultrapassam níveis associados a tempos de recorrência de 20 anos ou mais, o número de rupturas observado aumenta dramaticamente. Segundo Bressani (2003) isto ocorre porque o meio ambiente evoluiu sob condições médias de precipitação, onde rupturas isoladas são rotineiras e parte do processo de evolução; porém, um evento pluviométrico de maior intensidade causa um número muito maior de rupturas simultâneas.

A literatura aponta valores de 50 a 70 mm/h como limites para a deflagração de rupturas catastróficas. Valor semelhante foi observado no episódio ocorrido em São Vendelino (RS), em encostas formadas por colúvios sobre rocha basáltica e arenítica, em dezembro de 2000. Naquele local, foi registrada uma precipitação de cerca de 150 mm em 2 horas (Azambuja *et al*, 2001).

É importante a apresentação nesta seção do acidente ocorrido no ano de 1995, na região sul do estado de Santa Catarina, para ampliar o conhecimento regional sobre o processo de fluxos de detritos. A área afetada compreendeu as bacias do Rio Figueira e

Fortuna, em Timbé do Sul (SC), do Rio Pinheirinho, em Jacinto Machado (SC), e do Alto São Bento, em Siderópolis (SC) (cerca de 50 km ao norte). As grandes movimentações de massa se restringiram estritamente às três bacias e não apresentaram transição para as áreas vizinhas, que não foram afetadas por escorregamentos. Isto mostra o caráter localizado de chuvas causadoras de fluxos de detritos. As formas de relevo de maiores altitudes compreendem as serras costeiras e as encostas da Formação Serra Geral, constituindo as principais barreiras em deslocamentos. As altitudes estão entre 1000 e 1400 m, não ultrapassando 1300 m na área da catástrofe (Gramani, 2001).

Em Dezembro de 1995, chuvas com alto índice pluviométrico atingiram as localizações, provocando enchentes violentas, muitos escorregamentos e enxurradas catastróficas. Centenas de pessoas ficaram desabrigadas e pelo menos 29 pessoas morreram. Houve grande perda de solo agricultável, prejudicando a principal atividade econômica de muitas famílias.

Os materiais dos canais foram mobilizados com o início dos escorregamentos, com partículas em tamanhos variados, alterando a morfologia das drenagens. Onde os vales apresentavam-se localmente estreitos, blocos foram arrancados e carregados por mais de 100 m de distância. Nestes vales afunilados, provavelmente ocorreu a formação de barramentos naturais de detritos, que interromperam o fluxo temporariamente, com posterior colapso. Os grandes troncos de árvore, provenientes da encosta da serra, formaram depósitos laterais de grande expressão. Estes depósitos se acumularam em muitos pontos dos canais. Um ponto importante a ressaltar é que as águas aproveitaram antigos leitos secundários das encostas, ampliando, assim, sua área de destruição e remobilização de material.

Os relatos feitos por moradores da região auxiliaram na interpretação do fenômeno. A população conta que a enxurrada se deu na forma de três ondas, com intervalos de aproximadamente 30 minutos entre ondas. Estas ondas foram formadas, provavelmente, por barramentos pelos sedimentos em pontos de estrangulamento dos rios, acumulando grande quantidade de água e posterior ruptura violenta. Alguns moradores relatam que “*o rio ficou em silêncio*”, evidenciando a formação destes bloqueios temporários, um desses ocorridos no local. As velocidades estimadas, segundo testemunhas e cálculos preliminares, alcançaram em média 6 a 8 km/h (aproximadamente 1,7 a 2,2 m/s), conforme Gramani (2001).

2.3.3 Discussões sobre condições de ruptura

Para esta dissertação foram realizados alguns ensaios triaxiais especiais, visando (a) simular as baixas tensões efetivas atuantes em um talude coluvionar de Timbé do Sul (SC) e (b) observar sua influência na resistência ao cisalhamento. Para isto, foi seguida a técnica que consiste na aplicação de incrementos de poropressão em corpos de prova indeformados, partindo de condições não saturadas. A técnica tem o objetivo de simular a baixa resistência ao cisalhamento destes taludes durante a ocorrência de precipitações intensas. Para a realização dos ensaios triaxiais especiais foram calculadas as tensões cisalhantes e as tensões normais nas condições de campo de um talude infinito similar ao colúvio de Timbé do Sul (km 1000), para determinadas profundidades abaixo da superfície do terreno e abaixo do nível d'água. Segundo Skempton e Hutchinson (1969), o método do talude infinito é utilizado para análise de escorregamentos planares aproximadamente paralelos à superfície nos quais sua extensão e sua largura podem ser consideradas infinitas. A hipótese básica é que o nível do terreno e o nível d'água são considerados constantes ao longo de toda a superfície de escorregamento, sendo a direção de fluxo d'água paralelo à superfície.

Conforme Lacerda (1989), em certas ocasiões as rupturas de taludes podem ocorrer com valores de poropressão inferiores ao valor necessário para que a trajetória de tensões atinja a envoltória de ruptura. Segundo o autor, isto pode ocorrer de acordo com as variações cíclicas de poropressão que levam o solo a uma espécie de fadiga. O aumento da poropressão move o estado de tensões efetivas do solo para as proximidades da ruptura. Segundo Lacerda *et al* (1997), durante esta fase ocorre acúmulo de deformações que provocam a queda das ligações entre as partículas, responsáveis pela coesão do solo. Lacerda (1989) sugere que o limite inferior a partir do qual o estado de tensões efetivas leva a deformações por *creep* e, portanto, ao acúmulo de deformações, é a envoltória de resistência residual. Segundo o autor, a ciclagem das poropressões entre U_0 e $U_{máx}$ deve levar o elemento à ruptura por acúmulo de deformação. Dessa forma, a envoltória residual deve condicionar a estabilidade do talude a longo prazo. Lacerda (1989) sugere que as condições de campo vigentes em regiões tropicais são bastante propícias a esse mecanismo. Para verificação experimental deste mecanismo, Lacerda (1989) propôs a realização de uma série de ensaios drenados com variação cíclica de poropressão. Os resultados desses ensaios mostraram que, quando a ciclagem se processa na parte interna da superfície de escoamento plástico definida a partir de ensaios triaxiais convencionais, ocorre a quebra das ligações entre as partículas, que resulta na ruptura durante a ciclagem.

Segundo Anderson e Sitar (1995), as rupturas para iniciação de fluxos de detritos começam lentamente. Conforme os autores, fluxos de detritos ocorrem em taludes que são geologicamente jovens e íngremes. Sitar (1994) identificou que a poropressão aumenta respectivamente durante a ocorrência de chuvas torrenciais, ocorrendo as rupturas quando estas atingem níveis críticos. Este comportamento depende da hidrologia, geometria e condições do solo onde pode ocorrer a instabilidade. Johnson e Sitar (1990), através de dados obtidos com instrumentação de campo, mostram que os picos de poropressão ocorrem em diferentes tempos e em diferentes posições dos taludes, sugerindo que os pulsos de poropressão seguem encosta abaixo durante as precipitações. As precipitações induzem aumentos quase instantâneos de poropressão nas áreas onde iniciam os fluxos de detritos.

Conforme Anderson e Sitar (1995), os fluxos de detritos envolvem a iniciação na condição drenada e a mobilização na condição não drenada. Os autores simularam a iniciação de fluxos de detritos em solos coluvionares do parque Briones no estado da Califórnia, Estados Unidos, ocasionada pelo aumento da poropressão durante as chuvas intensas. Estas simulações foram feitas em laboratório através de ensaios triaxiais CID (adensado isotropicamente e drenado) e triaxiais CAU (adensado anisotropicamente e não drenado). Os ensaios triaxiais (CID) simularam as trajetórias de tensões em campo e os ensaios triaxiais (CAU) simularam a ruptura em campo. Os ensaios foram realizados em equipamentos instrumentados. Nos corpos de prova foi utilizado papel filtro vertical. As tensões efetivas de confinamento utilizadas nos ensaios (CAU) foram entre 8 kPa e 20 kPa, com saturação por contrapressão dos corpos de prova até valores de parâmetro B de 98%. Estes ensaios foram realizados até deformações axiais de aproximadamente 12%. Os solos coluvionares ensaiados apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento $\phi'_{\text{pico}}=30,8^\circ$ e $c'=1,7$ kPa. As tensões efetivas de confinamento utilizadas nos ensaios (CID) foram entre 7 kPa e 20 kPa, também com saturação por contrapressão dos corpos de prova até valores de parâmetro B de 98% e 99%. Para estes ensaios os solos coluvionares apresentaram parâmetros de resistência ao cisalhamento $\phi'_{\text{pico}}=35,3^\circ$ e $c'=1,0$ kPa. Devido à aplicação de baixas tensões efetivas de confinamento foi realizada a correção dos efeitos da membrana e do papel filtro na resistência ao cisalhamento de acordo com Bishop e Henkel (1962). Foi utilizada a correção de área cilíndrica do corpo de prova de acordo com Germaine e Ladd (1988). Anderson e Sitar (1995) concluíram que os solos suscetíveis a fluxos de detritos mobilizam-se em deformações não drenadas com a tendência de apresentar variação volumétrica de contração.

CAPÍTULO III – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA

Este Capítulo descreve as principais características da área investigada na região de abrangência do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01, mais especificamente nos taludes junto à linha do gasoduto Bolívia-Brasil, em Timbé do Sul (SC). Esta descrição foi embasada a partir de pesquisa bibliográfica, levantamentos em campo e no segundo relatório do projeto (Strieder *et al*, 2003).

3.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA INVESTIGADA

A área de investigação direta desta dissertação, na região dos Aparados da Serra, foi definida pelos pesquisadores do projeto a partir de análise de imagens de satélite antes dos primeiros trabalhos de campo desta dissertação. Esta área está situada na divisa dos estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, onde o Gasoduto Bolívia-Brasil sobe a Serra Geral passando pelos municípios de Timbé do Sul (SC) e de São José dos Ausentes (RS). A Figura 3.1 apresenta a localização do município de Timbé do Sul (SC) que abrange a área investigada e a trajetória do gasoduto Bolívia-Brasil.



Figura 3.1 – Mapas com a localização do município de Timbé do Sul (SC) e a trajetória do gasoduto Bolívia – Brasil em destaque

O acesso à área pode ser feito tanto a partir da Rodovia BR-101, em Sombrio (SC), quanto a partir da Rodovia RS-285, no Posto Fiscal do Estado do Rio Grande do Sul, em São José dos Ausentes (RS). A imagem de satélite (Foto 3.1) apresenta a trajetória do gasoduto em destaque (linha amarela), a indicação dos municípios que envolvem a área investigada e a indicação dos locais onde foram amostrados os solos para ensaios geotécnicos de laboratório, em Timbé do Sul (SC).

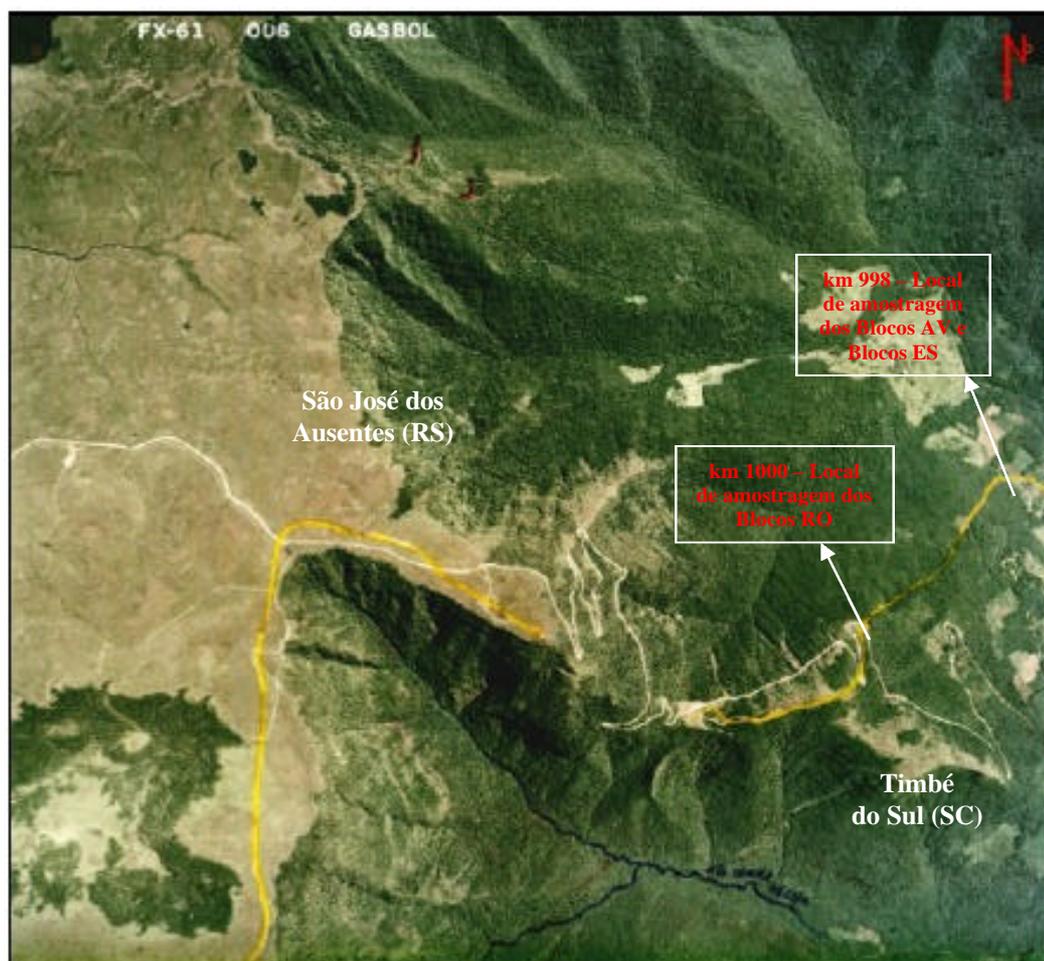


Foto 3.1 – Trajetória do gasoduto (linha amarela), municípios que envolvem a área de investigação do projeto e indicação de onde foram amostrados os solos para ensaios de laboratório (área investigada)

A área investigada para ensaios geotécnicos de laboratório, abrangendo os taludes do km 998 e do km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil, foi definida através das análises, pelos pesquisadores do projeto, de possíveis problemas de instabilidades de taludes. O km 1000 situa-se a uma altitude aproximada de 650 m e o km 998 situa-se a uma altitude aproximada de 100 m. Estes taludes foram escolhidos para os estudos geotécnicos (a) pelo fato de não apresentarem empecilhos para realização

de amostragem de solo e de futuros ensaios geotécnicos de campo, (b) devido ao fácil acesso junto a estradas da região e (c) pelo fato de estarem próximos às instalações do gasoduto Bolívia-Brasil.

Em análises realizadas pelos pesquisadores do projeto foi identificada a suscetibilidade do talude do km 998 a uma instabilidade do tipo ruptura profunda. Esta pode ser classificada segundo Skempton e Hutchinson (1969) e Varnes (1978) como deslizamento rotacional de solo. No talude do km 1000 foi identificada a sua suscetibilidade a uma instabilidade do tipo ruptura rasa. Esta pode ser classificada segundo Skempton e Hutchinson (1969) e segundo Varnes (1978) como um deslizamento translacional com o conseqüente desenvolvimento de fluxo de detritos.

As propriedades geotécnicas dos solos coluvionares dos taludes citados acima, determinadas nesta dissertação, deverão ser utilizadas em análises de estabilidade de taludes naturais e de corte ao longo do gasoduto e, também, na avaliação da sua suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos, já constatados na região em Dezembro de 1995. As propriedades geotécnicas do solo em contato com o gasoduto serão apresentadas no Capítulo V.

3.2 ÍNDICES PLUVIOMÉTRICOS PRÓXIMOS À ÁREA INVESTIGADA

A região que constitui a área de investigação direta desta dissertação é constituída pela Formação Serra Geral, a qual é composta por derrames basálticos, com espessura de até 1200 m. O relevo acidentado dessa região é fortemente suscetível a fenômenos de instabilidade de taludes. Além disto, muitos solos coluvionares presentes apresentam movimentos lentos e sazonais. Este fenômeno normalmente ocorre após períodos de chuvas intensas e tende a acelerar, quando a infiltração de água no interior desses taludes causa aumentos significativos de poro pressão ou redução de sucção.

Os processos geológico-geotécnicos naturais que se desenvolvem em encostas com relevo acidentado são parcialmente controlados pela precipitação pluviométrica. Exemplo claro desse fenômeno foi registrado em dezembro de 1995 em Timbé do Sul (SC), como já descrito no Capítulo II. Neste mês, as fortes chuvas que atingiram a região provocaram enchentes violentas, muitos escorregamentos e enxurradas catastróficas. Apesar da violência, as chuvas não foram únicas na história da região (Pellerin *et al*, 1996/1997 *apud* Gramani, 2001), pois no ano de 1974 a bacia do Rio Tubarão foi atingida por índices pluviométricos de grandezas similares aos estimados em

Timbé do Sul (SC) e Jacinto Machado (SC). No Quadro 3.1 estão apresentados os dados pluviométricos da região onde ocorreram as fortes chuvas.

Quadro 3.1 – Histórico pluviométrico do final do mês de Dezembro nas áreas de Jacinto Machado (SC) e Timbé do Sul (SC), (Gramani, 2001)

PERÍODO	REGIÃO	CHUVAS (mm)	LOCAL DE MEDIDA
22 de dezembro de 1995	Rio Grande do Sul	Chuvas atípicas	
23 de dezembro de 1995	Florianópolis (SC)	290,8 em 6 horas	DPV-FL ¹
	Florianópolis (SC)	411,9 em 24 horas	EPAGRI ²
	Jacinto Machado (SC)	130	
	Timbé do Sul (SC)	49	
24 de dezembro de 1995	Florianópolis (SC)	192,5 em 24 horas	DPV-FL ¹
	Florianópolis (SC)	104,1 em 24 horas	EPAGRI ²
	Jacinto Machado (SC)	76 em 24 horas	
	Timbé do Sul (SC)	176,5 em 24 horas	

¹DPV-FL – Departamento de Proteção ao Vôo de Florianópolis, Aeroporto Hercílio Luz.

²EPAGRI – Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina S.A.

Observando os valores apresentados na Tabela 3.1, conclui-se que as medidas feitas nos municípios de Timbé do Sul (SC) e Jacinto Machado (SC) foram pequenas, não atingindo valores que poderiam explicar a ocorrência dos escorregamentos generalizados, seguidos de fluxo de detritos e violentas enchentes. Provavelmente a concentração de fortes pancadas de chuvas, em áreas restritas nas encostas da Formação Serra Geral, que não foram registradas nos pluviômetros instalados nas cidades, tenha provocado este grande evento. Segundo Pellerin *et al* (1997) *apud* Gramani (2001), a formação de uma *cumulonimbus* (nuvem que provoca chuva forte, granizo ou trovoadas) foi responsável pela catástrofe ocorrida nas bacias da região (bacias dos rios Pinheirinho e Figueira). Estudos sobre a atuação de *cumulonimbus* estimam que uma nuvem dessa formação pode chegar a precipitar um total de 500 mm/hora, com o ciclo se completando entre 1 e 2 horas.

3.3 GEOLOGIA REGIONAL

A área de estudo desta dissertação corresponde à Bacia Sedimentar do Paraná. Segundo Melfi *et al* (1988) esta bacia apresenta o formato de um “J”, com eixo principal de direção NE-SW, que está relacionado à reativação de estruturas tectônicas mais antigas do embasamento cristalino (Figura 3.2). Se considerada como unidade tectônica individual, constitui a maior bacia intracratônica conhecida. Localiza-se na porção centro-oriental da

América do Sul abrangendo uma superfície total de 1 600 000 km², dos quais pouco mais de 60% situa-se em território brasileiro. Ocupa 400 000 km² do território argentino, 10.000 km² do território uruguaio e outros tantos do paraguaio. No Brasil a maior parte dos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná e São Paulo, além de boa parte do Mato Grosso, Goiás e Minas Gerais, encontram-se em áreas de domínio desta Bacia.



Figura 3.2 – Localização da bacia sedimentar do Paraná (adaptado de Melfi *et al*, 1988)

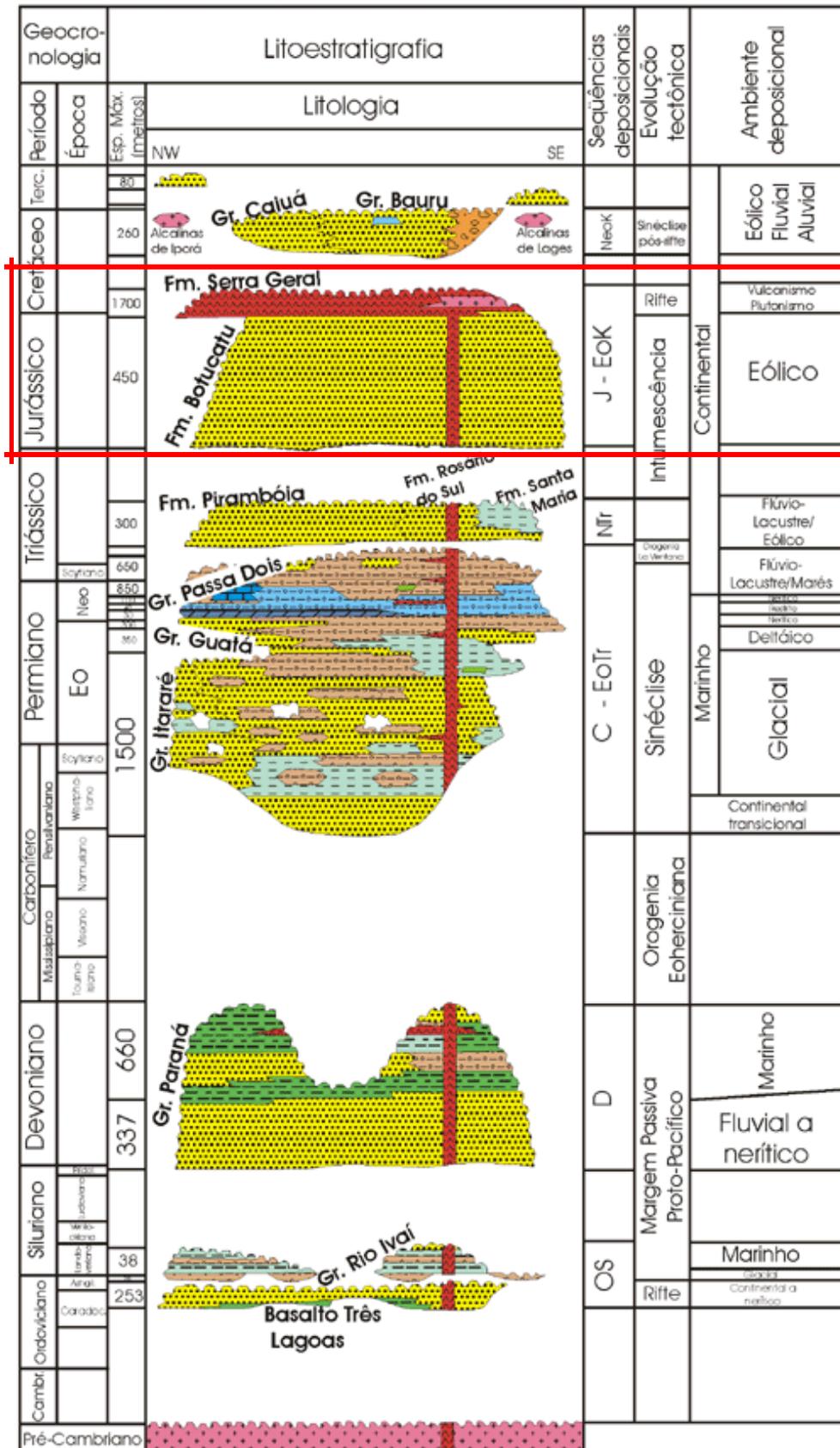
Conforme Bartorelli e Haralyi (1998), a Bacia do Paraná foi desenvolvida desde o início do Paleozóico (aproximadamente 600 Ma) (Ma – *Mega annum*), quando era parte integrante do megacontinente Gondwana. A base da bacia possui predominância de sedimentação clástica de origem continental. No início da era mesozóica, ocorreu uma intensa movimentação tectônica que compartimentou parte do Gondwana nos atuais continentes Americano e Africano. Junto com essa movimentação, ocorreu o maior evento vulcânico conhecido. Neste contexto a sedimentação transicionou de ambiente úmido com grandes depósitos fluviais e lacustres para ambiente desértico, predominando arenitos da Formação Botucatu, e gradativamente se encaminhando para um evento vulcânico inicialmente básico em sua porção basal e ácido nas seqüências de derrames de topo.

De acordo com Bartorelli e Haralyi (1998), a degradação intempérica das rochas da Bacia do Paraná, principalmente os derrames ácidos e básicos e os arenitos Botucatu na área sob investigação, deram origem aos sedimentos inconsolidados e predominantemente mal selecionados, pertencentes aos sistemas deposicionais costeiros. A deposição desses sedimentos está relacionada com as oscilações do nível do mar e com os sucessivos recuos da escarpa da Serra Geral, na região dos Aparados da Serra, fenômenos que exerceram influência predominante para a atual configuração desde o final do Período Terciário e todo o Período Quaternário.

Os principais tipos litológicos da área investigada constituem rochas efusivas básicas, intermediárias e ácidas. Os vales são profundos e em forma de “V”, exibindo forte controle estrutural. O desnível entre a Serra e a Planície, numa distância de 2 a 3 km, é da ordem de 800 a 900 m. As encostas exibem altas declividades, chegando a superar 45°, onde o manto de solo torna-se menos espesso. Nesta porção do relevo, ocorreram escorregamentos generalizados, avalanches de blocos e destruição das superfícies, atingindo também a área de floresta, fornecendo o material para a enxurrada. Pellerin *et al* (1997) *apud* Gramini (2001) consideram essa porção de “zona de destruição generalizada, iniciada desde o topo da serra e provocando a denudação da rocha”.

A geologia da região divide-se em duas grandes unidades principais, já amplamente discutidas na bibliografia. As unidades geológicas mais antigas da área são as Formações Irati, Estrada Nova, Rio do Rasto, pertencentes ao Grupo Passa Dois, e as Formações Botucatu e Serra Geral, pertencentes ao Grupo São Bento, porção superior da seção litoestratigráfica da Bacia do Paraná. Uma das colunas estratigráficas mais atualizadas e utilizadas da Bacia do Paraná foi elaborada por Milani (1997) e adaptada por Bizzi *et al* (2001), sendo mostrada na Figura 3.3. Em relação aos taludes próximos ao km 998 e km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil, as formações mais importantes são a Botucatu e a Serra Geral do Grupo São Bento. Sendo assim, na Figura 3.3 encontra-se a identificação da estratigrafia da área estudada (quadro vermelho).

Coluna Estratigráfica da Bacia Sedimentar do Paraná



Modificado de Boletim de Geociências da Petrobras, no. 1, vol.8, 1994.

Figura 3.3 – Coluna Estratigráfica da Bacia Sedimentar do Paraná, com a identificação da área estudada (quadro vermelho), (Bizzi *et al*, 2001)

3.3.1 Formação Botucatu (Grupo São Bento)

O termo Botucatu foi redefinido por Schneider *et al* (1974) para denominar os Arenitos da Serra de Botucatu, situada no município homônimo do estado de São Paulo, sendo que a terminologia adotada por este autor incluía os sedimentos da Formação Pirambóia. A denominação original para este grupo foi como (Série São Bento) de acordo com White (1908), que agrupava o “Grês de Botucatu” e as “Eruptivas Serra Geral”, juntamente com as “Camadas Vermelhas do Rio do Rasto” na série. A concepção estratigráfica mais atual (Schneider *et al*, 1974) agrupa somente as Formações Botucatu e Serra Geral no Grupo São Bento.

A Formação Botucatu constitui uma faixa de afloramento contínua no estado Rio Grande do Sul desde a fronteira com o Uruguai, na região de Sant’Ana do Livramento, até a Lagoa dos Quadros a leste do estado. Exposições isoladas ocorrem também na área central do estado (Candelária, Santa Cruz do Sul) e na costa leste em Torres.

Esta formação é constituída de pacotes de arenitos finos a médios de coloração rósea a avermelhada, friáveis, de grãos sub-angulares e arredondados de superfície fosca. Nas porções inferiores desta formação ocorrem arenitos argilosos e de má seleção. A impregnação por óxidos de ferro é responsável pela cor, predominantemente avermelhada ou amarelada, e por parte da cimentação. Tais pacotes mostram estratificação cruzada de origem eólica predominante, ocorrendo estratificação cruzada acanalada nas porções basais e cruzadas tangenciais ao longo de todo o pacote. Esta formação pode estar intercalada na Formação Serra Geral, quando é denominada de arenitos *intertraps*; podendo atingir espessuras da ordem de 10 metros.

O contato desta formação com a Formação Serra Geral, imediatamente superior, se dá por discordância erosiva, pondo em contato o espesso pacote de rochas sedimentares da Bacia do Paraná com os pacotes de rochas vulcânicas da Serra Geral. O ambiente sedimentar de deposição destes estratos se dá, em sua porção basal, em meio fluvial transicionando rapidamente para ambiente desértico com ocorrência generalizada de arenitos de origem eólica, sugerindo a disponibilidade cada vez menor de água na bacia e desertificação completa do continente Gondwana.

3.3.2 Formação Serra Geral (Grupo São Bento)

A denominação da formação foi introduzida por White (1908) para denominar os pacotes de rochas vulcânicas ocorrentes na porção superior da estrada que liga os municípios de Lauro Müller a São Joaquim, em Santa Catarina. A Formação Serra Geral recobre uma área significativa do estado do Rio Grande do Sul, constituindo-se numa sucessão de derrames vulcânicos, apresentando na sua porção inferior composição predominantemente básica, e uma seqüência superior constituída por rochas vulcânicas ácidas. Diques, sills, corpos irregulares de diabásio e arenitos *intertraps* têm ocorrência generalizada nesta área (IBGE, 1986).

Na área investigada, essa formação define o principal acidente geográfico observado, a escarpa da Serra Geral (denominada Aparados da Serra nessa região), onde o relevo eleva-se abruptamente a altitudes maiores do que 1000 metros. Essa unidade geralmente aflora em escarpas, cortes de estrada e leitos de arroios e sangas e ocupa cotas que podem oscilar desde os 300 até mais de 1000 metros. Destaca-se a ocorrência de lineamentos de dimensões variadas, que podem, em sua grande maioria, representar falhas de extensão regional ou sistemas de fraturas associados à deformação rúptil imposta nessas estruturas geológicas. Essas feições podem ser encontradas encobertas por depósitos de encosta e como parte da calha das principais drenagens verificadas na região.

3.4 LOCAIS DE AMOSTRAGEM

Na base das encostas, depositam-se os materiais removidos das cotas superiores, seja por movimentos, por erosão hídrica, ou por rupturas rápidas. Esse padrão clássico das encostas da região de investigação direta do projeto FINEP CTPETRO 0682/01 só é modificado quando existe um agente erosivo importante no sopé (tal como um rio ou mesmo o mar). Esses materiais, os colúvios, apresentam constituição mineralógica e granulométrica que dependerá dos materiais de origem, da forma de transporte e do grau de alteração.

