

Universidade de São Paulo  
Escola Politécnica

João Vítor da Silva Godois

Estudo do comportamento de um escorregamento ativo na  
Serra da Cantareira - SP

São Paulo  
2011

João Vitor da Silva Godois

Estudo do comportamento de um escorregamento ativo na  
Serra da Cantareira - SP

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo  
para obtenção do grau de Mestre em  
Engenharia.

Área de concentração:  
Engenharia Geotécnica

Orientador:  
Prof. Dr. Marcos Massao Futai

São Paulo  
2011

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

**Godois, João Vitor da Silva**

**Estudo do comportamento de um escorregamento ativo na Serra da Cantareira – SP / J.V. da S. Godois. -- São Paulo, 2011. 118 p.**

**Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.**

**1.Escorregamento dos solos (Monitoramento) 2.Instrumentos de medida I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.**

## AGRADECIMENTOS

Ao chegar ao fim deste trabalho, deixo meus agradecimentos a todos que estiveram presentes e contribuíram para o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Professor Marcos Massao Futai, pela dedicação, orientação e incentivo que foram demonstrados ao longo do desenvolvimento da pesquisa. Deixo meus sinceros agradecimentos à amizade e a preocupação de fazer com que a formação fosse sempre a melhor, na medida do possível. Muito obrigado pelos conselhos.

Ao professor Carlos de Souza Pinto, pelos ensinamentos, críticas e pelas sugestões para o trabalho, que sem dúvida foram muito importantes. Aos professores Claudio Wolle e ao professor Milton Kanji, pela disposição e pelo acompanhamento do trabalho.

Ao bolsista de iniciação científica deste projeto, e um grande amigo, William Ito, pelo apoio, disposição para os trabalhos de campo e de laboratório e principalmente pela amizade.

Ao Lauro Massao, por estar sempre disposto a ajudar e passar adiante seus conhecimentos e por sua amizade.

Aos técnicos do laboratório de Mecânica dos Solos: Antônio pela ajuda na retirada de amostras e ao Joaquim pela disposição e cooperação.

Aos amigos Ilço Ribeiro Jr., Johan Milagros Fuertes, Silvia Suzuki, Simone Tessaro e Talita Scussiato, pelo apoio emocional, conversas e amizade.

A todos os professores; Carlos de Souza Pinto, Claudio Wolle, Fernando Marinho, Jorge Nader, Marcos Massao Futai e Waldemar Hachich, agradeço as aulas ministradas que contribuíram para minha formação e no desenvolvimento da dissertação.

A BUREAU projetos, pelo trabalho de instalação e monitoramento dos inclinômetros.

A EPT engenharia por ter realizado as sondagens mistas.

A prefeitura de São Paulo, as pessoas Luciana Pascarelli, Marcel Sanches e Rogério pela cooperação com a pesquisa.

Ao CESAD-FAU e ao departamento de Geografia da USP por cederem as imagens de satélites e aerofotografias.

## RESUMO

Esta dissertação apresenta o estudo sobre um caso de movimento rotacional em uma massa de solo coluvionar, localizada na Vila Albertina na zona norte da cidade de São Paulo-SP.

O objetivo deste trabalho foi estudar os processos de instabilidade associados a eventos de chuvas, condições de fluxo e ações antrópicas que ocorreram no local. Procurou-se estabelecer as relações de causa e efeito que os eventos pluviométricos têm sobre a estabilidade da encosta; também foram estudadas as alterações causadas pelo homem e as condições de infiltração de água no terreno.

Foi realizado um levantamento histórico de escorregamentos ocorridos na região desde a década de 30. Este levantamento histórico constituiu em resgatar aerofotografias, imagens de satélites e reconstituições de plantas topográficas do local. Através deste estudo se constatou que a encosta começou a ser modificada desde a década de 40, com uma possível tentativa de exploração de rochas graníticas. Nos anos 60 foi construída uma fábrica no pé da encosta. Atualmente, o solo desta encosta, que está em movimento, invade o pátio desta fábrica. Na década de 70, a área de escorregamento começou a ser ocupada por moradores, que construíram suas casas sobre esta encosta. Esta ocupação foi desordenada e acelerou o processo de instabilização da encosta; até o ano de 2004 viviam no local 600 famílias. No início da década de 80, a encosta apresentou grandes movimentações. Para que estes movimentos fossem cessados, realizaram-se obras de contenção, foram executados retaludamentos, instalações de drenos profundos e drenagens superficiais através de canaletas e escadas hidráulicas. Ainda na década de 80, retirou-se uma grande camada de solo da encosta para cobrir o aterro sanitário da Vila Albertina, localizado no terreno vizinho a encosta. Esta remoção deixou parte do terreno plano, causando o acúmulo de águas pluviais. As águas, que antes escoavam superficialmente, passaram a se infiltrar no terreno.

Para a caracterização e obtenção dos parâmetros de resistência dos solos da região, foram coletadas três amostras indeformadas: uma na crista do escorregamento e duas no pé da encosta. Neste local, foram identificados um solo coluvionar e um solo residual mais jovem. A encosta foi instrumentada através de marcos superficiais, inclinômetros que também serviram de medidores de nível d'água e tensiômetros.

## ABSTRACT

This paper presents a study on a rotational movement in a colluvial soil mass located at Vila Albertina, northern region of São Paulo City.

The main purpose of this work is to study the processes of instability related to rainfalls, conditions of flow and human actions that occurred at the site. It was intended to establish cause and effect relations pluviometric events have over the stability of the slope. It also studies alterations caused by men and water infiltration conditions on the land.

A historical survey of ground sliding data on the region since the 1930s was gathered. This survey was composed of retrieved material such as aerial photographs, satellite images and topographic plans reconstitutions of the location.

By means of this study, it was possible to verify that the slope started to be modified since the 1940s, with a possible attempt of granite rocks exploitation. In the '60s, a factory was built on the bottom of the slope. Nowadays, the soil of this slope, which is in movement, is invading the courtyard of this factory. In the '70s, the sliding area started to be occupied by inhabitants, who built their homes on this slope. This disorderly occupancy accelerated the instability of the slope; until 2004, 600 families were living in the location. In the beginning of the '80s, the slope presented considerable movements. In order to stop them, contention constructions were executed, as well as re-sloping, installation of deep drains and superficial drainage by channels and hydraulic stairs.

Still in the '80s, a great layer of the slope's soil was taken to cover Vila Albertina's sanitary landfill, located at land nearby. This removal left part of the ground plain, causing an accumulation of pluvial water. The pluvial water, which would superficially drain, started to infiltrate into the ground.

To characterize and acquire the region's soil resistance parameters, three undisturbed samples were collected: one at the top of the sliding and two at the bottom of the slope. In this area, colluvial and a more recent residual soil were identified. The slope was monitored by superficial indicators, tensiometers and inclinometers that were also used to measure the water level.

## Índice

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1	Identificação e Classificação de Escorregamentos.....	3
2.2	Efeitos da Água em Taludes.....	6
2.3	Colúvio.....	9
2.3.1	Formação e Comportamentos Típicos de Solos Coluvionares.....	10
2.3.2	Mecanismos de Rupturas de Massas Coluvionares.....	11
2.4	Resistência Residual.....	12
3	HISTÓRICO E CARACTERIZAÇÃO DO ESCORREGAMENTO.....	16
3.1	Introdução.....	16
3.2	Descrição do Local de Escorregamento.....	16
3.3	Descrição do perfil do sub-solo local.....	29
3.4	Coleta de Amostras para Ensaio de Laboratório.....	29
4	INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO.....	37
4.1	Coleta de dados pluviométricos.....	37
4.2	Marcos Superficiais.....	39
4.2.1	1ª Fase da Investigação Superficial Monitoramento de 44 Marcos Topográficos	40
4.2.2	2ª Fase da investigação através dos marcos topográficos.....	47
4.3	Inclinômetros.....	50

4.4	Tensiômetros .....	58
4.1.1	Tensiômetros instalados a 0,5 m de profundidade .....	60
4.1.2	Tensiômetros instalados a 1,5 m de profundidade .....	63
4.1.3	Tensiômetros instalados a 3,0 m de profundidade .....	67
4.5	Perfil de umidade .....	71
5	ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	76
5.1	Identificação das Amostras .....	76
5.2	Análise Granulométrica.....	77
5.3	Limites de Atterbeg.....	78
5.4	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto.....	79
6	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	87
7	CONCLUSÕES.....	95
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
	ANEXOS.....	100
	Anexo 1 – Descrições táteis visuais das Amostras Coletadas para a Instalação dos Tensiômetros.....	100
	Anexo 2- Instrumentação de Encostas.....	109
	Tubos Tensiométricos.....	111
	Piezômetro Tipo Casagrande.....	113
	Inclinômetros.....	115
	Anexo 3 - Sondagens Realizadas para a Instalação dos Inclinômetros.....	117

## Lista de Figuras

Figura 2.1 - Escala de velocidade proposta por Varnes (1958) para classificar os movimentos de terras .....	4
Figura 2.2 Estágios dos movimentos de massa segundo Leroueil (2001).....	5
Figura 2.3 Situação de fluxo paralelo a encosta (Wolle e Carvalho, 1994) .....	6
Figura 2.4 Situação de fluxo na vertical segundo Wolle e Carvalho (1994).....	7
Figura 2.5 Comparação do fluxo antes e depois de um escorregamento.....	8
Figura 2.6 Representação das 4 faixas de risco de escorregamento Guidicini e Nieble (1976).....	9
Figura 2.7. Curva de resistência de solos que apresentam fração de argila maior que 50% (Skempton, 1985) .....	13
Figura 2.8. Curva de resistência de solos granulares pré-adensados (Skempton, 1985).....	13
Figura 2.9. Correlação apresentada por Lupini et al (1981) .....	14
Figura 3.1. Mapa geológico da área de estudos Rodriguez (1998) .....	17
Figura 3.2 Topografia 1930 .....	20
Figura 3.3 Topografia 1981 .....	21
Figura 3.4 Topografia de 2009 .....	22
Figura 3.5 Evolução da seção A-A' .....	23
Figura 3.6 Evolução da seção B-B' .....	24
Figura 3.7Aerofotografia de 1962 da região estudada (Geografia-FFLCH-USP) .....	25
Figura 3.8. Aerofotografia 1967 (CESAD-FAU).....	26
Figura 3.9. Aerofotografia 1994 (Geografia-FFLCH-USP).....	27
Figura 3.10. Imagem de satélite (2000). (CESAD-FAU).....	27

Figura 3.11. Imagem da área abril de 2008 (Google Earth) .....	28
Figura 3.12 Cravação do Tubo 1 , próximo ao pé do talude .....	30
Figura 3.13 Cravação do Tubo 2 .....	31
Figura 3.14 Amostragem do Bloco-1 .....	31
Figura 3.15 Detalhamento em seção da retirada dos Blocos 2 e Bloco 3.....	32
Figura 3.16 Início da escavação.....	33
Figura 3.17 Amostragem dos blocos 1 e 2 .....	34
Figura 3.18 Localização das sondagens e das amostragens .....	35
Figura 3.19 Perfil geotécnico da encosta da Vila Albertina .....	36
Figura 4.1 Médias mensais de chuvas da estação Horto Florestal localizada a 1 Km da área de estudo - Hidro® .....	38
Figura 4.2 Precipitação média mensal desde 1939.....	38
Figura 4.3 Precipitação estação Santana.....	39
Figura 4.4 Deslocamentos acumulados medidos de janeiro a junho de 2009 ....	41
Figura 4.5 Velocidade dos escorregamentos medidas de janeiro a junho de 2009 .....	42
Figura 4.6- Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 3 dias versus tempo.....	42
Figura 4.7 Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo.....	43
Figura 4.8 Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo.....	43
Figura 4.9 Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 20 dias versus tempo.....	44

Figura 4.10 Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 25 dias versus tempo.....	44
Figura 4.11 Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 30 dias versus tempo.....	45
Figura 4.12 Vetores desenhados na planta baixa.....	46
Figura 4.13 Deslocamento acumulado dos novos marcos topográficos.....	48
Figura 4.14 Velocidade média dos novos marcos topográficos .....	48
Figura 4.15 Áreas de escorregamentos.....	49
Figura 4.16 Execução da sondagem mista e instalação.....	50
Figura 4.17 Detalhes da instalação dos inclinômetros.....	51
Figura 4.18- Desenho esquemático da localização dos inclinômetros .....	52
Figura 4.19 Inclinômetro I-01 preenchido com água .....	53
Figura 4.20 Deslocamentos do inclinômetro I-01 na direção A e B .....	54
Figura 4.21 Deslocamentos do inclinômetro I-02 na direção A e B .....	55
Figura 4.22 Deslocamentos e precipitação acumulada dos últimos 30 dias obtidos do monitoramento do inclinômetro I-01 versus tempo.....	56
Figura 4.23 Deslocamentos e precipitação acumulada dos últimos 30 dias obtidos do monitoramento do inclinômetro I-02 versus tempo.....	57
Figura 4.24 Trinca devido ao deslocamento da massa de solo.....	58
Figura 4.25 Variação das pressões ao longo do tempo.....	60
Figura 4.26 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação diária versus tempo .....	61
Figura 4.27 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 3 dias versus tempo.....	61

Figura 4.28 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo.....	62
Figura 4.29 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 10 dias versus tempo.....	62
Figura 4.30 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo.....	63
Figura 4.31 Variação do nível freático dos tubos instalados a 0,5m de profundidade.....	63
Figura 4.32 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação diária versus tempo .....	64
Figura 4.33 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 3 dias versus tempo.....	64
Figura 4.34 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo.....	65
Figura 4.35 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 10 dias versus tempo.....	65
Figura 4.36 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo.....	66
Figura 4.37 Variação do nível freático dos tubos instalados a 1,5 m de profundidade.....	66
Figura 4.38 Variação do nível freático dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade.....	67
Figura 4.39 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo.....	68

Figura 4.40 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 10 dias versus tempo.....	68
Figura 4.41 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo.....	69
Figura 4.42 Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 20 dias versus tempo.....	69
Figura 4.43 Nível freático medido em 8 outubro de 2009 na Seção S1-S1.....	70
Figura 4.44 Perfil de umidade das Sondagens para os inclinômetros I-01 e I-02 e da retirada dos blocos .....	73
Figura 4.45 Perfil de umidade, SPT e deslocamento Horizontal do Inclinômetro I-01.....	74
Figura 4.46 Perfil de umidade, SPT e deslocamento Horizontal do Inclinômetro I-02.....	75
Figura 5.1. Gráfico de curva granulométrica conforme norma NBR- 7181.....	78
Figura 5.2- Carta de plasticidade.....	79
Figura 5.3 – Curvas $\tau$ x $d_h$ para a amostra do solo coluvionar da encosta da Vila Albertina .....	82
Figura 5.4 – Curvas $d_v$ x $d_h$ para a amostra do solo coluvionar da encosta da Vila Albertina .....	82
Figura 5.5 – Curvas $\tau$ x $d_h$ para a amostra do solo residual da encosta da Vila Albertina .....	83
Figura 5.6 – Curvas $d_v$ x $d_h$ para a amostra do solo residual da encosta da Vila Albertina .....	83
Figura 5.7 – Curvas $\tau$ x $d_h$ para a amostra de solo de aterro da encosta da Vila Albertina .....	84

Figura 5.8 – Curvas $d_v$ x $d_h$ para a amostra de solo de aterro da encosta da Vila Albertina .....	84
Figura 5.9- Envoltórias de resistência de pico e residual para o solo coluvionar	85
Figura 5.10 - Envoltórias de resistência de pico e residual do solo Residual.....	85
Figura 5.11 Envoltórias de resistência de pico e residual do solo de aterro .....	86
Figura 6.1- Retro análise pelo método de Spencer .....	88
Figura 6.2- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 29/07/2009 .....	88
Figura 6.3- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 07/08/2009 .....	89
Figura 6.4- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 10/08/2009 .....	89
Figura 6.5- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 26/08/2009 .....	90
Figura 6.6- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 01/09/2009 .....	90
Figura 6.7- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 09/09/2009 .....	91
Figura 6.8- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 16/09/2009 .....	91
Figura 6.9- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 08/10/2009 .....	92
Figura 6.10- Variação do nível piezométrico dos tensiômetros instalados a 0,5 m de profundidade .....	93

Figura 6.11- Variação do Fator Segurança da encosta em função do nível piezométrico registrado pelos tensímetros.....	93
Figura A.1. Desenhos Esquemáticos de um marco superficial .....	110
Figura A.2. Croquis Esquemático de um “Bench Mark” .....	111
FiguraA.3 Tensímetro coletando dados .....	112
Figura 0.4. Detalhe do tensímetro instalado em campo.....	113
Figura 0.5 Piezômetro Casagrande Duplo .....	114
Figura 2.0.6 Detalhamento do Inclinômetro.....	116

## Lista de tabelas

Tabela 5-1 Resultados dos Limites de Atterbeg.....	78
Tabela 5.5-2 - Índices físicos das amostras antes de serem ensaiadas .....	80
Tabela 6-1 Fatores de segurança durante o período de monitoramento .....	92
Tabela A-1 Análise tátil visual do tensiômetro T1-3m .....	100
Tabela A-2 Análise tátil visual do tensiômetro T2-1,5m .....	101
Tabela A-3 Análise tátil visual do tensiômetro T3-1,5 m .....	101
Tabela A-4 Análise tátil visual do tensiômetro T4 – 1,5m.....	102
Tabela A-5 Análise tátil visual do tensiômetro T6.....	103
TabelaA-6 Análise tátil visual do tensiômetro T7 .....	104
Tabela A-7 Análise tátil visual do tensiômetro T8.....	104
Tabela A-8 Sondagem Inclinoômetro I-01 .....	105
Tabela A-9 Continuação da Sondagem Inclinoômetro I-01 .....	106
Tabela A-10 Sondagem Inclinoômetro I-02 .....	107
Tabela A-11 Continuação da Sondagem 19/09/2009Inclinoômetro I-02.....	108

## 1 INTRODUÇÃO

---

O avanço da ocupação urbana sobre a região de encostas, na maioria das vezes, ocorre de forma desordenada, onde nem sempre existe a coleta e condução adequada das águas servidas, pluviais e esgotos, o que pode contribuir às condições de instabilidade das encostas.

O local em que foi realizado este estudo encontra-se em uma área da Serra da Cantareira, esta serra situa-se na região norte da cidade de São Paulo; na parte sul desta serra está situada a Vila Albertina. Esta região é caracterizada pela topografia mais elevada da cidade de São Paulo, com cotas de até 920 metros. A encosta de um dos morros da região encontra-se em movimento desde a década de 40; o local desde então passou por modificações causadas pelo homem que instabilizaram uma grande massa de solo. Este processo de instabilização vem se agravando a cada estação de chuva.

O objetivo desta dissertação é entender o fenômeno que está ocorrendo nesta encosta. Para isto, foi planejada uma investigação geotécnica que procurou caracterizar o solo, a velocidade do movimento, e a dinâmica das águas e sua influência sobre a estabilidade da encosta.

A fim de se obterem parâmetros como a direção, épocas e como os escorregamentos ocorrem foi instalada uma malha de marcos superficiais em toda a área da encosta. Também foram monitoradas as pressões piezométricas através da instalação de instrumentos como tubos tensiométricos. E para a caracterização do solo e a obtenção de parâmetros que pudessem auxiliar na investigação geotécnica, realizaram-se coletas de amostras deformadas e indeformadas ao longo da encosta.

Este trabalho está estruturado da seguinte maneira: inicia-se com a revisão bibliográfica onde buscou-se na literatura um levantamento de informações que conseguisse subsidiar e justificar a metodologia aplicada nesta pesquisa. Dentre os assuntos abordados estão os conceitos de estabilidade e comportamento de taludes em relação ao fluxo de água.

No Capítulo 3 é apresentado um histórico dos acontecimentos desde 1930, feito com aerofotografias e plantas topográficas, de diferentes datas, da área de estudos, estas

aerofotografias foram analisadas a fim de se compreender as causas do movimento. Também neste Capítulo é apresentado o perfil geológico da área de estudo.

Os ensaios de campo realizados nesta pesquisa estão apresentados no Capítulo 4. Nele estão descritos os ensaios de campo realizados, bem como as metodologias utilizadas nestes ensaios, instalação e monitoramento dos instrumentos e os resultados que foram obtidos com os mesmos.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto e de caracterização geotécnica dos solos da região de estudo o resultado destes ensaios são mostrados no capítulo 5

Através da obtenção dos parâmetros de resistências e dos dados da instrumentação de campo, foi desenhada uma provável superfície de ruptura, que foi retro-analisada e obtido o ângulo de atrito da massa que se rompe; este estudo será apresentado no Capítulo 6.

E por fim as conclusões e sugestões para futuras pesquisas estão apresentadas no capítulo 7.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1 Identificação e Classificação de Escorregamentos

Descrever ou classificar as causas de um escorregamento é importante; algumas das classificações importantes da literatura geotécnica que denominaram e classificaram os escorregamentos. Estas classificações dependem do enfoque e objetivo dos estudos e também dos fatores analisados. A seguir são apresentadas

Terzaghi (1950) dividiu os escorregamentos em função das causas, sendo elas duas, internas ou externas. As causas internas são aquelas que atuam reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo constituinte do talude, sem ferir o seu aspecto geométrico visível, como por exemplo, o aumento da pressão na água intersticial e também as ações de intemperismo. As causas externas são as ações que causam a mudança no estado de tensão do maciço e aumentam as tensões cisalhantes que atuam sobre o talude; são provocadas, por exemplo, por cortes no pé do talude e o aumento da carga atuante como uma sobrecarga, assim como efeitos sísmicos.

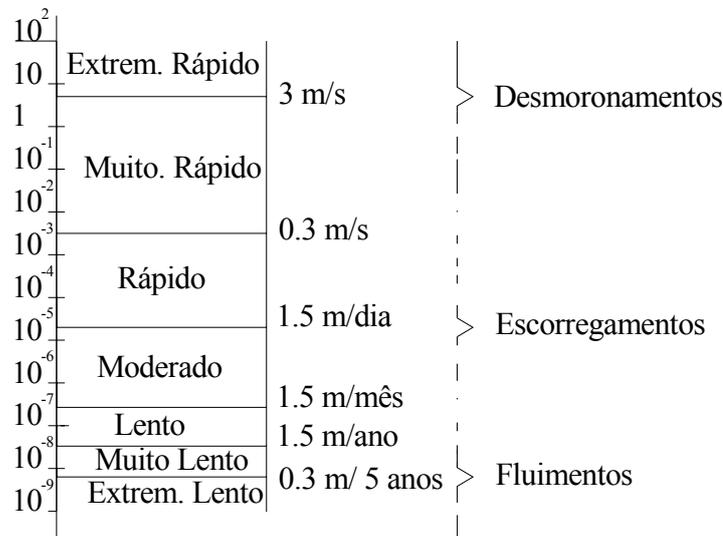
Alguns anos depois Varnes (1958) classificou os movimentos de massa em função da velocidade do escorregamento em três categorias: desmoronamentos, escorregamentos e rastejo.

O autor classificou como desmoronamentos como sendo todas as movimentações de solos resultantes da ação da gravidade, normalmente são partes que se desprendem do talude e entram em movimento afastando-se do local originário.

Escorregamentos tratam da separação de uma superfície de escorregamento bem definida, normalmente em forma-se uma superfície que se movimenta em relação ao resto do maciço, porém a massa em movimento não se separa do restante do talude.

Rastejo ou fluimentos são movimentos muito lentos. Neste tipo de movimentação não existe nitidamente uma superfície de escorregamento como no caso anterior e normalmente ocorrem em camadas mais superficiais do maciço.

Juntamente com esta descrição dos movimentos, Varnes (1958) apresentou as velocidades que diferem cada tipo de escorregamento. Estes limites estão apresentados a seguir na Figura 2.1.



**Figura 2.1 - Escala de velocidade proposta por Varnes (1958) para classificar os movimentos de terras**

Em 1996 Cruden e Varnes apresentaram uma atualização da classificação dos escorregamentos. Neste estudo os autores procuraram seguir uma terminologia consistente e universal; para isto utilizaram o glossário da UNESCO. A seguir são apresentadas as cinco classificações propostas no trabalho de Cruden e Varnes:

- a) Quedas, desprendimentos trata da rotação de massa de solo ou rocha em um ponto ou eixo abaixo do centro de gravidade da massa deslizante. Pode levar ao movimento de queda ou escorregamento, dependendo da geometria do terreno
- b) Escorregamento é o movimento de massa de solo ou rocha, que tem uma superfície de ruptura bem definida. Geralmente o centro de rotação está acima do centro de gravidade da massa deslizante. Quando ocorre lenta e progressivamente, pode receber também o nome de rastejo ou creep.
- c) Espalhamento descreve movimentos relativamente rápidos de massas de solo, que podem ter estado estáveis por muito tempo, que se deslocam para frente por uma distância considerável.
- d) Fluxos são movimentos muito rápidos de lama, que se move como se fosse um fluido viscoso. Movimentos de fluxo também podem acontecer com outros materiais, por exemplo, areia seca.

O trabalho de Leroueil (2001) classificou os estágios dos movimentos de massa de acordo com a fase em que o escorregamento se encontra. São eles: pré-ruptura, ruptura, pós-ruptura, reativação e escorregamento ativo; estes estados estão ilustrados na Figura 2.2

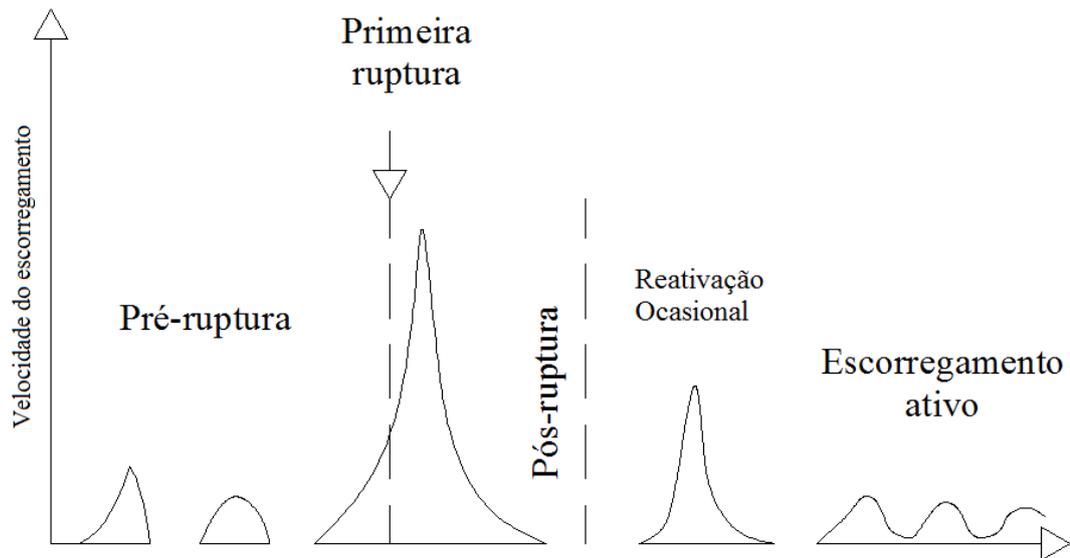


Figura 2.2 Estágios dos movimentos de massa segundo Leroueil (2001)

O primeiro estágio trata-se da pré-ruptura, este é caracterizado por ser controlado principalmente pelas deformações devido ao aumento das tensões, rastejo ou ruptura progressiva. Neste estágio as velocidades são pequenas até a ruptura, pois à medida que a velocidade aumenta, a ruptura torna-se mais iminente. Neste caso, a superfície de deslizamento.

O segundo estágio de uma movimentação de massa é a ocorrência da ruptura, caracterizado pela formação de uma superfície de deslizamento bem definida. O equilíbrio de forças que dão estabilidade ao talude fica comprometido, pois as forças de cisalhamento nesta fase alcançaram. As forças resistentes e a ruptura ocorre por mudanças nas tensões efetivas, o fenômeno da ruptura envolve diversos mecanismos e cada caso tem que ser investigado criteriosamente.

## 2.2 Efeitos da Água em Taludes

A água é um agente condicionante e deflagrador dos processos de instabilização de encostas. Os principais processos de instabilização ocasionados pelos modos de atuação da água nas encostas são devido ao fluxo d'água em solos e rochas. Em solos o fluxo d'água provoca o surgimento de forças de percolação, elevação das poro-pressões, erosão interna, saturação com a diminuição da coesão aparente dentre outros.

Wolle (1988) associou os escorregamentos translacionais ocorridos na Serra do Mar às condições de fluxo de água dos taludes. Para Wolle e Carvalho (1994) os mecanismos associados à instabilização de talude são três e dependem das condições geológicas e geotécnicas do terreno, que serão descritos a seguir:

- a) O primeiro mecanismo se refere ao fluxo paralelo à encosta, também conhecidas como pressões neutras de percolação. Se o terreno for composto por uma camada menos permeável abaixo da camada mais superficial, a água pode percolar paralelamente ao terreno. O nível freático irá se aproximar aos poucos à superfície do terreno aumentando as pressões neutras até que atinja uma condição limite, que poderá deflagrar uma ruptura, causado pela elevação do nível freático. A Figura 2.3 representa esta situação.

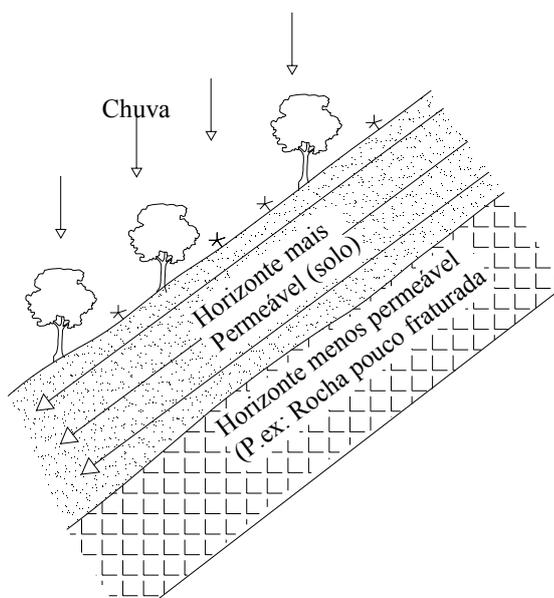
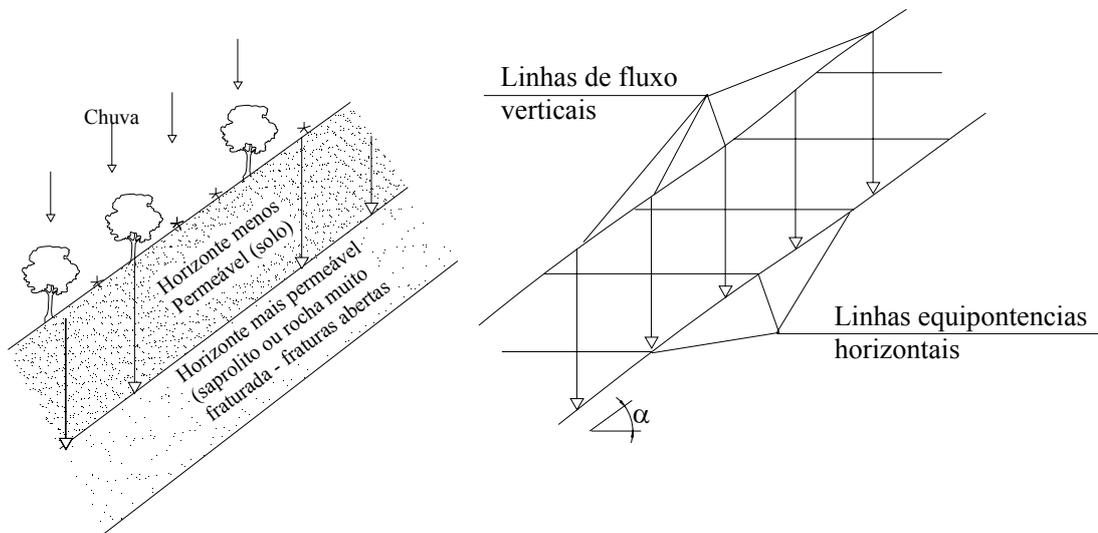


Figura 2.3 Situação de fluxo paralelo a encosta (Wolle e Carvalho, 1994)

- b) O segundo mecanismo de instabilização é devido ao fluxo de água dentro do talude ocorre quando a drenagem da água é permitida pelas camadas inferiores do solo, fazendo com que o fluxo de água no solo seja vertical. Nessa condição a ruptura não ocorre pela geração de pressão positiva ou pelas forças de percolação paralelas a encosta, mas pela perda de coesão aparente provocada pela saturação do solo. A Figura 2.4 foi apresentada por Wolle e Carvalho (1994), ela mostra como pode ocorrer o fluxo de água vertical em taludes.

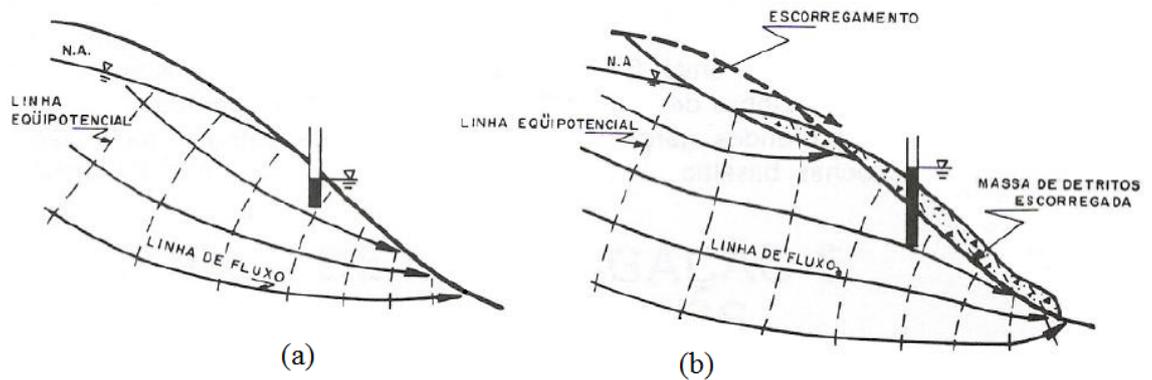


**Figura 2.4 Situação de fluxo na vertical segundo Wolle e Carvalho (1994)**

- c) O terceiro mecanismo descrito pelos autores, está associado ao encontro do lençol freático com uma frente de saturação de um evento de chuva, no momento em que ocorre o encontro as pressões neutras se elevam rapidamente. Este aumento das pressões neutras pode causar a ruptura do solo.

Patton e Hedron Jr. (1974) afirmam que quando ocorre um movimento de massa e seus detritos se depositam no pé da encosta e bloqueiam a saída de água, a rede de fluxo pode ser modificada. A nova rede de fluxo pode ser caracterizada por aumentar as pressões neutras causando novos escorregamentos ou tornando a massa instável. A Figura 2.5 foi apresentada por Patton e Hedron Jr. (1974), no primeiro momento as condições de fluxo ocorrem normalmente ( Figura 2.5 - a) , mas após o bloqueio da saída de água do talude devido ao escorregamento, o nível piezométrico aumenta e o nível de água aumenta também, podendo causar novos escorregamentos na parte

superior do talude. As equipotenciais e linhas de fluxos são modificadas também. Esse mecanismo pode ocorrer no caso de depósitos coluvionares.



**Figura 2.5 Comparação do fluxo antes e depois de um escorregamento**

No Brasil, alguns pesquisadores, realizaram estudos de correlação entre precipitações e escorregamentos, entre eles estão: Guidicini e Iwasa (1976), Tatizana Et.al (1987), Wolle e Hachich (1989) na região da Serra do Mar; Simões (1991) na Bahia e Barros e Brandão na Tijuca no Rio de Janeiro, entre outros.

