

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM TALUDE COLUVIONAR URBANO EM SANTA CRUZ DO SUL -RS

CÍCERO NEI EISENBERGER

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
Maio de 2003.

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / UFRGS.

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Orientador
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luiz Antônio Bressani
Orientador
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Co-Orientador
Universidade Federal de Santa Maria

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. José Mário Doleys Soares
D.Sc. Universidade Federal de Santa Maria
- Prof. Adelar José Strieder
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul
- Profª. Wai Ying Yuk Gehling
Dra.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

À minha família.
À Cíntia.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço aos meus orientadores e amigos Prof. Adriano V. D. Bica, Prof. Rinaldo Pinheiro e Prof. Luiz A. Bressani, pelo apoio, dedicação, companheirismo e incentivo.

Agradeço aos bolsistas de iniciação científica Otávio Zanol (PIBIC/CNPq/UFRGS), Éliton da Lima da Luz (FAPERGS/UFSM) e Ricardo Turcato Rachelli (PIBIC/CNPq/UFSM) pela ajuda na realização dos ensaios de laboratório.

Agradeço ao apoio do Projeto Estabilidade de Aterros Sanitários e Colúvios em Áreas Urbanas (PADCT/FINEP).

Aos professores do PPGEC/Geotecnia pelos ensinamentos passados.

Aos funcionários do laboratório de Mecânica dos Solos desta universidade Jair Floriano da Silva e Carlos Ivan H. Ribas, pela ajuda na realização dos ensaios de laboratório e pelo companheirismo. Aos colegas de laboratório pela amizade e pelos momentos de descontração.

Aos amigos e colegas de mestrado: Juliana Bernardes, Leonardo F. Vieira, Lilian Perazzolo, Maciel Donato, Rafael Hallal, Roselene Sheeren e em especial Vinícius R. Aguiar, que me cedeu espaço em sua casa.

À Pioneer Sementes Ltda. pelo fornecimento de dados de precipitação em Santa Cruz do Sul.

À Brastec pela cedência de funcionários no auxílio das atividades de campo.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e ao CNPq, pela oportunidade e auxílio financeiro.

À minha família que sempre me apoio e incentivou nos momentos difíceis.

Ao meu amor Cíntia pela paciência e compreensão nos momentos em que estive ausente, e pelo apoio e incentivo para o término deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS.....	xii
LISTA DE QUADROS.....	xiii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 MOVIMENTOS DE MASSA.....	3
2.2 CLASSIFICAÇÃO DE MOVIMENTOS DE MASSA	3
2.3 TALUDES INSTÁVEIS DE COLÚVIO/TÁLUS.....	4
2.3.1 Definição de colúvio e tálus.....	4
2.3.2 Origem e formação dos colúvios.....	6
2.3.3 Características dos colúvios.....	7
2.3.4 Mecanismos de ruptura	9
2.3.5 Condicionantes da estabilidade	11
2.4 INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO DE TALUDES	14
2.4.1 Monitoramentos de superfície	16
2.4.2 Monitoramentos de sub-superfície	17
2.4.3 Monitoramento de poro-pressão e nível d'água.....	19
2.4.4 Outros monitoramentos	20
2.5 PATOLOGIAS DE ESTRUTURAS DEVIDA À MOVIMENTAÇÃO DE TALUDES	20
3 ÁREA DE ESTUDO E METODOLOGIA DA PESQUISA	26
3.1 LOCALIZAÇÃO.....	26
3.2 CLIMA E VEGETAÇÃO.....	26
3.3 GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO.....	29
3.3.1 Formação Santa Maria	30
3.3.2 Formação Botucatu.....	32

3.3.3 Formação Serra Geral	32
3.4 GEOMORFOLOGIA	33
3.5 HIDROGEOLOGIA	34
3.6 ESTUDOS GEOTÉCNICOS ANTERIORES	34
3.6.1 Investigação Geotécnica	36
3.6.2 Instrumentação	36
3.6.3 Ensaios de laboratório	36
3.6.4 Análise de estabilidade	38
3.7 METODOLOGIA DA PESQUISA	39
3.7.1 Levantamento e análise de informações existentes	39
3.7.2 Ensaios de laboratório	40
3.7.3 Instrumentação de campo	40
3.7.4 Levantamento e análise de patologias de estruturas decorrentes da movimentação de taludes	40
3.7.5 Análise de estabilidade	41
4 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO	42
4.1 CAMINHAMENTO	42
4.2 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	45
4.3 FUIROS DE SONDAGEM	47
4.4 LEVANTAMENTO DE PATOLOGIAS DE ESTRUTURAS	51
5 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	59
5.1 INCLINÔMETROS	59
5.1.1 Instalação do tubo de inclinômetro I3	61
5.1.2 Resultados obtidos	62
5.2 PIEZÔMETROS DE CASAGRANDE	65
5.2.1 Calibrações	66
5.2.2 Instalação do Piezômetro P4	66
5.2.3 Leituras dos piezômetros	67
5.3 MEDIDORES DE NÍVEL DE ÁGUA	69
5.3.1 Instalação	69
5.3.2 Resultados das medições de níveis d'água	69
5.4 PINOS EM TRINCAS	70
5.5 PLUVIÔMETRO AUTOMÁTICO	74

5.5.1 Calibração do pluviômetro	75
5.5.2 Resultados obtidos	75
5.5.3 Comparação dos resultados obtidos com série histórica	76
6 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	79
6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	79
6.1.1 Peso específico real dos grãos	80
6.1.2 Limites de Atterberg	80
6.1.3 Índices físicos	81
6.1.4 Granulometria	82
6.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	84
7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	90
8 DISCUSSÃO	93
9 CONCLUSÕES	102
9.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	104
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Morfologia típica dos colúvios (Lacerda, 1985).....	13
Figura 2.2 – Funcionamento do inclinômetro (Wilson e Mikkelsen, 1978).....	18
Figura 2.3 – Diagrama simplificado de um piezômetro de tubo aberto.....	20
Figura 2.4 – Classificação de danos na vila de Plâtaci, sul da Itália (Iovine e Parise, 1998)....	23
Figura 3.1 – Localização de Santa Cruz do Sul – RS (Fonte: Guia Rodoviário 1998 – Revista Quatro Rodas – Editora Abril).....	27
Figura 3.2 – Localização do talude estudado na cidade de Santa Cruz do Sul – RS (Lei Complementar nº 6 – Plano Diretor de Desenvolvimento Social e Urbano do Município de Santa Cruz do Sul – Mapa 1).....	27
Figura 3.3 – Precipitação mensal em Santa Cruz do Sul no período de 1987 a 2001 (Pioneer Sementes Ltda.).....	28
Figura 3.4 – Vista geral da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, com a cidade ao fundo.....	29
Figura 3.5 – Mapa geológico simplificado da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva (Adaptado de Wenzel, 1996).....	30
Figura 3.6 – Siltito de cor vermelha da Formação Santa Maria sob o colúvio de cor marrom na encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.....	31
Figura 3.7 – Fotografia aérea da encosta estudada (Prefeitura Municipal de Santa Cruz do Sul, 1997).....	33
Figura 3.8 – Mapa topográfico da encosta, apresentando a área estudada e a localização da seção transversal A-A’.....	35
Figura 4.1 – Trincas e rupturas mais importantes observadas na encosta.....	43
Figura 4.2 – Ruptura rotacional localizada no mapa da Figura 4.1 pela letra “B”.....	44
Figura 4.3 – Escorregamento ocorrido na encosta do tipo <i>debris flow</i> , representado no mapa da Figura 4.1 pela letra “C”.....	44
Figura 4.4 – Trinca de tração, identificada no mapa da Figura 4.1 pela letra “A”.....	45
Figura 4.5 – Localização das seções A-A’ e B-B’.....	46
Figura 4.6 – Seção A-A’ obtida através de estação total de precisão e furos de sondagem.....	46
Figura 4.7 – Seção B-B’ obtida através de estação total de precisão e furos de sondagem.....	47
Figura 4.8 – Localização dos furos de sondagem e da retirada de amostras.....	48
Figura 4.9 – Resultados de ensaios SPT realizados na encosta.....	50

Figura 4.10 – Características gerais das residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.....	52
Figura 4.11 – Características construtivas das residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.....	53
Figura 4.12 – Resultados das entrevistas e inspeções realizadas nas residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, relativos às patologias das edificações.....	54
Figura 4.13 – Patologias graves encontradas nas residências – a) ruptura do piso da varanda dos fundos da residência R7; b) e trincas em um dormitório da residência R10.....	56
Figura 4.14 – Mapa de severidade de patologias provocadas pelo movimento da massa de solo, classificado conforme Chioecchio <i>et al</i> (1997).....	57
Figura 5.1 – Mapa de localização da instrumentação na encosta.....	60
Figura 5.2 – Inclinômetro cego (<i>dummy</i>) construído para se certificar de que o aparelho não tranca no tubo.....	61
Figura 5.3 – Deslocamentos horizontais medidos no tubo de inclinômetro I1, no período de 30/03/01 a 08/03/03.....	62
Figura 5.4 – Deslocamentos horizontais medidos no tubo de inclinômetro I2, no período de 30/03/01 a 08/03/03.....	63
Figura 5.5 – Deslocamentos horizontais medidos no tubo de inclinômetro I3, no período de 15/10/02 a 08/03/03.....	64
Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais medidos no topo dos tubos de inclinômetro I1 e I2 em função do tempo de monitoramento (Período de 30/03/01 a 08/03/03).....	64
Figura 5.7 – Sistema de aquisição automática de dados de pressão de água (piezômetros ou medidores de nível de água).....	65
Figura 5.8 – Calibração de um transdutor de pressão do piezômetro de leitura automática.....	66
Figura 5.9 – Variação dos níveis piezométricos resultantes do monitoramento manual dos piezômetros.....	68
Figura 5.10 – Resultados do monitoramento automático do piezômetro P4.....	68
Figura 5.11 – Resultados dos medidores de nível d’água.....	70
Figura 5.12 – Localização dos pinos de monitoramento de abertura de trincas na encosta.....	71
Figura 5.13 – Deslocamentos horizontal e vertical da casa em relação ao muro na trinca T1, com os dias de leitura. Início: 05/09/02 (dia 523) – Término: 08/03/03 (dia 707).....	72
Figura 5.14 – Local da trinca instrumentada T2. Encontro do muro (esquerda) e casa em movimento (direita).....	72
Figura 5.15 – Deslocamentos horizontal e vertical da casa em relação ao muro na trinca T2, com os dias de leitura. Início: 05/09/02 (dia 523) – Término: 08/03/03 (dia 707).....	73

Figura 5.16 – Deslocamentos da trinca T3. Início: 05/09/02 (dia 523) – Término: 08/03/03 (dia 707).....	74
Figura 5.17 – Resultado da calibração do pluviômetro.....	75
Figura 5.18 – Chuva diária registrada no pluviômetro instalado na encosta.....	76
Figura 5.19 – Comparação da precipitação medida na encosta com a série histórica de 16 anos (1987-2002).....	77
Figura 5.20 – Comparação da precipitação medida na encosta com a precipitação medida em outro ponto da cidade (Pioneer Sementes Ltda.); mês 1 – julho/2002 e mês 6 – janeiro/2003.....	78
Figura 6.1 – Curvas granulométricas para as amostras de siltito.....	83
Figura 6.2 – Curvas granulométricas para as amostras de colúvio.....	83
Figura 6.3 – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal, e (b) variação volumétrica x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para o colúvio, ponto A2 amostra inundada 5x5 cm.....	85
Figura 6.4 – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal, e (b) variação volumétrica x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para o colúvio, ponto A3, conjunto 1, amostra inundada 5x5 cm.....	86
Figura 6.5 – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal, e (b) variação volumétrica x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para o colúvio, ponto A3, conjunto 2, amostra inundada 5x5 cm.....	87
Figura 6.6 – Envoltória de resistência para o ponto A2.....	88
Figura 6.7 – Envoltória de resistência para o ponto A3, conjunto 1.....	88
Figura 6.8 – Envoltória de resistência para o ponto A3, conjunto 2.....	89
Figura 7.1 – Superfícies de ruptura críticas para a seção A-A', com os níveis piezométricos máximos medidos em campo.....	91
Figura 7.2 – Superfície de ruptura crítica na seção B-B', com os níveis piezométricos máximos medidos em campo.....	92
Figura 8.1 – Chuvas acumuladas observadas na encosta no mês de setembro de 2002.....	94
Figura 8.2 – Nível piezométrico automático P4 medido na encosta no mês de setembro/2002.....	94
Figura 8.3 – Chuva diária medida na encosta no mês de setembro de 2002.....	94
Figura 8.4 – Chuvas acumuladas observadas na encosta no mês de outubro de 2002.....	95

Figura 8.5 – Nível piezométrico automático P4 medido na encosta no mês de outubro/2002.....	95
Figura 8.6 – Chuva diária medida na encosta no mês de outubro de 2002.....	95
Figura 8.7 – Deslocamentos horizontais medidos no topo dos tubos de inclinômetro I1 e I2 em função do tempo de monitoramento (Período de 30/03/01 a 08/03/03).....	97
Figura 8.8 – Chuva medida na encosta comparando com a média e máxima mensal da série histórica (Período 1987-2002).....	97
Figura 8.9 – Deslocamentos horizontais das trincas de edificações em função do tempo (dia 523 – 05/09/02 e dia 707 – 08/03/03).....	98
Figura 8.10 – Nível piezométrico do piezômetro automático P4.....	99
Figura 8.11 – Níveis piezométricos dos piezômetros P1, P2 e P3.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de caracterização (Pinheiro <i>et al</i> , 2002).....	37
Tabela 3.2 – Índices físicos do solo coluvionar e do siltito (Pinheiro <i>et al</i> , 2002).....	37
Tabela 3.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (Pinheiro <i>et al</i> , 2002).....	38
Tabela 3.4 – Resultados da análise paramétrica da estabilidade da encosta (Pinheiro <i>et al</i> , 2002).....	39
Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos.....	80
Tabela 6.2 – Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg.....	81
Tabela 6.3 – Índices físicos das amostras de colúvio.....	81
Tabela 6.4 – Distribuição granulométrica dos solos amostrados.....	82
Tabela 6.5 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras dos pontos A2 e A3.....	89
Tabela 7.1 – Resultados da análise de estabilidade da seção A-A' com o nível piezométrico máximo medido em campo.....	90
Tabela 7.2 – Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade da seção B- B', considerando o nível piezométrico máximo medido em campo.....	92
Tabela 8.1 – Variações encontradas nos ensaios granulométricos e limites de Atterberg nesta dissertação e nos ensaios realizados por Pinheiro <i>et al</i> (2002) para o solos coluvionar.....	101
Tabela 8.2 – Resultados da análise de estabilidade realizada por Pinheiro <i>et al</i> (2002).....	101
Tabela 8.3 – Resultados da análise de estabilidade realizada nesta dissertação para a seção A- A' ($c'=0$).....	101

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Principais classificações de movimentos de massa no Brasil (Fernandes e Amaral, 1998).....	4
Quadro 2.2 – Principais tipos de movimentos de massa no Brasil (Augusto Filho, 1992 <i>apud</i> Pinheiro, 2000).....	5
Quadro 2.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos com e sem raízes competentes (Sidle <i>et al</i> , 1985 <i>apud</i> Turner, 1996).....	13
Quadro 2.4 – Efeitos da vegetação na estabilidade de taludes (Greenway, 1987 <i>apud</i> Pinheiro, 2000).....	15
Quadro 2.5 – Principais tipos de instrumentos utilizados no estudo de taludes (Augusto Filho e Virgili, 1998).....	16
Quadro 2.6 – Principais métodos de monitoramento superficial (Modificado de Gilli <i>et al</i> , 2000).....	17
Quadro 2.7 – Níveis de danos em edificações provocados por movimentação de taludes (Alexander, 1986).....	24
Quadro 2.8 – Classificação de danos em estruturas provocados pela movimentação de taludes (Chiocchio <i>et al</i> , 1997).....	25
Quadro 4.1 – Questionário de patologias de estruturas.....	51

RESUMO

Esta dissertação apresenta o estudo de um talude urbano instável na cidade de Santa Cruz do Sul, estado do Rio Grande do Sul. O talude localiza-se na rua Álvaro Correa da Silva, zona norte da cidade, onde várias residências e moradores são afetados pelos movimentos. A encosta encontra-se geomorfologicamente associada à Escarpa da Serra Geral, justamente no contato entre o Planalto e a Depressão Central Gaúcha. O talude é constituído por depósitos coluvionares, os quais são formados por blocos de rocha basáltica (Formação Serra Geral) envoltos em uma matriz argilo-arenosa. Esta camada coluvionar está assente sobre uma camada basal de siltito (Formação Santa Maria). Foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório, com ensaios de caracterização dos materiais, bem como ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas.

Através da instrumentação de campo foi possível relacionar deslocamentos da encosta com picos no nível piezométrico, os quais ocorrem quando a precipitação ultrapassa um certo patamar. Também é apresentada uma análise de estabilidade da encosta, utilizando-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas de colúvio. Os fatores de segurança obtidos na análise foram tipicamente próximos de um.

Foi realizada também uma análise de patologias de edificações provocadas pela movimentação da massa de solo, através de inspeções e entrevistas. Os resultados demonstraram que a principal área de instabilidade concentra-se em uma faixa de direção norte-sul na região central da encosta, desde a escarpa até o Arroio Jucurí. Algumas residências nesta faixa central apresentam patologias sérias.

ABSTRACT

This dissertation presents a study of an unstable urban slope situated in the city of Santa Cruz do Sul, state of Rio Grande do Sul. The slope is located in the Álvaro Correa da Silva street, in the northern part of the city, where several houses and citizens have been affected by soil movement. The slope is geomorphologically associated to the Serra Geral Scarp, just at the contact between the Plateau and the Central Depression. The slope consists of a colluvium layer which is formed by basaltic rock boulders (Serra Geral Formation) immersed in a sandy-clayey matrix. This colluvium layer is situated over a basal siltstone layer (Santa Maria Formation). A program of laboratory testing was carried out, with material characterization tests as well as direct shear tests in soaked samples.

With field instrumentation it was possible to relate slope displacements with piezometric level peaks, which occur when precipitation levels surpass a certain plateau. It is also presented a slope stability analysis, using shear strength parameters obtained with direct shear tests carried out using undisturbed samples of the colluvium. Factors of safety obtained in the analysis are typically close to one.

An analysis of building pathologies caused by slope movement was also carried out, using data obtained with site inspection and interviews. Results showed that the main unstable area is concentrated along a strip of land oriented north-south in the central portion of the slope, from the scarp down to Jucurí river. Some houses in this central strip showed severe pathologies.

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

Esta dissertação apresenta o estudo de um talude urbano instável na cidade de Santa Cruz do Sul, no estado do Rio Grande do Sul. O talude localiza-se no entorno da rua Álvaro Correa da Silva, zona norte da cidade, estando inserido em um bairro residencial de classe média alta.

O interesse pela pesquisa iniciou-se através do estudo preliminar realizado por Pinheiro *et al.* (2002), os quais constataram algumas evidências de instabilidade do talude investigado nesta dissertação. Os citados autores estudaram uma área da encosta, a qual apresentava movimentos de rastejo. A pesquisa ganha importância pelo fato de se tratar de um talude urbano, onde várias residências e moradores estão envolvidos no processo de instabilidade.

O objetivo desta dissertação é estudar o comportamento da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, avaliar os deslocamentos e as relações entre precipitação, níveis piezométricos e deslocamentos da encosta. Também é avaliado o nível de danos nas residências em função das patologias das edificações provocadas pela movimentação da massa de solo.

O município de Santa Cruz do Sul situa-se na região central do estado do Rio Grande do Sul, com uma altitude média da zona urbana de 122 m. A cidade é cercada por encostas cobertas com vegetação nativa, principalmente ao norte e ao leste, sendo esta uma zona de preservação ambiental denominada “cinturão verde”.

A encosta em estudo encontra-se geomorfologicamente associada à Escarpa da Serra Geral, justamente no contato entre o Planalto e a Depressão Central Gaúcha. Este contato se dá na encosta sul da Serra Geral, de direção aproximadamente leste-oeste, apresentando uma borda profundamente erodida. A escarpa sul da Serra Geral caracteriza-se por apresentar degraus escalonados de norte para sul, em direção à Depressão Central, e declives acentuados, onde são freqüentes os movimentos de massa. As unidades geológicas mais importantes na área de Santa Cruz do Sul são as Formações Serra Geral, Botucatu e Santa Maria.

O talude é formado por depósitos coluvionares, formados por blocos de rocha basáltica (Formação Serra Geral), envoltos em uma matriz argilo-arenosa. Esta camada coluvionar está assente sobre uma camada basal de siltito, de cor predominantemente vermelha.

Uma breve revisão bibliográfica é apresentada no capítulo II, estando esta dividida em três partes: a) colúvios – definição, origem e formação, características principais, mecanismos de ruptura e fatores de influência; b) instrumentação e monitoramento de campo – de superfície, de sub-superfície, de poro-pressão e nível d'água e outros monitoramentos, e c) patologias de edificações provocadas pela movimentação de taludes.

O capítulo III apresenta a área de estudo, salientando a localização, geologia, geomorfologia, topografia, clima e vegetação da região. São apresentados os estudos anteriores realizados no local e a metodologia da pesquisa.

O capítulo IV trata da investigação de campo, visando à caracterização do talude. Resultados dos furos de sondagem, a descrição das amostras retiradas para ensaios de laboratório, o levantamento topográfico da encosta e um levantamento das patologias em edificações provocadas pela instabilidade do talude são apresentados neste capítulo.

A instrumentação de campo é apresentada no capítulo V, onde está detalhado o desenvolvimento de equipamentos de instrumentação, suas calibrações, a instalação dos diversos instrumentos e os resultados obtidos.

O capítulo VI apresenta a investigação de laboratório. Este capítulo apresenta os ensaios de caracterização dos materiais envolvidos, como ensaios de granulometria, limites de Atterberg e densidade real dos grãos. O capítulo ainda apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, os quais forneceram os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais. Estes parâmetros foram utilizados na análise de estabilidade, a qual é apresentada no capítulo VII.

Uma discussão de todas as informações obtidas e análises realizadas é apresentada no capítulo VIII.

O capítulo IX apresenta as conclusões da pesquisa.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MOVIMENTOS DE MASSA

Os escorregamentos de taludes são fenômenos naturais provocados por forças gravitacionais que acabam modelando a superfície terrestre. As regiões sul e sudeste do Brasil estão sujeitas a desastres associados a escorregamentos nas encostas devidos à existência de grandes extensões de maciços montanhosos (Serra do Mar e Serra Geral) e por altos índices de pluviosidade, como relatam Lacerda (1985) e Pinheiro (2000). Estes fenômenos de instabilidade podem envolver grandes volumes de massa, o que muitas vezes se constitui em um problema de difícil solução do ponto de vista da engenharia.

2.2. CLASSIFICAÇÃO DE MOVIMENTOS DE MASSA

Existem na literatura diversas classificações de movimentos de massa propostas por diferentes autores. Os principais critérios adotados nas classificações são a velocidade e o mecanismo do movimento, o tipo de material, as deformações, a geometria e a presença de água.

No Brasil, os principais trabalhos relacionados com a classificação de movimentos de massa foram os de Freire (1965), Guidicini e Nieble (1984) e a proposta apresentada pelo IPT (1991), conforme ressaltado por Fernandes e Amaral (1998). O quadro 2.1 apresenta um sumário destas classificações.

Outras classificações importantes da literatura internacional foram propostas por Varnes (1958 e 1978), Skempton e Hutchinson (1969), Bromhead (1986), Hutchinson (1988), Sassa (1989) e Cruden e Varnes (1996).

Quadro 2.1 – Principais classificações de movimentos de massa no Brasil (Fernandes e Amaral, 1998).

Freire (1965)	Guidicini e Nieble (1984)	IPT (1991)
Escoamentos: <i>rastejos corridas</i>	Escoamentos: <i>rastejos corridas</i>	Rastejos Corridas de Massa
Escorregamentos: <i>rotacionais translacionais</i>	Escorregamentos: <i>rotacionais translacionais queda de blocos queda de detritos</i>	Escorregamentos
Subsidências e Desabamentos	Subsidências: <i>subsidiências recalques desabamentos</i>	Quedas e Tombamentos
	Formas de Transição Movimentos Complexos	

Augusto Filho (1992) descreve sucintamente os principais tipos de movimentos de massa que ocorrem no Brasil, conforme o quadro 2.2.

2.3. TALUDES INSTÁVEIS DE COLÚVIO/TÁLUS

Um dos perfis de solo onde ocorrem instabilidades mais frequentes são os colúvios e tálus. Costa e Baker (1981) *apud* Turner (1996) estimam que os colúvios cobrem mais de 95% da superfície de regiões tropicais úmidas, e entre 85% e 91% de regiões montanhosas semi-áridas. Já no Brasil, cerca de 70 % da cobertura do país é composta por formações superficiais de colúvios quaternários permeáveis assentes sobre paleosuperfícies de erosão, segundo Pentead (1978) *apud* Lacerda (1985).

A seguir são descritas as definições de colúvio/tálus, suas formações e características, mecanismos de ruptura e fatores de influência na estabilidade de taludes com tais materiais.

2.3.1. Definição de colúvio e tálus

Lacerda (1985) define colúvio como sendo um depósito composto por blocos e/ou

Quadro 2.2 – Principais tipos de movimentos de massa no Brasil (Augusto Filho, 1992 *apud* Pinheiro, 2000).

Processos	Características do movimento	Material	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. 	<ul style="list-style-type: none"> - Solo; - Depósitos, - Rocha alterada e/ou fraturada. 	<ul style="list-style-type: none"> - 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: <ul style="list-style-type: none"> - Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; - Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; - Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza. 	
Quedas (<i>falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - sem plano de deslocamento; - movimento tipo queda livre ou em plano inclinado; - pequenos a médios volumes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Material rochoso 	Geometria variável: <ul style="list-style-type: none"> - lascas; - placas; - blocos; - e outras.
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; - grandes volumes de material. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mobilização de solo, rocha, detritos e água. 	<ul style="list-style-type: none"> - Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

grãos de quaisquer dimensões, transportados principalmente por gravidade e acumulados no pé ou a pequena distância de taludes mais íngremes. O autor ainda ressalta que os tálus são casos particulares de colúvio, nos quais os blocos de rocha não estão envolvidos por uma matriz de solo. Esta definição é concordante com a apresentada por Azambuja (1963).

Segundo Bates e Jackson (1980) apud Turner (1996), colúvio é um termo geral aplicado a qualquer massa fofa, heterogênea e composta de solo e fragmentos de rocha

depositados pelo carreamento provocado pela chuva, por erosão laminar ou movimento contínuo de creep, usualmente encontrado no pé de encostas íngremes.

A definição de tálus proposta por Bates e Jackson (1980) apud Turner (1996) é apresentada como sendo fragmentos de rocha de qualquer tamanho e forma (usualmente graúdo e angular) depositados na base de uma escarpa ou de um talude rochoso muito íngreme.

A definição de colúvio mais adequada e aceita no Brasil é proposta por Lacerda (1985).

2.3.2. Origem e formação dos colúvios

Segundo Turner (1996), os colúvios são formados pelo movimento e deposição de partículas pela gravidade, embora possa haver agentes de transporte secundários como o vento e a água. Rodrigues (1992) comenta que a formação de massas coluvionares deve-se a movimentos que ocorreram à montante, nas camadas mais alteradas e superficiais, em que essas massas acumularam-se em paleo-superfícies de forma convexa ou aproximadamente retilíneas, apresentando espessuras e formas variáveis.

Lacerda (2002) ressalta que em vales fechados podem ocorrer dois fenômenos de formação de colúvios, que ocorrem de forma contínua e intermitente. O primeiro processo trata-se da erosão superficial ou laminar, na qual há o carreamento de partículas pelo escoamento superficial das águas das chuvas. O segundo processo é a ruptura de uma massa de solo residual a montante. O autor acrescenta que, quando há a existência de escarpas rochosas a montante, o desprendimento e queda de blocos ou lascas contribuem para a formação de colúvio ou tálus.

Segundo Turner (1996), a velocidade de deposição pode ser bastante variável, sendo muito lenta quando a deposição é feita pela ação do vento, ou extremamente rápida quando da ocorrência de uma corrida de detritos (*debris flow*). O fenômeno de *debris flow* apresenta velocidades típicas superiores a 3 m/s, contendo em sua composição desde árvores e blocos de rocha de grandes dimensões (de metros de diâmetro) até objetos como carros e estruturas que estiverem no caminho de drenagem (Turner, 1996).

O processo de formação de tálus está associado a movimentos de queda, rolamento ou deslizamento de blocos rochosos, segundo descrevem Bates e Jackson (1980) apud Turner (1996).

Segundo Pinheiro (2000), os corpos de tálus ocorrem com certa frequência nas porções inferiores e intermediárias das encostas da Serra do Mar, oriundos de escorregamentos primários nas encostas situadas à montante. Em alguns casos, essas massas soterram drenagens preexistentes (linhas de ravina) ou bloqueiam nascentes d'água, provocando uma infiltração das águas de drenagem aprisionadas dentro da massa de tálus. Em tais condições estas massas apresentam movimentos lentos de escoamento sazonal (*creep* ou *rastejo*), intensificados durante as épocas chuvosas.

2.3.3. Características dos colúvios

Segundo Turner (1996), os colúvios raramente possuem espessura superior a 8-10 m, sendo que a porção de maior espessura localiza-se no pé, enquanto que a camada mais fina se localiza próximo à crista do talude. Taludes coluvionares de cerca de 18 metros de espessura foram observados em Hong Kong por Mackey e Yamashita (1967) *apud* Deere e Patton (1971). As massas instáveis de colúvios da Serra do Mar geralmente possuem altura entre 50 e 120 m, ângulo médio de inclinação de 15° a 17° e comprimento horizontal de 200 a 300 m, segundo Lacerda e Sandroni (1985).

Pinheiro (2000) descreve as características de taludes de colúvios/tálus da subida da serra gaúcha, a qual se faz através de espessos e amplos depósitos de solos coluvionares/tálus de basalto. Os solos são constituídos por materiais argilo-arenosos, com blocos de tamanhos variados, de baixa consistência e geralmente saturados de água. Os fenômenos de instabilidade que ocorrem nesses materiais estão geralmente associados ao aumento das poropressões. Segundo Pinheiro (2000), na subida das serras basálticas, onde os rios são encaixados em *canyons* e taludes abruptos, os solos coluvionares/tálus são pouco espessos devido à proximidade com a zona fornecedora de material (taludes verticais). Nesse trecho, os problemas de instabilidade estão associados ao desprendimento de blocos e lajes e ao colapso em rochas muito alteradas, favorecidos pela percolação de água em fraturas e no contato solo-rocha. Vários casos de instabilidade associados a estes tipos de instabilidade e outros são apresentados por Bressani *et al.* (1995, 1996a, 1996b, 1997a e 1997b) e Bica *et al.* (1997).

Segundo Deere e Patton (1971), os perfis típicos de colúvios podem ser divididos em dois tipos: a) camada única de colúvio e b) múltiplas camadas de colúvio. Taludes com camada única sobre um perfil normal de intemperismo são freqüentemente encontrados a jusante de taludes íngremes e em encostas acima de uma topografia costeira afogada. Múltiplas camadas de colúvio são consequência de sucessivas ocorrências de corrida de

detritos (*debris flow*) sendo que, com o tempo, há a dissecação e a consolidação das camadas inferiores pelo peso das camadas que se acumulam na parte superior. Essas camadas estão geralmente sobre um perfil de intemperismo natural, o que ocasiona o clássico exemplo de aquífero artesiano inclinado na base do talude.

Segundo Deere e Patton (1971), quando o colúvio é formado por sucessivas ocorrências de corrida de detritos (*debris flow*), o topo de cada camada de colúvio fica retrabalhada e zonas mais permeáveis se desenvolvem nessas posições ou dentro de uma camada individual. O tamanho das partículas dos materiais e a condutividade hidráulica do colúvio tendem a diminuir à medida que se desce a encosta. As camadas superiores do colúvio não são somente mais permeáveis para o fluxo horizontal, mas também são muito permeáveis na direção vertical, a qual permite uma rápida infiltração do escoamento superficial.

Segundo Lacerda (1985), o nível d'água está geralmente muito próximo à superfície, podendo ocorrer artesianismo no pé, no topo, e também fluxo descendente quando a camada de colúvio está sobre uma camada de material mais permeável. Lacerda (1985) relata ainda que podem ocorrer cavidades na massa coluvionar provocadas pela remoção dos grãos mais finos adjacentes a blocos/lascas de rocha, geralmente em processos de “*piping*”. Rodrigues (1992) salienta que a deposição das massas escorregadas geralmente modifica substancialmente o fluxo d'água superficial, devido ao volume de material depositado. Ressalta também que, quando a área de deposição é uma depressão, esta atua como área de contribuição para o fluxo da água subterrânea, tendendo a acumular-se na região devido à quebra do gradiente. Nestas condições, as massas coluvionares tornam-se saturadas e instáveis, devido ao aparecimento de pressões hidrostáticas no interior da massa de solo e nas superfícies de contato solo-rocha. Por apresentar caráter de anisotropia e heterogeneidade de permeabilidade, a movimentação e a acumulação da água no interior dessas massas não se processa de forma homogênea, sendo extremamente errática e complexa. É comum, por exemplo, que drenos sub-horizontais profundos de idêntica geometria e contíguos forneçam vazões fortemente contrastantes, podendo ocorrer ao mesmo tempo, surgência da água na superfície desses corpos. Estes possuem fluxo de água subterrâneo paralelo e muito próximo da superfície (Rodrigues, 1992).

Pimenta *et al.* (1992) relatam em seu estudo em corpo de tálus na rodovia SP-55 km 142+400, trecho entre Bertioga e São Bernardo (SP), que o lençol freático suspenso apresentava comportamento errático. Percebeu-se, através das vazões de uma linha de drenos

horizontais profundos (DHP) instalada na massa instável, que em períodos de chuvas as vazões apresentavam-se elevadas em alguns drenos, enquanto outros permaneciam secos. Isso caracteriza a drenagem errática das massas de talus/colúvio.

Lacerda e Sandroni (1985) também descrevem que as massas coluvionares apresentam estabilidade precária, geralmente com coeficientes de segurança próximos à unidade, bastando apenas uma escavação relativamente pequena no pé para iniciar a movimentação. Segundo Lacerda (1985), uma ótima ferramenta de identificação da estabilidade do colúvio é através do SPT, o qual fornece geralmente valores baixos e erráticos no colúvio, aumentando os valores de resistência ao longo da profundidade no solo residual.

2.3.4. Mecanismos de ruptura

Em taludes de colúvios podem ocorrer diversas formas de instabilidades, como rastejo (creep), escorregamento translacional do tipo talude infinito, escorregamento rotacional, debris flow ou várias formas associadas, dependendo da geometria dos colúvios.

Rodrigues (1992) descreve que o movimento de massas coluvionares é, via de regra, determinado pela paleotopografia subjacente e pelo grau de saturação da massa. Segundo o autor, o processo usual é um rastejo contínuo. No entanto, as condições de estabilidade são tão precárias que pequenos cortes ou aterros são suficientes para acelerar a movimentação.

Vários autores notaram que o início e o tipo do movimento do talude de colúvio estão relacionados à sua espessura (Ellen e Fleming, 1987; Fleming e Johnson, 1994). Segundo esses autores, colúvios espessos usualmente estão associados a escorregamentos rotacionais lentos que dificilmente se liquefazem ou se desagregam. Já os taludes instáveis de colúvios rasos apresentam inicialmente um escorregamento translacional seguido por desagregação e fluidez (debris flow).

Deere e Patton (1971) classificam instabilidades em colúvios em deslizamentos rasos e profundos. Segundo os autores, deslizamentos rasos são bastante comuns e ocorrem quando a camada superficial de colúvio é mais permeável que as camadas inferiores, formando muitas vezes um lençol d'água suspenso. Essa saturação da massa coluvionar reduz a sua resistência ao cisalhamento e cria forças de percolação instabilizadoras. Durante o período de fortes chuvas, a água pode promover a perda de resistência de partes do colúvio, processo este que pode crescer até o deslizamento de toda a camada de colúvio, ou enquanto as raízes das árvores mantiverem o restante da massa estável. O deslizamento profundo pode ocorrer

durante a realização de um corte no pé do talude. A instabilidade ocorre quando há a presença de muitos planos de fraqueza (Deere e Patton, 1971).