Assim como todos os materiais naturais, esses depósitos também costumam ocorrer numa geomorfologia que é o resultado do equilíbrio entre a resistência dos materiais constituintes e as propressões desenvolvidas nas encostas. A resistência dos materiais constituintes dependerá de sua origem (na área do projeto podem ser dacitos, basaltos ou

arenitos), de sua granulometria e do grau de alteração. As poropressões dependerão das condições de drenagem, das condições de afluxo de água (superficial ou subterrânea) e das diferenças de permeabilidades internas.

A área de investigação direta desta dissertação compreende principalmente a dois tipos de colúvios: (a) colúvios identificados como provenientes da decomposição de rochas vulcânicas (basalto) e (b) colúvios identificados como oriundos da degradação de arenito *intertrap*. Esses materiais estão depositados nos sopé das encostas. Apresentam constituição variável, topografia com ondulações superficiais bem características e foram objetos de amostragens superficiais para ensaios de laboratório. As Fotos 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam os perfis de solo onde foram amostrados blocos indeformados.

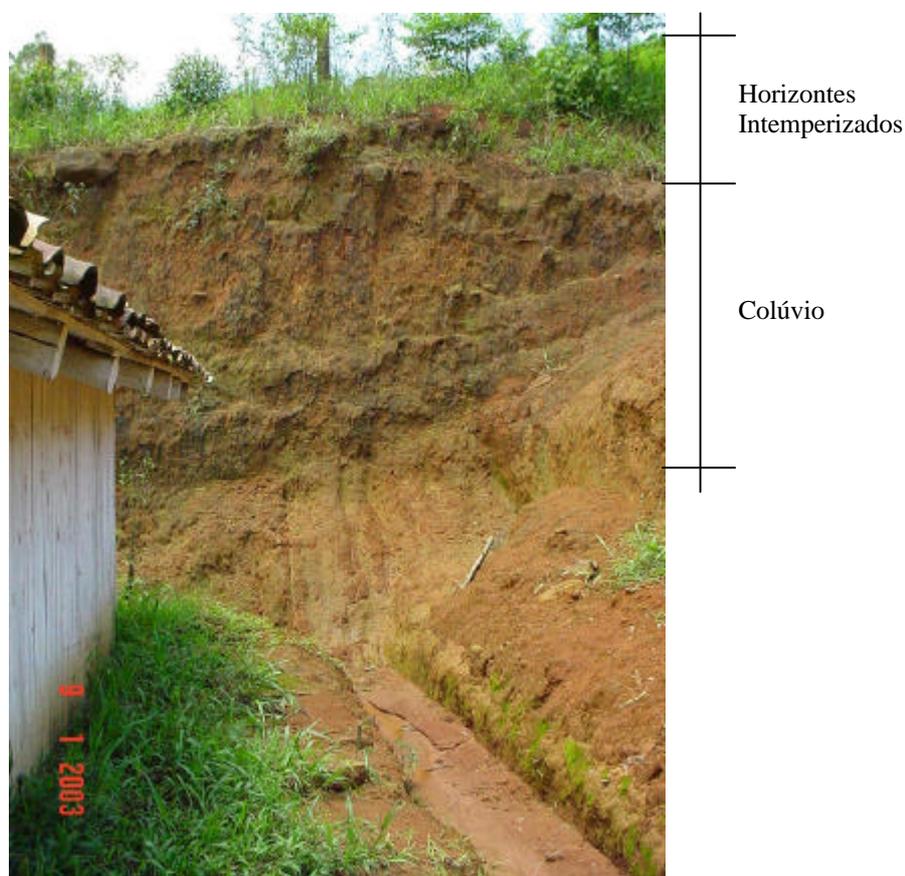


Foto 3.2 – Perfil de solo coluvionar (km 998)



Foto 3.3 – Perfil de solo coluvionar (km 1000)



Foto 3.4 – Perfil de solo coluvionar (km 998)

As Fotos 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam os perfis de solo que foram amostrados para ensaios geotécnicos de laboratório. Na Foto 3.2 pode-se visualizar o perfil de colúvio identificado como oriundo da degradação de arenito *intertrap*. Este colúvio está localizado no km 998, porém um pouco mais distante do eixo do gasoduto (cerca de 1 km do eixo do gasoduto).

Na Foto 3.3 pode-se visualizar o perfil de colúvio identificado como proveniente da decomposição de rochas vulcânicas (basalto e riódacito), assente sobre solo residual de basalto. Este colúvio está localizado na estrada entre São José dos Ausentes (RS) e Timbé do Sul

(SC), próximo ao km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil, onde foram amostrados os blocos RO1, RO2, RO1b e RO2b.

Na Foto 3.4 pode-se visualizar o perfil de colúvio localizado na denominada Estrada do Lixão próximo à linha do gasoduto no km 998, onde foram amostrados os blocos ES1 e ES2 em Timbé do Sul (SC). Este colúvio foi identificado como proveniente também da decomposição de rochas vulcânicas (basalto).

A descrição do processo de amostragem dos solos apresentados nos perfis (Fotos 3.2, 3.3 e 3.4) e a caracterização destes solos estão apresentados nos Capítulos IV e V, respectivamente.

CAPÍTULO IV – AMOSTRAGEM E METODOLOGIA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Este capítulo descreve as atividades de amostragem e a metodologia de execução dos ensaios geotécnicos de laboratório realizados para esta dissertação. Os resultados destes ensaios serão apresentados no Capítulo V. Para cada tipo de ensaio de laboratório são descritos detalhadamente os equipamentos e procedimentos de execução adotados. Os ensaios foram realizados a partir de amostras moldadas de blocos indeformados ou amostras deformadas recolhidas em campo. Os ensaios realizados foram os ensaios de expansão, ensaios de caracterização, ensaios de cisalhamento direto, ensaios *ring shear* e ensaios triaxiais (CIU) e especiais.

Foram realizados para esta dissertação 8 ensaios de expansão, 4 ensaios de massa específica real dos grãos, 8 ensaios de granulometria, 4 ensaios de limite de liquidez, 4 ensaios de limite de plasticidade, 18 ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas, 15 ensaios de cisalhamento direto com amostras remoldadas, 12 ensaios *ring shear*, 19 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não drenados (CIU), 2 ensaios triaxiais com amostra remoldada e 2 ensaios triaxiais especiais.

Os ensaios foram executados em amostras de solos argilosos provenientes de três taludes coluvionares situados nas proximidades dos km 998 e km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil, em Timbé do Sul (SC). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LMS/UFRGS).

4.1 AMOSTRAGEM

Foram realizadas coletas de amostras de solo coluvionar para estudo das características geomecânicas dos materiais. Foram amostrados 8 blocos indeformados, com dimensões aproximadas de 25 x 25 x 25 cm, conforme a Norma ABNT NBR 9604 (“Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas”). O primeiro ponto amostrado (Fotos 4.1 e 4.2) corresponde a um corte no

colúvio existente no sopé da encosta vulcânica, distante cerca de 1 km do eixo do gasoduto, situado próximo do entroncamento da denominada Estrada do Lixão com a Estrada da Rocinha. Deste ponto, foram extraídos os blocos AV1 e AV2, distantes entre si de aproximadamente 50 cm.



Foto 4.1 – Local onde foram amostrados os Blocos AV1 e AV2, no km 998



Foto 4.2 – Local onde foram amostrados os Blocos AV1 e AV2, no km 998 (atrás de um aviário)

Os blocos ES1 e ES2 foram amostrados de um corte no colúvio da Estrada do Lixão (km 998 do gasoduto Bolívia-Brasil, mostrado na Foto 4.3), situado a cerca de 20 m do eixo do gasoduto, distando entre si de aproximadamente 50 cm.



Foto 4.3 – Preparação da bancada para moldagem dos blocos ES1 e ES2, no km 998

O terceiro ponto amostrado corresponde a um corte no colúvio situado no cruzamento entre o eixo do gasoduto e a Estrada da Rocinha (km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil) de onde foram extraídos o bloco RO1 e o bloco RO2 distantes entre si de aproximadamente 7 m (Fotos 4.4 a 4.7). Em uma segunda amostragem no local, foram extraídos o bloco RO1b e o bloco RO2b nas mesmas condições dos blocos RO1 e RO2.

Estes blocos foram extraídos a partir de uma escavação realizada com equipamentos manuais de corte no talude de solo coluvionar. Em cada profundidade estipulada realizou-se uma bancada e, com o auxílio de uma pá de corte e espátulas, foi moldado um bloco de solo cúbico. Foram recolhidas também amostras deformadas do mesmo local onde se encontravam os blocos; estas amostras serviram para realização dos ensaios de caracterização. As amostras consistem essencialmente de argilas siltosas, de cor avermelhada conforme descrito no Capítulo III. As Fotos 4.4 a 4.7 apresentam a seqüência de moldagem de blocos indeformados extraídos do km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil.

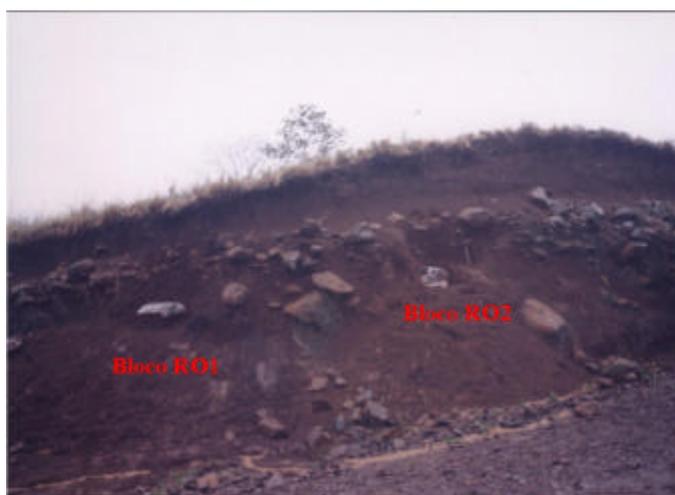


Foto 4.4 – Detalhe dos blocos RO1 e RO2 amostrados no km 1000, prontos para serem parafinados



Foto 4.5 – Bloco RO1, moldado em solo coluvionar, amostrado do km 1000



Foto 4.6 – Bloco RO1 km 1000 parcialmente parafinado no talude do km 1000



Foto 4.7 – Detalhe do bloco R01, com a base regularizada e parafinada, pronto para o transporte

Depois de removidos do talude, os blocos foram parafinados e armazenados em caixas de madeira para transporte. O espaço entre a caixa e o bloco foi preenchido com serragem de madeira para minimizar os efeitos de trepidação ou a possibilidade de danos durante o transporte. As amostras deformadas foram armazenadas em sacos plásticos fechados hermeticamente para manter suas condições de umidade de campo. No LMS/UFRGS, as caixas contendo os blocos foram armazenadas em ambiente úmido. Somente eram removidos deste ambiente para a realização da moldagem dos corpos de prova, sendo os blocos imediatamente reparafinados.

4.2 ENSAIOS DE EXPANSÃO

4.2.1 Planejamento dos ensaios

Para os blocos RO1 e RO2, amostrados no km 1000, e para o bloco AV1 e o bloco ES1, amostrados no km 998, foram realizados os seguintes ensaios a partir da umidade natural: dois ensaios de expansão livre com tensão vertical de 1,3 kPa (equivalente ao peso de cada cabeçote) e dois ensaios de expansão com tensão vertical constante de 30 kPa. Estes

ensaios tinham o objetivo de determinar se o solo, a partir da umidade de campo, apresentaria expansão quando inundado e submetido a determinadas tensões verticais. Pode-se identificar a partir da norma ASTM D4829 – 95 (“*Standard Test Method for Expansion Index of Soils*”) e ASTM D2435 – 96 (“*Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils*”) os índices de expansão dos solos.

As tensões verticais constantes utilizadas nestes ensaios (30 kPa) foram escolhidas com base na tensão efetiva de confinamento que seria utilizada na fase de saturação por contra pressão dos corpos de prova dos ensaios triaxiais (CIU). Esta escolha foi importante para a realização dos ensaios triaxiais, visando definir a partir de qual tensão efetiva os corpos de prova para os ensaios triaxiais poderiam ser saturados sem que apresentassem expansão.

Estes ensaios foram realizados em prensas de adensamento *Wykeham Farrance Int.* e foram inundados após uma hora da aplicação da tensão vertical. A duração dos ensaios foi de 24 horas. Foram utilizados nestes ensaios corpos de prova com as dimensões de 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura.

4.2.2 Equipamentos

- prensa de adensamento do tipo Bishop, marca *Wykeham Farrance Int.*;
- consolidômetros com anel metálico de borda cortante, de diâmetro 50 mm e altura 19 mm;
- defletômetros, com resolução de 0,001 mm ou 0,00254 mm.

4.2.3 Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de expansão

As amostras indeformadas para os ensaios de expansão foram moldadas a partir dos blocos seguindo o procedimento a seguir. Em primeiro lugar, era removida a camada de parafina e era esculpido (desbastado) um cilindro de solo, com o auxílio de uma espátula, com dimensões pouco superiores ao diâmetro e altura do anel. O anel era então cuidadosamente cravado neste cilindro com remoção do excesso lateral de solo, seguido da regularização da superfície. O solo lateral excedente foi removido com o auxílio de uma espátula pequena. Cada corpo de prova era rasado e pesado e o solo excedente era utilizado para determinação do teor de umidade inicial. A moldagem dos corpos de prova foi, em linhas gerais, facilitada

pelo caráter coesivo do solo. Durante a moldagem em laboratório, a posição do corpo de prova era mantida a mesma da amostragem em campo. Após a extração, os blocos foram reparafinados e armazenados no laboratório.

4.2.4 Procedimento dos ensaios

O anel metálico contendo o corpo de prova era instalado em um consolidômetro do tipo anel fixo, munido de pedras porosas, papel filtro e cabeçote. Para a tensão vertical de 1,3 kPa, cada consolidômetro era preenchido com água destilada e colocado na prensa, a qual era subsequentemente nivelada e balanceada, zerando-se o defletômetro. Para a tensão vertical de 30 kPa, iniciaram-se as leituras de cada ensaio logo após o carregamento e sem adição de água no consolidômetro até decorrida uma hora; após foi adicionada a água destilada e reiniciadas as leituras.

4.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização realizados foram ensaios de peso específico real dos grãos (γ_s), ensaios de limite de liquidez (LL), ensaios de limite de plasticidade (LP) e ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante. A preparação das amostras para os ensaios de caracterização seguiu as recomendações da Norma Brasileira ABNT NBR 6457 (“Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”). Para execução dos ensaios citados foram seguidas as recomendações das seguintes Normas:

ABNT NBR 6508 (“Grãos de Solos que Passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica”), ABNT NBR 6459 (“Solo – Determinação do Limite de Liquidez”), ABNT NBR 7180 (“Solo – Determinação do Limite de Plasticidade”) e ABNT NBR 7181 (“Solo – Análise Granulométrica”).

Todos os ensaios de caracterização foram realizados com secagem prévia do solo. Estes ensaios foram realizados com amostras deformadas recolhidas do mesmo local de onde foram amostrados os blocos indeformados. Para os blocos AV1 e AV2, ES1 e ES2 foram realizados apenas uma caracterização destes solos já que estes blocos foram amostrados a uma distância entre si de aproximadamente 50 cm; neste caso as amostras recolhidas após a

amostragem no local onde os blocos se encontravam foram consideradas representativas de ambos.

4.3.1 Índices Físicos

A partir de um peso total (P), correspondente a um volume total (V) conhecido, do teor de umidade (w), com amostra secada em estufa a 100°C até obtenção da constância de peso, e do peso específico real dos grãos (γ_s), foram calculados os demais índices físicos de interesse dos solos estudados (peso específico aparente úmido (γ_t), peso específico aparente seco (γ_d), grau de saturação (S) e índice de vazios (e). Os valores de P , V e w foram determinados a partir das amostras indeformadas.

4.3.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de limites de Atterberg foram realizados com amostras destorroadas e peneiradas na peneira de 0,42 mm, de maneira a obter-se a quantidade necessária para o ensaio. As amostras assim obtidas foram misturadas com água destilada, formando-se uma pasta. Os ensaios foram então realizados seguindo-se os procedimentos das normas citadas. Antes de cada ensaio, a amostra permanecia pelo menos 12 horas no interior de um saco plástico hermeticamente fechado, para propiciar a homogeneização da umidade.

4.3.3 Ensaio de Granulometria

Os solos provenientes de cada local de amostragem tiveram suas curvas granulométricas determinadas com e sem o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio). A lavagem do material (suspensão) proveniente do ensaio de sedimentação na peneira de 0,075 mm (abertura 200) foi realizada com água potável a baixa pressão, com movimentos circulares de peneiramento e sem o auxílio da mão do operador.

As amostras de solos que foram ensaiadas, depois de destorroadas com o uso de mão de gral, passavam quase que completamente pela peneira de 4,8 mm (abertura 4). Assim todo o material passante nessa peneira foi utilizado para a realização do ensaio de granulometria por sedimentação. Conforme recomenda a norma ABNT NBR 7181, o material ficou imerso

em uma solução do defloculante por 24 horas. Antes do início do ensaio, a suspensão foi colocada num dispersor durante 15 minutos. Depois de completado o ensaio de sedimentação, o material foi lavado na peneira 200 (abertura 0,075 mm) e secado em estufa com temperatura aproximada de 100°C.

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

É importante salientar que a Norma ABNT NBR 7181 não especifica o procedimento a ser adotado na lavagem do solo na peneira 200, mencionando somente que esta deve ser feita utilizando água potável à baixa pressão. Silveira (1991) e Rigo (2000) observaram que, durante a lavagem da suspensão, a utilização da mão do operador como auxílio à lavagem resulta em perdas consideráveis de solo. Isto foi constatado anteriormente por outros autores sendo que os autores mencionados intensificaram seus estudos para identificação das causas da descontinuidade da curva granulométrica. Segundo Silveira (1991) e Rigo (2000), esta descontinuidade é devida à quebra de partículas durante a lavagem do material na peneira 200 (abertura 0,075 mm). Assim sendo, para esta dissertação, o operador não utilizou a mão como auxílio da lavagem da suspensão.

4.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

4.4.1 Considerações gerais

A tecnologia atual disponível permite a instrumentação de vários equipamentos para realização de ensaios de laboratório. Os ensaios de cisalhamento direto, *ring shear* e ensaios triaxiais que foram realizados para esta dissertação contaram com instrumentação eletrônica. A instrumentação dos equipamentos do LMS/UFRGS foi feita ao longo do tempo, com o desenvolvimento de pesquisas no Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS). É importante ressaltar que a

calibração cuidadosa dos instrumentos eletrônicos é de grande importância e foram realizados pelo autor desta dissertação antes do início de cada série de ensaios.

A aquisição automática de dados por meio de um microcomputador possibilita a execução de ensaios de longa duração, em que a coleta manual de dados seria inviável e sujeita a vários tipos de erros. A aquisição automática apresenta ainda a vantagem importante em ensaios triaxiais de permitir o cálculo e a plotagem da trajetória de tensões efetivas aplicado ao corpo de prova em tempo real. Outra grande vantagem está no reduzido intervalo de tempo em que as leituras podem ser realizadas, permitindo uma análise mais detalhada do comportamento do solo, particularmente a pequenas deformações, característica extremamente importante para o estudo de solos estruturados.

4.4.2 Planejamento dos ensaios

Para cada solo referente aos blocos RO1, amostrado no km 1000, AV1 e ES1 amostrados em torno do km 998, foram realizados 6 ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas, utilizando as tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa, 200 kPa e 300 kPa. Também foram realizados para os mesmos blocos, 5 ensaios de cisalhamento direto com amostras remoldadas nas mesmas tensões verticais, exceto a de 150 kPa.

Foram utilizados nestes ensaios corpos de prova com as dimensões de 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura em média. Foram seguidas as recomendações feitas por Head (1982), além das normas BS 1377 – 90 (“*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 7 Shear strength tests (total stress)*”) e ASTM D3080 – 90 (“*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*”).

4.4.3 Equipamentos

Os ensaios foram realizados em um equipamento de cisalhamento direto do tipo deformação controlada, da marca *Wykeham Farrance Int.* (Fotos 4.8 e 4.9). A tensão vertical do ensaio é aplicada através de pesos colocados em um pendural simples ou com braço de alavanca. Neste ensaio, o corpo de prova de solo é colocado no centro de uma caixa bipartida e sobre sua face superior se aplica a tensão vertical desejada. Através da imposição de um deslocamento horizontal de uma das partes da caixa em relação à outra (com velocidade constante), são medidos a força de cisalhamento no plano de ruptura imposto ao corpo de

prova pela divisão da caixa, o deslocamento horizontal entre as partes superior e inferior da caixa e o deslocamento vertical do cabeçote de carga durante o ensaio.



Foto 4.8 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado



Foto 4.9 – Detalhe do equipamento para ensaio de cisalhamento direto instrumentado

A descrição detalhada de uma prensa de cisalhamento direto similar pode ser encontrada em Head (1982). Várias pesquisas de resistência ao cisalhamento de solos, utilizando ensaios de cisalhamento direto, foram desenvolvidas nos últimos anos no PPGEC/UFRGS. A descrição dos equipamentos e demais procedimentos de ensaio pode ser encontrada em Rigo (2000) e Pinheiro (2000).

Para possibilitar a aquisição automática de dados, a medição da força de cisalhamento aplicada no corpo de prova foi realizada com uma célula de carga *Kratos MM* (capacidade 2 *kN*) devidamente calibrada. O deslocamento vertical do corpo de prova, assim como o deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento, foi medido por meio de um transdutor de deslocamentos *Gefran LTM050*, também devidamente calibrado. A Foto 4.9 apresenta detalhes da instrumentação do equipamento. Todos os transdutores foram conectados a um equipamento de aquisição automática de dados, controlado por um microcomputador. O gerenciamento do processo de aquisição de dados foi realizado por meio do software *Hewlett Packard HP-Vee*.

4.4.4 Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto

O processo de moldagem dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto, a partir de amostras indeformadas, foi semelhante ao processo de moldagem das amostras para o ensaio de expansão, já descritas neste capítulo. No entanto, a diferença relevante foi a utilização de um soquete de madeira para auxiliar a transferência do corpo de prova moldado no anel para a célula de cisalhamento. Os anéis utilizados para moldagem dos corpos de prova eram metálicos de borda cortante (bixelados) e com dimensões aproximadas de 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura.

O solo para moldagem dos corpos de prova remoldados foi obtido das sobras das moldagens dos corpos de prova para os ensaios com amostras indeformadas, as quais foram devidamente armazenadas. Com os índices físicos dos corpos de prova indeformado conhecidos e após ajustado o teor de umidade do solo a ser ensaiado, foram realizados cálculos para obtenção do valor da massa de solo necessária para que o corpo de prova tivesse as mesmas condições dos corpos de prova indeformado. A determinação do volume de solo a ser remoldado em um anel para este ensaio obedeceu então às médias de teores de umidade e às médias dos índices de vazios dos corpos de prova para os ensaios com amostras indeformadas. O volume de solo calculado foi acondicionado manualmente em camadas (intercaladas por ranhuras para evitar possível orientação de minerais) dentro de um anel, até o seu total preenchimento. Os valores dos índices físicos utilizados para obtenção dos pesos de solo dos corpos de prova, estão apresentados no Capítulo V.

4.4.5 Procedimento dos ensaios

O mesmo procedimento de ensaio foi utilizado para amostras indeformadas ou remoldadas. Após moldado, o corpo de prova foi transferido para a célula de cisalhamento do equipamento. Foi dado um espaçamento de 1 mm entre a parte superior e inferior da célula. A tensão vertical do ensaio foi aplicada através da colocação de pesos no pendural simples (ou no pendural com braço de alavanca para as maiores tensões), iniciando-se então a fase de adensamento do corpo de prova. Após 30 minutos, foi inundada a caixa de cisalhamento com água destilada. A fase de adensamento dos corpos de prova durou 12 horas, período em que as deformações dos corpos de prova normalmente encontravam-se estabilizadas.

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

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

4.5 ENSAIOS *RING SHEAR*

4.5.1 Planejamento dos ensaios

Foram realizados 4 ensaios *ring shear* para os solos do bloco RO1, do bloco AV e do bloco ES, com tensões verticais de 50 kPa 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa. A técnica de estágio único foi adotada nestes ensaios, onde se utiliza uma amostra diferente para cada tensão vertical aplicada. A velocidade adotada foi de 0,12 °/min (0,089 mm/min). Esta velocidade foi adotada por Rigo (2000) e Pinheiro (2000) para solos residuais.

O critério para o final de cada ensaio *ring shear* foi a observação de um segmento horizontal no gráfico tensão cisalhante normalizada versus logaritmo do deslocamento cisalhante que podia ser visualizado no monitor do microcomputador do equipamento *ring shear* instrumentado. O deslocamento requerido para obter-se a condição residual apresentou usualmente valores superiores a 250 mm. Foram seguidas as recomendações das normas BS 1377 – 90 (“British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 7. Shear strength tests (total stress)”).

4.5.2 Equipamento

Os ensaios foram realizados em um equipamento *ring shear* para amostras remoldadas, do tipo deformação controlada, da marca *Wikeham Farrance Int.*, descrito por Bromhead (1979). Este equipamento (Foto 4.10) sofreu algumas modificações realizadas por Pinheiro (2000), seguindo recomendações de Vasconcellos (1992). As modificações realizadas foram: (a) a abertura de um orifício na célula de cisalhamento para evitar a formação de vácuo entre o cabeçote e a célula de cisalhamento, facilitando o desmonte do ensaio; (b) o desgaste de 0,10mm do raio externo do anel poroso, com o intuito de minimizar o atrito. Outras modificações foram recentemente introduzidas, substituindo-se os dois anéis dinamométricos originais, utilizados na medição do momento torsor aplicado ao corpo de prova durante o ensaio, por duas células de carga. Isto permitiu a utilização de um sistema de aquisição automática de dados, disponível no laboratório.



Foto 4.10 – Equipamento *ring shear* de amostras deformadas, do tipo deformação controlada, da marca *Wikeham Farrance Int.*

Este equipamento possibilita ensaiar corpos de prova com diâmetro externo de 100mm, diâmetro interno de 70mm e altura inicial de 5mm. A tensão vertical do ensaio é aplicada através de pesos colocados em um pendural simples. A medição da tensão cisalhante (torção) aplicada no corpo de prova foi realizada com duas células de carga *Kratos MM* (capacidade 5 kN). O deslocamento vertical do cabeçote de cargas foi medido por meio de um defletômetro. As células de carga foram conectadas a um equipamento de aquisição automática de dados, controlado por um microcomputador. O gerenciamento do processo de aquisição de dados foi realizado por meio do software *Hewlett Packard HP-Vee*.

4.5.3 Procedimentos dos ensaios

Os corpos de prova foram preparados a partir de amostras remoldadas. Estas amostras foram inicialmente secas ao ar, destorroadas com o uso de mão de gral e subsequentemente passadas na peneira de abertura 1 mm. O teor de umidade era ajustado para não haver perda de material durante o ensaio. O corpo de prova era moldado colocando-se pequenas quantidades de solo na cavidade da célula de cisalhamento, que eram posicionadas com uma espátula (Foto 4.11). Ao final do preenchimento a superfície do corpo de prova era nivelada com espátula, com movimentos radiais a partir do centro da célula. Após moldado na célula de cisalhamento, o corpo de prova era montado no equipamento.



Foto 4.11 – Processo de moldagem do corpo de prova para ensaio *ring shear*

A tensão vertical do ensaio era aplicada através da colocação de pesos adequados sobre o pendural. A caixa de cisalhamento era inundada utilizando-se água destilada e a fase de adensamento do corpo de prova, com uma duração aproximada de 30 minutos, era monitorada. Antes de iniciar o ensaio, foi formado um plano de ruptura através de um giro completo da célula de cisalhamento com velocidade de 30°/min. Na fase de adensamento do corpo de prova e na fase da formação do plano de ruptura era observado se não tinha havido adensamento elevado do corpo de prova e perdas excessivas de solo dos mesmos. Caso tivessem sido observadas tais ocorrências o ensaio estaria comprometido prejudicando o

andamento após grandes deslocamentos. Em todos os ensaios realizados não ocorreu adensamento elevado dos corpos de prova nem perdas excessivas de solo.

Logo após as fases anteriores, era iniciada a fase de cisalhamento do corpo de prova. Durante esta fase, a velocidade utilizada nos ensaios era de 0,12°/min ou 0,089 mm/min, cisalhando-se o corpo de prova até um deslocamento de aproximadamente 350 mm, totalizando uma duração de aproximadamente 96 horas por ensaio realizado.

A aquisição dos dados destes ensaios era feita de forma automática, utilizando um sistema de marca *Computerboards*. A resistência oferecida pelo solo ao deslocamento angular era medida por duas células de cargas como já foi mencionado. O gerenciamento do processo de aquisição de dados foi realizado por meio do software *Hewlett Packard HP-Vee*. Durante a execução do ensaio, os dados coletados são visualizados na tela do computador. O programa gera um gráfico tensão cisalhante versus deslocamento horizontal (em escala logarítmica) na tela, o que permite a fácil identificação do segmento horizontal da curva exigido para a finalização do ensaio.

4.6 ENSAIOS TRIAXIAIS

4.6.1 Planejamento dos ensaios

Foram realizados para cada solo ensaios triaxiais adensados isotropicamente não drenados (CIU) em amostras cilíndricas com diâmetro e altura de aproximadamente 50 e 100 mm respectivamente totalizando 19 ensaios. Os ensaios foram: (a) 5 ensaios referentes respectivamente aos solos do bloco RO2 km 1000, bloco ES km 998 e bloco AV km 998 com tensões de confinamento efetivas de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa e (b) 4 ensaios referentes ao solo do bloco RO1 km 1000, com tensões de confinamento efetivas de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa. Para o bloco RO1 do km 1000, não foi realizado o ensaio com tensão efetiva de confinamento de 400 kPa devido a perdas ocorridas durante a moldagem, causadas pela heterogeneidade do solo deste bloco.

Foram realizados 2 ensaios triaxiais adensados isotropicamente não drenados (CIU), referente ao km 1000 bloco RO1 com corpos de prova remoldados de diâmetro e altura de aproximadamente 50 e 100 mm. O objetivo destes ensaios era permitir a comparação das

técnicas de correção de área utilizadas. O equipamento utilizado para estes ensaios triaxiais foi o desenvolvido por Ferreira (2002). O equipamento utiliza válvulas proporcionais para controle automático a aplicação de pressões e utiliza técnicas de medição local de deformações, baseadas em sensores de efeito Hall.

Também foram realizados 2 ensaios triaxiais especiais com o solo amostrado no colúvio do km 1000 para simular as baixas tensões de resistência ao cisalhamento que surgem no talude estudado ocasionada pela saturação rápida em carregamento não drenado durante a ocorrência de precipitações intensas e curta duração. Os ensaios triaxiais especiais consistiram em uma fase de cisalhamento inicial realizada sob condições drenadas até próximo do estado de tensões existente no campo, seguida de um carregamento não drenado até a ruptura.

Os ensaios triaxiais CIU foram realizados seguindo as recomendações da norma BS 1377 – 90 (“*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 8. Shear strength tests (effective stress)*”).