Dentre estes casos citados acima um dos mais conhecidos do Brasil é o estudo de Guidicini e Iwasa (1976), que correlacionaram chuvas ocorridas e deslizamentos na região da Serra do Mar no sudeste do Brasil. Os autores verificaram que eventos de intensidade entre 250 mm a 300 mm, correspondente de 12 a 18% da chuva anual, foram suficientes para desencadear escorregamentos na região. Se esta intensidade ultrapassar 20%, resulta em eventos catastróficos. Para prever as ameaças de deslizamentos, estes autores propuseram o chamado “coeficiente de ciclo” ( $C_c$  = chuva acumulada até o evento de chuva intensa / chuva média anual) e o “coeficiente de episódio” ( $C_e$  = evento de chuva / chuva média anual). A soma de  $C_c$  e  $C_e$ , chamada de “coeficiente final” ( $C_f$ ), plotado contra os meses do ano, indica quatro condições de ameaças de ocorrência de deslizamentos (A, B, C e D). A Figura 2.6 mostra as curvas apresentadas por Guidicini e Iwasa (1976).

A condição “A”, representa a maior ameaça de deslizamento: a quantidade de chuva acumulada atinge valores maiores do que a precipitação média anual, em associação com a intensidade da chuva.

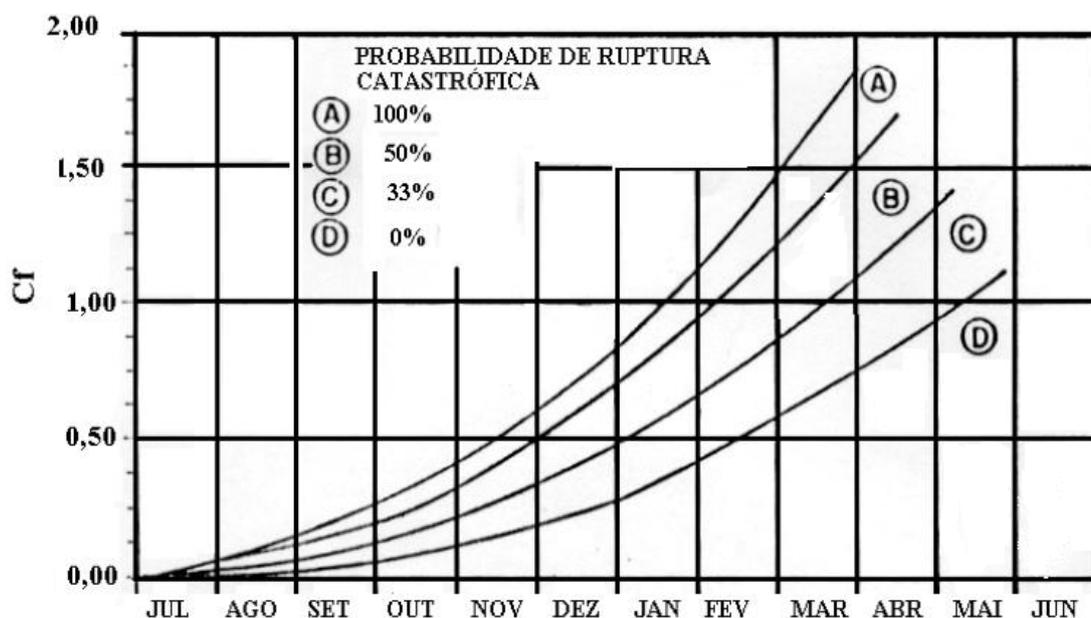


Figura 2.6 Representação das 4 faixas de risco de escorregamento Guidicini e Nieble (1976)

### 2.3 Colúvio

Solos coluvionares podem ser definidos segundo Lacerda & Sandroni (1985) como *um depósito composto por blocos e grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou à pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas*. Esta é a definição mais aceita e divulgada no Brasil. Existem algumas definições de colúvios de acordo com as variações do tamanho das partículas que constituem a massa do colúvio. Quando estes depósitos apresentam grande número de blocos e matacões imersos na massa escorregada são chamados de “massa de tálus” ou “corpos de tálus” (Wolle, 1988).

Em 2004 Lacerda (2004) Lacerda propôs uma classificação para os colúvios. O autor dividiu os solos coluvionares em duas classes: a primeira é a dos colúvios desestruturados, que são formados por materiais quebrados ou desintegrados e a segunda classe são os colúvios resultantes da formação de uma superfície de deslizamento em uma massa de solo residual; por este tipo de deslizamento ocorrer em profundidade ele é detectado apenas com auxílio de instrumentação como inclinômetros.

### 2.3.1 Formação e Comportamentos Típicos de Solos Coluvionares

Os casos mais comuns de colúvios encontrados no Brasil segundo Lacerda (2004) são as massas coluvionares saturadas depositadas nos sopés das encostas montanhosas na região sul-sudeste. Quando estes solos se encontram no estado saturado, ocupando depressões ou vales e apresentam espessuras maiores que 5 m, se tornam casos preocupantes para a geotecnia (Lacerda, 2002).

De acordo com Pinheiro (2000), na Serra do Mar existem depósitos de tálus que são gerados de escorregamentos primários das encostas situadas a montante. Estas massas podem soterrar drenagens preexistentes ou bloquear nascentes d'água, provocando uma infiltração das águas de drenagem aprisionadas dentro da massa de tálus, estas massas podem apresentar movimentos lentos de escoamento sazonal (creep ou rastejo), intensificados durante as épocas chuvosas.

Os colúvios podem ter espessuras que atingem até 10 m; casos de massas com camadas maiores que 10 metros são raros. Geometricamente massas coluvionares na região próximo ao pé possuem maior espessura e na região da crista do talude a espessura é menor (Tuner, 1996).

No estudo de Lacerda e Sandroni (1985) foi concluído que 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.

As massas coluvionares costumam apresentar o nível d'água muito próximo à superfície; podendo ocorrer casos de artesianismo no pé do talude.

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".

Segundo Rodrigues (1992), o material depositado por escorregamentos de massas coluvionares podem modificar o fluxo superficial d'água. 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 alteração do gradiente tornando as massas coluvionares saturadas e instáveis, devido ao aparecimento de pressões hidrostáticas no interior da massa de solo e nas superfícies de contato solo-rocha.

A existência da anisotropia e heterogeneidade de permeabilidade, das massas coluvionares, faz com a movimentação e o acúmulo da água no interior dos taludes, dificultando o estudo do fluxo de água.

Ao estudar os movimentos de colúvios na Serra do Mar, Rorigues (1992) verificou que para colúvios que sofreram cortes ou aterros, ou ainda que tiveram um acréscimo de sobrecarga atingiram a velocidade média do movimento era maior que 1700 mm/ano. E quando a massa coluvionar não passou por nenhuma intervenção, a velocidade apresenta valores menores que 3 mm/ano.

No Rio Grande do Sul, Pinheiro (2000) descreve que as massas instabilizadas de colúvios e tálus da Serra Gaúcha são associados ao aumento das pressões neutras.

As massas de colúvios também podem produzir lençóis freáticos suspensos. Pimenta et al (1992) em seus estudos em corpos de tálus no trecho entre Bertioiga e São Bernardo do Campo (SP) constataram que as vazões de uma linha de drenos horizontais profundos (DHP) instalada em uma massa instável, em períodos de chuvas apresentavam-se elevadas em alguns drenos, enquanto outros permaneciam secos. Isto ocorreu devido à existência de lençol freático suspenso, causado pela heterogeneidade de permeabilidade da massa coluvionar.

### **2.3.2 Mecanismos de Rupturas de Massas Coluvionares**

Segundo Ellen e Fleming (1987), a instabilidade de um colúvio envolve duas fases distintas: a primeira pode ser um escorregamento raso rotacional ou translacional e a segunda é a sequência que forma 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. Segundo os autores a quantidade de argila pode dar uma maior coesão ao solo, e uma menor permeabilidade do material, justificando os diferentes tempos de mobilização da massa, que podem variar de poucos segundos a vinte e quatro horas, tempo que a água leva para infiltrar e instabilizar a massa de 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.

A espessura da camada de solo coluvionar que se movimenta pode ser identificada através do ensaio de SPT, Lacerda (1985) afirma que geralmente os valores

são baixos e erráticos dentro da massa de colúvio, e quando passa por esta camada e entra no solo residual, os valores de resistência aumentam ao longo da profundidade.

Turner (1996) afirmou que o início dos rastejos em colúvios se dá devido à formação de diversas micro superfícies de cisalhamentos que reduzem a resistência ao cisalhamento causando o movimento.

Muitos acidentes em massas de solos coluvionares saturados foram registrados no Brasil, VARGAS, (1999). Isto é consequência do comportamento tensão deformação destes solos. Para condições de tesões no campo, estes materiais alcançam a resistência máxima para pequenas deformações, com súbita redução após este pico. Nos solos coluvionares, a condição de ruptura é alcançada após grandes deformações

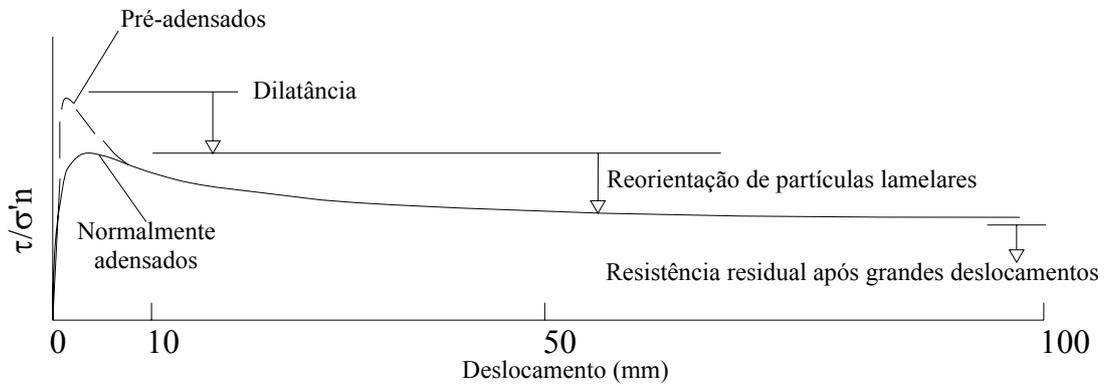
## **2.4 Resistência Residual**

Os primeiros estudos da resistência residual de solos foram feitos em 1937 com Tiedmann e Hvorslev. Em 1939 Hvorslev reconheceu que a resistência pós pico do solo é de grande importância para taludes que passaram por movimentações e mantiveram-se estáveis em outras épocas e que o equipamento de cisalhamento por torção é o mais adequado para se obter os parâmetros residuais. Skempton (1964) ao estudar casos de escorregamentos com rupturas progressivas, através de análises de estabilidade de taludes, demonstrou a importância da resistência ao cisalhamento residual principalmente para solos argilosos com movimentos reativados.

A resistência ao cisalhamento residual de um solo é o menor valor de resistência obtido durante um ensaio de cisalhamento drenado após grandes deslocamentos. Este valor de resistência ao cisalhamento residual é o apresentado para taludes com movimentos reativados ou que ainda estão ativos como os rastejos.

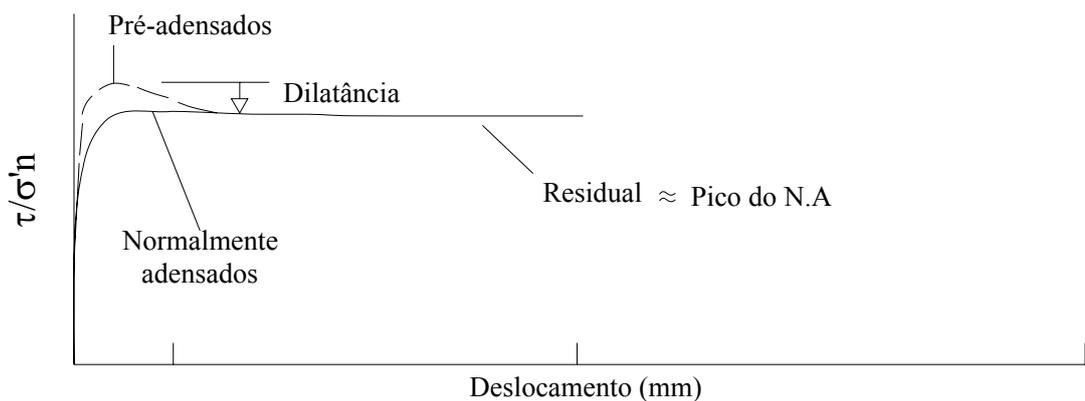
Segundo Skempton (1985) em solos argilosos pré-adensados com mais de 50% de argila a resistência atinge primeiro um valor máximo, chamado de resistência ao cisalhamento de pico, obtido com um pequeno deslocamento. O aumento progressivo do deslocamento faz com que a resistência diminua até o valor que corresponde à condição de volume constante. Esta queda ocorre primeiramente devido ao aumento do índice de vazios do solo também chamado de dilatância e subsequente devido à reorientação das partículas de argila no plano de cisalhamento. Para solos argilosos normalmente adensados a resistência residual apresenta uma queda em relação a

resistência de pico; isto ocorre devido a reorientação das partículas de argila no plano de cisalhamento, e esta queda depende da mineralogia do solo. A Figura 2.7 ilustra este comportamento (Skempton, 1985). A tensão de cisalhamento  $\tau$  é normalizada em relação a tensão de normal efetiva  $\sigma'_n$ .



**Figura 2.7. Curva de resistência de solos que apresentam fração de argila maior que 50% (Skempton, 1985)**

Solos com fração de argila menor que 25% na condição normal ou pré-adensados não apresentam orientação das partículas, sendo a resistência de pico para solos normalmente adensados muito próximas a resistência residual; esta resistência para solos granulares chama-se de  $\phi'_{cv}$ , ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico. A Figura 2.8 apresentada por Skempton (1985) ilustra o comportamento de solos granulares pré-adensados e normalmente adensados.



**Figura 2.8. Curva de resistência de solos granulares pré-adensados (Skempton, 1985)**

Envoltória de resistência é o lugar geométrico dos estados de tensão na ruptura. Assim sendo, estados de tensão inferiores aos da envoltória correspondem a situações de estabilidade.

A envoltória de resistência é a curva de traçada em termos de tensões efetivas e pode ser obtida através de ensaios de cisalhamento direto, onde variando os estados de tensões se obtém as resistências de pico e residual, com os resultados dos ensaios é possível traçar as envoltórias de pico e residual respectivamente. A relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal é o ângulo de atrito do solo; assim sendo o ângulo de atrito de um solo diminui com o aumento da tensão normal. Bishop et al (1971) perceberam que esta relação é única para cada tipo de solo e independe da história de tensões e de vazios inicial e da estrutura do solo. Skempton e Petley (1967) ao estudar o comportamento do solo sob diferentes tensões normais concluíram que nos solos ensaiados para uma tensão normal maior que 200 kPa o ângulo de atrito residual se torna constante. Através do ângulo de atrito residual podem-se conhecer as condições de estabilidade de uma encosta que já passou por uma primeira ruptura.

Lupini (1981) apresentou faixas proposta por diversos autores com o intuito de correlacionar o ângulo de atrito com o índice de plasticidade. A Figura 2.9 ilustra a proposta de Lupini.

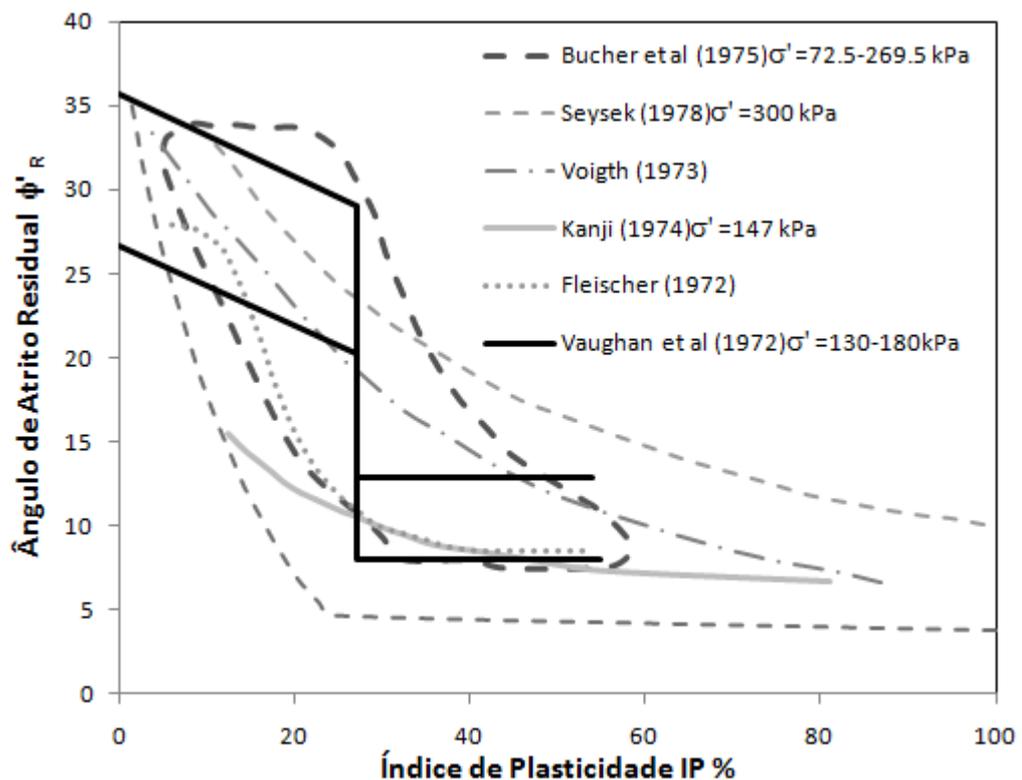


Figura 2.9. Correlação apresentada por Lupini et al (1981)

Existem alguns fatores que influenciam no valor do ângulo de atrito residual  $\phi'$ . A velocidade que um ensaio de cisalhamento direto é executado influência é um destes fatores.

Skempton (1985), ao realizar ensaios de cisalhamento através do “ring shear”, adotou como valor de referencia a velocidade de 0,005mm/mim e variou a velocidade em uma faixa entre 100 vezes maior e 100 vezes menor e concluiu que para valores de velocidades pequenas 0,002 mm/min e 0,01mm/ min, não ocorreu variações significativas no ângulo de atrito residual.

### **3 HISTÓRICO E CARACTERIZAÇÃO DO ESCORREGAMENTO**

---

#### **3.1 Introdução**

Neste capítulo serão detalhados os processos de instabilidades ocorridos na encosta da Vila Albertina e suas prováveis causas.

A área de estudo pertence à subprefeitura do Jaçanã – Tremembé, localizada na zona norte de São Paulo. Esta área ocupa uma encosta da porção sul da Serra da Cantareira. A encosta tem um histórico de problemas que começou na década de 30 e se estende até os dias de hoje; a seguir será apresentado os acontecimentos ocorridos durante estes anos.

#### **3.2 Descrição do Local de Escorregamento**

A geologia desta região foi descrita por Hasui & Carneiro (1980) como sendo formada por granitóides. Estas rochas são responsáveis pela formação do relevo elevado da cidade de São Paulo. Os solos provenientes de rochas graníticas podem conter feldspato, mica e quartzo. Além do tipo e quantidade de minerais os processos de ruptura dependem muito mais da geomorfologia, regime hidrológico e ação antrópica.

De acordo com Coutinho (1968) a região é constituída pelas formações Pré-Cambrianas recobertas por sedimentos modernos do Grupo São Roque. De maneira simplificada, pode-se caracterizar o grupo como sendo constituído por rochas metamórficas de origem sedimentar, predominando os metassedimentos de natureza argilosa, mas também com presença de metassedimentos conglomeráticos, arenosos e calcários em áreas restritas.

Na Figura 3.1 está apresentado o mapa da geologia da região estudada; esta área foi descrita por Rodrigues (1998) como Suítes Graníticas Indiferenciadas nesta unidade encontram-se agrupados granitos, granodioritos, monzogranitos e granitóides indiferenciados (Pcsg). Ocorrem predominantemente na região norte de São Paulo, sustentando a Serra da Cantareira e aparecem ao sul da cidade em menor frequência, em corpos isolados. Devido a grande presença de matacões neste tipo de solo, quando ocupados pelo homem estes solos apresentam como maiores problemas a instabilização dos blocos. Este problema ocorre

devido ao descalçamento causado por infiltrações e erosões das águas servidas que não são drenadas corretamente.

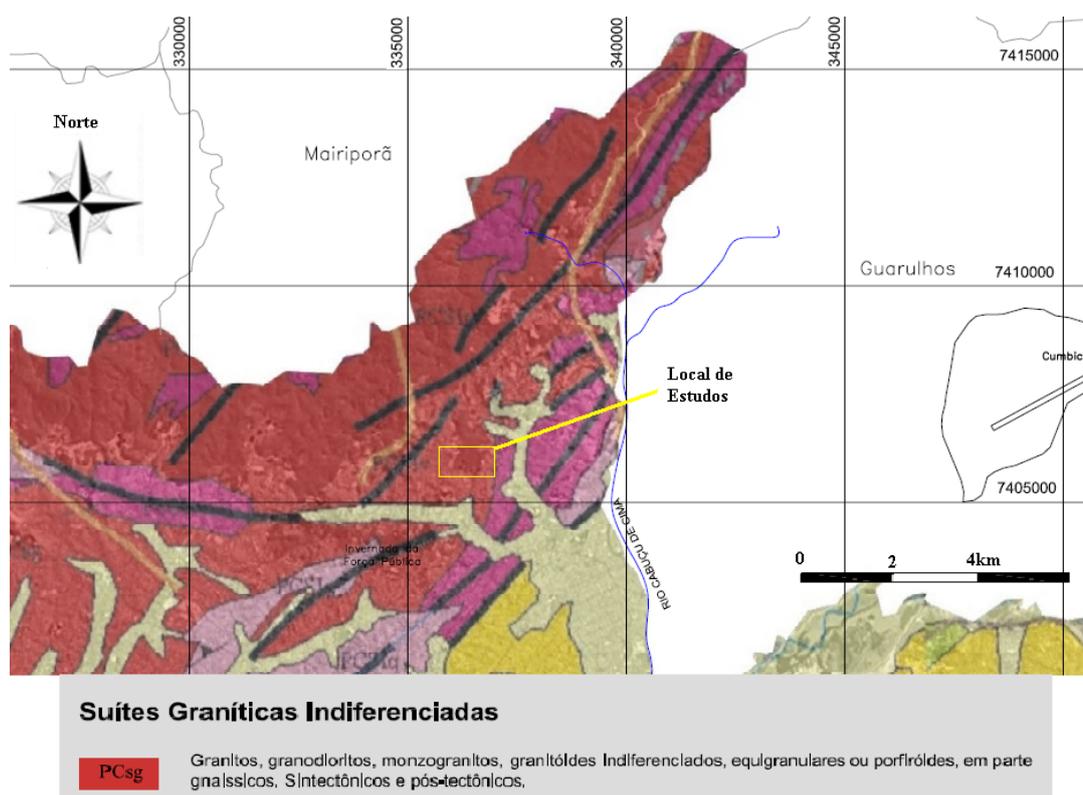


Figura 3.1. Mapa geológico da área de estudos Rodriguez (1998)

A área em estudo está em constantes mudanças há mais de seis décadas. Ao iniciar os trabalhos de investigação foram coletados dados disponíveis sobre a região, para se montar um panorama da situação local. Foram utilizadas para isto três aerofotografias e duas imagens de satélites: as aerofotografias de 1962 e de 1994 foram cedidas pelo departamento de Geografia da FFLCH-USP. A terceira aerofotografia foi tirada em 1994 e uma imagem de satélite do ano de 2000 foram cedidas pela faculdade de Arquitetura e Urbanismo da USP através do CESAD-FAU. Também foi utilizada uma segunda imagem de satélite do ano de 2008 foi obtida através do software Google Earth.

Utilizou-se quatro levantamentos topográficos realizados em diferentes anos, 1930, 1981, 2005 e 2009. Através destes levantamentos foram reconstituídas duas seções transversais traçadas sobre estas plantas, onde foi possível observar as mudanças ocorridas no terreno nestas datas.

Um relatório cedido pela PMSP que contém parte da história sobre o terreno, também foi utilizado para elaborar a descrição da área de estudos.

Como a região apresenta um alto potencial para exploração de rochas graníticas a área foi explorada por pedreiras. Em 1946 iniciou-se o processo de exploração da pedreira Cantareira; a exploração inicial deu-se no terreno que hoje se encontra em movimento.

Quando o local passou a ser explorado, o terreno apresentava rochas superficiais como matacões e blocos de rochas. Porém, após os avanços das escavações para a retirada de rocha, percebeu-se que o material de capeamento da rocha estava cada vez mais espesso, fazendo com que fosse necessário escavar mais profundamente a área.

Segundo consta no relatórios da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), o solo escavado era apenas lançado para jusante da encosta formando assim um aterro sem nenhuma compactação. Neste relatório consta que o material retirado da escavação da pedreira cobriu talvegues, depressões e vertentes existentes no local, formando um aterro de solo instável que rompeu, fazendo com que a área fosse abandonada, pois além de instável estava se tornado economicamente inviável para exploração.

Através da digitalização das plantas topográficas de 1930 e 1981 retiradas do Relatório da PMSP, foi possível obter as condições da superfície do terreno nestas duas datas. Para a digitalização das plantas foi utilizado um scanner; a comparação entre as superfícies do terreno nas diferentes datas foi possível colocando as plantas na mesma escala. Este processo de digitalização possibilitou uma comparação mais minuciosa de duas seções traçadas no terreno.

As Figura 3.2 e Figura 3.3 são, respectivamente, os resultados das digitalizações das plantas topográficas de 1930 e 1981. Nelas estão locadas duas seções A-A' e B-B'. A partir das curvas de níveis que interceptam estas seções foram traçados os dois perfis. Outros dois levantamentos topográficos, um do ano de 2005 e outro de 2009 (Figura 3.4), também foram utilizados para a comparação entre as seções. Por serem muito semelhantes os levantamentos de 2005 e 2009, decidiu-se dispor nesta dissertação apenas o levantamento topográfico mais recente de 2009.

Em 1981, a encosta se encontrava bastante modificada em relação a 1931 (Figura 3.5). Observa-se que no pé da encosta uma camada de aproximadamente 10,0 m de espessura de solo foi removida. Esta diferença provavelmente se deu por causa da tentativa de exploração mal sucedida da década de 40.

Nas superfícies de 2005 e 2009 (Figura 3.5) são visíveis 6 patamares, estes patamares são resquícios de obras de estabilização por retaludamento, realizadas nos anos 80. No ponto 1 está localizado um muro de gabiões e os patamares 2 e 3 tratam de estruturas de concreto que fazem parte de obras de retaludamento executadas na década de 80. Estas estruturas permanecem no local até hoje devido a constantes manutenções que são executadas pelos funcionários da fábrica que está localizada no pé da encosta. Esta fábrica foi erguida na década de 60 e hoje se encontra desativada .

A Figura 3.6 mostra a evolução da seção B-B'. Em 1930 a superfície não havia passado por intervenções como a tentativa de exploração de pedreira. Comparando as superfícies de 1930 e 1981, na parte inferior entre as cotas 820 e 830 nota-se um corte, com uma diferença de 5 metros entre as superfícies. Este corte foi realizado para a exploração da pedreira.

As seções de 2005 e 2009 coincidiram em quase todas suas extensões; comparando estas seções com a seção de 1981 nas distâncias horizontais de 90 m até 220 m, observa-se um grande corte com uma espessura média de 14 m. Entre os anos de 1986 e 1994, foi construído o aterro sanitário da Vila Albertina. O solo utilizado para o cobrimento deste aterro foi retirado da encosta em estudo. A diferença de 14,0 m encontrada entre as superfícies obtidas entre os levantamentos topográficos de 1981 e 2009 é devido a esta retirada de solo.

A seguir essa mudança geométrica será discutida e interpretada com base em fotos, documentos e relatos.