Lacerda (1985) descreve que o movimento de massas coluvionares inicia com um escoamento, para a seguir passar a uma situação de escorregamento translacional com zona de escoamento, para então se caracterizar francamente como escorregamento translacional. Em planta, os escorregamentos se apresentam semelhantes a um fluido viscoso, com deslocamentos maiores na porção central da massa. Segundo Lacerda (1985), o movimento como um todo é, via de regra, determinado pela paleotopografia subjacente ao colúvio, a qual costuma ser sinuosa.

Segundo Ellen e Fleming (1987) e Ellen (1988) apud Turner (1996), a instabilidade comum de um talude raso de colúvio envolve dois distintos componentes de movimento: um escorregamento raso rotacional ou translacional seguido por um escoamento da massa perturbada. Este modo de ruptura resulta de uma cicatriz relativamente pequena localizada no início do deslizamento, formando a seguir uma longa língua formada pelo escoamento de solo liquefeito e por detritos (debris flow). Rodine (1974) e Pierson (1981) apud Turner (1996) sugerem que é necessária certa quantidade de argila para manter o fluxo de debris flow. Segundo Ellen e Fleming (1987), uma quantidade maior de argila significa uma maior coesão do solo, e uma menor permeabilidade do material. Segundo os autores, isso justifica os diferentes tempos de mobilização da massa, que podem variar de poucos segundos a vinte e quatro horas.

Bryan (1940) apud Deere e Patton (1971) concluiu que a ocorrência de avalanches em regiões tropicais possui ciclos de ocorrência, os quais produzem desmatamentos periódicos.

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

Segundo Rodrigues (1992), os rastejos dessas massas são essencialmente viscoplásticos e as velocidades de deformação são aceleradas na época das chuvas, iniciando um processo de movimentação com velocidade não constante. Os deslocamentos maiores ocorrem na parte mais central da massa, sendo que a camada mais superficial tende a se deslocar com maior velocidade. A zona superficial das massas coluvionares está sujeita a rastejo do tipo sazonal ou periódico, enquanto a zona inferior está submetida a rastejo constante, conforme definido por Terzaghi (1960). Na estação seca, estas massas geralmente são mais estáveis. A movimentação dessas massas, na forma de rastejo, ocorre ao longo de

uma superfície bem nítida caracterizada pela massa coluvionar e pela superfície in situ do terreno subjacente. Deslocam-se com velocidade não uniforme, às vezes até mesmo apresentando saltos. Deslocam-se acompanhando a inclinação das encostas, movidas pela ação da gravidade e acompanhando a topografia mais favorável ao seu deslocamento, de tal forma que se pode ter inclusive direções variáveis de deslocamento em partes diferentes de uma massa coluvionar em processo de rastejo.

Segundo Deere e Patton (1971), a combinação de altos níveis piezométricos e uma ou mais camadas inclinadas de solo rico em argila em um talude pode deflagrar um escorregamento. Isso pode ocorrer logo após uma escavação ou uma construção no talude, seguido por chuvas intensas. Uma ruptura também pode ocorrer sem o desenvolvimento de poro-pressões, quando o talude é menos resistente ou mais sujeito à desagregação do que um talude equivalente em solo residual. Deere e Patton (1971) relatam que tipicamente há a formação de lençol suspenso em períodos secos. Durante períodos de chuvas intensas, a água percorre pequenos canais com velocidade maior do que a rede aquífera é capaz de suportar, gerando excesso de poro-pressões.

Fonseca et al. (1982) também chamam a atenção para o fato de áreas de tálus/colúvios apresentarem coeficientes de permeabilidade bastante erráticos para diferentes pontos da massa, mostrando a existência de veios drenantes, mas com permeabilidade média muito baixa da massa de colúvio/tálus. O autor ainda salienta que a tendência dessas massas é de uma movimentação progressiva e contínua no tempo, tendendo para uma situação de talude infinito, por efeito da ação da rede de percolação interna na massa de solo já amolgada, a qual já perdeu parte de sua resistência ao cisalhamento.

2.3.5. Condicionantes da estabilidade

Os principais fatores de influência na estabilidade de colúvios são descritos abaixo.

- **Geomorfologia:**

Segundo Lacerda (1985), as encostas podem apresentar linhas de cumeada normais à direção do vale principal, nas quais as espessuras de colúvio são mínimas. No entanto, os colúvios preenchem os talvegues através de movimentos de massas laterais em direção a tais talvegues. Os movimentos que mais contribuem para este fenômeno são os escorregamentos planares de capas superficiais alteradas. A figura 2.1 ilustra este processo.

Turner (1996) comenta que um colúvio com espessura uniforme é de difícil ocorrência. Segundo Hack e Goodlett (1960) citados por Turner (1996), os colúvios podem ser divididos geomorficamente em concavidades, convexidades e taludes retos. A importância das concavidades na inicialização de um escorregamento varia, sendo dependente das complexas interações e pequenas variações de geologia, topografia e fatores climáticos. Segundo Turner (1996), concavidades são freqüentes fontes de formação de debris flow.

- **Hidrologia:**

Chuvas intensas são citadas na literatura como o maior agente deflagrador de instabilidade em taludes de colúvio. Os principais processos de instabilização ocasionados pelo modo de atuação da água nas encostas são devidos ao fluxo de água dentro do talude, o que provoca forças de percolação, elevação de poro-pressões, erosão interna (piping) e saturação com diminuição da coesão aparente (Pinheiro 2000).

Kesseli (1943) apud Turner (1996) discorre que a instabilidade em colúvios ocorre quando a intensidade da chuva é suficiente para que a água percole dentro do colúvio a uma vazão maior que a vazão de percolação na base do colúvio. Essa condição forma um lençol temporário suspenso, com fluxo de água paralelo à superfície, desenvolvendo excesso de poro-pressões e diminuindo as forças resistivas.

Estudos em Hong Kong concluíram que a estabilidade do talude depende da capacidade de infiltração do solo e que a influência de uma chuva particular depende de sua intensidade e duração e da umidade prévia do solo (Lumb, 1962 e 1975 citados por Pinheiro, 2000).

- **Vegetação:**

O efeito da vegetação sobre a estabilidade de taludes é tema de discordâncias na literatura. Segundo Turner (1996), o sistema de raízes de plantas aumenta a estabilidade de taludes de colúvio íngremes. Geralmente o sistema de raízes contribui com a resistência do solo promovendo uma componente adicional de coesão. Sidle *et al.* (1985), após estudos na Nova Zelândia, sugerem que um sistema de raízes aumenta a coesão, mas não alteram o ângulo de atrito interno, conforme resultados obtidos pelos autores, apresentados no Quadro 2.3 (Turner, 1996).

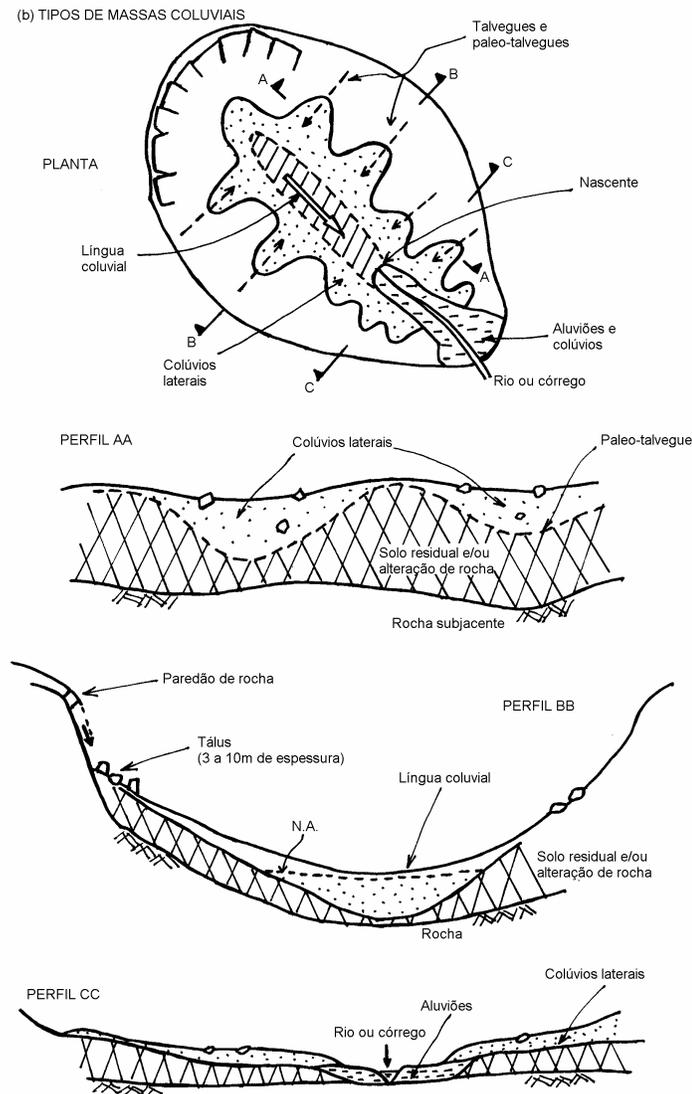


Fig. 2.1 – Morfologia típica dos colúvios (Lacerda, 1985).

Quadro 2.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos com e sem raízes competentes (Sidle *et al.*, 1985, citado por Turner, 1996).

Parâmetro de Resistência ao Cisalhamento	Floresta intacta com raízes competentes	Área desmatada sem raízes competentes
Coesão aparente (kPa)	6,6	3,3
Ângulo de atrito interno (°)	36	36

A vegetação também origina uma sobrecarga vertical sobre o talude e a ação do vento sobre árvores altas provoca um momento instabilizante. Com o desmatamento, há

inicialmente um acréscimo na estabilidade pela eliminação dos fatores negativos (sobrecarga, efeito alavanca, etc). Este efeito positivo tende a desaparecer com o tempo, pelo apodrecimento das raízes e pela eliminação do efeito de redistribuição das águas da chuva (Wolle, 1986).

Na verdade existem fatores positivos e negativos na estabilidade de taludes com a presença da vegetação. O quadro 2.4 exemplifica estes efeitos.

2.4. INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO DE TALUDE

A instrumentação e o monitoramento de uma encosta devem tentar responder determinadas dúvidas existentes a respeito do comportamento da encosta. Pinheiro (2000) resalta as situações para qual são utilizadas a instrumentação: a) determinação da forma da superfície de ruptura e sua profundidade, b) determinação de movimentos verticais e horizontais da massa instável, c) determinação da velocidade do movimento, d) monitoramento da estabilidade de taludes naturais e escavados devido a atividades de construção ou precipitação, e) monitoramento das poro-pressões e níveis d'água, f) monitoramento da eficácia de medidas de controle (retenção, drenagem, etc) e g) fornecer um sistema de alerta remoto contra possíveis desastres.

Na maioria dos casos de instabilidade não há uma ruptura brusca, e sim, vários sinais como fendas e trincas de tração. Segundo Saito (1965), citado por Guidicini e Nieble (1984), o movimento da massa instável geralmente será gradativamente acelerado até atingir o ponto de ruptura. Isto faz com que a instrumentação possa ser bastante útil na previsão de escorregamentos.

Um planejamento adequado para uma instrumentação de um escorregamento, segundo Wilson e Mikkelsen (1978), consiste em quatro etapas, quais sejam: a) determinar que tipos de medidas são necessários, b) selecionar os tipos de instrumentos que melhor se enquadram nas medidas exigidas, c) plano de locação, número e profundidade da instrumentação, e d) desenvolvimento de técnicas de registro. Segundo Dunncliff (1988), todos os equipamentos empregados em um monitoramento devem ser escolhidos e instalados para responder a uma questão específica. Se não há questão a ser respondida, não deve haver instrumentação.

Quadro 2.4 – Efeitos da vegetação na estabilidade de taludes (Greenway, 1987 citado por Pinheiro, 2000).

Efeito Hidrológico	Influência
<p><i>Interceptação das chuvas pelas folhas, resulta em:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - absorção e evaporação reduzindo a água disponível para a infiltração; - redução da energia das gotas de chuva e conseqüentemente da erosão; - aumento no tamanho das gotas que caem, aumentando assim a chuva localizada. <p><i>Caules e folhas interagindo com o fluxo de superfície, resultam em:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - maior armazenamento e maior volume de água armazenada; - grande irregularidade no fluxo de água, reduzindo a sua velocidade. <p><i>Raízes provocam no solo:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - aberturas na superfície permitindo a infiltração; - retirada de umidade, a qual é perdida na atmosfera por transpiração; - redução da poro pressão e aumento da sucção e conseqüentemente da resistência do solo; - aumento da quantidade de canaliculos no solo, resultando em aumento da permeabilidade. 	<p>B</p> <p>B</p> <p>A</p> <p>A/B</p> <p>B</p> <p>A</p> <p>B</p> <p>B</p> <p>A</p>
Efeitos mecânicos	
<p><i>Raízes agregam as partículas de solos, resultando em:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - restrição de movimento de solo, reduzindo a erodibilidade; - aumento da resistência ao cisalhamento através da formação de uma matriz de raízes. <p><i>Raízes que penetram em grandes profundidades, provocam:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - ancoragem em um estrato firme; - suporte da camada de solo acima das árvores no talude, por arqueamento e contraventamento. <p><i>Crescimento de árvores altas, de maneira que:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - o peso pode tornar-se uma sobrecarga no talude e aumentar a força normal e a força de instabilização do talude; - Quando expostas ao vento, forças dinâmicas são transmitidas ao solo. <p><i>Caules e folhas cobrem a superfície do solo, então:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - o impacto do trânsito é absorvido, protegendo a superfície contra danos; - as folhas caem no solo, cobrindo-o e protegendo contra a erosão. 	<p>B</p> <p>B</p> <p>B</p> <p>B</p> <p>A/B</p> <p>A</p> <p>B</p> <p>B</p>

A = efeito adverso da vegetação;

B = efeito benéfico da vegetação.

O Quadro 2.5 mostra os principais tipos de instrumentos utilizados em taludes e encostas (Augusto Filho e Virgili, 1998).

Quadro 2.5 - Principais tipos de instrumentos utilizados no estudo de taludes (Augusto Filho e Virgili, 1998).

INSTRUMENTOS	PARÂMETROS
Marcos superficiais	Deslocamentos e recalques
Prismas óticos	
Extensômetros (haste e fio)	
Fissurômetros	
Medidores de recalque	
Indicadores de movimentações em profundidade	
Inclinômetros	
Células de carga em tirantes	Cargas
Células de pressão total	Tensões totais
Piezômetros (tipo Casagrande, de máxima, hidráulicos e elétricos)	Pressões d'água
Tensiômetros (pressões negativas, de sucção)	
Medidores de vazão (hidrômetros, vertedouros, recipientes)	Vazões d'água

2.4.1. Monitoramentos de superfície

Segundo Wilson e Mikkelsen (1978), os movimentos de massas superficiais instáveis são geralmente monitorados para determinar a extensão e a velocidade de deslocamento. Gilli *et al.* (2000) discorrem que, muito frequentemente, a medição de deslocamentos superficiais é a maneira mais simples de observar a evolução do escorregamento, analisar a dinâmica do movimento, verificar a resposta a algum agente deflagrador (chuvas por exemplo) ou verificar a eficiência de medidas corretivas.

Bench marks instalados em locais estáveis permitem monitorar movimentos horizontais e verticais de marcos superficiais fixados na superfície do talude, oticamente usando teodolitos ou mesmo através de medidas de trena. Outros métodos mais modernos são através do uso de estações totais de precisão com medidores eletrônicos de distância e GPS (*Geographic Positioning System*) de alta precisão. A aerofotogrametria também é utilizada no monitoramento superficial de taludes. Outros equipamentos atualmente com grande desenvolvimento são os instrumentos mecânicos para monitorar discontinuidades (trincas,

fissuras, fendas, juntas, etc.). Segundo Dunniclif (1988), o tipo de equipamento a ser utilizado depende do movimento envolvido e da forma como ele se manifesta, podendo ser desde uma simples inspeção visual até algum tipo de extensômetro.

Dunniclif (1988) descreve um instrumento chamado tiltímetro, o qual faz medidas de rotação em pontos situados na superfície do solo ou sobre alguma estrutura. O equipamento consiste de um transdutor sensível à gravidade protegido com um invólucro apropriado. Dependendo do tipo de invólucro, o equipamento pode ser instalado na superfície ou dentro de furos de sondagem.

Gilli *et al.* (2000) apresentam no Quadro 2.6 os principais métodos de monitoramento superficial, com seus respectivos alcances, precisão típica e o formato dos resultados obtidos.

2.4.2. Monitoramentos de sub-superfície

Segundo Dunniclif (1988), quando há o deslocamento de massa nas camadas internas do solo e quando a profundidade do escorregamento não permite sua detecção na superfície visualmente, são requeridas medidas de deslocamentos subsuperficiais. Neste caso, as medidas de deslocamentos verticais são geralmente de menor importância do que as medidas de deslocamentos horizontais.

Quadro 2.6 – Principais métodos de monitoramento superficial (Modificado de Gilli *et al.*, 2000).

MÉTODO	RESULTADO	ALCANCE TÍPICO	PRECISÃO USUAL
Fita métrica de precisão	Δ distância	<30m	0,5mm/30m
Extensômetro de fio fixo	Δ distância	<10-80m	0,3mm/30m
Haste para abertura de trincas	Δ distância	<5m	0,5mm
Topografia de triangularização	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	<300-1000m	5-10mm
Nivelamento geométrico	ΔZ	variável	2-5mm/km
Nivelamento geométrico de precisão	ΔZ	variável	0,2-1mm/km
Medição eletrônica de distância (EDM)	Δ distância	variável (usual 1-14km)	1-5mm + 1-5ppm
Fotogrametria terrestre	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Ideal <100m	20mm de 100m
Fotogrametria aérea	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	$H_{vôo} < 500m$	10cm
Clinômetro	$\Delta \alpha$	10°	0,01-0,1°
GPS	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	variável (usual <20km)	5-10mm + 1-2ppm

Pinheiro (2000) comenta que os métodos utilizados no monitoramento de deformações subsuperficiais utilizam instrumentos posicionados em furos de sondagem, de tal forma que as medidas sejam feitas paralela ou perpendicularmente aos furos. O autor ainda comenta que os instrumentos mais utilizados são os inclinômetros, embora indicadores de planos de cisalhamento também possam ser utilizados para medir deslocamentos com menor precisão. A utilização de inclinômetros é consagrada na medição precisa de deformações subsuperficiais através da medida da variação da inclinação de um tubo flexível, posicionado dentro de um furo de sondagem ao longo de sua altura (Wilson e Mikkelsen, 1978).

Segundo Pinheiro (2000), o inclinômetro permite a determinação da distribuição do movimento lateral em função da profundidade e do tempo. O inclinômetro é instalado em áreas com suspeita de movimentação, sendo sua base fixada em um material esperado estável. Pinheiro (2000) descreve o instrumento sendo composto por quatro unidades principais, quais sejam: a) tubo guia flexível instalado permanentemente em um furo de sondagem; b) unidade de leitura portátil; c) torpedo portátil contendo um transdutor sensível à inclinação em relação a vertical e d) um cabo elétrico graduado que conecta o torpedo à unidade de leitura.

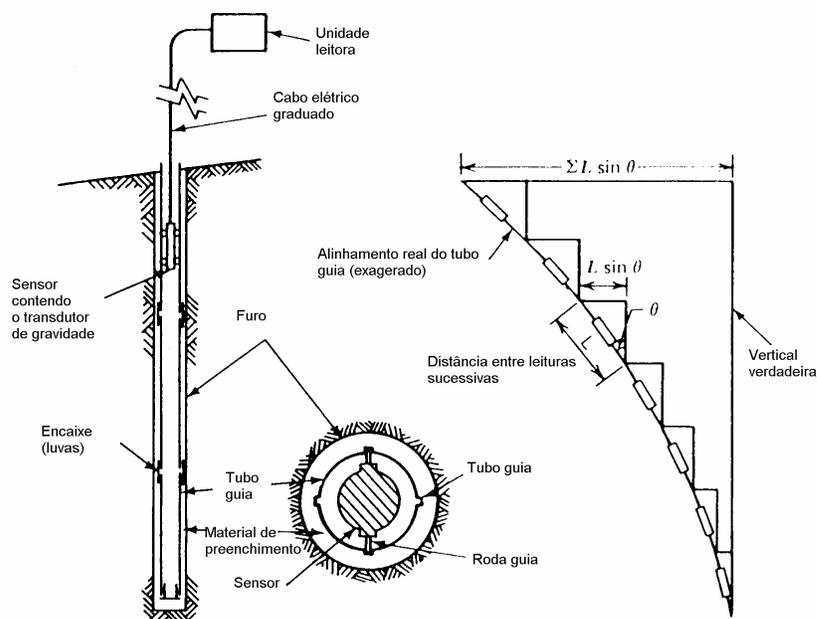


Fig. 2.2 – Funcionamento do inclinômetro (Wilson e Mikkelsen, 1978).

A avaliação e interpretação dos dados obtidos pelo inclinômetro na monitoração de taludes foram apresentados por Green e Mikkelsen (1988), citados por Pinheiro (2000) e Mikkelsen (1996). A fig. 2.2 apresenta o equipamento.

2.4.3. Monitoramento de poro-pressão e nível d'água

Uma das técnicas mais comuns de monitoramento é o registro de nível d'água através da observação em furos de sondagem e poços de observação. Segundo Dunnyclif (1988), a determinação do nível d'água tem aplicações bastante limitadas, sendo este geralmente observado durante a investigação de campo de um projeto. Um medidor de nível d'água cria uma conexão vertical entre camadas no perfil de solo, sendo portanto sua aplicação recomendável apenas em um perfil permeável contínuo em que a poro-pressão cresce uniformemente com a profundidade. Esta condição raramente pode ser adotada. O autor sugere que medidor de nível d'água seja apenas utilizado quando se tenha conhecimento do regime de fluxo d'água.

Dunnyclif (1988) comenta que o medidor de poro-pressão ou piezômetro é utilizado para duas finalidades: a) para monitorar o fluxo d'água e b) para estimar a resistência ao cisalhamento da massa de solo, a partir do cálculo da tensão normal efetiva. O monitoramento da poro-pressão é muito importante na maioria dos taludes. Segundo o autor, o primeiro piezômetro a ser considerado para uma monitoração de poro-pressão é o piezômetro de tubo aberto, também denominado de Casagrande. Outros tipos de piezômetros são os piezômetros elétricos (de diafragma com resistência elétrica ou corda vibrante), os pneumáticos e os piezômetros hidráulicos. Os piezômetros pneumáticos e os de corda vibrante possuem longevidade superior aos piezômetros de Casagrande. Entretanto, os piezômetros de Casagrande podem ser transformados em instrumentos de leitura remota, com a inserção de um transdutor de pressão em seu interior, e a conseqüente adoção de um sistema de aquisição de dados. A maior limitação do piezômetro de Casagrande é o lento tempo de resposta, porque um considerável volume de água deve fluir através do solo para uma mudança no nível piezométrico no interior do tubo aberto. A escolha mais adequada do tipo de piezômetro irá depender da situação estudada e do grau de monitoramento necessário (Dunnyclif, 1988).

O tempo de resposta dos piezômetros em relação ao ciclo hidrológico, a seleção, os procedimentos de instalação e os métodos de medição (manual ou automática) podem ser encontradas em maior detalhe nos trabalhos de Wilson e Mikkelsen (1978), Dunnyclif (1988), G. C. O. (1984) e Hanna (1985).

2.4.4. Outros monitoramentos

Podem ainda ser monitorados em um talude o escoamento das águas de chuvas, através de recipientes de volume conhecido, hidrômetros ou vertedouros. Esta informação pode ser bastante útil em alguns problemas de instabilidade de taludes. Outros monitoramentos podem ser feitos em relação às condições climáticas, como precipitação, temperatura, umidade, sucção. O monitoramento da precipitação associada com a estabilidade do talude pode ser muito útil em sistemas de alerta de risco.

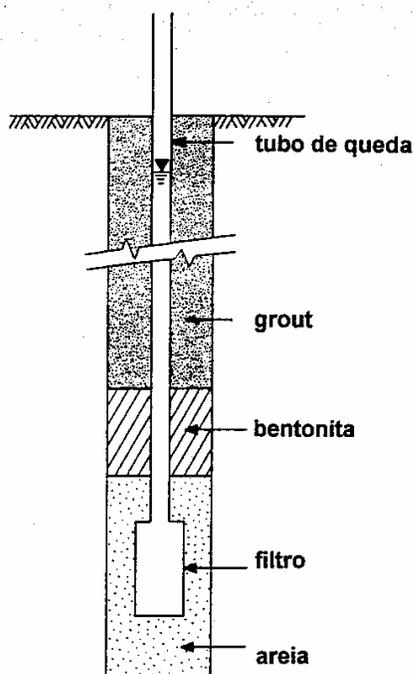


Fig. 2.3 – Diagrama simplificado de um piezômetro de tubo aberto.

2.5. PATOLOGIA DE ESTRUTURAS DEVIDA À MOVIMENTAÇÃO DE TALUDES

Segundo Schuster e Fleming (1986), os prejuízos econômicos e os danos provocados pela instabilidade de taludes são maiores do que comumente admitido. Além de causarem mortes, taludes instáveis destroem ou danificam edificações residenciais, industriais, áreas agrícolas e florestas, e têm um impacto negativo na qualidade da água de rios e córregos. Os

autores comentam que é estimado em cerca de U\$ 1 bilhão/ano os danos provocados por taludes instáveis nos Estados Unidos, Japão, Itália e Índia.

A instabilidade de taludes é reconhecida como uma das mais importantes causas geológicas de danos em áreas urbanas. No ano de 1976, o custo anual de danos em edificações provocados por taludes instáveis nos Estados Unidos foi estimado em U\$ 400 milhões (Krohn e Slosson, 1976 *apud* Alexander, 1986).

Chiocchio *et al.* (1997) comentam que, nas últimas décadas, a expansão dos centros urbanos fez com que houvesse a ocupação indiscriminada de encostas, alterando sua configuração original. Isto pode provocar a reativação de superfícies de ruptura antigas. Segundo os autores, muitos foram os motivos que encorajaram a população através dos séculos a escolherem áreas instáveis para se estabelecerem: superpopulação, esquecimento de eventos catastróficos no passado, negligência da legislação, entre outros. Os autores ainda ressaltam que são necessárias a identificação de áreas de instabilidade e a avaliação do risco associado, bem como sua representação através de mapas, fazendo-se assim um controle da ocupação dessas áreas.

Nesta seção se tratará dos danos em edificações e estruturas provocados pela movimentação de massas de solo em taludes urbanos. As patologias de estruturas geralmente estão associadas a recalques e a problemas de fundações, sendo a literatura ainda modesta no que se refere à instabilidade de taludes.

Segundo Iovine e Parise (1998), análises de distribuição de danos e, quando possível, informações históricas em áreas urbanas afetadas por instabilidades, podem fornecer importantes informações para melhor compreender os efeitos da movimentação de taludes nas estruturas. Uma correta interpretação dos danos deve levar em conta o tipo de técnica de construção (alvenaria, concreto armado, etc), haja visto que um mesmo tipo de dano visível pode representar diferentes graus de severidade de acordo com o tipo de edificação. Um aspecto relevante é a dificuldade de saber se os danos existentes nas edificações foram realmente causados pela instabilização do talude, ou se ocorreram por outra causa, como por exemplo: projeto inadequado, má execução, efeitos de temperatura, etc. (Focardi, 1969 *apud* Iovine e Parise, 1998). Iovine e Parise (1998) salientam ainda que o tempo é de extrema importância quando as “condições iniciais” são modificadas, através de reformas e consertos.

O dano em estruturas provocado por taludes instáveis depende também da localização da estrutura no talude. Edificações localizadas na borda do corpo do talude (na escarpa, nos flancos ou no pé) estão geralmente em condições mais desfavoráveis; já as edificações localizadas dentro do corpo do talude podem se movimentar rigidamente em blocos e

usualmente sofrem danos leves ou negligenciáveis (Focardi, 1969 *apud* Iovine e Parise, 1998).

Focardi (1990) *apud* Iovine e Parise (1998) relata que fissuras parabólicas ou verticais cuja abertura cresça de baixo para cima podem ser geralmente encontradas em edificações localizadas na parte superior do talude. Entretanto, fissuras que aumentam sua abertura na direção de cima para baixo são tipicamente encontradas em edificações sob a ação predominantemente de deformações horizontais.

Edificações com fundações rígidas ou conectadas recebem o carregamento do talude de formas diferentes: efeitos de balanço são freqüentes. Edificações situadas no corpo da massa instável, a qual sofre deformações diferenciais, estão sujeitas a um desenvolvimento de trincas mais acentuado (Iovine e Parise, 1998).

Segundo Iovine e Parise (1998), a velocidade do movimento é outro aspecto muito importante. Na região de estudo dos autores, no sul da Itália, várias vilas localizadas em áreas instáveis coexistem com deformações bastante lentas, na qual as estruturas de alvenaria se adaptam à deformação do solo, sem provocar danos sérios à estrutura e à segurança das pessoas. Entretanto, se essa mesma deformação ocorresse com uma velocidade alta, provavelmente muitas dessas estruturas não resistiriam.

Iovine e Parise (1998) estudaram os danos em edificações causados pela movimentação de taludes na Vila de Plâtaci, sul da Itália. Os autores distinguiram as edificações em dois tipos: de alvenaria e de concreto armado, a fim de avaliar os danos mais precisamente. Elaboraram um mapa de severidade de patologias, conforme a Fig. 2.4. Comprovaram que a maioria das patologias eram de moderadas a leves, caracterizadas por trincas em estruturas de alvenaria, recalques diferenciais de fundações, pequenas distorções de estruturas e paredes fora de prumo.

Alexander (1986) estabelece uma escala de intensidade de danos de edificações causados por subsidência, compressão ou extensão do solo durante escorregamentos de taludes (Quadro 2.7). A escala apresenta danos provocados por subsidência, movimentos translacionais e rotacionais ou empuxos lentos da massa de solo. O autor salienta também que, embora sua escala de severidade cite reformas em edificações danificadas, é necessária primeiramente a estabilização do talude, para depois se efetuar os reparos necessários. Chiochio *et al.* (1997) utilizaram a classificação proposta por Alexander (1986) em algumas vilas do sul da Itália. Pequenas imperfeições foram identificadas nessa classificação: (i) não

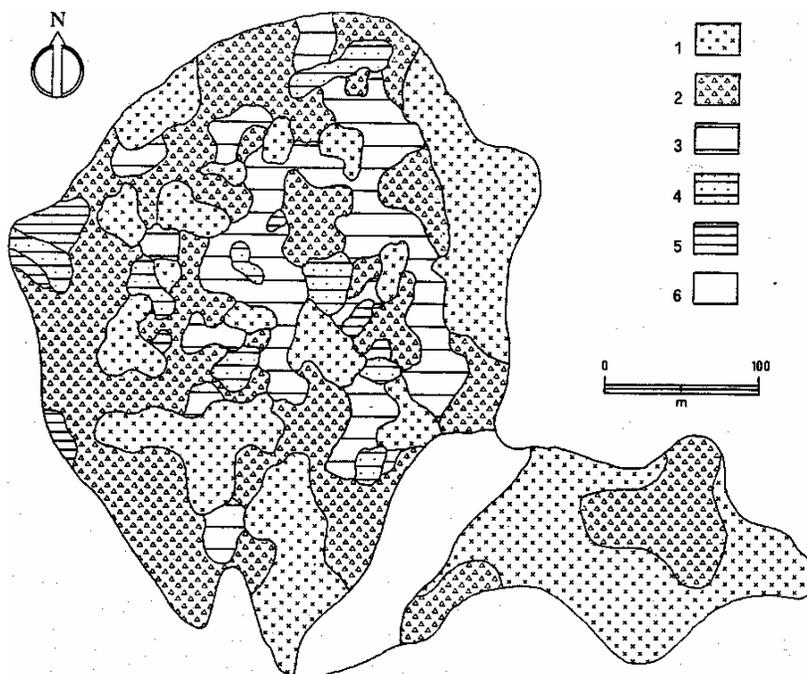


Fig. 2.4 – Classificação de danos na vila Plâtaci, sul da Itália. a) níveis 0-1 – sem dano ou negligenciável, b) nível 2 – dano leve, c) nível 3 – dano moderado, d) níveis 4-5 – dano sério a muito sério, e) nível 6 – área rural. (Iovine e Parise, 1998).

há uma identificação clara do tipo da construção (materiais utilizados na construção), e (ii) não há a identificação de reformas realizadas recentemente. Segundo os autores, isso pode provocar incorreções na estimativa do nível de dano, podendo provocar a adoção de medidas incorretas por parte dos planejadores. A partir daí, Chiocchio *et al.* (1997) estabeleceram uma nova classificação dividindo-se as edificações em dois tipos comuns no sul da Itália, ou seja, alvenaria e concreto armado. Esta distinção é importante na análise de trincas, as quais comportam-se de maneiras distintas nos dois materiais. A classificação proposta pelos autores é apresentada no Quadro 2.8.

Uma aplicação da classificação de Chiocchio *et al.* (1997) foi utilizada pelos próprios autores na Vila Celenza Valfortore, no sul da Itália. A vila situa-se em uma área montanhosa de rochas intensamente deformadas e com falhas. Os principais agentes da evolução morfológica são os escorregamentos de taludes. A área possui muitas superfícies de ruptura adormecidas. Com a urbanização da vila, várias áreas instáveis foram ocupadas, prejudicando a estabilidade da vila como um todo. Danos repetidos em edificações e estruturas nos mais cruciais pontos da vila têm revelado deformações associadas a estes escorregamentos. Na

maioria das edificações os danos foram leves (grau 1 a 2), embora na porção sul da vila houvesse edificações com grau 6 e 7.

Quadro 2.7 – Nível de danos em edificações provocados por movimentação de taludes (Alexander, 1986).