Estes ensaios foram realizados em uma prensa triaxial da marca *Wykeham Farrance Int.* (modelo WF10057). A medição da força axial aplicada ao corpo de prova foi realizada com uma célula de carga *Kratos MM* (capacidade 5 kN). A pressão de confinamento foi medida com um transdutor de pressão *Druck PDCR 810*. O deslocamento do pistão de cargas relativo à parte superior da câmara triaxial foi medido por meio de um transdutor de deslocamento *Gefran LTM050*. Todos os transdutores foram conectados a um equipamento de aquisição automática de dados *Hewlett Packard HP 75000B*, controlado por um microcomputador. O gerenciamento do processo de aquisição de dados foi realizado por meio do software *Hewlett Packard HP-Vee*.

4.6.2 Equipamentos utilizados

As Fotos 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam os equipamentos utilizados para os ensaios triaxiais. Abaixo estão listados estes equipamentos.

- a) prensa triaxial da marca *Wykeham Farrance Int.*, com capacidade de 50 kN;
- b) câmara triaxial da marca *Wykeham Farrance Int.*, modelo 11001, para corpos de prova com diâmetro 50 mm, com capacidade para suportar até 1700 kPa de pressão;

c) cabeçote e o pistão de cargas conforme sugerido por Bressani (1990). O pistão tem a ponta arredondada e o cabeçote tem o apoio plano, para minimizar o deslocamento lateral do corpo de prova quando o pistão e o cabeçote entram em contato no início do ensaio (este é um problema comum quando se utiliza um cabeçote convencional com apoio cônico).

d) célula de carga *Kratos MM*, com capacidade de 5 kN;

e) transdutor de pressão *Druck PDCR 810*, com capacidade para 700 kPa;

f) equipamento de aquisição automática de dados *Hewlett Packard HP 75000B*;

g) fonte de corrente contínua *LR*;

h) transdutor de deslocamentos *Gefran LTM050*, com curso de 50 mm;

i) microcomputador, com software *Hewlett Packard HP-Vee*;

j) torno de amostras manual, com fio de arame;

k) membrana de látex com espessura de 0,3 mm, diâmetro de 50 mm e altura de 170 mm.

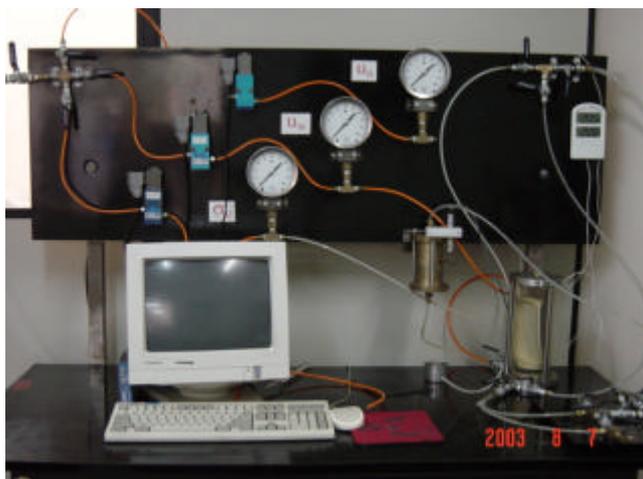


Foto 4.12 – Equipamento para controle automático de pressões no ensaio triaxial, desenvolvido por Ferreira (2002)



Foto 4.13 – Equipamento para ensaio triaxial instrumentado



Foto 4.14 – Apresentação geral do equipamento triaxial instrumentado

4.6.3 Moldagem e procedimentos dos ensaios triaxiais

Para moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais (CIU) foram seguidos os seguintes procedimentos. Em primeiro lugar foi removida a camada de parafina do bloco para ser esculpido (desbastado) um cilindro de solo com auxílio de uma espátula, com dimensões pouco superiores ao diâmetro e altura finais do corpo de prova. Este cilindro era levado a um torno para ser desbastado até atingir as dimensões desejadas, que eram diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm. Após moldado, o corpo de prova era pesado e eram obtidas médias do diâmetro e da altura. Parte do solo excedente era usado para a determinação do teor de umidade inicial do corpo de prova. A moldagem dos corpos de prova foi facilitado pelo caráter coesivo do material. O processo de moldagem do corpo de prova para os ensaios triaxiais especiais foi semelhante ao processo de moldagem para os ensaios triaxiais (CIU). Após a extração, os blocos foram reparafinados e armazenados no laboratório. As Foto 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam as etapas do processo de moldagem do corpo de prova para ensaios triaxiais.



Foto 4.15 – Detalhes da amostra para posterior moldagem do corpo de prova para ensaios triaxiais



Foto 4.16 – Moldagem do corpo de prova para ensaios triaxiais



Foto 4.17 – Regularização do topo e da base do corpo de prova moldado para ensaios triaxiais.

Para a moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados foi previamente determinado o teor de umidade do solo que já se encontrava desagregado por processo manual. Estes solos foram obtidos das sobras das moldagens dos corpos de provas para os ensaios triaxiais com corpos de prova indeformados e foram devidamente armazenados para os ensaios com amostras remoldadas. A determinação

do volume de solo a ser remoldado em um molde tripartido obedeceu às médias de teores de umidade e às médias dos índices de vazios dos corpos de prova ensaiados em amostras indeformadas. O solo foi moldado manualmente em camadas (intercaladas por ranhuras para evitar possível orientação de minerais) dentro do molde, até o seu total preenchimento.

Após a moldagem de cada corpo de prova (indeformado ou remoldado), o corpo de prova era colocado no pedestal da câmara triaxial, com pedras porosas e papel filtro em suas extremidades. Um cabeçote de acrílico e uma membrana de látex foram a seguir colocados sobre o corpo de prova, sendo este conjunto vedado por anéis de vedação.

4.6.3.1 Ensaios triaxiais (CIU) – corpo de prova indeformado

Após a moldagem dos corpos de prova, a câmara triaxial era colocada na prensa e posteriormente enchida com água destilada. Era aplicada uma tensão de confinamento de 40 kPa, permitindo-se a drenagem do corpo de prova. A drenagem do corpo de prova era feita por percolação de água desairada, contida em um reservatório que se encontrava a uma altura correspondente a uma poropressão atuante no interior do corpo de prova de 10 kPa (contra pressão). Portanto a tensão efetiva de confinamento nesta fase era de 30 kPa. Para garantir uma saturação mais eficiente no início desta fase era aplicado vácuo no corpo de prova durante 15 minutos. Esta fase era finalizada quando era percolado o volume equivalente a três vezes o volume do corpo de prova.

Para saturação por conta pressão do corpo de prova, as pressões eram aplicadas em estágios de acréscimos simultâneos de 50 kPa de tensão de confinamento e contra pressão, sendo a tensão efetiva de confinamento para saturação por contra pressão de 30 kPa. O corpo de prova era saturado até tensões equivalentes ao parâmetro “B” igual ou superior a 90%.

Após a saturação por contra pressão era ajustada a tensão confinante e a contra pressão para a definição da tensão efetiva de confinamento de ensaio. A prensa era acionada para a fase de cisalhamento, com velocidade de 0,045 mm/min. Para permitir a correção do efeito da tensão de confinamento e do atrito do pistão – bucha nas leituras da célula de carga, as leituras do sistema de aquisição de dados foram iniciadas com o pistão de cargas um pouco acima do cabeçote do corpo de prova. O ensaio foi encerrado após uma deformação axial de

aproximadamente 15%. As leituras foram realizadas pelo sistema de aquisição de dados com intervalos de 5 segundos.

4.6.3.2 Ensaio triaxiais (CIU) – corpo de prova remoldado

Após a moldagem dos corpos de prova, a câmara triaxial era colocada na prensa e posteriormente enchida com ar comprimido para aplicação das tensões confinantes. A drenagem do corpo de prova era feita nas mesmas condições que foram feitas para os ensaios triaxiais (CIU) com corpo de prova indeformado. A saturação por contra pressão do corpo de prova foi realizada em estágios de acréscimos simultâneos de 50 kPa de tensão de confinamento e contra pressão sendo a tensão efetiva para saturação por contra pressão de 20 kPa. O corpo de prova era saturado até tensões equivalentes ao parâmetro “B” igual ou superior a 90%. A prensa era acionada para a fase de cisalhamento, com velocidade de 0,045 mm/min. Esta fase foi realizada com tensão efetiva de 150 kPa.

O objetivo destes ensaios era permitir a comparação das técnicas de correção de área utilizadas. Após cada ensaio realizava-se a medição direta das dimensões do corpo de prova ensaiado com o auxílio de um paquímetro, permitindo assim o cálculo da área final deste corpo de prova. Este processo foi facilitado pelo fato de ter sido usado ar comprimido na câmara triaxial para aplicação das tensões confinantes. No Capítulo V estão apresentadas as comparações entre as correções de área e a área do corpo de prova após ensaiado. Não foram utilizadas as técnicas de medição local de deformação disponíveis no equipamento.

4.6.3.3 Ensaio triaxiais especiais – corpo de prova indeformado

Para a realização dos ensaios triaxiais especiais foram calculados os fatores de segurança para os quais os taludes não apresentariam instabilidade. Para o cálculo das tensões efetivas que seriam utilizadas nestes ensaios foram em primeiro lugar escolhidos os fatores de segurança para algumas condições de campo. Após foram calculadas a tensão cisalhante e a tensão vertical de um talude infinito similar ao colúvio de Timbé do Sul (km 1000). Para a obtenção das tensões citadas, foram utilizados nestes cálculos os índices físicos dos ensaios triaxiais (CIU) realizados com corpos de prova indeformados. Os índices físicos e as equações

utilizadas para o cálculo dos fatores de segurança e das tensões cisalhante e normal estão apresentadas no Capítulo V.

Após estas determinações, optou-se por realizar 2 ensaios triaxiais especiais com tensões efetivas de 20 kPa pois o objetivo era definir o comportamento dos solo a baixas tensões. Este valor condizia com a tensão confinante efetiva de campo estimada anteriormente supondo o talude infinito. Para realização de ensaios com valores mais baixos de tensão confinante efetiva havia limitações do equipamento.

A drenagem do corpo de prova era feita nas mesmas condições que foram feitas para os ensaios triaxiais (CIU). A fase de saturação por contrapressão do corpo de prova foi semelhante às fases dos ensaios triaxiais (CIU) com corpo de prova remoldados.

A principal diferença entre a realização dos ensaios triaxiais especiais e os ensaios triaxiais (CIU) foi na fase de cisalhamento que consistiu em uma fase de cisalhamento inicial drenada até próximo ao estado de tensões existente no campo, seguida de um carregamento não drenado até a ruptura. Para a fase de cisalhamento drenada a prensa era acionada com velocidade de 0,0225 mm/min. Quando o corpo de prova atingia o estado de tensões efetivas existente no campo, o ensaio era interrompido por alguns minutos até estabilizar as tensões aplicadas no corpo de prova. Após o ensaio prosseguia na condição não drenada até deformações axiais de aproximadamente 18%, com a prensa acionada com velocidade de 0,045 mm/min. Os resultados destes ensaios estão apresentados no Capítulo V.

É importante ressaltar que as velocidades escolhidas para a realização de todos os ensaios triaxiais seguiram as recomendações da norma BS 1377 – 90.

CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Este capítulo apresenta os resultados experimentais obtidos nesta dissertação, os quais serão analisados e discutidos à medida que forem apresentados. Os ensaios geotécnicos realizados foram os ensaios de expansão, ensaios de massa específica real dos grãos, ensaios de granulometria por sedimentação, ensaios de limites de Atterberg, ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados ou remoldados, ensaios *ring shear*, ensaios triaxiais (CIU) e especiais. Para identificar a procedência e nomenclatura dos solos ensaiados optou-se pela forma de descrição listada abaixo, que se refere aos solos dos blocos amostrados em três taludes coluvionares junto ao gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC). Nos Capítulos III e IV podem ser obtidos mais detalhes referentes aos solos amostrados. A Tabela 5.1 lista os ensaios de laboratório realizados para esta dissertação assim como o número de ensaios realizados para a obtenção das características dos solos e dos parâmetros geotécnicos.

Tabela 5.1 – Ensaio de laboratório realizados

Ensaio	Número de ensaios			
	Bloco RO1 km 1000	Bloco RO2 km 1000	Bloco AV1 km 998	Bloco ES1 km 998
Ensaio de expansão	2	2	2	2
Ensaio de massa específica real dos grãos	1	1	1	1
Ensaio de granulometria com e sem defloculante	2	2	2	2
Ensaio de limite de liquidez	1	1	1	1
Ensaio de limite de plasticidade	1	1	1	1
Ensaio de cisalhamento direto com amostras indeformadas	6	-	6	6
Ensaio de cisalhamento direto com amostras remoldadas	5	-	5	5
Ensaio triaxiais adensados isotropicamente e não drenados (CIU) com corpos de prova indeformados	4	5	5	5
Ensaio <i>ring shear</i>	4	-	4	4
Ensaio triaxiais adensados isotropicamente e não drenados (CIU) com corpos de prova remoldados	2	-	-	-
Ensaio triaxiais especiais	2	-	-	-

5.1 ENSAIOS DE EXPANSÃO

A metodologia de realização destes ensaios foi apresentada no Capítulo IV. Os resultados obtidos serão apresentados e discutidos a seguir. Nos ensaios com tensão vertical de 1,3 kPa, foi observada uma pequena expansão dos corpos de prova. Já nos ensaios com tensão vertical de 30 kPa, observou-se uma tendência muito pequena de expansão e próximo ao término dos ensaios observou-se uma pequena compressão dos corpos de prova. É importante ressaltar que: estes ensaios foram os primeiros realizados após a amostragem em campo; os valores de teor de umidade das amostras condiziam com os valores de teor de umidade de campo. Os corpos de prova, antes de serem ensaiados, apresentaram os valores de índices físicos (teor de umidade, índice de vazios e grau de saturação) apresentados nas Tabelas 5.2 e 5.3.

Tabela 5.2 – Índices físicos dos ensaios de expansão – $\sigma_v=1,3$ kPa

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Corpos de Prova dos Blocos	Índice de vazios e_0	Teor de umidade w (%)	S (%)
1,3	RO1	1,71	48,61	81,36
	RO2	1,58	42,37	76,86
	AV1	1,34	36,79	78,72
	ES1	1,40	48,38	83,97

Tabela 5.3 – Índices físicos dos ensaios de expansão – $\sigma_v=30$ kPa

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Corpos de Prova dos Blocos	Índice de vazios e_0	Teor de umidade w (%)	S (%)
30	RO1	1,56	45,82	84,26
	RO2	1,22	39,01	91,49
	AV1	1,27	38,99	85,93
	ES1	1,43	43,28	83,81

A Tabela 5.4 apresenta os índices de expansão dos solos com grau de saturação superior a 70%. De acordo com a norma ASTM D4829 – 95 (“*Standard Test Method for Expansion Index of Soils*”), o potencial de expansão demonstrou-se muito baixo para todas os corpos de prova ensaiados.

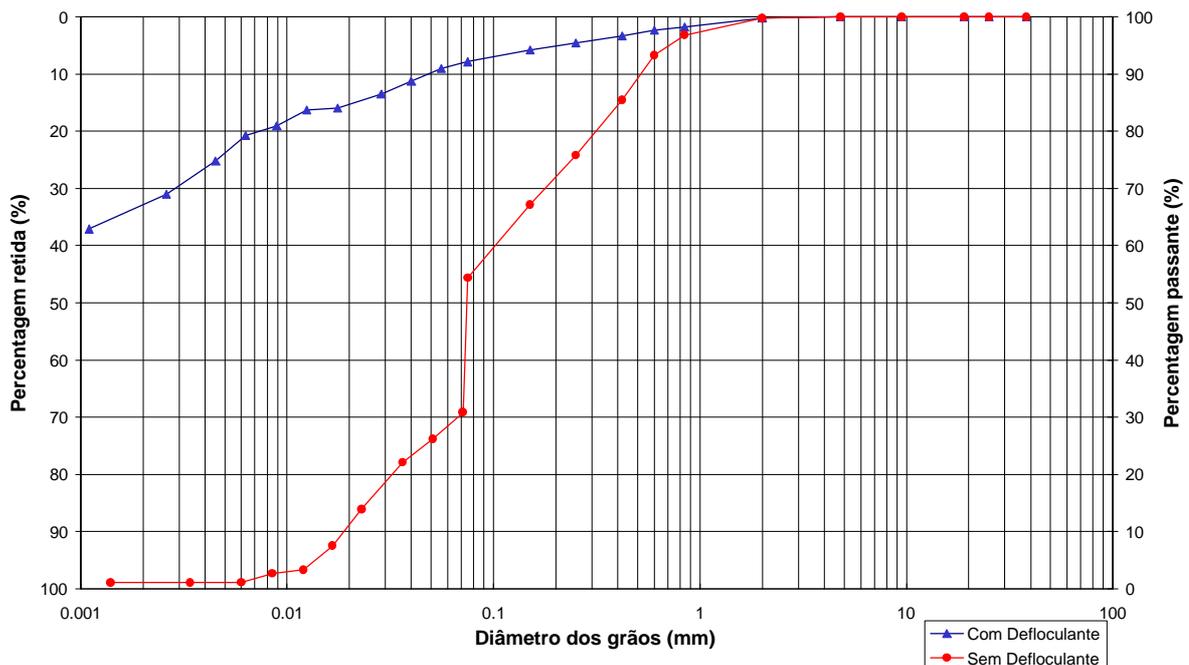
Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios de expansão

	Índice de expansão (%) para $\sigma_v=1,3$ kPa	Índice de expansão (%) para $\sigma_v=30$ kPa
km 1000-Bloco RO1	1,78	0,03
km 1000-Bloco RO2	1,53	-0,41
km 998-Bloco AV1	4,32	-0,13
km 998-Bloco ES1	2,68	-0,73

5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

As metodologias de realização destes ensaios foram apresentadas no Capítulo IV. Conforme descrito no capítulo mencionado, esses ensaios foram realizados com amostras recolhidas (amostras deformadas) do mesmo local onde se encontravam os blocos amostrados (bloco BO1, bloco BO2, bloco AV1 e bloco ES1). Para os blocos AV1 e AV2, ES1 e ES2 foram realizados apenas um conjunto de ensaios de caracterização já que os solos deformados amostrados do mesmo local onde se encontravam os blocos após a extração dos mesmos do talude, foram representativos de ambos os blocos. Todos os ensaios de caracterização foram realizados com secagem prévia do solo.

As Figuras 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam as curvas de distribuição granulométrica para cada ensaio correspondentes aos ensaios de granulometria por sedimentação, com e sem o uso de defloculante. A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização dos solos coluvionares realizados para esta dissertação.

**Figura 5.1** – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 1000 (Bloco RO1)

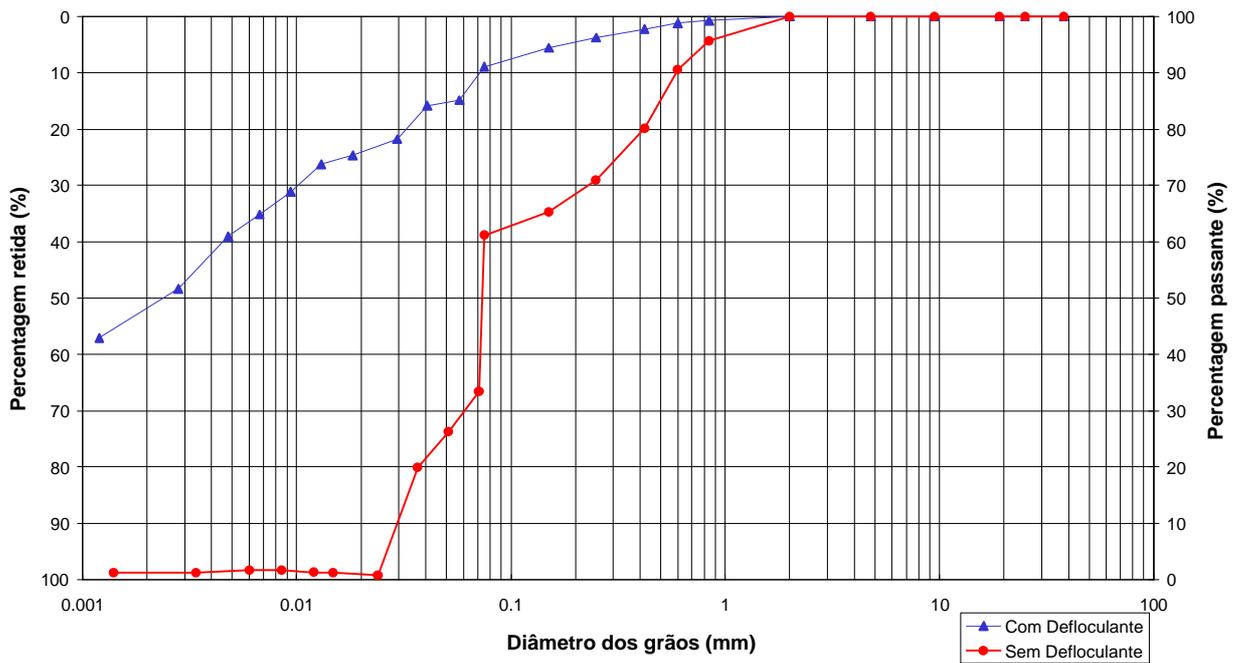


Figura 5.2 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 1000 (Bloco RO2)

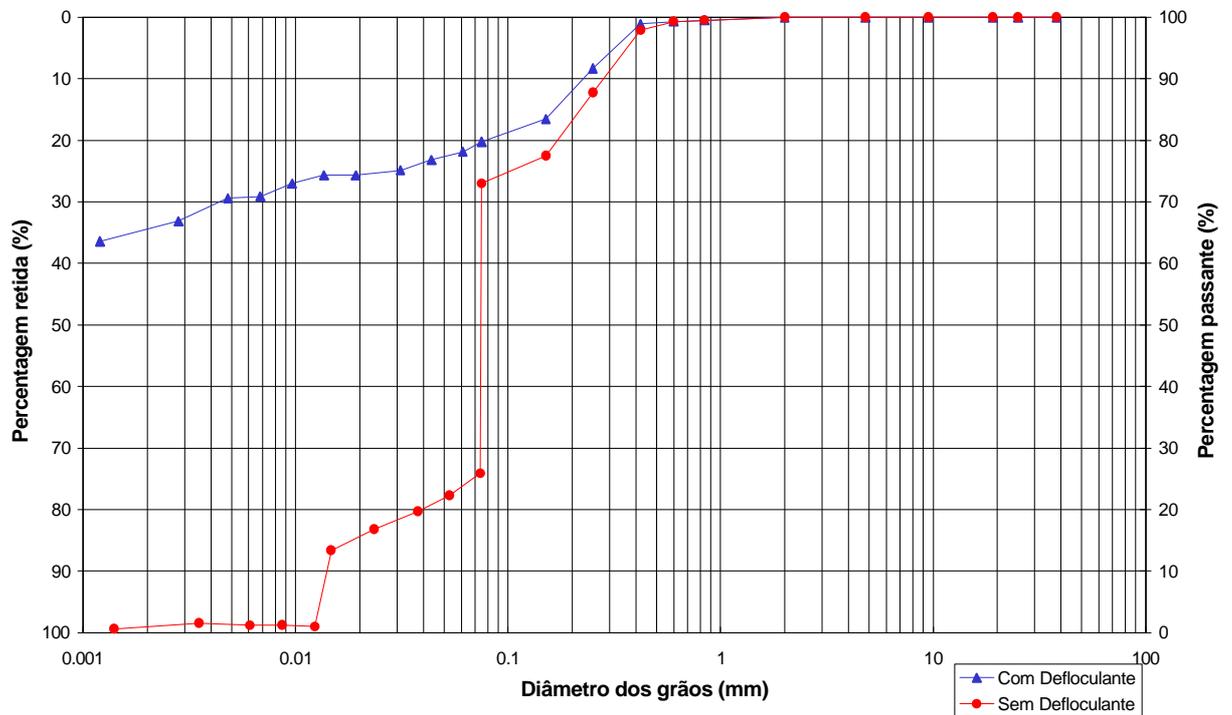


Figura 5.3 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 998 (Bloco AV1)

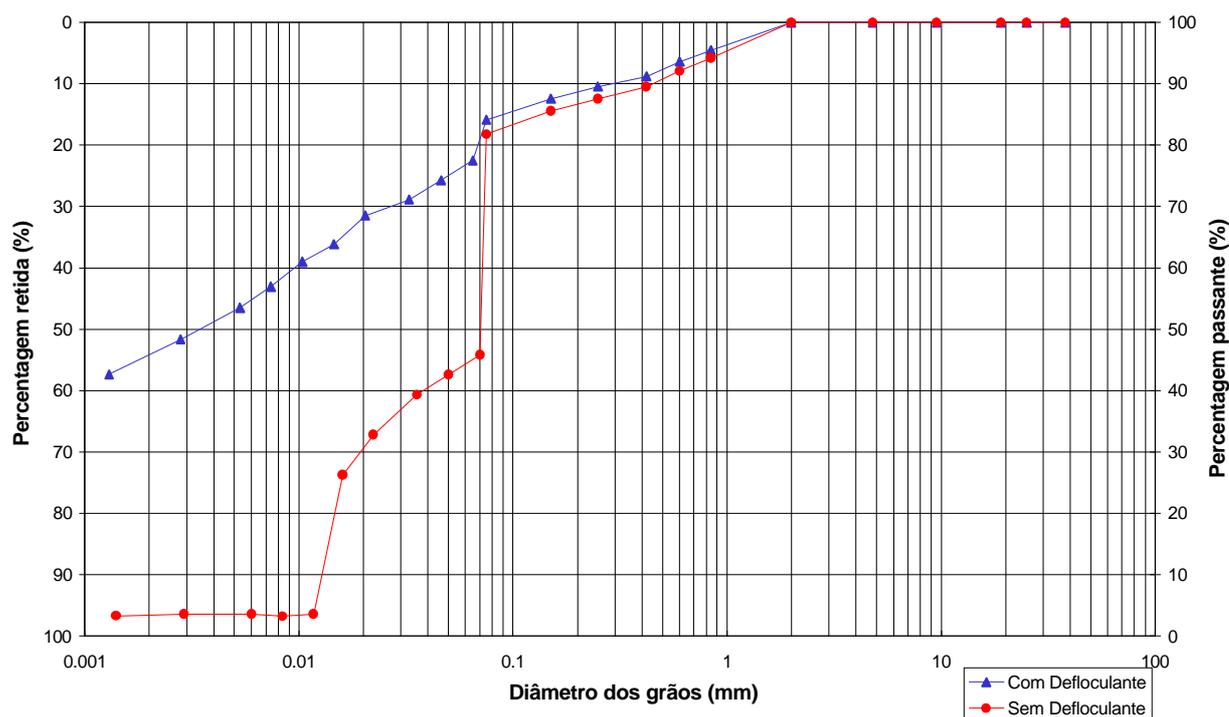


Figura 5.4 – Distribuição granulométrica com e sem o uso de defloculante – km 998 (Bloco ES1)

Tabela 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)	Análise granulométrica com o uso de defloculante/ sem o uso de defloculante				
					% argila (<2,0 μ m)	% silte (2 μ m-0,06 mm)	% areia fina (0,06-0,2 mm)	% areia média (0,2-0,6 mm)	% areia grossa (0,6 mm-2,0 mm)
Bloco RO1 (km 1000)	79	63	16	28,59	67/-*	25/30*	3/46*	3/18*	2/6*
Bloco RO2 (km 1000)	70	56	14	28,66	49/-*	38/38*	9/32*	3/20*	1/10*
Bloco AV1 (km 998)	55	40	15	27,95	65/-*	14/25*	12/59*	8/16*	1/-*
Bloco ES1 (km 998)	82	43	39	27,78	46/4*	30/41*	12/40*	5/7*	7/8*

* Resultados dos ensaios de Análise Granulométrica sem o uso de defloculante.

5.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

A metodologia para a realização destes ensaios foi apresentada no Capítulo IV. Para o bloco RO1, amostrado no km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil, e para o bloco AV1 e o bloco ES1, ambos amostrados no km 998, foram realizados 6 ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e 5 ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova

remoldados. Foram adotadas as tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa, 200 kPa e 300 kPa, sendo que não foram realizados os ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova remoldado na tensão vertical de 150 kPa para os blocos citados.

O procedimento de moldagem dos corpos de prova remoldados para ensaios de cisalhamento direto obedeceu às médias de teores de umidade e índices de vazios iniciais dos corpos de prova indeformados anteriormente ensaiados. Os procedimentos de moldagem dos corpos de prova indeformados e remoldados estão descritos no Capítulo IV. Os ensaios de cisalhamento direto com amostras remoldadas foram realizados para a verificação da influência da estrutura do solo na resistência ao cisalhamento.

5.3.1 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – bloco RO1 (km 1000)

Os índices de vazios e os teores de umidade dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados do bloco RO1 estão apresentados na Tabela 5.6. Nesta Tabela também estão apresentados os índices físicos complementares de cada corpo de prova indeformado ensaiado com diferentes tensões verticais e os índices de vazios dos corpos de prova após o adensamento. A Tabela 5.7 apresenta os índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova remoldado. As curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados, estão apresentadas nas Figuras 5.5 a 5.8.

Na Figura 5.9 estão apresentadas as envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados para poderem ser visualizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno de pico (ϕ'), encontram-se resumidos na Tabela 5.12.