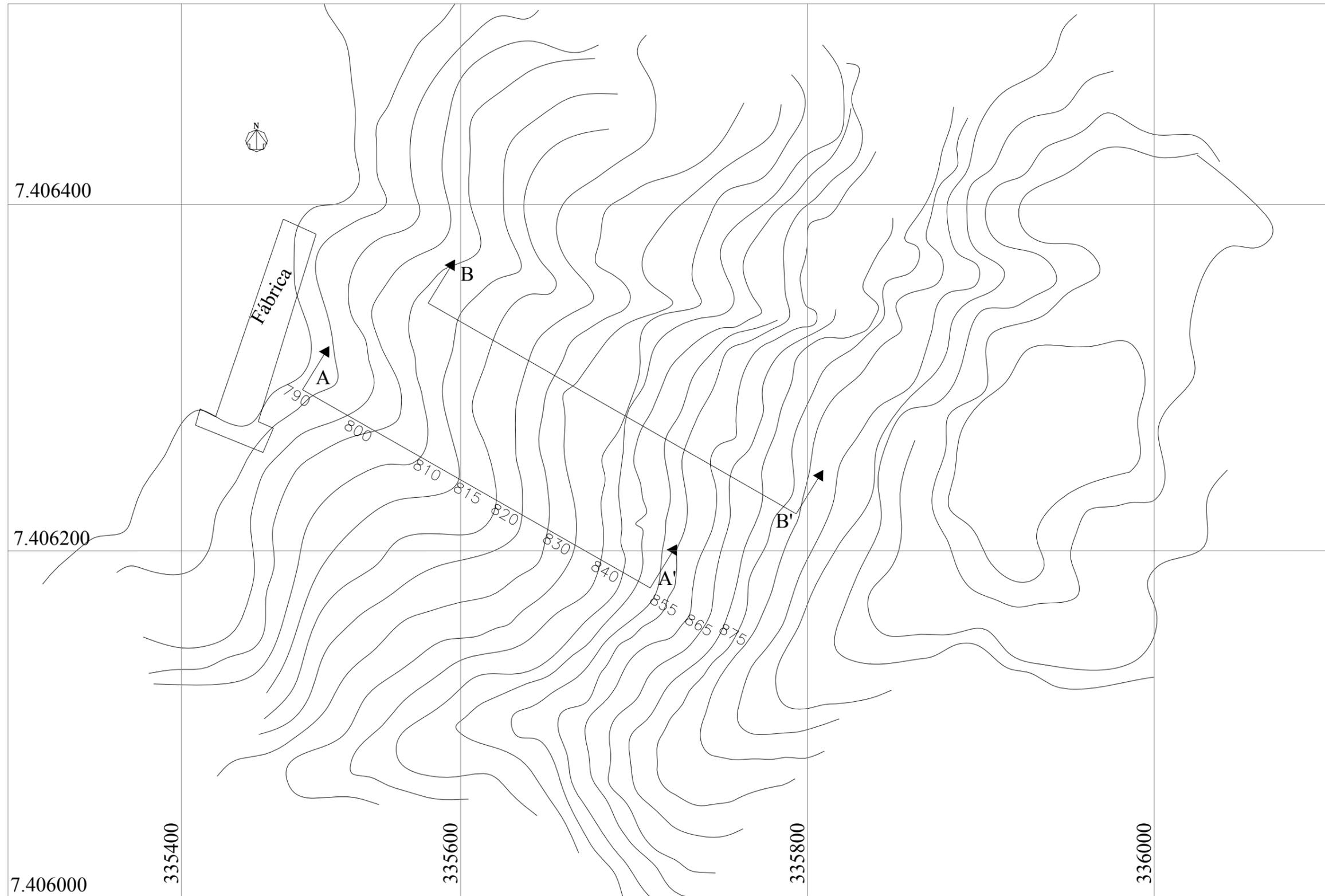


Figura 3.2 Topografia 1930

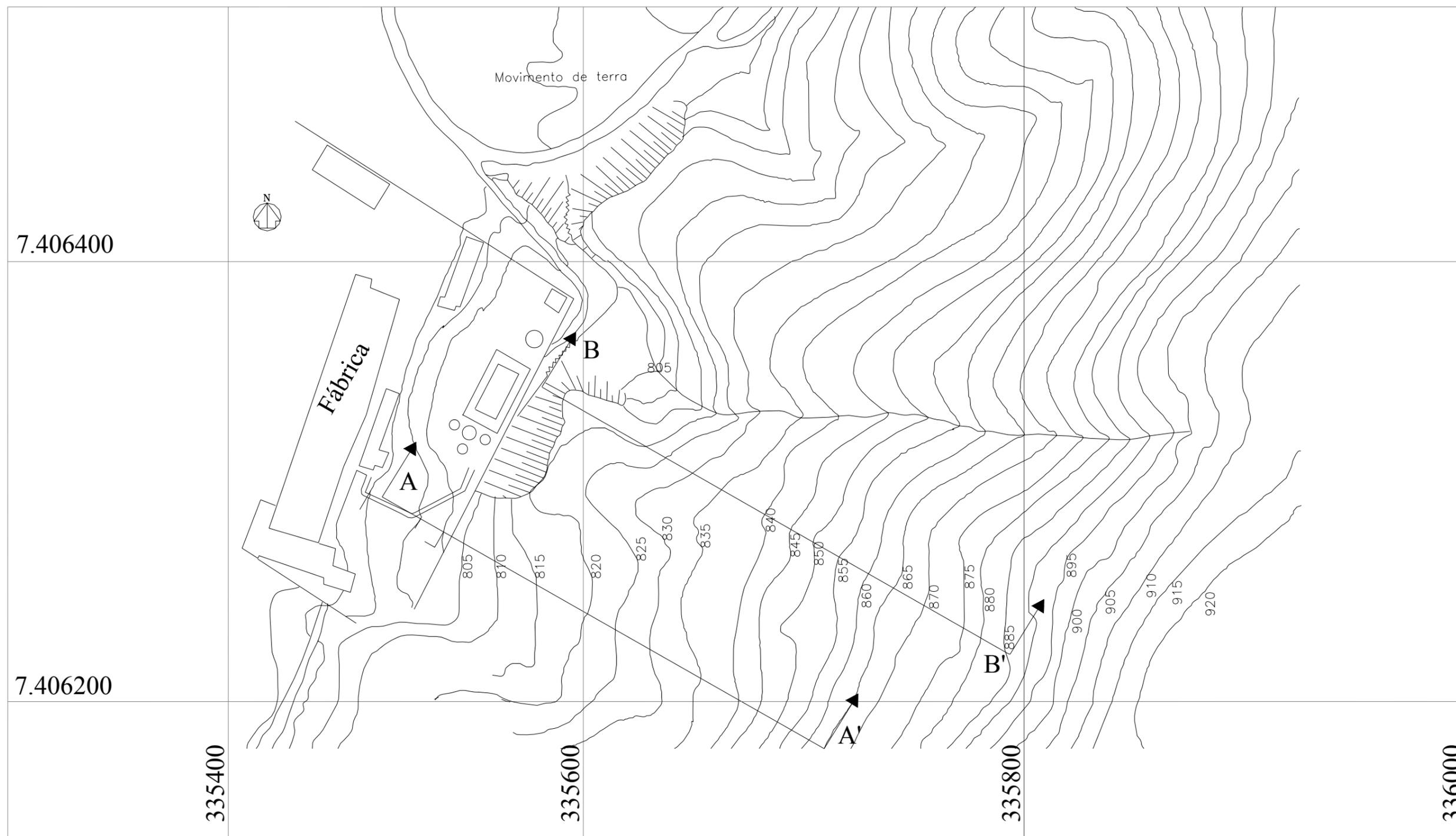


Figura 3.3 Topografia 1981

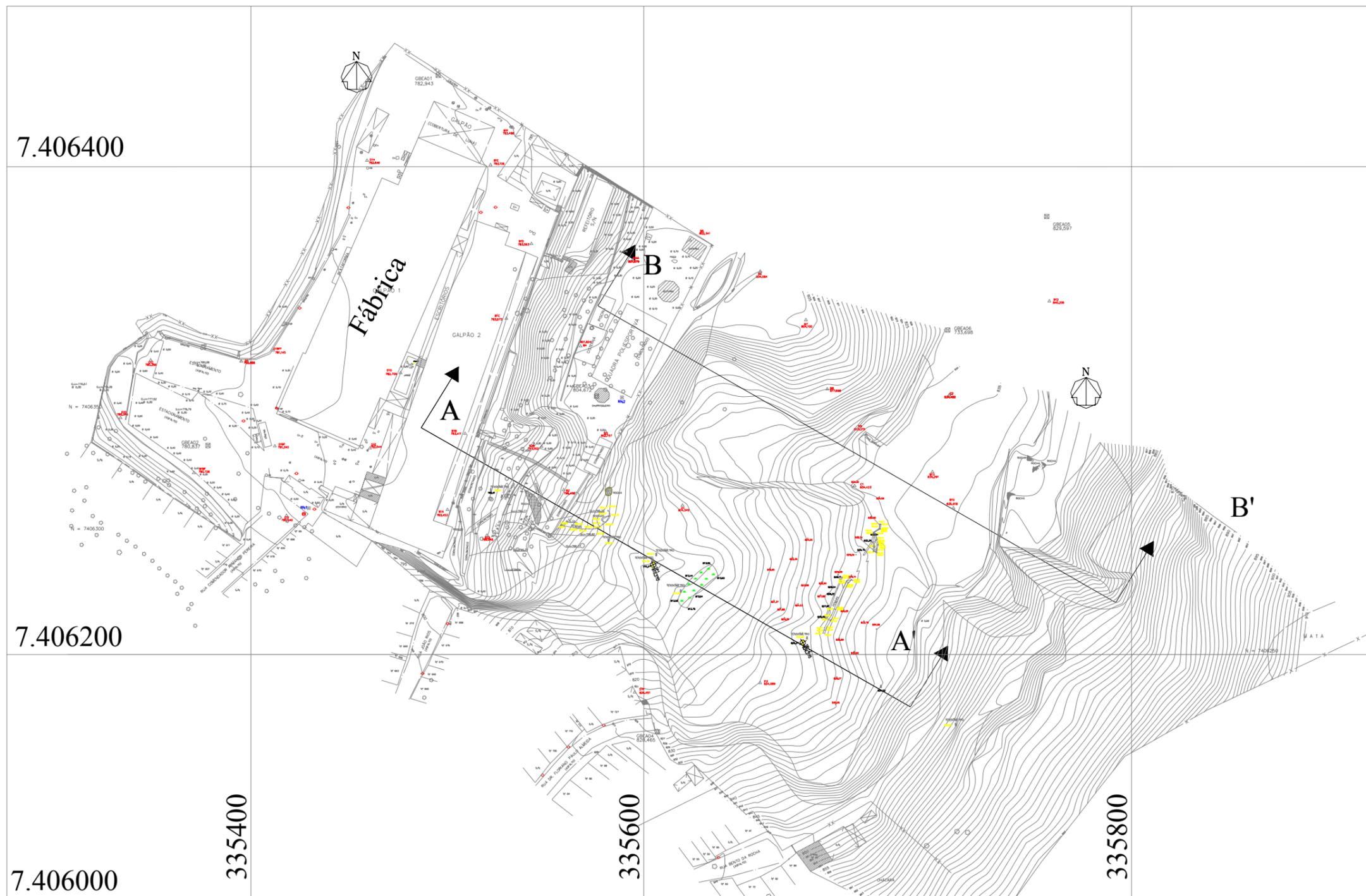


Figura 3.4 Topografia de 2009

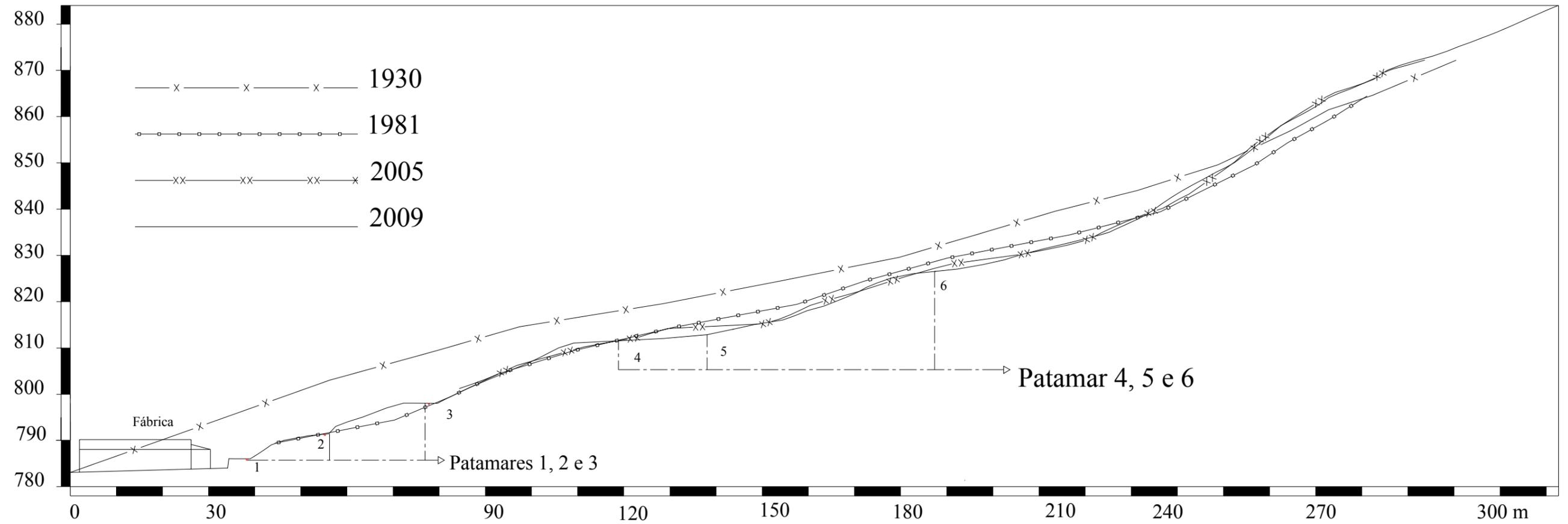


Figura 3.5 Evolução da seção A-A'

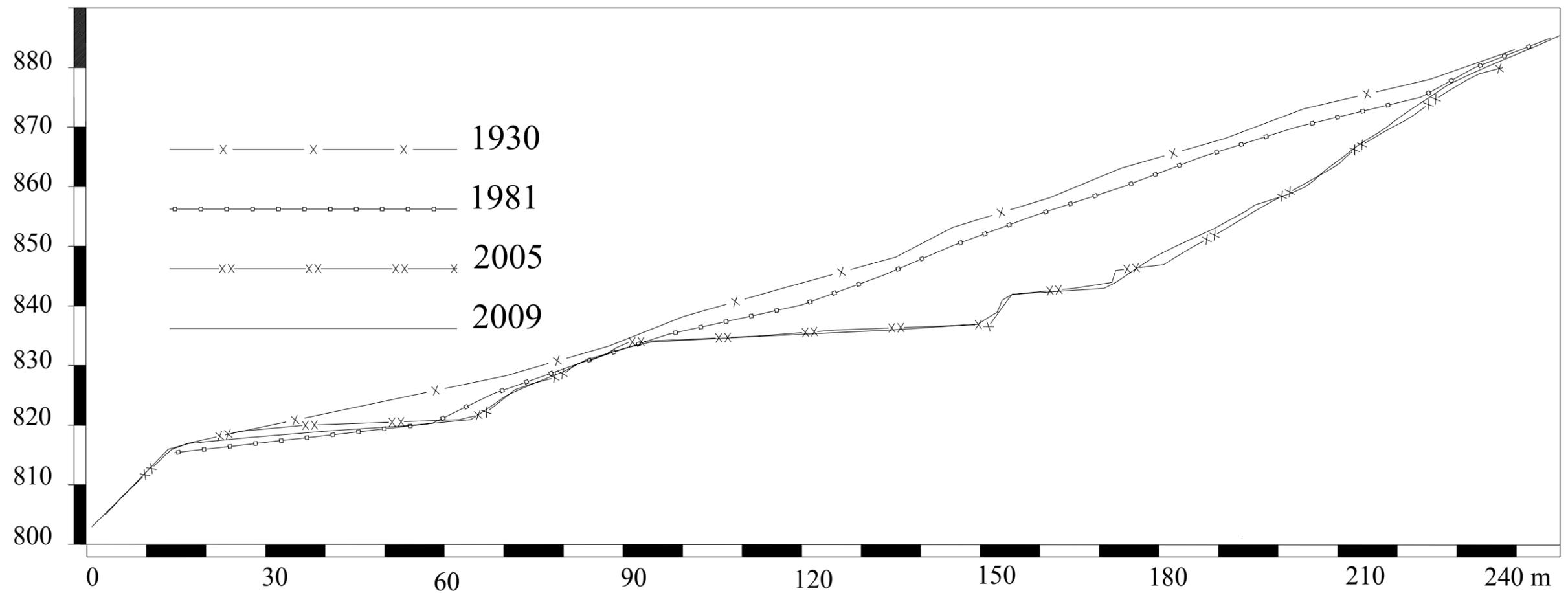


Figura 3.6 Evolução da seção B-B'

As aerofotografias coletadas foram tratadas e colocadas em mesma escala e assim, elas auxiliaram na descrição dos fatos ocorridos desde a década de 60.

A Figura 3.7 é uma aerofotografia de 1962, na qual são visíveis as cavas da pedreira e também no pé do talude o telhado da fábrica que foi construída na década de 60 e que hoje se encontra desativada.

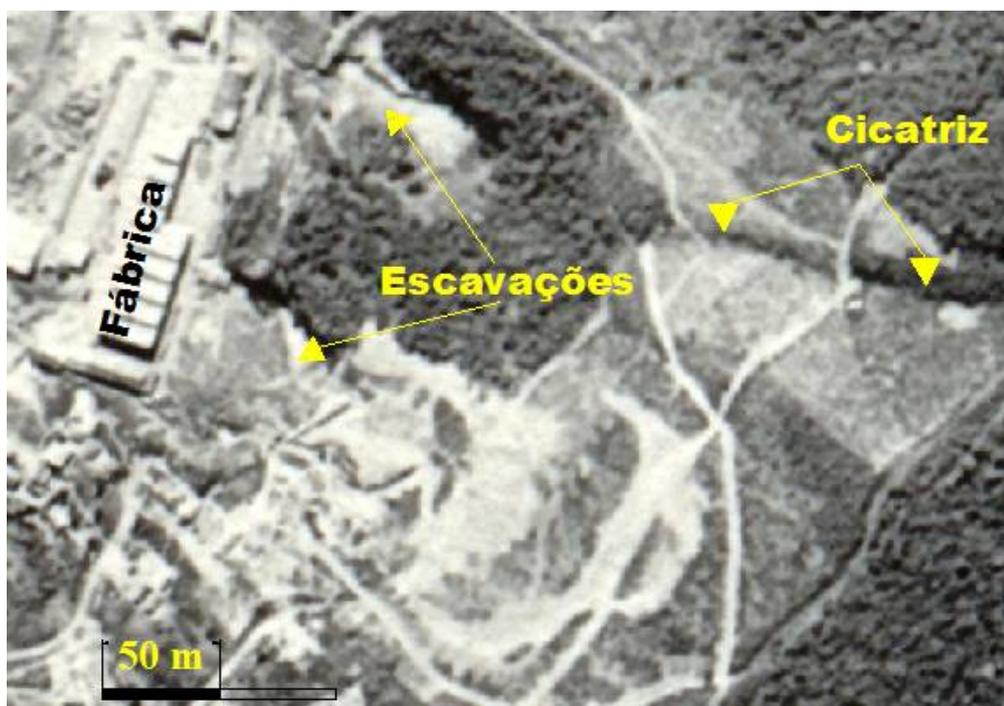


Figura 3.7 Aerofotografia de 1962 da região estudada (Geografia-FFLCH-USP)

Uma aerofotografia de 1967 está apresentada na Figura 3.8. Na imagem verifica-se que as cavas da jusante da fábrica já se encontravam cobertas por possíveis deslizamentos. Nota-se que no Ponto 1 uma massa de solo avançava sobre a fábrica. Se compararmos com a Figura 3.7, esta massa não existia próxima a fábrica em 1962. Na tentativa de se estabilizar este movimento foi construído na região um muro de gabiões neste local.



Figura 3.8. Aerofotografia 1967 (CESAD-FAU)

Na década de 70 iniciou-se o processo de urbanização do Jardim Daisy, região circunvizinha à encosta estudada. Aos poucos se formou uma favela que ocupou, inclusive, a encosta instável. O lançamento das águas servidas realizado diretamente na encosta tornou a situação de instabilidade ainda pior. Ainda na década de 70, foi executado um corte no pé da encosta para a construção de uma área de lazer da fábrica

Em meados da década de 80, o muro de arrimo existente na montante da fábrica rompeu devido às fortes chuvas. A estabilização da encosta foi feita com obras de retaludamento e instalação de drenos horizontais profundos na área que se movimentava.

Também se iniciou nesta época a retirada de solo para cobrir um aterro sanitário vizinho a área. Esta retirada de material foi executada sem controle, sendo desmatada uma grande área, deixando o solo exposto e sujeito a infiltração de águas pluviais.

A Figura 3.9 é uma aerofotografia de 1994. Neste ano as obras de retirada de solo para o aterro e as de estabilização já haviam acabado há quase 10 anos. Nesta figura também está indicada a área de empréstimo. Posteriormente, essa área foi intensamente ocupada pela favela.

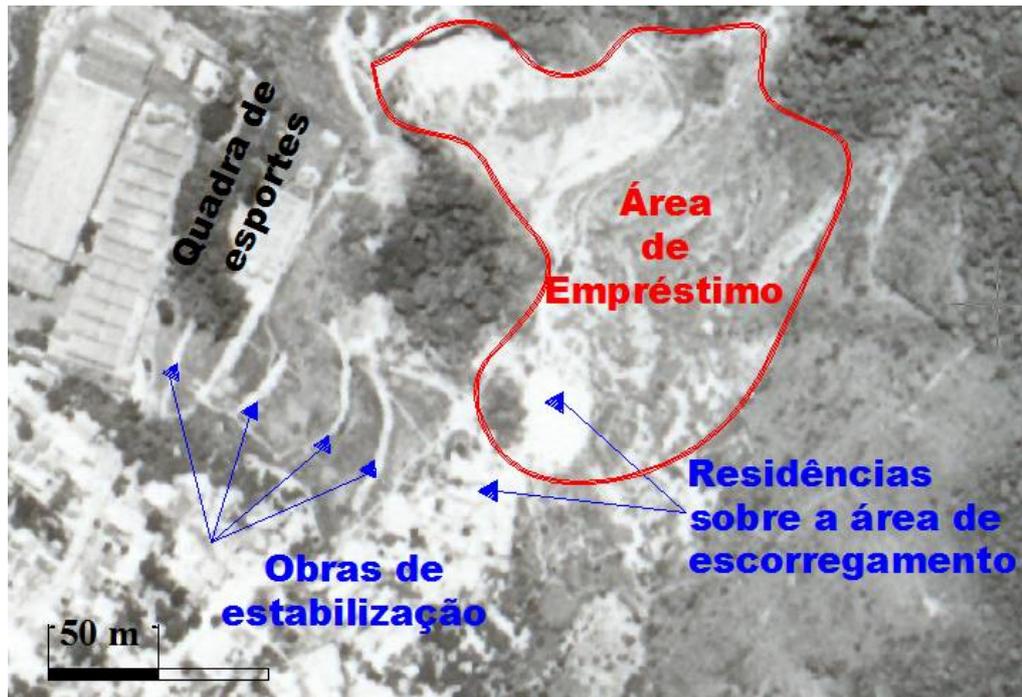


Figura 3.9. Aerofotografia 1994 (Geografia-FFLCH-USP)

Na imagem de satélite de 2000, Figura 3.10, fica evidente o aumento do número de residências na área. Também não se vê mais as obras de estabilização, pois devem ter sido destruídas por escorregamentos e pela ocupação do terreno.



Figura 3.10. Imagem de satélite (2000). (CESAD-FAU)

Devido ao risco iminente de escorregamento todos os moradores foram removidos em 2006. Nota-se na imagem de satélite 2008, apresentada na Figura 3.11,

que a área manteve-se desocupada desde então, inclusive com recuperação de parte da vegetação.



**Figura 3.11. Imagem da área abril de 2008 (Google Earth)**

Atualmente parte da área está coberta por entulhos devido às demolições das casas. No pé do talude a área está em constante modificação resultante das movimentações ocorridas em períodos chuvosos. Trata-se de um escorregamento bastante complexo, pois o movimento se dá de forma diferenciada dos casos clássicos de escorregamentos.

### **3.3 Descrição do perfil do sub-solo local**

Foram realizadas duas sondagens, SP-1 e SP-2, de acordo com a norma NBR 6484/80. Após o término do ensaio SPT, foi procedida a realização de sondagem rotativa. Outras quatro sondagens SPT já haviam sido realizadas na área em 2005, porém apenas uma pode ser utilizada para descrever o subsolo da região, pois as demais foram realizadas em locais distantes da área de estudo.

Além das SPT, foram realizadas 8 sondagens a trado com profundidades variando de 1,5m a 3,0 m. As análises táteis visuais destas amostras auxiliaram na descrição do sub-solo local. Nos locais em que estas perfurações foram executadas instalaram-se tubos tensiométricos e estes pontos foram nomeados de ST1 a ST8. As descrições dos materiais coletados estão apresentadas no Anexo 1.

De acordo com as sondagens realizadas o subsolo local é constituído superficialmente por uma camada de aterro composto por uma argila silto-arenosa de cor vermelha com consistência variando de muito mole a mole e espessura entre 0,5 m e 7,0 m. Este aterro foi formado pelo processo de retirada de solo e pela ocupação que se deu no local. Subjacente à esta camada encontra-se a o solo coluvionar composto por um silte argiloso de cor variegada (amarelo e vermelho), de consistência rija e espessura média de 3,0 m, sobrejacente ao solo residual composto por um silte argilo-arenoso de cor cinza clara com valores de  $N_{SPT}$  variáveis de 20 a maiores que 50 golpes com espessura entre de 8,0 m e 14,0 m. Abaixo da qual se encontra o solo de alteração de rocha granítica detectado até os limites sondados.

No Anexo 1 estão apresentados todos os perfis das sondagens juntamente com a descrição tátil visual de cada amostra coletada.

### **3.4 Coleta de Amostras para Ensaio de Laboratório**

O objetivo da coleta de amostras foi obter amostras indeformadas e amostras deformadas do solo residual do colúvio e do aterro, para posteriormente serem realizados ensaios de laboratório, tais como caracterização e ensaios de cisalhamento direto.

Foram coletados 3 blocos indeformados de formato cúbico com 25,0 cm de arestas e duas amostras do tipo Shelby sendo que ao lado de cada local em que foram retiradas estas amostras também foram coletadas amostras deformados e armazenadas em sacos plásticos.

As amostras Shelby foram coletadas através da cravação manual de dois tubos, pois o material se encontrava bastante mole; o material coletado desta amostragem faz parte do aterro identificado nas sondagens. O bloco de amostra indeformado foi extraído do solo residual identificado nas regiões mais superiores da encosta onde não existia matéria coluvionar e nem aterro.

A primeira amostra Shelby foi retirada da região próxima do pé da encosta, próximo a divisa entre o terreno da fábrica e o terreno que foi desocupado. Nesta área encontra-se o limite do escorregamento, pois na região logo abaixo não foi detectada nenhuma movimentação. A amostragem foi realizada no local onde aconteceram escorregamentos.

O material se encontrava bastante mole, sendo possível a cravação manualmente de 35 cm de um tubo Shelby de 4” de diâmetro dentro do terreno. Também foi feita a coleta de amostra deformada no mesmo local. As Figura 3.12 (a) e (b) mostram o tubo antes e após ser cravado no material de aterro.

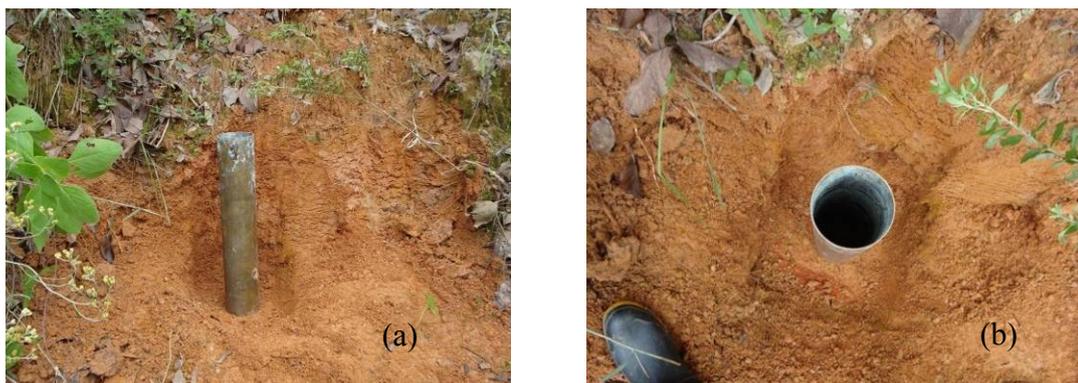


**Figura 3.12 Cravação do Tubo 1 , próximo ao pé do talude**

Neste local, no momento da cravação do tubo se observou o afloramento de água indicando que o nível d'água se encontra bastante elevado nesta área.

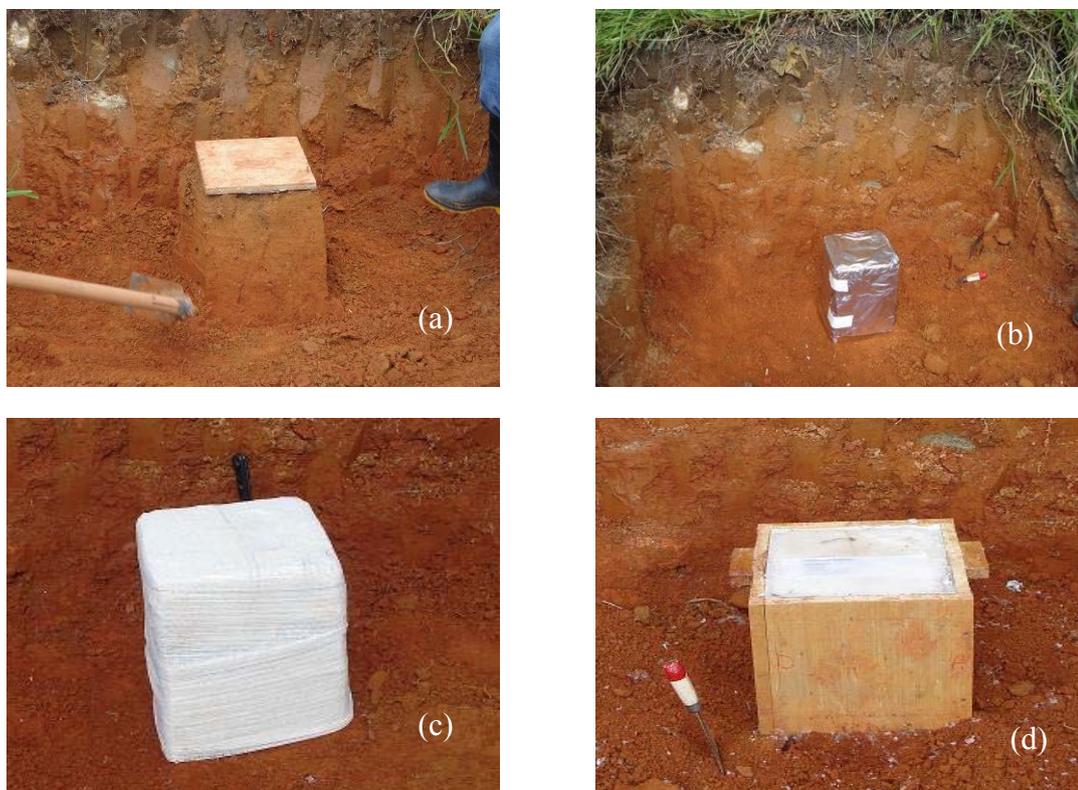
A segunda amostra de tubo Shelby foi retirada através do mesmo processo. Esta amostra foi coletada dum talude de solo localizado nas laterais da área de escorregamento.

Nas Figura 3.13 (a) e (b) estão apresentados partes do procedimento de retirada. O material se encontrava mais rijo e por tanto não foi possível cravar mais do que 15 cm. Devido à dificuldade de cravação causada pela rigidez do solo, a amostra foi amolgada. Também foi recolhida amostra deformada de solo no mesmo local.



**Figura 3.13 Cravação do Tubo 2**

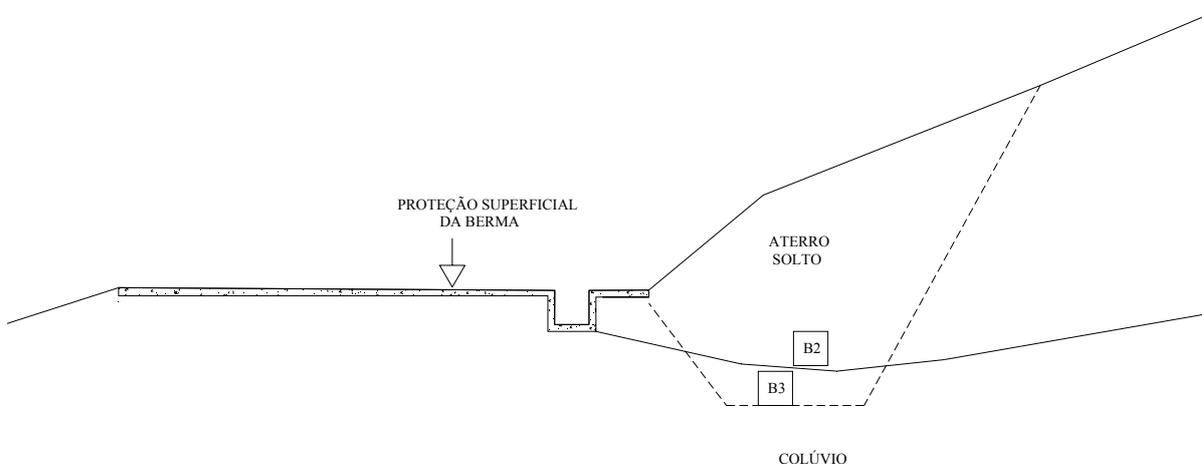
O primeiro bloco indeformado foi coletado na região acima da área de escorregamento. Este bloco foi nomeado de Bloco 1. A partir da superfície do terreno escavou-se até 1,20 m de profundidade e após a escavação o bloco foi moldado. Para evitar a perda de umidade e evitar a desestruturação o bloco foi envolto por camadas de papel alumínio e gase. Depois de realizada a proteção, foi o bloco foi encamisado com uma caixa de madeira e o vazio formado entre a caixa e o bloco foi preenchido com parafina. A seqüência de amostragem para o bloco indeformado está representada da Figura 3.14 (a) até (d).



**Figura 3.14 Amostragem do Bloco-1**

As localizações desta amostragem, bem como as dos tubos Shelby's estão apresentadas na Figura 3.18. Em relação ao escorregamento o Bloco 1 foi retirado acima deste, onde não havia sido detectados indícios de movimentos

Os Bloco 2 e Bloco 3 foram retirados próximos do pé da encosta, onde a superfície de escorregamento está mais próxima à superfície do terreno. Os trabalhos começaram com a escavação no talude, uma trincheira de 4 m de largura. Na direção de jusante a montante escavou-se 2,5 m como pode ser visto no esquema da Figura 3.15. Após a realização desta escavação, foram iniciados os trabalhos de moldagem dos blocos. À medida que a escavação era executada foram coletadas amostras do solo para obter-se o perfil de umidade do terreno.



**Figura 3.15 Detalhamento em seção da retirada dos Blocos 2 e Bloco 3**

O perfil geológico do terreno nesta região apresentou-se muito variável, com cores e consistências diferentes, conforme pode se ver na Figura 3.16.

O Bloco 2 foi retirado a 2,5m de profundidade e o Bloco 3, contendo o solo avermelhado, foi retirado a 2,75m de profundidade.

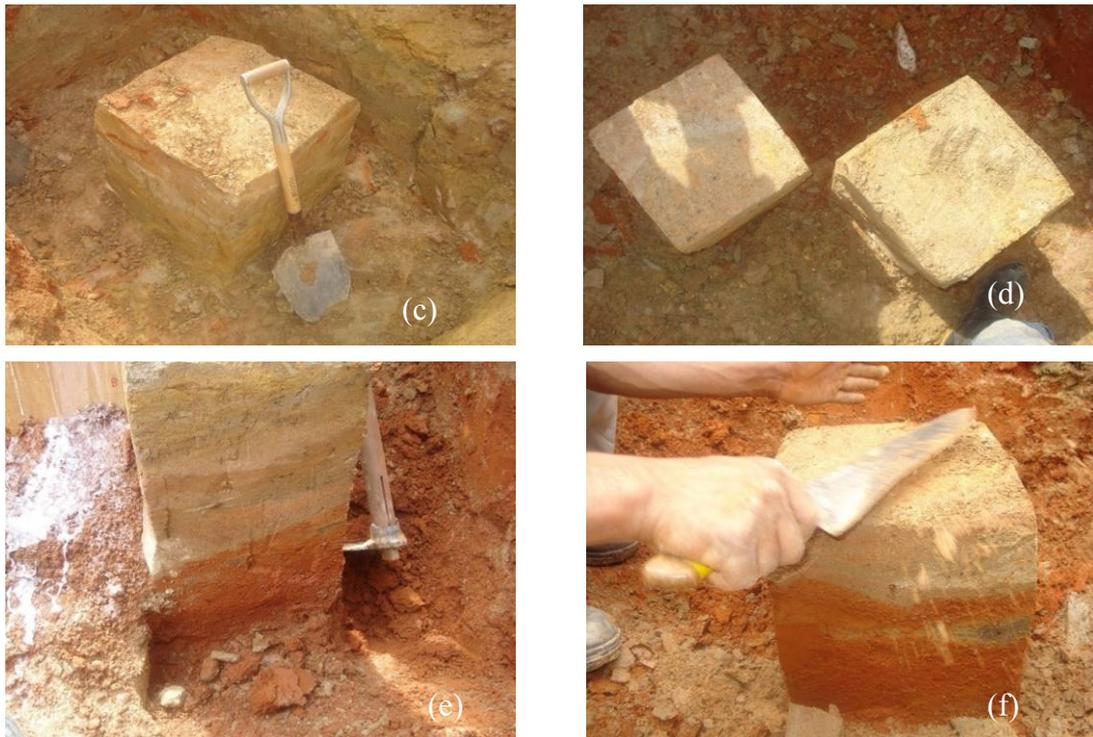


**Figura 3.16 Início da escavação**

Como o objetivo era coletar amostra do solo coluvionar, portanto aprofundou-se a escavação de modo a atingir a camada de solo mais resistente. Então a escavação foi realizada até que se percebeu uma mudança na consistência do solo; esta camada apresentava cor amarelada e sem muitas mudanças de coloração. Primeiramente foi moldado um bloco cúbico com 80 cm de arestas. Após esta moldagem com auxílio de espátulas e facas, foram moldados dois blocos cúbicos menores com dimensões de 25cm de arestas.

A seguir as imagens das Figura 3.17 (a) até a Figura 3.17 (f) apresentam algumas etapas desta amostragem.





**Figura 3.17 Amostragem dos blocos 1 e 2**

A retirada dos blocos indeformados e tubos Shelby ajudaram a descrever os tipos de solos existentes na encosta da Vila Albertina.

Os perfis geotécnicos das sondagens a trado, realizadas para a instalação dos tubos tensiométricos e as sondagens SPT realizadas para a instalação de dois inclinômetros estão apresentados no Anexo 1. A localização destas sondagens está apresentada na Figura 3.18. Com informações e descrição destas sondagens foi elaborado um perfil geotécnico passando na seção S1-S1. Este perfil está apresentado na Figura 3.19.

Ainda na Figura 3.18, pode ser visto um pequeno lago que existe na encosta, durante o período de monitoramento observou-se que este lago permaneceu sempre com uma lâmina d'água entorno de 30,0 cm.