Grau	Nível de dano	Características
0	sem dano	edificação intacta
1	negligenciável	pequenas fissuras nas paredes ou membros da estrutura sem distorção da estrutura ou destacamento de detalhes decorativos externos
2	leve	edificação continua habitável, os reparos não são urgentes; recalque de fundação, distorção da estrutura e inclinação de paredes não são suficientes para comprometer a estabilidade
3	moderado	paredes fora de prumo de 1 a 2°, ou fissuração substancial de membros da estrutura, ou fundações apresentando recalques diferenciais de pelo menos 15 cm; necessidade de evacuação da edificação
4	sério	paredes fora de prumo por vários graus; fissuras abertas nas paredes; fraturamento de elementos da estrutura; fragmentação da alvenaria; recalques diferenciais de pelo menos 25 cm comprometendo as fundações; piso com inclinação de 1 a 2°, ou ruptura por soerguimento; paredes divisórias internas terão que ser recuperadas; não fechamento de portas e janelas; ocupantes devem evacuar e principais danos corrigidos.
5	muito sério	paredes fora de prumo por 5-6°; estrutura torcida; recalque diferencial provoca sérias trincas em pisos e paredes ou a rotação da edificação; em edificações de madeira há o destacamento completo das fundações; paredes de alvenaria de vedação parcialmente colapsadas; os ocupantes devem ser realocados, pois provavelmente não há mais recuperação da edificação.
6	colapso parcial	evacuação imediata e isolamento da área para evitar acidentes com colapso de alvenaria.
7	colapso total	isolamento da área

Quadro 2.8 - Classificação de danos em estruturas provocados pela movimentação de taludes (Chiocchio *et al.*, 1997)

Grau	Nível de dano	Estrutura resist. à carga	recalque (cm)	rotação (cm)	distorção (%) e recalque diferencial (cm)	Dano		Esmagamento	medidas imediatas	medidas de recuperação
						trincas	trincas			
0	sem dano	alvenaria	0	0	0	sem	sem	sem	sem	sem
		estrutura de concreto armado	0	0	0	sem	sem	sem	sem	sem
1	negligenciável	alvenaria	0	0	0	finas fissuras no reboco	sem	sem	sem	sem
		estrutura de concreto armado	0	0	0	finas fissuras no reboco	sem	sem	sem	sem
2	leve	alvenaria	2-3	2,5‰ * h	3‰ * I	pequenas trincas em paredes divisórias	sem	sem	sem	moderadas na fundação; restauração nas paredes divisórias possíveis na fundação; restauração entre paredes divisórias e externas
		estrutura de concreto armado	2-3	2,5‰ * h	3‰ * I	pequenas trincas em paredes divisórias e externas	sem	sem	sem	sem
3	moderado	alvenaria	10-15	4‰ * h	4-5‰ * I	trincas abertas em paredes, disjunção de paredes, deformação de vergas	apenas em áreas significativas	apenas em áreas significativas	evacuação sugerida	imediatamente na fundação (estacas ²); ancoragem, alvenaria com colagem de concreto armado, injeção de concreto ou argamassa
		estrutura de concreto armado	10-15	4‰ * h	4-5‰ * I	trincas significantes nas vigas, paredes divisórias deformadas e esmagalhadas	não generalizado	não generalizado	evacuação sugerida	estacas ² na fundação, reforço de vigas com colagem de placas de aço com epóxi
4	sério	alvenaria	15-20	8‰ * h	7‰ * I	considerável disjunção de paredes, deformação espacial, colapso de paredes divisórias	generalizado e importante	generalizado e importante	evacuação e escoramento	urgentes na fundação, injeção de reforço, alvenaria reforçada com concreto armado
		estrutura de concreto armado	15-20	8‰ * h	7‰ * I	parcialmente colapsadas, estruturas deformadas, espalhamento de trincas	generalizado e importante	generalizado e importante	evacuação	urgentes na fundação, colagem de alvenaria com concreto, concreto armado ou argamassa
5	muito sério	alvenaria	>25	>10‰ * h	>10‰ * I	abertura de trincas no piso, paredes divisórias totalmente colapsadas, vergas rompidas	muito generalizado	muito generalizado	evacuação e isolamento	economicamente não conveniente
		estrutura de concreto armado	>20	>10‰ * h	>10‰ * I	paredes divisórias e externas colapsadas, forte deformação na estrutura, trincas na laje e no piso	muito generalizado	muito generalizado	evacuação e isolamento	economicamente não conveniente
6	colapso parcial	alvenaria	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	isolamento	demolição total e reconstrução ou relocação
		estrutura de concreto armado	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	isolamento	demolição total e reconstrução ou relocação
7	colapso total	alvenaria	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	isolamento	demolição total e reconstrução ou relocação
		estrutura de concreto armado	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	s.i.	isolamento	demolição total e reconstrução ou relocação

h = altura da edificação; I = distância entre dois pontos ou colunas adjacentes onde ocorre recalque diferencial; s.i. = sem informação; Estacas² = estacas de pequeno diâmetro (até 20 cm).

CAPÍTULO III

3. ÁREA DE ESTUDO E METODOLOGIA DA PESQUISA

3.1. LOCALIZAÇÃO

A cidade de Santa Cruz do Sul está situada na região central do estado do Rio Grande do Sul, no entroncamento das rodovias RST-287 e BR-471, distando aproximadamente 155 km a oeste de Porto Alegre, conforme Figura 3.1. Com uma população de 107.000 habitantes (Censo IBGE/2000), a cidade é rodeada por encostas coluvionares, principalmente a norte e a leste, e por uma zona de inundação do rio Pardinho a oeste. A altitude média da sede do município é de 122 m. O talude em estudo localiza-se na zona urbana de Santa Cruz do Sul, na zona norte da cidade.

A localização da encosta na cidade é apresentada na Figura 3.2.

3.2. CLIMA E VEGETAÇÃO

Santa Cruz do Sul apresenta um clima subtropical com verões quentes. O estado do Rio Grande do Sul encontra-se em uma posição geográfica denominada “fronteira climática”, onde ocorrem grandes oscilações de clima e erros freqüentes nas previsões metereológicas, devidos aos choques entre massas de ar quente, vindas da linha do Equador, e massas de ar polar vindas do sul.

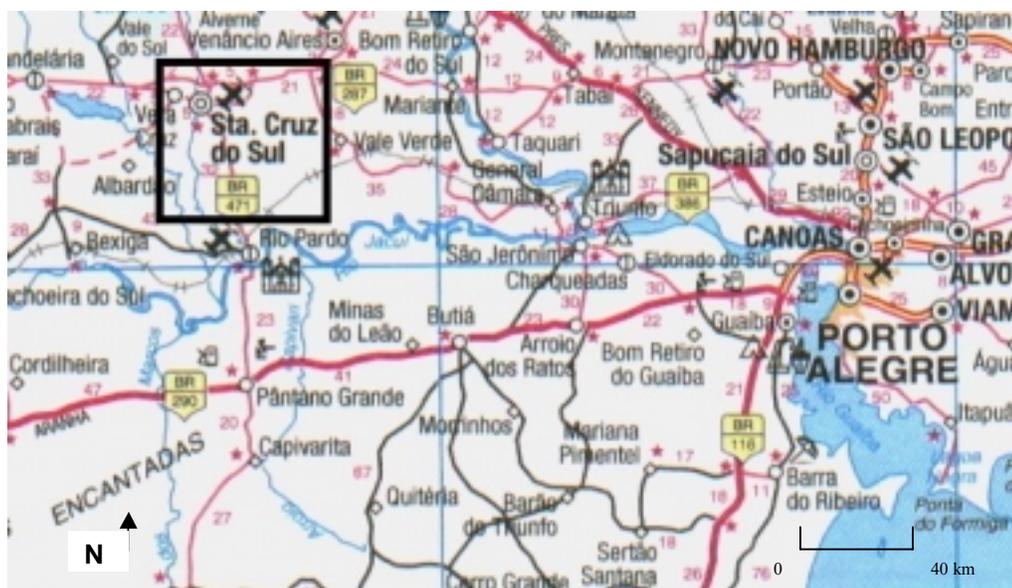


Fig. 3.1 – Localização de Santa Cruz do Sul – RS (Fonte: Guia Rodoviário 1998 – Revista Quatro Rodas – Editora Abril).

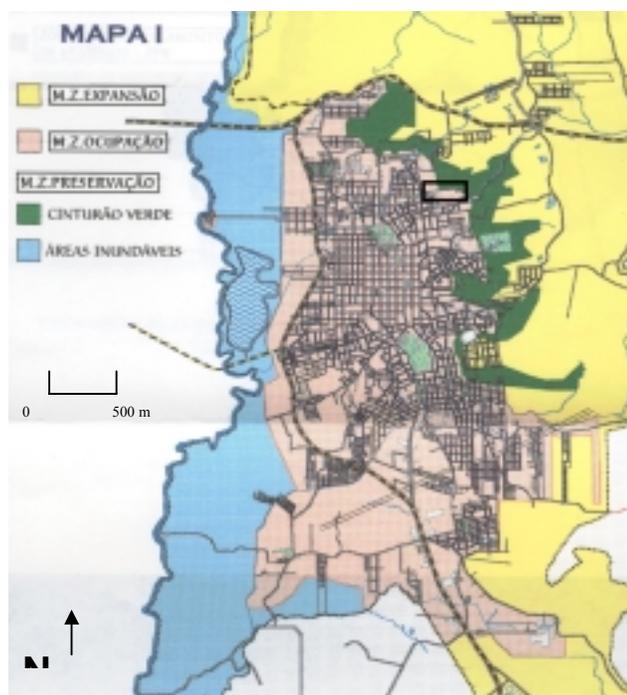


Figura 3.2 – Localização do talude estudado na cidade de Santa Cruz do Sul – RS (Lei Complementar nº 6 – Plano Diretor de Desenvolvimento Social e Urbano do Município de Santa Cruz do Sul; Mapa 1).

Em Santa Cruz do Sul, as chuvas dos últimos quinze anos apresentaram um valor mínimo anual de 1419 mm (1996) e um valor máximo anual de 2100 mm (Figura 3.3). É típico do Rio Grande do Sul as chuvas serem bem distribuídas ao longo do ano. Nas estações frias, as chuvas geralmente são prolongadas e de intensidade média a fraca, enquanto que nas estações quentes as chuvas são de curta duração e grande intensidade. A figura 3.3 apresenta os valores máximos e a média de precipitação mensal em Santa Cruz do Sul.

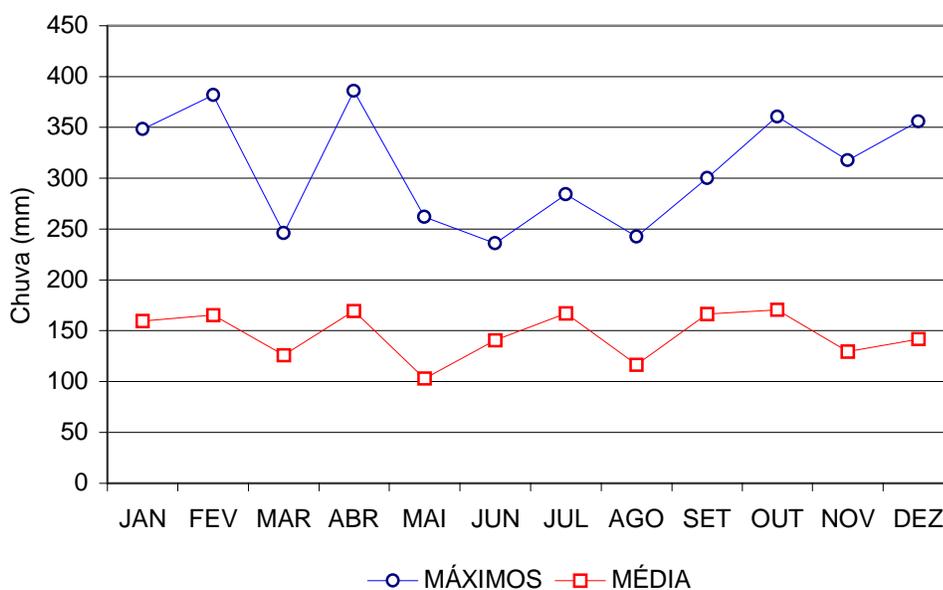


Figura 3.3 – Precipitação mensal em Santa Cruz do Sul no período de 1987 a 2001 – Fonte: Pioneer Sementes Ltda.

A vegetação das encostas da zona urbana da cidade constitui uma zona de preservação ambiental denominada “cinturão verde”, estando boa parte da área das encostas coberta por mata nativa, conforme se observa na Figura 3.4.

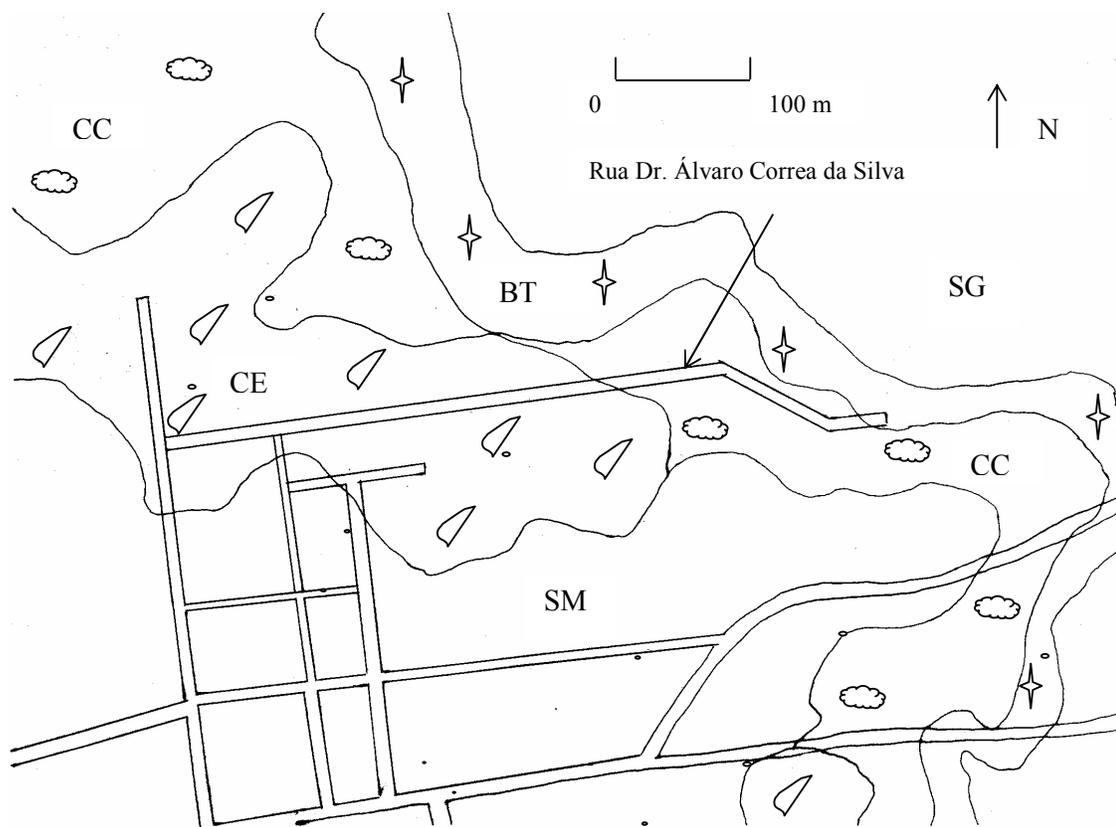


Figura 3.4 – Vista geral da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, com a cidade ao fundo.

3.3. GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO

A geologia das regiões norte e leste da cidade de Santa Cruz do Sul é formada pela Formação Santa Maria na base, estando sobrepostos a esta os arenitos da Formação Botucatu e os basaltos da Formação Serra Geral no topo. Em alguns locais, os basaltos estão em contato direto com a Formação Santa Maria, o que caracteriza uma discordância de não conformidade. A Formação Santa Maria na região é constituída por siltitos de coloração vermelha. Em áreas isoladas nas encostas ocorre a Formação Botucatu, aparecendo sobre a Formação Santa Maria e intercalada aos derrames da Formação Serra Geral (arenitos intertrápicos).

A Figura 3.5, adaptada de Wenzel (1996), apresenta a geologia da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, onde se encontra o talude estudado.



CC: colúvio; CE: Colúvio onde foram observados indícios de escorregamento; SM: Formação Santa Maria; SG: Formação Serra Geral; BT: Formação Botucatu.

Figura 3.5 – Mapa geológico simplificado da encosta da rua Álvaro Correa da Silva (Adaptado de Wenzel, 1996).

A área de encostas encontra-se entre as cotas 50 e 170, e apresenta-se acidentada, com declividades superiores a 20%. A seguir são descritas as formações geológicas envolvidas.

3.3.1. Formação Santa Maria:

Bortoluzzi (1974) *apud* Pinheiro (2000) discorre que a Formação Santa Maria apresenta duas fácies, denominadas Passo das Tropas e Alemoa. A fácies Passo das Tropas é a parte inferior da formação, sendo constituída por arenitos conglomeráticos, friáveis e feldspáticos. Já a fácies Alemoa é constituída por siltitos argilosos maciços, micáceos, de cor avermelhada, e com argilominerais do grupo das montmorilonitas. A Formação Santa Maria encontra-se em praticamente toda a zona urbana de Santa Cruz do Sul, ocupando a área entre as cotas 30 e 100 (Wenzel, 1996).

Segundo Grehs (1976), esta formação é representada essencialmente por folhelhos silto-argilosos de coloração avermelhada, com uma espessura média de 70 m. Observa-se algumas vezes a presença de finas camadas argilosas calcíferas, de coloração acinzentada. Esta é a camada basal, a formação mais antiga, e que se encontra em grande parte da zona urbana de Santa Cruz do Sul. Grehs (1976) afirma que esta formação deve ter um comportamento pré-adensado, pois as rochas das Formações Botucatu e Serra Geral sobrepostas a ela foram erodidas na região. Devido a granulometria das rochas da Formação Santa Maria ser bastante fina, elas são pouco permeáveis. O autor também comenta que o solo residual desta Formação sofre escorregamentos com grande facilidade.

A Figura 3.6 mostra a fotografia de um corte na Formação Santa Maria na encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.



Figura 3.6 – Siltito de cor vermelha da Formação Santa Maria sob o colúvio de cor marrom na encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.

3.3.2. Formação Botucatu:

A Formação Botucatu constitui-se de arenitos finos a médios, quartzosos e com presença de feldspatos, de grãos arredondados e sub-angulares. Apresenta coloração avermelhada ou amarelada, e possui estratificação cruzada provocada pelas variações de intensidade e direção dos ventos. Montardo (1986) *apud* Wenzel (1986) comenta que a cimentação dos grãos é formada por silício ou óxido de ferro.

A Formação Botucatu aparece em Santa Cruz do Sul em uma posição intermediária entre o pacote sedimentar e a Formação Serra Geral, principalmente nas encostas da cidade (zonas norte e leste) e em morros testemunho ao sul. Grehs (1976) descreve lentes de arenitos intertrápicos entre rochas vulcânicas basálticas com espessura média de 2 m, extremamente endurecidos, encontrados nesta região.

Estes arenitos não foram encontrados nas áreas estudadas em afloramentos ou nas sondagens.

3.3.3. Formação Serra Geral:

A Formação Serra Geral em Santa Cruz do Sul é constituída por três derrames basálticos bastante heterogêneos e pouco desenvolvidos. Segundo Wenzel (1996), esta formação encontra-se sobreposta às rochas da Formação Santa Maria, e aos arenitos da Formação Botucatu em determinados locais. Três terraços foram identificados pelo autor, os quais correspondem a três períodos de extrusão de lavas, sendo que são encontrados arenitos intertrápicos intermediários. Grehs (1976) comenta que estas rochas estão bastante fraturadas, apresentando principalmente zonas de fraturamento verticais e horizontais. O processo de intemperismo transforma os minerais ferromagnesianos e feldspatos cálcicos das rochas basálticas em minerais argilosos, sendo este processo mais intenso em locais onde ocorrem preferencialmente fraturas horizontais devido ao acúmulo de água. Em zonas de fraturas predominantemente verticais, estas fraturas funcionam como drenos verticais, não permitindo o acúmulo de água.

3.4. GEOMORFOLOGIA

A nomenclatura e a divisão adotada foi a proposta no Levantamento dos Recursos Naturais – Projeto RADAM BRASIL (IBGE, 1986). A área de estudo encontra-se associada à região da escarpa sul da Serra Geral do estado. Nesta região estão em contato as rochas pertencentes ao Planalto e à Depressão Central que fazem parte da Província do Paraná. Este contato se dá através de um relevo escarpado, descendo de norte para sul, em direção à Depressão Central Gaúcha. Em toda a área ocorrem colúvios e tálus, onde são freqüentes os movimentos de massa, como deslizamentos, queda de blocos e corrida de detritos.

Santa Cruz do Sul situa-se na unidade geomorfológica denominada Depressão Rio Jacuí, a qual pertence à região geomorfológica Depressão Central Gaúcha. A unidade Depressão Rio Jacuí situa-se na área de drenagem do rio Jacuí, orientada na direção leste-oeste do estado. Esta unidade caracteriza-se por ser praticamente plana, com vales fluviais largos e de fundo plano, e encaixados nas cabeceiras.

A Figura 3.7 apresenta uma fotografia aérea da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.



Figura 3.7 – Fotografia aérea da encosta estudada (Prefeitura Municipal de Santa Cruz do Sul, 1997).

Observando-se a fotografia aérea, observa-se uma cicatriz de uma ruptura circular ao norte da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, próximo a algumas residências (seta (a)). De acordo com a cicatriz, o movimento seria rotacional, no sentido nordeste-sudoeste, explicando a formação de um patamar aproximadamente plano e um acúmulo de material próximo ao arroio Jucuri. Esta cicatriz pode ser a evidência de uma movimentação antiga, já que atualmente não se percebe movimentações naquela região da encosta. Outra evidência da fotografia aérea é uma falha geológica, localizada à nordeste da cicatriz (seta (b)).

A Figura 3.8 apresenta o mapa topográfico da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.

3.5. HIDROGEOLOGIA

Segundo Grehs (1976), a drenagem superficial de Santa Cruz do Sul está controlada pelas fraturas geológicas, principalmente nas Formações Botucatu e Serra Geral. A Formação Serra Geral permite a infiltração das águas pelo sistema de fraturas e a Formação Botucatu armazena esta água, sendo considerada um dos melhores aquíferos do sul do Brasil.

A Formação Santa Maria, por ser formada por argilas siltosas, condiciona o escoamento superficial, pois é uma barreira à passagem da água. Estas características da Formação Santa Maria parcialmente explicam as cheias violentas do rio Pardinho e as enormes erosões de aluviões em sua planície de inundação (Grehs, 1976).

3.6. ESTUDOS GEOTÉCNICOS ANTERIORES

Pinheiro *et al.* (2000) estudaram uma porção da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, identificada no mapa da Figura 3.8, a qual foi instrumentada com piezômetros, medidores de nível d'água e inclinômetros. Os autores também realizaram ensaios de laboratório e uma análise de estabilidade. Este estudo preliminar será descrito a seguir com algum detalhe, pois serviu de ponto de partida para as investigações desenvolvidas nesta dissertação.

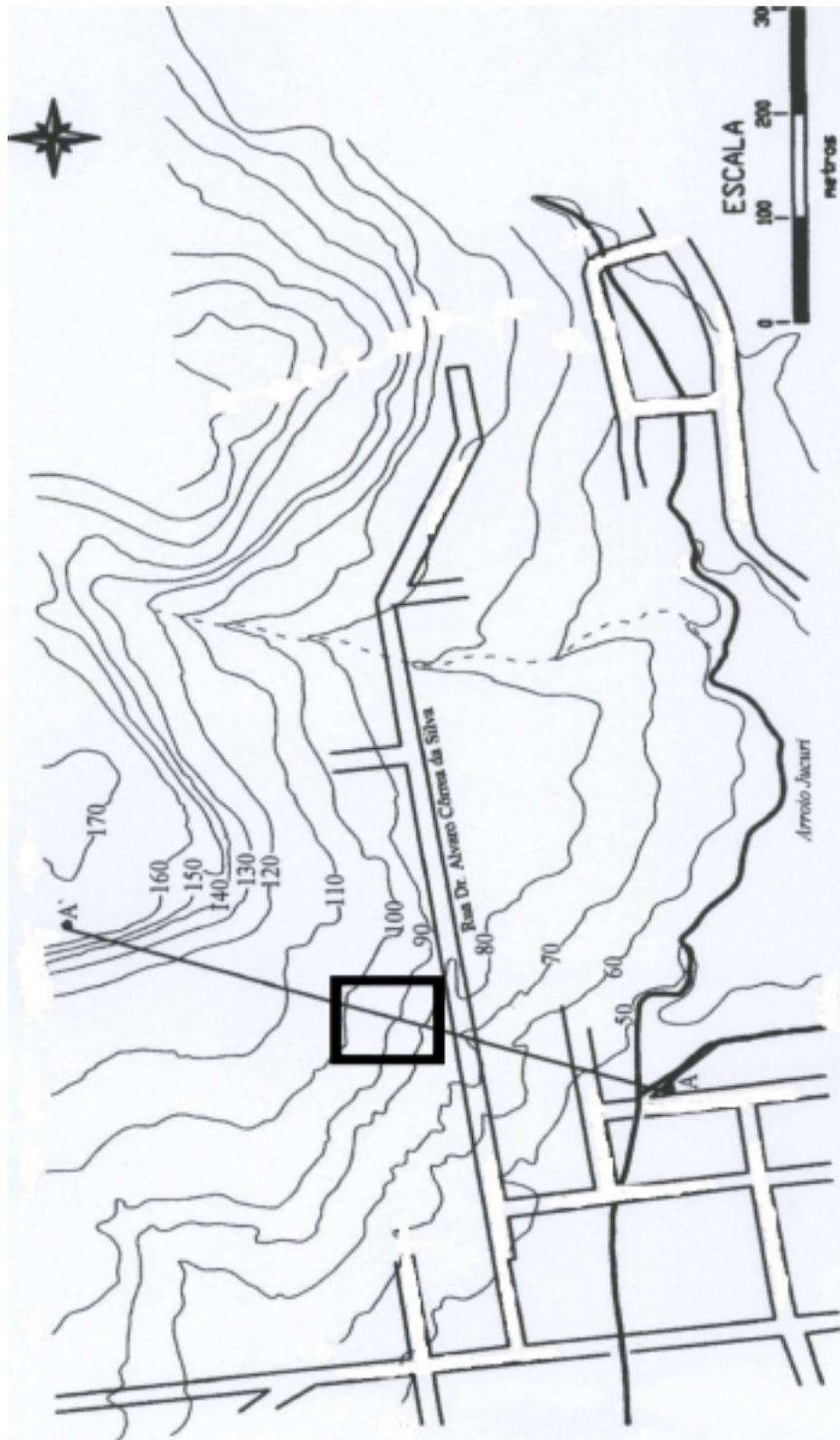


Figura 3.8 – Mapa topográfico da encosta, apresentando a área estudada e a localização da seção transversal A-A'.

3.6.1. Investigação Geotécnica:

Para caracterização da área, Pinheiro *et al.* (2002) realizaram três sondagens mecânicas (SPT) e duas sondagens a trado (manual), com coleta de amostras para ensaios de laboratório. Os autores descreveram o perfil da área de estudo como sendo um colúvio de 6 a 8 m de espessura, composto de um solo silto-argilo-arenoso, de cor marrom a vermelho, com a presença de blocos de basalto e de arenito. Ainda segundo os autores, a camada basal é constituída de siltitos vermelhos da Formação Santa Maria.

3.6.2. Instrumentação:

Pinheiro *et al.* (2002) instalaram dois tubos de inclinômetro, quatro medidores de nível d'água e três piezômetros do tipo Casagrande na área em que se restringiu o estudo preliminar. Os autores monitoraram as poro-pressões e os níveis d'água entre novembro de 1999 até o final de 2001. A oscilação máxima do nível d'água situou-se entre 0,4 m e 1,25 m. Não foi verificado artesianismo no local.

Em março de 2001, Pinheiro *et al.* (2002) instalaram dois tubos de inclinômetro a fim de verificar o deslocamento da massa coluvionar. As figuras onde são apresentadas as medições realizadas nos dois pontos estão no capítulo V. As leituras feitas no ano de 2002 foram realizadas como parte desta dissertação.

3.6.3. Ensaio de laboratório:

Pinheiro *et al.* (2002) realizaram cinco conjuntos de ensaios de caracterização com os materiais provenientes das sondagens realizadas na porção estudada do talude. A Tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de granulometria e limites de consistência ao longo da profundidade de um dos conjuntos ensaiados.

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de caracterização (Pinheiro *et al.*, 2002).

Camadas	Profundidade (m)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Colúvio marrom	0,5 - 1	20	64	16	33	26	7
	1 - 1,5	26	56	18	37	24	13
	1,5 - 1,7	8	72	20	35	27	8
	1,7 - 2	30	48	22	38	31	7
	2 - 2,5	20	54	26	40	30	10
	2,5 - 3	48	37	15	30	26	4
Siltito vermelho	camada basal	18	72	9	32	27	5

Obs.: LL=limite de liquidez; LP=limite de plasticidade; IP=índice de plasticidade.

Pinheiro *et al.* (2002) verificaram que o solo coluvionar apresenta uma fração argila entre 10 e 26%, com predomínio de partículas de tamanho silte (28 a 76%) e areia fina (8 a 48%). A fração argila apresenta-se em maior quantidade junto à superfície, enquanto que a camada basal da encosta é constituída por mais de 70% da fração silte.

Em dois pontos da encosta, os autores coletaram amostras indeformadas para a determinação dos índices físicos dos solos. Através de cilindros biselados, os autores também determinaram os pesos específicos naturais do colúvio e do siltito. Os dados estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Índices físicos do solo coluvionar e do siltito (Pinheiro *et al.*, 2002).

Camadas	Pontos	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e	ω (%)	Sr (%)
Colúvio	1	16,1	28,4	1,41	36,2	72,6
Marrom	2	16,7	28,4	1,38	40,1	82,7
Siltito	1	20,3	27,4	0,6	18,3	83,4
Vermelho	2	20,4	27,4	0,58	16,9	79,9

Obs.: γ =peso específico natural; γ_s =peso específico real dos grãos; e=índice de vazios; ω =teor de umidade; Sr=grau de saturação.

Pinheiro *et al.* (2002) também verificaram que o colúvio apresenta índices de vazios superiores a 1,3, teores de umidade natural superiores a 35% e um peso específico natural médio de 16 kN/m³. Já a camada de siltito apresentou índice de vazios médio inferior a 0,6, teor de umidade de natural médio inferior a 20% e peso específico natural médio de 20 kN/m³.

Os autores citados também realizaram quatro séries de ensaios de cisalhamento direto, tanto no solo coluvionar quanto no siltito. A velocidade de cisalhamento adotada foi de 1,21 mm/min., variando as tensões normais aplicadas aos corpos de prova de 25 a 200 kPa. No solo coluvionar os autores também realizaram uma série de ensaios triaxiais adensados e drenados com corpos de prova reconstituídos, isto é, no mesmo teor de umidade e densidade de campo. A Tabela 3.3 apresenta os resultados dos ensaios.

Tabela 3.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (Pinheiro *et al.*, 2002).

Camadas	Pontos	Coesão - c' (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno - ϕ' (°)	Tamanho do corpo de prova (cm)
Colúvio marrom	CD-1	0	34°	5x5
	CD-2	6,5	28°	5x5
	TR-1	0	32°	5x10
Siltito vermelho	CD-1	0	34°	5x5
	CD-2	8,2	26°	10x10

CD – cisalhamento direto

TR - triaxial

Conforme se observa na Tabela 3.3, os parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentaram uma certa variabilidade. O solo coluvionar apresentou uma coesão variando entre 0 e 6,5 kPa e o ângulo de atrito interno variando entre 28° e 34°. O siltito vermelho apresentou, no contato com o colúvio, onde possivelmente o solo está retrabalhado, uma coesão variando entre 0 e 8 kPa e um ângulo de atrito interno entre 26° e 34°.

3.6.4. Análise de estabilidade:

Pinheiro *et al.* (2002) realizaram uma análise de estabilidade da seção transversal apresentada na Figura 3.8. O programa utilizado nas análises foi o PCSTABL (5M) da Universidade de Purdue, o qual utiliza rotinas baseadas em métodos de equilíbrio limite. Nestas análises os autores utilizaram os métodos de Bishop Simplificado e Janbu. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos utilizados na análise paramétrica desenvolvida basearam-se nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, variando-se a coesão e o ângulo de atrito interno. Os valores do fator de segurança obtidos na análise estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resultados da análise paramétrica da estabilidade da encosta (Pinheiro *et al.*, 2002).

Coesão	Método	$\phi' = 28^\circ$	$\phi' = 31^\circ$	$\phi' = 34^\circ$
c' = 0 kPa	Bishop	1,10	1,24	1,39
	Janbu	0,99	1,12	1,25
c' = 3,25 kPa	Bishop	1,21	1,36	1,51
	Janbu	1,11	1,24	1,37
c' = 6,5 kPa	Bishop	1,33	1,47	1,62
	Janbu	1,23	1,36	1,49

O nível d'água utilizado nesta análise foi o máximo medido pela instrumentação de campo. Os autores verificaram que, adotando-se os valores médios c' e Φ' , o FS situa-se entre 1,2 e 1,4. Verificaram também que, elevando-se o nível d'água até a superfície do terreno, o FS cai para 1,0.

3.7. METODOLOGIA DA PESQUISA

A presente dissertação consiste essencialmente em uma pesquisa experimental de campo, dando continuidade e ampliando o trabalho de investigação iniciado por Pinheiro *et al.* (2002). A metodologia que foi utilizada no desenvolvimento da pesquisa fundamenta-se nos itens descritos a seguir:

3.7.1. Levantamento e análise de informações existentes

Buscou-se coletar toda a informação existente sobre o talude em estudo, como cartas e mapas (topográfico, geológico, geotécnico), sondagens realizadas, fotografias aéreas, etc. Obtiveram-se também informações e resultados de ensaios geotécnicos provenientes do estudo anterior desenvolvido por Pinheiro *et al.* (2002).

3.7.2. Ensaios de laboratório

Uma série complementar de ensaios de laboratório foi realizada em duas etapas: uma etapa de ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas do colúvio e do siltito, realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Maria. A outra etapa consistiu de ensaios de caracterização dos materiais envolvidos, realizada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Os ensaios de caracterização compreendem ensaios de Limites de Atterberg, índices físicos e granulometria.

3.7.3. Instrumentação de campo

Alguns instrumentos foram instalados na encosta, complementando a instrumentação existente. Um pluviômetro de leitura automática foi montado pelo autor e após, instalado na encosta, visando fornecer dados de pluviometria local com intervalos de uma hora. Foram instalados também quinze metros de tubo de inclinômetro em um furo adicional, situado em um local onde a espessura da camada de colúvio é maior. Um piezômetro de Casagrande foi instalado na porção da encosta estudada por Pinheiro *et al.* (2002), com um registrador automático de leituras. Outra instrumentação foi instalada em algumas das principais trincas observadas nas edificações da encosta, as quais evidenciam movimentos provocados pelo deslocamento da massa de solo. Pinos foram fixados junto às trincas, os quais permitem um monitoramento da abertura das trincas através de um paquímetro.

3.7.4. Levantamento e análise de patologias de estruturas decorrentes da movimentação de taludes

Iniciou-se um estudo de patologias de edificações provocadas pela movimentação de taludes. Através de inspeções e entrevistas realizadas nas residências visitadas na encosta, pôde-se mapear as áreas afetadas pela movimentação, bem como sua intensidade. As patologias notadas foram fotografadas, sendo após, classificadas pela sua origem e por sua gravidade, através de metodologias propostas na literatura para este fim.

3.7.5. Análise de estabilidade

Através dos dados obtidos na instrumentação e na investigação de campo e nos resultados dos ensaios de laboratório, foi realizada uma análise de estabilidade em duas seções da encosta. As seções foram escolhidas em função da gravidade das patologias que ocorrem nestas duas seções. Várias simulações foram realizadas, incluindo a variação paramétrica da poro-pressão, a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais envolvidos, etc. Para a análise de estabilidade foi utilizado o programa SLOPE/W, pertencente à Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CAPÍTULO IV

4. INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

A investigação geotécnica de campo foi realizada durante os meses de abril a setembro de 2002, a fim de se obter informações que auxiliassem na caracterização da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva. Foram realizados diversos caminhamentos ao longo da encosta, buscando observar indicações de movimentação, trincas no terreno, tipo de topografia, surgências de água, etc. Também foram realizados furos de sondagem, utilizando-se trados manual e mecânico, visando caracterizar os tipos de solo, a espessura das camadas, o nível d'água e o aspecto tátil-visual dos materiais envolvidos. Levantamentos topográficos com o uso de estação total de precisão, e inspeções e entrevistas de avaliação patológica de estruturas junto aos moradores da rua Dr. Álvaro Correa da Silva também foram realizadas. A seguir são descritas as atividades de investigação:

4.1. CAMINHAMENTO

Diversos caminhamentos foram realizados na encosta, buscando-se verificar a topografia, trincas no terreno, indícios de movimentação do talude, entre outras evidências. Foram observadas trincas e movimentações no terreno, principalmente na porção central da encosta, em uma faixa compreendida desde os fundos dos terrenos situados ao norte da rua Dr. Álvaro Correa da Silva até o arroio Jucurí, conforme a Figura 4.1. Estas trincas se desenvolveram mais fortemente nos meses de setembro, outubro e novembro, quando ocorreram intensas chuvas. Também se desenvolveram, nesta porção central da encosta, alguns deslizamentos localizados: um escorregamento do tipo rotacional de cerca de 10 m de diâmetro, e outro escorregamento do tipo *debris flow*, de dimensões aproximadas de 2 m x 15 m. O escorregamento rotacional é apresentado na Figura 4.2, enquanto a Figura 4.3 evidencia o *debris flow*.