Tabela 5.6 – Índices físicos dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 1000 (Bloco RO1)

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Índice de vazios e_0	Índice de vazios após o adensamento e	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
25	1,68	1,62	45,0	15,44	10,65	76,4
50	1,65	1,52	44,3	15,58	10,80	76,8
100	1,75	1,56	46,7	15,27	10,41	76,4
150	1,79	1,52	45,9	14,97	10,28	73,5
200	1,73	1,47	43,6	15,01	10,45	71,8
300	1,89	1,40	45,9	14,45	9,90	69,5

Tabela 5.7 – Índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Índice de vazios e_0	Índice de vazios após o adensamento e
25	1,75	1,75
50		1,71
100		1,41
200		1,18
300		1,12

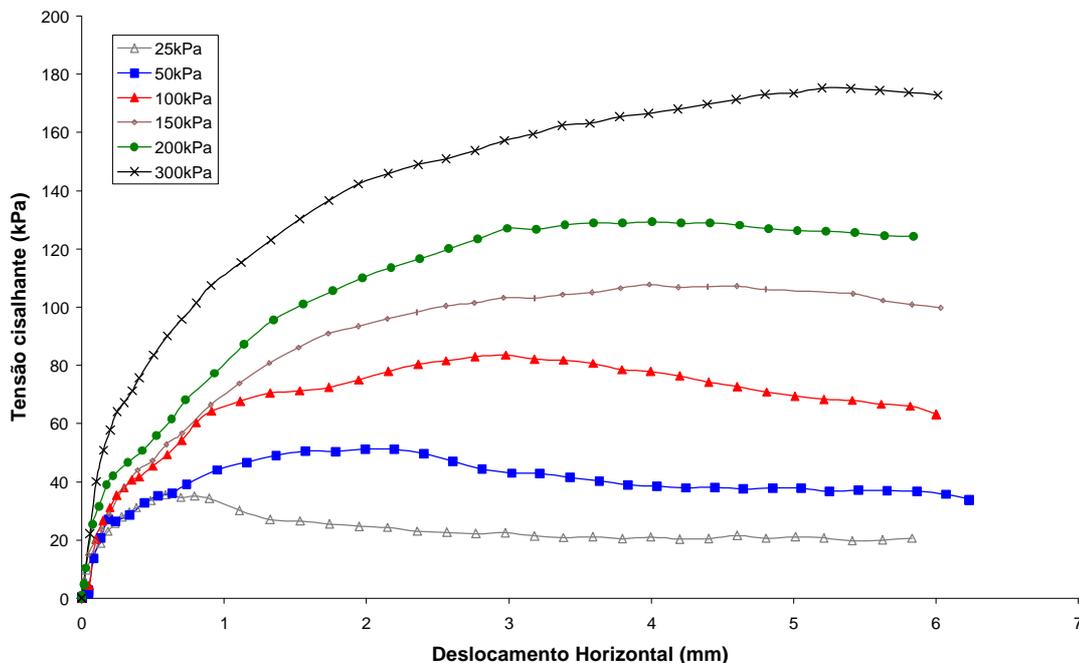


Figura 5.5 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtida nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 1000 (Bloco RO1)

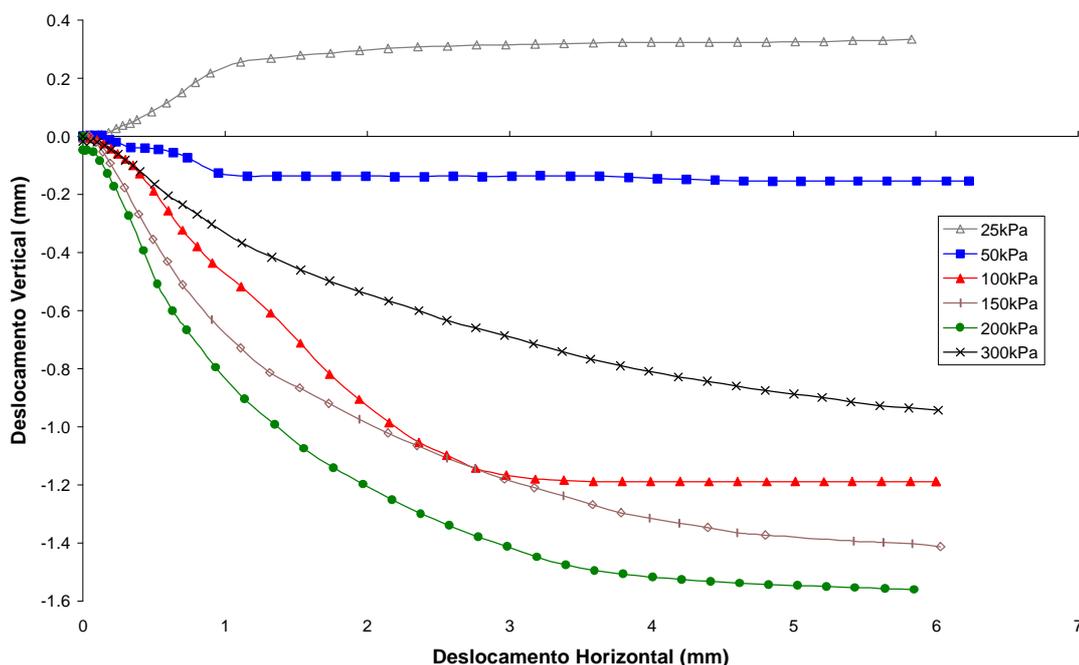


Figura 5.6 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 1000 (Bloco RO1)

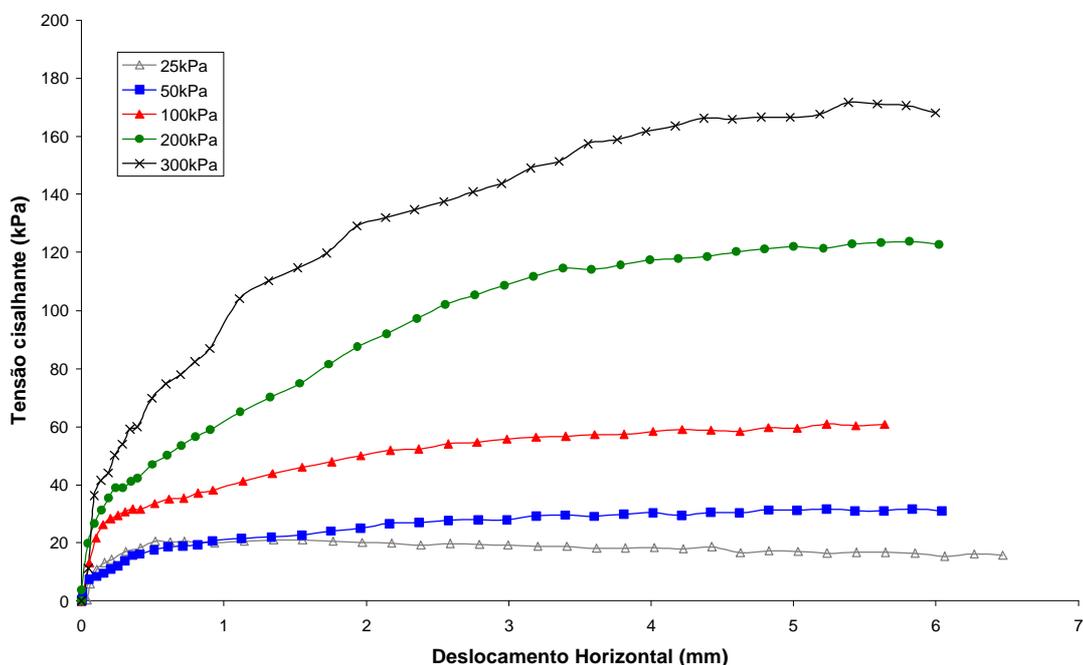


Figura 5.7 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)

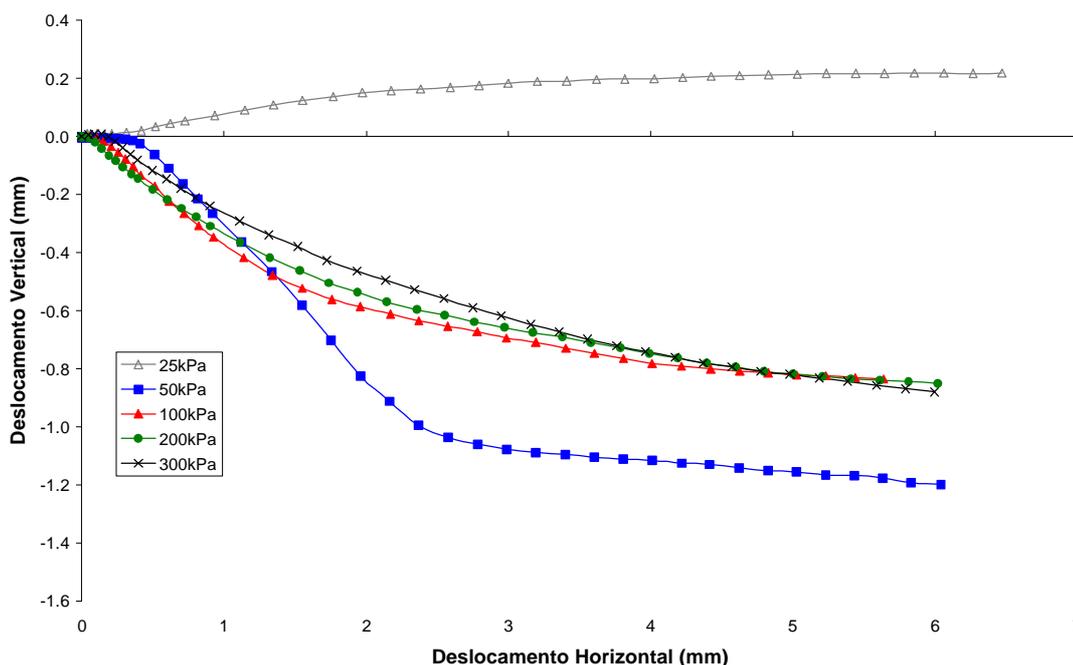


Figura 5.8 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)

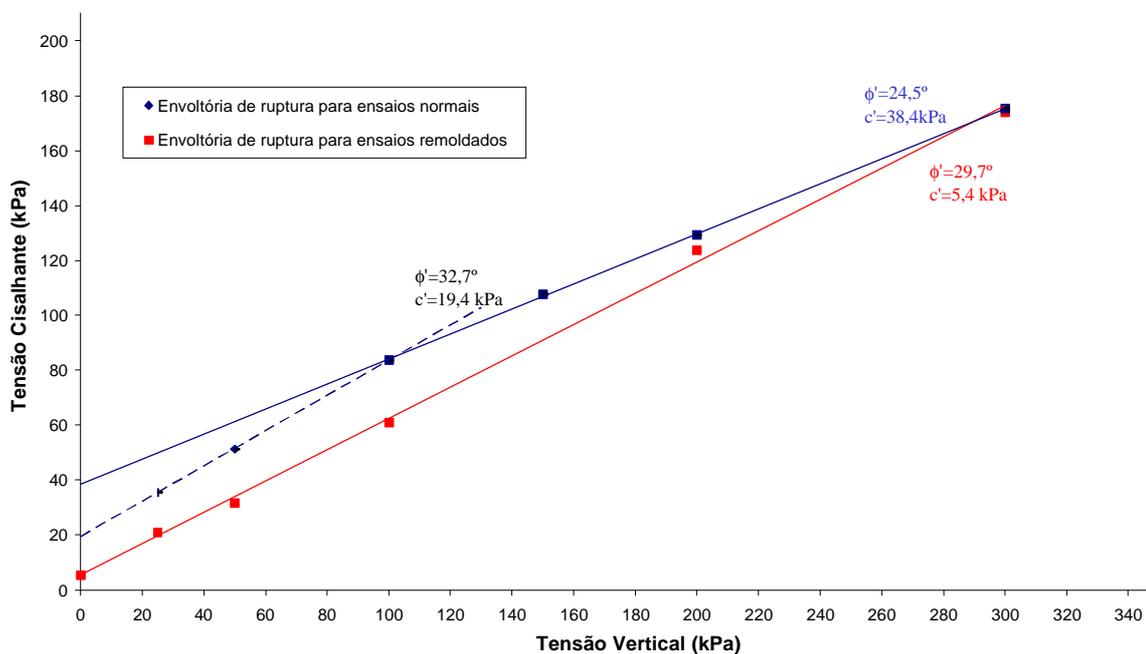


Figura 5.9 – Envoltórias de ruptura no gráfico de tensão cisalhante versus tensão vertical, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1).

Analisando as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados, observa-se que para as tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa ocorreu um pico de resistência ao cisalhamento para deslocamentos em torno de 1 mm, 2 mm e 3 mm respectivamente. Os ensaios com tensões mais altas não apresentaram picos de resistência tão nítidos.

Analisando as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, observa-se que os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento dilatante somente para a tensão vertical de 25 kPa e comportamento de contração para as tensões verticais iguais ou superiores a 50 kPa. Para a tensão vertical de 300 kPa, observou-se menor deslocamento vertical que para as tensões verticais de 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. O corpo de prova que foi ensaiado com tensão vertical de 300 kPa apresentou o maior valor de índice de vazios inicial e a maior variação de índice de vazios após o adensamento. ($e_0=1,89$; $e=1,40$). O deslocamento vertical dos corpos de prova ensaiados com tensão vertical de 100 kPa e 200 kPa foram quase os mesmos. O deslocamento vertical do corpo de prova ensaiado com a tensão vertical de 50 kPa apresentou maior ordem de grandeza do que os deslocamentos verticais para maiores tensões verticais.

Analisando as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova remoldados, observou-se que para as baixas tensões verticais os corpos de prova estabilizaram o valor de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos horizontais a partir de 2 e 3 mm. Para as tensões verticais mais altas, observa-se uma possível estabilização da resistência ao cisalhamento somente após 5 mm de deslocamento horizontal.

5.3.2 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – bloco AV1 (km 998)

Os índices de vazios e os teores de umidades dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados do bloco AV1 estão apresentados na Tabela 5.8. Nesta Tabela também estão apresentados os índices físicos complementares dos corpos de prova indeformados ensaiados e os índices de vazios dos corpos de prova após o adensamento. A Tabela 5.9 apresenta os índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados. As curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e as curvas de deslocamento vertical versus

deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados, estão apresentadas nas Figuras 5.9 a 5.12.

Na Figura 5.13 estão apresentadas as envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados para poderem ser visualizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno de pico (ϕ'), encontram-se resumidos na Tabela 5.12.

Tabela 5.8 – Índices físicos dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco AV1)

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Índice de vazios e_0	Índice de vazios após o adensamento e	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	S (%)
25	1,25	1,20	35,0	16,77	12,43	78,3
50	1,30	1,25	35,1	16,39	12,13	75,2
100	1,16	1,12	34,4	16,36	12,91	82,6
150	1,29	1,13	35,4	16,52	12,20	76,6
200	1,22	0,97	36,1	17,15	12,61	82,8
300	1,36	0,98	35,7	16,09	11,85	73,4

Tabela 5.9 – Índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova remoldado – km 998 (Bloco AV1)

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Índice de vazios e_0	Índice de vazios após o adensamento e
25	1,26	1,26
50		1,22
100		1,19
200		1,03
300		0,91

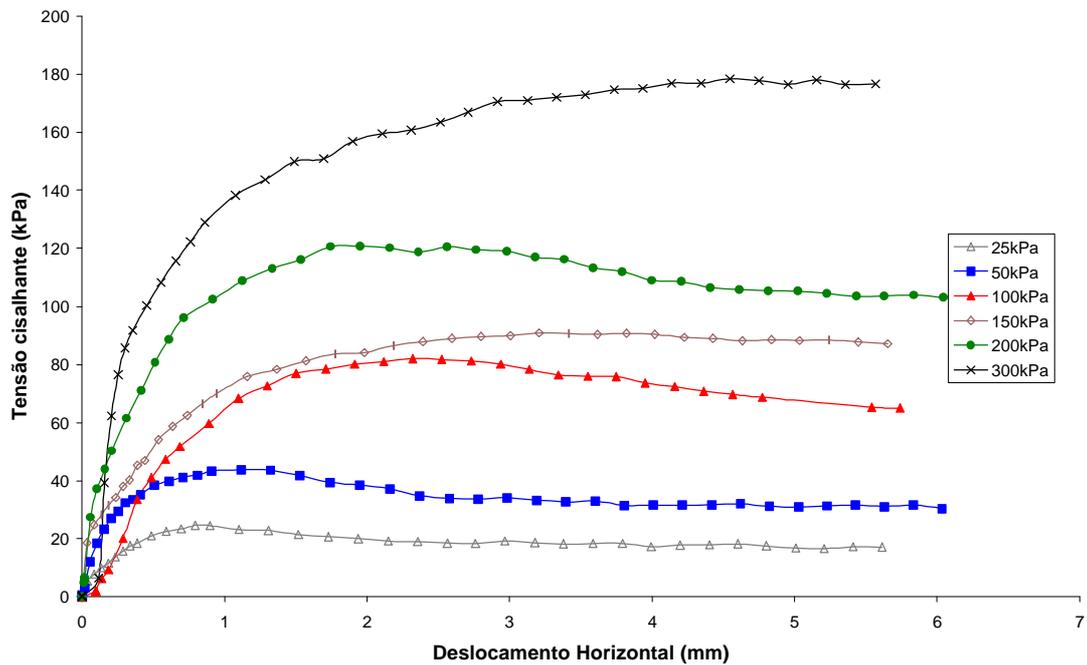


Figura 5.10 – Curvas tensão cisalhante versus deformação horizontal acumulada obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco AV1)

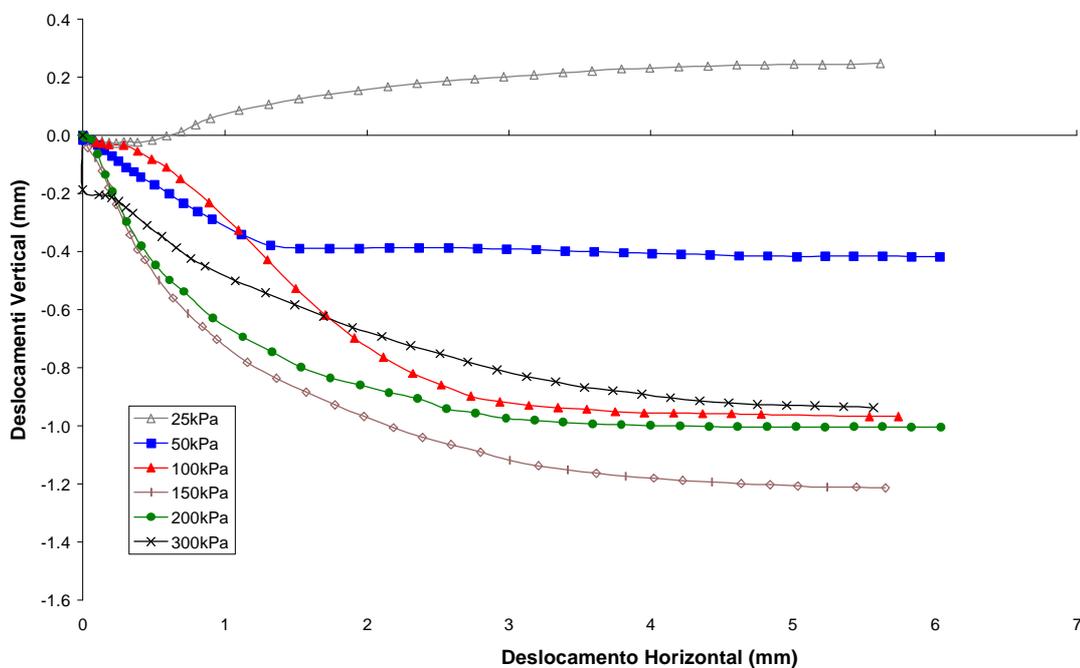


Figura 5.11 – Curvas deformação vertical versus deformação horizontal acumulada obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco AV1)

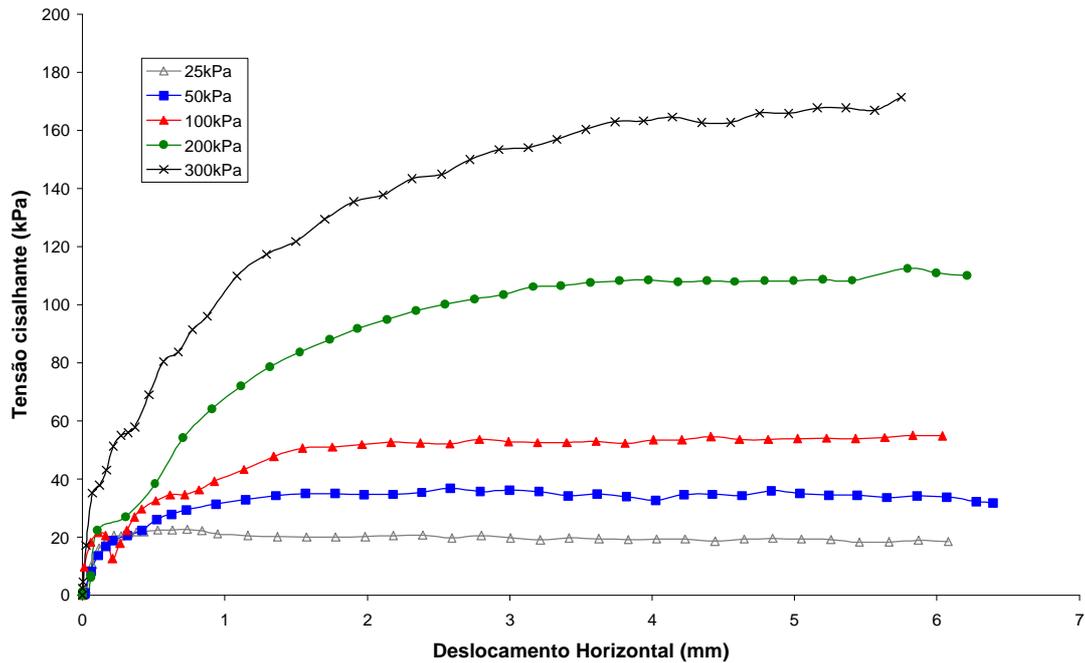


Figura 5.12 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco AV1)

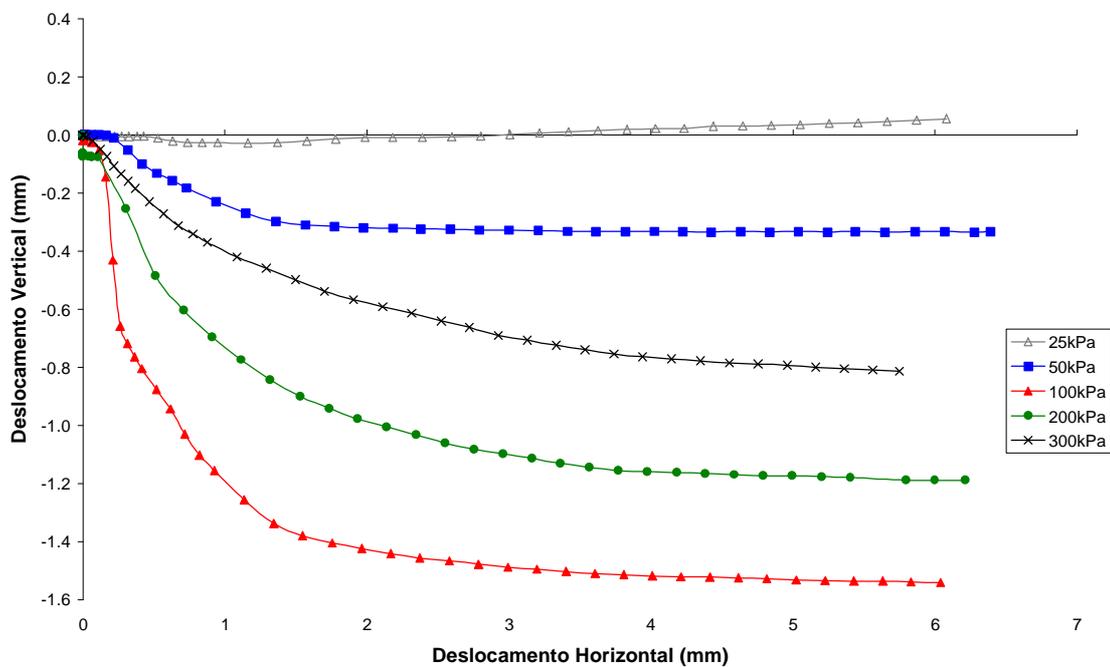


Figura 5.13 – Curvas deformação vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco AV1)

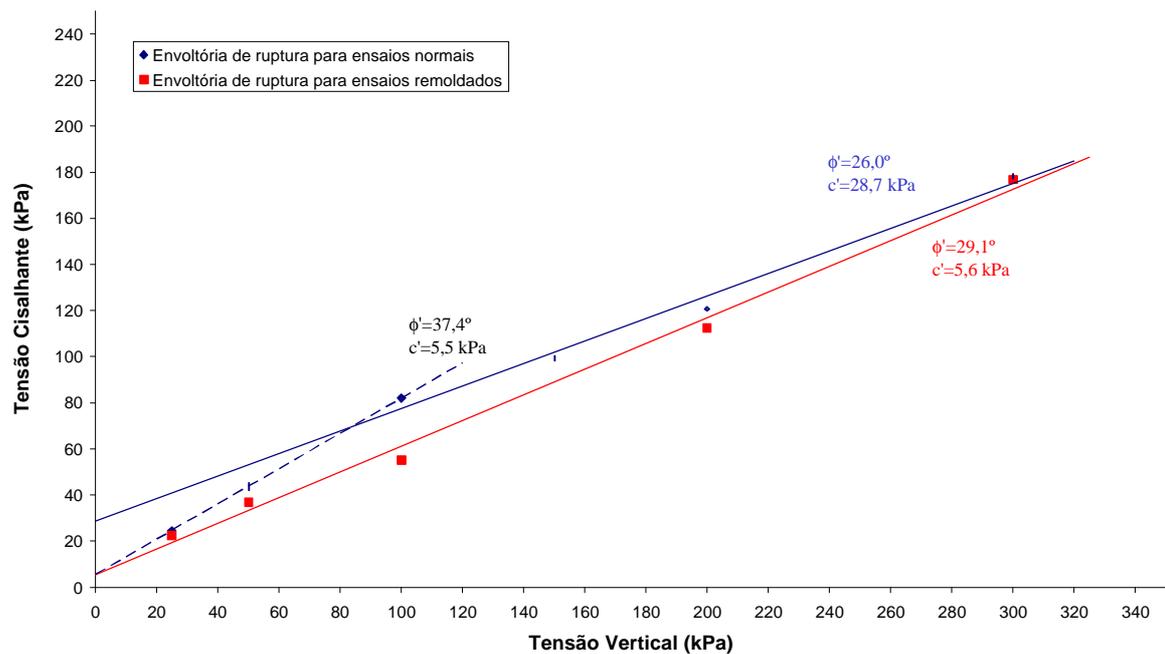


Figura 5.14 – Envoltória de ruptura no gráfico de tensão cisalhante versus tensão vertical, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco AV1)

Analisando as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados, observa-se que, para as tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, ocorreu um pico de resistência ao cisalhamento para deslocamentos em torno de 1 mm e 2 mm respectivamente. Para as demais tensões não se observou pico de resistência ao cisalhamento.

Analisando as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, observa-se que os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento dilatante somente para a tensão vertical de 25 kPa e comportamento de contração para tensões verticais iguais ou superiores a 50 kPa. Para a tensão vertical de 300 kPa, observou-se menor deslocamento vertical que para as tensões verticais de 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa.

Analisando as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios com corpos de prova remoldados, observou-se que os corpos de prova mantiveram a resistência ao cisalhamento constante com o aumento do deslocamento horizontal. Para as tensões verticais altas, observa-se uma possível estabilização da resistência ao cisalhamento após 5 mm de deslocamento.

Analisando as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, observa-se que os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento pouco dilatante somente para a tensão vertical de 25 kPa e comportamento de contração para as tensões verticais iguais ou superiores a 50 kPa. Para a tensão vertical de 300 kPa, observou-se menor deslocamento vertical que para as tensões verticais de 100 kPa e 200 kPa.

5.3.3 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – bloco ES1 (km 998)

Os índices de vazios e os teores de umidades dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados do bloco ES1 estão apresentados na Tabela 5.10. Nesta Tabela também estão apresentados os índices físicos complementares dos corpos de prova indeformados ensaiados e os índices de vazios dos corpos de prova após o adensamento. A Tabela 5.11 apresenta os índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados. As curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados, estão mostradas nas Figuras 5.13 a 5.16.

Na Figura 5.17 estão apresentadas as envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e remoldados. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito interno de pico (ϕ'), estão resumidos na Tabela 5.12.

Tabela 5.10 – Índices físicos dos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco ES1)

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Índice de vazios e_0	Índice de vazios após o adensamento e	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
25	1,28	1,23	34,7	16,39	12,16	75,2
50	1,37	1,29	35,6	15,86	11,70	71,9
100	1,34	1,04	37,8	16,36	11,88	78,3
150	1,43	1,16	40,1	16,00	11,43	77,8
200	1,23	0,96	33,2	16,57	12,44	74,8
300	1,42	1,00	39,1	15,95	11,47	76,3

Tabela 5.11 – Índices de vazios iniciais e os índices de vazios após o adensamento dos ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova remoldado – km 998 (Bloco ES1)

Tensão Vertical σ_v (kPa)	Índice de vazios e_0	Índice de vazios após o adensamento e
25	1,35	1,36
50		1,30
100		1,18
200		1,04
300		0,98

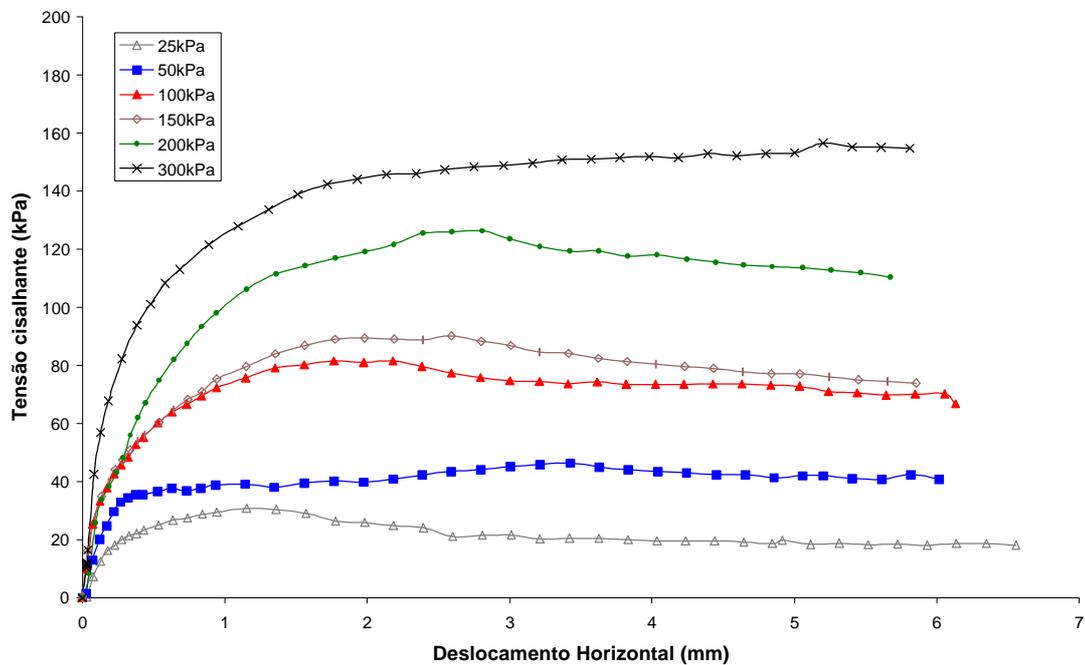


Figura 5.15 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco ES1)

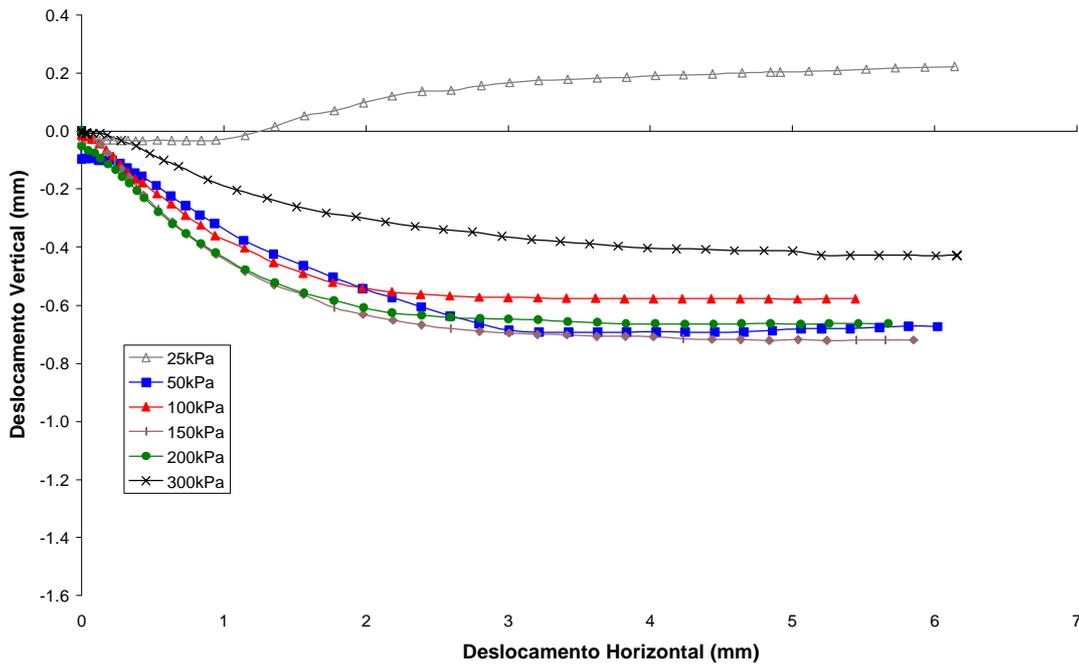


Figura 5.16 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados – km 998 (Bloco ES1)

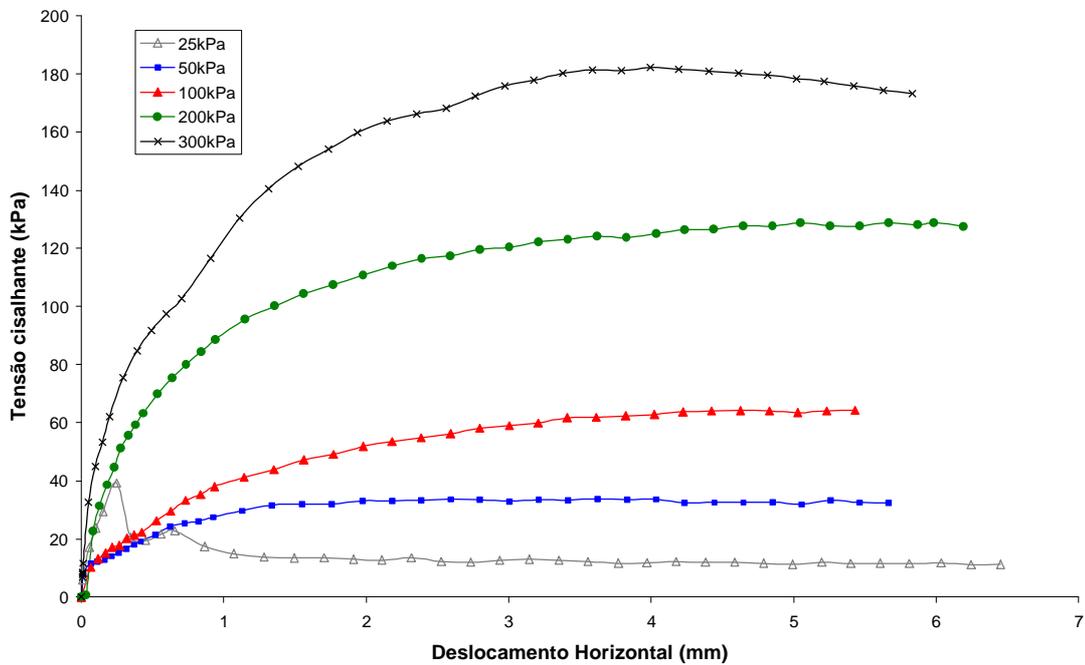


Figura 5.17 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco ES1).