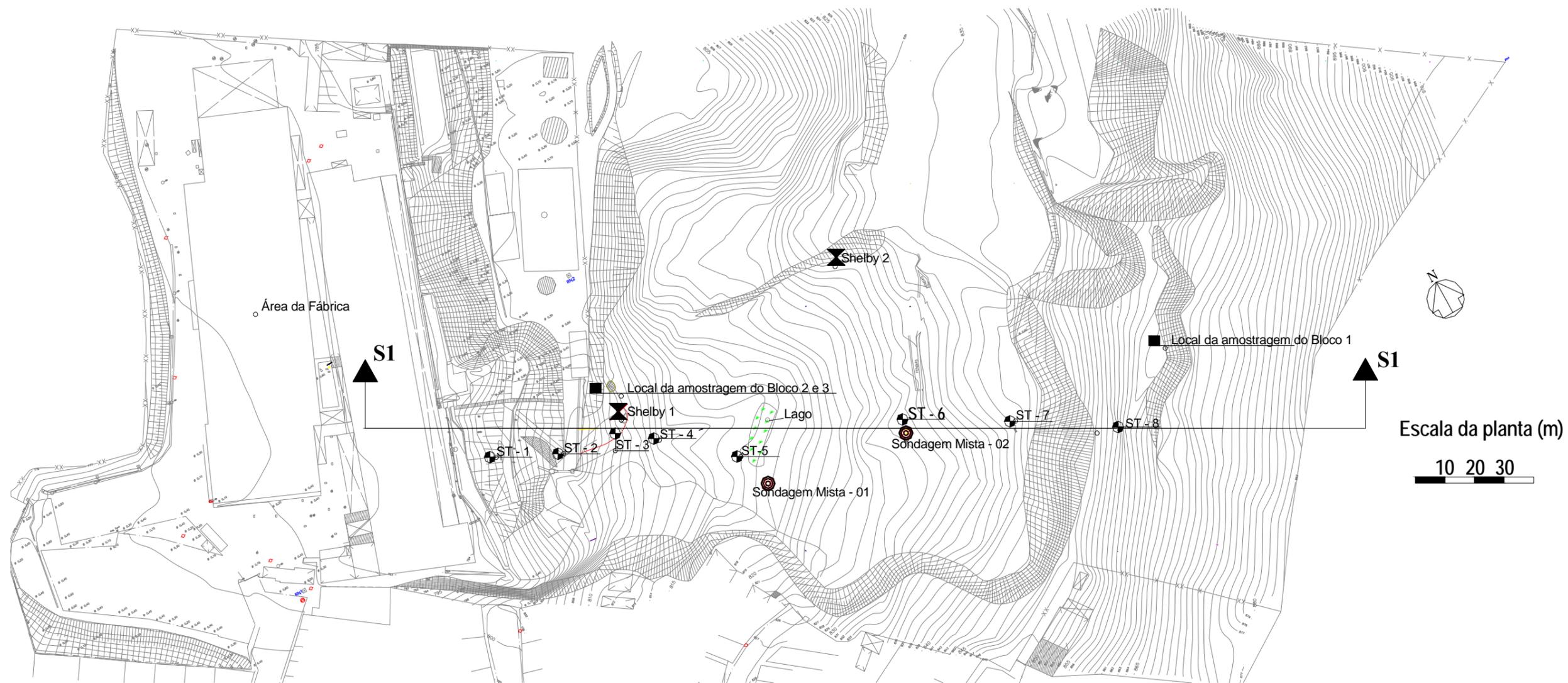


Figura 3.18 Localização das sondagens e das amostragens

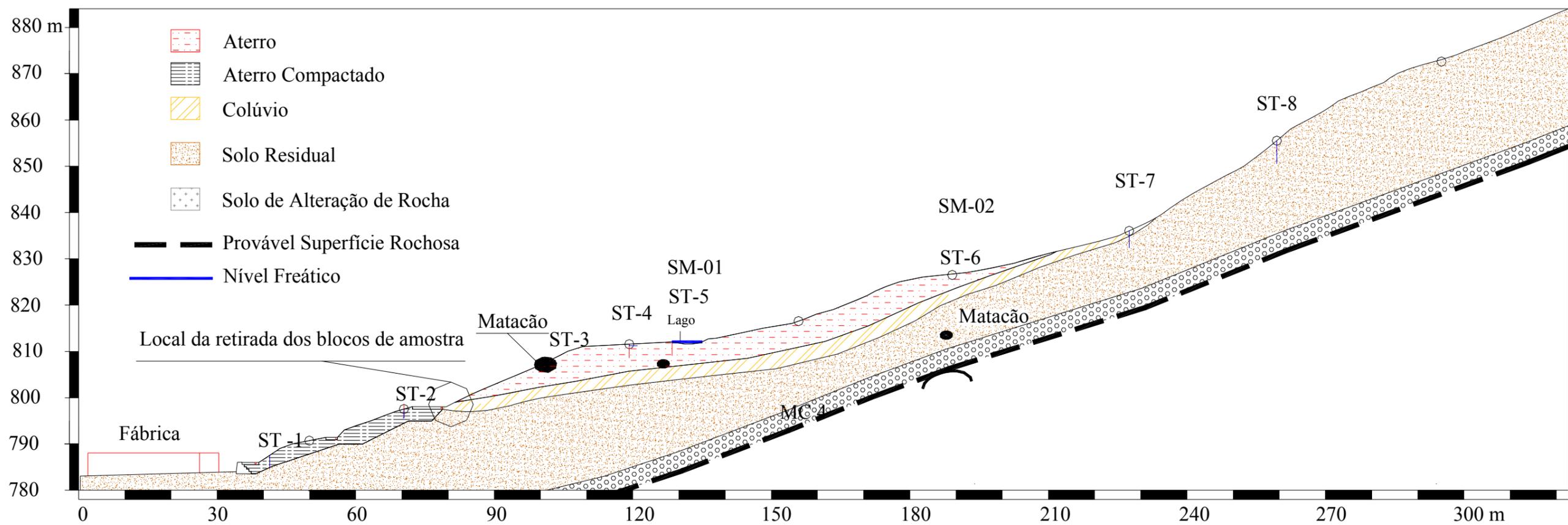


Figura 3.19 Perfil geotécnico da encosta da Vila Albertina

## 4 INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

---

A investigação de campo foi subdividida em investigação superficial através do levantamento topográfico e marcos superficiais. Na a investigação subsuperficial através de dois inclinômetros e oito pontos de monitoramento da pressão intersticial de água do talude. A seguir serão descritos como foram executadas e também os resultados das investigações.

### 4.1 Coleta de dados pluviométricos

O clima de São Paulo é Subtropical úmido, uma região com um clima subtropical possui verões úmidos dados massas tropicais instáveis e invernos mais secos. A média anual de precipitação da região da Vila Albertina desde 1939 é entorno de 1500 mm, a Figura 4.1 a seguir ilustra o comportamento das chuvas de 1939 a 2003. Estes dados foram coletados da estação do Horto Florestal, que localizava-se a uma distancia de 1 km da área de estudo. A estação do Horto Florestal deixou de funcionar em janeiro de 2003.

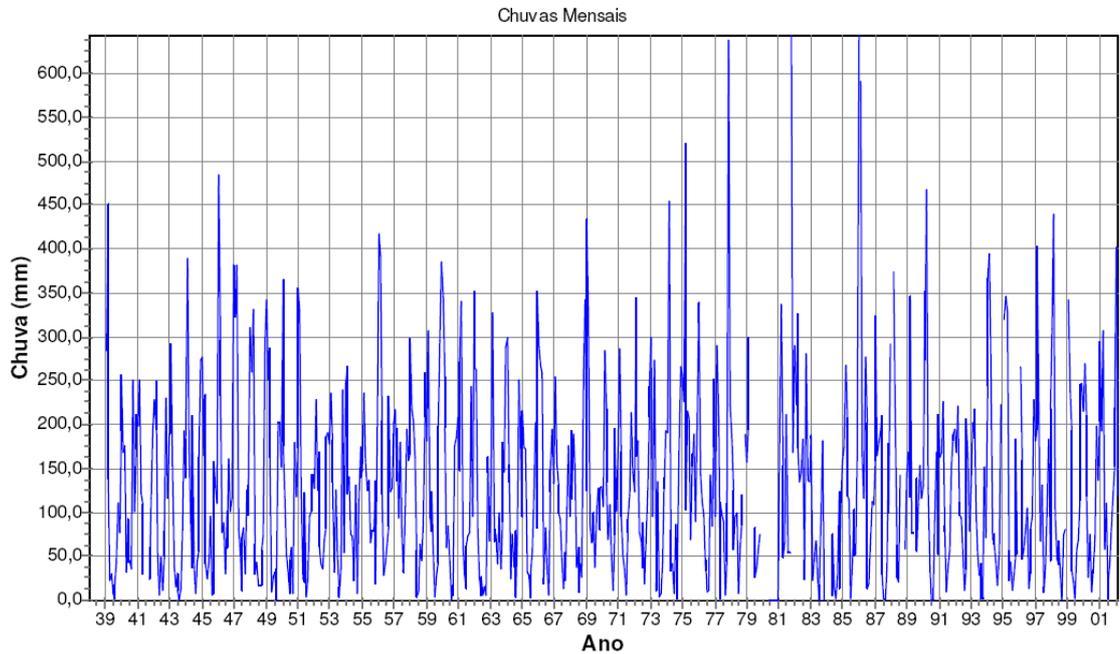
A Figura 4.2, apresenta a média de cada mês, observa-se que de abril a setembro as médias de chuvas mensais varia entre 50 mm e 75 mm, estes valores são baixos se comparados com os outros seis meses de outubro a março, durante este período as médias mensais variam entres 150 mm e 250 mm.

Os dados de precipitação utilizados nesta pesquisa foram coletados da Estação Santana, localizada a 2 km da encosta, atualmente esta estação é monitorada pelo INMET, o qual dispõe diariamente em seu website os dados de pluviometria desta e de outras estações pluviométricas

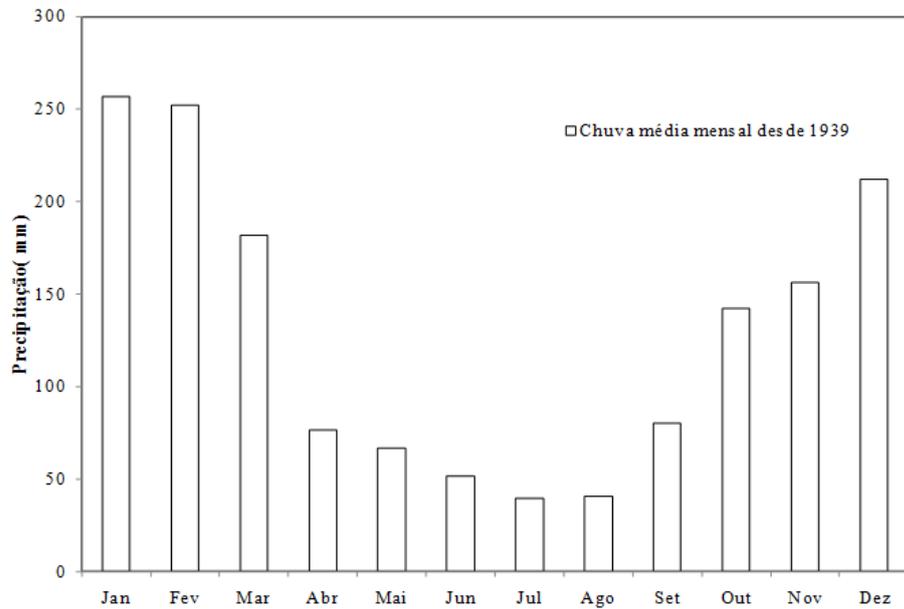
A Estação Santana entrou em operação em agosto de 2006. A partir dos dados, elaborou-se um histograma da variação da precipitação anual de todos os dados de chuvas coletados por esta estação até o ano de 2009, ano que a encosta deixou de ser monitorada.

Na Figura 4.3 estão apresentados em forma de Histograma os totais acumulados de cada mês. Nota-se que o período chuvoso tem início no mês de novembro e se estende até o mês de março, após este período se inicia o período de seca que começa em abril e vai até

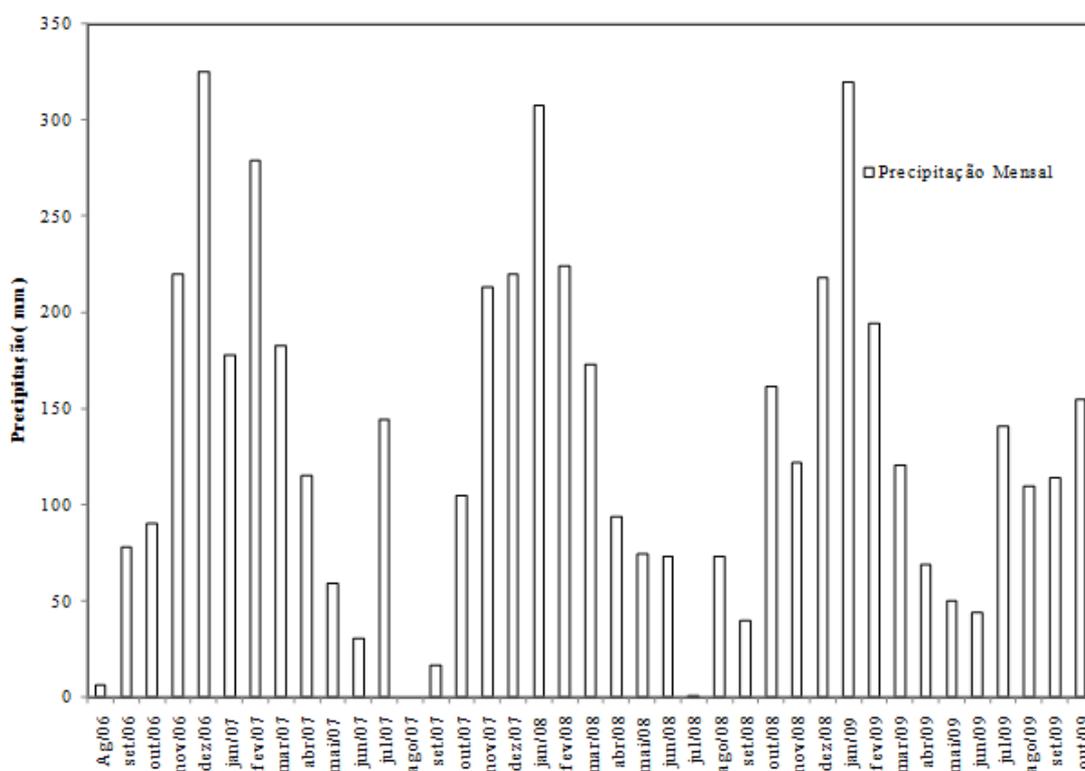
outubro. No ano de 2009 as médias dos meses de julho agosto e setembro foram maiores que as dos três anos anteriores.



**Figura 4.1 Médias mensais de chuvas da estação Horto Florestal localizada a 1 Km da área de estudo - Hidro®**



**Figura 4.2 Precipitação média mensal desde 1939**



**Figura 4.3 Precipitação estação Santana**

Os escorregamentos estão ligados diretamente com os eventos de chuvas diárias e também com a precipitação acumulada. Estes dados de pluviometria foram utilizados para correlacionar que quantidade de chuva é preciso para que ocorressem movimentações na encosta durante o período de monitoramento.

## 4.2 Marcos Superficiais

Com o objetivo de monitorar os deslocamentos superficiais, foram instalados na área 44 marcos topográficos no final do mês de janeiro de 2009. O monitoramento inicial destes marcos permitiu identificar a área de escorregamento.

A partir da análise dos dados coletados nos 5 primeiros meses, foi possível fazer um planejamento e para uma melhor investigação decidiu-se instalar mais 15 marcos topográficos na zona de escorregamento, sendo que 11 marcos foram distribuídos dentro da área de escorregamento e os demais ficaram instalados fora da zona de escorregamento.

Durante o período de investigação alguns marcos superficiais foram perdidos hora pelos escorregamentos que deslocaram e soterraram os marcos e ora por vandalismo dos moradores locais.

Para tornar claro como a investigação foi realizada, a análise dos dados obtidos do monitoramento superficial se dividirá em duas partes, sendo a primeira parte a análise dos dados das 6 leituras iniciais dos 44 marcos que foram instalados no dia 19 de janeiro de 2009 e monitorados até o dia 20 de maio de 2009 e a segunda parte onde serão analisadas as leituras a partir do incremento da nova malha de 15 marcos que foram instalados em 20 junho de 2009.

O cálculo do módulo da velocidade média de escorregamento ( $vm$ ) foi feito da diferença de leituras, e considerado o tempo em dias sendo portando expressa em milímetros por dia, conforme a Equação 1:

$$|vm| = \frac{\sqrt{\Delta N^2 + \Delta L^2}}{T} [mm/dia] \text{ Equação (1)}$$

Onde:

$\Delta N$  é o deslocamento na direção Norte em mm.

$\Delta L$  é o deslocamento na direção Leste em mm.

$T$  é o tempo em dias entre cada leitura.

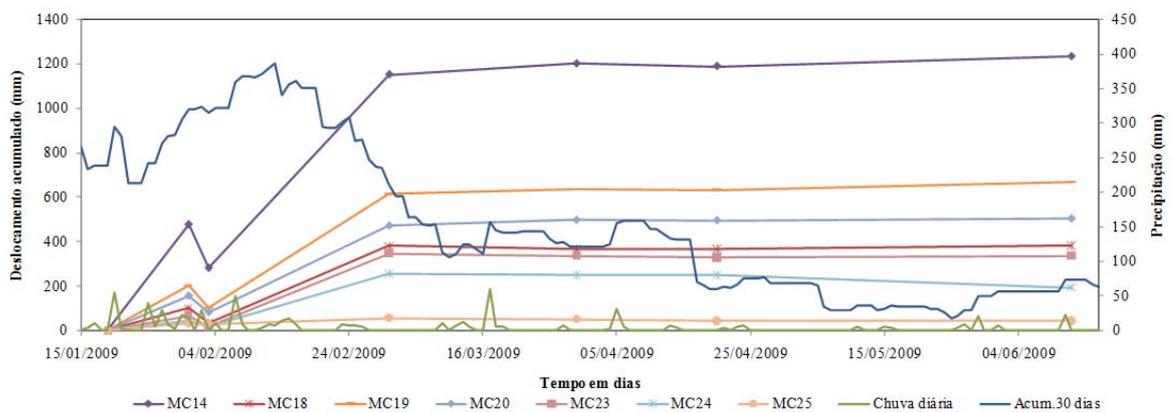
#### **4.2.1 1ª Fase da Investigação Superficial Monitoramento de 44 Marcos Topográficos**

Analisando as seis primeiras leituras dos deslocamentos obtidos do monitoramento superficial, verificou-se que os marcos que mais deslocaram foram os MC9, MC10, MC14, MC18, MC19, MC20, MC23 e MC24. Estes oito marcos superficiais foram locados dentro de uma área onde os deslocamentos obtidos foram da ordem de centímetros com exceção do MC9 que se deslocou 5 metros devido a um escorregamento local. Os restantes dos marcos não apresentaram movimentos significativos em relação aos oito marcos citados acima.

Os deslocamentos destes marcos estão representados na Figura 4.4, cada ponto do gráfico foi plotado sempre em relação a leitura zero. De janeiro a maio os marcos MC14, MC18, MC19, MC20, MC23 e MC24 apresentaram deslocamento total que variaram de 200 a

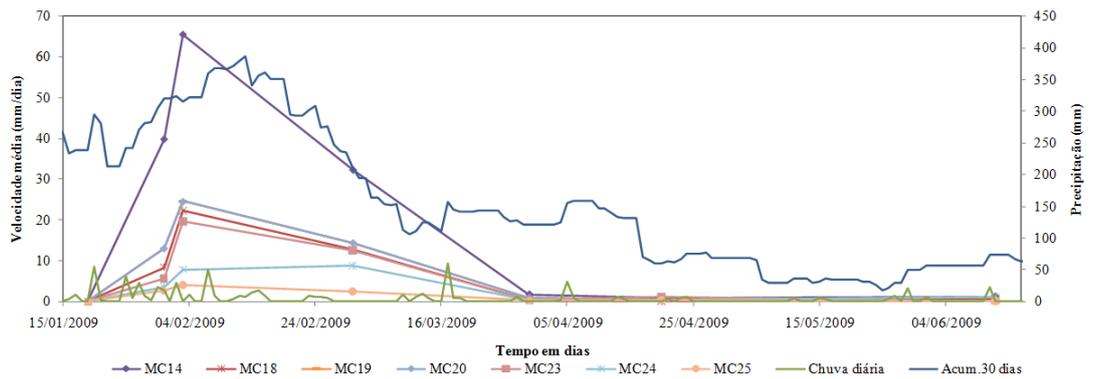
1200 mm. O MC25 apresentou um deslocamento acumulado menor, porém significativo em torno de 50 mm. Todos estes marcos ainda continuaram a se movimentar após o início de março, mas com velocidades bastante reduzidas.

O marco MC9 apresentou uma movimentação bastante grande entre os dias 19 de janeiro e 3 de fevereiro, chegando a atingir uma velocidade média de 430 mm por dia e depois diminuiu 75 mm dia após o dia 3 de fevereiro, próximo de zero no início de maio. Na visita realizada para a retirada de amostra notou-se que neste local estavam sendo retirados blocos de matacões e solo, o que pode ter induzido a esta movimentação.



**Figura 4.4 Deslocamentos acumulados medidos de janeiro a junho de 2009**

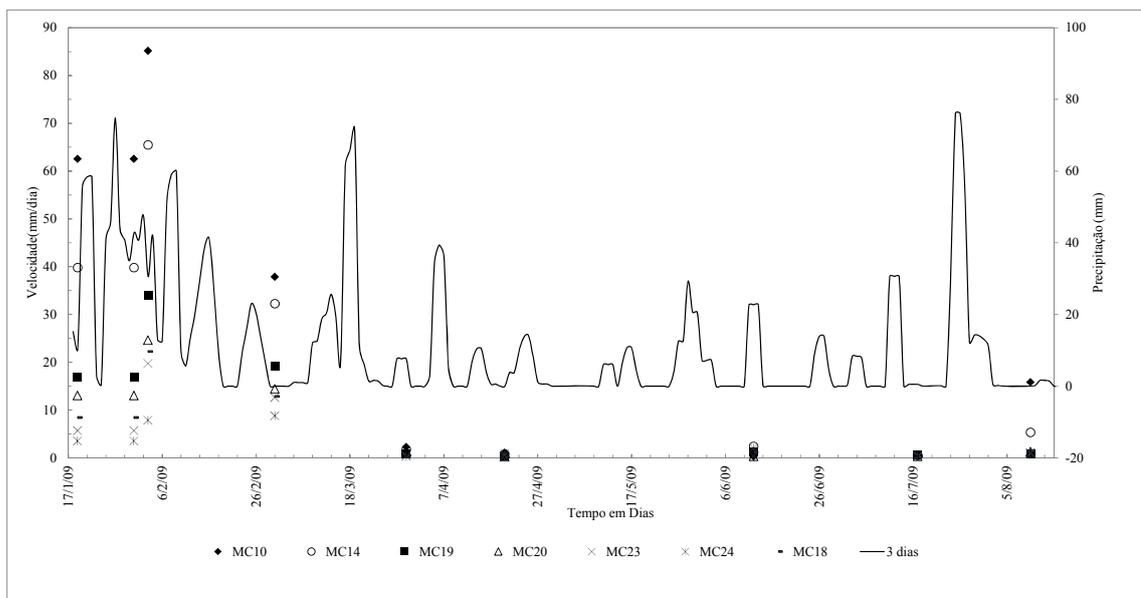
As velocidades com que os marcos superficiais se deslocaram podem ser vistas na Figura 4.5. Neste gráfico estão plotados a velocidade e a precipitação acumuladas de 30 dias. A velocidade média de deslocamento dos marcos tendeu a aumentar com o aumento da precipitação acumulada de 30 dias, tendo seu pico máximo no mês de fevereiro e à medida que a precipitação diminuiu a velocidade tendeu a zero a partir do mês de maio. Observa-se que os movimentos cessam quando a chuva acumulada dos últimos trinta dias se torna menor do que 150 mm.



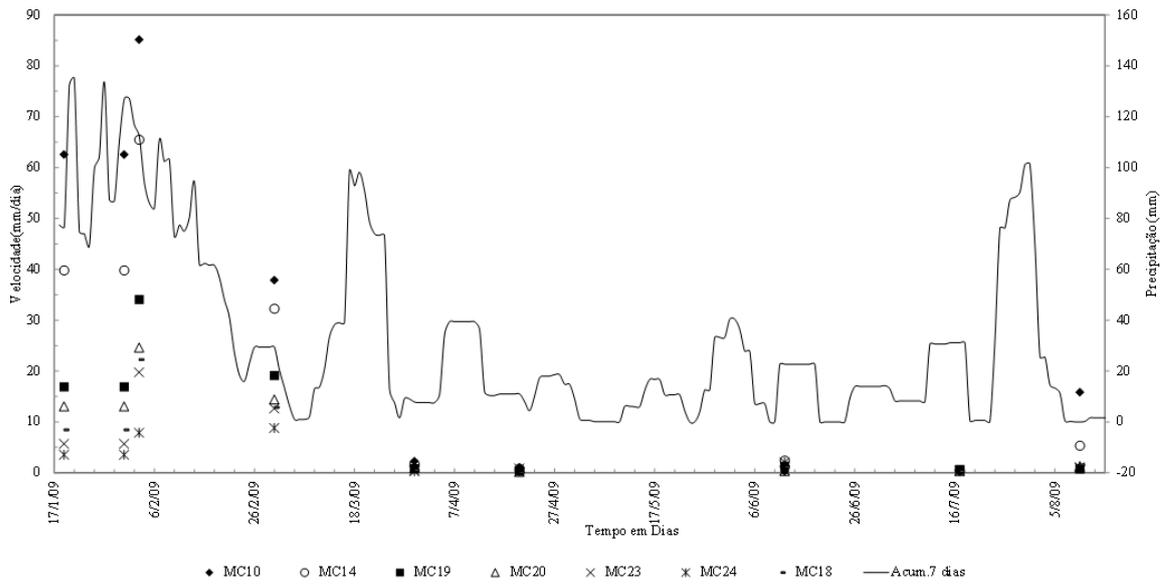
**Figura 4.5** Velocidade dos escorregamentos medidas de janeiro a junho de 2009

Para investigar a influência das chuvas no movimento da encosta foram utilizados os dados de precipitação da Estação Santana. Esta estação é monitorada pelo INMET e localiza-se a 2 km da encosta.

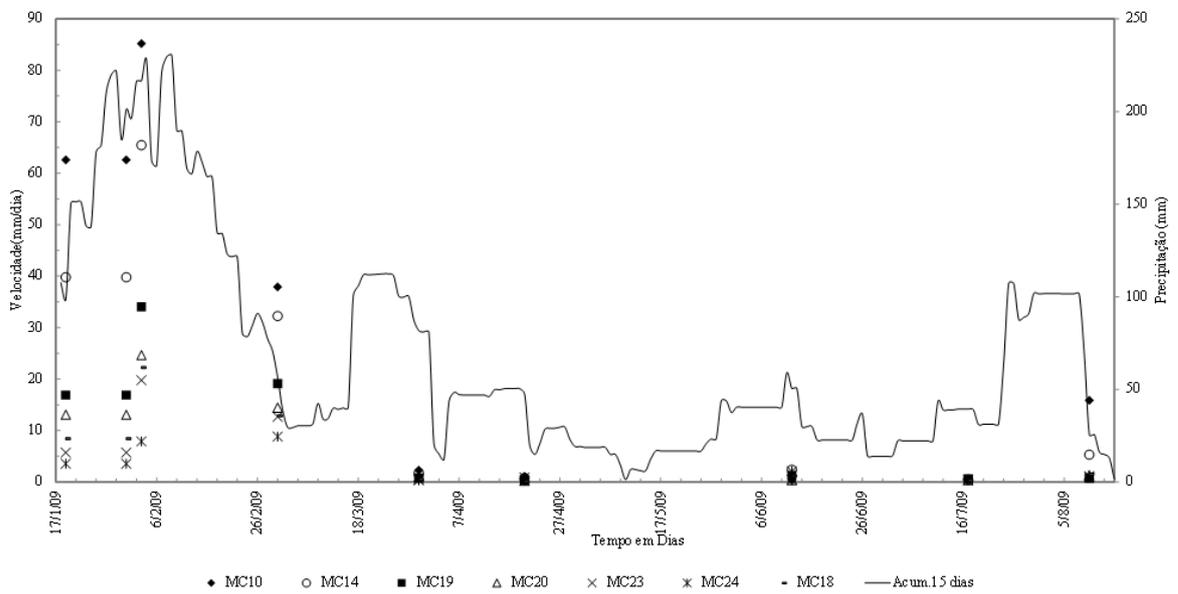
Foram feitas algumas correlações entre as velocidades de deslocamentos dos marcos e a pluviometria. Correlacionaram-se gráficos de precipitação diária e os de precipitação acumulada a 3, 7, 15, 20 e 25 dias, os gráficos estão apresentados da Figura 4.6 até a Figura 4.10. O gráfico de precipitação acumulada de 25 dias foi o que apresentou melhor correlação.



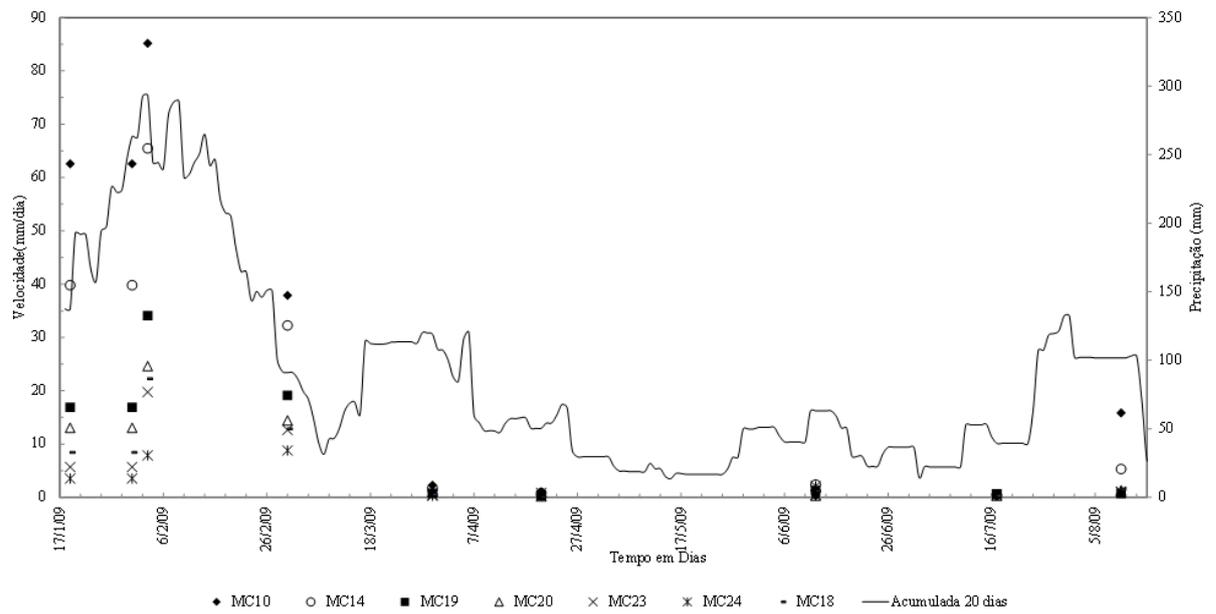
**Figura 4.6-** Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 3 dias versus tempo



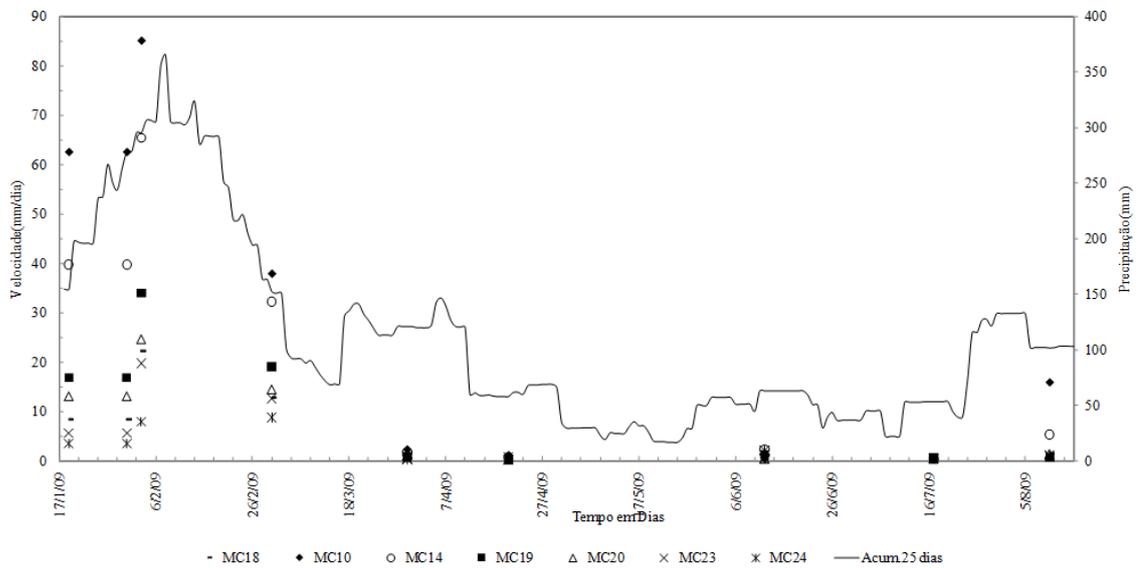
**Figura 4.7** Gráfico da velocidade média do escoamento e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo



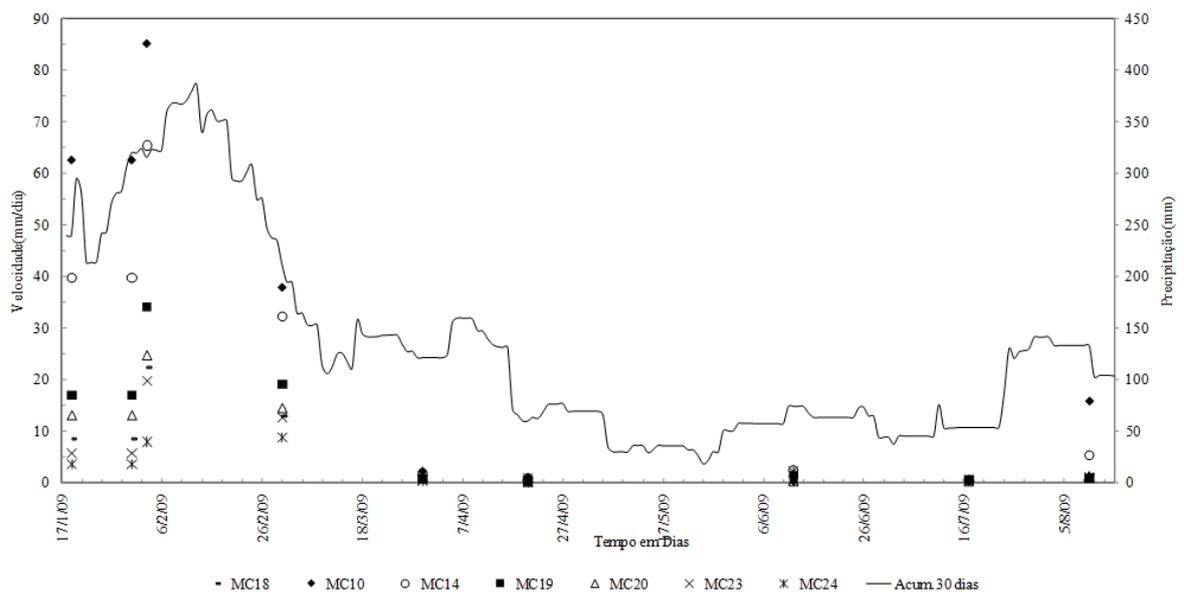
**Figura 4.8** Gráfico da velocidade média do escoamento e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo



**Figura 4.9** Gráfico da velocidade média do escoamento e precipitação acumulada de 20 dias versus tempo



**Figura 4.10** Gráfico da velocidade média do escoamento e precipitação acumulada de 25 dias versus tempo



**Figura 4.11 Gráfico da velocidade média do escorregamento e precipitação acumulada de 30 dias versus tempo**

Com base nas interpretações destes dados foi possível identificar uma área de escorregamento e desenhar os vetores de deslocamentos que estão representados na figura não em tamanho real, mas sim aumentados em 10 vezes em relação a escala da planta, para assim se ter uma noção qualitativa do movimento. A região que se movimentou durante o primeiro período de leituras dos marcos está delimitada pela linha desenhada em planta.