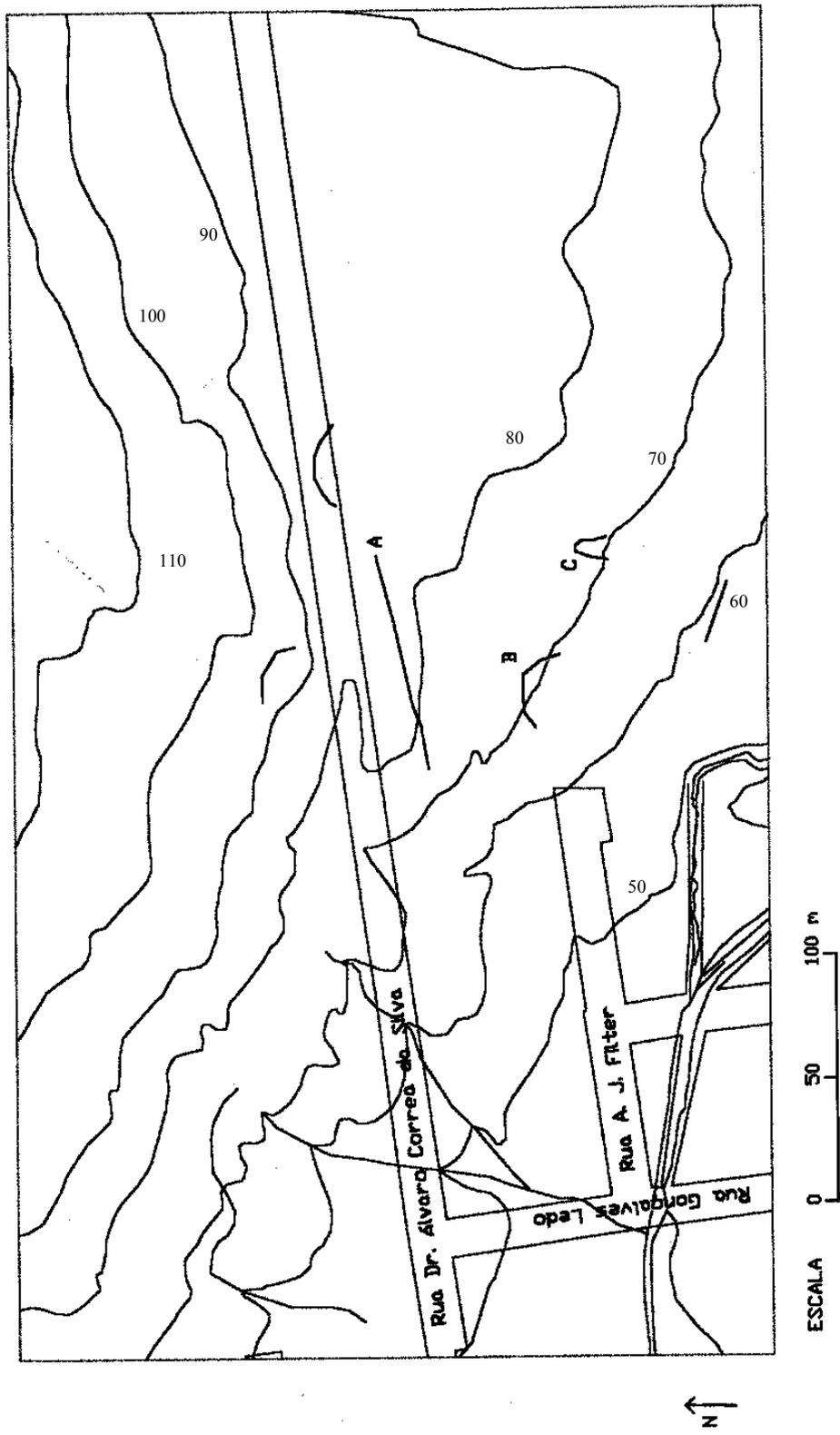


Fig. 4.1 – Trincas e rupturas mais importantes observadas na encosta.



Fig. 4.2 – Ruptura rotacional localizada no mapa da Fig. 4.1 pela letra “B”.



Fig. 4.3 – Escorregamento ocorrido na encosta do tipo *debris flow*, representado no mapa da Figura 4.1 pela letra “C”.

Observou-se também um acúmulo de água superficial em alguns locais situados no pé de um talude mais íngreme existente na porção intermediária da encosta, conforme as Figuras 4.1 e 4.2. Através de caminhamento de observação, também se constatou a ocorrência de uma trinca de tração na mesma região (trinca “A” da Figura 4.1), a qual se estende perpendicularmente a cinco terrenos. Esta trinca, manifestação de uma superfície rotacional de ruptura, atravessa algumas residências, o que provoca sérias patologias estruturais.



Fig. 4.4 – Trinca de tração, identificada no mapa da Figura 4.1 pela letra “A”.

4.2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

Com o auxílio de uma estação total de precisão, modelo Topcon G300, levantou-se topograficamente a localização dos terrenos das residências existentes na rua Dr. Álvaro Correa da Silva. Com isto, pode-se locar as residências no mapa topográfico da encosta e, juntamente com o levantamento de patologias, determinar a zona de maior movimentação dentro da encosta.

Ainda com o auxílio da estação total, foi realizado um levantamento dos perfis de duas seções da encosta, as quais foram utilizadas para a análise de estabilidade: seção A-A’, localizada no sentido nordeste-sudoeste e seção B-B’, localizada paralelamente e à leste da

seção A-A'. O mapa de localização das seções é apresentado na Figura 4.5 e as seções são apresentadas nas Figuras 4.6 e 4.7. Estas seções foram utilizadas para as análises de estabilidade da encosta, detalhadas no capítulo 7.

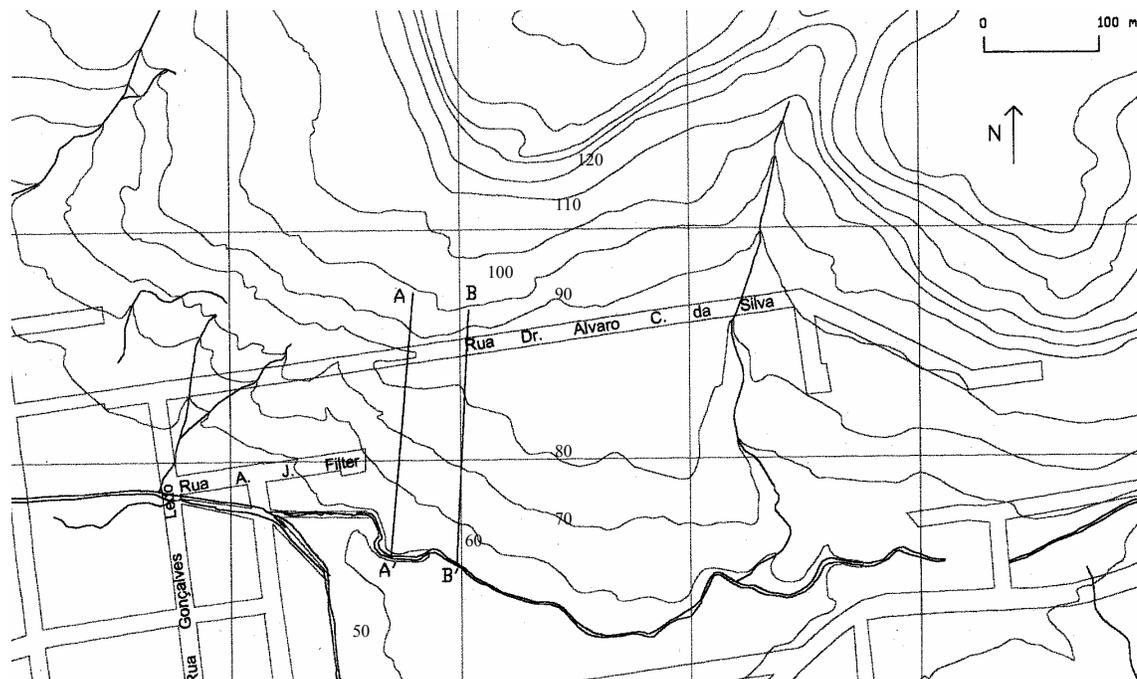


Figura 4.5 – Localização das seções A-A' e B-B'.

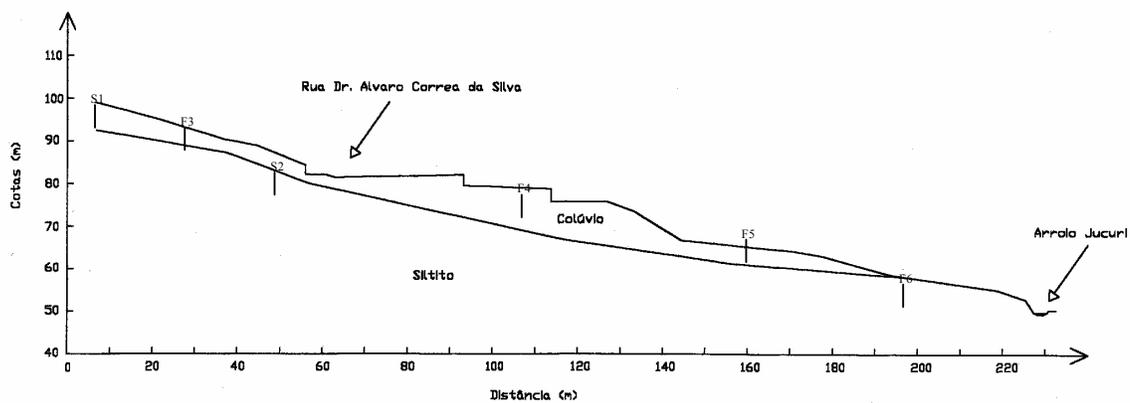


Figura 4.6 – Seção A-A' obtida através de estação total de precisão e furos de sondagem.

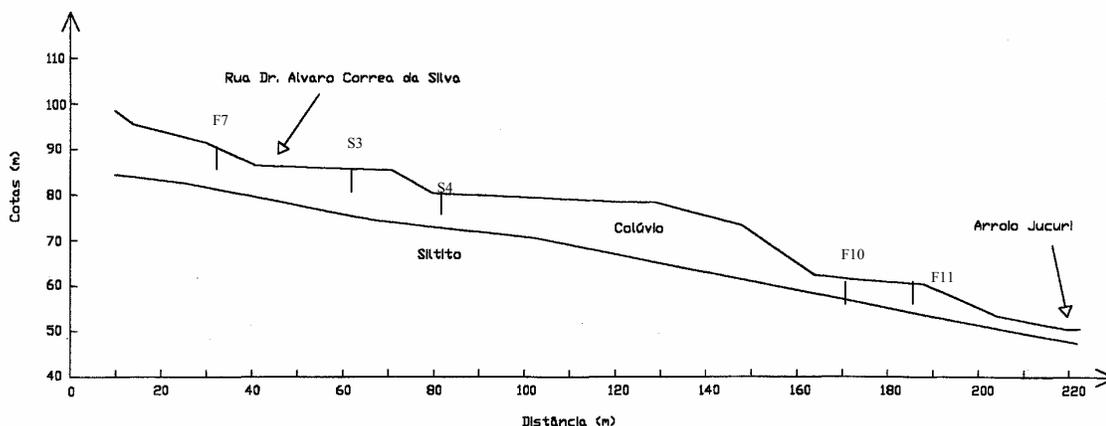
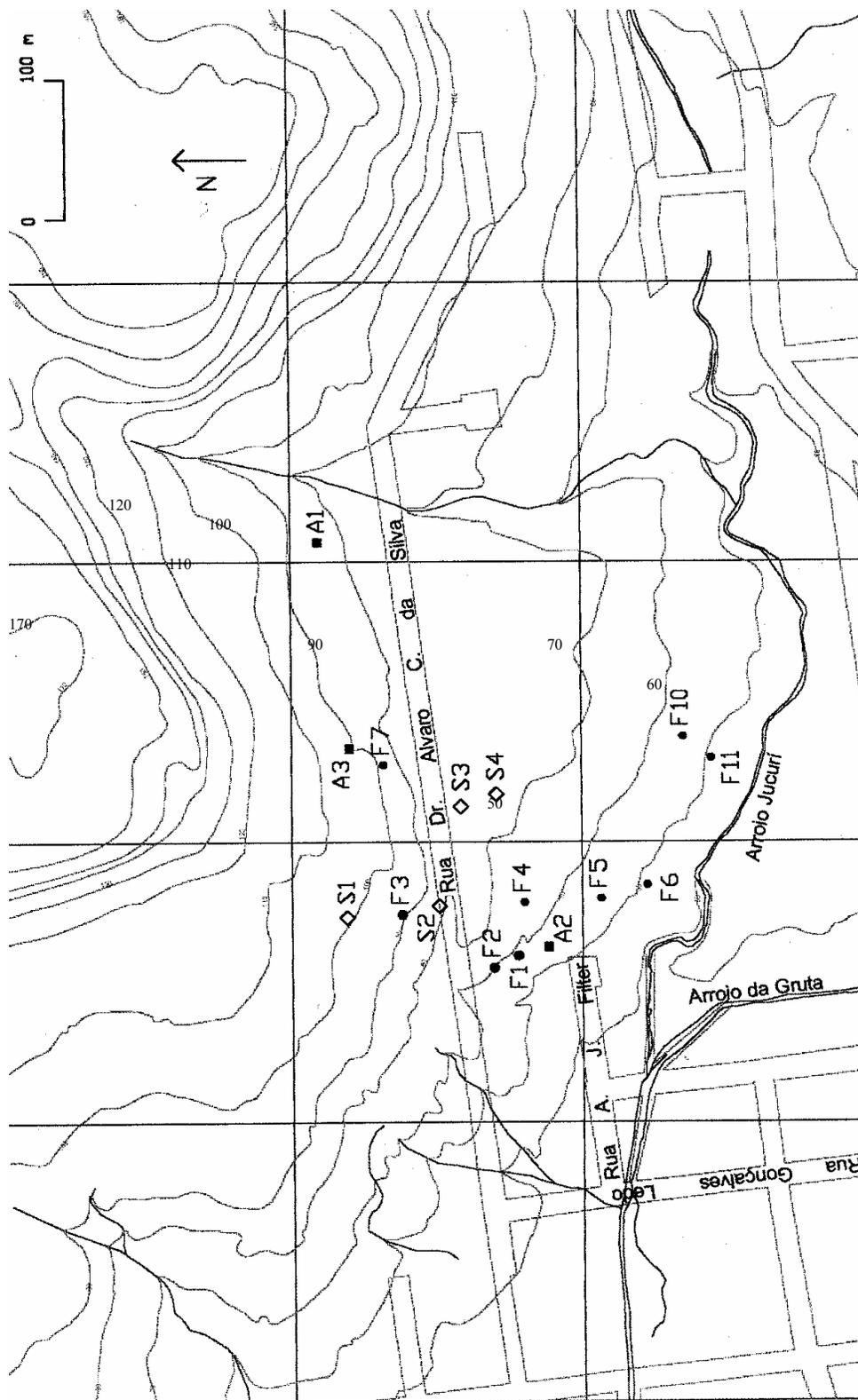


Figura 4.7 – Seção B-B' obtida através de estação total de precisão e furos de sondagem.

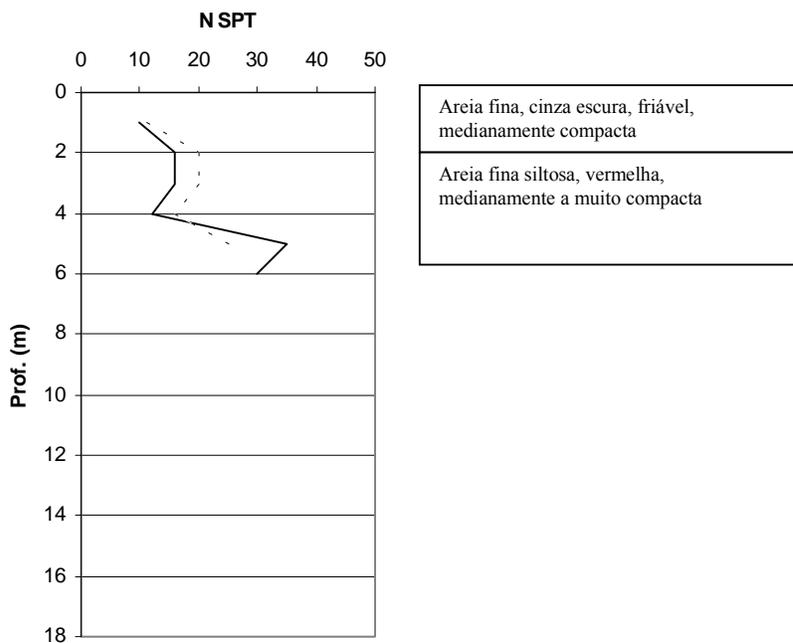
4.3. FUROS DE SONDAGEM

Foram realizados nove furos de sondagem para a caracterização dos materiais ao longo da encosta. Tradados manual e mecânico foram utilizados e, através de um boletim de campo, efetuava-se a descrição táctil-visual do solo, assim como os níveis d'água observados. Dos materiais retirados dos furos de sondagem, retiraram-se amostras em diferentes profundidades para os ensaios de caracterização, realizados posteriormente em laboratório. Também foram retiradas amostras indeformadas dos solos em dois locais da encosta em anéis metálicos de borda cortante de dimensões 50 mm x 50 mm x 20 mm e 100 mm x 100 mm x 20 mm. As amostras foram parafinadas em campo. A Figura 4.8 apresenta um mapa no qual estão localizados os pontos dos furos de sondagem, os locais de retirada de amostras para ensaios de cisalhamento direto e os locais de sondagens SPT, realizados na encosta anteriormente a esta dissertação. Na Figura 4.9 estão apresentados os resultados dos ensaios SPT determinados em sondagens realizadas no local.

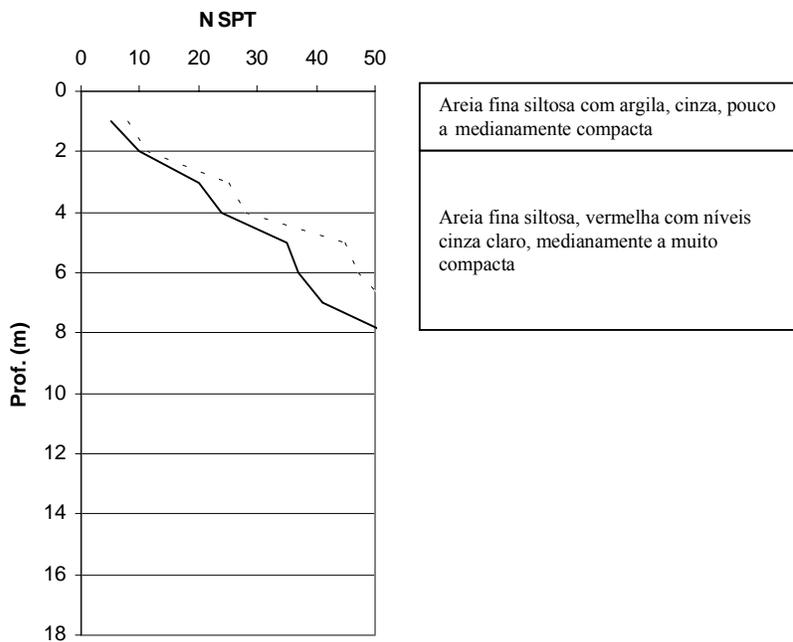


A = retirada de amostras indeformadas; S = sondagem SPT; F = furo de sondagem com trado manual ou mecânico.

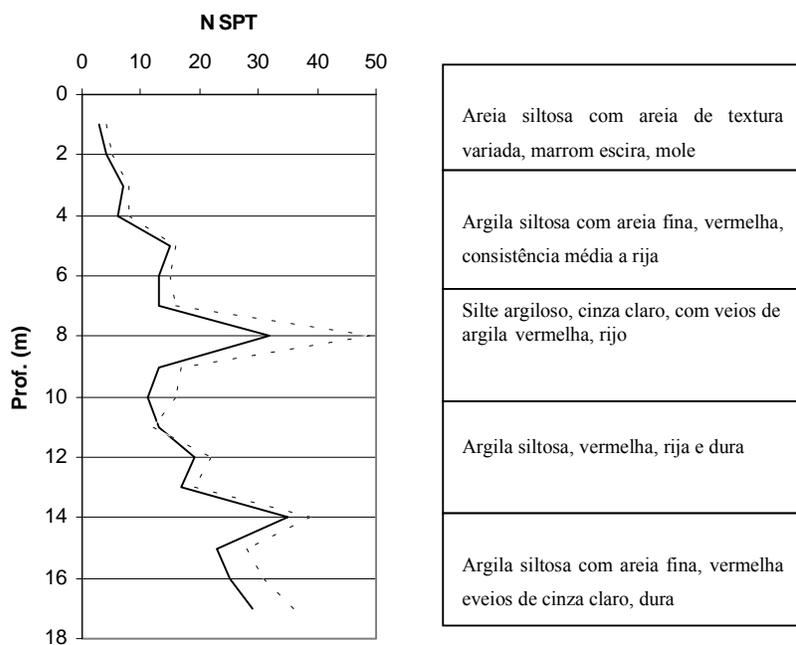
Fig. 4.8 – Localização dos furos de sondagem e da retirada de amostras.



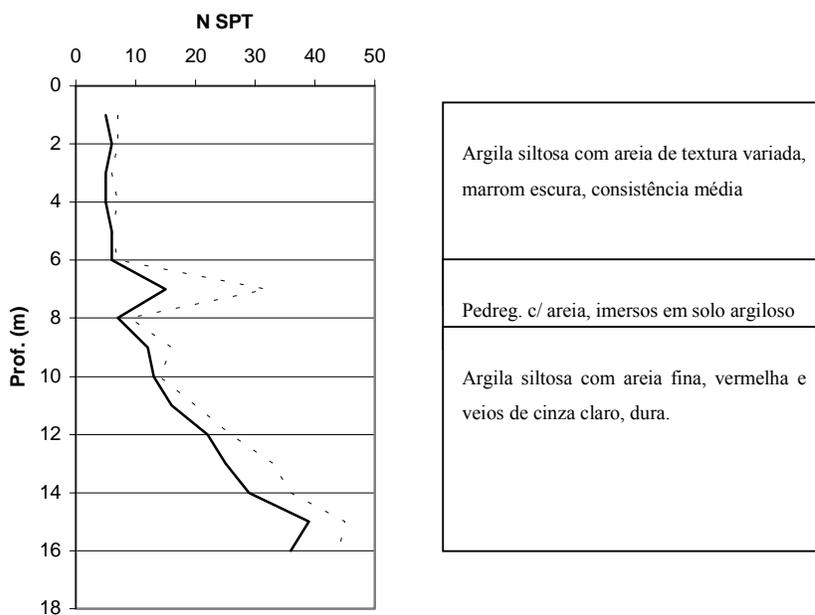
(a) Resultado do ensaio SPT realizado no ponto S1 (Geocentro, 1999).



(b) Resultado do ensaio SPT realizado no ponto S2 (Geocentro, 1999).



(c) Resultado do ensaio SPT realizado no ponto S3 (Tecnosolo, 1993).



(d) Resultado do ensaio SPT realizado no ponto S4 (Tecnosolo, 1993).

Fig. 4.9 – Resultados de ensaios SPT realizados na encosta.

4.4. LEVANTAMENTO DE PATOLOGIAS DE ESTRUTURAS

Este estudo pretendeu mapear as áreas instáveis da encosta, através da observação de estruturas danificadas pela movimentação do talude. Para isso foram realizadas vistorias nas residências e entrevistas com os respectivos moradores da rua Dr. Álvaro Correa da Silva. A abrangência das vistorias compreendeu todas as residências localizadas na rua Dr. Álvaro Correa da Silva a partir da esquina da rua Gonçalves Ledo, onde se inicia a declividade do talude (ver mapa da Figura 4.5). Através dos questionários realizados, pôde-se classificar os danos causados em termos de prováveis causas e quanto à sua severidade. O questionário empregado nas entrevistas é apresentado no Quadro 4.1, tendo sido baseado em Alexander (1986).

Quadro 4.1 – Questionário de patologias de estruturas.

ENTREVISTA SOBRE PATOLOGIAS DE EDIFICAÇÕES	
ENDEREÇO:	
PROPRIETÁRIO:	
ENTREVISTADO:	ENTREVISTADOR:
ÁREA APROXIMADA (m ²):	FACHADA (N,S,L,O):
ANO DE CONSTRUÇÃO:	TEMPO QUE RESIDE:
PAVIMENTOS:	HABITANTES:
MOVIMENTO DE TERRA PARA A CONSTRUÇÃO (Corte, Aterro):	
TIPO DE ESTRUTURA (Concreto armado, Alvenaria, Madeira):	
TIPO DE FUNDAÇÃO (Superficial, Profunda):	
ALGUMA REFORMA (S,N):	DATA DA REFORMA:
PATOLOGIAS ANTES DA REFORMA (S,N):	
DESCRIÇÃO DAS PATOL. ANTES DA REFORMA:	
APRESENTA PATOLOGIAS ATUALMENTE (S,N):	
LOCAL (Estrutura, Paredes, Piso, Fundações, Muros):	
DESCRIÇÃO DAS PATOLOGIAS:	
FOTOS:	DATA:

Com os dados levantados nas entrevistas e inspeções das trinta e quatro residências localizadas na rua Dr. Álvaro Correa da Silva, foi feita uma análise que está resumida nos diagramas apresentados nas Figuras 4.10 a 4.12:

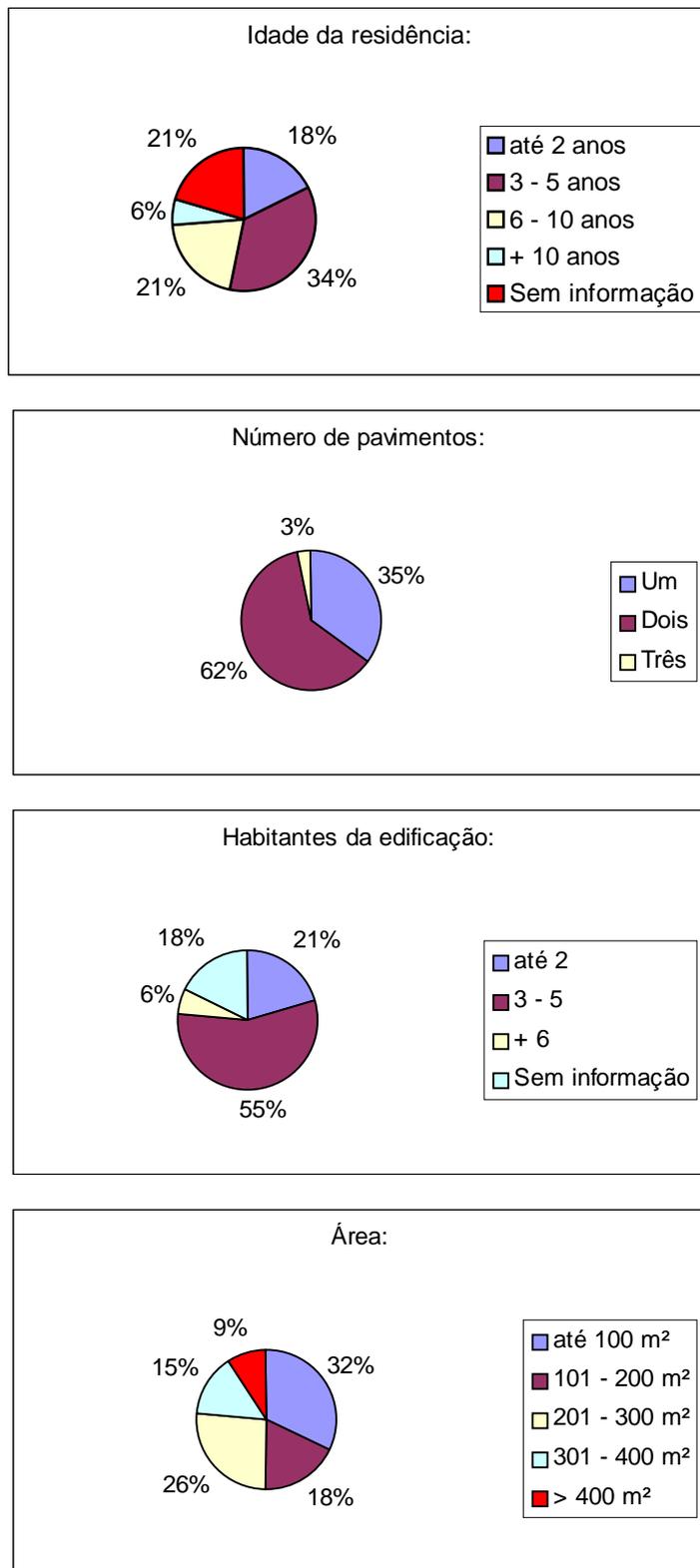


Fig. 4.10 – Características gerais das residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva (Total de 34 residências).

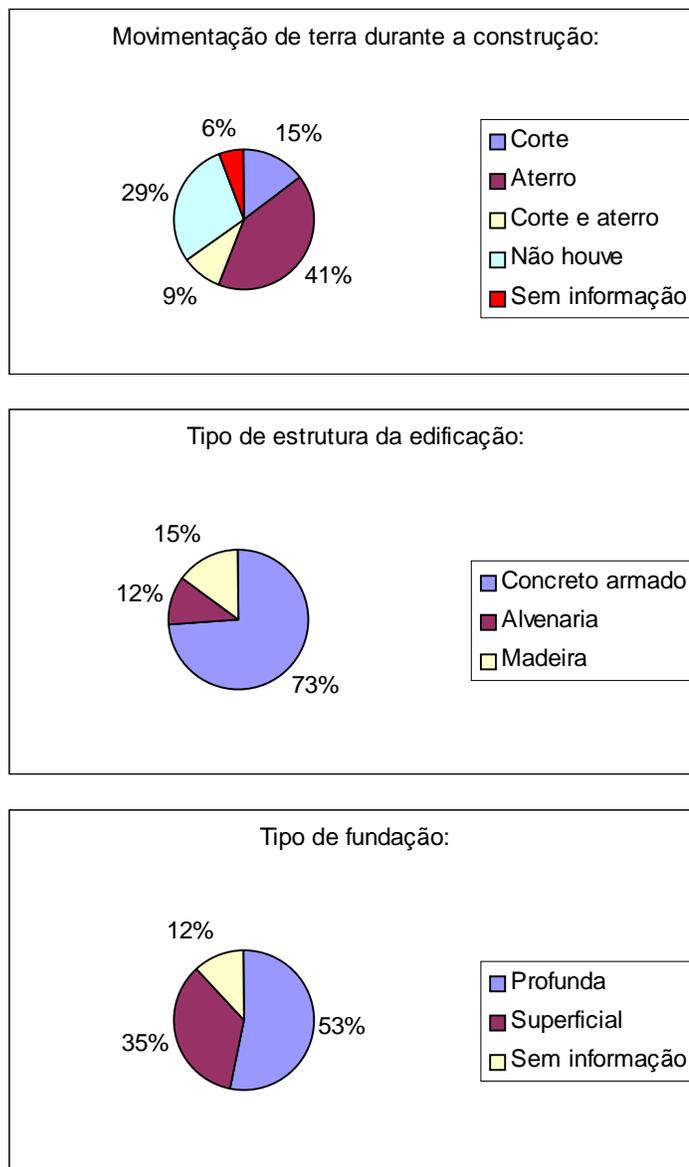


Fig. 4.11 – Características construtivas das residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva (Total de 34 residências).

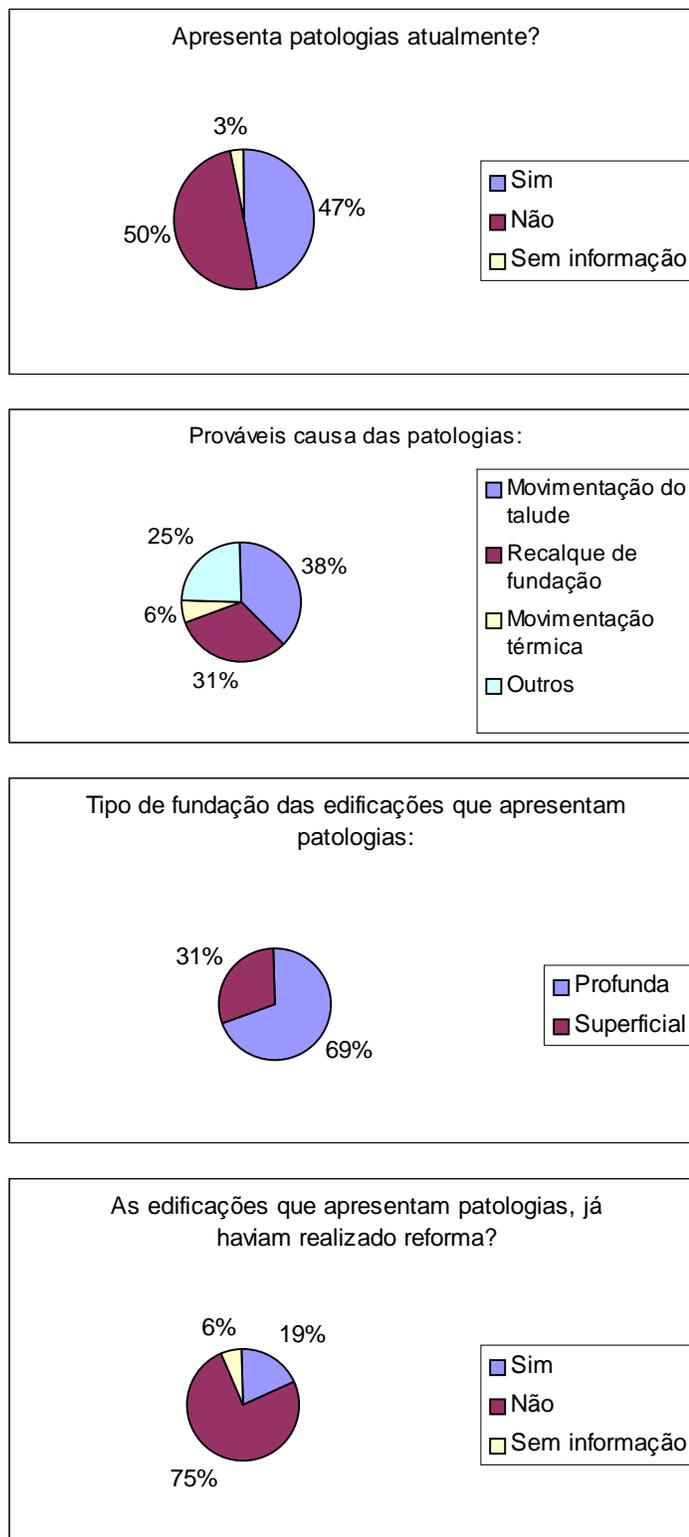


Figura 4.12 – Resultados das entrevistas e inspeções realizadas nas residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, relativos às patologias das edificações (Total de 34 residências).

De acordo com os resultados das entrevistas efetuadas, pode-se constatar que as estruturas existentes no local são relativamente novas, de uso exclusivamente residencial e, na maior parte dos casos, de alto padrão. Observa-se que, em geral, as residências possuem estruturas de concreto armado e fundações profundas, geralmente do tipo metálicas cravadas, Strauss ou escavadas. Observa-se também que, para a construção das residências, os terrenos são geralmente aterrados, principalmente aqueles situados ao sul da rua Dr. Álvaro Correa da Silva. Relativamente às patologias, 47% das edificações apresentam algum tipo de patologia atualmente. Destas, 69% possuem fundações profundas. Através das inspeções realizadas nas edificações, observou-se que a principal causa de patologias é a movimentação do talude, seguida de recalques de fundação. Estes recalques podem estar associados à movimentação da massa de solo, ou provocados por problemas executivos de fundações profundas, devidos à grande presença de matacões na massa de colúvio. Os critérios utilizados para classificar as principais causas das patologias foram as características destas patologias, como: inclinação das trincas, abertura, posição das trincas na residência, quantidade de trincas, posição de afundamentos, entre outras. Utilizaram-se também as considerações apresentadas por Thomaz (1989).

As residências próximas à rua Gonçalves Ledo estão assentadas sobre fundações profundas, apresentando patologias leves, geralmente associadas a recalques diferenciais. Já as casas localizadas na parte central da encosta apresentam patologias mais graves. As fotografias da Figura 4.13 apresentam duas patologias graves encontradas nas residências.