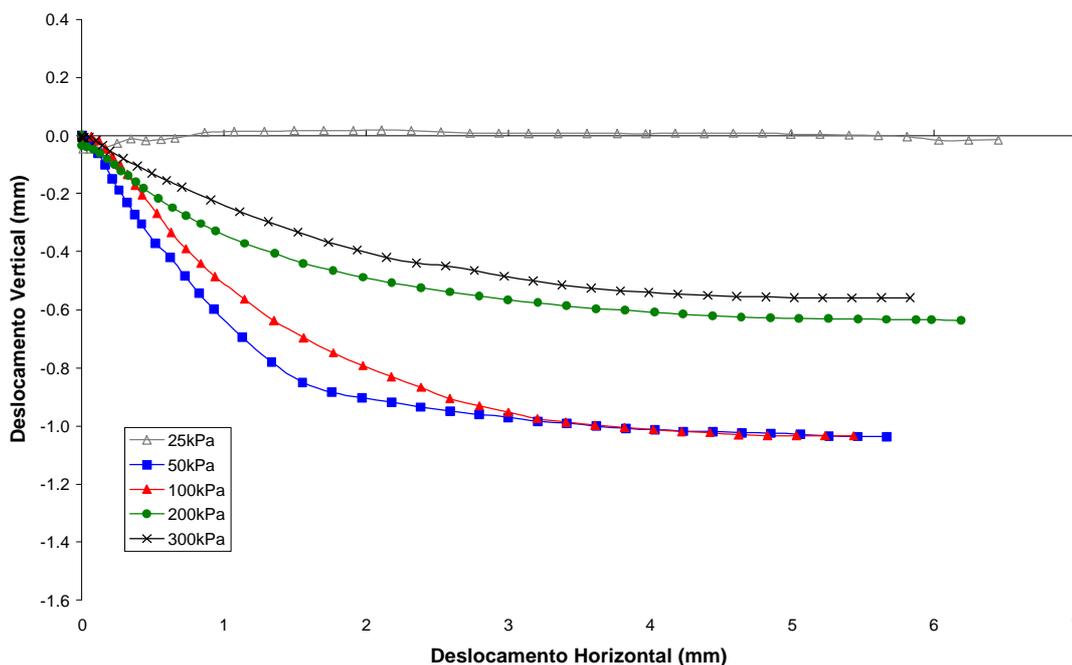


Figura 5.18 – Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco ES1)

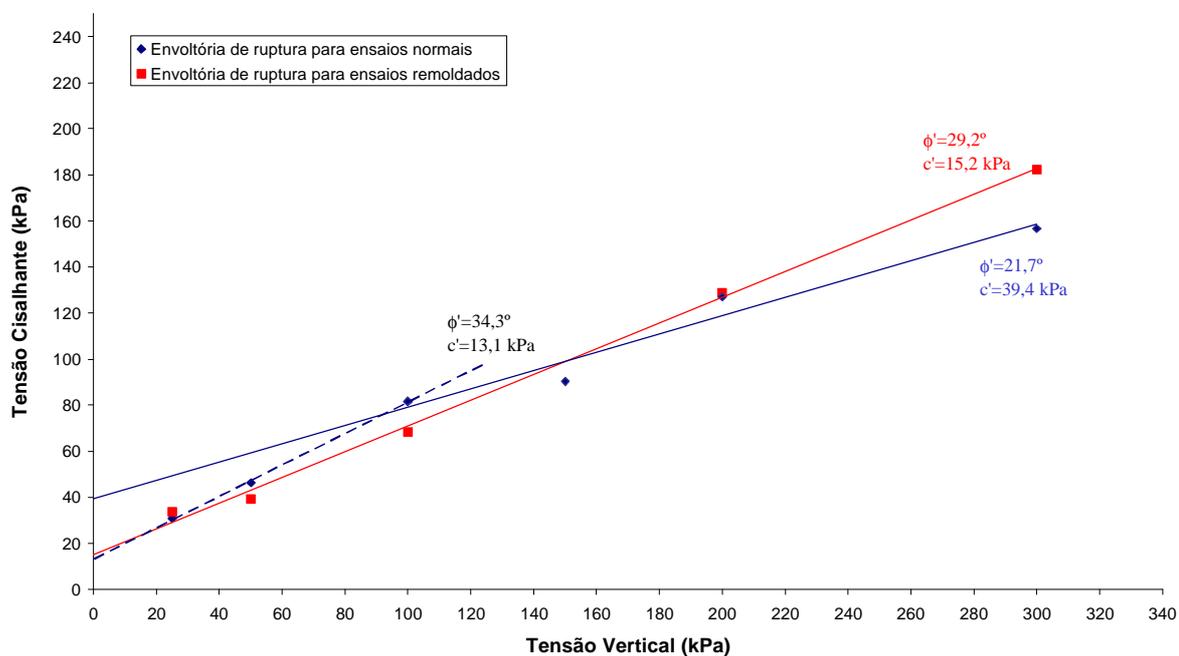


Figura 5.19 – Envoltória de ruptura no gráfico de tensão cisalhante versus tensão vertical obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova indeformados e com corpos de prova remoldados – km 998 (Bloco ES1)

Comparando as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios com corpos de prova indeformados, nota-se que, para as diferentes tensões verticais utilizadas nos ensaios, ocorreram picos de resistência ao cisalhamento para diferentes valores de deslocamento horizontal.

Nas curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, observa-se que os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento dilatante somente para a tensão vertical de 25 kPa e comportamento de contração para as tensões verticais iguais ou superiores a 50 kPa. Para a tensão vertical de 300 kPa, percebe-se menor deslocamento vertical que os deslocamentos observados para as demais tensões verticais ensaiadas. Para tensão vertical de 100 kPa, observou-se menor deslocamento vertical que os deslocamentos observados para a tensão verticais de 50 kPa. Para as tensões verticais de 50 kPa, 150 kPa e 200 kPa, nota-se que os deslocamentos verticais são semelhantes.

Para as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios com corpos de prova remoldados, observou-se que apenas o corpo de prova ensaiado com tensão vertical de 25 kPa apresentou um pico de resistência ao cisalhamento. Os demais ensaios mantiveram a tendência de aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento do deslocamento horizontal.

Analisando as curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, observa-se que os solos coluvionares ensaiados apresentaram comportamento pouco dilatante somente para a tensão vertical de 25 kPa e comportamento de contração para tensões verticais iguais ou superiores a 50 kPa. Para a tensão vertical de 300 kPa, observou-se menor deslocamento vertical que para as tensões verticais dos demais ensaios.

Com os ensaios de cisalhamento direto, realizados em corpos de prova indeformados ou remoldados, foi possível definir a envoltória de ruptura de pico em termos de tensões efetivas. Desta forma, foi possível calcular os parâmetros de resistência ao cisalhamento destes solos. As envoltórias das Figuras 5.9, 5.14 e 5.19 foram separadas em dois trechos retilíneos, visando reproduzir de forma aproximada a curvatura em baixas tensões verticais: (a) considerando apenas os ensaios realizados com tensões verticais até 100 kPa e (b) considerando os ensaios realizados com tensões verticais superiores a 100 kPa. Os parâmetros assim obtidos estão apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

Ensaio	corpos de prova indeformados ($\sigma'_v \leq 100$ kPa)		corpos de prova indeformados ($\sigma'_v = 100$ kPa)		corpos de prova remoldados	
	Intercepto coesivo (c') kPa	Ângulo de atrito interno (ϕ') (graus)	Intercepto coesivo (c') kPa	Ângulo de atrito interno (ϕ') (graus)	Intercepto coesivo (c') kPa	Ângulo de atrito interno (ϕ') (graus)
Bloco RO1	19,4	32,7	38,4	24,5	5,4	29,7
Bloco AV1	5,5	37,4	28,7	26,0	5,6	29,1
Bloco ES1	13,1	34,3	39,4	21,7	15,2	29,2

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico encontrados, para todos os solos coluvionares ensaiados nesta dissertação, situam-se dentro da faixa de variação dos valores pesquisados na bibliografia geotécnica.

5.4 ENSAIOS *RING SHEAR*

Os ensaios *ring shear* foram realizados utilizando-se o equipamento desenvolvido por Bromhead (1979) e apresentado no Capítulo IV. A técnica utilizada na execução dos ensaios foi de estágio único e a velocidade adotada foi de 0,12 °/min (0,089 mm/min). As tensões verticais utilizadas foram 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa.

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios *ring shear* para os solos coluvionares ensaiados estão apresentadas nas Figuras 5.20 a 5.22. A Figura 5.23 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento residual obtidas nos ensaios. As envoltórias da Figura 5.23 foram aproximadas por linhas retas considerando o intercepto coesivo residual (c'_r) igual a zero. O critério para o final de cada ensaio foi a observação de um segmento horizontal no gráfico tensão cisalhante normalizada versus logaritmo do deslocamento cisalhante, visualizada no computador durante o ensaio. O deslocamento requerido para obter-se a condição residual apresentou usualmente valores de deslocamento superiores a 250 mm.

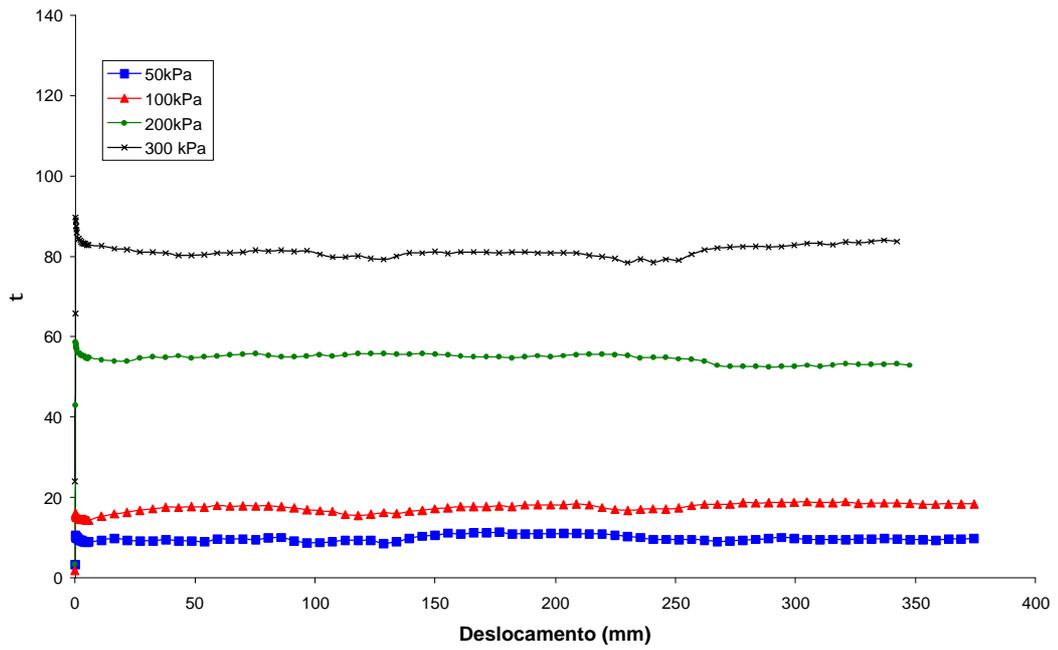


Figura 5.20 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – km 1000 (Bloco RO1)

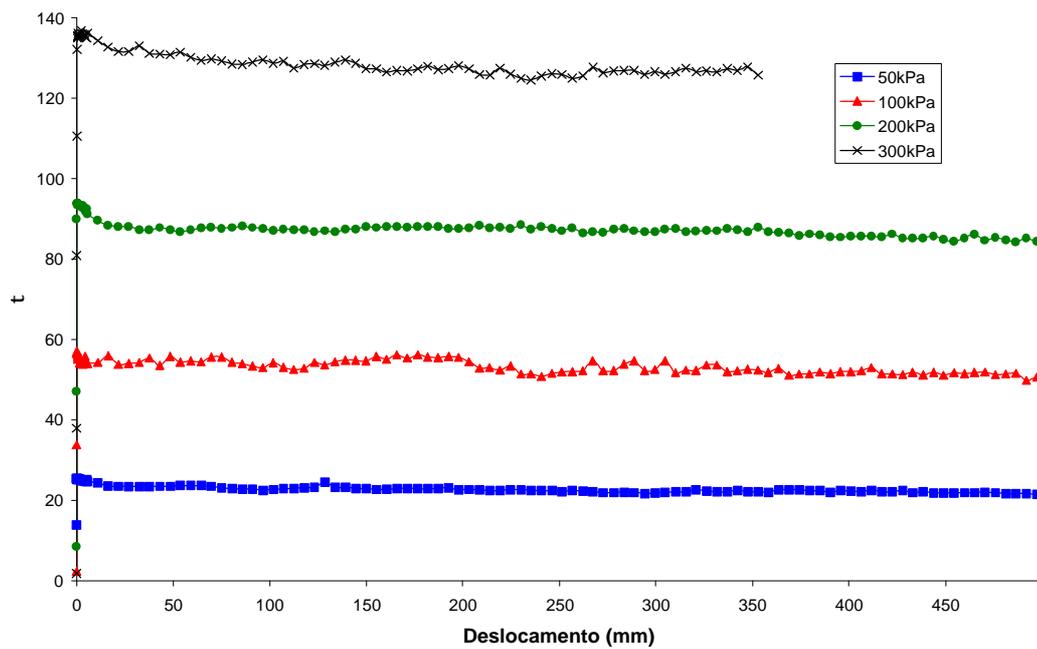


Figura 5.21 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – km 998 (Bloco AV1)

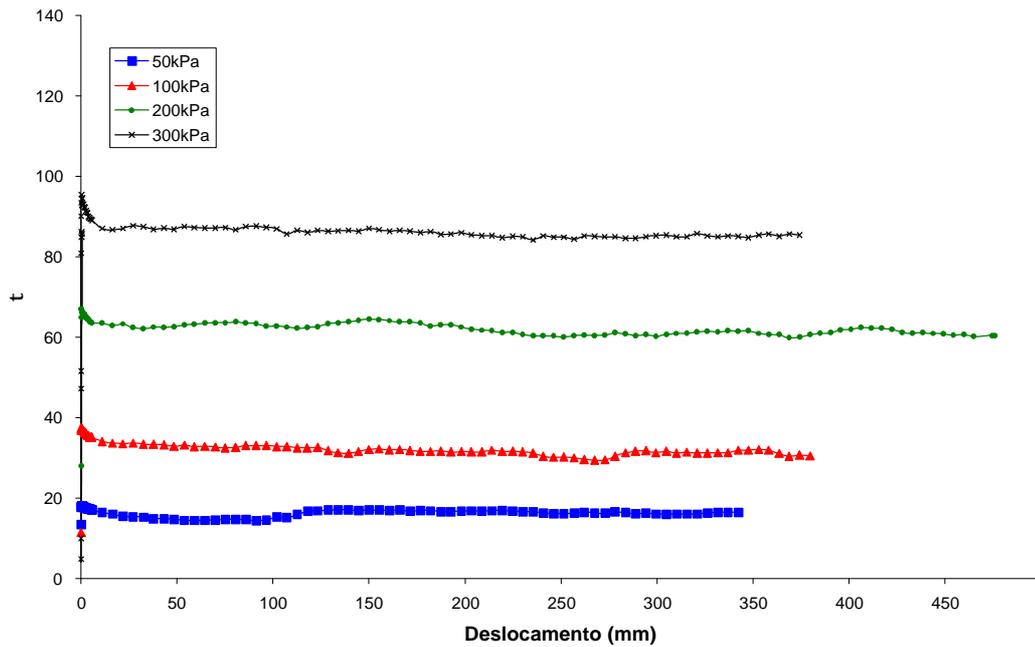


Figura 5.22 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal – km 998 (Bloco ES1)

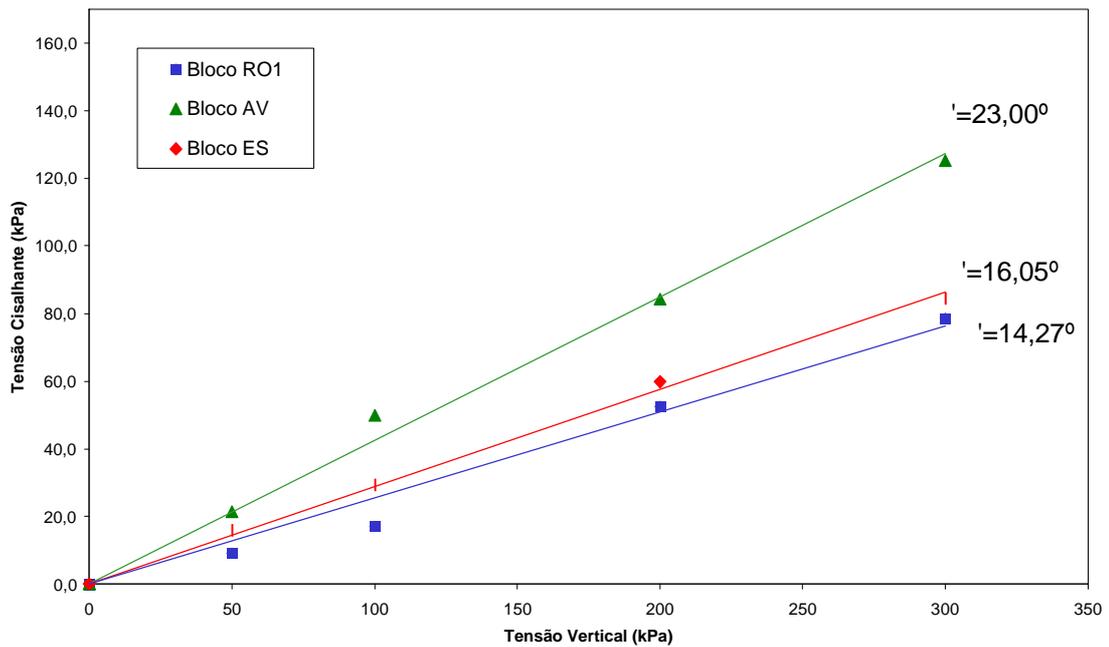


Figura 5.23 – Envoltórias de ruptura de resistência ao cisalhamento residual, obtidas com ensaios *ring shear*

Nas curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, obtidas nos ensaios *ring shear*, verifica-se que em geral não ocorreu diminuição significativa da resistência ao cisalhamento com o aumento do deslocamento horizontal medido (no entanto, é possível que alguma diminuição tenha ocorrido durante a rotação completa padronizada, sem medição de torque, que é realizada no início de cada ensaio). A Tabela 5.13 apresenta os valores de índice

de plasticidade e ângulo de atrito interno residual para os solos ensaiados. O valor mais elevado do ângulo de atrito interno residual do solo do bloco AV1 era esperado devido ao seu baixo valor de índice de plasticidade e ao teor de material arenoso identificado na curva granulométrica (Tabela 5.4). É interessante, entretanto, observar que o solo do bloco RO1 apresentou um valor de ϕ'_r inferior, embora tendo índice de plasticidade semelhante ao solo do bloco AV1.

Tabela 5.13 – Valores de índice de plasticidade e ângulo de atrito interno residual para os solos ensaiados

Amostra	IP	ϕ'_r
Bloco RO1	16,0	14,27
Bloco AV	15,8	23,00
Bloco ES	38,8	16,05

Muitos solos apresentam uma redução do valor de ϕ'_r com o aumento do índice de plasticidade, o qual é tipicamente associado aos solos sedimentares de regiões temperadas (Lupini *et al*, 1981). Para os solos com baixo índice de plasticidade, o comportamento do tipo granular é responsável por valores elevados de ϕ'_r . Para os solos com alto índice de plasticidade, a orientação das partículas argilosas de forma lamelar é o mecanismo responsável pela progressiva redução da resistência ao cisalhamento até chegar ao valor da condição residual.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual, obtidos para os solos coluvionares do km 998 e do km 1000, encontram-se dentro da faixa de valores citados na bibliografia consultada.

5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS

Esta seção apresenta os resultados dos ensaios triaxiais (CIU) com corpo de prova indeformado e com corpo de prova remoldado e dos ensaios triaxiais especiais realizados seguindo trajetórias de tensões efetivas convencionais, com tensão confinante mantida constante durante a fase de cisalhamento. A medida que os resultados forem apresentados, serão discutidos. São apresentados os resultados dos solos do bloco RO1, RO2, AV1 e ES1 respectivamente. O procedimento para montagem e realização dos ensaios triaxiais foram apresentados no Capítulo IV. Os eixos de tensões utilizados na apresentação dos resultados,

gráficos (trajetória de tensões) correspondem às equações 5.1 e 5.2 (Lambe e Whitman, 1969):

$$q = (\mathbf{s}\hat{\zeta} - \mathbf{s}\check{\zeta})/2 \text{ (equação 5.1)}$$

$$p\check{\zeta} = (\mathbf{s}\hat{\zeta} + \mathbf{s}\check{\zeta})/2. \text{(equação 5.2)}$$

5.5.1 Correção de área dos corpos de prova dos ensaios triaxiais

A apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais foi realizada de acordo com a correção de área dos corpos de prova ensaiados. Os procedimentos de correção de área adotados nesta dissertação foram apresentados por Germaine e Ladd (1988), sendo também comparados com aqueles sugeridos anteriormente por Bishop e Henkel (1962). Germaine e Ladd (1986) apresentaram também uma discussão sobre outros problemas que ocorrem nos procedimentos convencionais de ensaios triaxiais (CIU e CID).

As correções de área realizadas foram: (a) correção cilíndrica do corpo de prova (isto é, deformação retilínea do corpo de prova) e (b) correção parabólica do corpo de prova (isto é, deformação em forma de barril do corpo de prova). A equação 5.3 apresenta a fórmula utilizada para a correção cilíndrica do corpo de prova. A equação 5.4 apresenta a fórmula utilizada para a correção parabólica do corpo de prova.

$$A_c = A_0 \left[\frac{1 - \mathbf{e}_v}{1 - \mathbf{e}_a} \right] \text{ (equação 5.3)}$$

$$A_c = A_0 \left[-\frac{1}{4} + \frac{\sqrt{25 - 20 \cdot \mathbf{e}_a - 5 \cdot \mathbf{e}_a^2}}{4(1 - \mathbf{e}_a)} \right]^2 \text{ (equação 5.4)}$$

Onde:

A_c – área corrigida;

A_0 – área do corpo de prova após o adensamento;

\mathbf{e}_v – deformação volumétrica após o adensamento do corpo de prova;

\mathbf{e}_a – deformação axial durante a fase de cisalhamento.

Em todos os ensaios triaxiais (CIU) realizados com amostras indeformadas foi observada a formação de um plano de ruptura no corpo de prova coincidindo com o pico de resistência ao cisalhamento em pequenas deformações axiais. A partir do pico, com o aumento das deformações axiais, os corpos de prova apresentaram deformações com formato de barril. Desta forma as correções de área utilizadas foram as correções cilíndricas para deformações axiais até a ruptura e, a partir da ruptura, adotou-se as correções parabólicas. As Fotos 5.1 a 5.3 apresentam os corpos de prova depois de ensaiados.

Nos ensaios triaxiais especiais, os corpos de prova apresentaram pequenas deformações laterais (Foto 5.4), portanto decidiu-se adotar a correção de área cilíndrica dos corpos de prova para toda a fase de cisalhamento. Já nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados, as deformações identificadas foram com formato de barril. Decidiu-se então adotar para estes ensaios a correção de área parabólica dos corpos de prova. Desta forma garante-se que os resultados que serão apresentados aproximam-se mais do real comportamento dos corpos de prova nos ensaios triaxiais.



Foto 5.1 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 50 kPa, referente ao km 1000 (Bloco RO1)



Foto 5.2 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 50 kPa referente ao km 998 (Bloco AV1)



Foto 5.3 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 400 kPa, referente ao km 1000 (Bloco RO1)



Foto 5.4 – Deformação pós-pico do corpo de prova ensaiado com tensão confinante efetiva de 20 kPa, referente ao km 1000 (Bloco RO1)

As Figuras 5.24 e 5.25 apresentam as trajetórias de tensões e as curvas de tensão desvio versus deformação axial, com as correções de área cilíndrica e parabólica dos corpos de prova moldados a partir do bloco RO1 (km 1000). Estas correções foram selecionadas conforme o padrão de deformações apresentado pelos corpos de prova nos ensaios triaxiais (CIU).

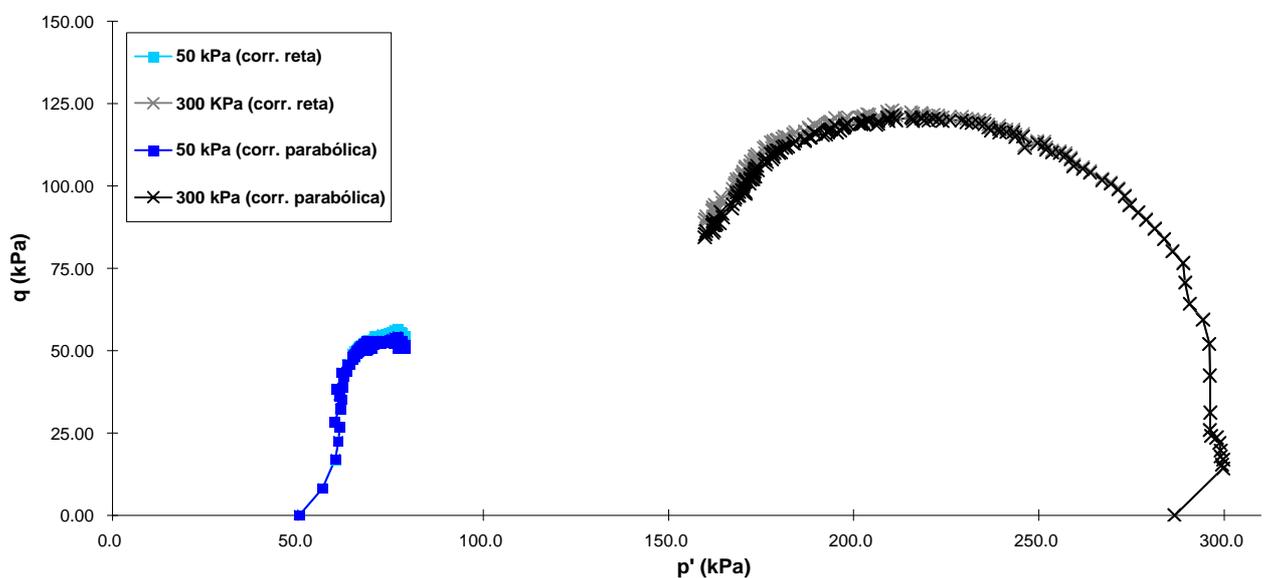


Figura 5.24 – Trajetórias de tensões (p' x q) para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1), com as correções de área cilíndrica e parabólica dos corpos de prova ensaiados.