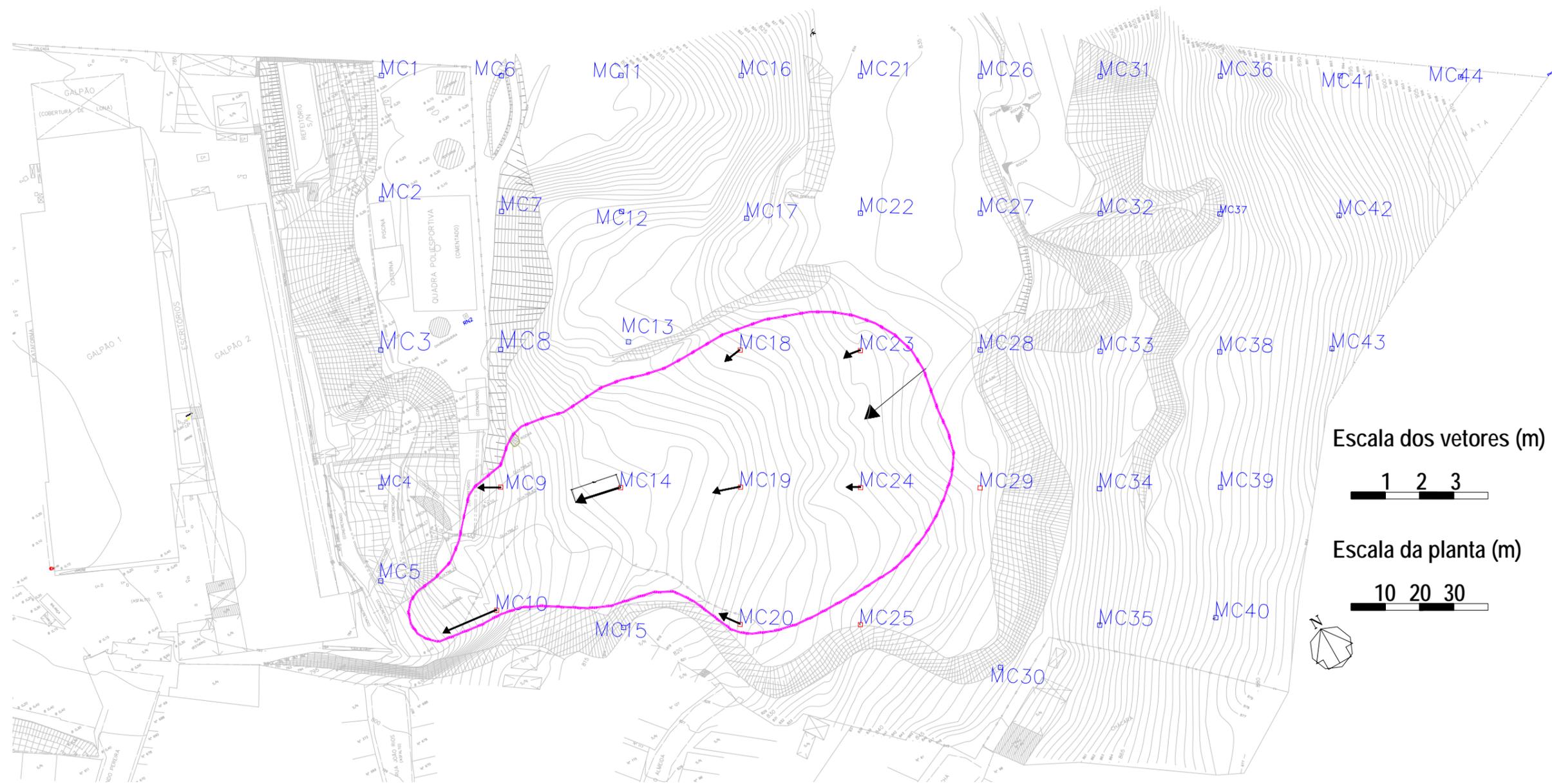


Figura 4.12 Vetores desenhados na planta baixa

A primeira etapa de monitoramento através dos marcos topográficos apontou os locais onde ocorreram movimento de solo. A partir destes dados foi possível definir uma nova malha de marcos que foi incrementada ao estudo esta área pode ser vista na Figura 4.15.

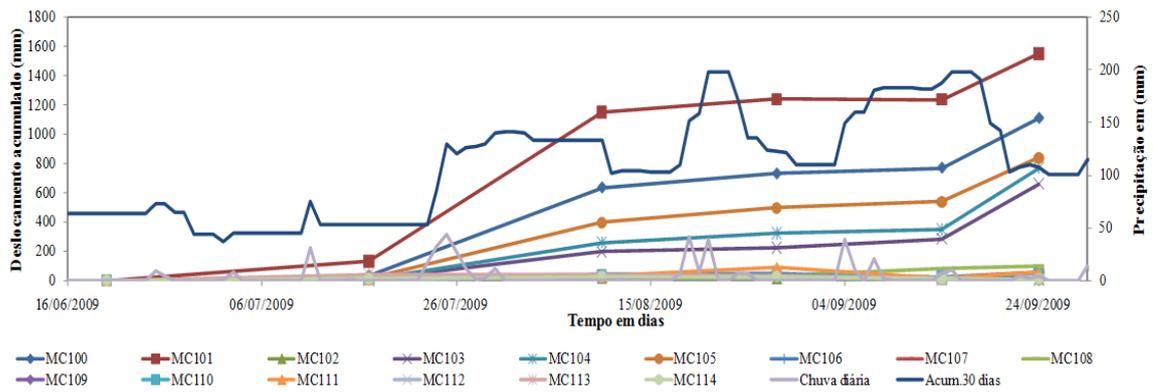
#### **4.2.2 2ª Fase da investigação através dos marcos topográficos**

Após definida a área de escorregamento, foi projetada uma segunda malha como mais 15 marcos superficiais e também a coleta de dados de 13 marcos da primeira rede foram interrompidas, pois estavam em locais onde não apresentaram movimento. Conforme pode ser visto na Figura 4.15 os novos marcos foram numerados de MC100 a MC114.

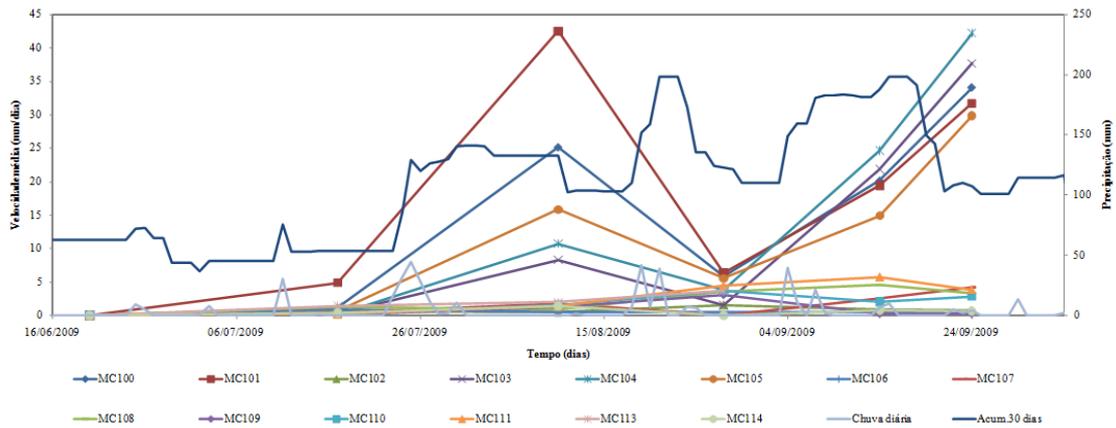
Na Figura 4.13 estão apresentados os deslocamentos obtidos do monitoramento dos novos marcos topográficos instalados e a chuva acumulada dos últimos trinta dias. Os marcos MC100, MC101, MC103, MC104, MC105 foram locados dentro da área de escorregamento onde já haviam sido detectados movimentos no período chuvoso, observa-se que nestes pontos a encosta se movimentou mesmo nos períodos de meses menos chuvosos; percebe-se que uma chuva acumulada constante de 150 mm do dia 26 de julho a 10 de agosto foi suficiente para tirar do repouso estes marcos..

A malha dos 15 novos marcos mostrou que os MC100, MC101, MC103, MC104, MC105 tiveram deslocamentos acumulados que variaram de 770 mm a 1550 mm conforme mostra a Figura 4.13. Estes marcos estão localizados na metade inferior do escorregamento, onde o nível freático é quase superficial mesmo no período em que as chuvas ocorrem em menor frequência. Os marcos que foram locados na metade superior do escorregamento não tiveram grandes movimentos; sendo assim conclui-se que durante o período em que as chuvas acumuladas atingiram mais 150 mm, apenas a metade inferior entrou em movimento. Para a metade superior começar a mover é necessário que as chuvas acumuladas sejam maiores que 250 mm, conforme pode ser visto na Figura 4.13.

Após o dia 6 de setembro as chuvas tornam a aumentar chegando próximo dos 200 mm no dia 20 de setembro. Neste intervalo de tempo o gradiente de velocidades dos 5 marcos citados acima também aumentam, variando de 25 mm/dia a 42 mm/dia, como pode ser observado na Figura 4.14. Os demais marcos não apresentaram movimentações.



**Figura 4.13 Deslocamento acumulado dos novos marcos topográficos**



**Figura 4.14 Velocidade média dos novos marcos topográficos**

A Figura 4.15 ilustra as áreas que se movem durante o período chuvoso. Observou-se que a área I tem em torno de 2800 m<sup>2</sup> e o movimento desta área inicia-se quando a chuva acumulada de 30 dias, é maior do que 150 mm. Quando a precipitação acumulada foi maior do que 250 mm, os marcos localizados dentro da área 2 também entraram em movimento. A soma destas duas áreas mede 8400 m<sup>2</sup>.

Observa-se que para a segunda metade do mês de março a chuva acumulada de trinta dias é menor do que 150 mm as velocidades médias de deslocamentos diminuem.

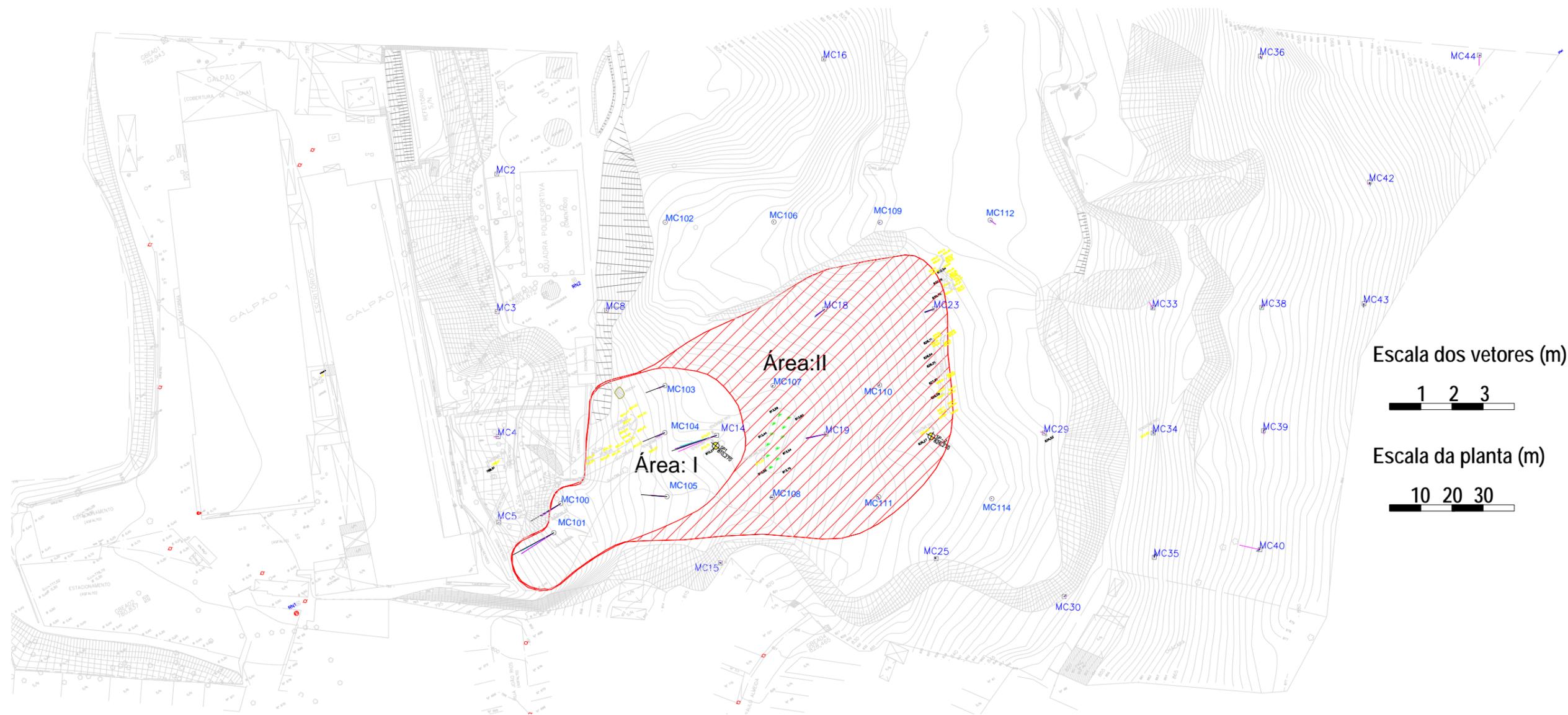


Figura 4.15 Áreas de escorregamentos

### 4.3 Inclínômetros

Com o objetivo de se determinar o perfil do subsolo e identificar a profundidade do escorregamento, foram executados dois furos de sondagens mistas (SPT + Rotativa) e, posteriormente, foi realizada a instalação de inclinômetros nos locais destas perfurações.

Os trabalhos iniciaram com a escolha dos locais a serem executadas as sondagens. Decidiu-se instalar um inclinômetro na região do centro da massa de escorregamento e um segundo nas proximidades da crista do escorregamento. Após definido os locais, limpou-se a área e foram levados até o local os equipamentos para a realização dos ensaios. As Figura 4.16 (a) até a (d) mostram a parte da execução da sondagem mista e detalhes de algumas amostras. Para permitir a entrada de água no tubo guia, foram executados furos no tubo, desta maneira obtiveram-se os níveis da água no período de leitura dos inclinômetros.

As localizações em planta dos inclinômetros estão apresentadas na Figura 4.18.

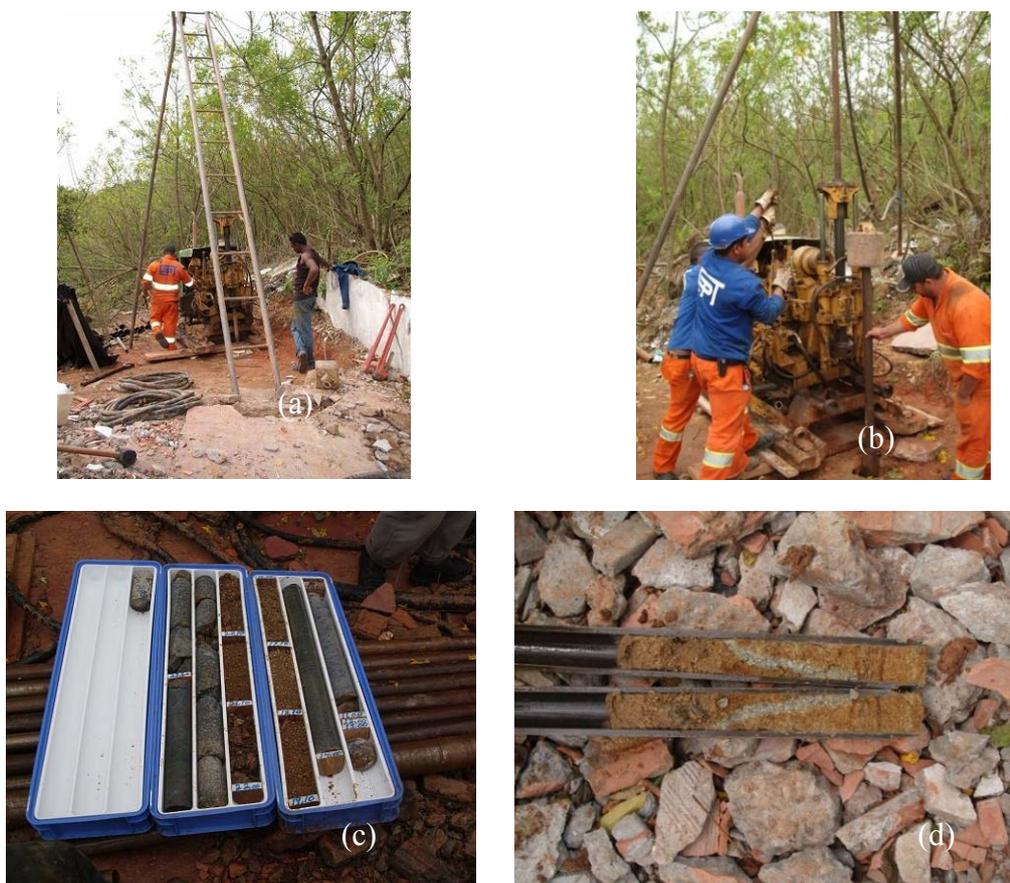


Figura 4.16 Execução da sondagem mista e instalação

A Figura 4.17 (a) apresenta o detalhe da perfuração do tubo protegida com uma tela fina para evitar o entupimento dos furos pela areia e também um po e a Figura 4.17 (b) mostra o preenchimento entre o tubo e a parede do furo com areia média, este espaço foi preenchido com areia para permitir o fluxo de água do lençol freático.



**Figura 4.17** Detalhes da instalação dos inclinômetros

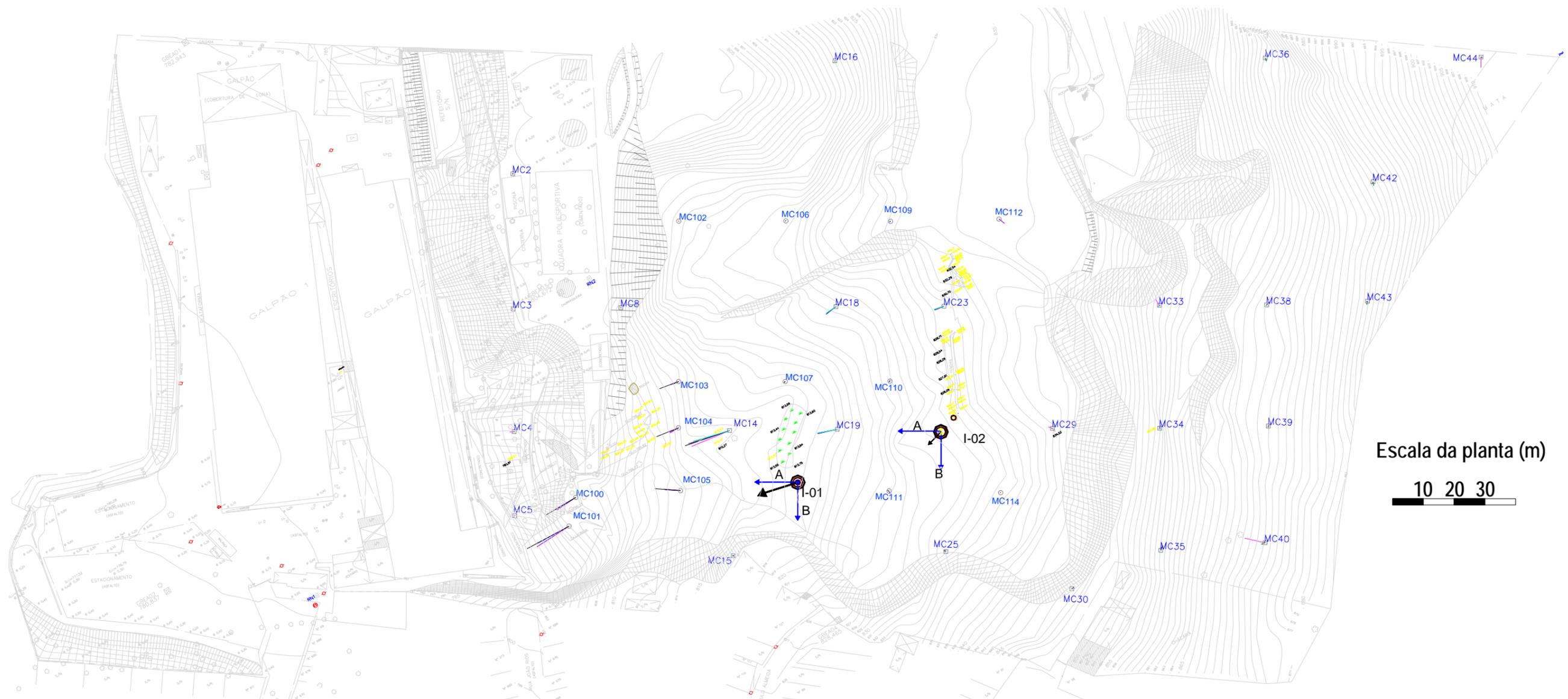


Figura 4.18- Desenho esquemático da localização dos inclinômetros

Os inclinômetros foram designados de I-01, localizado próximo ao lago existente dentro da área de escorregamento I e o segundo inclinômetro I-02 instalado a 2,0 m a jusante do MC24 dentro da área de escorregamento II.

A primeira leitura foi realizada no dia 20 de outubro e a segunda leitura dos instrumentos foi realizada no dia 4 de novembro totalizando um intervalo de 15 dias.

Nestes 15 dias o inclinômetro I-01 sofreu uma distorção que começou aos 8,5 m de profundidade, deslocando um total de 57 mm (Figura 4.20).

O Nível d'água neste ponto manteve-se durante o período de monitoramento próximo a superfície, como pode ser visto na Figura 4.19 a seguir.



**Figura 4.19 Inclinômetro I-01 preenchido com água**

Na Figura 3.19 do Capítulo 3, foi apresentado um perfil geotécnico da região, observa-se que o solo existente aos 8,5 m de profundidade é o aterro.

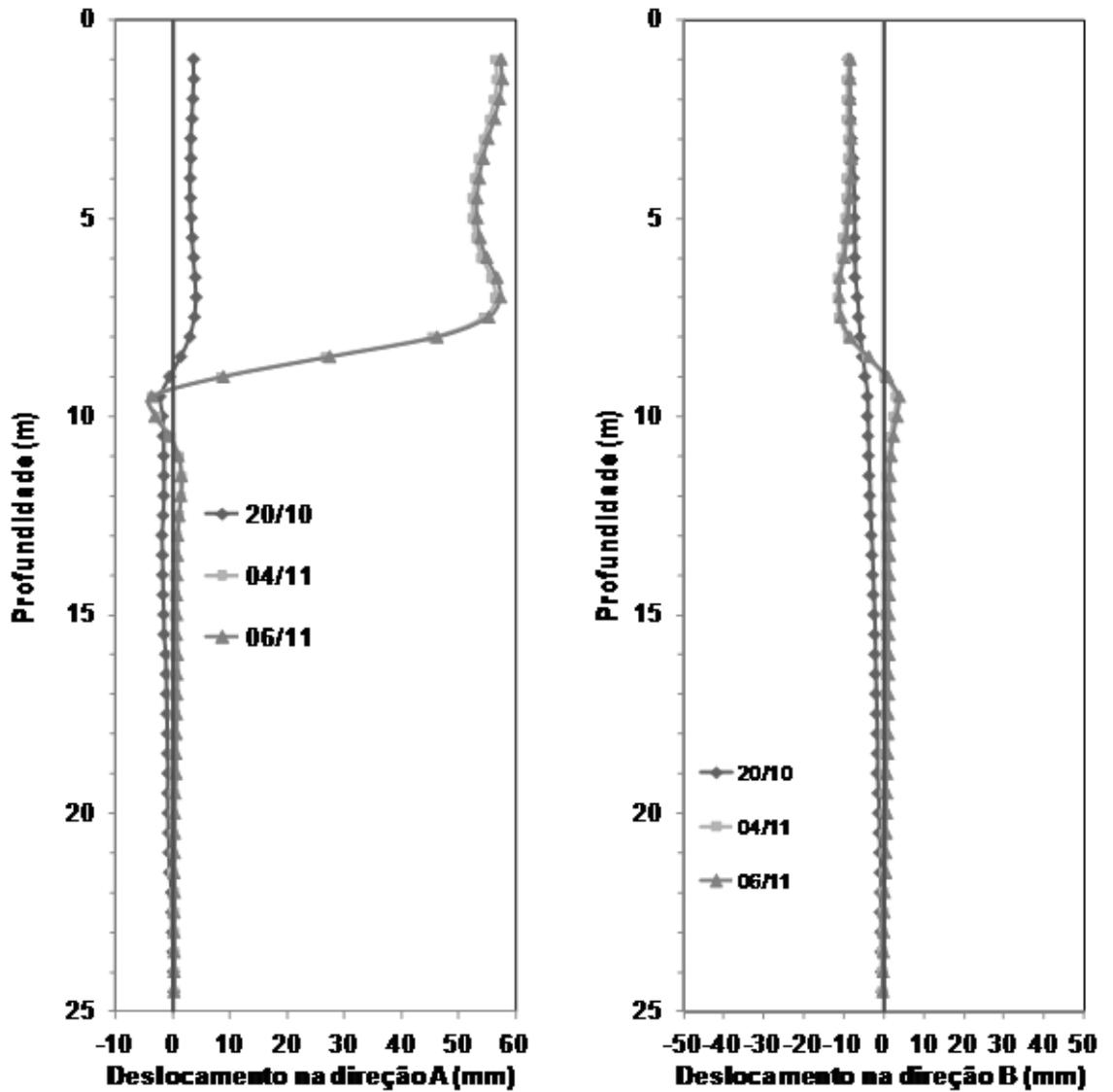


Figura 4.20 Deslocamentos do inclinômetro I-01 na direção A e B

O inclinômetro I-02 apresentou distorções aos 2,5 m de profundidade; esta distorção foi de 6,0 mm. Indicando que o plano de deslizamento está mais próximo da superfície do terreno nesta região. A Figura 4.21 mostra o comportamento deste instrumento durante o período de medição.

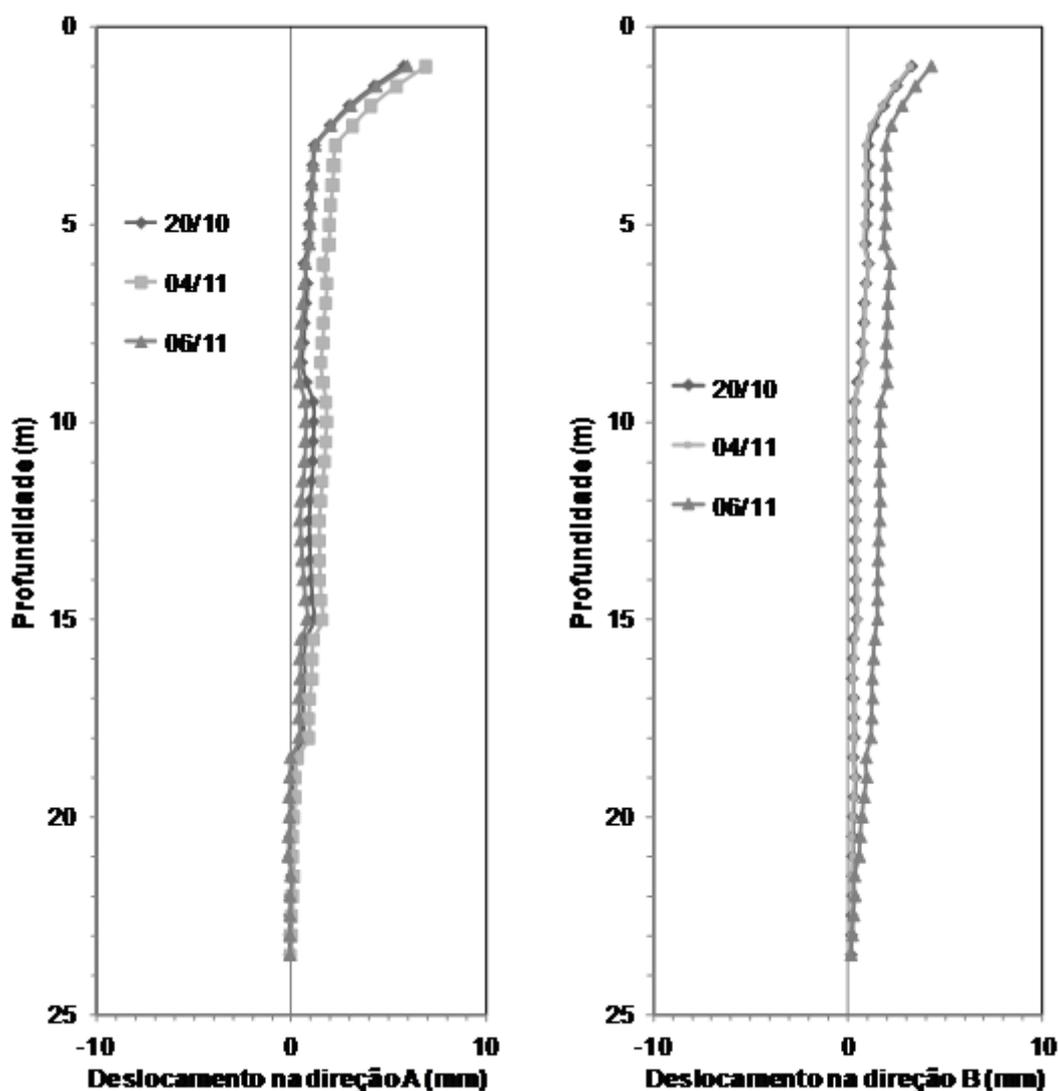
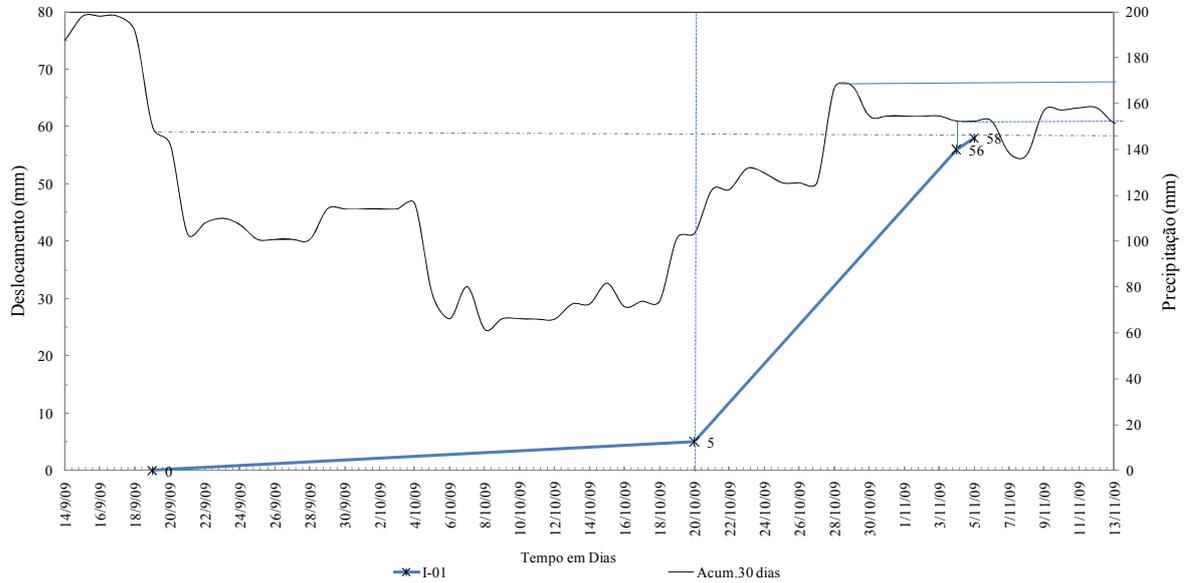


Figura 4.21 Deslocamentos do inclinômetro I-02 na direção A e B

A Figura 4.22 mostra os deslocamentos obtidos do inclinômetro I-01. Nota-se que em um período de 31 dias, do dia 19 de setembro ao dia 20 de outubro, o tubo foi deslocado 5,0 mm e a precipitação acumulada dos três primeiros dias foi de 145,0 mm, este deslocamento provavelmente foi causado por esta chuva acumulada de 30 dias que já estava diminuindo conforme pode ser visto na Figura 4.22.

A leitura acumulada obtida do inclinômetro I-01 no dia 4 de novembro foi de 54,0 mm, observou-se que a quantidade de chuva acumulada dos últimos 30 dias, anterior à leitura de 4 de novembro manteve-se em média 155,0mm, com exceção do dia 28 de outubro teve um pico de 170,0 mm. Esta quantidade de chuva acumulada aproxima-se com o mesmo valor que fez com que os marcos topográficos se movimentassem.

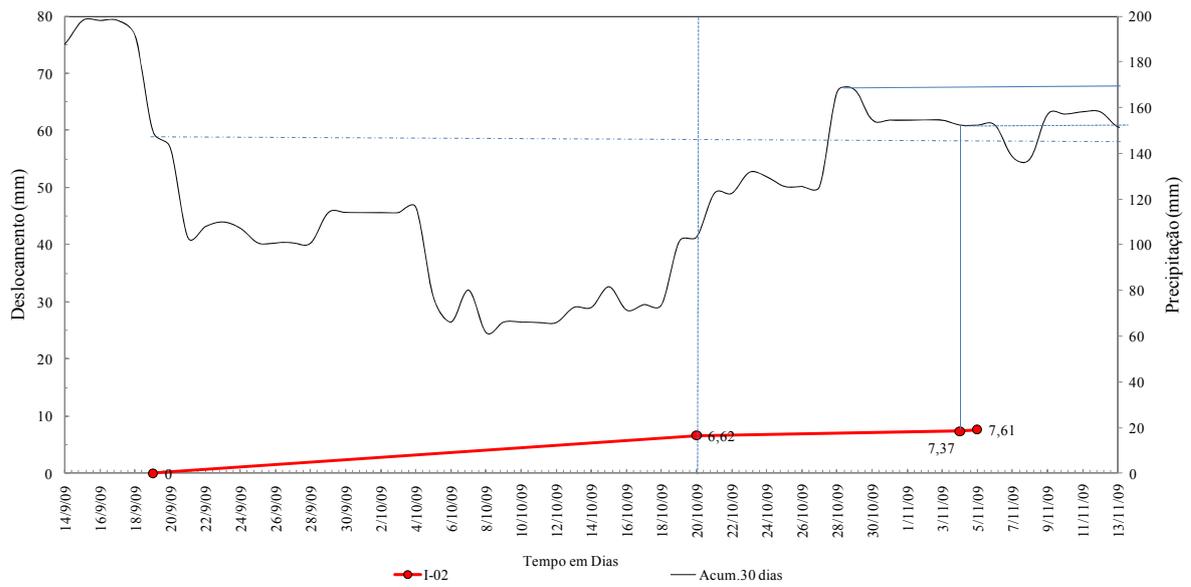
Portanto, os inclinômetros confirmaram o que os marcos topográficos haviam apontado. Para que a massa entre em movimento a chuva acumulada dos últimos 30 dias deverá ser superior a 150 mm.



**Figura 4.22** Deslocamentos e precipitação acumulada dos últimos 30 dias obtidos do monitoramento do inclinômetro I-01 versus tempo

A Figura 4.23, mostra os dados obtidos do monitoramento do incliômetro I-02

O comportamento deste inclinômetro foi diferiu-se ao do I-01, as deformações foram menores e em profundidade de 2,5 m. O inclinômetro I-01 teve um deslocamento acumulado de 7,61 mm. Esta movimentação foi menor devido ao fato do inclinômetro estar instalado na crista do escorregamento, onde os deslocamentos de terra costumam ser pequenos e também pelo fato de o tubo ter sido instalado dentro da Área 2, onde de acordo com os dados dos marcos topográficos verificou-se que a chuva acumulada necessária para movimentar esta área tem que ser superior a 250 mm.



**Figura 4.23 Deslocamentos e precipitação acumulada dos últimos 30 dias obtidos do monitoramento do inclinômetro I-02 versus tempo**

Na região onde foi instalado o inclinômetro I-02 surgiu uma trinca no terreno, como se pode perceber na Figura 4.24 a seguir.



**Figura 4.24** Trinca devido ao deslocamento da massa de solo

Através dos inclinômetros foram obtidos dois pontos da superfície de ruptura que puderam ser somados ao ponto do pé do escorregamento, identificado quando da retirada das amostras indeformadas. Estes pontos indicam que a ruptura tem forma planar.

#### **4.4 Tensiômetros**

Foram instalados no total 14 tensiômetros ao longo da encosta. O monitoramento foi realizado no período de julho de 2009 até novembro de 2010; neste tempo dois dos instrumentos foram subtraídos pela comunidade local e outros dois foram quebrados.

Estes instrumentos foram instalados ao longo da encosta nos mesmos pontos onde foram realizadas as sondagens a trado. A locação destes pontos pode ser vista na Figura 3.18 em planta e na Figura 3.19 em corte na seção S1-S1, que passa próximo aos locais de instalação.

Os tensímetros foram nomeados de acordo com a posição no talude, de jusante para montante eles receberam os nomes iniciando com a letra “T” com número do ponto em que

foram instalados e a profundidade de instalação, no total foram 8 pontos de monitoramento. Por exemplo, T1-1,5m, este tensiômetro foi instalado no ponto 1 e sua pedra porosa encontra-se a 1,5 m de profundidade.