A partir da medição dos deslocamentos do piso apresentado na Fig. 4.13 (a), pode-se inferir que o deslocamento total observado na encosta entre os anos de 1997 e 2002 foi de aproximadamente 40 cm na direção horizontal e 20 cm na direção vertical.

A partir da observação destas patologias foi desenhado o mapa apresentado na Figura 4.14, em que estão representados os níveis de severidade de danos encontrados e causas prováveis destes danos.



(a)



(b)

Fig. 4.13 – Patologias graves encontradas nas residências – a) ruptura do piso da varanda dos fundos da residência R7; b) e trincas num dormitório da residência R10.

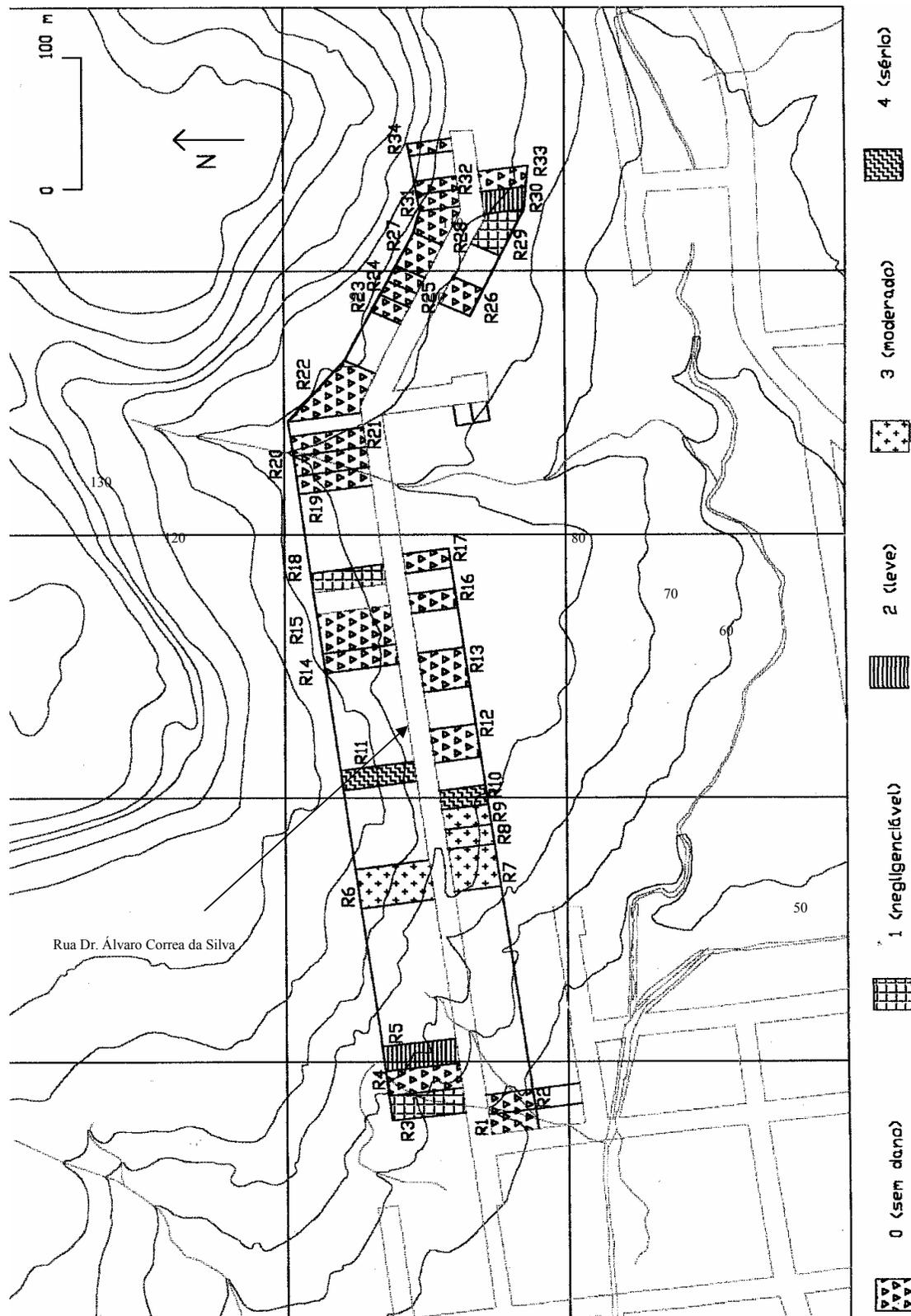


Figura 4.14 – Mapa de severidade de patologias provocadas pelo movimento da massa de solo, classificado conforme Chiochio *et al.* (1997).

A observação do mapa permite concluir que existem movimentos do terreno bastante ativos na região, principalmente em uma faixa de sentido norte-sul, onde estão localizadas as residências R6, R7, R8, R9, R10 e R11. Estas residências são as que apresentam os maiores índices de danos de edificações provocadas pela movimentação da encosta. Segundo a classificação de Chiochio *et al.* (1997), as residências desta faixa apresentam níveis 3 (moderado) e 4 (sério), apresentando patologias graves. As outras residências da rua Dr. Álvaro Correa da Silva, localizadas mais aos extremos da rua, apresentam patologias mais leves ou nem mesmo apresentam patologias associadas à movimentação da encosta. Isto indica que o movimento ocorre principalmente em uma faixa central que vai desde o topo da encosta até o arroio Jucuri, passando pelas residências onde os níveis de severidade são mais altos.

CAPÍTULO V

5. INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

A instrumentação deste talude foi iniciada em trabalho anterior apresentado por Pinheiro *et al.* (2002). Aqueles autores instalaram na encosta dois tubos de inclinômetro, três medidores de nível d'água e três piezômetros de Casagrande em 2001. O monitoramento desta instrumentação passou a ser feito neste trabalho a partir do início de 2002, quando também foi realizada uma ampliação da instrumentação existente. Foi instalado outro tubo de inclinômetro, um piezômetro de leitura automática, um pluviômetro também de leitura automática e pinos de controle de trincas de edificações na encosta. Todos os gráficos apresentados neste capítulo com escala de tempo em dias correspondem ao período de 30/03/01 a 08/03/03, totalizando 707 dias.

A seguir estão descritos os procedimentos de instalação, as calibrações e os resultados fornecidos pela instrumentação da encosta.

5.1 INCLINÔMETROS

Já haviam sido instalados, por Pinheiro *et al.* (2002), dois tubos de inclinômetro na área da encosta estudada pelos autores, os quais forneceram leituras desde maio de 2001. A partir de 2002, os dois tubos passaram a ser monitorados pelo autor desta dissertação. Complementarmente foi instalado um novo tubo de inclinômetro, localizado a leste dos demais, conforme mapa apresentado na Figura 5.1.

Foi construída uma simulação do inclinômetro (*dummy*), a fim utilizá-lo antes de cada leitura para certificar-se que o torpedo do inclinômetro não trancaria no interior do tubo em função da deformação do mesmo. Para sua construção utilizou-se um tubo metálico ao qual

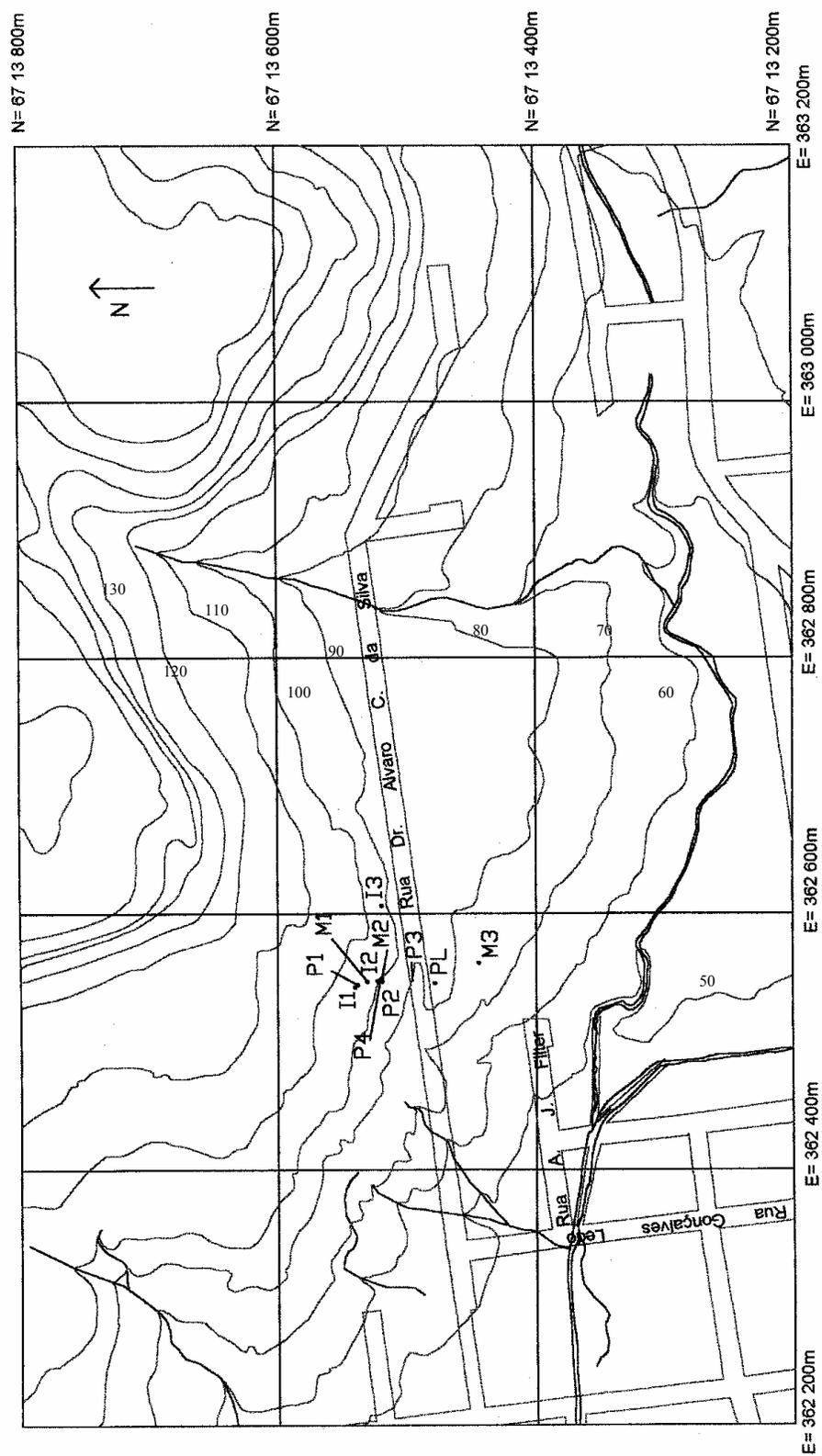


Fig. 5.1 – Mapa de localização da instrumentação na encosta (P=piezômetros; I=inclinômetros; M=medidores de nível de água; PL= pluviômetro).

foram introduzidas rodas e molas, tentando se assemelhar com as dimensões do inclinômetro original (Figura 5.2).



Figura 5.2 – Inclinômetro cego (*Dummy*) construído para se certificar de que o aparelho não tranca no tubo.

5.1.1 Instalação do tubo de inclinômetro I3:

A instalação do tubo de inclinômetro I3 apresentou dificuldades, em virtude da grande quantidade de matacões presentes no solo e pela limitação do equipamento utilizado para a perfuração. Houve insucesso nas duas primeiras tentativas de instalação pela presença de matacões. Na terceira tentativa, a perfuração ocorreu sem problemas até a profundidade de 13 m, sendo notável a mudança de material a aproximadamente 10 m de profundidade. Esta foi observada pela mudança de cor do material vindo da lavagem do furo durante sua execução, que passou de marrom (colúvio) para a cor vermelha (siltito). A mudança no tamanho das partículas também foi considerável, passando de uma granulometria mais grosseira para uma granulometria fina. Com a retirada do equipamento de perfuração, alguns matacões presentes nas paredes do furo se deslocaram, fazendo com que houvesse uma redução na seção do furo. Isto dificultou bastante a instalação do tubo de inclinômetro, que acabou sendo instalado a uma profundidade de apenas 10,50 m. O tubo foi fixado às paredes do furo com a deposição de areia na folga entre ambos com água corrente. Logo após a instalação, houve um ato de

vandalismo, no qual várias pedras, pedaços de madeira e solo foram jogados para dentro do tubo, mas felizmente o tubo foi recuperado através de uma limpeza posterior do seu interior.

5.1.2 Resultados obtidos

Os dados obtidos são apresentados nas Figuras 5.3, 5.4 e 5.5. Pela inspeção da Figura 5.3 (inclinômetro I1) observa-se claramente uma ruptura ocorrendo a aproximadamente 6m de profundidade, exatamente no contato colúvio-siltito. Esta ruptura provoca deslocamentos constantes ao longo do perfil da camada coluvionar. O deslocamento total medido foi de 35 mm ao longo de 22 meses.

O tubo de inclinômetro I2, localizado na encosta a jusante do tubo I1, atravessa uma espessura de colúvio menor, com a ruptura não tão definida e limitada a 3 m de profundidade. Os deslocamentos horizontais medidos indicam velocidades diferentes dentro da camada coluvionar, com uma velocidade maior no topo da camada. O deslocamento total medido foi de 63 mm em 22 meses de monitoramento.

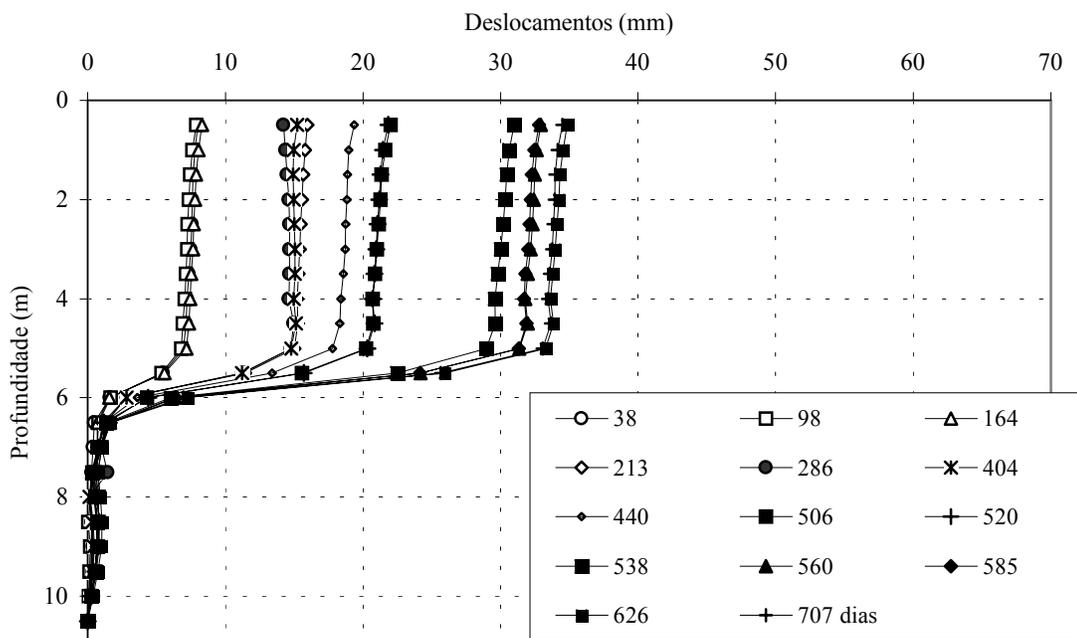


Fig. 5.3 – Deslocamentos horizontais medidos no tubo de inclinômetro I1, no período de 30/03/01 a 08/03/03.

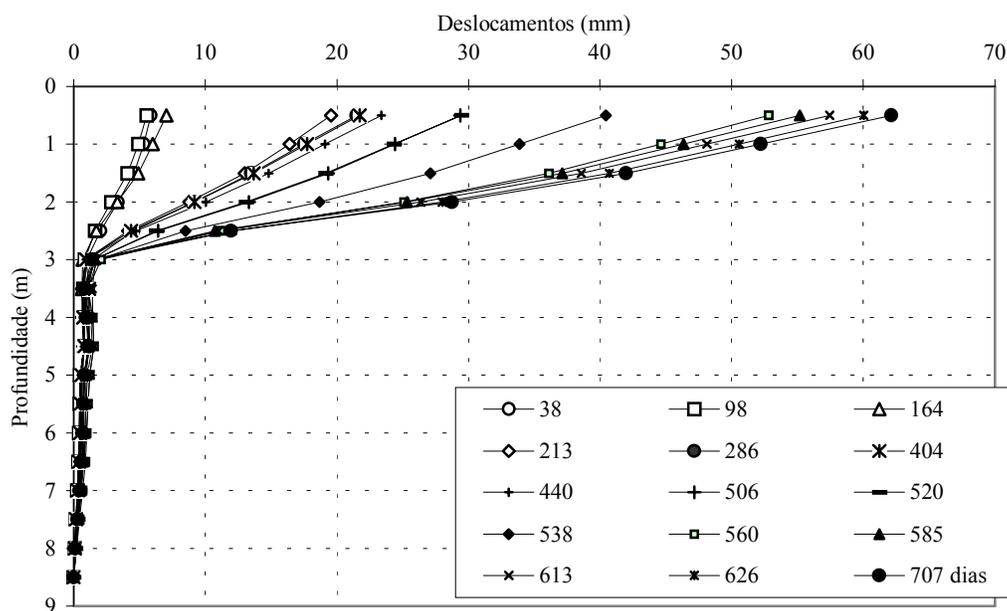


Fig. 5.4 – Deslocamentos horizontais medidos no tubo de inclinômetro I2 no período de 30/03/01 a 08/03/03.

O tubo de inclinômetro I3 (Figura 5.5) apresentou um comportamento errático, com deslocamentos horizontais inferiores a 5 mm e com sentido inverso ao observado em campo, indicando que a superfície de ruptura está localizada abaixo da extremidade inferior do tubo. Isto pode ser explicado pelas dificuldades de instalação do tubo nesta sondagem de maior profundidade. Como os deslocamentos medidos ocorrem na direção oposta à inclinação da encosta, parece estar havendo um pequeno movimento de rotação do tubo. O período de leituras deste tubo de inclinômetro compreendeu os meses de outubro de 2002 a março de 2003.

Os deslocamentos foram maiores após períodos de chuvas intensas, principalmente entre as leituras realizadas nos dias 11/09/01 e 30/10/01, e entre 02/09/02 e 12/10/02, quando os índices pluviométricos foram bastante altos. A Figura 5.6 apresenta os deslocamentos horizontais medidos nos tubos de inclinômetro I1 e I2 em função do tempo de monitoramento. Nota-se que há períodos de aceleração do movimento, enquanto em outros períodos não há praticamente deslocamento horizontal.

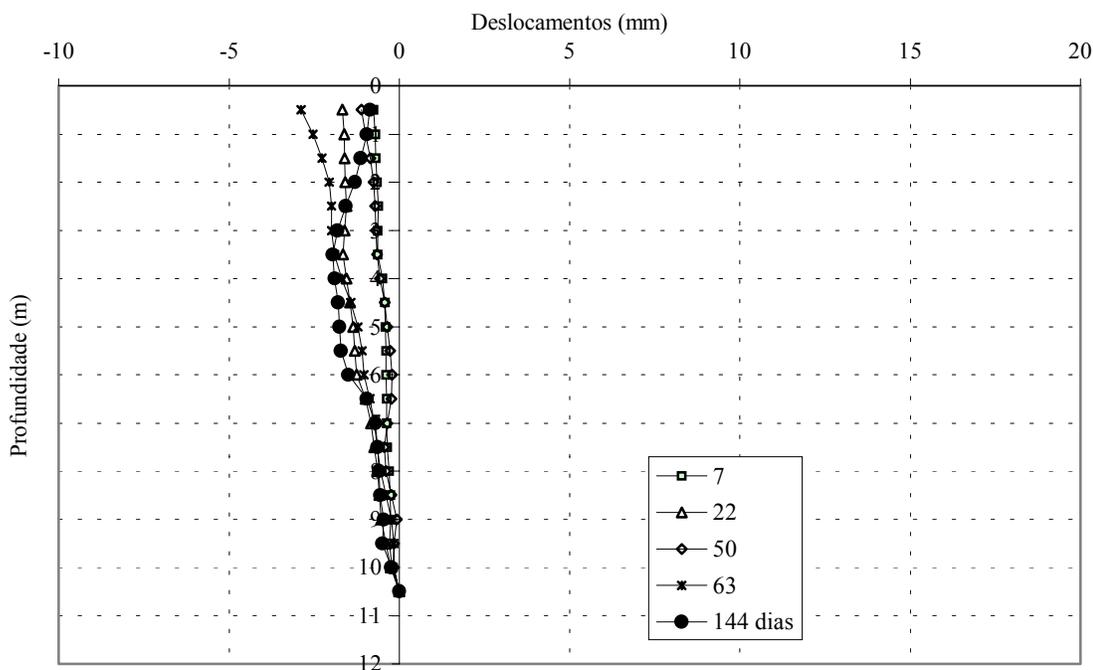


Fig. 5.5 – Deslocamentos horizontais medidos no tubo de inclinômetro I3, no período de 15/10/02 a 08/03/03.

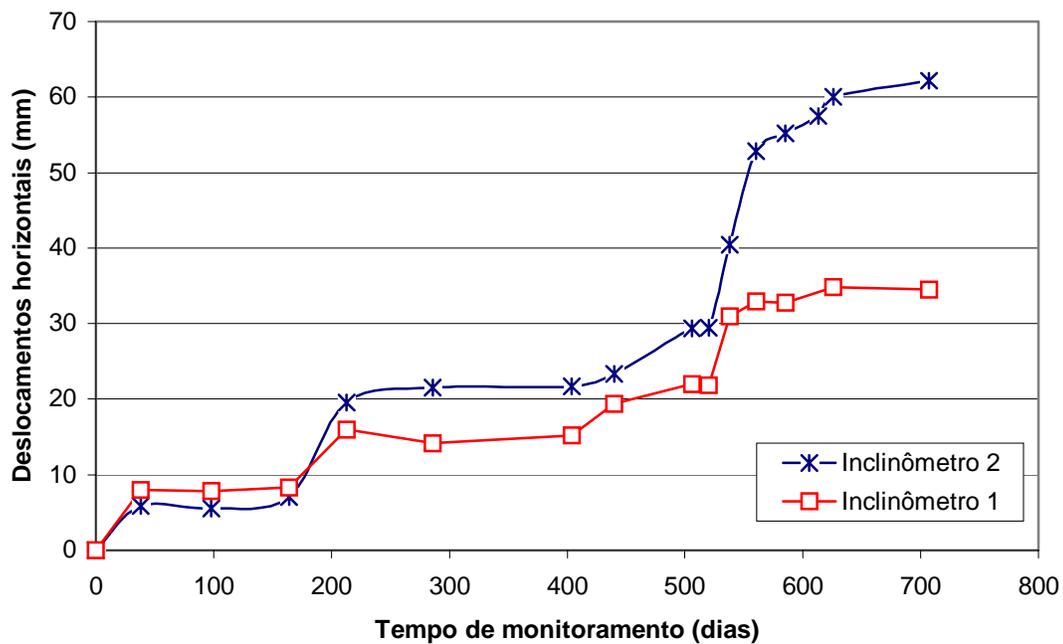


Figura 5.6 – Deslocamentos horizontais medidos no topo dos tubos de inclinômetro em função do tempo de monitoramento (Período de 30/03/01 a 08/03/03).

5.2 PIEZÔMETROS DE CASAGRANDE

As leituras dos piezômetros de Casagrande instalados na encosta foram iniciadas por Pinheiro *et al.* (2002) e, a partir do início de 2002, foram realizadas pelo autor desta dissertação. Adicionalmente, foi instalado um piezômetro automático próximo ao local onde estão os demais.

Quatro conjuntos de medidores automáticos de poro-pressão ou nível d'água com sistema de aquisição automática de dados foram preparados em laboratório. Este equipamento é constituído por um transdutor de pressão do tipo piezoresistivo marca Druck, modelo PDCR35/D, capacidade 1 bar, posicionado na extremidade de um tubo flexível que contém o cabo elétrico, o qual é conectado a um sistema de aquisição automática de dados, marca Novus, modelo LOGBOX, 1 canal. O circuito elétrico deste sistema fica envolto por uma caixa plástica, protegendo-o da chuva. O transdutor de pressão é excitado pelo circuito elétrico, o qual é alimentado por uma bateria de 3,6 V. No momento da leitura, o circuito excita o transdutor de pressão, e realiza a leitura do sinal elétrico pelo sistema de aquisição de dados, que armazena a leitura. O intervalo de leituras deste sistema pode ser programado através de um *software* específico fornecido pelo fabricante. Os dados são transferidos do sistema de aquisição de dados através de uma interface ótica conectada a um micro-computador portátil. A Figura 5.7 ilustra o sistema.



Fig. 5.7 – Sistema de aquisição automática de dados de pressão de água (piezômetros ou medidores de nível d'água).

5.2.1 Calibrações

As calibrações dos medidores foram realizadas com o auxílio de um manômetro de mercúrio em forma de “U” conectado a um êmbolo rosqueado. A ponteira sensível de cada piezômetro era inserida no interior de uma câmara triaxial preenchida de água e conectada ao êmbolo, através do qual aplicava-se a pressão requerida. A calibração foi realizada em intervalos de 10 kPa de pressão. A Figura 5.8 mostra a calibração de um dos transdutores mostrando a excelente linearidade de resposta.

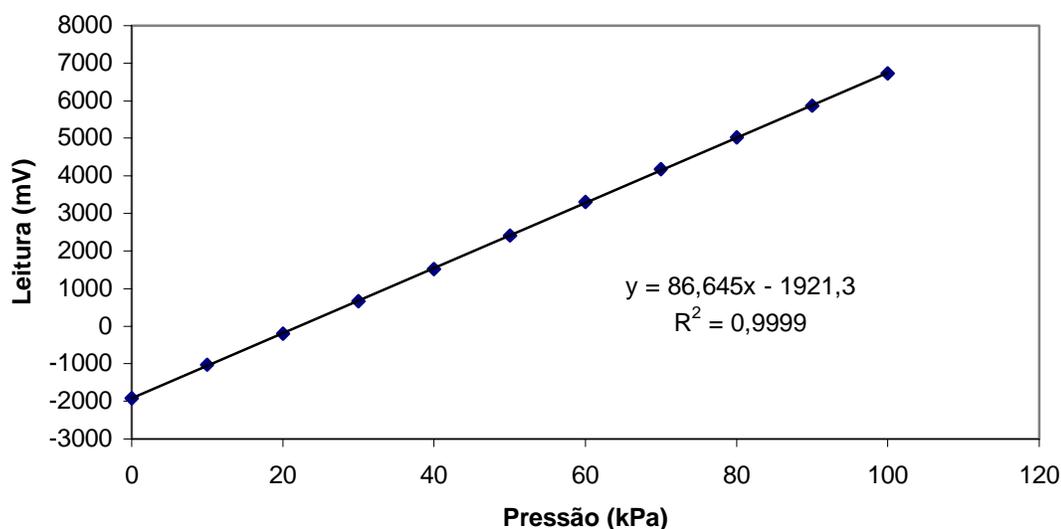


Fig. 5.8 – Calibração de um transdutor de pressão do piezômetro de leitura automática.

Após a calibração dos conjuntos, os mesmos foram mantidos por duas semanas em um tubo de PVC preenchido com água, com um nível constante de 3 m de coluna d’água, sendo monitorados para verificar a estabilidade de leituras do sistema. A variação máxima de leituras verificada foi equivalente a dois centímetros de coluna d’água (0,2 kPa). Somente um sistema de leituras automáticas foi utilizado em Santa Cruz do Sul.

5.2.2 Instalação do Piezômetro P4

O piezômetro P4 foi instalado na encosta em um furo de sondagem com diâmetro 100 mm e 2,45 m de profundidade realizado com trado manual. Após a realização do furo, colocou-se areia para preenchimento do fundo até uma altura de aproximadamente 30 cm. Em

seguida foi introduzido no furo o tubo de PVC preparado previamente em laboratório. O tubo teve uma ponteira ranhurada de cerca de 60 cm na extremidade inferior, envolta por um geossintético amarrado com fios de nylon, a fim de evitar seu entupimento por partículas de solo. A seguir, foi colocada areia ao redor do tubo de PVC até cerca de 30 cm acima da ponteira ranhurada. Acima desta cota colocou-se esferas de bentonita seca previamente preparadas em laboratório. As mesmas foram imediatamente hidratadas pela colocação de água no furo, para garantir o selamento do piezômetro nessa profundidade. No trecho superior foi utilizado o próprio solo local compactado. A instalação do piezômetro limitou a comunicação hidráulica entre o tubo e o solo apenas pela ponteira ranhurada.

Após a instalação do piezômetro, executou-se uma pequena caixa de alvenaria com uma porta sobre o piezômetro. Esta caixa serviu para instalar o sistema de medição automática de dados, evitando assim algum vandalismo ou furto do equipamento.

5.2.3 Leituras de piezômetros

As leituras dos piezômetros P1, P2 e P3 foram realizadas manualmente. Estas leituras iniciaram em maio de 2001 e passaram a ser monitoradas em 2002 por esta dissertação. A Figura 5.9 apresenta os resultados obtidos nos três piezômetros. Estes dados indicam uma variação máxima de aproximadamente 3 m de coluna de água no piezômetro P3, enquanto a variação máxima verificada nos piezômetros P1 e P2 foi de 2 m. Os valores medidos nos piezômetros P1 e P2 são bastante próximos, pois estão localizados a cerca de 10 metros de distância. Os resultados demonstram uma mesma tendência de variação dos níveis piezométricos. Não se observou a ocorrência de artesianismo na encosta. A Figura 5.10 mostra os resultados obtidos com o piezômetro automático P4.

Os resultados do monitoramento automático do piezômetro P4 mostram picos de variação do nível piezométrico, chegando próximo à superfície. Estes picos não são detectados com o monitoramento manual, conforme os resultados apresentados na Fig. 5.9.

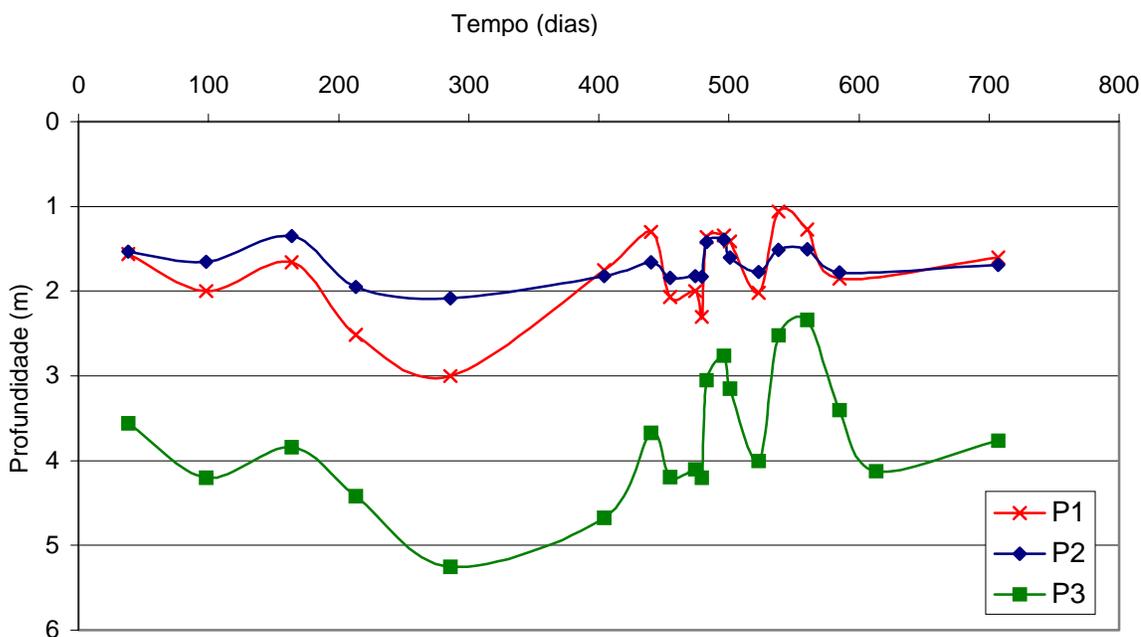


Figura 5.9 – Variação dos níveis piezométricos resultantes do monitoramento manual dos piezômetros.

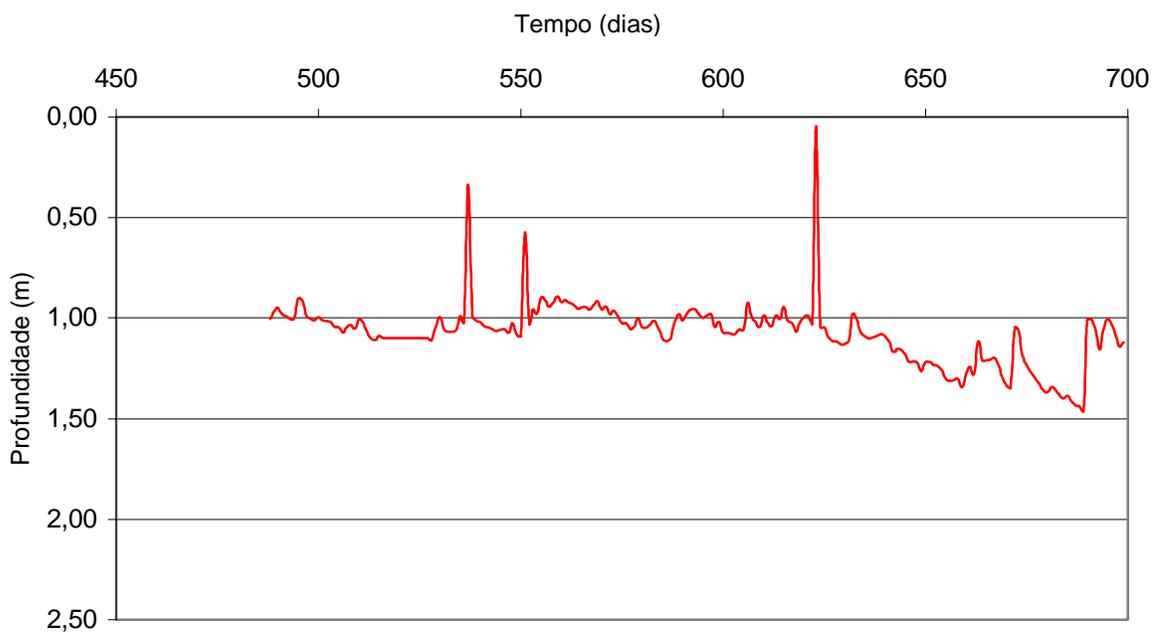


Figura 5.10 – Resultados do monitoramento automático do piezômetro P4.

5.3 MEDIDORES DE NÍVEL DE ÁGUA

Quatro medidores de nível de água foram instalados na área pelo trabalho realizado por Pinheiro *et al.* (2002). Adicionalmente, foi instalado mais um medidor de nível de água (M3) em uma região a jusante na encosta, conforme mapa da instrumentação apresentado na Figura 5.1.

5.3.1 Instalação

O medidor de nível d'água M3 foi instalado na encosta em um furo de sondagem com diâmetro 100 mm realizado com um trado manual até a profundidade de 6 m. Após a realização do furo, colocou-se areia para preenchimento do fundo até uma altura de aproximadamente 30 cm e em seguida foi introduzido no furo o tubo de PVC preparado previamente em laboratório. O tubo apresentava uma ponteira ranhurada na extremidade inferior, envolta por um geossintético amarrado com fios de nylon, a fim de evitar entupimento com solo, exatamente como a ponteira utilizada no piezômetro P4. Procedeu-se a colocação de areia ao redor do tubo de PVC até próximo a superfície do terreno. O fechamento do furo foi realizado com solo local compactado, a fim de evitar a entrada de água da chuva pela abertura do furo. A instalação do medidor de nível d'água permitiu que a comunicação hidráulica entre o tubo e o solo ocorresse em toda a profundidade do tubo.