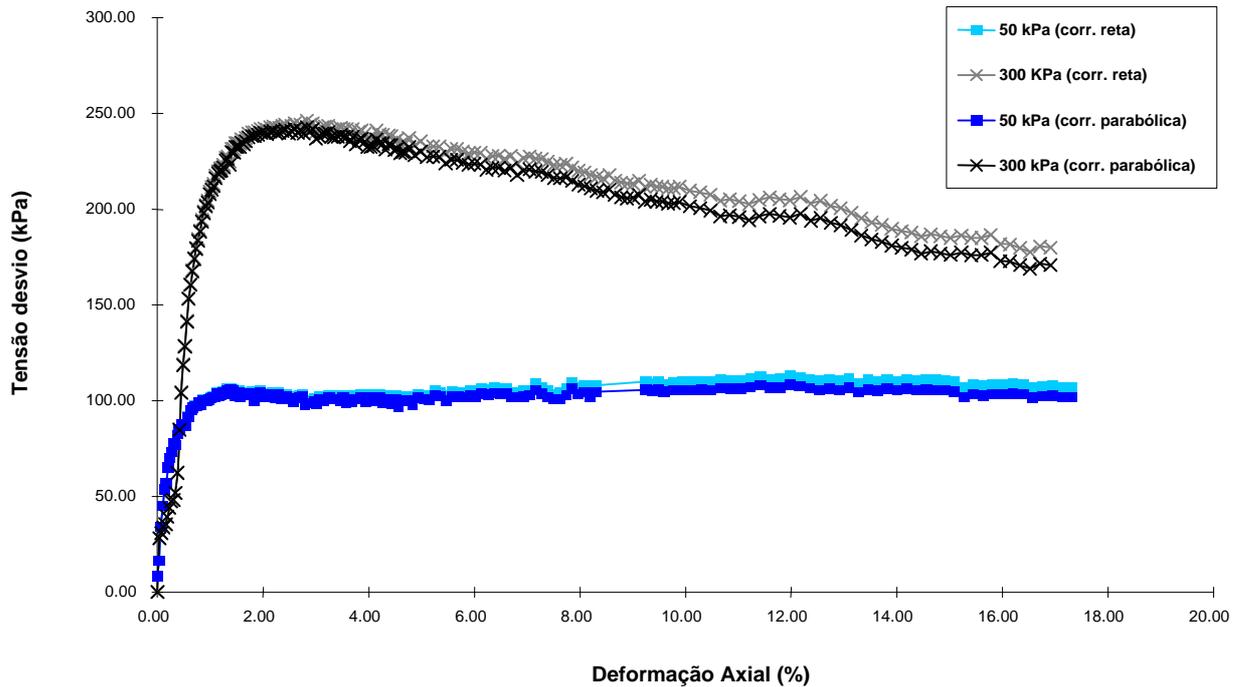


Figura 5.25 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1), com correções de área cilíndrica e parabólica dos corpos de prova ensaiados

De acordo com as Figuras 5.24 e 5.25, os ensaios realizados apresentaram comportamentos diferentes conforme as correções de área utilizadas. Para tensões baixas, a correção de área cilíndrica (retilínea) apresenta comportamento semelhante à correção de área parabólica. Para as tensões altas, as duas correções de área dos corpos de prova apresentam uma queda da resistência ao cisalhamento com o aumento da deformação axial, porém a deformação parabólica apresenta uma queda maior.

5.5.2 Ensaio triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados

Foram realizados 2 ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados. Estes ensaios foram realizados com tensão efetiva de confinamento de 150 kPa. Os corpos de prova foram cisalhados até deformações axiais de 11% e 13% (ensaio 1 e ensaio 2 respectivamente). Os corpos de prova ensaiados apresentaram deformação no formato de barril.

O cálculo do volume de solo deformado a ser moldado, nas mesmas condições iniciais dos corpos de prova indeformados, para os ensaios triaxiais (CIU), foi realizado a partir dos índices físicos iniciais dos correspondentes corpos de prova indeformados. A Tabela 5.15

apresenta os índices físicos referentes aos corpos de prova moldados do bloco RO1 (km 1000). O procedimento de moldagem dos corpos de prova remoldados para os ensaios triaxiais (CIU) está apresentado no Capítulo IV.

O objetivo dos ensaios triaxiais (CIU) com os corpos de prova remoldados era permitir a comparação das técnicas de correção de área utilizadas. Após ensaiado cada corpo de prova, obteve-se, através da medição do seu diâmetro e da sua altura com o auxílio de um paquímetro, as dimensões do corpo de prova deformado. Para fins de comparação, estão apresentadas na Tabela 5.14 (i) a área de cada corpo de prova antes do ensaio, (ii) a área calculada após o adensamento, (iii) a área ao final da fase de cisalhamento calculada com a correção cilíndrica, (iv) a mesma área, mas calculada com a correção parabólica, e (v) a área obtida a partir da medição direta do diâmetro do corpo de prova após o ensaio.

As Figuras 5.26, 5.27 e 5.28 apresentam as trajetórias de tensões, as curvas de tensão desvio versus deformação axial e a variação da poropressão versus deformação axial, respectivamente obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados.

Tabela 5.14 – Áreas dos corpos de prova remoldados – km 1000 (Bloco RO1)

Bloco RO1 km 1000	Área inicial do corpo de prova	Área após o adensamento do corpo de prova	Área do corpo de prova após o final do ensaio	Área do corpo de prova com correção cilíndrica	Área do corpo de prova com correção parabólica
Tensão efetiva de confinamento σ'_3 (kPa)					
(ensaio 1) 150 kPa	19,63	19,52	24,44	22,20	23,15
(ensaio 2) 150 kPa	19,71	19,58	23,48	22,60	23,69

De acordo com a Tabela 5.14, pode-se verificar que as áreas dos corpos de prova medidas após o final dos ensaios são mais próximas das áreas calculadas com a utilização da correção parabólica. Portanto estas informações foram essenciais para confirmação da escolha da correção de área parabólica dos corpos de prova para os demais ensaios realizados.

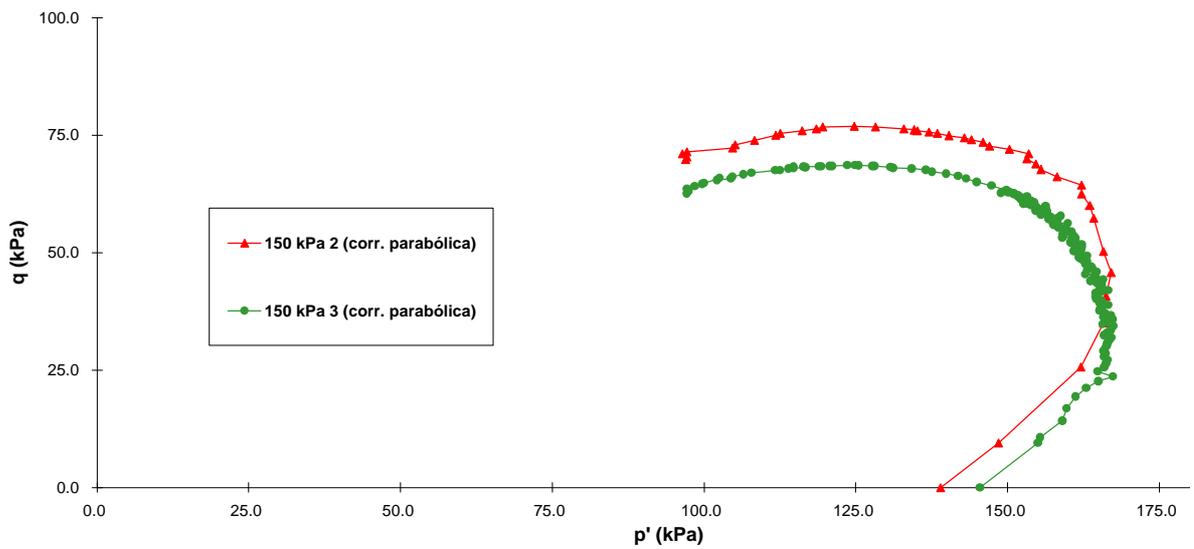


Figura 5.26 – Trajetórias de tensões (p' x q) para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados, referente ao km 1000 (Bloco RO1).

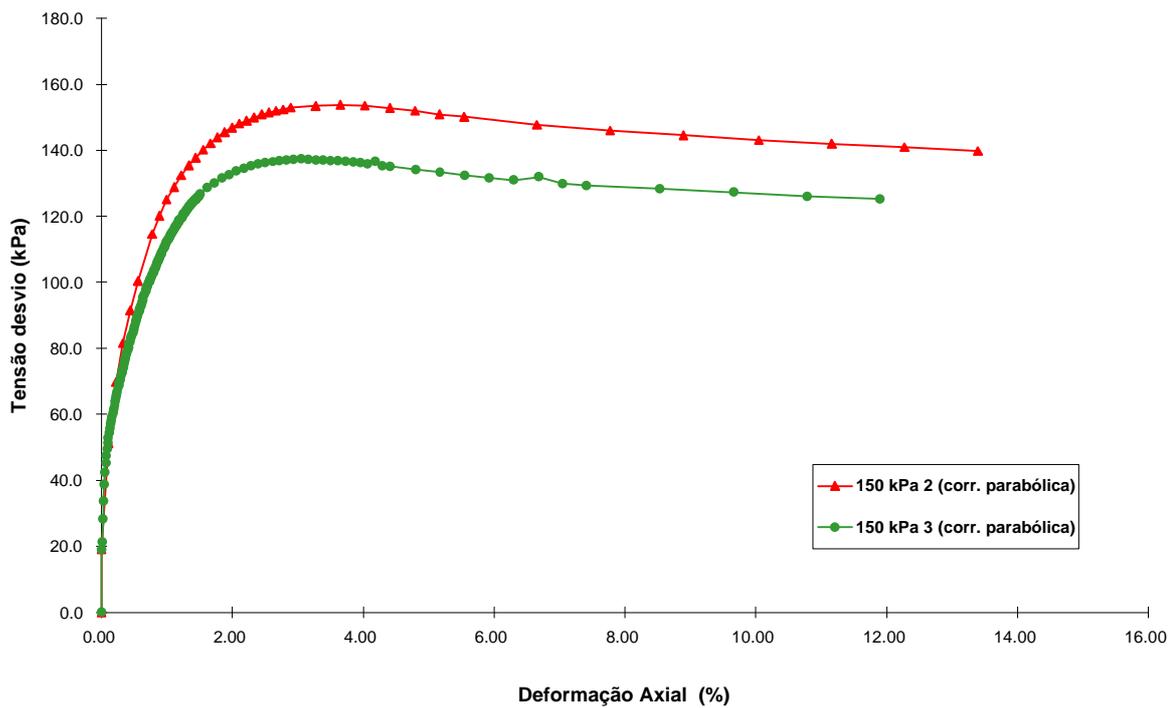


Figura 5.27 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)

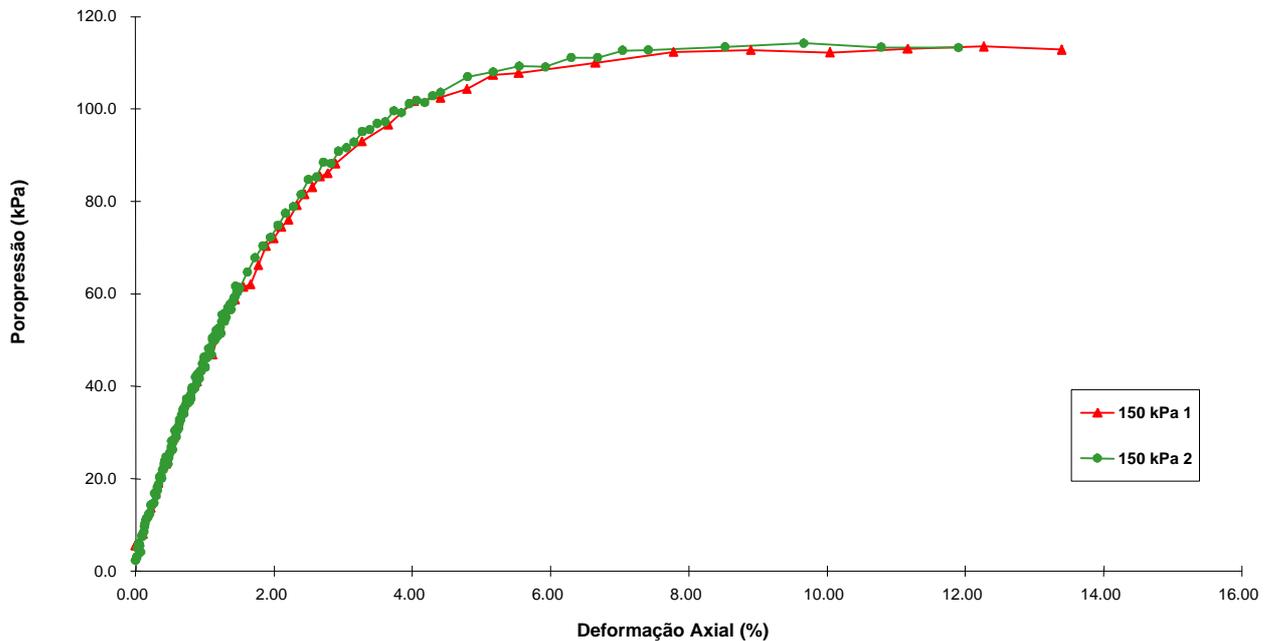


Figura 5.28 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova remoldados referente ao km 1000 (Bloco RO1)

5.5.3 Ensaio triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados

A seguir serão apresentadas as trajetórias de tensões, as curvas de tensão desvio versus deformação axial e de variação da poropressão versus deformação axial, obtidas para cada corpo de prova dos blocos RO1, RO2, AV1 e ES1 nos ensaios triaxiais (CIU) realizados. À medida que os resultados forem apresentados, serão discutidos. Também serão apresentados os índices físicos iniciais dos corpos de prova para estes ensaios.

5.5.3.1 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco RO1 (km 1000)

A Tabela 5.16 apresenta os índices físicos iniciais dos corpos de prova ensaiados com diferentes tensões de confinamento efetiva. As Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 apresentam as trajetórias de tensões, as curvas de tensão desvio versus deformação axial e de variação da poropressão versus deformação axial, respectivamente obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados moldados a partir do bloco RO1 (km 1000).

Tabela 5.15 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 1000 (Bloco RO1)

Tensão Efetiva de confinamento σ'_3 (kPa)	Índice de vazios e_0	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
50	1,54	38,8	15,62	11,26	72,0
100	1,60	44,90	15,91	11,01	80,3
200	1,56	46,86	16,38	11,15	85,7
300	1,51	45,36	16,57	11,40	86,0
Média	1,55	43,98	16,12	11,21	81,0

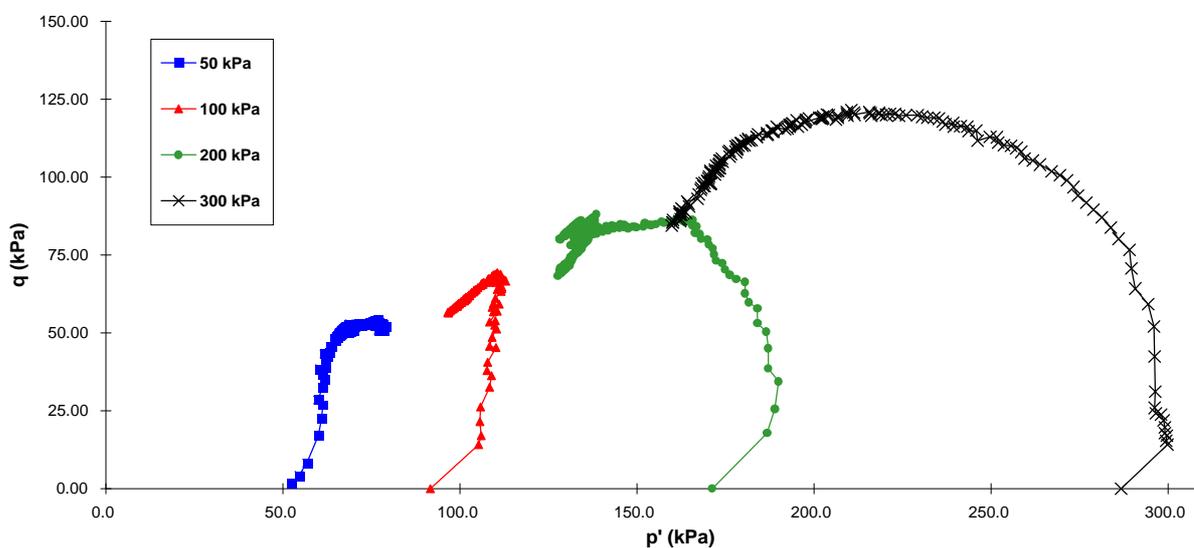


Figura 5.29 – Trajetórias de tensões (p' x q) para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1)

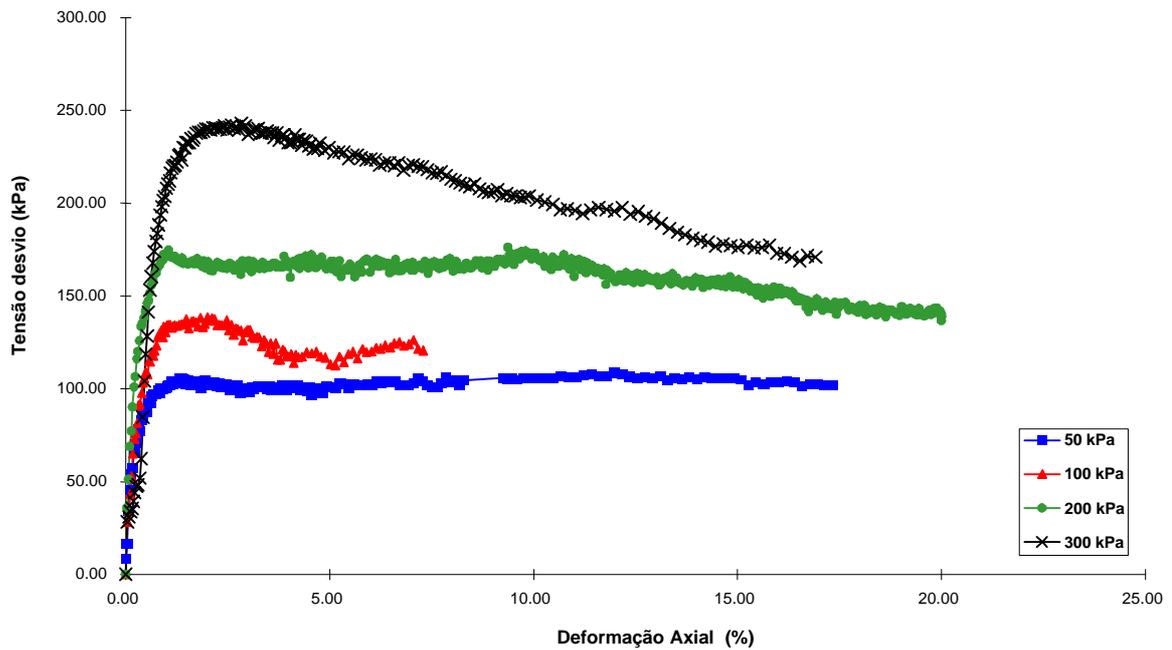


Figura 5.30 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1)

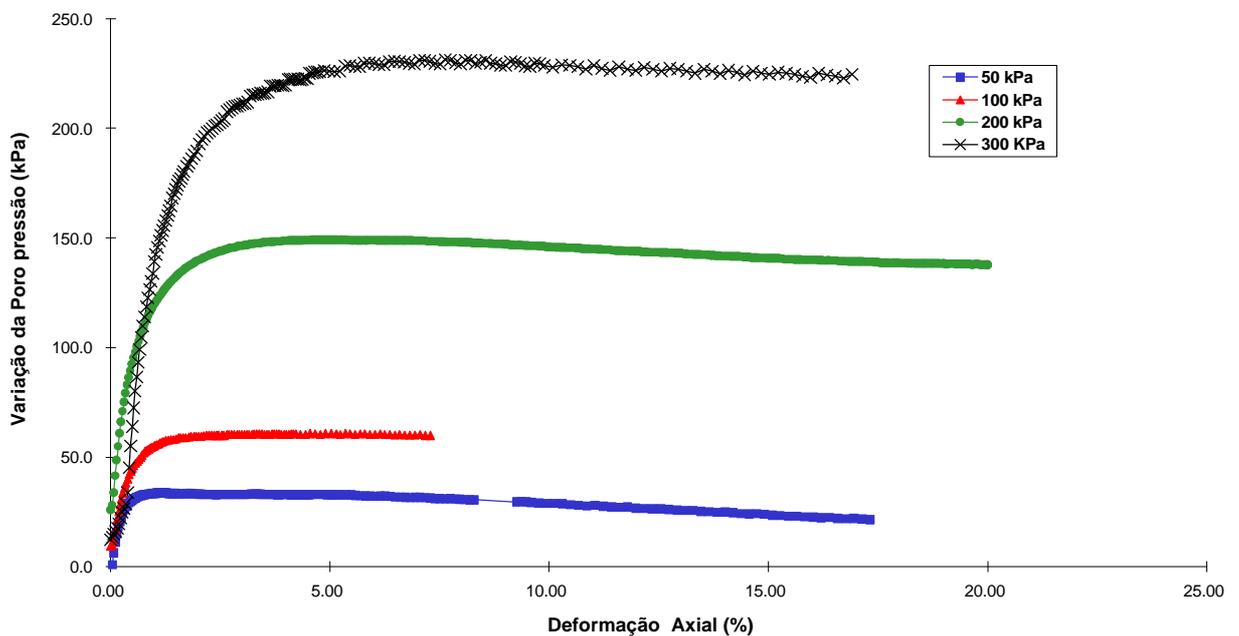


Figura 5.31 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO1)

As curvas de tensão desvio versus deformação axial apresentaram um pico de resistência ao cisalhamento para as tensões efetivas de confinamento acima de 50 kPa (estes picos ocorrem para deformações axiais inferiores a 2%). Nos ensaios realizados com tensão efetiva de confinamento de 50 kPa e 200 kPa, o pico de resistência foi pequeno. No ensaio com tensão

efetiva de confinamento de 50 kPa, observou-se uma tendência de diminuição da poropressão após a ruptura. No ensaio com tensão efetiva de confinamento de 200 kPa, observou-se uma tendência muito pequena de diminuição da poropressão após a ruptura. Os demais ensaios não apresentaram variação de poropressão após a ruptura. O ensaio com tensão efetiva de confinamento 100 kPa foi interrompido com deformações axiais inferiores que os demais ensaios pelo fato de ter havido falta de energia elétrica. Para este ensaio o corpo de prova já havia atingido o pico de resistência quando houve a falta de energia, então decidiu-se aproveitá-lo para a aquisição dos parâmetros de resistência. Os ensaios atingiram a ruptura para deformações axiais aproximadas de 3%. Nas trajetórias de tensões pode-se observar uma envoltória bem definida para os corpos de prova ensaiados.

5.5.3.2 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco RO2 (km 1000)

A Tabela 5.16 apresenta os índices físicos iniciais dos corpos de prova ensaiados com diferentes tensões de confinamento efetivas. As Figuras 5.32, 5.33 e 5.34 apresentam as trajetórias de tensões, as curvas de tensão desvio versus deformação axial e de variação da poropressão versus deformação axial, respectivamente obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados moldados a partir do bloco RO2 (km 1000).

Tabela 5.16 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 1000 (Bloco RO2)

Tensão Efetiva de confinamento σ'_3 (kPa)	Índice de vazios e_0	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
50	1,46	39,12	16,24	11,67	77,0
100	1,34	39,93	17,14	12,25	85,4
200	1,48	32,55	16,31	11,54	70,2
300	1,52	33,74	15,22	11,38	63,7
400	1,24	39,73	17,86	12,78	91,7

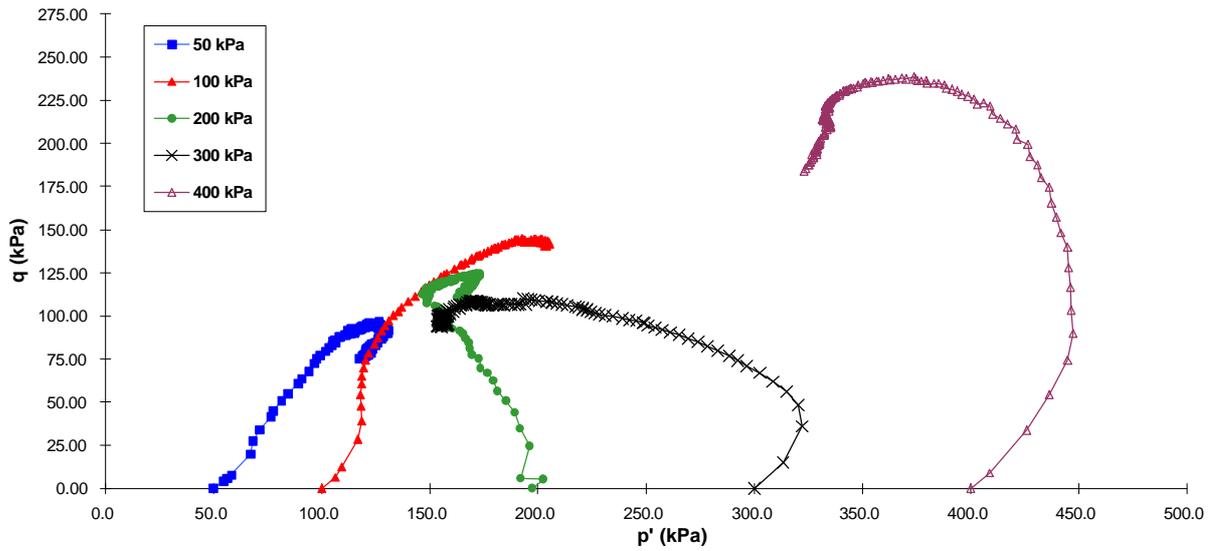


Figura 5.32 – Trajetórias de tensões (p' x q) para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 1000 (Bloco RO2).

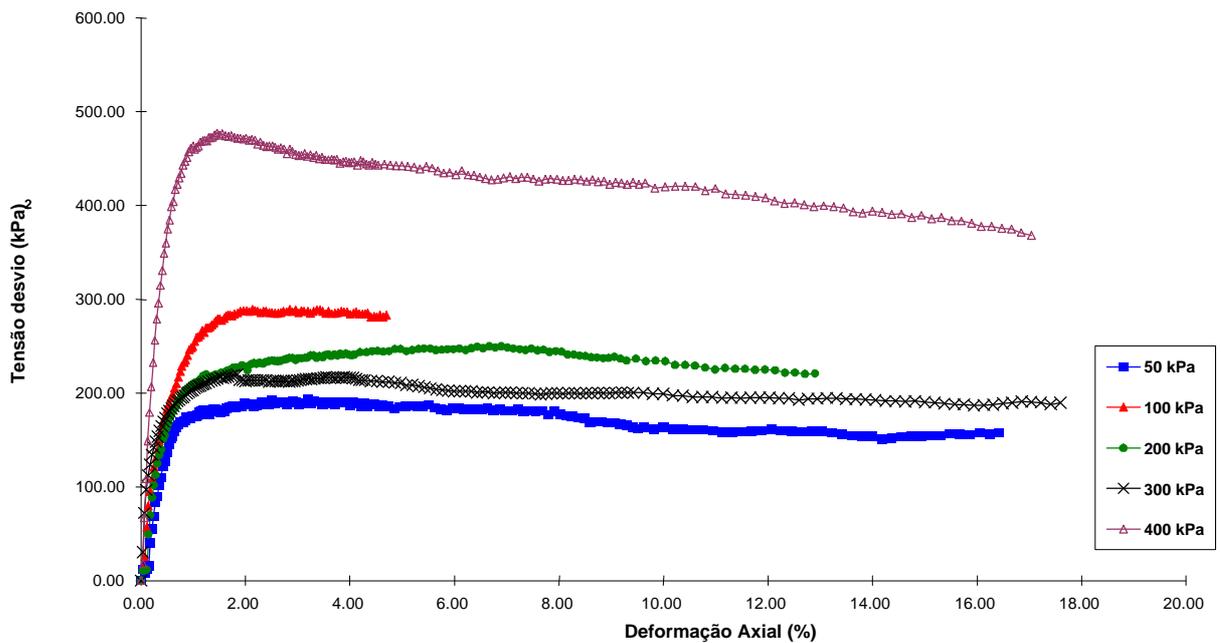


Figura 5.33 – Curvas tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 1000 (Bloco RO2)

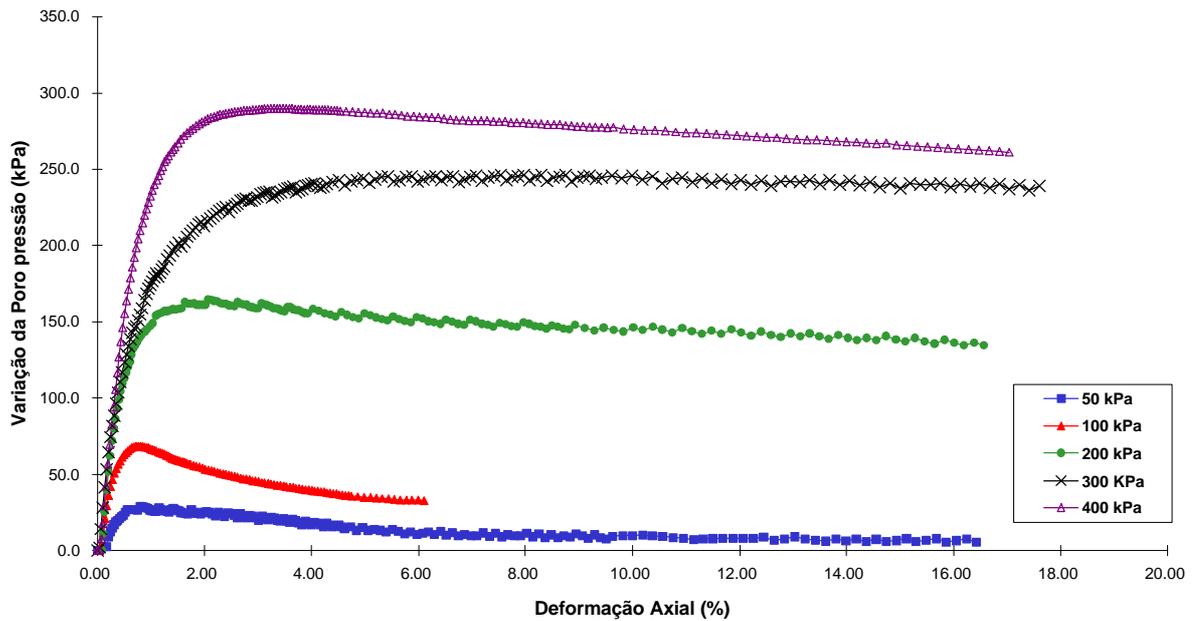


Figura 5.34 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 1000 (Bloco RO2)

As curvas tensão desvio versus deformação axial não apresentaram um pico de resistência ao cisalhamento bem definido para o intervalo de tensões efetivas de confinamento de 50 kPa a 300 kPa, mas o ensaio realizado com a tensão efetiva de confinamento de 400 kPa apresentou um pico bem definido. O ensaio realizado com a tensão efetiva de confinamento de 100 kPa apresentou maior resistência ao cisalhamento que os ensaios realizados com tensões efetivas de confinamento de 50 kPa, 200 kPa e 300 kPa. O ensaio realizado com a tensão efetiva de confinamento de 300 kPa apresentou, no entanto, menor resistência ao cisalhamento que o ensaio realizado com tensão efetivas de confinamento de 200 kPa. Esta diferença pode ser originada pela heterogeneidade do bloco RO2 amostrado no km 1000. Embora o bloco RO1 tenha sido amostrado próximo ao Bloco RO2, os resultados daquele bloco não apresentaram heterogeneidade significativa.

Os ensaios atingiram a ruptura para deformações axiais aproximadas entre 1% e 2%. Para o ensaio realizado com a tensão efetiva de confinamento de 400 kPa, observa-se uma grande perda de resistência ao cisalhamento com o aumento da deformação axial. Os ensaios realizados com a tensão confinante efetiva de 50 kPa, 200 kPa e 400 kPa apresentaram uma tendência à diminuição da poropressão após a ruptura forte. O ensaio realizado com a tensão confinante efetiva de 100 kPa apresentou uma forte tendência à diminuição da poropressão após a ruptura do corpo de prova. Este ensaio foi interrompido com deformações axiais inferiores que os demais ensaios pelo fato de ter havido falta de energia elétrica. Para este

ensaio o corpo de prova já havia atingido o pico de resistência quando houve a falta de energia, então decidiu-se aproveitá-lo para a aquisição dos parâmetros de resistência.