Através das leituras realizadas com o tensímetro digital foi possível desenhar os gráficos das pressões piezométricas. A Figura 4.25 apresenta o comportamento das pressões registradas das leituras dos tubos tensiométricos.

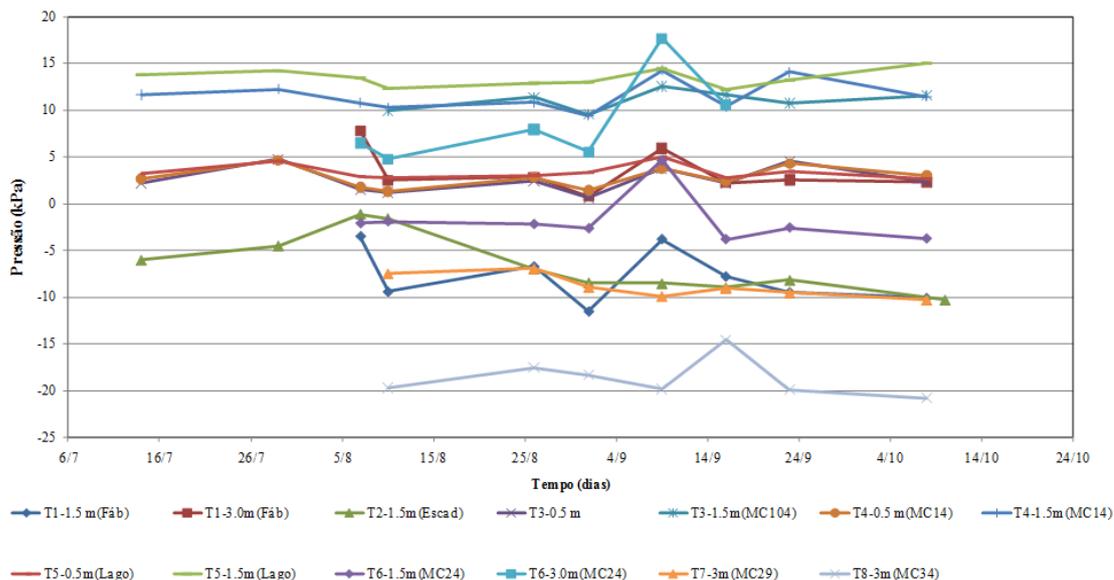
Os tubos T1-1,5 m, T1-3,0 m, T2-1,5 m, T7-3,0 m e T8-3 m estão instalados fora da área de escorregamento e, os tubos T3-0,5 m, T3-1,5 m, T4-0,5 m, T4-1,5 m, T5-0,5 m, T5-1,5 m, T6-1,5 m e T6-3,0 m foram implantados dentro da massa que encontra-se deslizando.

Durante o período de monitoramento notou-se que as pressões dos tubos T1-1,5 m, T2-1,5m, T1-1,5m, T7-3,0m e T8-3,0m mantiveram-se na maior parte do tempo negativas, mostrando assim que existe uma sucção nestas áreas capaz de manter o solo estável.

Em cada ponto de monitoramento T1 e T6 foram instalados um tubo de 1,5 m e outro 3,0 m. Nestes locais os tubos instalados a 3,0 m de profundidade apresentaram pressões positivas, indicando a existência de água nesta profundidade. Já os tubos de 1,5 m instalados nestes locais apresentaram pressões negativas indicando que o nível do lençol freático encontra-se abaixo da profundidade. A região em que foram instalados estes tubos não apresentou movimento de solo, o que indica que para a massa de solo entrar em movimento o nível freático deve se elevar próximo a superfície.

Próximo ao ponto T1 estão localizados drenos que foram instalados na década de 80 e também existe um muro de gabião, estrutura de contenção que ajuda a manter estável esta região.

Os tubos que foram instalados dentro da massa de escorregamento mantiveram-se com pressões positivas, revelando a existência de um nível piezométrico próximo à superfície ou em alguns casos acima da superfície do terreno. Existe entre as leituras dos tubos instalados no mesmo ponto, porém em profundidades diferentes, uma diferença de pressão, o que vem a demonstrar a existência de fluxo de água na encosta.



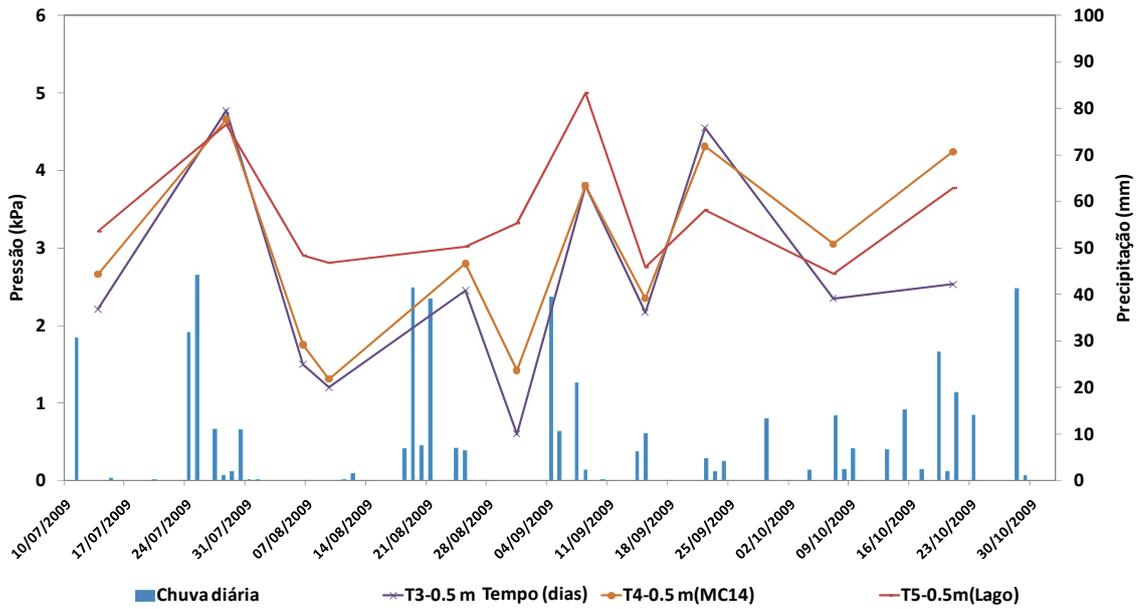
**Figura 4.25 Variação das pressões ao longo do tempo**

Uma análise para cada grupo de tensiômetro foi realizada conforme a profundidade de instalação, assim se pode verificar com clareza o comportamento dos tubos.

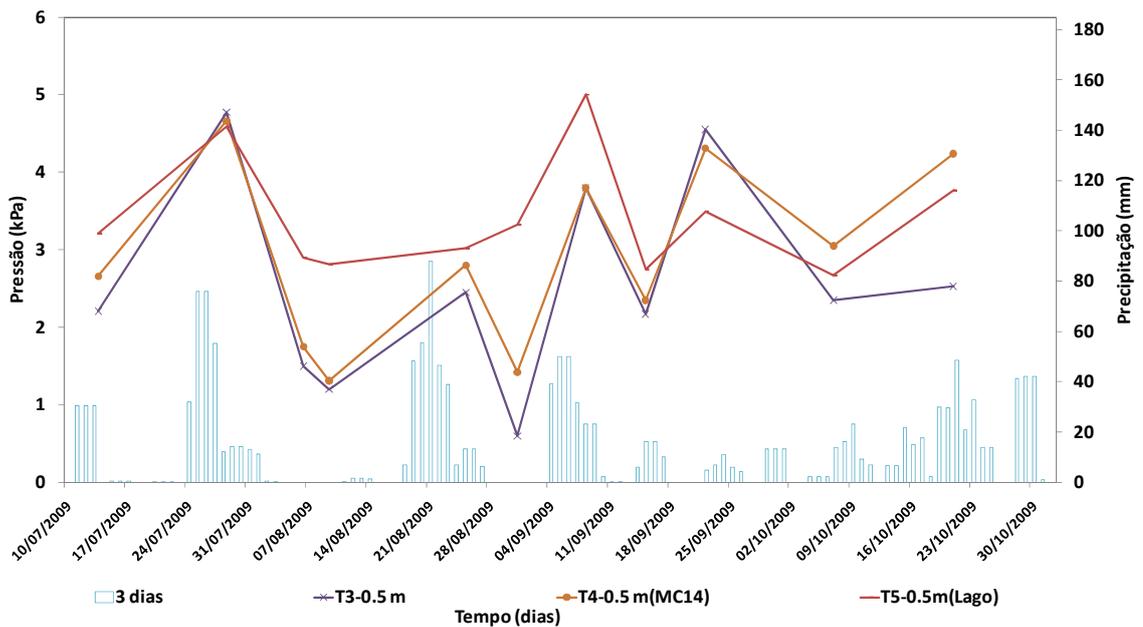
#### 4.1.1 Tensiômetros instalados a 0,5 m de profundidade

Para os tubos instalados a 0,5 m de profundidade as pressões piezométricas foram todas positivas, como pode ser visto na Figura 4.26. Nestes pontos percebe-se que a pressão piezométrica acompanha a chuva diária; nos dias 29/07, 09/9, 23/9 e 22/10 o nível freático encontrava-se muito próximo da superfície do terreno como pode ser verificado na Figura 4.31. Todos estes tubos estão instalados dentro da massa de escorregamento.

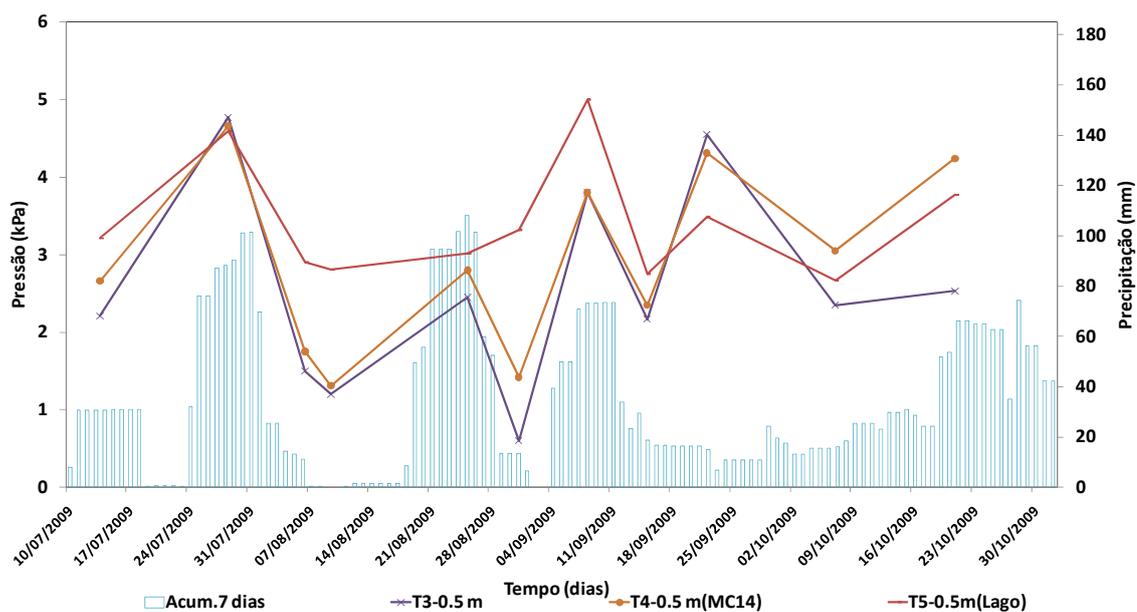
Foram correlacionados os gráficos de precipitação diária e os de precipitação acumulada a 3, 7 10 e 15 dias, estas correlações estão apresentadas da Figura 4.26 a Figura 4.30. O gráfico de precipitação acumulada de 7 dias é o que apresenta melhor correspondência com a variação do nível piezométrico, mostrando que durante os períodos dos picos de precipitação, ocorreu elevação no nível piezométrico registrado pelas leituras através dos tensímetros.



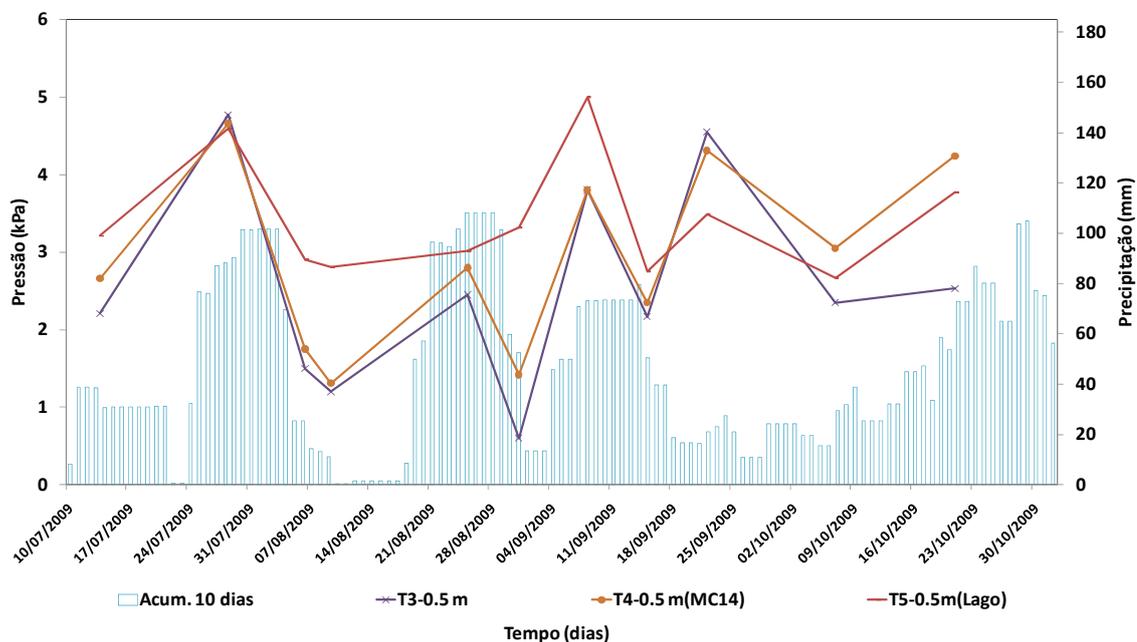
**Figura 4.26** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação diária versus tempo



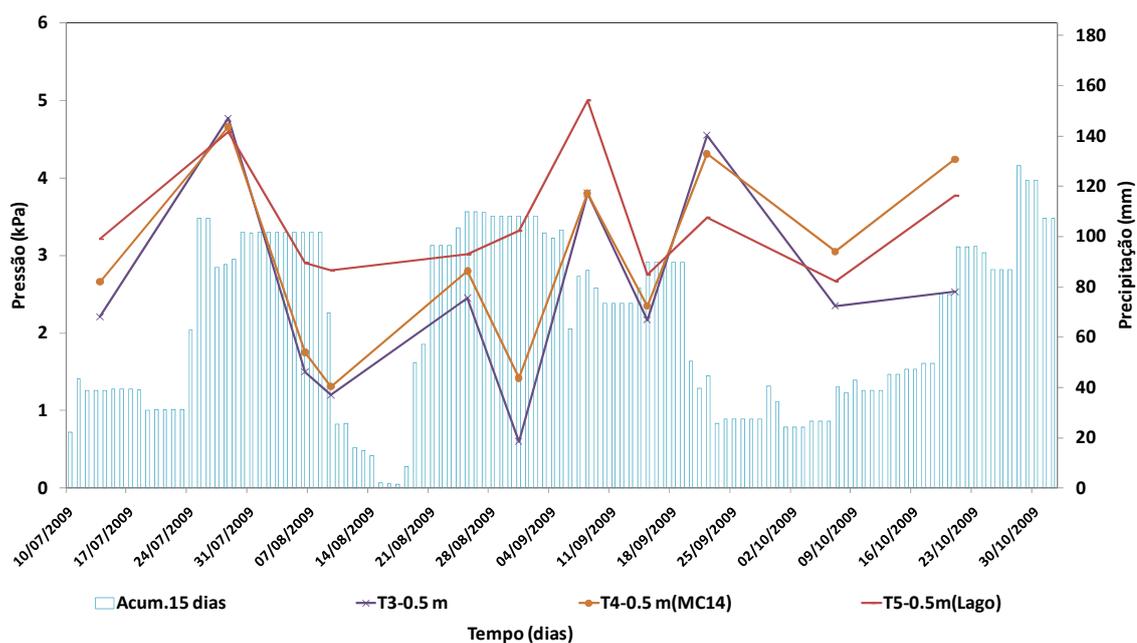
**Figura 4.27** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 3 dias versus tempo



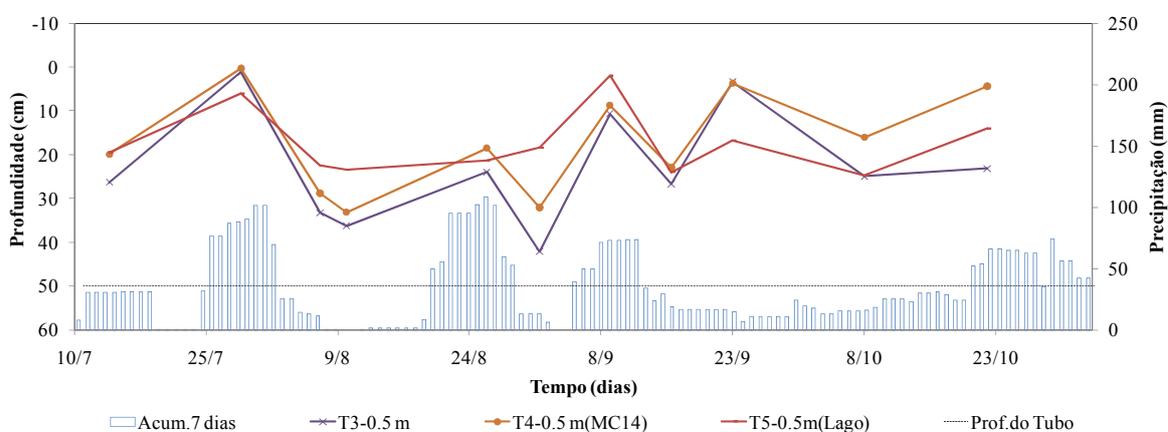
**Figura 4.28** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo



**Figura 4.29** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 10 dias versus tempo



**Figura 4.30** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 0,5m de profundidade e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo



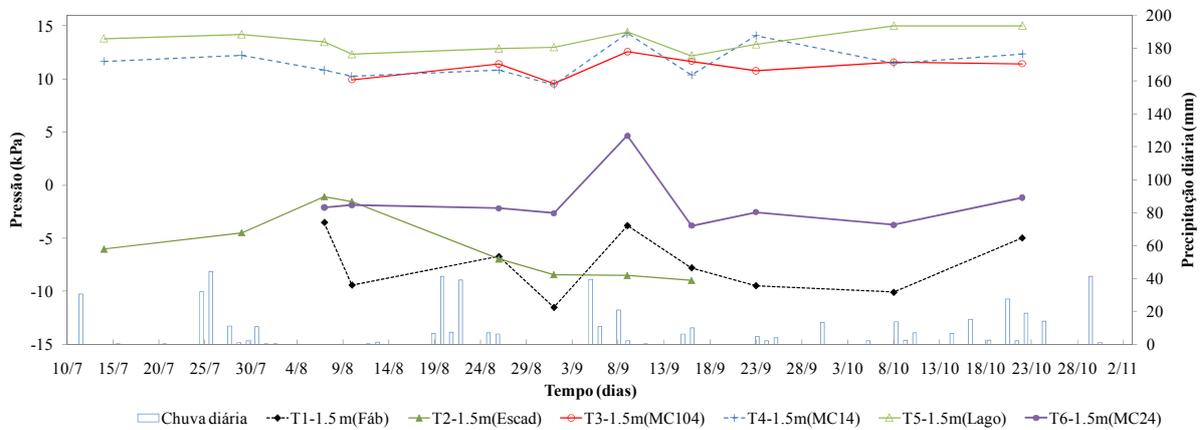
**Figura 4.31** Variação do nível freático dos tubos instalados a 0,5m de profundidade

#### 4.1.2 Tensiômetros instalados a 1,5 m de profundidade

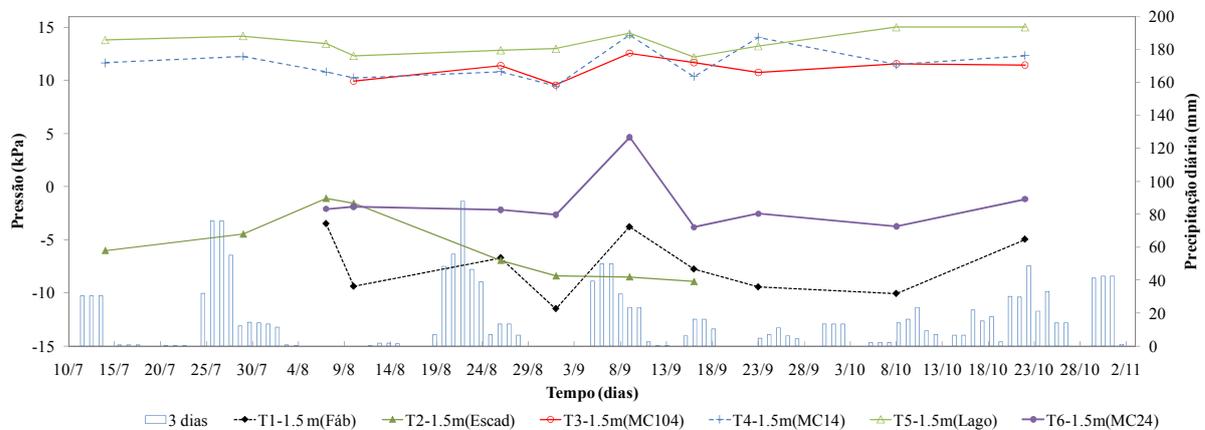
O comportamento das pressões registradas através dos tubos de 1,5 m de profundidade mostrou que a variação do lençol freático teve uma tendência a acompanhar a precipitação diária; na Figura 4.37 estão desenhadas as variações do nível freático de cada tensiômetro de 1,5 m. Uma nítida diferença entre o nível freático dos tensiômetros que estão dentro da massa

em movimento e dos que estão fora pode ser vista nesta Figura 4.37. A área que move-se manteve o nível freático próximo a superfície e no dia 9 de setembro o tensiômetro T5-1,5 m indicou a existência de artesiânismo. Dentro da área que manteve-se parada neste período os tensiômetros indicaram que o nível freático encontrava-se na sua maior parte do tempo menor que 1,5 m.

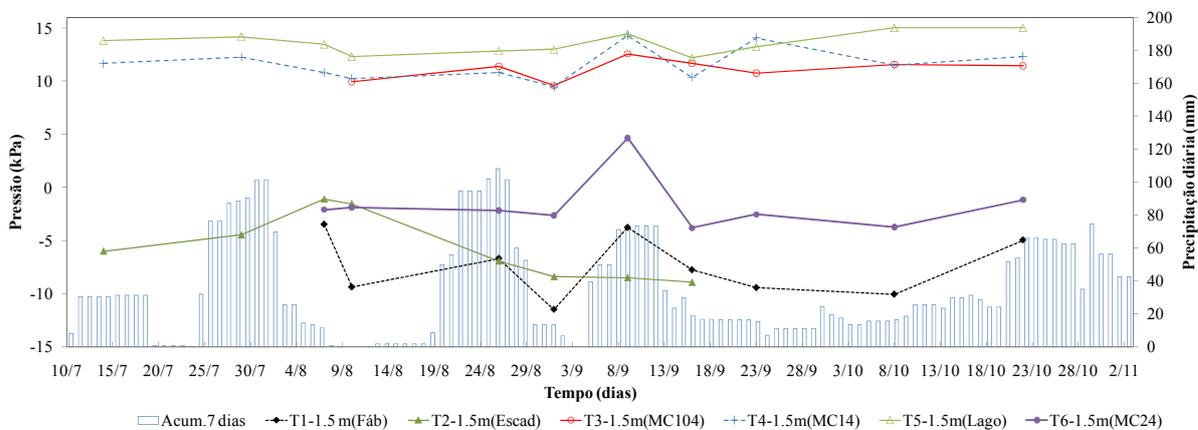
Para estes tensiômetros também foram feitas correlações com a precipitação diária e os de precipitação acumulada a 3, 7, 10 e 15 dias, estas correlações estão apresentadas nas Figura 4.32 a Figura 4.36. A precipitação que apresentou uma melhor correlação foi também a acumulada de sete dias.



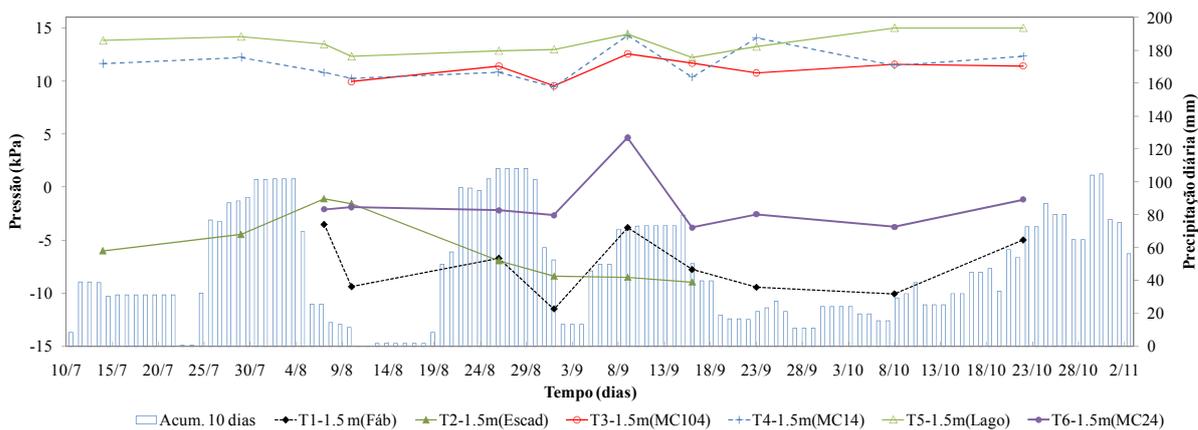
**Figura 4.32** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação diária versus tempo



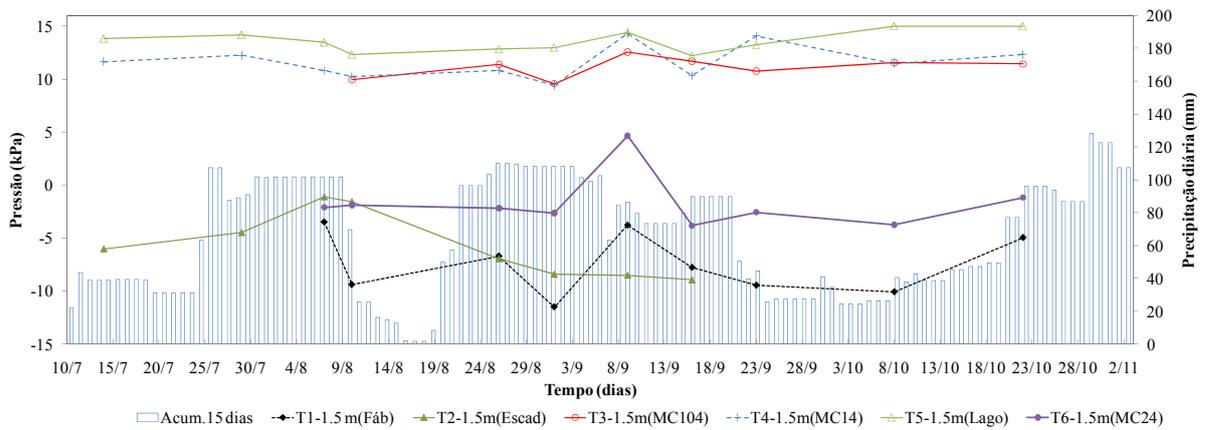
**Figura 4.33** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 3 dias versus tempo



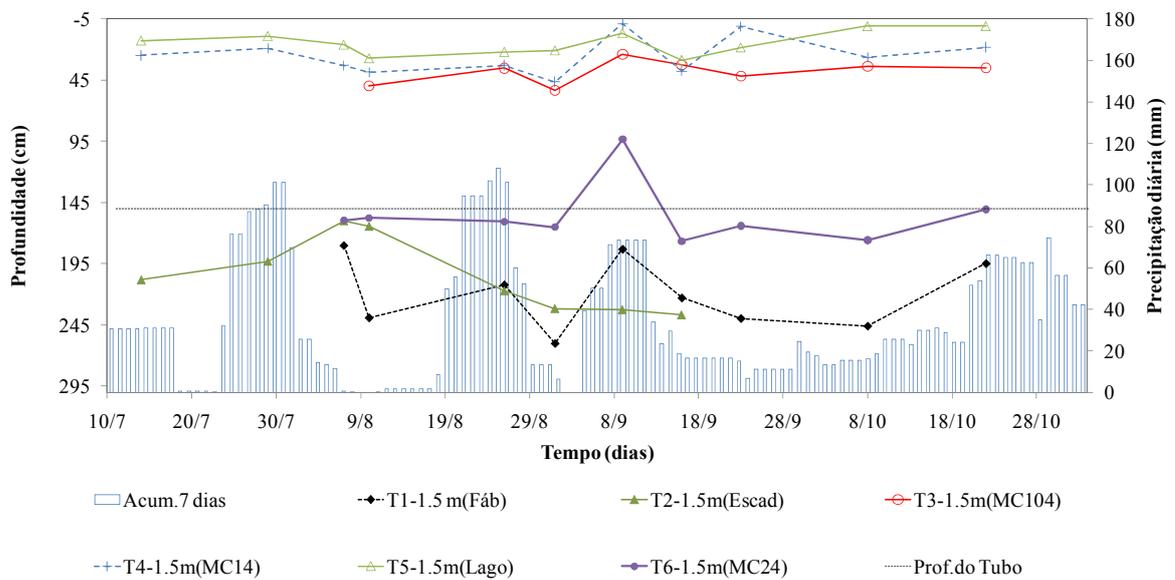
**Figura 4.34** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo



**Figura 4.35** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 10 dias versus tempo



**Figura 4.36** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 1,5m de profundidade e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo



**Figura 4.37** Variação do nível freático dos tubos instalados a 1,5 m de profundidade

### 4.1.3 Tensiômetros instalados a 3,0 m de profundidade

Os tubos de 3 metros de profundidade foram instalados dentro da área em que se desconfiava que o lençol freático estivesse mais profundo, o que veio a se confirmar com as leituras das pressões dos tubos tensiométricos.

A variação da profundidade estimada do lençol freático está apresentada na Figura 4.38.

Os tubos T7-3m e T8-3m indicaram que o lençol freático encontra-se numa profundidade superior a que foram instalados; as pressões totais registradas por estes tubos foram negativas. O nível do lençol freático para T1-3 m ficou oscilando entre 3 e 2,5 metros de profundidade e o T6-3m teve uma elevação do lençol até quase um metro nos primeiros dias de setembro, podendo ser reflexo das chuvas ocorridas no final do mês de agosto.

Para estes tensiômetros a chuva que melhor se correlacionou foi a acumulada de 20 dias. As correlações entre as precipitações e a variação das pressões estão apresentadas da Figura 4.39 até a Figura 4.2.