5.3.2 Resultados das medições de níveis d'água

Os resultados de nível d'água na encosta foram obtidos manualmente, através de um sensor de nível d'água elétrico conectado a um alto-falante. O período de monitoramento iniciou-se em maio de 2001 para os medidores de nível d'água M1, M2, I1 e I2, e em agosto de 2002 para o medidor M3. Os resultados apresentados na Figura 5.11 mostram que os níveis de água são próximos da superfície nos pontos M1, M2 e I2. Estes medidores estão localizados em uma região da encosta onde é freqüentemente visível a surgência de água na superfície do terreno. Os medidores M3 e I3 apresentam níveis de água mais profundos, tendo uma variação máxima observada de dois metros.

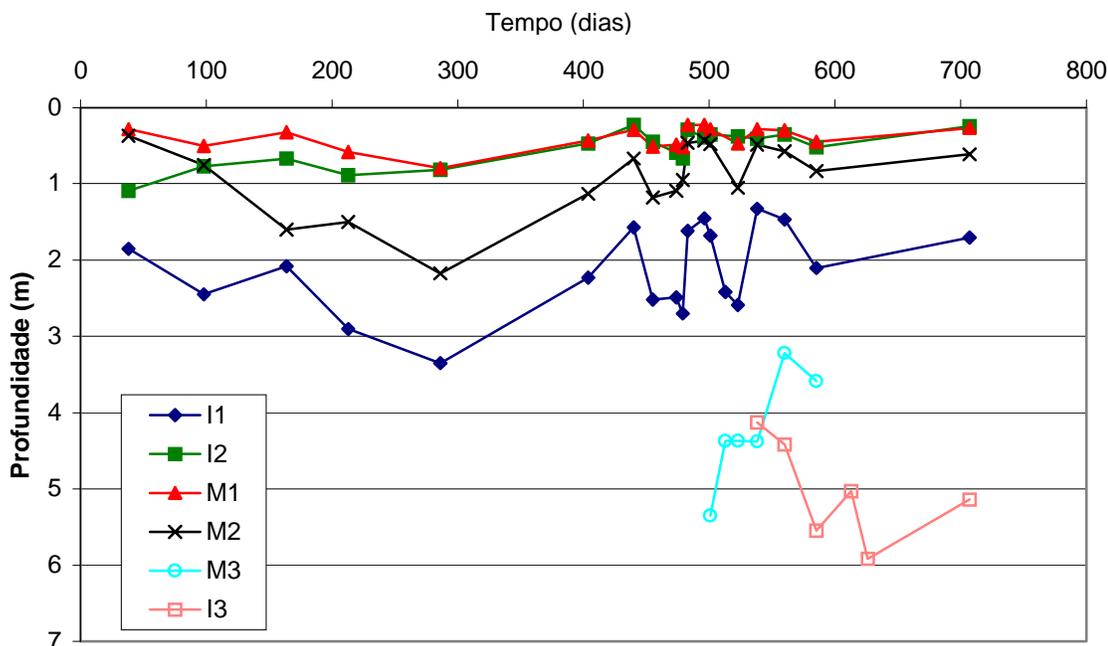


Figura 5.11 – Resultados dos medidores de nível d'água.

5.4. PINOS EM TRINCAS

A fim de monitorar a abertura de trincas de edificações, provocadas pela movimentação da encosta, foram instalados em três locais pinos no entorno de trincas pré-existentes. Os pinos foram posicionados em forma de triângulo em um plano vertical, o que possibilita o monitoramento das componentes horizontal e vertical do movimento de abertura. As primeiras leituras foram realizadas com um paquímetro metálico. Posteriormente, em virtude da magnitude dos deslocamentos relativos, a distância entre os pinos ficou maior que o curso do paquímetro e o monitoramento da abertura das trincas passou a ser realizado com uma trena. O erro associado a leituras realizadas com a trena é da ordem de 1 mm, sendo aceitável frente aos deslocamentos relativos totais medidos.

A Figura 5.12 apresenta o mapa com a localização dos picos de monitoramento de trincas T1, T2 e T3.

Nos locais T1 e T2 os pinos foram instalados no encontro das paredes laterais da residência R10 com o muro de divisa lateral, na parte situada à frente da residência. Os locais foram escolhidos pelo fato desta residência apresentar sérias patologias provocadas pela movimentação da encosta. As Figuras 5.13 e 5.15 apresentam os resultados das medições

realizadas nesta residência, especificando as datas de leituras. A componente horizontal de abertura observada é de direção norte-sul, sendo concordante com o mergulho da encosta. Observa-se que no local T1 o movimento é um pouco maior na componente vertical do que na componente horizontal, totalizando uma componente horizontal de 2,72 cm e uma componente vertical de 3,87 cm, em um período de seis meses.

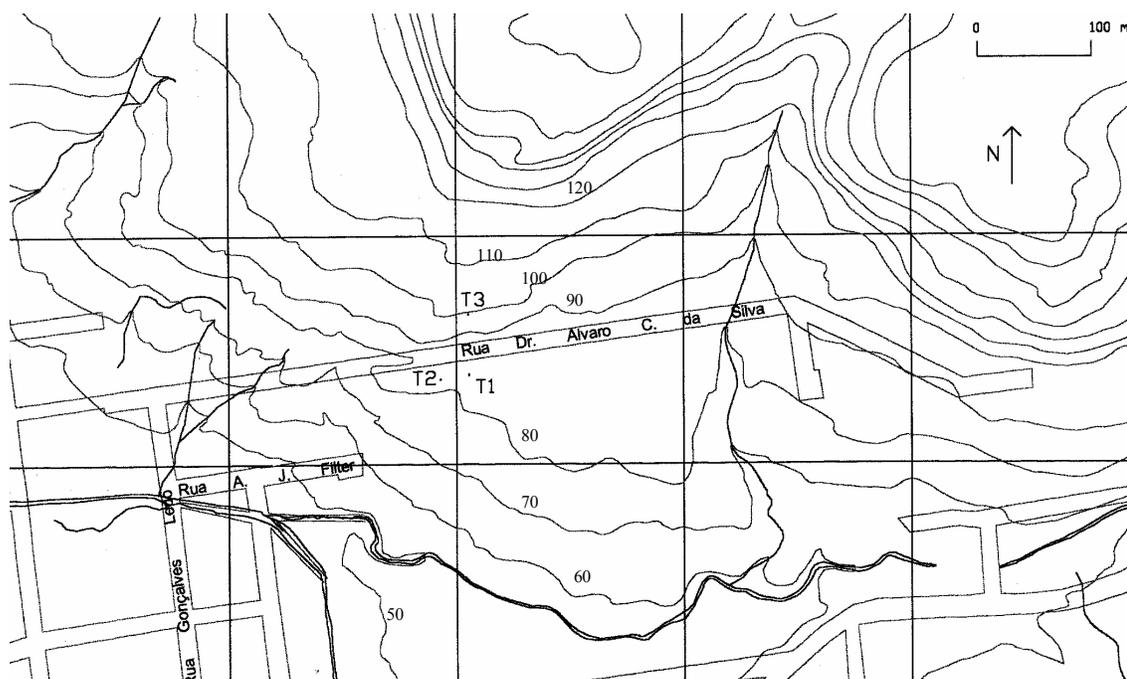


Figura 5.12 – Localização dos pinos de monitoramento de abertura de trincas na encosta.

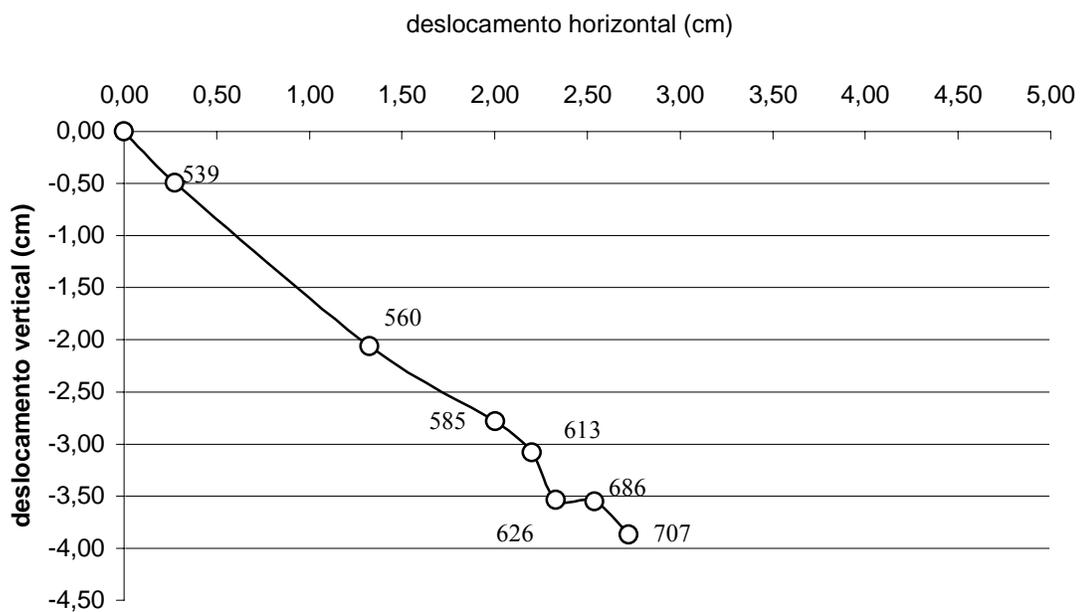


Figura 5.13 – Deslocamentos horizontal e vertical da casa em relação ao muro na trinca T1, com os dias de leitura. Início: 05/09/02 (dia 523) – Término: 08/03/03 (dia 707).



Figura 5.14 – Local da trinca instrumentada T2. Encontro do muro (esquerda) e casa em movimento (direita).

A trinca monitorada T2 apresenta um movimento predominantemente horizontal, conforme a Figura 5.15. Entre os dias 05 e 21 de setembro, o movimento foi basicamente vertical. A partir desta segunda leitura, o deslocamento foi preponderantemente na direção horizontal. O deslocamento total medido foi de 2,43 cm na componente horizontal e 0,60 cm na componente vertical, em um período de seis meses.

A terceira trinca monitorada situa-se na residência R11, situada em frente à residência das trincas T1 e T2, (ver mapa da Figura 5.12). Esta residência foi originalmente construída em duas etapas, as quais estão sendo separadas pela movimentação da parte frontal da residência. A Figura 5.14 mostra o movimento de separação das duas partes.

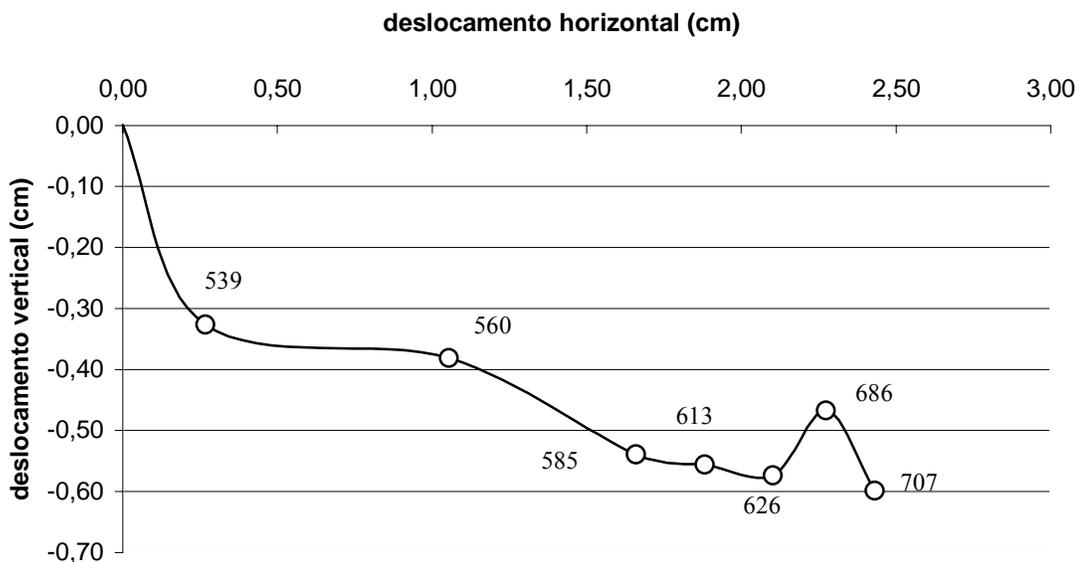


Figura 5.15 – Deslocamentos horizontal e vertical da casa em relação ao muro na trinca T2. Início: 05/09/02 (dia 523) – Término: 08/03/03 (dia 707).

A Figura 5.16 apresenta os deslocamentos horizontais e verticais da trinca T3. Observa-se que os deslocamentos são principalmente horizontais, onde houve um deslocamento horizontal total de cerca de 8 cm. Isto indica um movimento local mais translacional. Os deslocamentos verticais foram oscilantes em um intervalo de cerca de 4 mm.

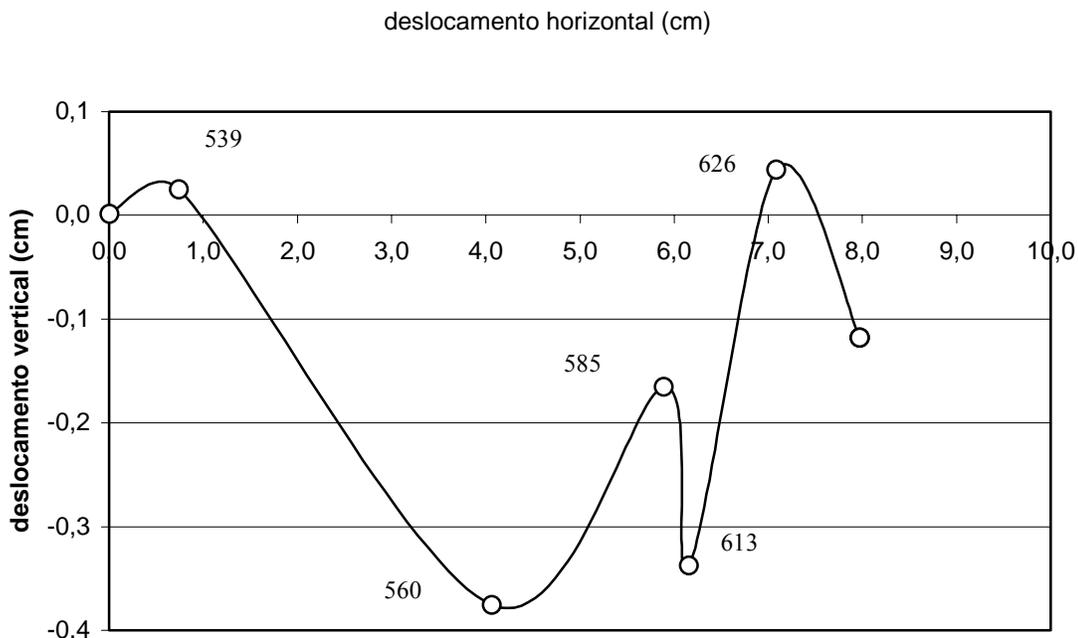


Figura 5.16 – Deslocamentos da trinca T3. Início: 05/09/02 (dia 523) – Término: 08/03/03 (dia 707).

5.5. PLUVIÔMETRO AUTOMÁTICO

Uma estação metereológica automática disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS foi modificada para uso nesta pesquisa. Um novo *datalogger* do tipo contador de pulsos foi conectado ao pluviômetro da estação metereológica. Trata-se de um contador de pulsos programável, marca Novus, modelo LOGBOX-P, de um canal, o qual pode armazenar até 16381 leituras. O pluviômetro é constituído por um recipiente cilíndrico na forma de funil, que direciona a água da chuva para uma gangorra, composta de dois pequenos reservatórios. A gangorra oscila quando um destes reservatórios é preenchido, liberando a água armazenada e permitindo o enchimento do outro recipiente. A cada movimentação de basculamento, um sensor de efeito Hall emite um pulso elétrico que é registrado e armazenado pelo contador de pulsos.

5.5.1 Calibração do pluviômetro

Na calibração realizada em laboratório, o pluviômetro foi instalado em uma bancada, tendo-se a preocupação de mantê-lo sempre nivelado, para que a oscilação da gangorra ocorresse de forma simétrica. Após a instalação do pluviômetro na bancada, introduziu-se no recipiente cilíndrico volumes conhecidos de água, medindo-se o número correspondente de pulsos gerados, armazenados no sistema de aquisição automática de dados. Sendo conhecida a área de contribuição do funil do pluviômetro, pode-se relacionar o volume de entrada de água com a chuva, medida em milímetros. A água foi introduzida no recipiente do pluviômetro com gotejamento, ou seja, a velocidades bastante baixas, evitando assim que movimentos bruscos do sistema não representassem as reais condições de campo. O resultado da calibração realizada é apresentado na Figura 5.17. Observa-se na figura a linearidade da resposta do instrumento. A constante obtida indica uma resolução de 0,1468 mm de chuva por pulso.

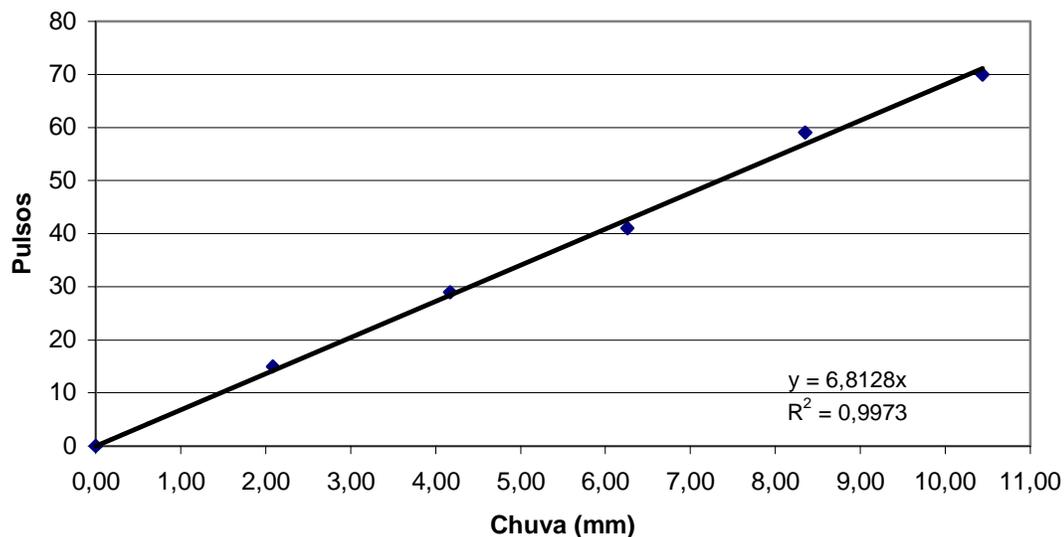


Figura 5.17 – Resultado da calibração do pluviômetro.

5.5.2 Resultados obtidos

O pluviômetro automático registrou 5672 leituras, com um intervalo de uma hora entre leituras, durante o período compreendido entre 24 de junho de 2002 a 15 de fevereiro de 2003. Os resultados obtidos são apresentados na Figuras 5.18.

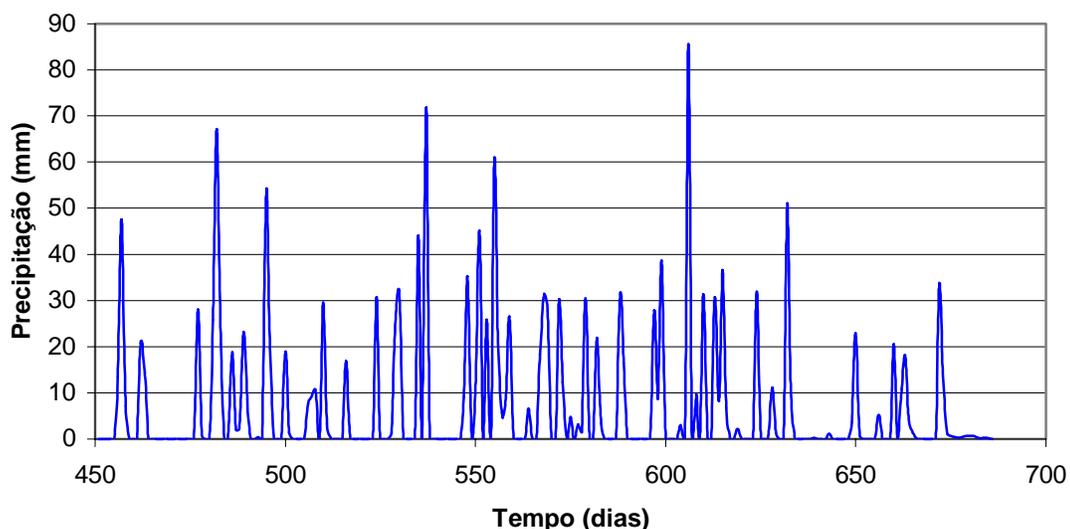


Figura 5.18 – Chuva diária registrada no pluviômetro instalado na encosta.

O resultados diários obtidos no pluviômetro indicam picos de chuva diária entre 50 e 85 mm. A intensidade máxima de chuva horária registrada foi de 31,9 mm, ocorrida entre as 19:00 e às 20:00 do dia 15 de dezembro de 2002.

5.5.3 Comparação dos resultados obtidos com série histórica:

As chuvas registradas pelo pluviômetro na encosta indicam valores mensais como sendo maiores que a média mensal da série histórica de 16 anos, ficando inclusive similares ou maiores aos máximos mensais registrados (Figura 5.19). No mês de outubro a precipitação atingiu 369 mm, sendo o valor máximo registrado para este mês no período da série histórica. O mês de janeiro de 2003 apresentou uma precipitação de 89 mm, ficando bastante abaixo da média histórica para o mês de janeiro, que é de 159 mm. Os resultados demonstram a grande intensidade das chuvas que ocorreram no ano de 2002, o que provocou diversos alagamentos na cidade de Santa Cruz do Sul. Este fenômeno natural é importante, pois permitiu observar o talude em uma situação bastante crítica.

A figura 5.20 apresenta uma comparação dos dados obtidos pelo pluviômetro instalado na encosta e os resultados obtidos por uma empresa privada da cidade de Santa Cruz do Sul (Pioneer Sementes Ltda.), a qual realiza monitoramento de chuva diariamente em sua sede, localizada na zona sul do centro da cidade, distante aproximadamente 7 km da encosta estudada. Os dados apresentados na Figura 5.20 mostram que os dados obtidos na encosta são coerentes quando comparados com os dados medidos pela empresa. As pequenas diferenças encontradas nos valores de precipitação podem ocorrer em função da variabilidade espacial das chuvas.

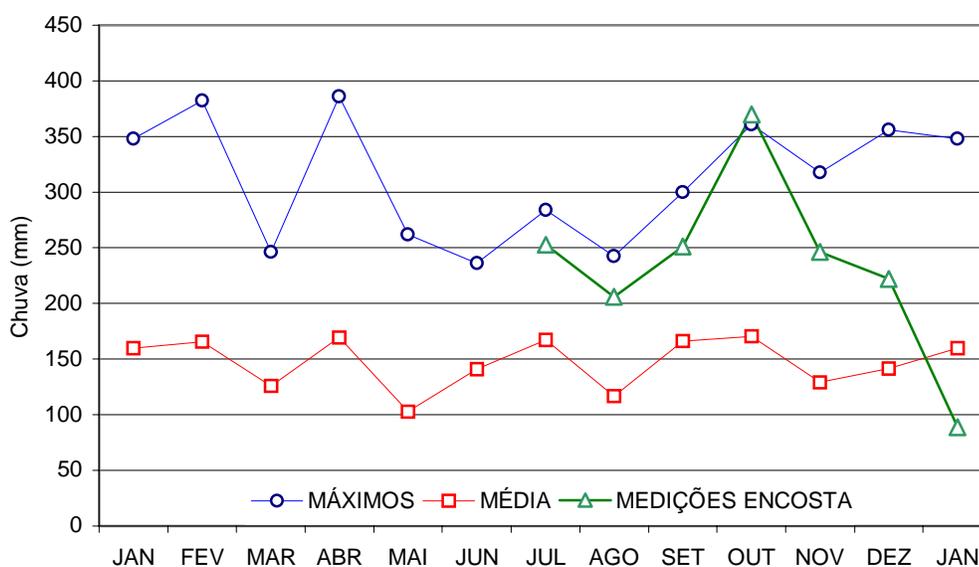


Figura 5.19 – Comparação da precipitação medida na encosta com a série histórica de 16 anos (1987-2002).

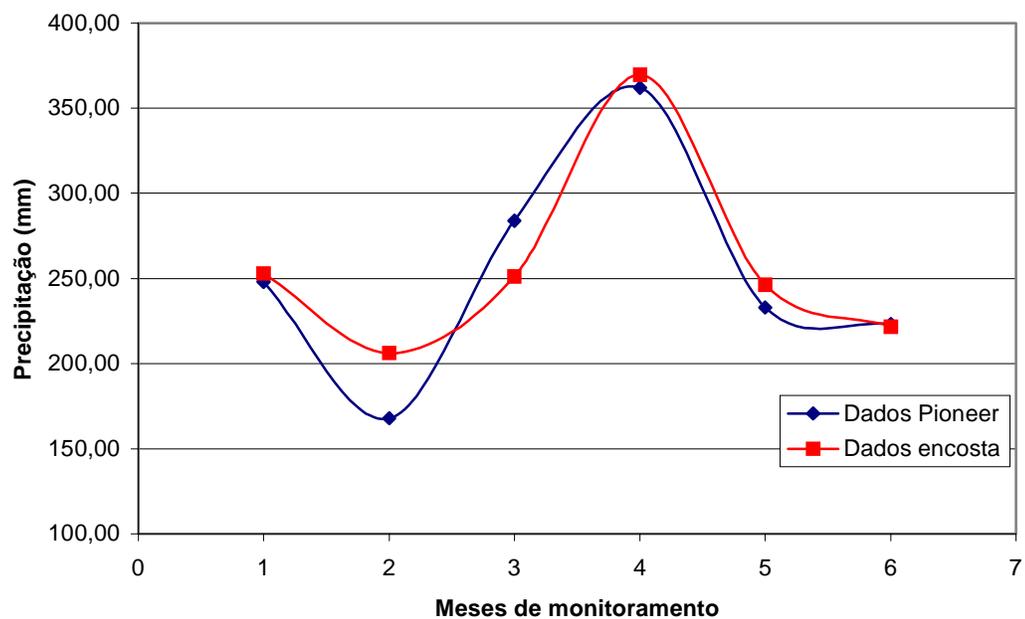


Figura 5.20 – Comparação da precipitação medida na encosta com a precipitação medida em outro ponto da cidade (Pioneer Sementes Ltda.); mês 1 – julho/2002 e mês 6 – janeiro/2003.

CAPÍTULO VI

6. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A campanha de ensaios laboratoriais consistiu de duas partes: (a) ensaios de caracterização: limites de plasticidade, índices físicos e granulometria, todos realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; e (b) ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas, realizados no Laboratório de Materiais de Construção (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria.

6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO:

Foram realizados 16 ensaios de peso específico real dos grãos, 18 ensaios de análise granulométrica, 17 ensaios de limites de liquidez e 17 ensaios de limites de plasticidade. Os ensaios foram realizados com amostras remoldadas, retiradas nas sondagens de caracterização cada vez que ocorria uma mudança de sua consistência, cor ou granulometria do solo, ou o aparecimento de água no furo. Os furos estão indicados no mapa da Figura 4.5.

Os ensaios de caracterização incluíram os 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. Foram seguidas as recomendações das 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.

6.1.1 Peso específico real dos grãos:

Os resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos estão apresentados na Tabela 6.1, descrevendo também o tipo de material e a profundidade da amostra.

Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos.

Furo/Amostra	Profundidade (m)	Material	γ_s (kN/m ³)
3/1	0,7	Colúvio	26,3
4/1	0,7	Colúvio	26,8
4/2	1,4	Colúvio	27,0
4/5	2,7	Colúvio	26,3
5/1	1,0	Colúvio	26,8
5/2	2,6	Colúvio	26,6
7/1	2,2	Colúvio	27,0
7/2	3,4	Colúvio	26,8
7/3	10,0	Colúvio	27,3
9/1	0,3	Colúvio	26,5
11/1	1,0	Colúvio	27,4
1/1	0,6	Siltito	26,8
2/2	0,6	Siltito	26,5
3/2	0,9	Siltito	26,7
3/3	2,1	Siltito	26,6
6/1	1,3	Siltito	26,3

γ_s = Peso específico real dos grãos

Observa-se que os resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos são semelhantes, tanto para o colúvio como para o siltito, com valor próximo de 27 kN/m³.

6.1.2 Limites de Atterberg

Os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade) estão apresentados na Tabela 6.2.

Os resultados dos ensaios de limites de Atterberg demonstram que o colúvio apresenta uma variação de limite de plasticidade bastante grande, variando de 16 a 65. O limite de liquidez também apresenta variação considerável neste solo, apresentando valores entre 28 e 87. Os valores obtidos para o siltito apresentam menor variação nos limites de plasticidade (de 23 a 31) e liquidez (36 a 67).

Tabela 6.2 – Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg.

Furo/Amostra	Prof. (m)	Material	LP (%)	LL (%)	IP (%)
3/1	0,7	Colúvio	32	71	39
4/1	0,7	Colúvio	65	87	22
4/2	1,4	Colúvio	58	83	25
4/5	2,7	Colúvio	34	56	22
5/1	1,0	Colúvio	36	51	15
5/2	2,6	Colúvio	28	70	42
7/1	2,2	Colúvio	16	32	15
7/2	3,4	Colúvio	17	30	13
7/3	10,0	Colúvio	16	28	12
9/1	0,3	Colúvio	26	49	23
11/1	1,0	Colúvio	27	55	29
1/1	0,6	Siltito	31	67	36
2/2	0,6	Siltito	28	56	29
3/2	0,9	Siltito	23	36	13
3/3	2,1	Siltito	25	40	15
6/1	1,3	Siltito	30	44	14

LP = limite de plasticidade; LL = limite de liquidez; IP = índice de plasticidade

6.1.3 Índices físicos

Os índices físicos obtidos para as amostras de colúvio utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto. As amostras foram retiradas de dois locais da encosta, A2 e A3, conforme mapa da Figura 4.8. A Tabela 6.3 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 6.3 – Índices físicos das amostras de colúvio.

Ponto	Amostragem	γ (KN/m ³)	γ_{seco} (KN/m ³)	e	ω (%)	Sr (%)
2	1	15,7	12,4	1,2	26,9	60,5
	2	15,5	12,9	1,2	20,0	49,6
3	1	15,4	11,0	1,5	40,5	74,0
	2	15,6	12,6	1,2	23,7	54,7

γ =peso específico natural; γ_{seco} =peso específico seco; e=índice de vazios;
 ω =teor de umidade; Sr=grau de saturação.

Os resultados observados na Tabela 6.3 indicam um peso específico próximo a 16 kN/m³, e um peso específico seco de 12 kN/m³. O índice de vazios variou entre 1,2 e 1,5. O teor de umidade apresentou variação entre 20 e 40 %, enquanto o grau de saturação apresentou valores entre 49 e 74 %.

6.1.4 Granulometria

As amostras retiradas das sondagens de reconhecimento e caracterização foram utilizadas na determinação das curvas granulométricas, após sedimentação e peneiramento. Todas as curvas foram obtidas com o uso do agente defloculante (hexametáfosfato de sódio). A Tabela 6.4 apresenta as frações granulométricas dos solos. As Figuras 6.1 a 6.2 apresentam as curvas granulométricas para todas as amostras ensaiadas do solo coluvionar e do siltito.

Os resultados dos ensaios de granulometria evidenciam uma composição do solo coluvionar tipicamente predominando as frações argila e silte, seguidos por frações de areia fina e média. O siltito é composto basicamente por grãos da fração silte, tipicamente correspondendo a mais de 50 % da composição do material, seguido pelas frações de argila e areia fina.

Tabela 6.4 – Distribuição granulométrica dos solos amostrados.

Furo/ Amostra	Prof. (m)	Material	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
3/1	0,7	Colúvio	40,0	40,0	10,0	10,0	-	-	
4/1	0,7	Colúvio	30,0	40,0	20,0	10,0	-	-	
4/2	1,4	Colúvio	32,0	36,0	20,0	12,0	-	-	
4/5	2,7	Colúvio	23,1	51,1	8,2	9,8	7,7	-	
5/1	1,0	Colúvio	32,0	36,0	20,0	12,0	-	-	
5/2	2,6	Colúvio	23,0	27,0	21,5	12,2	16,3	-	
7/1	2,2	Colúvio	17,0	32,0	13,0	17,0	21,0	-	
7/2	3,4	Colúvio	28,0	37,0	20,0	8,0	7,0	-	
7/3	10,0	Colúvio	8,0	22,0	15,0	17,8	37,2	-	
9/1	0,3	Colúvio	10,0	52,0	18,0	17,0	3,0	-	
10/2	2,2	Colúvio	29,0	38,0	13,0	7,6	12,4	-	
11/1	1,0	Colúvio	20,0	33,0	13,0	7,6	12,1	14,3	
1/1	0,6	Siltito	26,0	44,0	20,0	10,0	-	-	
2/2	0,6	Siltito	25,0	50,0	23,0	2,0	-	-	
3/2	0,9	Siltito	16,0	64,0	17,5	2,5	-	-	
3/3	2,1	Siltito	15,0	60,0	15,0	10,0	-	-	
6/1	1,3	Siltito	24,0	55,7	14,0	4,1	2,2	-	

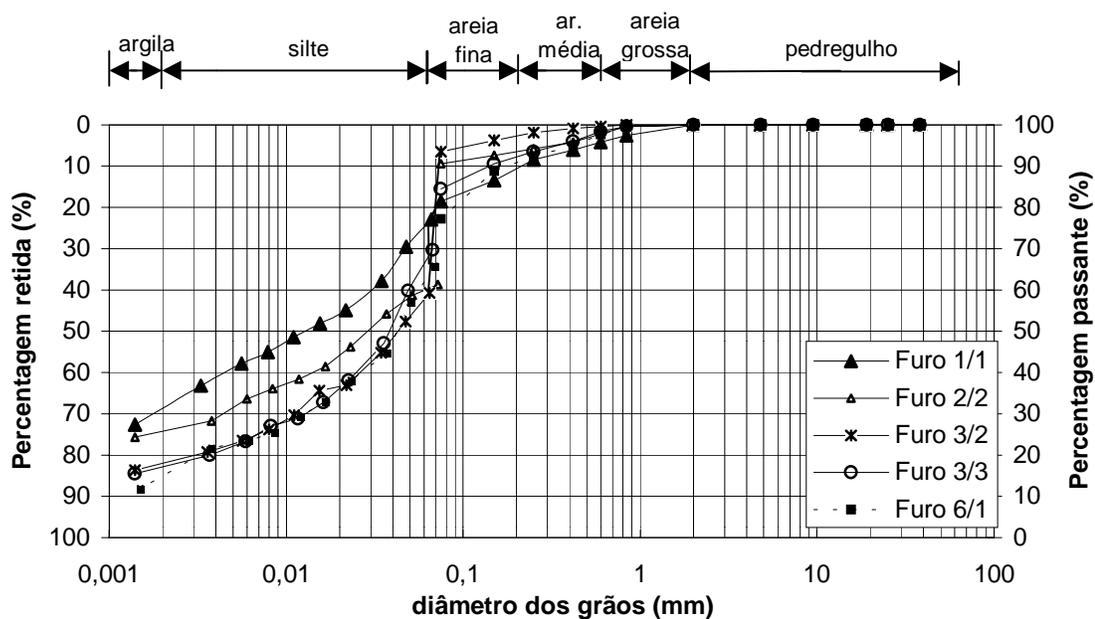


Figura 6.1 – Curvas granulométricas para as amostras de siltito.