5.5.3.3 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco AV1 (km 998)

A Tabela 5.17 apresenta os índices físicos iniciais dos corpos de prova ensaiados com diferentes tensões de confinamento efetivas. As Figuras 5.35, 5.36 e 5.37 apresentam as trajetórias de tensões, as curvas de tensão desvio versus deformação axial e de variação da poropressão versus deformação axial respectivamente obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados moldados a partir do bloco AV1 (km 998).

Tabela 5.17 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 998 (Bloco AV1)

Tensão Efetiva de confinamento σ'_3 (kPa)	Índice de vazios e_0	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	S (%)
50	1,15	31,70	17,11	12,99	76,9
100	1,09	29,20	17,24	13,34	74,6
200	1,03	28,45	17,69	13,77	77,2
300	1,10	33,40	17,72	13,28	84,5
400	0,99	29,22	18,15	14,05	82,5

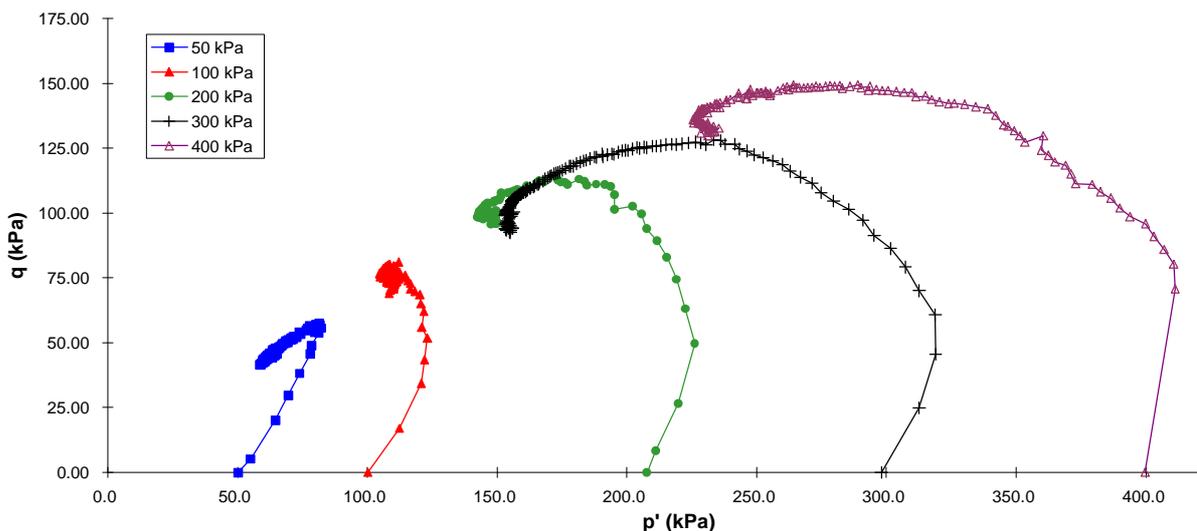


Figura 5.35 – Trajetórias de tensões (p' x q) para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco AV1)

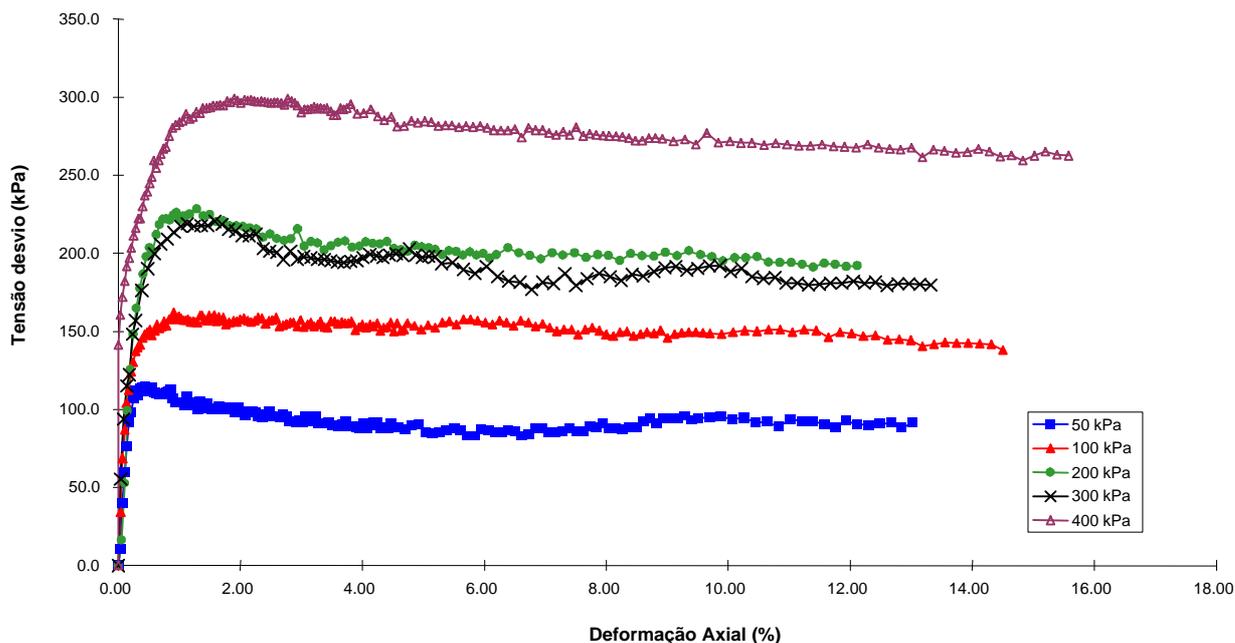


Figura 5.36 – Curvas de tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco AV1)

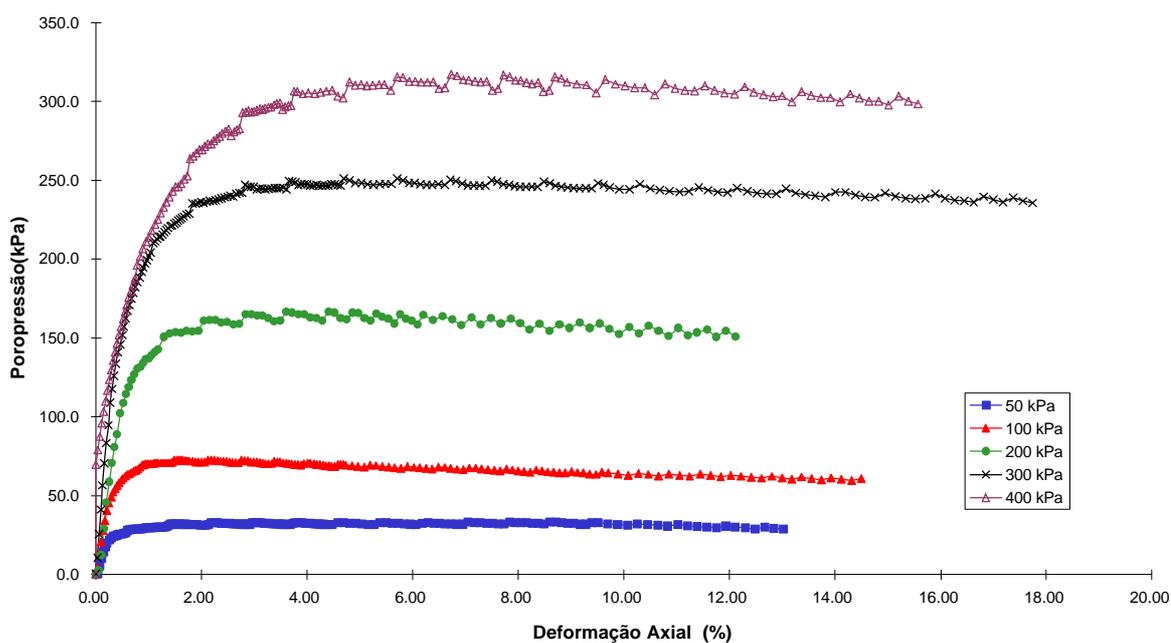


Figura 5.37 – Curvas de variação de poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco AV1).

Nas curvas de tensão desvio versus deformação axial não se observou um pico de resistência ao cisalhamento bem definido apenas para o ensaio com a tensão de confinamento efetiva de 100 kPa. Os picos de resistência observados ocorrem para deformações axiais inferiores a 2%. Nestes ensaios não se observou tendência à diminuição da poropressão após a ruptura dos corpos de prova. Após a ruptura, observa-se nos ensaios realizados com as tensões

de confinamento efetivas mais altas uma redução da resistência ao cisalhamento com o aumento da deformação axial. Para os ensaios realizados com baixas tensões efetivas de confinamento, observou-se uma constância da resistência ao cisalhamento com o aumento da deformação axial. As trajetórias de tensões identificam uma envoltória bem definida para os corpos de prova ensaiados.

5.5.3.4 Resultados dos ensaios triaxiais – bloco ES1 (km 998)

A Tabela 5.18 apresenta os índices físicos iniciais dos corpos de prova ensaiados com diferentes tensões de confinamento efetivas. As Figuras 5.37, 5.38 e 5.39 apresentam as trajetórias de tensões, as curvas de tensão desvio versus deformação axial e de variação da poropressão versus deformação axial, respectivamente obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados moldados a partir do bloco ES1 (km 998).

Tabela 5.18 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais (CIU) – km 998 (Bloco ES1)

Tensão Efetiva de confinamento σ'_3 (kPa)	Índice de vazios e_0	Teor de umidade w (%)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	S (%)
50	1,28	42,09	17,28	12,16	91,0
100	1,29	38,27	16,80	12,15	82,7
200	1,09	31,93	17,55	13,30	81,5
300	1,18	37,00	17,43	12,72	86,8
400	1,24	36,33	16,91	12,41	81,4

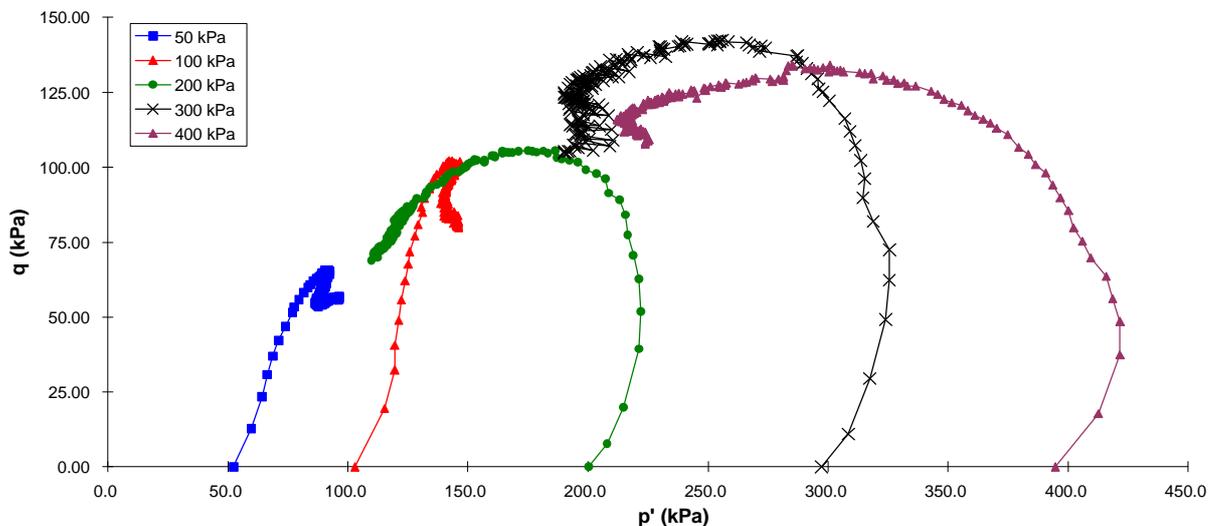


Figura 5.37 – Trajetórias de tensões (p' x q) para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 998 (Bloco ES1)

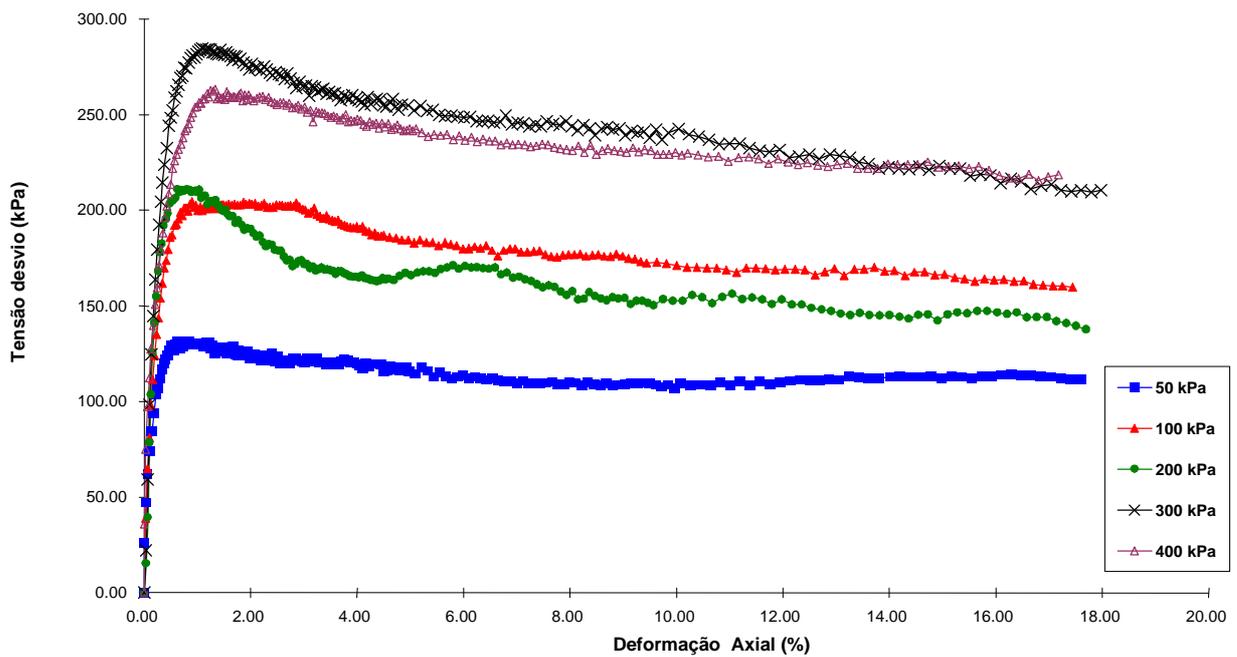


Figura 5.38 – Curvas de tensão desvio versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU), referente ao km 998 (Bloco ES1)

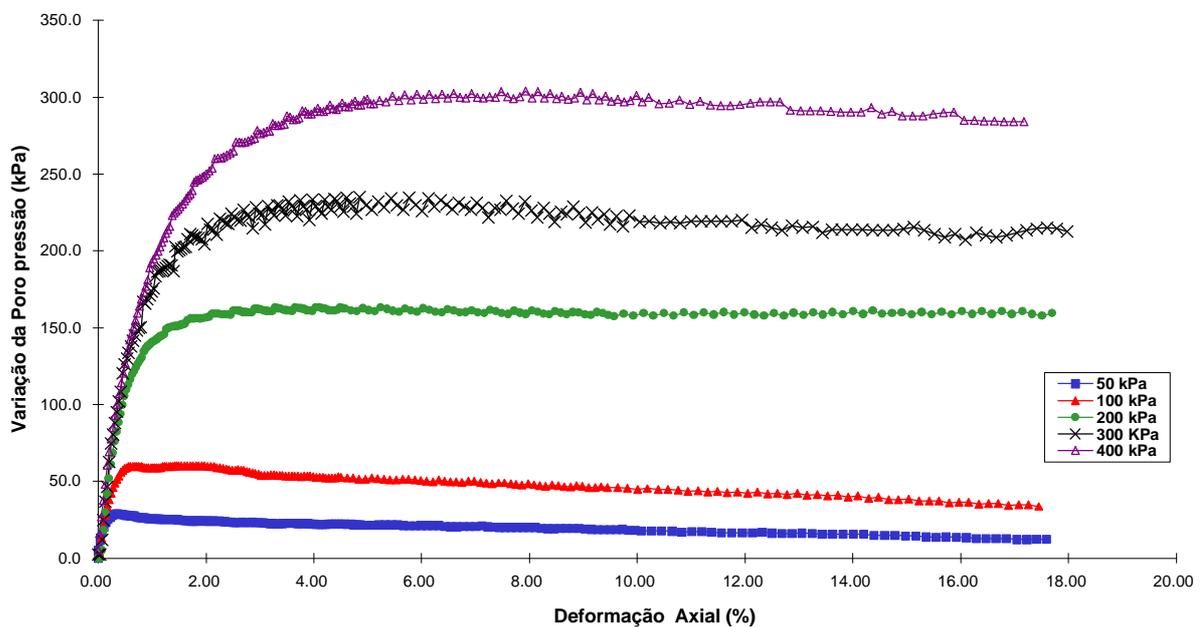


Figura 5.39 – Curvas de variação da poropressão versus deformação axial para os ensaios triaxiais (CIU) referente ao km 998 (Bloco ES1)

Nas curvas de tensão desvio versus deformação axial observou-se um pico de resistência ao cisalhamento bem definido para cada ensaio realizado com o solo do bloco ES1. Os picos de resistência observados ocorrem para deformações axiais inferiores a 2%. Nestes ensaios observou-se pequena tendência à diminuição da poropressão após a ruptura nos

ensaios realizados com tensões confinantes efetivas de 50 kPa, 100 kPa, 300 kPa e 400 kPa. Para o ensaio com tensão confinante efetiva de 200 kPa não foi observada variação de poropressão após a ruptura do corpo de prova. Após a ruptura observa-se a redução da resistência ao cisalhamento com o aumento da deformação axial. As trajetórias de tensões identificam uma envoltória bem definida para os corpos de prova ensaiados, embora a trajetória do ensaio realizado a 400 kPa tenha apresentado valores menores do que o indicado pelos demais.

A seguir estão apresentados na Tabela 5.19 os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados.

Tabela 5.19 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais CIU

	Intercepto coesivo (c') kPa	Ângulo de atrito interno (ϕ') (graus)
km 1000 - Bloco RO1	$c'=19,3$	$\phi' =33,3$
km 1000 - Bloco RO2	$c'=25,6$	$\phi' =35,7$
km 998 - Bloco AV	$c'=21,4$	$\phi' =30,4$
km 998 - Bloco ES	$c'=16,7$	$\phi' =38,8$

5.5.4 Ensaios triaxiais especiais

Os procedimentos de execução destes ensaios estão descritos no Capítulo IV. Os estudos foram realizados com o solo coluvionar do talude do km 1000 do gasoduto Bolívia-Brasil devido às evidências de fluxos de detritos em regiões próximas (taludes laterais).

Através desses ensaios foram simuladas as condições relativas à ocorrência de precipitação intensas que poderiam, saturar rapidamente o talude, aumentando as poropressões no seu interior. Os resultados gerados nestes ensaios poderão subsidiar futuras análises de instabilidades de taludes naturais e de corte ao longo do gasoduto, principalmente na avaliação da sua suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos.

5.5.4.1 Cálculo das tensões efetivas de campo

Para a definição das tensões de cisalhamento a serem utilizadas nos ensaios, foram calculados os fatores de segurança para os quais os taludes não apresentariam estabilidade. A equação 5.5 apresenta a fórmula utilizada para a obtenção dos fatores de segurança. Para a

identificação da inclinação média do talude do km 1000 ($\beta=20^\circ$) foram utilizados dados existentes do Projeto FINEP CTPETRO 0682/01. O ângulo de atrito interno utilizado neste cálculo foi o obtido nos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados ($\phi'=28,2^\circ$) e o peso específico natural foi de $17,28 \text{ kN/m}^3$. A Tabela 5.20 apresenta os valores dos fatores de segurança calculados para as profundidades de 1,0 m; 2,0 m; 3,0 m e 4,0 m. Os níveis d'água no talude foram considerados através da variação do parâmetro “m” ($m=z_w/z$) variando entre 0 e 1,0. Foram também considerados na análise os interceptos coesivos de 0 kPa; 5 kPa; 10 kPa e 15 kPa.

$$FS = \frac{c' + (\gamma - m \cdot \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 b \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin b \cdot \cos b} \quad (\text{equação 5.5})$$

Onde:

c' – intercepto coesivo;

γ – peso específico do solo;

γ_w – peso específico d'água;

z_w – profundidade do nível d'água;

z – espessura de solo;

ϕ – ângulo de atrito interno;

β – inclinação média do talude.

Tabela 5.20 – Fatores de segurança do talude do km 1000 calculados para diferentes profundidades de solo, profundidades de nível d'água a partir da superfície e interceptos coesivos

Profundidade (m)	Parâmetro do nível d'água “m”					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
	Fator de Segurança calculados com intercepto coesivo de 0 kPa					
1,0	1,47	1,30	1,13	0,96	0,79	0,62
2,0						
3,0						
4,0						

...continuação da tabela 5.20

	Parâmetro do nível d'água "m"					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
	Fator de Segurança calculados com intercepto coesivo de 5,0 kPa					
1,0	2,37	2,20	2,03	1,86	1,69	1,52
2,0	1,92	1,75	1,58	1,41	1,24	1,07
3,0	1,77	1,60	1,43	1,26	1,09	0,92
4,0	1,70	1,53	1,36	1,19	1,02	0,85
	Parâmetro do nível d'água "m"					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
	Fator de Segurança calculados com intercepto coesivo de 10,0 kPa					
1,0	3,27	3,10	2,93	2,76	2,59	2,42
2,0	2,37	2,20	2,03	1,86	1,69	1,52
3,0	2,07	1,90	1,73	1,56	1,39	1,22
4,0	1,92	1,75	1,58	1,41	1,24	1,07
	Parâmetro do nível d'água "m"					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
	Fator de Segurança calculados com intercepto coesivo de 15,0 kPa					
1,0	4,17	4,00	3,83	3,66	3,49	3,32
2,0	2,82	2,65	2,48	2,31	2,14	1,97
3,0	2,37	2,20	2,03	1,86	1,69	1,52
4,0	2,15	1,98	1,81	1,64	1,47	1,30

Para o cálculo das tensões que seriam utilizadas nos ensaios foram escolhidos os fatores de segurança para as seguintes condições: profundidade de 4,0 m; níveis d'água a partir da superfície do talude variando entre 0,4 e 0,6 m e intercepto coesivo de 5 kPa.

Após escolhidos os fatores de segurança para a condição desejada foram calculadas a tensão cisalhante e a tensão vertical de um talude infinito similar ao colúvio de Timbé do Sul (km 1000). O intercepto coesivo utilizado neste cálculo foi menor que o obtido nos ensaios triaxiais (CIU) realizados em amostras indeformadas (Tabela 5.19). As equações utilizadas para obtenção das tensões cisalhante e vertical estão apresentadas abaixo (equações 5.5 e 5.6). A Tabela 5.21 apresenta os valores das tensões obtidas.

$$t = g \cdot z \cdot \sin b \cdot \cos b \quad (\text{equação 5.6})$$

$$s_v = \left(g - g_w \cdot \frac{z_w}{z} \right) \cdot z \cdot \cos^2 b \quad (\text{equação 5.7})$$

Onde:

γ – peso específico do solo;

γ_w – peso específico d'água;

z_w – profundidade do nível d'água;

z – profundidade da camada de solo;

β – inclinação média do talude.

Tabela 5.21 – Tensões cisalhantes e tensões verticais para as condições de campo a determinadas profundidades de solo e profundidades de nível d'água

	z (m)	Parâmetro do nível d'água “m”					
		0,0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
Tensão Cisalhante (kPa)	4,0	22,22					
Tensão Vertical (kPa)		61,05	53,98	46,92	39,85	32,79	25,72

De acordo com as condições escolhidas na Tabela 5.21, foi definida a tensão cisalhante de 22 kPa e as tensões verticais de 47 kPa e 40 kPa para o cálculo das tensões efetivas de confinamento que seriam utilizadas nos ensaios. Esta condição corresponde a um talude de espessura correspondente ao talude do km 1000, a um nível d'água que corresponde a uma saturação total e à possibilidade da representação das condições de tensões de campo no ensaio triaxial. Os ensaios triaxiais para simular as tensões descritas foram executados com tensão confinante efetiva de 20 kPa. A Figura 5.40 apresenta as trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados, moldados do bloco RO1, e as tensões para as condições de campo. Pode-se verificar nesta figura que as tensões escolhidas encontram-se abaixo da envoltória de ruptura dos solos ensaiados.

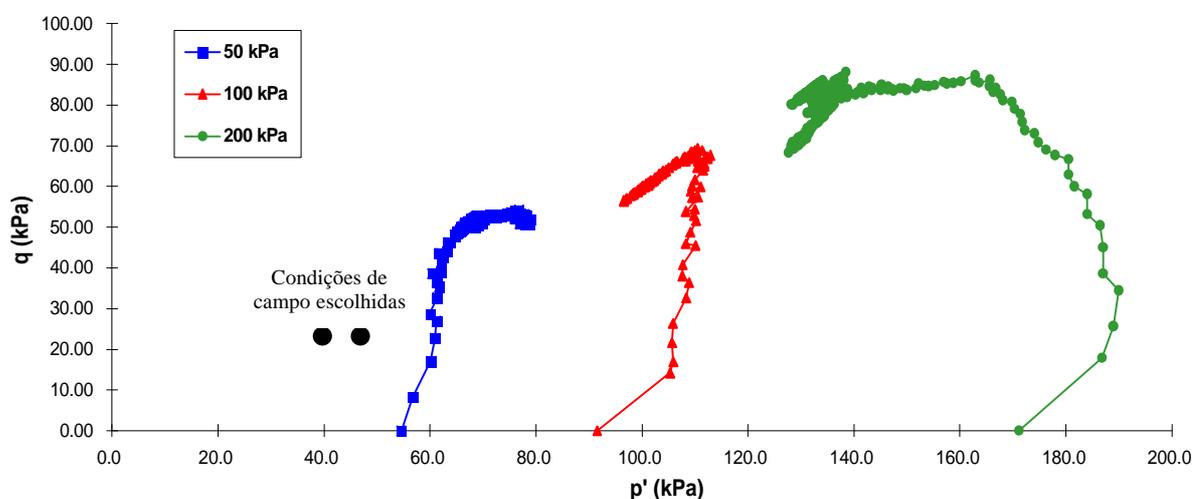


Figura 5.40 – Trajetórias de tensões ($p' \times q$) obtidas nos ensaios triaxiais (CIU) e tensões de campo

5.5.4.2 Resultados dos ensaios triaxiais especiais

Foram realizados dois ensaios triaxiais especiais com tensão efetiva de confinamento de 20 kPa. Nestes ensaios, o cisalhamento dos corpos de prova foi realizado na condição drenada até uma tensão desvio de 58 kPa, de acordo com as condições de campo. A tensão desvio foi definida de acordo com as condições de campo e de acordo com os ensaios triaxiais (CIU) com corpos de prova indeformados. Quando o corpo de prova atingia o estado de tensões existente no campo, o ensaio era interrompido por alguns minutos até estabilizar as tensões aplicadas no corpo de prova. Após estabilizadas as tensões, o ensaio prosseguia na condição não drenada até atingir uma deformação axial de aproximadamente 18%.

Os resultados obtidos nestes ensaios estão apresentados nas Figuras 5.41, 5.42, 5.43 e 5.44. Estas apresentam as trajetórias de tensões, as curvas q versus deformação axial, as curvas q versus variação de poropressão e as variações da poropressão versus deformação axial, respectivamente obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados moldados a partir do bloco RO1 (km 1000).