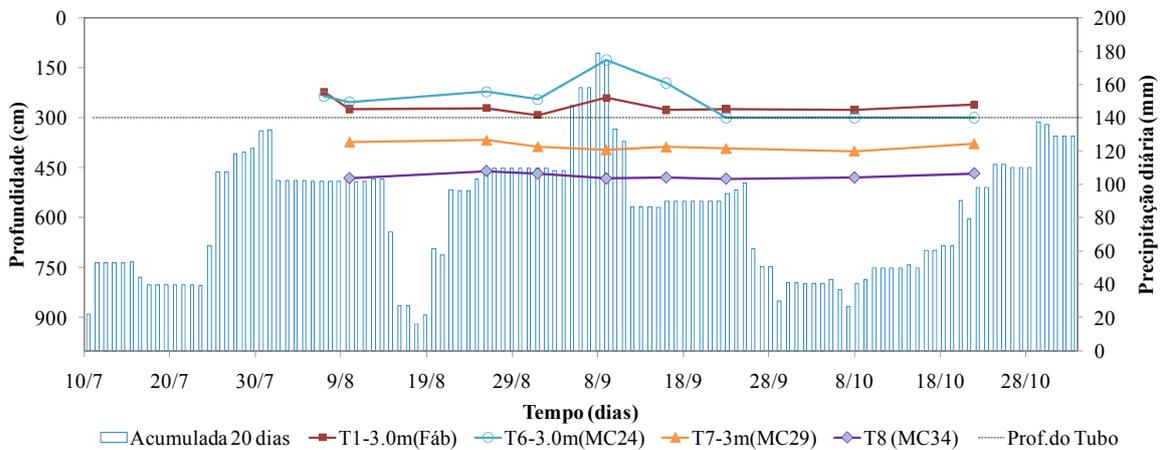
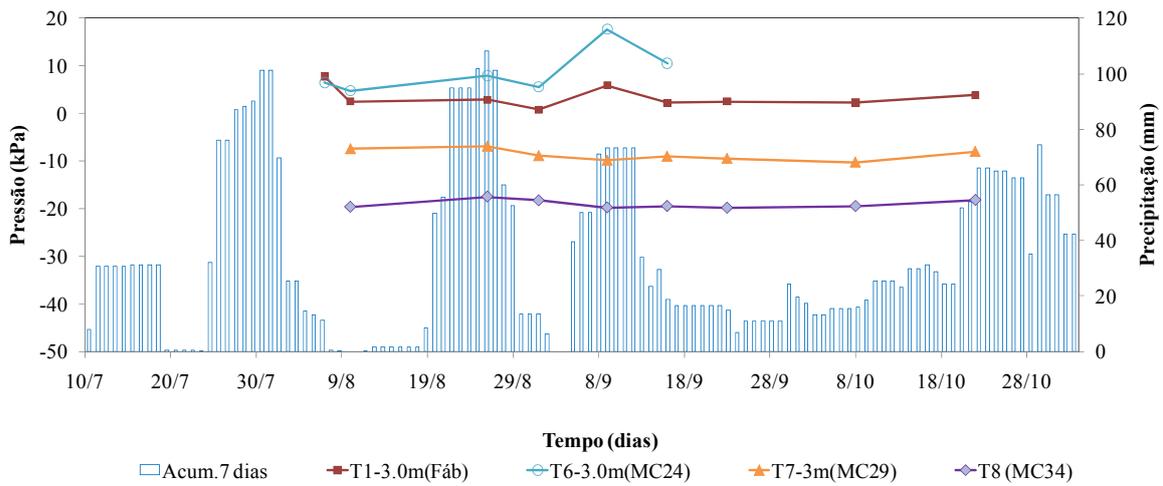
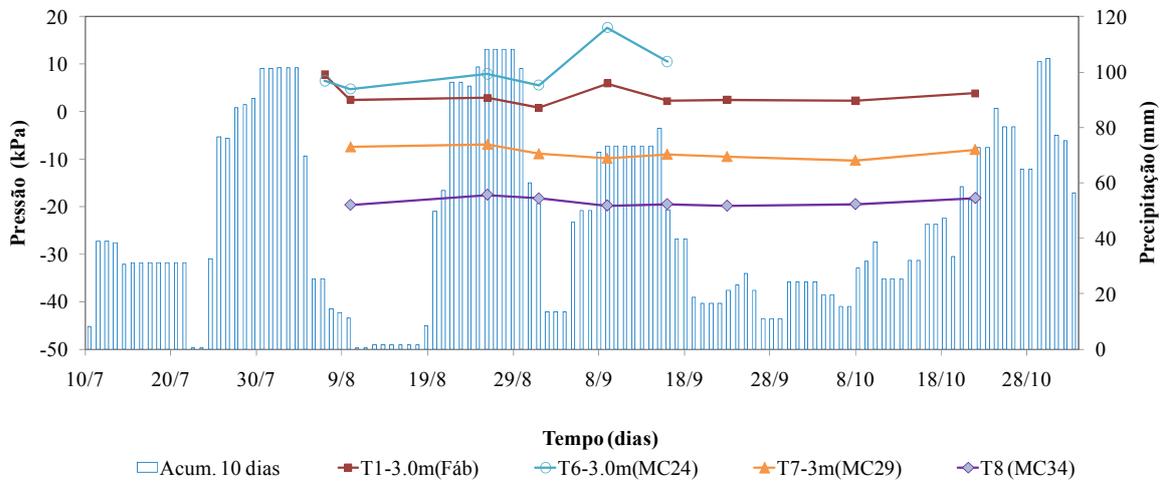


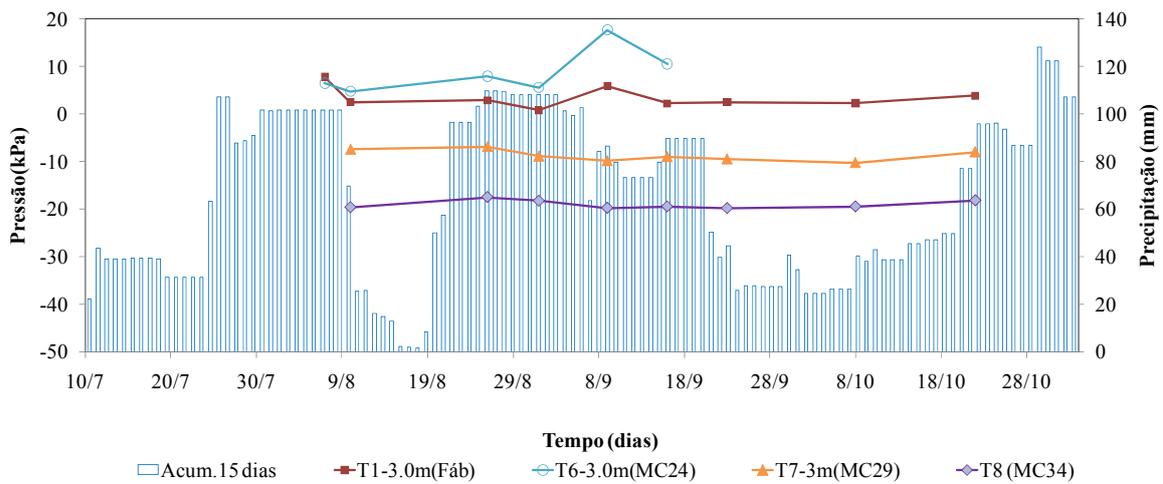
Figura 4.38 Variação do nível freático dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade



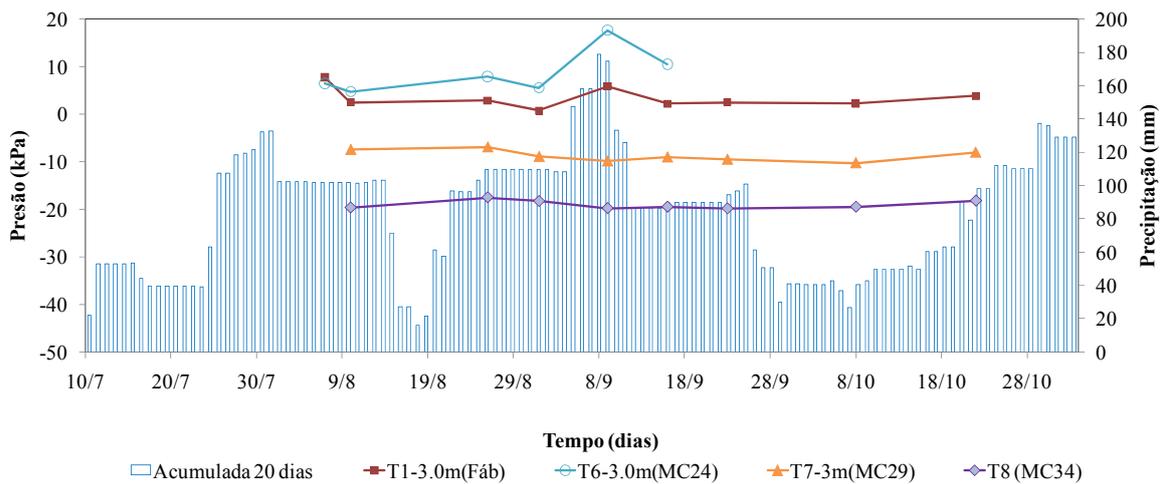
**Figura 4.39** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 7 dias versus tempo



**Figura 4.40** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 10 dias versus tempo



**Figura 4.41** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 15 dias versus tempo



**Figura 4.42** Variação do nível piezométrico dos tubos instalados a 3,0 m de profundidade e precipitação acumulada de 20 dias versus tempo

Com os dados de monitoramento é possível desenhar em quais profundidades o lençol freático se encontra. A Figura 4.43 representa o nível freático no dia 8 de outubro de 2009, na seção S1-S1. Entre os marcos MC9 e MC24, o nível freático manteve-se muito próximo a superfície.

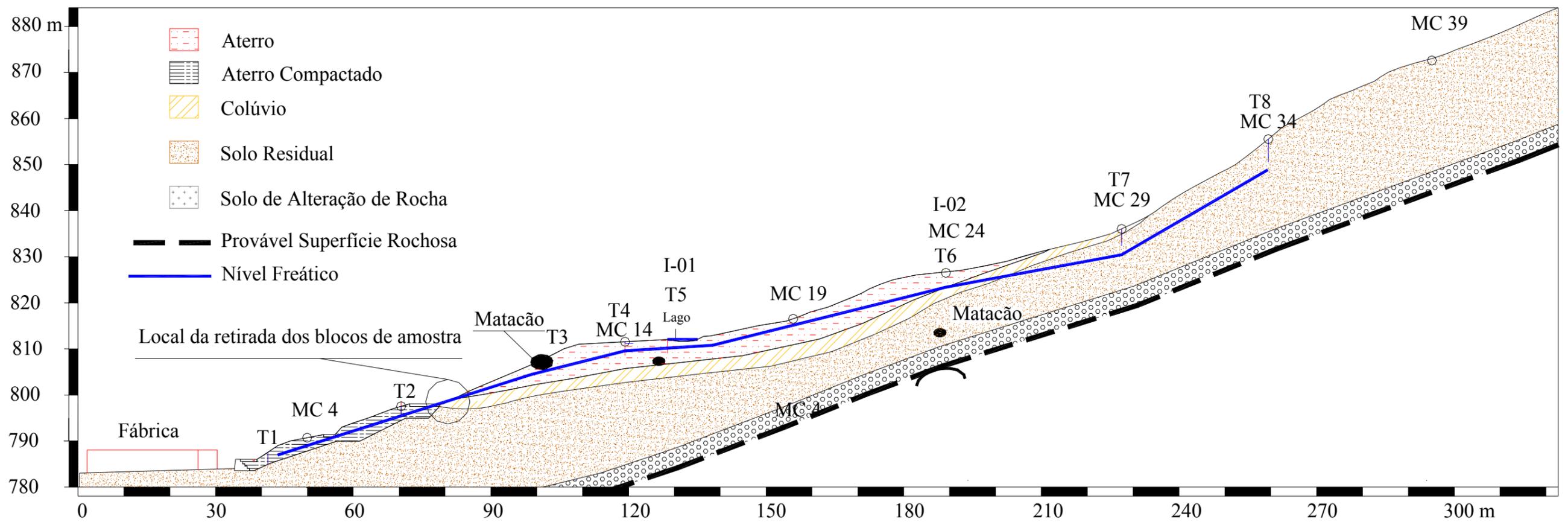


Figura 4.43 Nível freático medido em 8 outubro de 2009 na Seção S1-S1

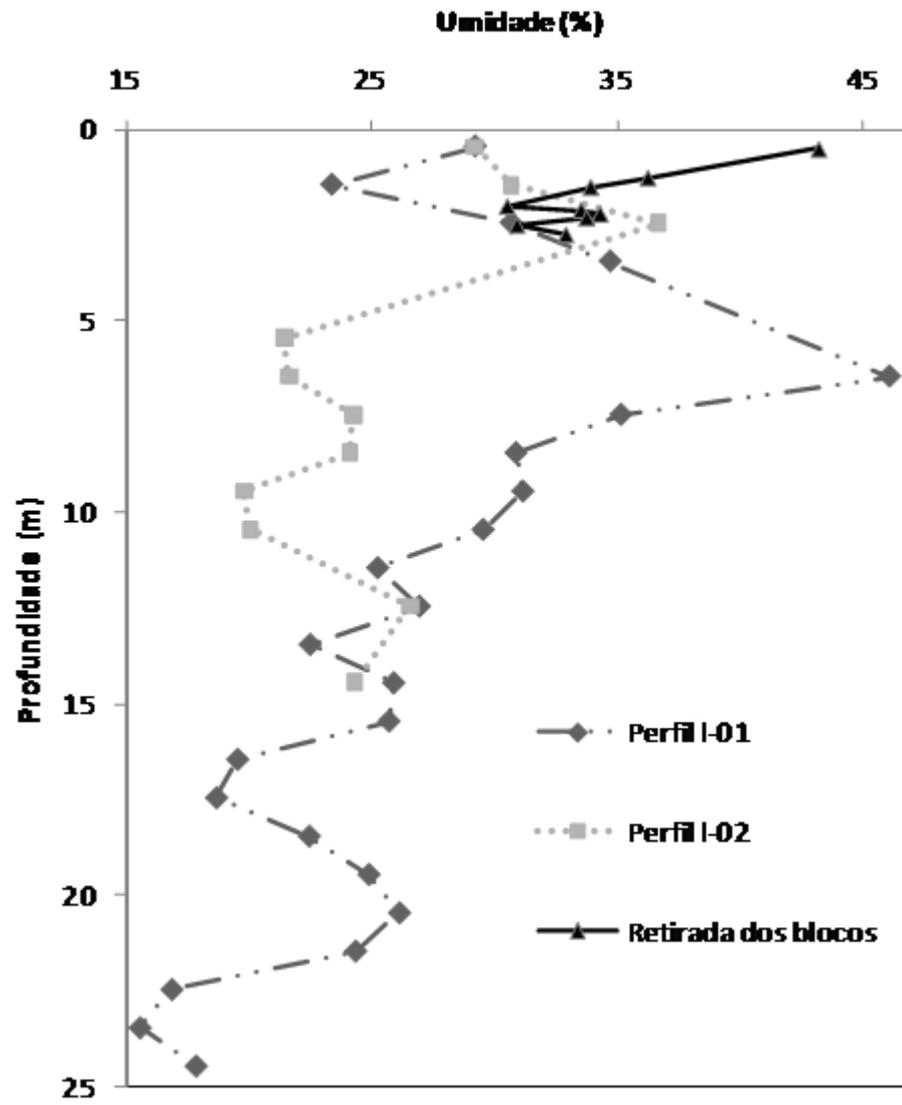
#### 4.5 Perfil de umidade

Durante a execução das sondagens mistas foram retiradas amostras de umidade da ponta do amostrador, onde a influência da lavagem do furo da sondagem é menor. Também foram coletadas amostras do perfil de umidade da escavação realizada para a coleta das amostras dos blocos de solo coluvionar e do aterro descritas anteriormente. O intuito de se realizar este ensaio é tentar detectar o plano de ruptura através da obtenção desta umidade. Segundo Skempton (1969) no plano de ruptura a umidade pode apresentar uma mudança brusca, aumentando repentinamente.

Os perfis de umidade estão desenhados na Figura 4.44. O perfil de umidade obtido na sondagem para a implantação do inclinômetro I-01 cresce gradativamente até atingir 46,1% aos 7,5 m de profundidade e abaixo deste ponto a umidade decresce. O mesmo comportamento é observado no perfil de sondagem I-02; a umidade cresce gradativamente até atingir o pico de 36,6% aos 2,5 metros de profundidade e abaixo desta profundidade a umidade diminui.

Para o perfil que foi determinado a partir da escavação realizada para a retirada de amostras indeformadas, apresentaram uma grande variação na umidade. Na primeira amostra retirada foi detectado 45 % de umidade e as demais amostras apresentaram uma diminuição de até 2 metros de profundidade. A amostra retirada aos 2,2 metros apresentou um pico de 34,3%, indicando o provável plano de ruptura da massa neste ponto.

Se compararmos as profundidades em que os perfis apresentaram a variação de umidade com as profundidades que apresentaram maiores distorções no monitoramento detectado através dos inclinômetros (Figura 4.45 e Figura 4.46), percebe-se que estes pontos coincidem.



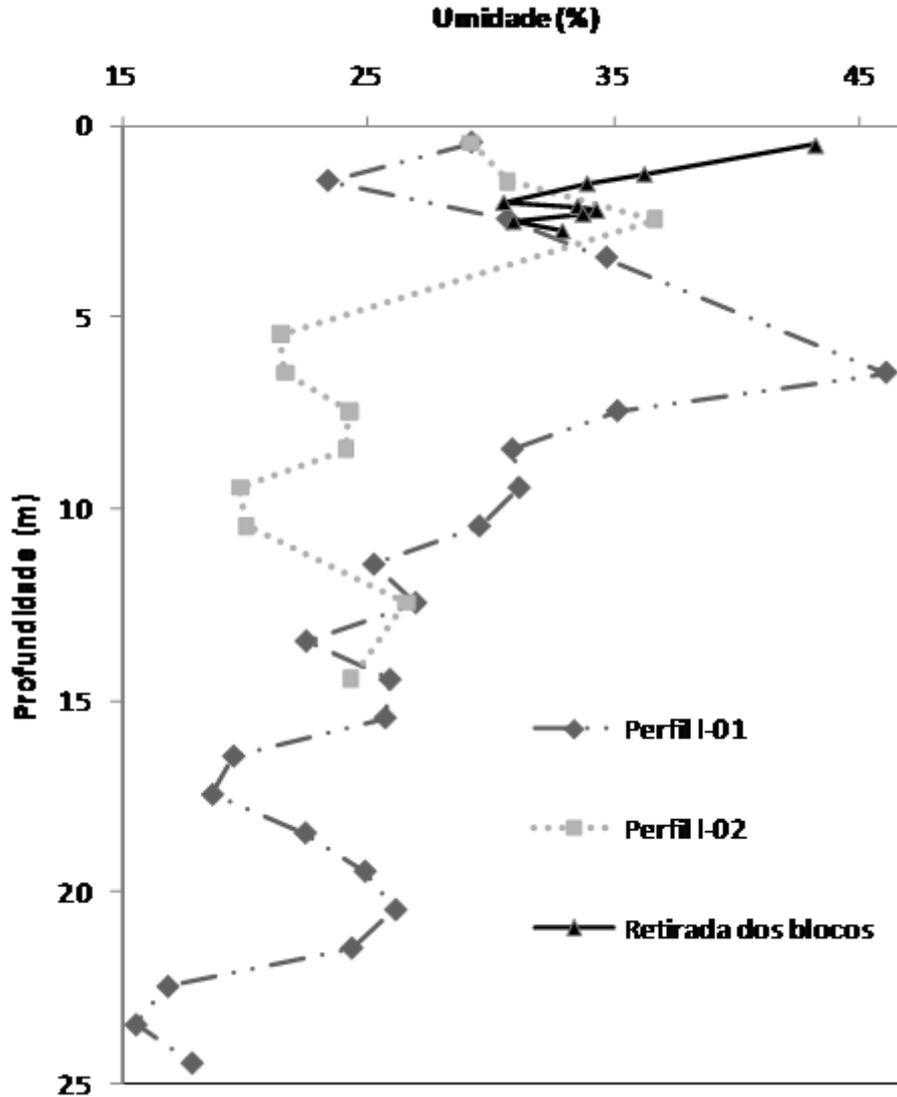
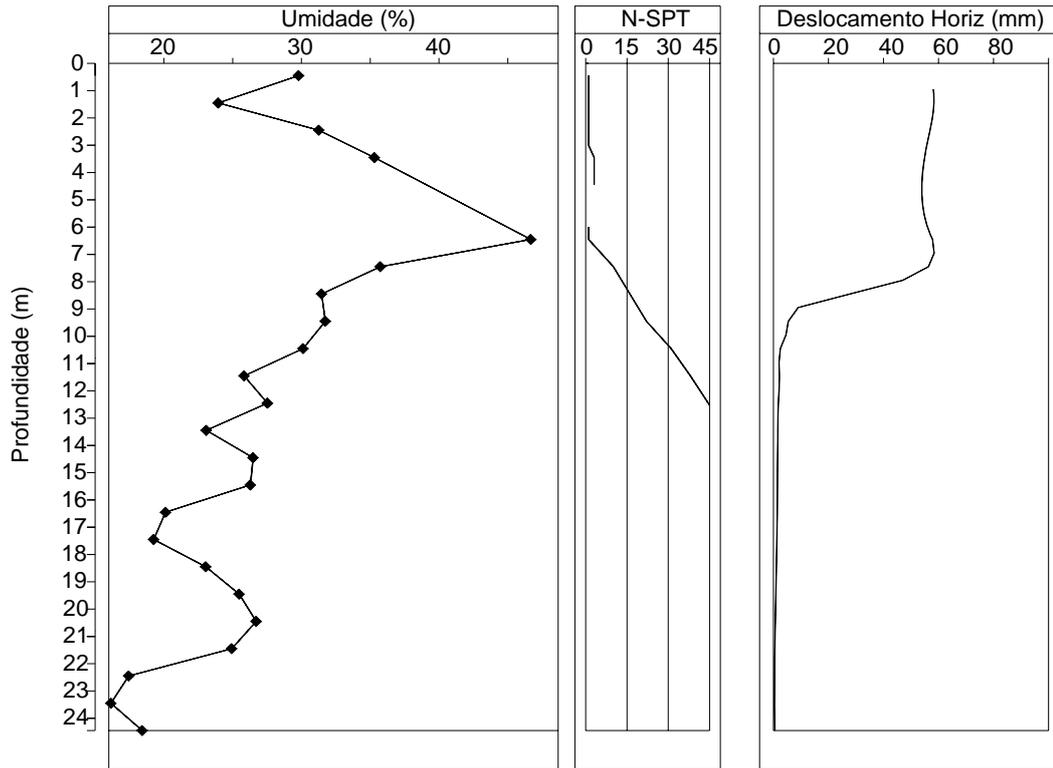


Figura 4.44 Perfil de umidade das Sondagens para os inclinômetros I-01 e I-02 e da retirada dos blocos

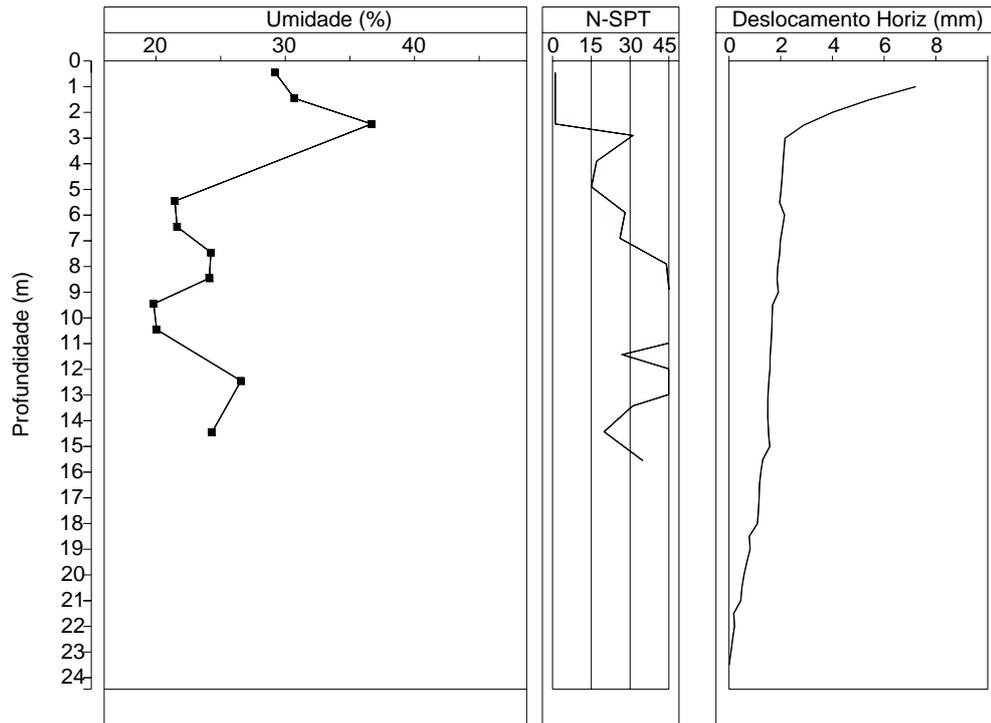
A Figura 4.45 mostra o perfil de umidade, o perfil da sondagem SPT e os deslocamentos horizontais obtidos através do inclinômetro I-01. Observa-se que:

A umidade cresce até os 7,5 m de profundidade neste ponto e o ensaio de SPT apresenta um  $N_{SPT}$  que varia entre 1 e 3 golpes. Neste ponto o inclinômetro apresenta distorção aumentando até atingir uma distorção máxima aos 8,0 m. Através do inclinômetro ficou definida a profundidade do escorregamento. É nítido o aumento da umidade na zona em que ocorre o plano de deslizamento.



**Figura 4.45 Perfil de umidade, SPT e deslocamento Horizontal do Inclínômetro I-01**

Na região do inclinômetro I-02 a profundidade do escorregamento ocorre a 2,5 m. O perfil de umidade desta sondagem apresentou um pico de 36.6% (Figura 4.46). A deformação do inclinômetro inicia em 2,5 m de profundidade; nesta camada o  $N_{SPT}$  encontrado foi 1 golpe. O comportamento do ensaio SPT mostra que abaixo desta camada a resistência do solo aumenta até aos 7,5 m de profundidade, o  $N_{SPT}$  com valores de que variam entre 15 e 30 golpes e a partir desta profundidade ele é maior que 30 golpes sendo que aos 10 m foi encontrado um matacão que foi perfurado; após este matacão o solo apresenta um  $N_{SPT}$  ainda mais alto. O perfil de umidade tende a acompanhar inversamente o ensaio de  $N_{SPT}$ , ou seja, a medida que o solo torna-se mais resistente a umidade diminui e nos primeiros metros em que o SPT foi baixo a umidade variou entre 29 e 36 %. Quando o  $N_{SPT}$  apresentou resultados entre 15 e 30 golpes, a umidade variou entre 20 e 25%.



**Figura 4.46 Perfil de umidade, SPT e deslocamento Horizontal do Inclínômetro I-02**

Com as informações de deslocamentos superficiais, inclinometria, perfil de umidade e piezometria foi possível desenhar a provável superfície de deslizamento que será apresentado no Capítulo 6 desta dissertação.

## 5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

---

### 5.1 Identificação das Amostras

A campanha de ensaios laboratoriais consistiu em caracterização através de ensaios de limites de plasticidade e liquidez, índices físicos e granulometria, ensaios de cisalhamento direto em amostras retiradas do local, que serão descritas a seguir. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da USP (LMS).

Os ensaios de caracterização incluíram os ensaios de peso específico real dos grãos ( $\gamma_s$ ), ensaios de limite de liquidez (WL), ensaios de limite de plasticidade (WP) e ensaios de granulometria. Foram seguidas as recomendações pela NBR 6508 (“Grãos de Solos que Passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica”), NBR6459 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez), ABNT NBR 7180 (“Solo – Determinação do Limite de Plasticidade”) e ABNT NBR 7181 (“Solo – Análise Granulométrica”).

Foram realizados 10 ensaios de peso específico real dos grãos, 10 ensaios de análise granulométrica, 7 ensaios de limites de liquidez e 7 ensaios de limites de plasticidade. Os ensaios foram realizados com amostras remoldadas, retiradas das sondagens e dos blocos indeformados retirados em campo; estas amostras foram identificadas conforme descrito a seguir:

Amostra 1 – Esta amostra foi retirada através da cravação de um tubo de latão de 100 mm de diâmetro. O local de retirada desta amostra foi ao lado do MC9, região onde apresentou grandes deslocamentos superficiais e o lençol freático encontrava-se aflorando à superfície.

Amostra 2 – A referida amostra também foi retirada através da cravação de um segundo tubo, porém, em uma região fora da área de escorregamento, próxima ao MC34.

Amostra 3 – Amostra de solo superficial coletada em um talude próximo ao MC 24. Esta amostra foi coletada após a raspagem da camada vegetal e posteriormente foi armazenada em um saco plástico.

Amostra 4 – Amostra retirada através de um bloco indeformado retirado do solo residual solo coletada a 1,2 m de profundidade próxima ao MC 39.

Amostra 5 – Solo retirado de um bloco de solo do aterro indeformado coletado no pé do escorregamento.

Amostra 6 – Bloco indeformado com amostra de solo coluvionar. Este bloco foi retirado abaixo da superfície de escorregamento.

Amostras retiradas de um perfil do subsolo escavado no pé do talude. Estas amostras foram coletadas a cada 0,5 m de profundidade, até 2,0 m, nomeadas de P-0,5 m; P-1,0m; P-1,5 m e P-2,0 m .

## **5.2 Análise Granulométrica**

As curvas granulométricas estão apresentadas na Figura 5.1. As amostras de solo da camada de aterro (Amostra 1, Amostra 3, Amostra 5, P-05 m, P1,0 m e P1,5 m) podem ser agrupadas numa mesma faixa de valores, onde a porcentagem da fração fina do solo varia entre 8 a 35%. Estas amostras apresentaram uma quantidade de areia maior do que as dos solos residuais e coluvionar.

Os resultados dos ensaios de granulometria do solo residual (Amostra 4) evidenciaram uma composição predominante de argila com uma porcentagem de 42%. Também foram detectadas porcentagens de silte que variaram de 15% a 20% nesta amostra. O percentual de areia encontrado foi em média de 30%.

Já o solo coluvionar (Amostra 2, Amostra 6 e P-2) apresentaram uma fração de argila variando de 42% a 55%, com porções de areia variando de 28 % a 40 %.

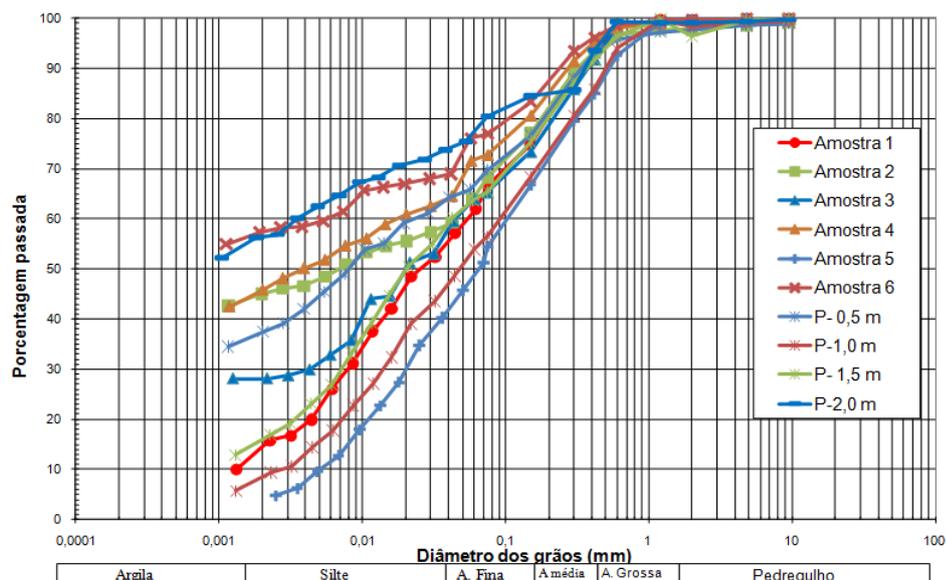


Figura 5.1. Gráfico de curva granulométrica conforme norma NBR- 7181

### 5.3 Limites de Atterbeg

A Figura 5.2 mostra as amostras dos solos estudados na Carta de Plasticidade. Percebe-se que os resultados dos ensaios de limites de Atterberg demonstram que o aterro apresenta o seu limite de liquidez variando de 38% a 45%. Estas amostras estão abaixo da linha A e à esquerda da linha B indicando ser um solo silteoso de baixa compressibilidade e de média a baixa plasticidade ( $IP < 15\%$ ). Os valores obtidos para o solo coluvionar (Amostra 2 e Amostra 6) apresentam maior variação nos limites de liquidez (de 61% a 86%) e plasticidade (38% a 47,2%), este solo está abaixo da linha A, e está à direita da linha B indicando o comportamento de solo silteoso compressível e plástico. O solo residual (Amostra 4) está no mesmo grupo do solo coluvionar.

A seguir são apresentados na Tabela os resultados obtidos dos ensaios de Limite de Liquidez (WL) e Limite de Plasticidade (WP).

Tabela 5-1 Resultados dos Limites de Atterbeg

	WP	WL	IP
Amostra 1	12,7	44,8	32,1
Amostra 2	23,5	61,5	38
Amostra 3	13,8	43,9	30,1
Amostra 4	22,4	63	40,6
Amostra 5	10,4	37,59	27,19
Amostra 6	37,9	85,1	47,2

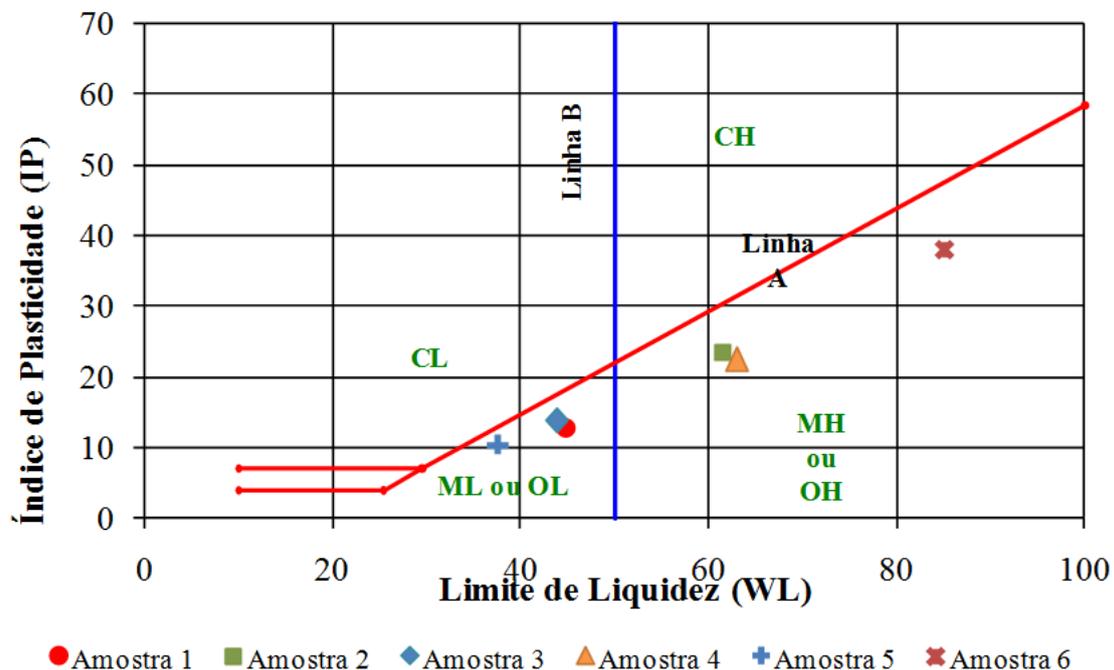


Figura 5.2- Carta de plasticidade

#### 5.4 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto

As resistências ao cisalhamento dos solos foram investigadas através de ensaios de cisalhamento direto. Foram ensaiadas amostras do aterro (Amostra 1), da massa de solo coluvionar (Amostra-6) e do solo residual (Amostra-4). Os corpos de prova foram moldados todos com 2,5 cm de altura e secção quadrada com 6,0 cm de lado. Optou-se por realizar todos os ensaios inundados, pois nas visitas realizadas na encosta durante o período de estudo observou-se o solo quase sempre encharcado.

Na Tabela 5-2 estão apresentados os índices físicos das amostras antes de serem ensaiadas.

O peso específico natural médio encontrado para os solos foi de 17,5 kN/m<sup>3</sup> para o aterro, 16,1 kN/m<sup>3</sup> para o solo coluvionar e de 18,8 kN/m<sup>3</sup> para o solo residual. O índice de vazios médio do solo de aterro, coluvionar e residual foram de 0,94, 1,25 e 0,81 respectivamente.

Analisando os resultados dos ensaios de caracterização nota-se que a camada de solo coluvionar apresenta uma sensível diferença em relação às outras. Esta camada apresenta-se menos compacta e com um índice de vazios mais elevado. Já o aterro apresentou-se com uma densidade um pouco maior do que o coluvionar, provavelmente devido à ocupação por casas que existiu neste local e devido aos movimentos de terra que podem ter amolgado esta camada.

**Tabela 5-2- Índices físicos das amostras antes de serem ensaiadas**

Amostra	$\sigma_n$ (kPa)	Gs	w <sub>0</sub>	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	e <sub>0</sub>	S <sub>0</sub> (%)
ATERRO	25	2,68	25,21	17,4	13,9	0,92	73
	50		26,49	17,4	13,7	0,95	74
	100		28,35	17,5	13,6	0,968	79
	200		26,69	17,6	13,9	0,93	77
COLÚVIO	25	2,69	32,9	15,2	11,4	1,35	66
	50		34,8	15,6	11,6	1,32	71
	100		35,5	15,5	11,5	1,35	71
	200		31,5	18,1	13,8	0,95	89
	400		36	15,8	11,7	1,31	74
	600		36,3	16,4	1,20	1,23	73
RESIDUAL	25	2,71	27,5	18,9	14,9	0,82	92
	50		27,1	18,9	14,9	0,814	91
	100		27,5	18,7	14,7	0,845	88
	200		24,86	18,5	14,8	0,827	81
	400		25,4	18,9	15,1	0,79	87
	600		26,47	19,3	15,3	0,77	93

A Figura 5.3 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento contra o deslocamento horizontal das amostras ensaiadas. A resistência do solo residual sempre se manteve maior em relação às demais amostra do solo coluvionar e do aterro. Nas três amostras de solos o comportamento foi compressivo, sendo que os deslocamentos verticais foram maiores no solo residual. Isto ocorre, porque durante o adensamento o solo residual comprime menos e durante o cisalhamento o dano à sua estrutura causa deslocamento vertical maiores.

Os valores mais baixos de resistência destes solos foram encontrados na camada de colúvio. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para amostras dos solos mostraram uma pequena diferença entre a resistência de pico e a residual.

Para se obter as resistências residuais dos solos, as amostras foram submetidas a grandes deslocamentos, através de ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões. Este ensaio consiste na obtenção da resistência residual após grandes deformações. A Tabela 5.5 a seguir mostra as condições iniciais que os solos foram ensaiados.

Os ângulos de atrito e o intercepto coesivo obtidos nos ensaios estão apresentados na Tabela 1. As Figura 5.9 e Figura 5.10 mostram as envoltórias de resistência de pico e residuais dos solos ensaiados.