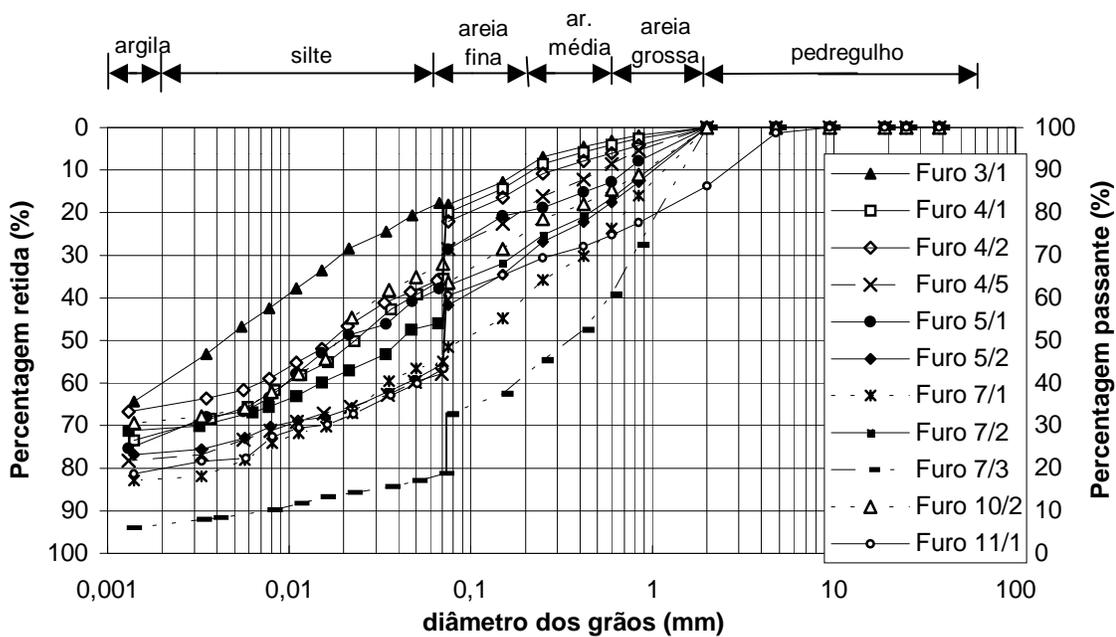
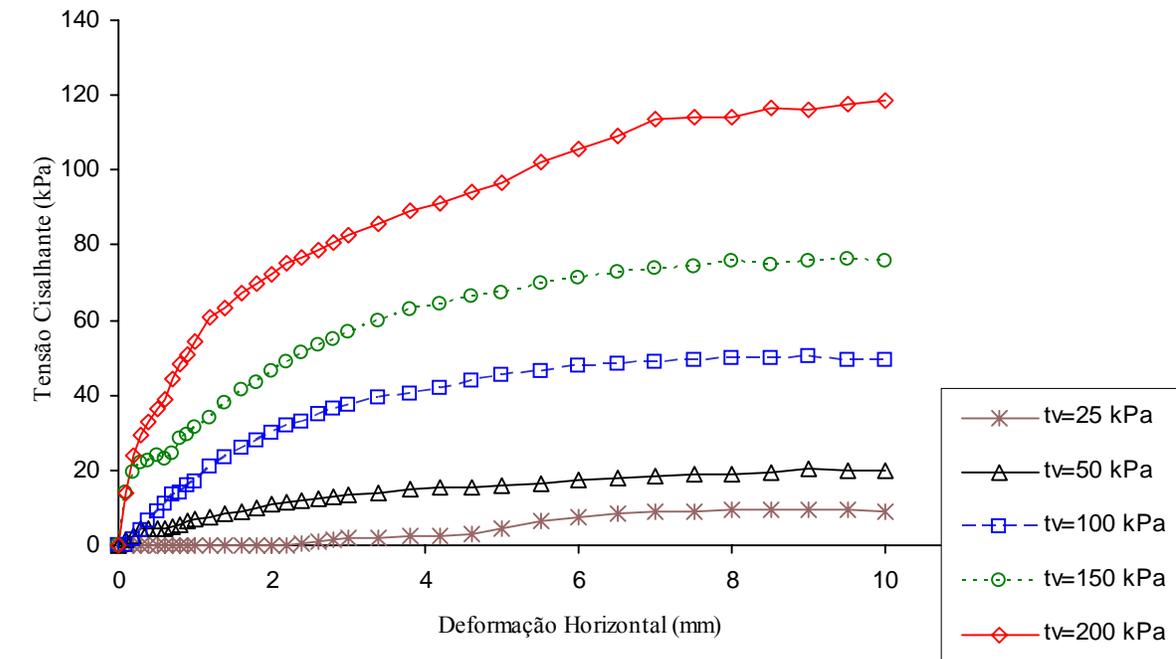


Figura 6.2 – Curvas granulométricas para as amostras de colúvio.

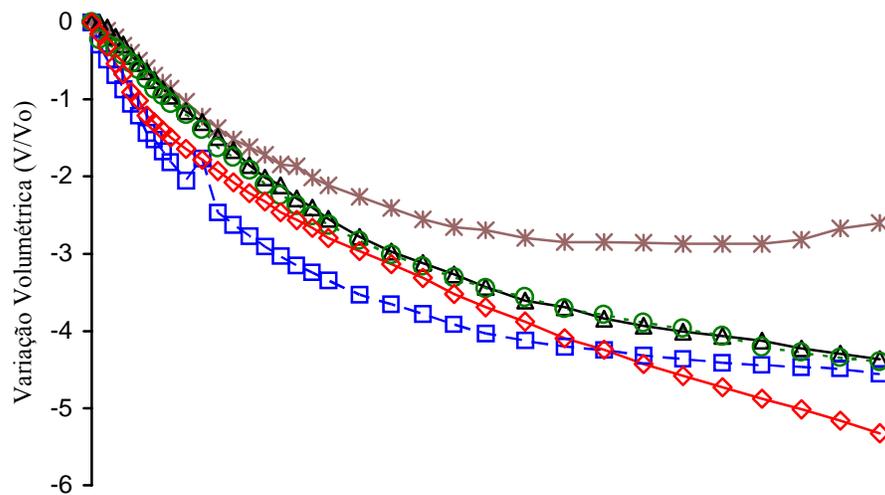
6.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO:

Pinheiro *et al.* (2000) ensaiaram amostras indeformadas de colúvio e siltito retiradas do ponto A1 (ver Figura 4.5), cujos resultados estão apresentados no capítulo 3. Complementarmente, foram retiradas nesta dissertação amostras indeformadas em outros dois locais da encosta (pontos A2 e A3), conforme mapa apresentado na Figura 4.8. As Figuras 6.3 a 6.5 apresentam as curvas tensão-deslocamento para os diferentes níveis de tensão normal aplicados sobre as amostras ensaiadas no cisalhamento direto. Foram ensaiadas apenas amostras de colúvio, tendo em conta que a camada basal não apresenta variações significativas em suas características em locais próximos. Não houve correção da área de cisalhamento em função do deslocamento da caixa de cisalhamento.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para amostras dos pontos A2 e A3 evidenciam a não ocorrência de pico de ruptura (ou perda de resistência após o pico). Os materiais coluvionares mantêm um nível de tensão cisalhante para vários níveis de deslocamento da caixa de cisalhamento, sendo a ruptura definida em função do deslocamento. As variações volumétricas apresentaram apenas comportamento compressivo. As Figuras 6.6 a 6.8 apresentam as envoltórias de ruptura para os três conjuntos de ensaios realizados.



(a)



(b)

Figura 6.3 – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal, e (b) variação volumétrica x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para colúvio, ponto A2, amostra inundada 5x5 cm.

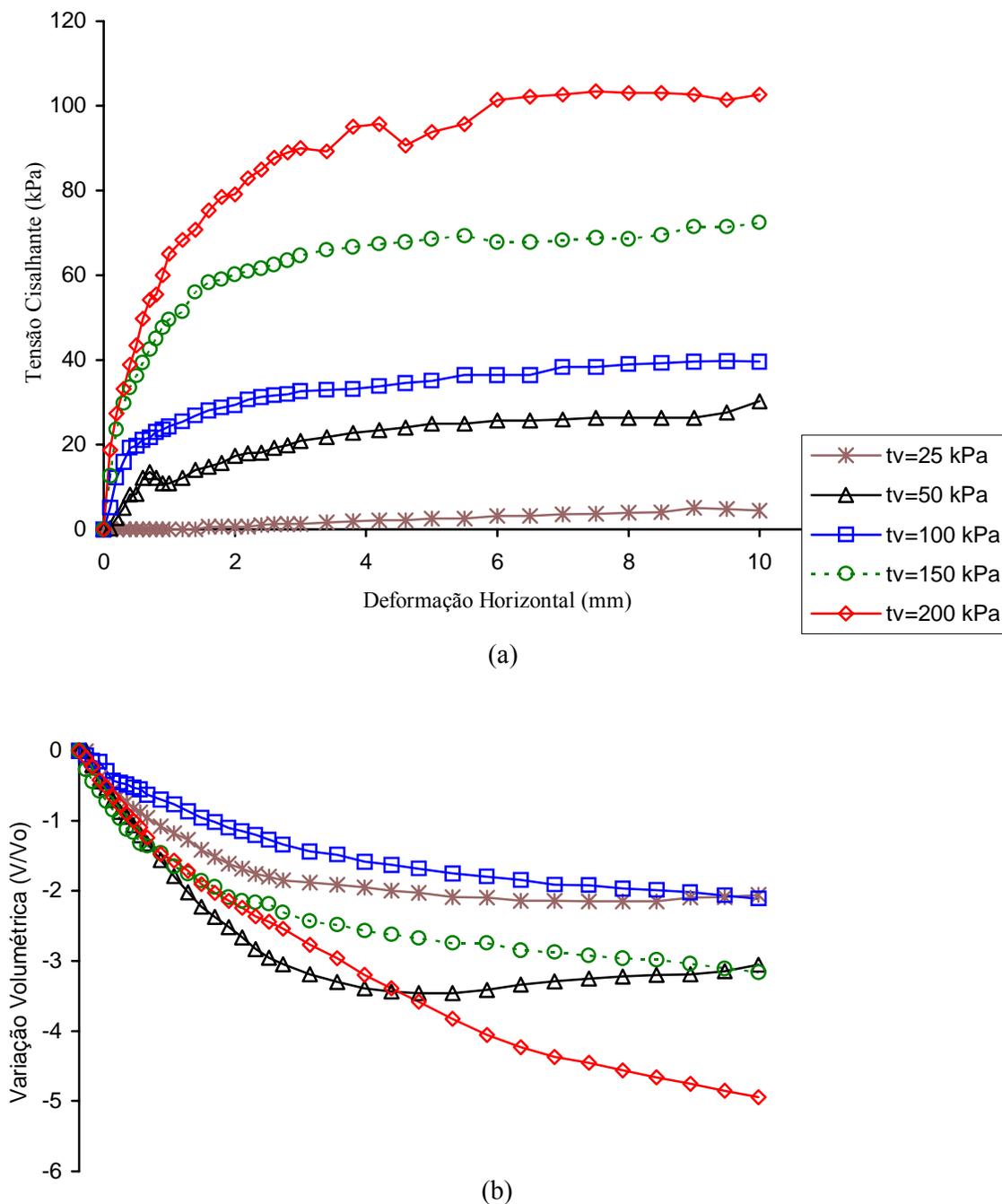
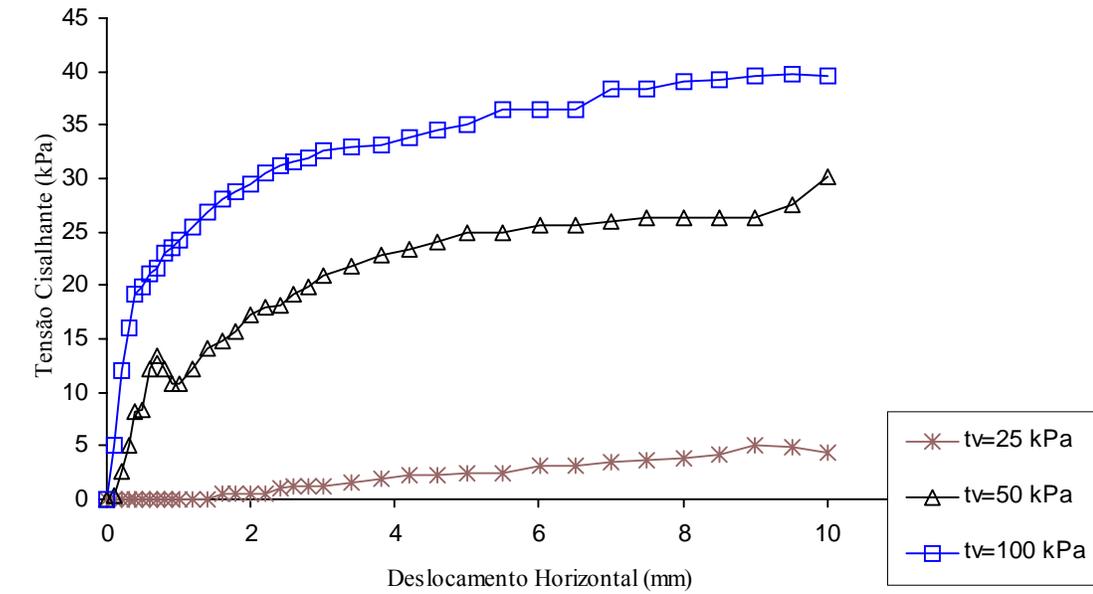
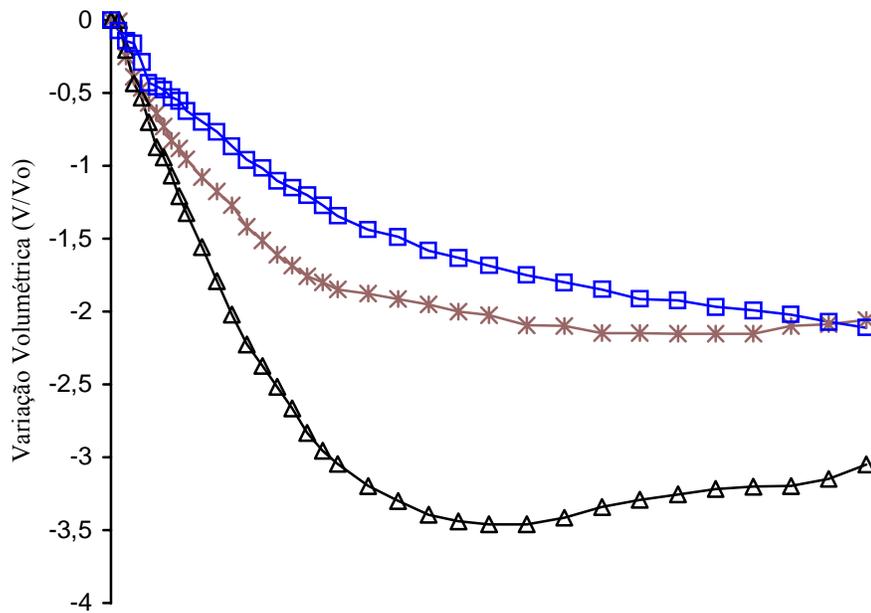


Figura 6.4 – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal, e (b) variação volumétrica x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para colúvio, ponto A3, conjunto 1, amostra inundada 5x5 cm.



(a)



(b)

Figura 6.5 – (a) Tensão cisalhante x deslocamento horizontal, e (b) variação volumétrica x deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto para colúvio, ponto A3, conjunto 2, amostra inundada 5x5 cm.

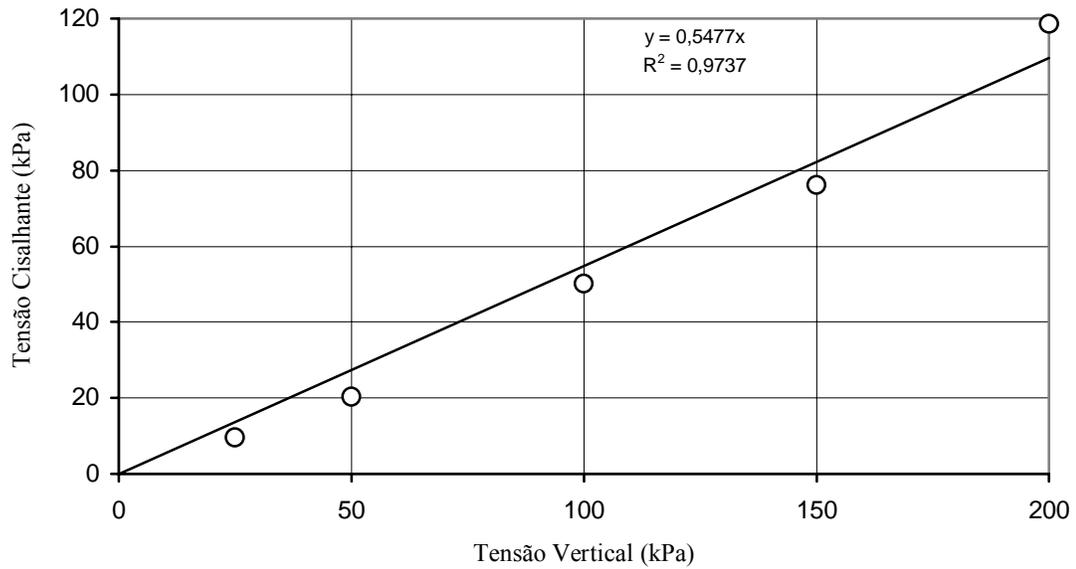


Figura 6.6 – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o Ponto A2.

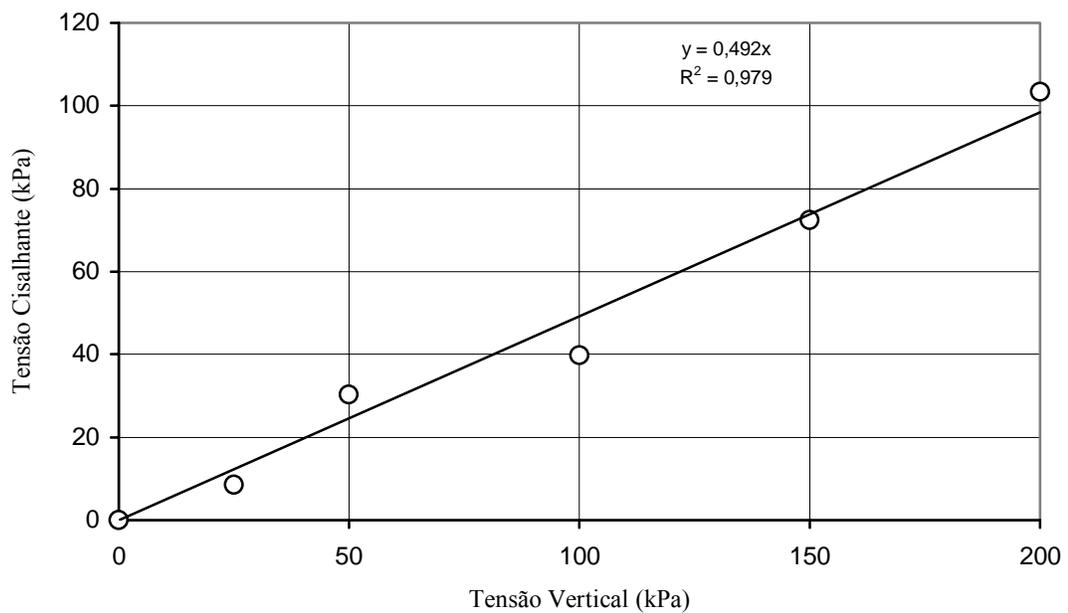


Figura 6.7 – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o Ponto A3, conjunto 1.

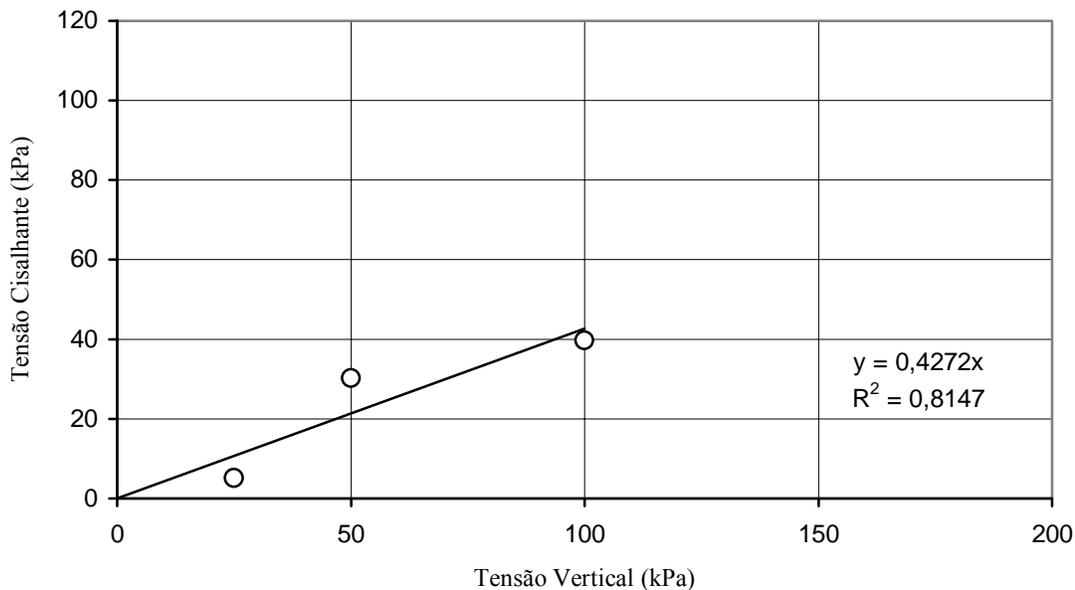


Figura 6.8 – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o Ponto A3, conjunto 2.

A Tabela 6.5 apresenta os valores de intercepto coesivo e de ângulo de atrito interno para as envoltórias de resistência obtidas para cada conjunto de ensaios realizados.

Tabela 6.5 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para amostras dos pontos A2 e A3.

AMOSTRA	c' (KPa)	ϕ' (°)
A2	0	28,7
A3-1	0	26,1
A3-2	0	23,1

c' =intercepto coesivo; ϕ' =ângulo de atrito interno.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nestes ensaios de cisalhamento direto são inferiores aos obtidos por Pinheiro *et al.* (2002), os quais são apresentados na Tabela 3.4.

CAPÍTULO VII

7. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A análise de estabilidade foi realizada com a utilização do software “SlopeW” da empresa Geoslope. Este programa utiliza a teoria de equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança. Os métodos utilizados na determinação dos fatores de segurança foram Janbu, Bishop Simplificado, Fellenius e Spencer. Duas seções obtidas através de topografia foram analisadas parametricamente, as quais são apresentadas nas Figuras 7.1 e 7.2, e localizadas na encosta através do mapa apresentado na Figura 4.5. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados na análise foram baseados nos valores obtidos nos ensaios de laboratório realizados nesta dissertação (Tabela 6.4).

A Tabela 7.1 apresenta os resultados da análise de estabilidade para a seção A-A’, variando-se os valores de ângulo de atrito interno, sendo o intercepto coesivo adotado igual a zero. Os valores dos parâmetros de resistência do siltito utilizados nesta análise de estabilidade foram os obtidos por Pinheiro *et al.* (2002), ou seja, intercepto coesivo igual a zero e ângulo de atrito interno igual a 34°.

Tabela 7.1 – Resultados da análise de estabilidade da seção A-A’ com o nível piezométrico máximo medido em campo.

Método	Ângulo de atrito interno do colúvio		
	23°	26°	29°
Fellenius	0,717	0,824	0,936
Bishop	0,798	0,916	1,042
Janbu	0,739	0,849	0,965
Spencer	0,801	0,921	1,047

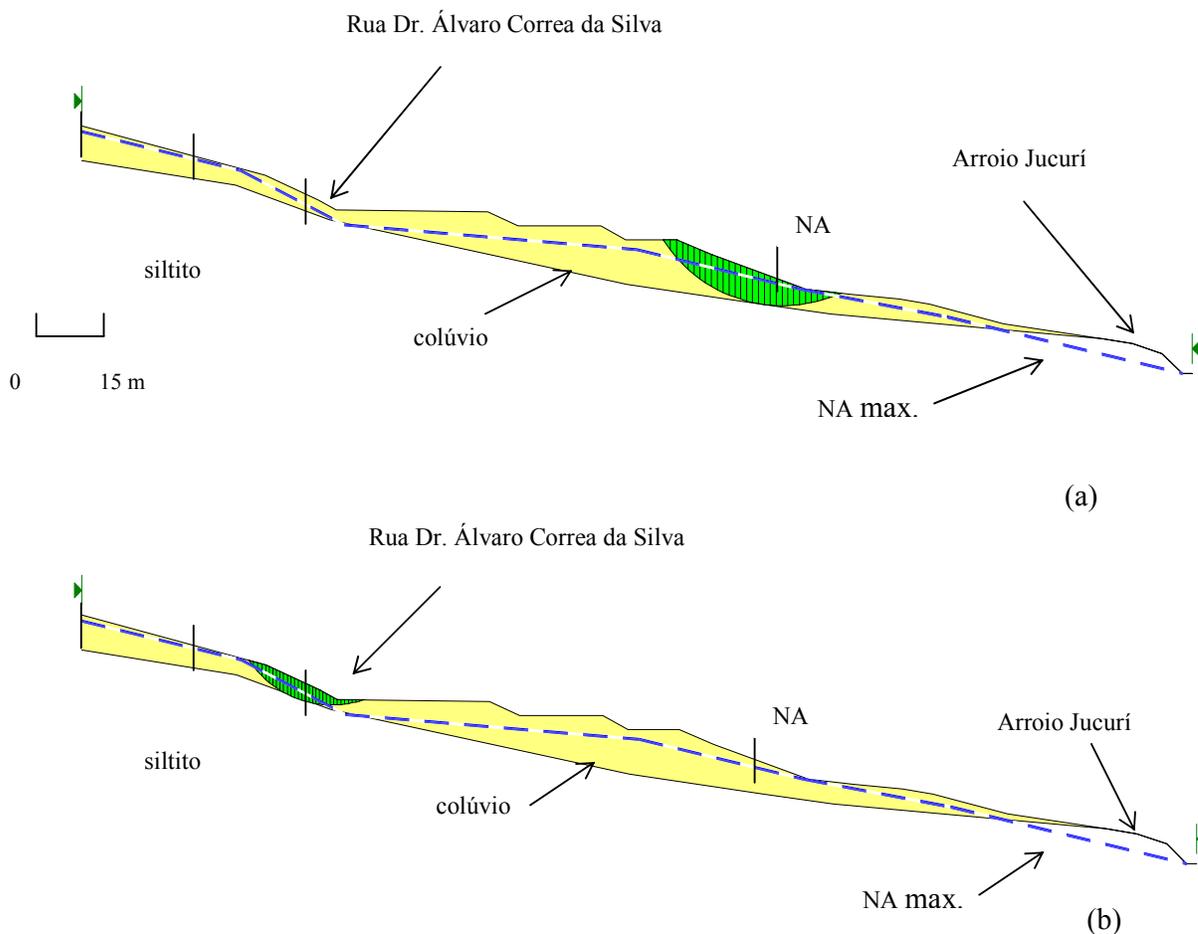


Figura 7.1 – Superfícies de ruptura críticas na seção A-A', com os níveis piezométricos máximos medidos em campo.

Percebe-se que os valores dos fatores de segurança calculados são bastante baixos, em geral menores do que 1 para os ângulos de atrito medidos no ponto 3 (29°). A figura 7.1 apresenta os dois locais com fatores de segurança mais baixos encontrados nas análises da seção A-A'. As superfícies de ruptura de fator de segurança mais baixos ocorrem geralmente no contato entre o siltito e o colúvio. O local da ruptura apresentada na Figura 7.1 (a) corresponde ao local próximo onde foi observada uma trinca de tração *in situ*, apresentada na Figura 4.4 desta dissertação. A superfície de ruptura de fator de segurança mais baixo encontrada na parte superior (Figura 7.1 (b)) corresponde à região onde estão instalados os inclinômetros I1 e I2, nos quais observa-se uma ruptura ocorrendo entre 3 e 6 metros de profundidade.

Outras análises de estabilidade foram realizadas com a seção B-B', a qual apresenta os resultados expostos na Tabela 7.2. Esta análise também levou em consideração os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto de amostras indeformadas do colúvio. Para o solo coluvionar, utilizou-se intercepto coesivo igual a zero, variando-se o ângulo de atrito interno. Para o siltito, utilizou-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Pinheiro *et al.* (2002), ou seja, intercepto coesivo igual a zero e ângulo de atrito interno de 34°.

Tabela 7.2 – Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade da seção B-B'', considerando o nível piezométrico máximo medido em campo.

Método	Ângulo de atrito interno		
	23°	26°	29°
Fellenius	0,730	0,839	0,953
Bishop	0,837	0,962	1,093
Janbu	0,761	0,874	0,993
Spencer	0,841	0,966	1,098

Os resultados obtidos na análise de estabilidade para a seção B-B' são baixos, em geral menores que um. A superfície de ruptura crítica apresentada na Figura 7.2 corresponde ao local onde foram observadas superfícies de ruptura *in situ*, como as apresentadas nas Figuras 4.2 e 4.3.

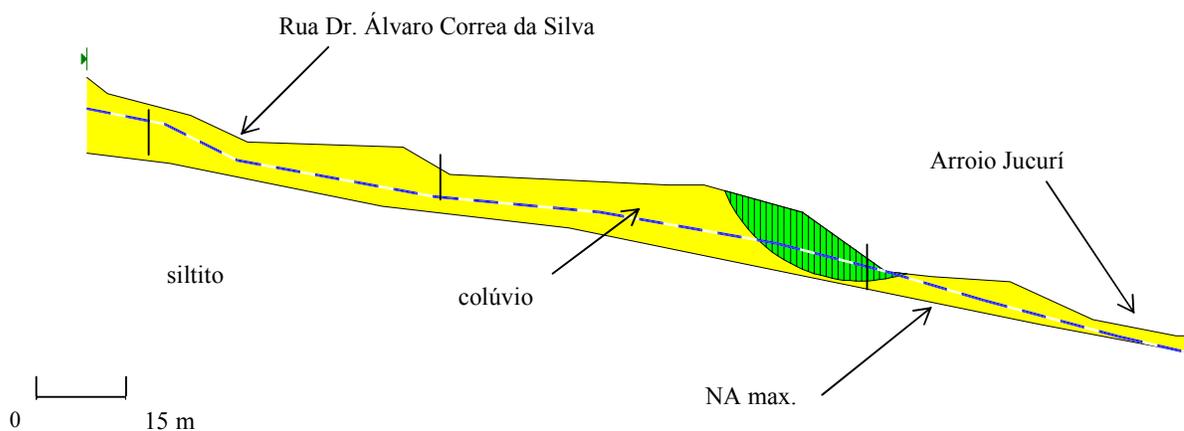


Figura 7.2 – Superfície de ruptura crítica na seção B-B', com os níveis piezométricos máximos medidos em campo.

CAPÍTULO VIII

8. DISCUSSÃO

Este capítulo visa analisar conjuntamente todos os resultados obtidos nos instrumentos de campo, nos ensaios de laboratório realizados e nas demais informações verificadas a respeito da instabilidade da encosta da rua Dr. Álvaro Correa da Silva.

Como foram explicitadas no item 5.5.3, as chuvas que ocorreram nos meses de julho a dezembro de 2002 foram superiores às chuvas mensais médias no período de 1987 a 2001. Também se verificou que o mês de outubro apresentou precipitações acima da chuva máxima histórica, no período 1987-2001 (ver Figura 5.19). Para tentar estudar a interação entre chuvas e pressões de água no talude foram plotadas as chuvas diárias e acumuladas dos meses do período de maior precipitação, ou seja, os meses de setembro e outubro de 2002. As Figuras 8.1, 8.2 e 8.3 apresentam respectivamente a chuva acumulada de 3, de 5 e de 7 dias, o nível piezométrico P4 e a chuva diária para o mês de setembro de 2002. As Figuras 8.4, 8.5 e 8.6 apresentam as mesmas grandezas para o mês de outubro de 2002.

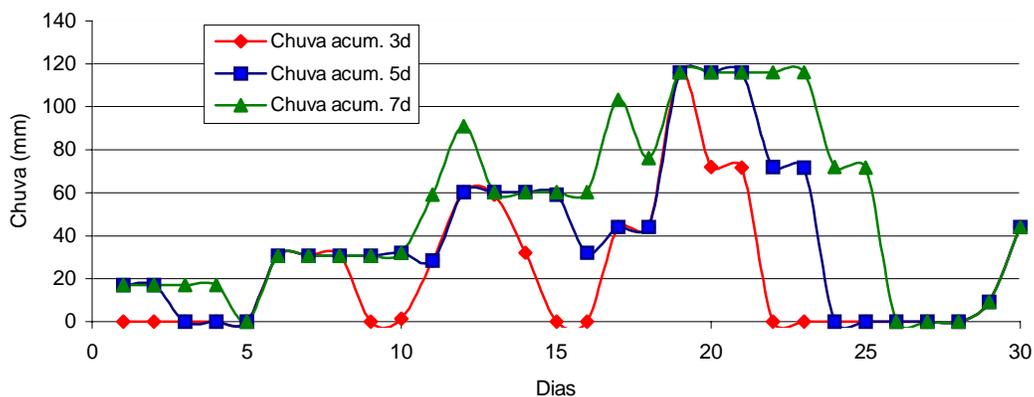


Figura 8.1 – Chuvas acumuladas observadas na encosta no mês de setembro de 2002.

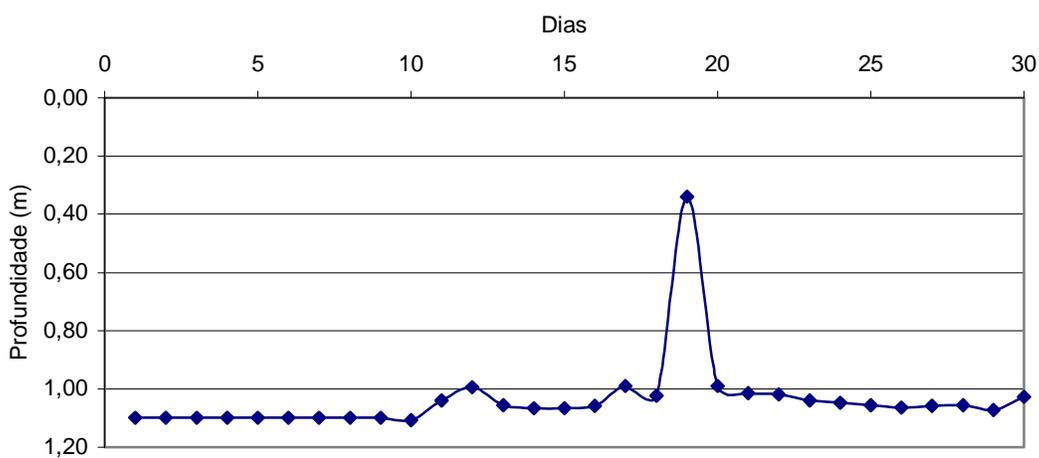


Figura 8.2 – Nível piezométrico automático P4 medido na encosta no mês de setembro/2002.

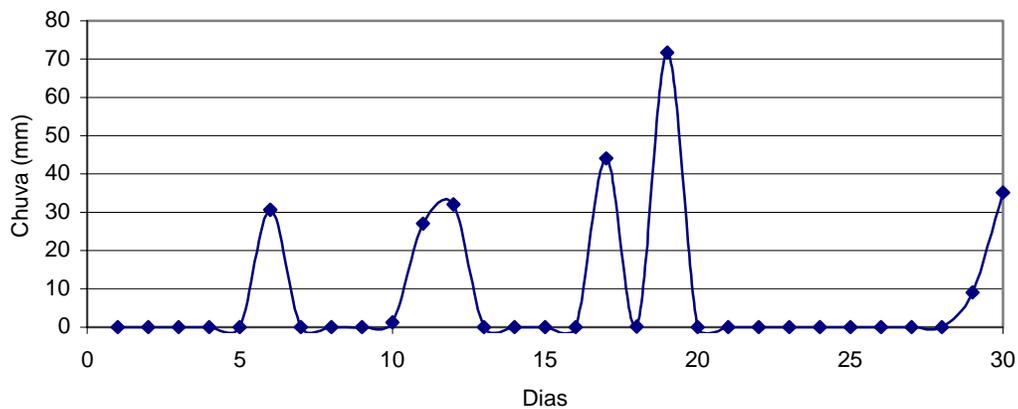


Figura 8.3 – Chuva diária medida na encosta no mês de setembro de 2002.