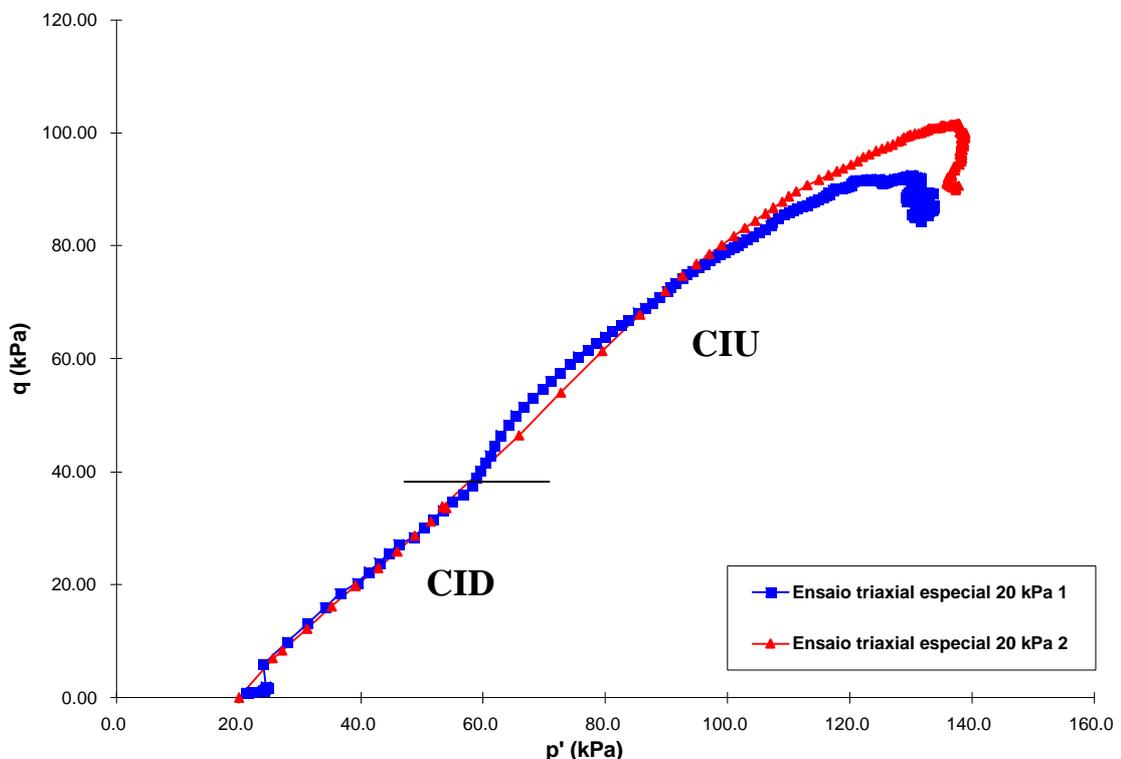


Figura 5.41 – Trajetórias de tensões (p' x q) obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)

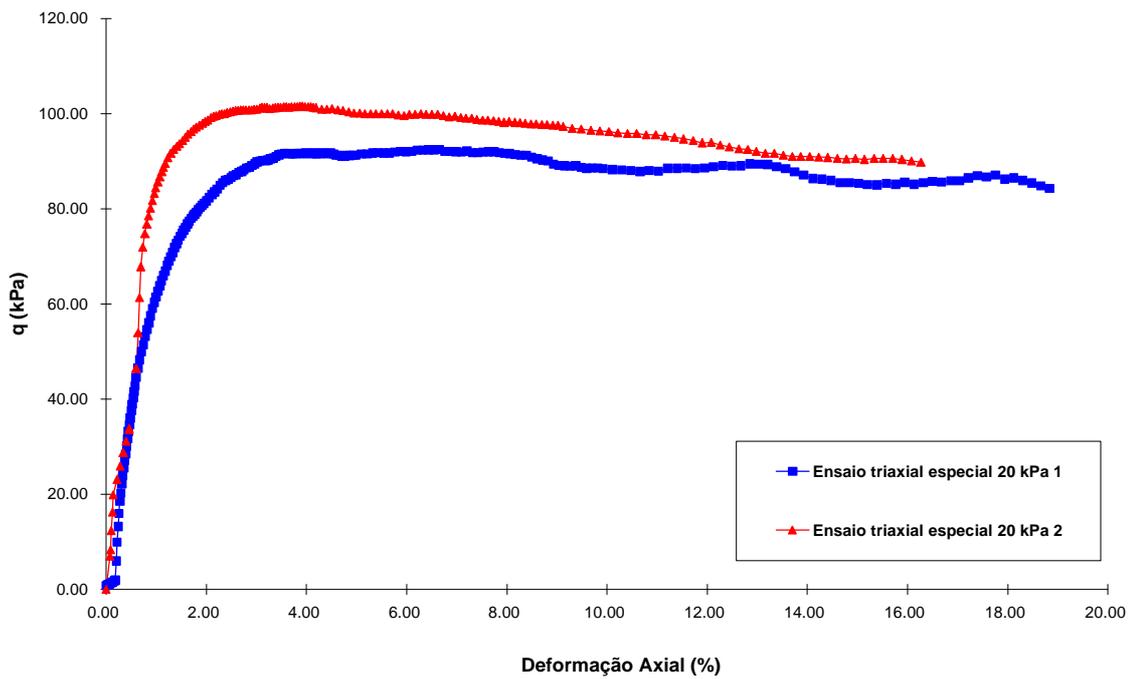


Figura 5.42 – Curvas de tensão desvio versus deformação axial, obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)

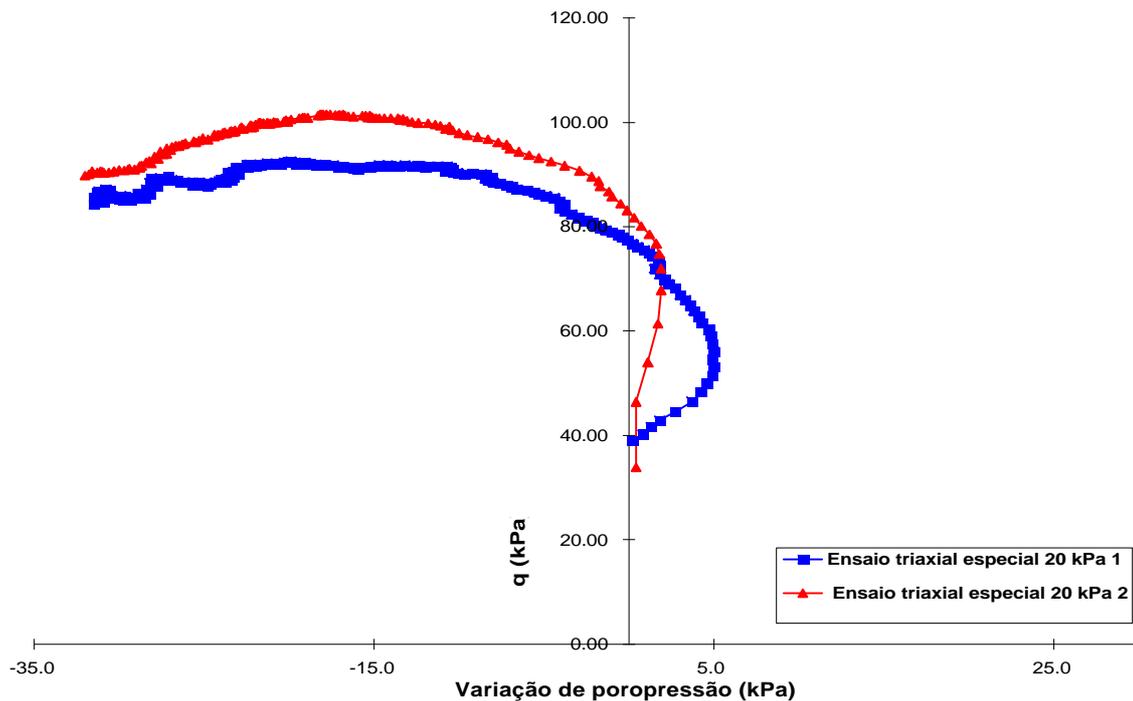


Figura 5.43 – Curvas q versus variação de poropressão obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)

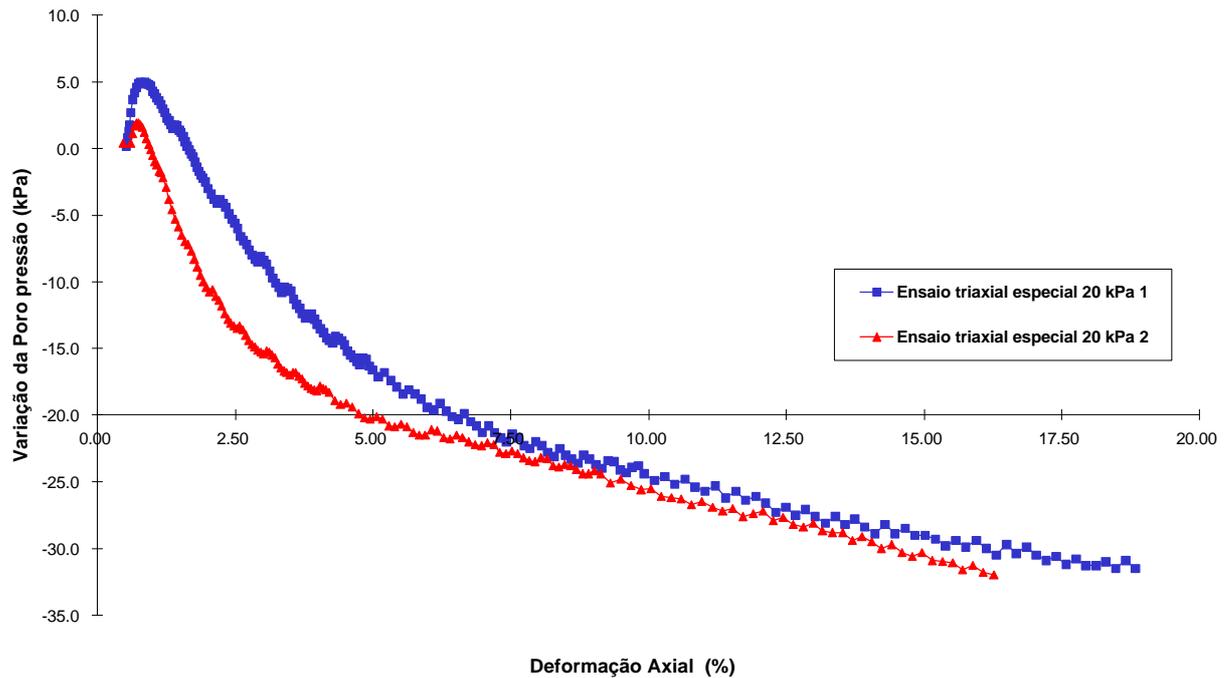


Figura 5.44 – Curvas variação da poropressão versus deformação axial obtidas nos ensaios triaxiais especiais com corpos de prova indeformados, referente ao km 1000 (Bloco RO1)

Nas curvas de tensão desvio versus deformação axial, observou-se um pico de resistência ao cisalhamento pouco acentuado para deformações axiais inferiores a 5%. Logo observa-se a redução da resistência ao cisalhamento com o aumento da deformação axial. Nas trajetórias de tensões pode-se observar uma envoltória de ruptura bem definida para os corpos de prova ensaiados. Para o início da fase não drenada dos ensaios especiais observa-se que as trajetórias atingiram a envoltória de ruptura e a percorreram até grandes deformações.

Estes ensaios demonstraram que, na fase não drenada e sob baixas tensões de confinamento, ocorre um aumento de poropressão em deformações até 1,0%, seguido pela diminuição da mesma até valores negativos. Estes resultados mostram que, carregamentos não drenados em baixas tensões confinantes sobre este solo não induzem tendência a liquefação.

CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E SUJESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

A análise dos resultados encontrados nesta dissertação permite concluir o seguinte:

- Os solos de substrato que ocorrem na área investigada são rochas vulcânicas e arenitos *intertrap*. Nesta área, as instabilidades de taludes envolvem principalmente colúvios originados das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e dos arenitos *intertrap* da Formação Botucatu. Os solos coluvionares amostrados são formados por materiais removidos do solo residual e por fragmentos de basalto e arenito;
- De acordo com os ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante respectivamente, os solos foram classificados como: bloco RO – argila siltosa e areia siltosa, bloco AV – argila arenosa e areia siltosa, bloco ES – argila arenosa e areia siltosa;
- Os solos coluvionares estudados possuem valores elevados de índice de vazios ($e_{\text{médio}}=1,55$);
- Estes solos apresentaram baixos índices de expansão (-0,73 % a 4,32 %);
- Nos ensaios de cisalhamento direto foi observada uma variação no comportamento do solo em função do nível de tensões verticais. Para baixos níveis de tensão, as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal apresentavam pico de resistência ao cisalhamento e expansão do corpo de prova antecedendo a ruptura. Para altos níveis de tensão o corpo de prova apresentava apenas contração e não havia pico de resistência. Este comportamento conduziu a envoltórias de resistência ao cisalhamento bilineares que apresentaram elevados ângulos de atrito interno para baixos níveis de tensão, indicando a possível presença de estrutura

nestes materiais. É importante salientar que este acréscimo de resistência para baixos níveis de tensão vertical está relacionado à ocorrência de expansão dos corpos de prova, mas não é atribuído apenas a esta ocorrência, pois grande parte da resistência é mobilizada durante a contração do corpo de prova. A hipótese mais provável é a de que a micro-estrutura do material seja responsável pelo acréscimo de resistência observado;

- Os ensaios de cisalhamento direto com solos coluvionares apresentaram parâmetros equivalentes aos seguintes intervalos considerando todos os níveis de tensões: $5,4 \text{ kPa} < c' < 38,4 \text{ kPa}$ e $24,5^\circ < \phi' < 37,4^\circ$;
- Os ensaios *ring shear* com solos coluvionares provenientes da decomposição de rochas vulcânicas apresentaram valores ângulo de atrito residual $\phi'_r = 14,07^\circ$ e $\phi'_r = 16,05^\circ$. Os solos coluvionares oriundos da degradação de arenito *intertrap* apresentaram ângulo de atrito residual $\phi'_r = 23,0^\circ$. Estes parâmetros foram obtidos considerando-se o intercepto coesivo residual $c'_r = 0$. Os solos investigados não apresentaram variações significativas de ϕ'_r com o acréscimo de σ'_v ;
- Os solos oriundos da degradação de arenito *intertrap* apresentam valores altos de ϕ'_r de acordo com os baixos valores de IP, fenômeno que é tipicamente associado aos solos sedimentares de regiões temperadas. Para os solos com baixo IP, o comportamento tipo granular é responsável por valores elevados de ϕ'_r ;
- O uso da correção de área parabólica nos ensaios triaxiais CIU resultou em valores menores de resistências ao cisalhamento em relação ao uso da correção cilíndrica. A escolha do uso da correção de área parabólica dos corpos de prova foi devido a deformação dos mesmos durante o ensaio (formato de barril com o surgimento de um pequeno plano de ruptura para deformações um pouco inferiores ao pico);
- Os ensaios triaxiais (CIU) com solos coluvionares apresentaram parâmetros equivalentes aos seguintes intervalos: $16,7 \text{ kPa} < c' < 25,6 \text{ kPa}$ e $30,4^\circ < \phi' < 38,8^\circ$;
- Os ensaios triaxiais especiais realizados com o solo do bloco RO (solo oriundo de rocha vulcânica) tentaram representar as condições de campo e demonstraram que, na fase não drenada e sob baixas tensões de confinamento, ocorre um aumento de

poropressão seguido pela diminuição da mesma até valores negativos. Mostram também que, carregamentos não drenados em baixas tensões confinantes sobre este solo não induzem tendência a liquefação.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros sugere-se o descrito a seguir:

- Estudar detalhadamente a micro-estrutura deste solo, principalmente em lâminas confeccionadas a partir de corpos de prova de diferentes ensaios, para que se possa avaliar seu comportamento sob diferentes solicitações;
- Investigar a estrutura natural dos solos estudados através de estudo da mineralogia dos solos, através de análises químicas e através da microscopia eletrônica;
- Utilizar os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos taludes estudados em análises de estabilidade de taludes naturais e de corte na área investigada, principalmente na avaliação da suscetibilidade à iniciação de fluxos de detritos (*debris flows*);
- Realização de um programa de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório e de campo nesses solos coluvionares;
- Realização de investigações geotécnicas de campo e instrumentação (sondagens a percussão, ensaios de condutividade hidráulica *in situ*, instalação de piezômetros, inclinômetros e tensiômetros) para determinar as condições específicas do local onde estão presentes evidências de movimentos ou onde já foi verificado instabilidade.

CAPÍTULO VII – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils: ASTM D2435-96 (1996).
2. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions: ASTM D3080-90 (1990).
3. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Expansion Index of Soils: ASTM D4829-95 (1995).
4. ANDERSON, S. A.; SITAR N. (1995) Analysis of Rainfall-Induced Debris Flows; Journal of Geotechnical Engineering, v.121 n.7 p. 544-552.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização: NBR 6457. Rio de Janeiro, (1986), 9p. Origem: MB - 27/84.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459. Rio de Janeiro, (1984), 6p. Origem: Projeto NBR 6459/84.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica: NBR 6508. Rio de Janeiro, (1984), 8p. Origem: Projeto NBR 6508/84.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro, (1984), 3p. Origem: Projeto NBR 7180/84.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise Granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro, (1984), 13p. Origem: Projeto NBR 7181/84.
10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas: NBR 9604, Rio de Janeiro, (1986), 9p.

11. AUGUSTO FILHO, O. (1992) Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica. In: 1ª COBRAE, Rio de Janeiro. Anais, ABMS/ABGE, v.2, p. 721-733.
12. AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. (1998) Estabilidade de Taludes. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Ed.). Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, cap. 15, p. 243-269.
13. AVELAR, A. S. (1996) Investigação Histórica e Geotécnica do Movimento de Massa da Estrada do Soberbo, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ
14. AZAMBUJA, E.; STRAUSS, M.; SILVEIRA, F. G. (2001) Caso Histórico de um Sistema de Contenção em Solo Grampeado em Porto Alegre, RS. In: 3ª COBRAE, Rio de Janeiro. Anais: ABMS/ABGE, p.435-444.
15. BARATA, F. E. (1969) Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro. In: 7th ICSMFE, México. Proc., v.2, p. 507-516.
16. BATES, R. L.; JACKSON J. A (1980) Colluvium and Talus. In: TURNER, A.K. (eds), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, Washington DC, p.525-554.
17. BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; GEHLING, W. Y. Y; PINHEIRO, R. J. B.; MARTINS, F. B. (1997) Recent Studies on the Stability of Slopes in the State of Rio Grande do Sul. In: INT. SYMP. ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, Rio de Janeiro. Proc., Rotterdam:Balkema, COPPE/UFRJ, p. 395-400.
18. BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. (1962) The Measurement of Soil Properties in Triaxial Tests. Edward Arnold Ed., London.
19. BISHOP, A.; W BISHOP, A. W.; GREEN, G. E.; CARGA, V. K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J. D (1971) A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength. Géotechnique, v.21, n.4, p.273-328.
20. BIZZI, L. A.; SCHOBENHAUS, C.; GONÇALVES, J. H.; BAARS, F. J.; DELGADO, I. M.; ABRAM, M. B.; LEÃO NETO, R.; MATOS, G. M. M.de; SANTOS, J. O. S. dos (Coords.) (2001) Geologia, Tectônica e Recursos Minerais do Brasil: Sistema de

Informações Geográficas – SIG Rio de Janeiro: CPRM. Mapas escalas 1:2.500.000, 4 CDs ROM (Programa Levantamento Geológico Básico do Brasil).

21. BLIGHT, G. E. (1997) *Mechanics of Residual Soils*. Rotterdam: Balkema.
22. BORDA GOMES, D. M. (1996) *Correlações entre Precipitação, Movimentos, Piezometria e Fatores de Segurança em Encostas Coluvionares em Regiões Tropicais*; Dissertação de Mestrado, COPPE /UFRJ, RJ, p 187.
23. BORTOTELLI, A.; HARALYI, N. (1998) *Geologia do Brasil*. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Ed.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap.4, p. 57-67.
24. BRESSANI, L. A. (1990) *Experimental Properties of Bonded Soils*. London.459p. Tese (Ph. D.) - University of London.
25. BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B.; FERREIRA, P. M. V.; RIGO, M. L. (1997) *Mechanisms of a Colluvium Slope in Teutônia/RS*. In: 2nd PAN-AM. SYMP. ON LANDSLIDES, Rio de Janeiro, Proc.: ABMS/ABGE/ISSMGE., v. 1, p. 261-267.
26. BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. (1998) *Condicionantes Hidráulicos e Mecânicos de Algumas Rupturas de Taludes no Rio Grande do Sul*. In: PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL'98, Porto Alegre. Anais: ABMS/CPGEC, p. 109-122.
27. BRESSANI, L. A. (2003) *Comunicado Pessoal*
28. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes, Part 8. Shear strength test (effective stress): BS 1377-90*. (1990).
29. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes, Part 8. Shear strength test (total stress): BS 1377-90*. (1990).
30. BROMHEAD, E. N. (1979) *A Simple Ring Shear Apparatus*. *Ground Engineering*, v.12, p.40-44.
31. BROMHEAD, E. N. (1986) *The Stability of Slopes*. 2nd ed. Glasgow: Blackie Academic & Professional, 411p.

32. CAMPOS, L. E.; MENENEZ, M. S. S. (1992) A Proposed Procedure for Slope Stability Analysis In Tropical Soils. In: 6th INT. SYMP. LANDSLIDES, Christchurch. Proc., v.2, p. 1351-1355.
33. CLEMENTINO, R. V.; LACERDA, W. A. (1992) Resistência ao Cisalhamento dos Solos Residuais e Coluvionares de Granito do Escorregamento da Rua Licurgo, RJ In: 1^o COBRAE, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, v.2, p. 463-478.
34. CRUDEN, D. M. (1991) A Simple Definition of a Landslide. Bull of the IAEG, n^o 43, p. 27-29.
35. CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. (1996) Landslide Types and Processes. In: TURNER, A. K.; SHUSTER, R. L. (eds), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, Washington DC, p.36-75.
36. CRUZ, P. T.; MASSAD, F. (1997) Debris-Flows: an Attempt to Define Design Parameters. In: Symp. on Recent Develop in Soil Mech. and Pavement Mech., COPPE/UFRJ, p. 409-414.
37. DEERE, D. U.; PATTON, F. D. (1971) Slope Stability in Residual Soils. In: 4th PCSMF, Puerto Rico. Proc., State of the Art Volume, p. 87-170.
38. FERNANDES, N. F.; AMARAL, C. P. (1998) Movimentos de Massa: uma Abordagem Geológico-Geomorfológica. In: GUERRA, A J.T; CUNHA, S.B. (Orgs), Geomorfologia e Meio Ambiente. Editora Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, 2^o ed., p. 123-194.
39. FERREIRA, P. M. V. (2002) Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Arenito da Formação Botucatu, 234p. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS.
40. FILHO, M. C. L. (1997) Introdução à Geologia de Engenharia, 2ed, 284p, Santa Maria: UFSM; Brasília: CPRM.
41. FONSECA, A. P.; SILVA, T. R. M.; LACERDA, W. A.; SANTOS, R. M. (2002) Resistência ao Cisalhamento de Solos Coluvionares de Diferentes Idades. XII CONGRESSO

BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (XII COBRAMSEG), São Paulo, v.1, p. 499-505.

42. FOOKES, P. G. (1997) Tropical Residual Soils. Geological Society Professional Handbooks. The Geological Society, London.

43. FREIRE, E. S. D. (1965) Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática. Revista Construção, Rio de Janeiro, Março de 1965, p. 10-18.

44. GERMAINE J. T.; LADD C. C. (1988) Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, p 421-489.

45. GRAMANI, M. F. (2001) Caracterização Geológica-Geotécnica das Corridas de Detritos (Debris Flows) no Brasil e Comparação com Alguns Casos Internacionais; Dissertação de Mestrado, EPUSP – USP, SP, p 372.

46. GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. (1984) Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Editora da USP/Edgard Blucher, 2º ed.

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

48. HUCTIONSON, J. N. (1988) General Report: Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides in Relation to Geology and Hydrogeology. 5th INT. SYMP. ON LANDSLIDES, Lausanne. Proc., v. 1, p. 3-35.

49. IBGE Folha SH.22 Porto Alegre e Parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação, Uso Potencial da Terra. Levantamento de Recursos Naturais (1986), v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 796p.

50. JOHNSON, K. A. C; SITAR, N. (1990) Hydrologic Conditions Leading to Debris-Flow Initiation, Canadian Geotechnical Journal, v. 27, p. 789-801.

51. KANJI, M. A. (1972) Resistência ao Cisalhamento de Contatos Solo-Rocha. São Paulo, 1972. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo.

52. KANJI, M. A. (1974) The Relationship between Drained Friction Angles and Atterberg Limits of Natural Soils. Géotechnique, v.24, n.4, p.671-674.

53. KANJI, M. A.; WOLLE, C. M. (1977). Residual Strength – New Testing and Microstructure. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Tokio, Japão. Proceedings 3v. v.1, p.153-154.
54. LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. (1985) Movimentos de Massas Coluviais. In: Mesa Redonda sobre os Aspectos Geotécnicos de Encostas, Rio de Janeiro. Anais: Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, p. III-1-19.
55. LACERDA, W. A. (1989) Estabilidade de Encostas Naturais e Estruturas de Retenção. In: 2º COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, Porto Alegre. Anais: CPGEC/UFRGS, p.201-217.
56. LACERDA, W. A.; SILVEIRA, G. C. (1992) Características de Resistência ao Cisalhamento e de Compressibilidade dos Solos Residuais e Coluvionares da Encosta do Soberbo, RJ. In: 1º COBRAE, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, v.2, p. 445-461.
57. LACERDA, W. A.; SANTOS Jr., O. F.; EHRlich, M. (1997) Efeito das Variações de Poropressão sobre a Estabilidade de Encostas em Solos Residuais. 2º COBRAE, Rio de Janeiro. Anais: ABMS/ABGE, v. 1, p.381-388.
58. LACERDA, W.; DINIZ, V. M. C. (2001) Estabilidade em três Dimensões de uma Língua Coluvionar Infinita e Estreita Confinada em Solo Residual. 3º COBRAE, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, p.363-372.
59. LACERDA, W. A. (2002) Comportamento Geotécnico de Massas Coluviais. III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL (GEOSUL), Joinville. Anais: ABMS, p. 219-231.
60. LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969) – “Soil Mechanics, SI version” – Ed. John Wiley & Sons, 553p.
61. LEINZ, V.; LEONARDS, O. H. (1977) Glossário Geológico. Ed. Nacional, 2ª. ed., São Paulo, 239p.
62. LUPINI, J. F.; SKINNER, A. E.; VAUGHAN, P. R. (1981) The Drained Residual Strength of Cohesive Soils. Géotechnique, v.31, n.2, p.181-213.

63. MASSAD, F. (2003) Obras de Terra, Curso Básico de Geotecnia. Ed. Oficina de Textos, 1ª. ed., São Paulo, 170p.
64. MELFI, A. J., PICCIRILLO, E. M., NARDY, A. J. R. (1988) Geological and Magmatic Aspects of the Paraná Basin – an Introduction. In: PICCIRILLO E. M.; MELFI, A. J. (Eds.) The Mesozoic flood Volcanism of the Paraná Basin, Petrogenetic and Geophysical Aspects, p.1-13.
65. MIDRIAK, R. (1985) Debris Flow and their Occurrence in the Czechoslovak High-Mountain West Carpathians. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON EROSION, DEBRIS FLOW AND DISASTER PREVENTION. Sept., Tsukuba-Japan. p.175-180.
66. MILANI, E. J. (1997) Evolução Tectono-estratigráfica da Bacia do Paraná e seu Relacionamento com a Dinâmica Fanerozóica do Gondwana Sul-Occidental. 2v. Tese de Doutorado. Instituto de Geociências, UFRGS, Porto Alegre.
67. NOGAMI, J. S. (1985) Preliminary Remarks. Progress Report of the Committee on Tropical Soils on the ISSMFE, ABMS, p. 3-8.
68. NUMMER, A. V. (2003) Parâmetros Geológico-Geotécnico Controladores dos Movimentos de Massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati RS, Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS.
69. PELLERIN, J *et al.* (1996) Timbé do Sul – Jacinto Machado: Avaliação Preliminar da Extensão da Catástrofe de 23-24/12/95. Relatório preliminar preparado para a Prefeitura da cidade de Timbé do Sul (SC), 21p.
70. PELLERIN, J *et al.* (1997) Timbé do Sul – Jacinto Machado: Avaliação Preliminar da Extensão da Catástrofe de 23-24/12/95. Revista Geosul, Florianópolis, v.12, n.23, p.71-86.
71. PELLERIN, J *et al.* (1998). Cartografia Geológica e Geomorfológica, Bases para uma Cartografia de Riscos: Exemplo no Sul do Estado de Santa Catarina. In: SIMP. BRAS. CART. GEOT., 3, ABGE, 10p.
72. PERAZZOLO, L. (2003) Estudo do Comportamento de Dois Taludes da Formação Serra Geral. 150p. Porto Alegre, RS, Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS.

73. PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. (1997) A Study on the Residual Shear Strength of two Unstable Slope in the State of Rio Grande do Sul. 2ª CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS/ABGE, p. 443-452.
74. PINHEIRO, R. J. B. (2000). Estudo de Alguns Casos de Instabilidade da Encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 318p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS.
75. RIGO, M. L. (2000) Resistência ao Cisalhamento Residual de Alguns Solos Saprolíticos de Basalto do Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 134p.
76. SASSA, K. (1989) Geotechnical Classification of Landslides. Landslide News, nº. 3, p. 21-24.
77. SCHILLING, G. H. (1993) Instrumentação e Análise dos Movimentos no Escorregamento da Encosta do Soberbo. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 237p.
78. SCHINEIDER, R. L.; MÜHLMANN, H.; TOMMASI, E.; MEDEIROS, R. A.; DAEMON, R. F.; NOGUEIRA, A. A. (1974) Revisão Estratigráfica da Bacia do Paraná, p. 41-49 In: RELATÓRIO 2, Projeto CTPETRO GEOSEGURA (2003); Caracterização Geológico-Geotécnica dos Terrenos ao Longo do Segmento da Rede de Transporte de Gás Natural
79. SIDLE, R. C.; A. J. PEARCE; C. L. O'LOUGHLIN (1985) Colluvium and Talus. In: TURNER, A.K. (eds), Landslides Investigation and Mitigation. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, Washington DC, p.525-554.
80. SILVA, T. R. M.; FONSECA, A. P.; LACERDA, W. A.; COSTA, R. B. (2002) Permeabilidade e Caracterização de Solos Coluvionares. XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (XII COBRAMSEG), São Paulo, v.1 p. 477-486.

81. SILVEIRA, G. C. (1991) Considerações sobre a Granulometria dos Solos Residuais e Coluvionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo – RJ. Solos e Rochas, v.14, n.1, p.59-62.
82. SITAR, N. (1994) Initiation of Rainfall-Induced Debris Flows. IN: SIMPÓSIO PANAMERICANO DE DESLIZAMIENTOS DE TIERRA, 1. Ecuador, p.23-35.
83. SKEMPTON, A. W. (1964) Long-term Stability of Clay Slopes. Géotechnique, v.14, n.2, p.77-102.
84. SKEMPTON, A. W.; HUCTHINSON, J. N. (1969) Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. State-of-the-art Report. 7th ICSMFE, Mexico, Proc.: State-of-the-art vol, p. 291-340.
85. SOARES, J. M. D.; PINHEIRO, R. J. B.; MACIEL FILHO, C. L.; ROBAINA, L. A.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. (2001) Estudo da Estabilidade de Encosta em Área Urbana no Município de Santa Maria – RS. 3^a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE), Rio de Janeiro. Anais: ABMS, p.199-206.
86. STRIEDER, A. J.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; (2002) RELATÓRIO 1, Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 Caracterização Geológico-Geotécnica dos Terrenos ao Longo do Segmento da Rede de Transporte de Gás Natural, Não Publicado, p 32.
87. STRIEDER, A. J.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; (2003) RELATÓRIO 2, Projeto FINEP CTPETRO 0682/01 Caracterização Geológico-Geotécnica dos Terrenos ao Longo do Segmento da Rede de Transporte de Gás Natural, Não Publicado, p 133.
88. TAKAHASHI, T. (1994) – Japan-China Joint Research on the Preservation from Debris Flow Hazards. Intern. Scientific Research Program, n.º 03044085. March/1994-Kyoto University, p.100-113.
89. TAKAHASHI, T.; SATOFUKA Y.; CHISIRO, K. (1997) – Dynamics of Debris Flows in the Inertial Regime. In: PROC. 1ST. INT. CONF. ON DEBRIS FLOWS HAZARDS MITIGATION: MECHANICS, PREDICTION AND ASSESSMENT. Cheng-Lung Chen (Ed.) ASCE, New York, N.Y., p.239-248.

90. TERZAGHI, K. (1950) Mechanism of Landslides. Trad.: Mecanismos de Escorregamento de Terra, Tradução de E. Pichler. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1967, 41p.
91. THE GOVERNMENT OF HONG KONG (1992) Geotechnical Manual for Slopes. 297p.
92. VARNES, D. J. (1958) Landslide Types and Processes. In: ECKEL, E.B. (eds), Highway Research Board, Special Report, v. 29, p. 20-47.
93. VARNES, D. J. (1978) Slope Movement and Types and Processes. In: SCHUSTER, R.L.; KRIZEK, R.J. (eds), Landslides, Analysis and Control. Transportation Research Board Special Report 176. National Academy of Sciences, Washington DC, p. 11-33.
94. VASCONCELOS, M. F. C (1992) A Resistência Residual de Solos Determinada através do Ensaio de Cisalhamento por Torção. Rio de Janeiro, 1992. 149p. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.
95. WHITE, I. C.; (1908) Relatório sobre as Coal Measures e Rochas Associadas do Sul do Brasil. Relatório Final da Comissão de estudos das minas de carvão de pedra do Brasil, Rio de Janeiro, Imprensa Nacional, XXVIII, 617 p. In: IBGE Folha SH.22 Porto Alegre e Parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação, Uso Potencial da Terra. Levantamento de Recursos Naturais, v.33, Rio de Janeiro: IBGE, 1986.796p.
96. WOLLE, C. M. (1980) Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP, São Paulo.
97. ZNAMENSKY, D. (2001) Corridas de Detritos ou (Debris Flows); Dissertação de Mestrado, EPUSP – USP, SP, p 198.