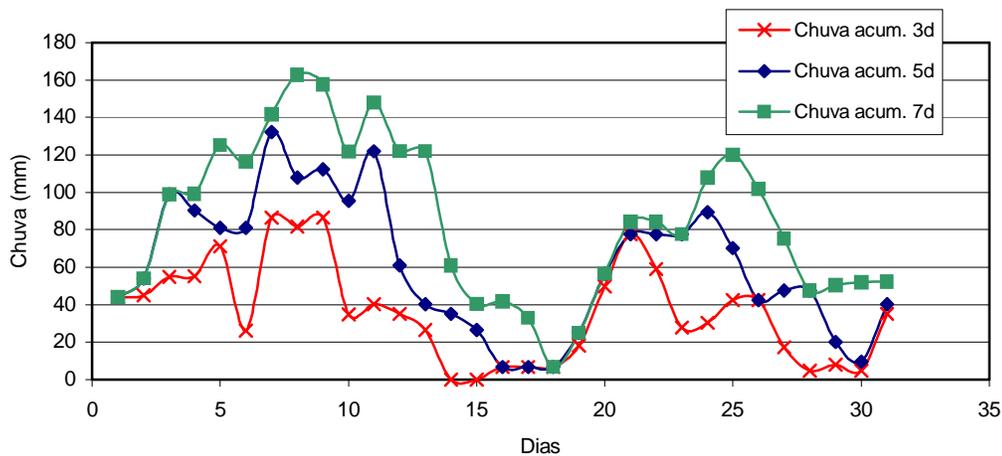


Figura 8.4 – Chuvas acumuladas observadas na encosta no mês de outubro de 2002.

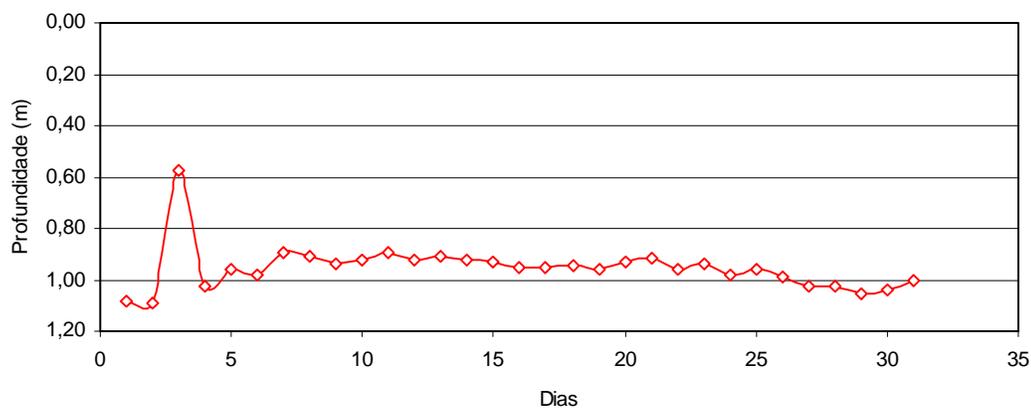


Figura 8.5 – Nível piezométrico automático P4 medido na encosta no mês de outubro/2002.

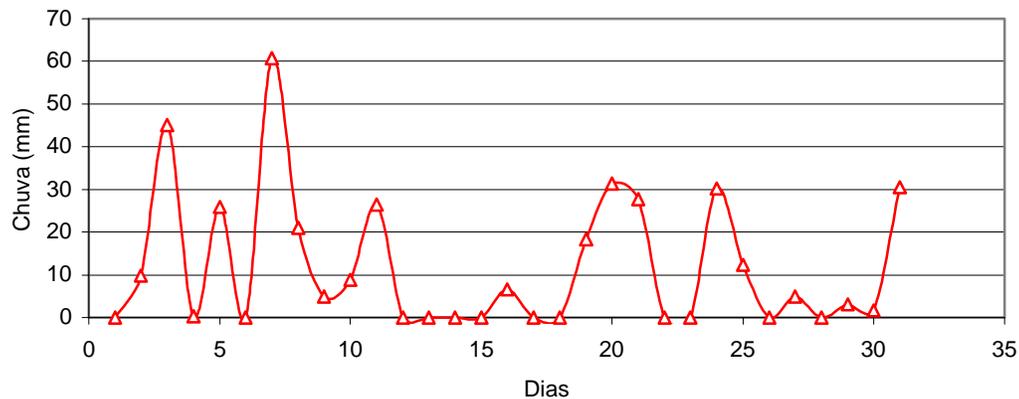


Figura 8.6 – Chuva diária medida na encosta no mês de outubro de 2002.

Comparando-se a precipitação acumulada com o nível piezométrico do piezômetro automático P4, observa-se que as chuvas acumuladas não possuem boa correlação.

Observando a Figura 8.3, a qual apresenta a chuva diária ocorrida no mês de setembro de 2002, percebe-se uma boa correlação com a variação do nível piezométrico P4. Percebe-se que no dia 6 choveu 30 mm e não houve modificação no nível piezométrico. Nos dias 11 e 12 choveu 27 e 32 mm respectivamente, já provocando leve alteração no nível piezométrico. No dia 17 choveu 45 mm, alterando levemente o nível. A chuva do dia 19, 72 mm, provocou um pico no nível piezométrico de cerca de 65 cm.

Analisando-se o mês de outubro, através das Figuras 8.4, 8.5 e 8.6, percebe-se que a chuva diária ocorrida no dia 3 (Figura 8.6) foi de 45 mm, provocando um pico no nível piezométrico de cerca de 45 cm. Entretanto, no dia 7 de outubro, a precipitação foi de 60 mm, o que não provocou nenhuma alteração no nível piezométrico. No restante do mês de outubro, ocorreram chuvas diárias máximas de 30 mm, o que não alterou o nível piezométrico. Este comportamento sugere que a chuva deve ultrapassar certo patamar para alterar o nível piezométrico, elevando-o próximo à superfície quando a precipitação for alta. Isto é verificado também para os outros meses de monitoramento de chuva.

A Figura 8.7 apresenta os deslocamentos horizontais observados nos tubos de inclinômetro no período do dia 450 ao dia 707, correspondendo a 24/06/02 e 08/03/03 respectivamente. Observa-se que os maiores deslocamentos horizontais observados nos tubos de inclinômetro ocorreram aproximadamente no período de 530 a 560, correspondendo às datas de 12/09/02 a 12/10/02. Houve o monitoramento das precipitações neste período. A Figura 8.8 mostra que o mês de setembro de 2002 a chuva mensal foi de 251 mm, sendo a média histórica de 166 mm. O mês de outubro apresentou precipitação de 370 mm, onde a precipitação média é de 170 e a máxima da série histórica é de 360 mm. Embora os meses de julho, agosto, novembro e dezembro também apresentaram precipitações acima da média mensal histórica, não houve significativos deslocamentos horizontais observados através dos tubos de inclinômetro neste período.

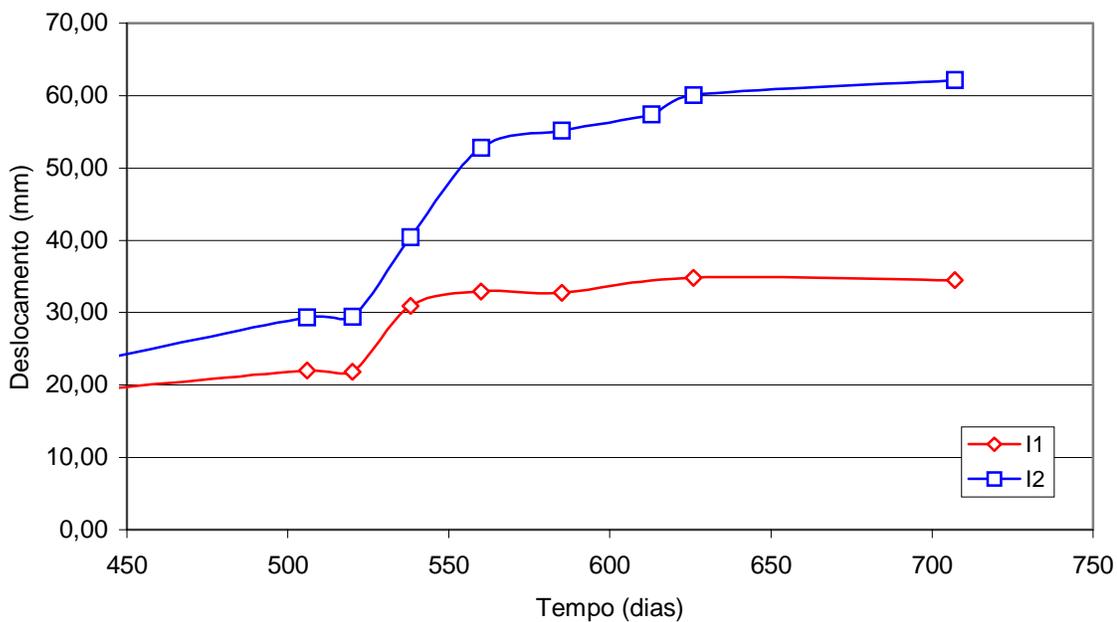


Figura 8.7 – Deslocamento horizontais observados nos tubos de inclinômetro I1 e I2 em função do tempo (dia 450 – 24/06/02 e dia 707 – 08/03/03)

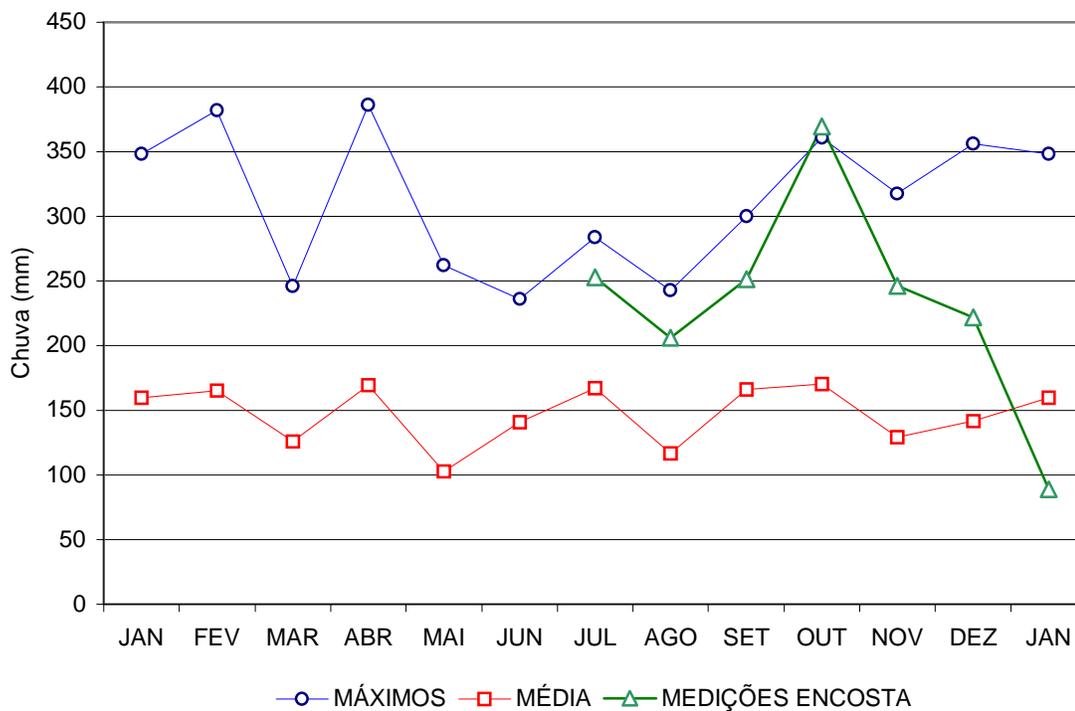


Figura 8.8 – Chuva medida na encosta comparando com a média e a máxima mensal da série histórica (Período 1987-2002).

A Figura 8.9 mostra os deslocamentos horizontais medidos nos pinos instalados nas trincas T1, T2 e T3, conforme mapa apresentado na Figura 5.10. A abertura das trincas movimentou-se com deslocamentos horizontais bastante superiores aos deslocamentos medidos nos tubos de inclinômetro, chegando a 80 mm em um período de seis meses. Observa-se na Figura 8.9 que o período de maior deslocamento foi do início das medições, dia 523, (05/09/02) até o dia 580 (01/11/02), correspondendo em um intervalo próximo ao período onde os deslocamentos horizontais foram mais intensos nas medições dos tubos de inclinômetro. Embora os deslocamentos horizontais de abertura das trincas instrumentadas sejam maiores do que os deslocamentos horizontais registrados pelos tubos de inclinômetro, o período em que ocorreram os maiores deslocamentos horizontais coincide.

Observando-se a Figura 8.10, a qual apresenta o nível piezométrico do piezômetro de leitura automática P4, percebe-se que os dois picos ocorridos próximos ao dia 550 correspondem ao período de maior deslocamento horizontal registrados nos tubos de inclinômetro, conforme Figura 8.7. Também corresponde ao período de maior deslocamento horizontal da abertura das trincas instrumentadas, conforme Figura 8.9. O pico do nível piezométrico correspondente ao dia 625 teve repercussão no tubo de inclinômetro I2 e na trinca T3, e não provocando deslocamento horizontal significativo no tubo de inclinômetro I1 e nas trincas T1 e T2, conforme Figuras 8.7 e 8.9. Isto se deve ao movimento da encosta não ser homogêneo, em forma de um bloco, mas retrogressivo, ocorrendo deslocamentos diferentes ao longo da encosta. Como a instrumentação é puntual, os picos piezométricos podem provocar deslocamentos em uma área da encosta criando uma certa estabilização momentânea em outras partes. Compreende-se com isto porque alguns picos piezométricos não resultam em deslocamentos significativos na instrumentação da encosta.

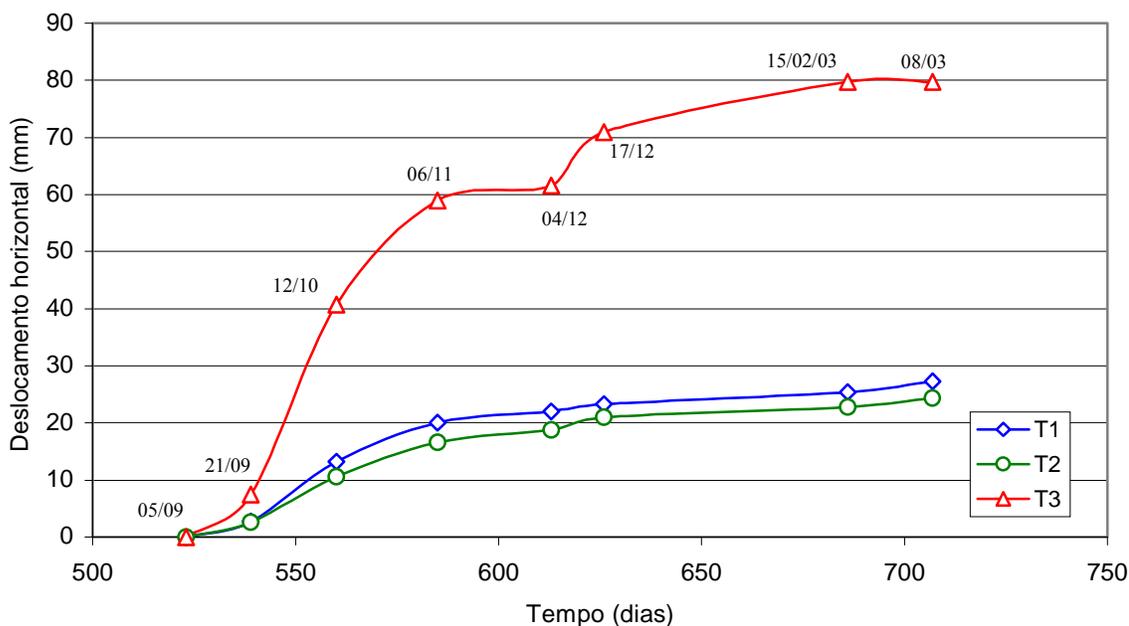


Figura 8.9 – Deslocamentos horizontais das trincas de edificações em função do tempo (dia 523 – 05/09/02 e dia 707 – 08/03/03).

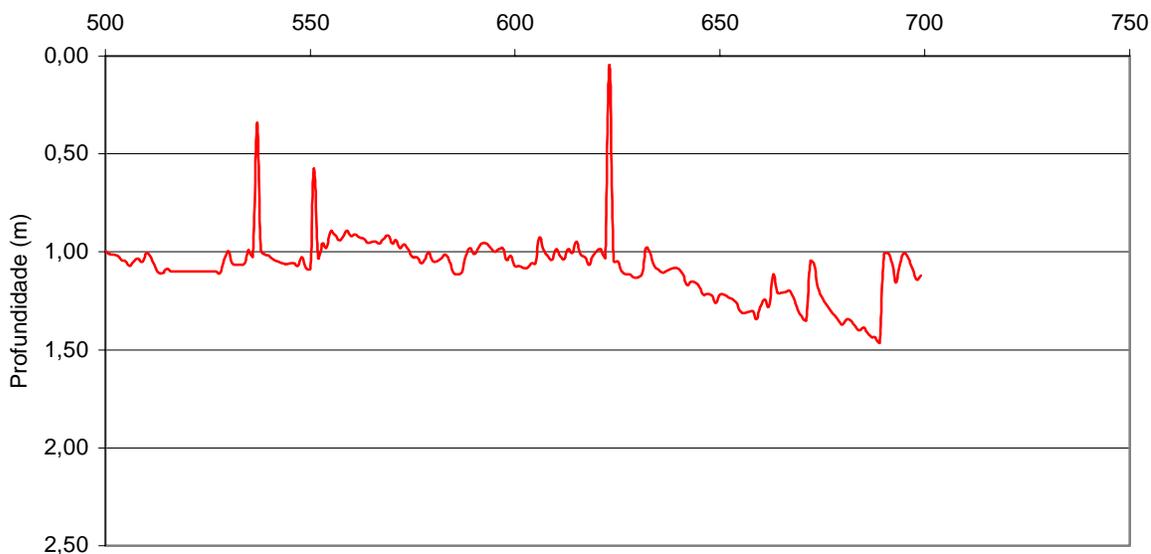


Figura 8.10 – Nível piezométrico do piezômetro automático P4.

Comparando-se o nível piezométrico do piezômetro automático P4 (Figura 8.10) com os níveis piezométricos dos piezômetros de leitura manual P1, P2 e P3 (Figura 8.11), percebe-se que as leituras manuais não percebem os picos que ocorrem no nível piezométrico. Estes picos são extremamente importantes, pois embora de curta duração, estes fazem com que os

fatores de segurança da encosta diminuam e os deslocamentos ocorram. Portanto, o monitoramento do nível piezométrico desta encosta, que apresenta tempo de resposta da piezometria rápido em relação às precipitações, deve ser realizado com piezômetros de leitura automática.

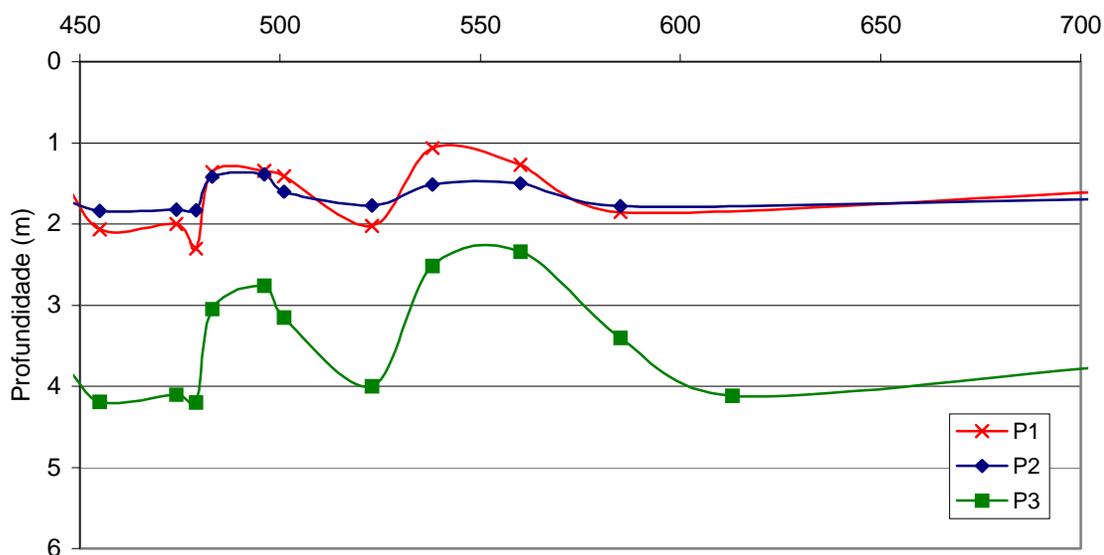


Figura 8.11 – Níveis piezométricos dos piezômetros P1, P2 e P3.

Os resultados dos ensaios de granulometria realizados em laboratório estão em uma faixa mais ampla de variação comparando-se com os resultados obtidos por Pinheiro *et al.* (2002). Para o colúvio, a fração argila variou de 8 a 40 %, enquanto os autores verificaram uma variação entre 10 e 26 %. Esta variação é típica de colúvios, pois se trata de materiais bastante heterogêneos. Além disso, as amostras utilizadas para os ensaios realizadas nesta dissertação foram retiradas em uma região da encosta bem mais abrangente, comparando-se com os locais de retirada das amostras ensaiadas pelos autores citados. A Tabela 8.1 apresenta as faixas de variação dos limites de liquidez e de plasticidade, e das frações granulométricas encontradas para o colúvio. Os resultados dos índices físicos das amostras indeformadas ensaiadas nesta dissertação foram bastante próximos aos encontrados por Pinheiro *et al.* (2002).

Tabela 8.1 – Variações encontradas nos ensaios granulométricos e limites de Atterberg nesta dissertação e nos ensaios realizados por Pinheiro *et al.* (2002) para o solo coluvionar.

Ensaio	Nesta dissertação	Pinheiro <i>et al.</i> (2002)
fração argila (%)	8 a 40	10 a 26
fração silte (%)	22 a 52	28 a 76
fração areia fina (%)	8 a 21	8 a 48
LL	28 a 87	30 a 40
LP	16 a 65	24a 31

LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direto realizados por Pinheiro *et al.* (2002) são superiores aos valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto realizados nesta dissertação. Isto resultou em fatores de segurança menores na análise de estabilidade realizada nesta dissertação, comparando-se com os fatores de segurança obtidos por Pinheiro *et al.* (2002). A Tabela 8.2 apresenta os resultados da análise de estabilidade realizada por Pinheiro *et al.* (2002), e a Tabela 8.3 mostra os resultados da análise de estabilidade realizada nesta dissertação para a seção A-A', que corresponde à seção analisada pelos citados autores.

Tabela 8.2 – Resultados da análise de estabilidade realizada por Pinheiro *et al.* (2002).

Coesão	Método	$\phi' = 28^\circ$	$\phi' = 31^\circ$	$\phi' = 34^\circ$
c' = 0 kPa	Bishop	1,10	1,24	1,39
	Janbu	0,99	1,12	1,25
c' = 3,25 kPa	Bishop	1,21	1,36	1,51
	Janbu	1,11	1,24	1,37
c' = 6,5 kPa	Bishop	1,33	1,47	1,62
	Janbu	1,23	1,36	1,49

Tabela 8.3 – Resultados da análise de estabilidade realizada nesta dissertação para a seção A-A' (c'=0).

Método	Ângulo de atrito interno		
	23°	26°	29°
Fellenius	0,717	0,824	0,936
Bishop	0,798	0,916	1,042
Janbu	0,739	0,849	0,965
Spencer	0,801	0,921	1,047

CAPÍTULO IX

9 CONCLUSÕES

A partir das informações e dados obtidos e pela análise de estabilidade realizada, foram estabelecidas algumas conclusões:

- ✓ Não foi encontrado o arenito Botucatu na encosta, embora o mapa geológico da encosta mostre sua presença através de uma faixa na parte superior da encosta;
- ✓ Foi constatada através de fotografia aérea a ocorrência de uma falha geológica de direção nordeste-sudoeste, e de uma trinca de ruptura antiga;
- ✓ A área onde ocorre a movimentação na encosta é uma faixa central de direção norte-sul, estendendo-se do topo da encosta até o Arroio Jucuri;
- ✓ As patologias provocadas pela movimentação da massa de solo foram classificadas como negligenciáveis, leves, moderadas e sérias, estando as mais graves localizadas em uma faixa central de direção norte-sul;
- ✓ As precipitações ocorridas nos meses de julho a dezembro de 2002 foram bastante superiores à média mensal histórica (período 1987-2001), aproximando-se das precipitações máximas registradas no período citado. O mês de outubro apresentou precipitação superior à precipitação máxima histórica;
- ✓ O tempo de resposta do lençol freático em relação à chuva é extremamente rápido, tendo como melhor correlação à chuva diária e não tendo boa correlação com chuvas acumuladas;

- ✓ As precipitações que ocorrem na encosta provocam um rápido pico no nível piezométrico após ultrapassarem um patamar de cerca de 50 mm, o que provoca a movimentação do colúvio;
- ✓ O monitoramento automático do piezômetro P4 apresentou variação de até 1 m no nível piezométrico em menos de 24 horas, valores estes que não são percebidos nos monitoramentos manuais;
- ✓ O período de tempo onde ocorreram os maiores deslocamentos horizontais em tubos de inclinômetro e pinos de trincas instrumentadas corresponde ao início de setembro e final de outubro de 2002, onde ocorrem picos no nível piezométrico;
- ✓ Os resultados apresentados no tubo de inclinômetro I3 indicam uma ruptura profunda, ocorrendo abaixo do tubo de inclinômetro, que possui 10,50 m de comprimento;
- ✓ Os deslocamentos horizontais obtidos nos tubos de inclinômetro indicaram rupturas ocorrendo a 3 e 6 m de profundidade, com deslocamentos de até 62 mm no período de 23 meses de monitoramento, mas com uma aceleração de movimento ocorrido em setembro e outubro de 2002, com a deformação de 23 mm;
- ✓ A espessura do colúvio na encosta varia tipicamente entre 3-10 m de profundidade;
- ✓ Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo coluvionar amostrado e ensaiado nesta dissertação são mais baixos do que resultados obtidos por Pinheiro *et al.* (2002);
- ✓ Os valores de fator de segurança para as seções A-A' e B-B' são em geral pouco menores que um, e as superfícies de ruptura críticas encontradas nas análises de estabilidade mostram rupturas em locais próximos das rupturas observadas em campo;
- ✓ O comportamento da encosta apresenta deformações lentas, do tipo rastejo, aumentando os deslocamentos a medida que o nível piezométrico se aproxima da superfície;

9.1 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- ✓ Realizar uma mudança no Plano Diretor de Santa Cruz do Sul a fim de mapear melhor estas áreas instáveis e coibir a expansão da zona urbana para estas áreas;
- ✓ Estender o estudo para outras áreas da cidade já sabidas instáveis;
- ✓ Mapear a região urbana de Santa Cruz do Sul para redefinir as áreas consideradas instáveis;
- ✓ Instrumentar com piezômetros automáticos outros locais para verificar o comportamento hidráulico dos maciços;
- ✓ Realizar ensaios de permeabilidade, para auxílio no entendimento das correlações entre precipitações e níveis piezométricos;
- ✓ Revisar critérios de risco em áreas urbanas sujeitas a instabilidade de taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984) **Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Norma Técnica NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1982) **Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Norma Técnica NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1982) **Solo – Análise Granulométrica**. Norma Técnica NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1980) **Grãos de Solo que Passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica dos Sólidos**. Norma Técnica NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1980) **Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Norma Técnica NBR 6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ALEXANDER, D. (1986) Landslide damage to buildings. **Environ. Geol. Water Sci.**, vol. 8, nº 3, pp. 147-151;
- 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;
- AUGUSTO FILHO, O. e VIRGILI, J. C. (1998) Estabilidade de Taludes. **Geologia de Engenharia**. São Paulo, ABGE, cap. 15, pp. 243-269;

- AZAMBUJA, M. A. E. de (1963) “Origem, Formação e Composição Mineralógica dos Solos – Importância na Pavimentação de Pistas”, Notas de Aula do Curso de Especialização de Pavimentação Rodoviária, Fortaleza, IPR, **Boletim do DAER**, pp. 59-101;
- 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;
- BORTOLUZZI, C.A. (1974) Contribuição à Geologia da Região de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil. **Pesquisas**, Instituto de Geociências, UFRGS, Porto Alegre, nº 4, p. 7-86.
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; MACIEL FILHO, C. L. (1996a) A Slope Instability of a Mudstone in Southern Brazil. In.: **7th INT. SYMP. ON LANDSLIDES**, Trondheim, Proc., vol. 2, p. 1079-1084;
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; MACIEL FILHO, C. L. (1996b) Mecanismos de Instabilização de um Talude Coluvionar em Faxinal do Soturno/RS. In.: **2º COBRAE**, Rio de Janeiro. Anais: ABGE, v. 2, p. 461-469;
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B.; FERREIRA, P. M. V.; RIGO, M. L. (1997a) 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;
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; GEHLING, W. Y. Y.; RIDLEY, A. M. (1997b) A Slope Instability Study of a Sedimentary Formation with Swelling Clay in Southern Brazil. In.: **XIV ICSMFE**, Hamburgo. Proc.: Balkema/Rotterdam/Brookfield, v.2, p. 1215-1216;
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; TONON, J. (1995) Principais Tipos de Instabilidade de Taludes Junto a Rodovias do Estado do Rio Grande do Sul. In: **29º REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO**, Cuiabá, MT. Anais: ABPv, v.2, p. 516-527;

- BRITO, I. M. (1979) *Bacias Sedimentares e Formações Pós-Paleozóicas do Brasil*. Rio de Janeiro: **Interciência**, 1979. 157 p.;
- BROMHEAD, E. N. (1986) **The Stability of Slopes**. 2 ed. Glasgow: Blackie Academic & Professional, 411 p.;
- CHIOCCHIO, C.; IOVINE, G. e PARISE, M. (1997) A proposal for surveying and classifying landslide damage to buildings in urban areas. **Engineering Geology and the Environment**, Rotterdam, pp. 553-558;
- CRUDEN, D.M. e 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.
- DEERE, D. U. e PATTON, F. D. (1971) Slope Stability in Residual Soils. In.: **4th PCSMFE**, Puerto Rico. Proc., State of the Art Volume, p. 87-170;
- DUNNICLIFF, J. (1988) **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. John Wiley & Sons Inc., New York, 577p.;
- ELLEN, S. D. e FLEMING, R. W. (1987) Mobilization of Debris Flows from Soil Slips, San Francisco Bay Region, California. In: **Debris Flows/Avalanches: Process, Recognition and Mitigation**, Reviews in Engineering Geology, vol. 7, Geological Society of America, pp. 31-40;
- 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, 2º ed., p. 123-194.
- FLEMING, R. W. e JOHNSON, A. M. (1994) Landslide in Colluvium. **U. S. Geological Survey Bulletin 2059-B**, 24 pp.;

- 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.
- FONSECA, A. M. M. C. C.; QUEIROZ, P. E. S. e SILVA, M. C. M. da (1982) Estabilização de encosta de Tálus em área urbana. **VII COBRAMSEF**;
- GCO SLOPE MANUAL (1984) **Geotechnical Manual for Slopes**, 2nd ed., Hong Kong: Geot. Control Office;
- GILLI, J. A.; COROMINAS, J. e RIUS, J. (2000) Using Global Positioning System techniques in landslide monitoring. **Engineering Geology**, 55, pp. 167-192;
- GREHS, S. A. (1976) Mapeamento Geológico Preliminar de Santa Cruz do Sul Visando Obter Informação Básica ao Planejamento Integrado, **ACTA GEOLÓGICA LEOPOLDENSIA**, v. 1, Universidade Federal do Vale do Rio dos Sinos, p. 121-152;
- GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M. (1984) **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. Editora da USP/Edgar Blucher, 2^a edição, 194 p.;
- HANNA, T. H. (1985) **Field Instrumentation in Geotechnical Engineering**. Clausthall, Ed. Transtech. (Transtech Series on Rock and Soil Mechanics, 10);
- HUCTHINSON, 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.
- IOVANE, G. e PARISE, M. (1998) Evaluating landslide damage in urban areas: The case of Plâtaci, Southern Italy. **8th International IAEG Congress**, Rotterdam, pp. 1121-1128;
- IPT (1991) **Manual de Ocupação de Encostas**. CUNHA, M.A. (Coord). São Paulo, IPT, nº 1831, 216p.

- LACERDA, W. A. (2002) Comportamento Geotécnico de Massa Coluviais. **III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul** – Geosul. Joinville. Anais: pp. 219-231;
- LACERDA, W. A. (1985) Casos de Escorregamentos em Encostas Coluviais em Regiões Tropicais. In: **1º COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL**, Porto Alegre. Anais: CPGEC/UFRGS, p. 211-233;
- LACERDA, W. A. e SANDRONI, S. S. (1985), “Movimentos de massas coluviais”, **Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas**, Clube de Engenharia, RJ, pp. III-1 a III-19;
- MIKKELSEN, P. E. (1996) Field Instrumentation. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation. **Transportation Research Board, Special Report 247**. National Research Council, Washington DC, pp. 278-316;
- PIMENTA, J. A. M.; LUZ, P. A. C.; KATO, J. T. e NETO, D. F. (1992) Estabilização realizada em um corte em tálus na rodovia SP-55 (São Sebastião). **1º COBRAE**, Rio de Janeiro, pp. 211-218;
- PINHEIRO, R. J. B. (2000) **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da serra geral no estado do Rio Grande do Sul**, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul;
- PINHEIRO, R. J. B.; SOARES, J. M. D.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; EISENBERGER, C. N. (2002) Investigação Geotécnica de uma Encosta na Área Urbana de Santa Cruz do Sul – RS, **XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, São Paulo;
- RADAM BRASIL (1986) **Levantamento de Recursos Naturais**, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística;

RODRIGUES, R. (1992) Massas Coluviais: Velocidade de deslocamento nas encostas da Serra do Mar. **1º COBRAE**, Rio de Janeiro, pp. 357-369;

SASSA, K. (1989) Geotechnical Classification of Landslides. **Landslide News**, nº. 3, p. 21-24.

SCHUSTER, R. L. e FLEMING, R. W. (1986) Economic Losses and Fatalities Due to Landslides. **Bulletin of the Association of Engineering Geologists**, vol. 23, nº 1, pp. 11-28;

SIDLE, R. C.; PEARCE, A. J. e O'LOUGHLING, C. L. (1985) **Hillslope Stability and Land Use**. Water Resources Monograph 11. American Geophysical Union, Washington, D. C., 140 pp.;

SKEMPTON, A.W.; HUCTIONSON, 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.

TERZAGHI, K. (1960) **“From Theory to Practice in Soil Mechanics”**, editado por L. Bjerrum e outros, John Wiley & Sons;

THOMAZ, E. (1989) **Trincas em Edifícios – causas, prevenção e recuperação**. IPT/EPUSP/PINI, São Paulo;

TURNER, A. K. (1996) Colluvium and Talus. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (eds.), Landslides Investigation and Mitigation. **Transportation Research Board, Special Report 247**. National Research Council, Washington DC, pp. 525-554;

VARNES, D.J. (1958) Landslide Types and Processes. In: ECKEL, E.B. (eds), **Highway Research Board**, Special Report, v. 29, p. 20-47.

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.

WENZEL, J. A. (1996) **Mapeamento Geológico Estrutural Geotécnico da Zona Urbana de Santa Cruz do Sul Visando Obter Informação Básica ao Planejamento Integrado**. Universidade de Santa Cruz do Sul;

WILSON, S. D. e MIKKELSEN, P. E. (1978) Field Instrumentation. SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (eds.), Landslides, Analysis and Control. **Transportation Research Board, Special Report 176**. National Academy of Sciences, Washington DC, pp. 112-138;

WOLLE, C. (1986) Poluição e Escorregamentos: Causa e Efeito na Serra do Mar, Cubatão, SP. In: **8º COBRAMSEF**, Porto Alegre. Anais: ABMS, v.7, p. 178-190;