**Tabela 5.5- Resultados dos ensaios de cisalhamento**

Amostra	Parâmetros de Pico		Parâmetros Residuais	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c'	$\phi'$ (°)
Aterro	-	-	6,25	27,5
Colúvio	7,25	27,9	4,48	24,2
Residual	16,45	30,1	8,41	28,8

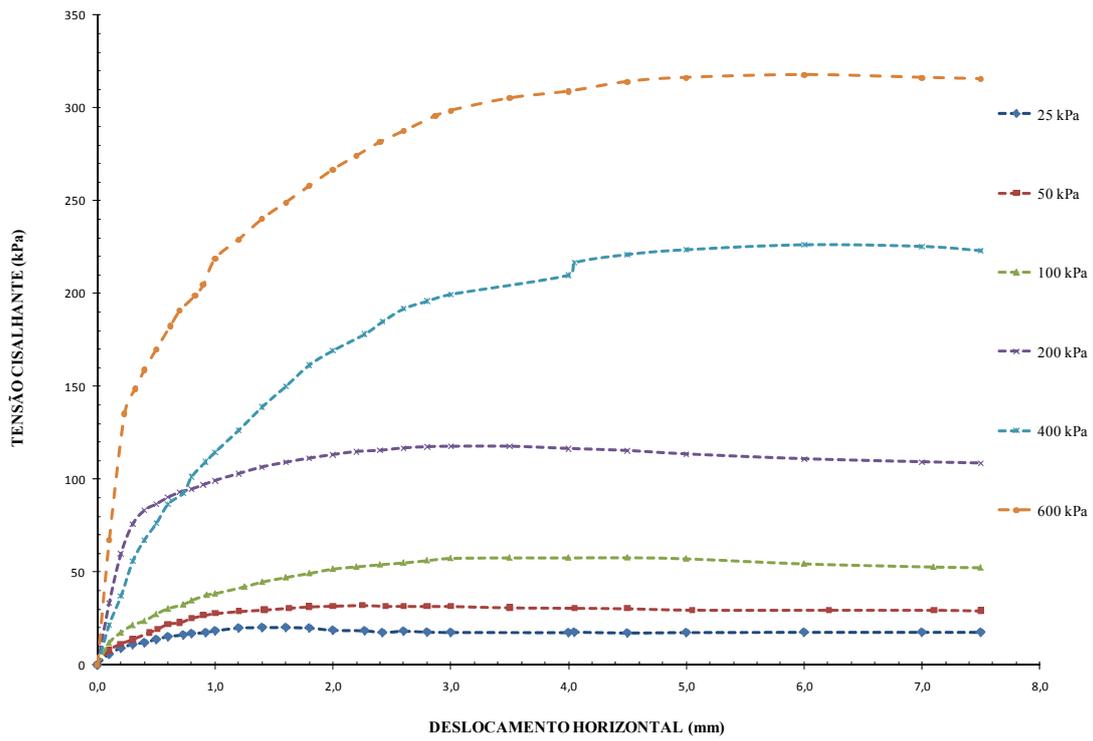


Figura 5.3 – Curvas  $\tau$  x  $d_h$  para a amostra do solo coluvionar da encosta da Vila Albertina

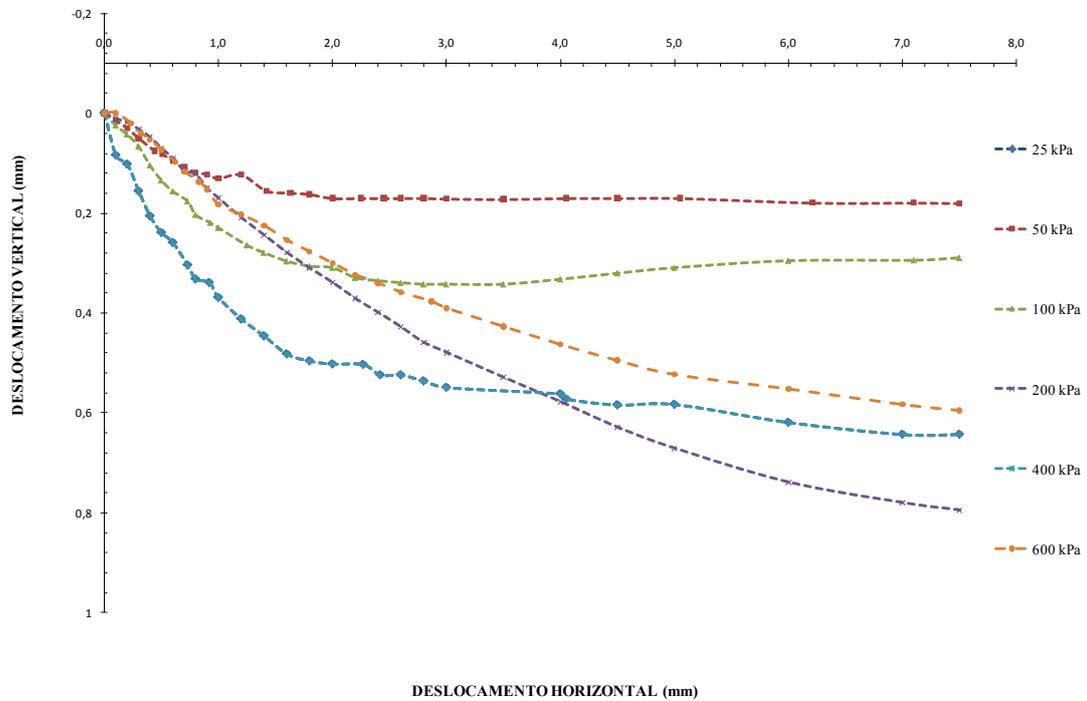


Figura 5.4 – Curvas  $d_v$  x  $d_h$  para a amostra do solo coluvionar da encosta da Vila Albertina

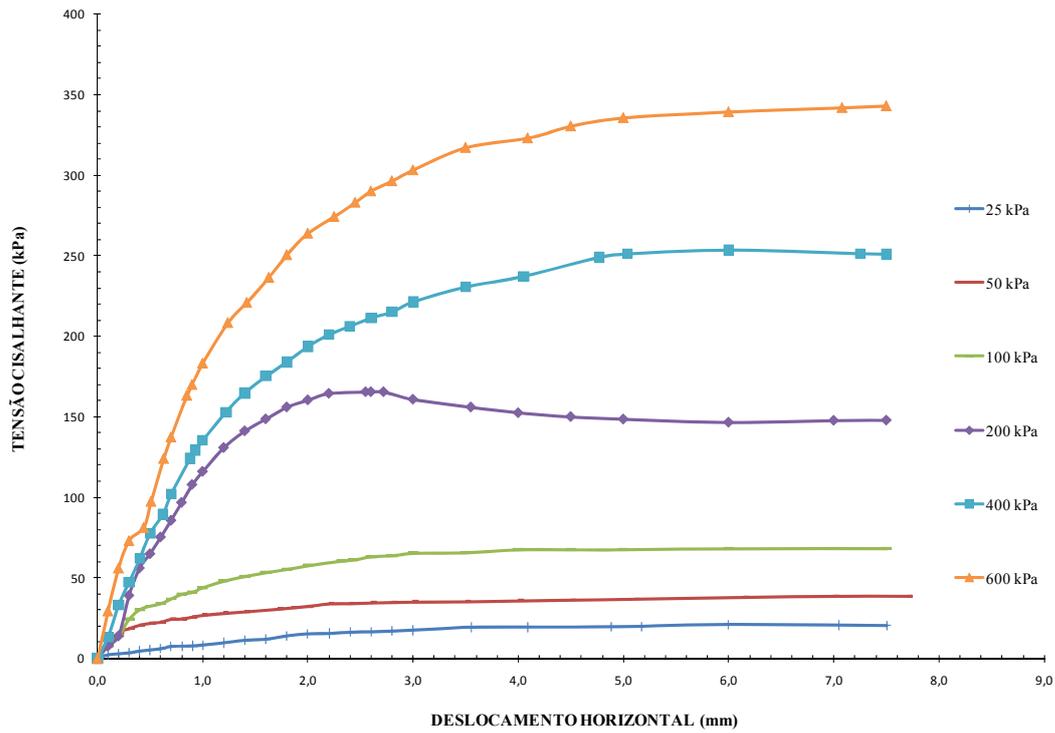


Figura 5.5 – Curvas  $\tau \times d_h$  para a amostra do solo residual da encosta da Vila Albertina

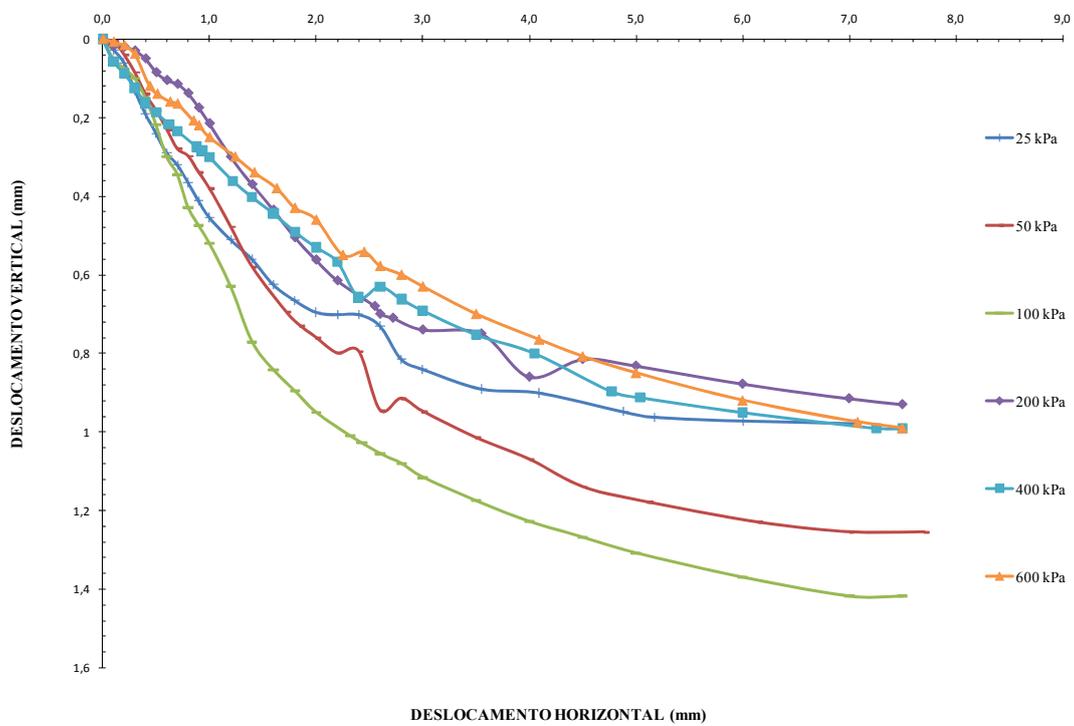


Figura 5.6 – Curvas  $d_v \times d_h$  para a amostra do solo residual da encosta da Vila Albertina

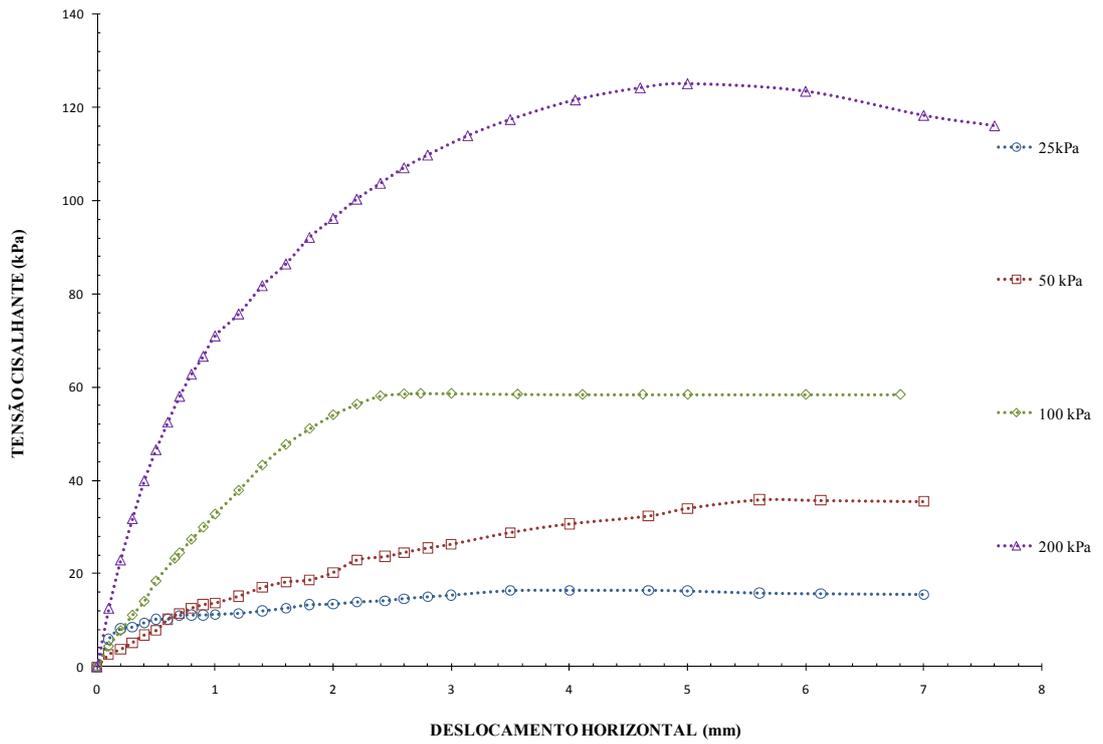


Figura 5.7 – Curvas  $\tau$  x  $d_h$  para a amostra de solo de aterro da encosta da Vila Albertina

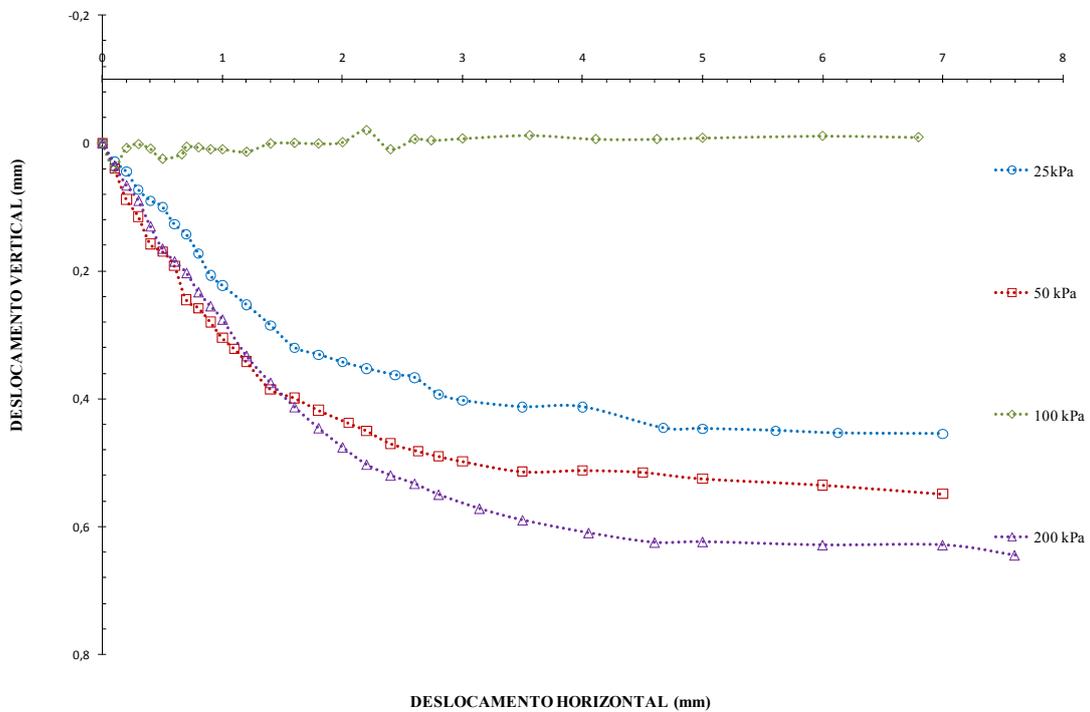


Figura 5.8 – Curvas  $d_v$  x  $d_h$  para a amostra de solo de aterro da encosta da Vila Albertina

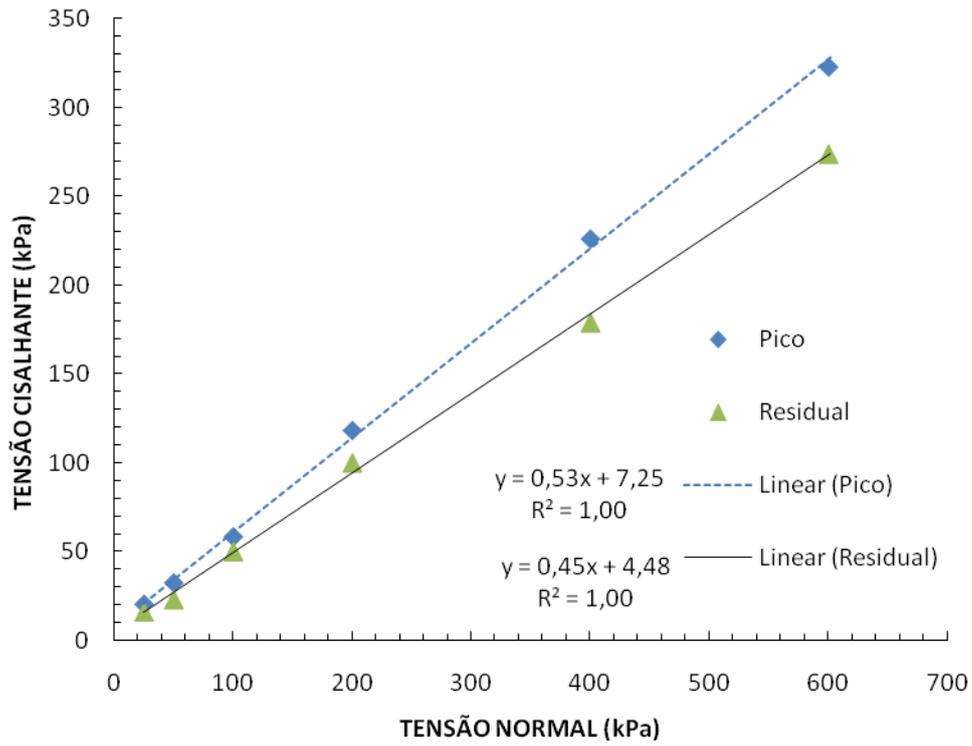


Figura 5.9- Envoltórias de resistência de pico e residual para o solo coluvionar

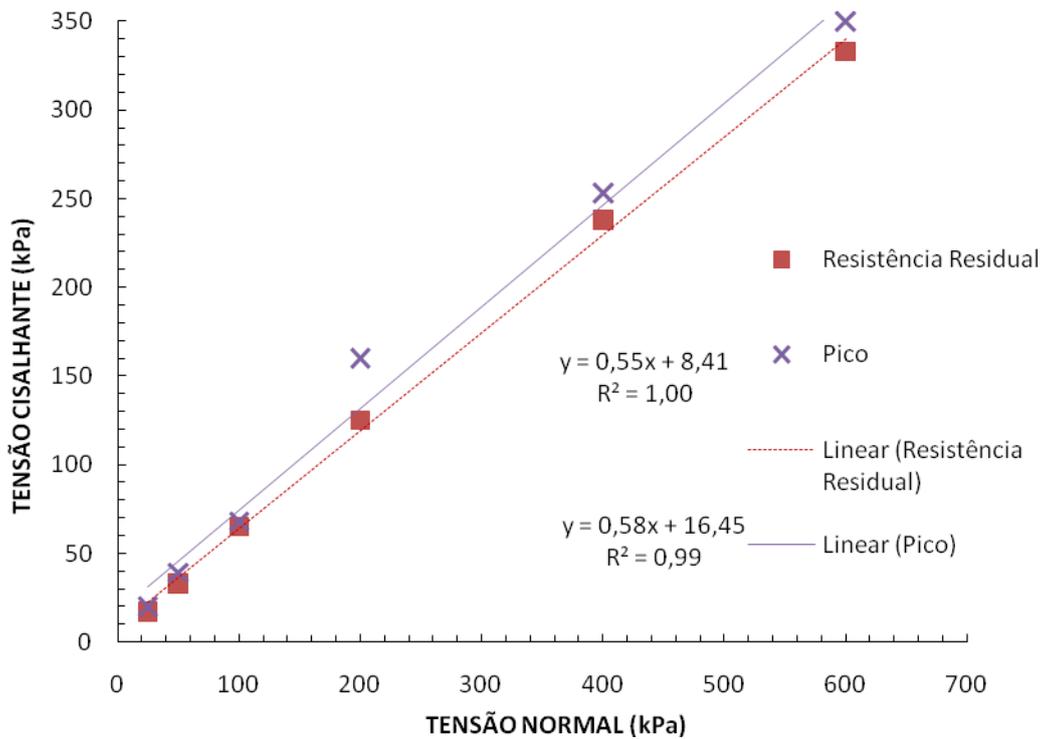
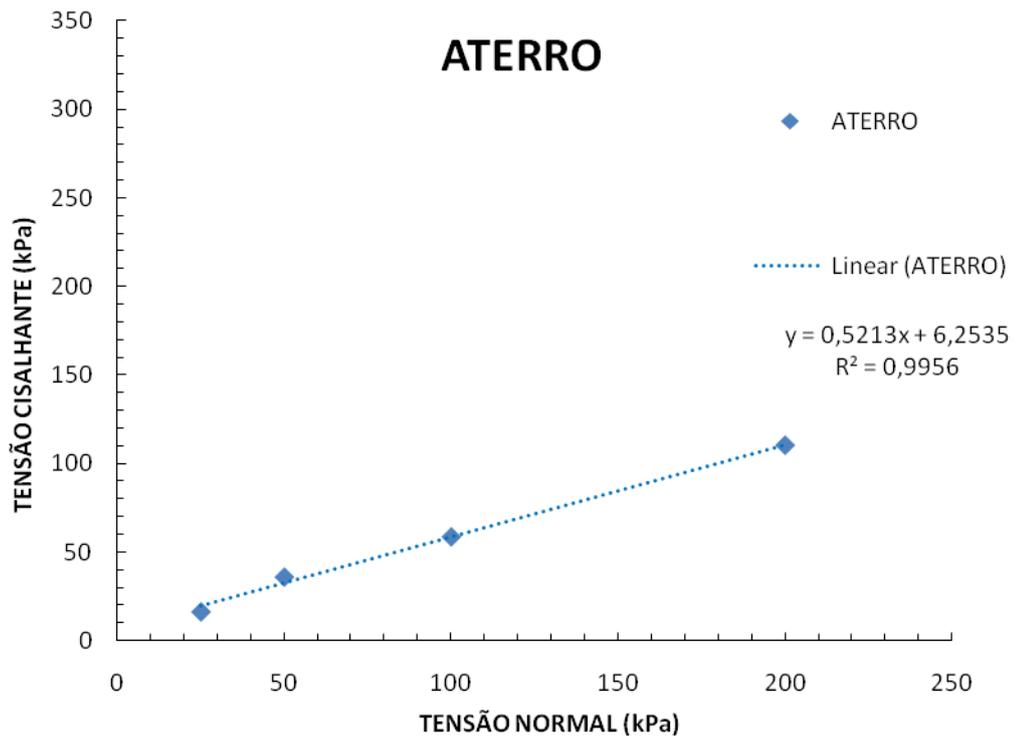


Figura 5.10 - Envoltórias de resistência de pico e residual do solo Residual



**Figura 5.11** Envoltórias de resistência de pico e residual do solo de aterro

## 6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

---

As obtenções dos parâmetros de resistência dos solos, ângulo de atrito, coesão e propriedades físicas possibilitaram algumas retro-análises de estabilidade da encosta. O perfil de estudo foi a seção S-S, apresentado no Capítulo 3.

O estudo de estabilidade consistiu inicialmente do levantamento do perfil geométrico da encosta a partir de planta topográfica, elaborada pela BEA-BUSTOS (empresa que monitorou os marcos topográficos).

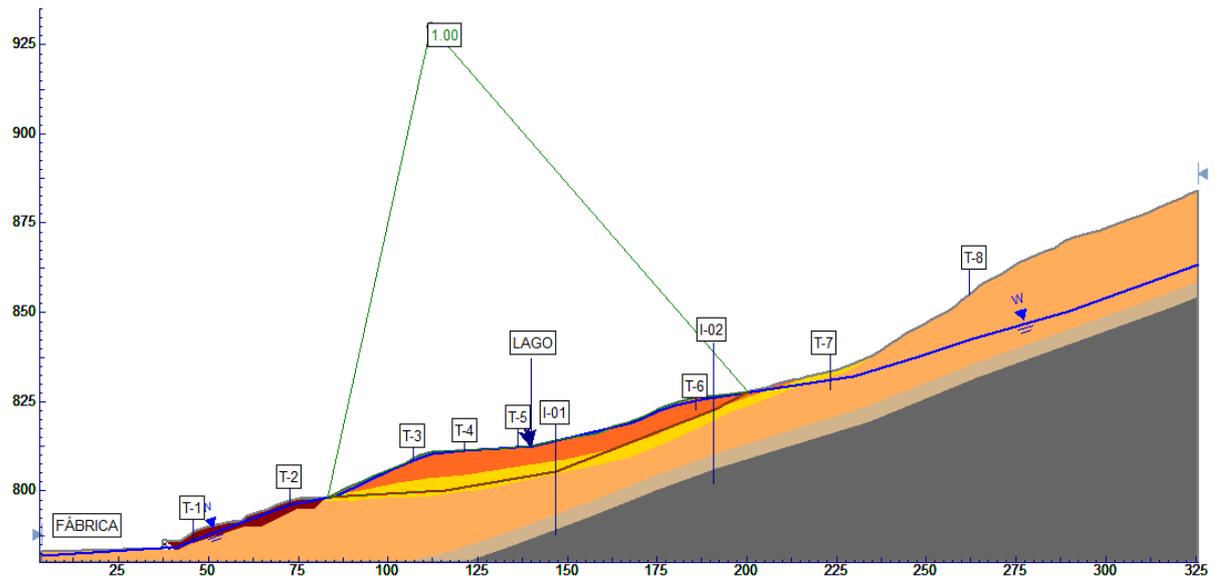
Foram elaboradas análises de estabilidade geral utilizando-se o programa computacional SLIDE<sup>®</sup> 5.0 (Rocscience), com busca automática da superfície crítica, utilizando-se o método de Spencer.

A instrumentação da encosta permitiu definir uma superfície de deslizamento definida. Com esta superfície foi realizada a retro-análise.

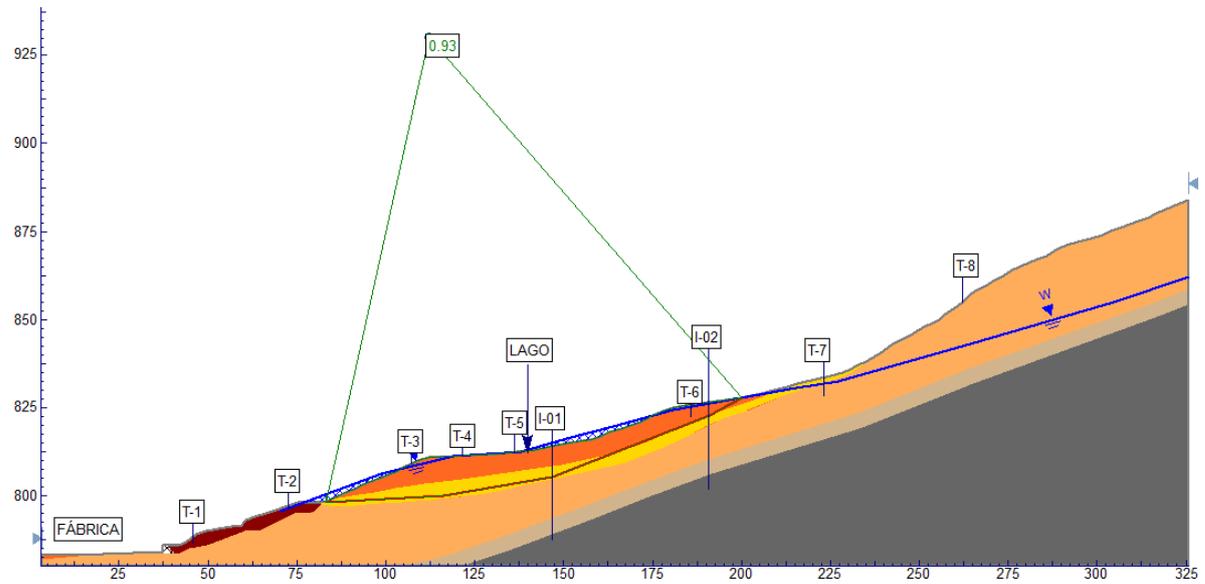
Devido aos grandes deslizamentos já ocorridos o solo rompido deve estar na condição de resistência residual. Assim sendo, adotou-se coesão nula e realizaram-se algumas análises para se obter o provável ângulo de atrito do solo nestas condições.

O resultado da retro-análise está mostrado na Figura 6.1. O valor de ângulo de atrito obtido foi de 24,6°. Este resultado da retro análise mostra que o ângulo de atrito da massa que se encontra em movimento é muito próximo ao ângulo de atrito do solo coluvionar. Mostrando que a superfície de ruptura encontra-se dentro da massa de solo coluvionar.

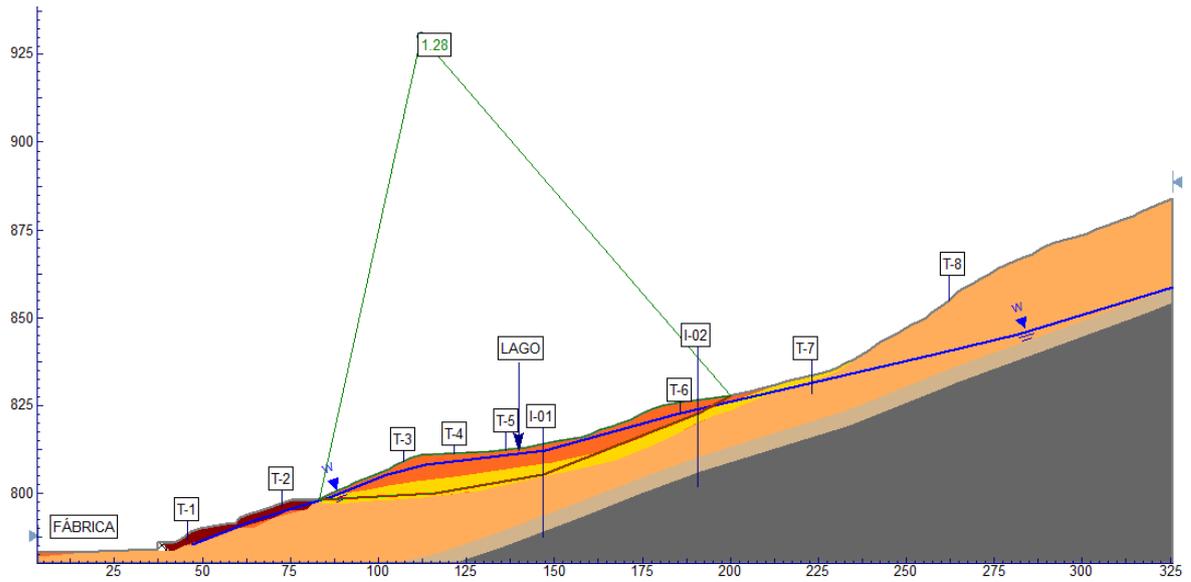
A seguir estão apresentadas da Figura 6.2 até a Figura 6.9 as análises de estabilidades realizadas com os parâmetros da retro-análise. Foram realizadas análises de estabilidade adotando-se os níveis dos lençóis freáticos obtidos através do monitoramento dos tensímetros.



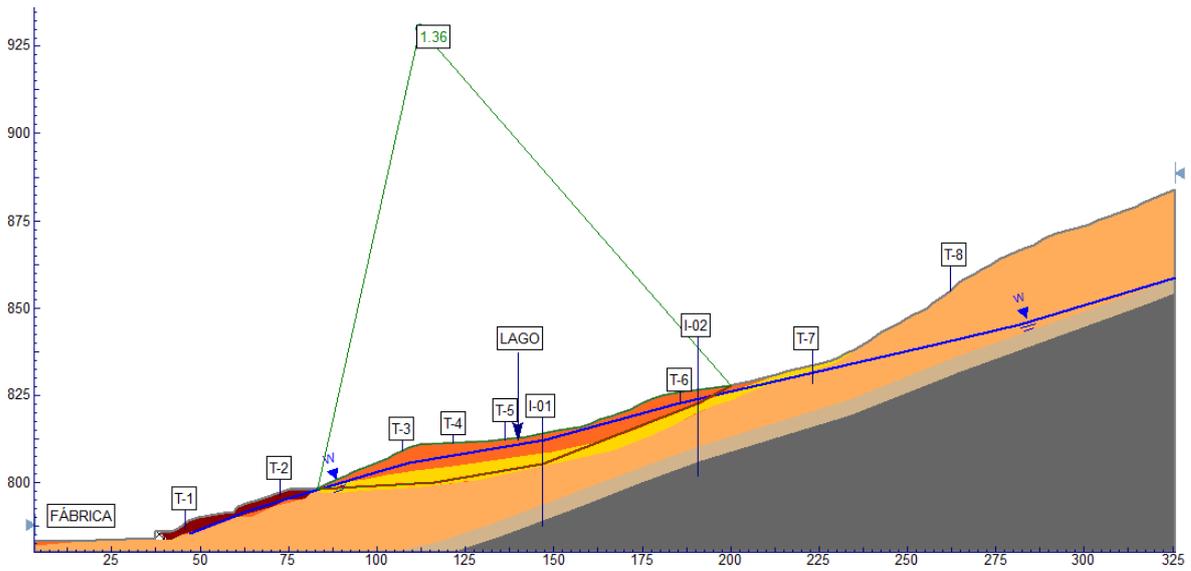
**Figura 6.1- Retro análise pelo método de Spencer**



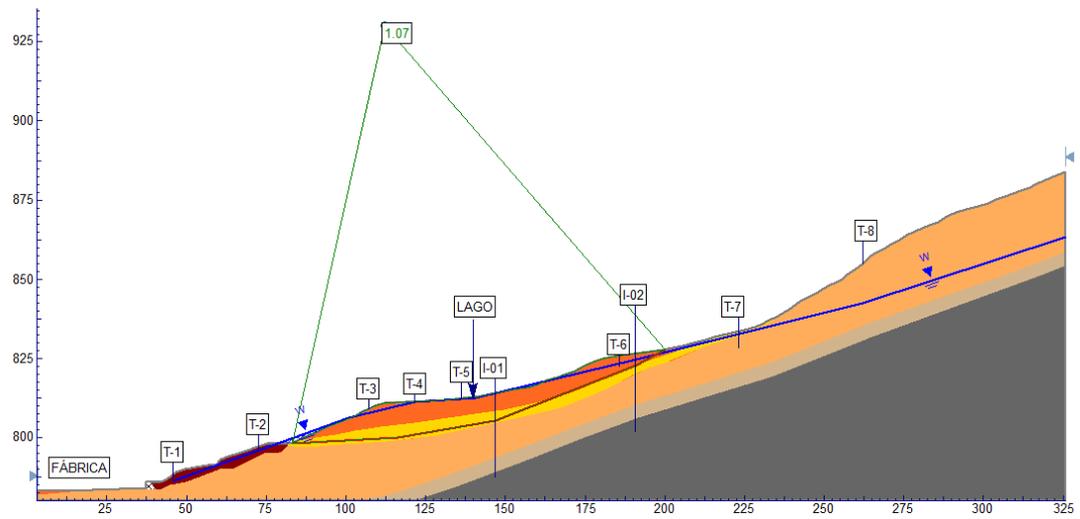
**Figura 6.2- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 29/07/2009**



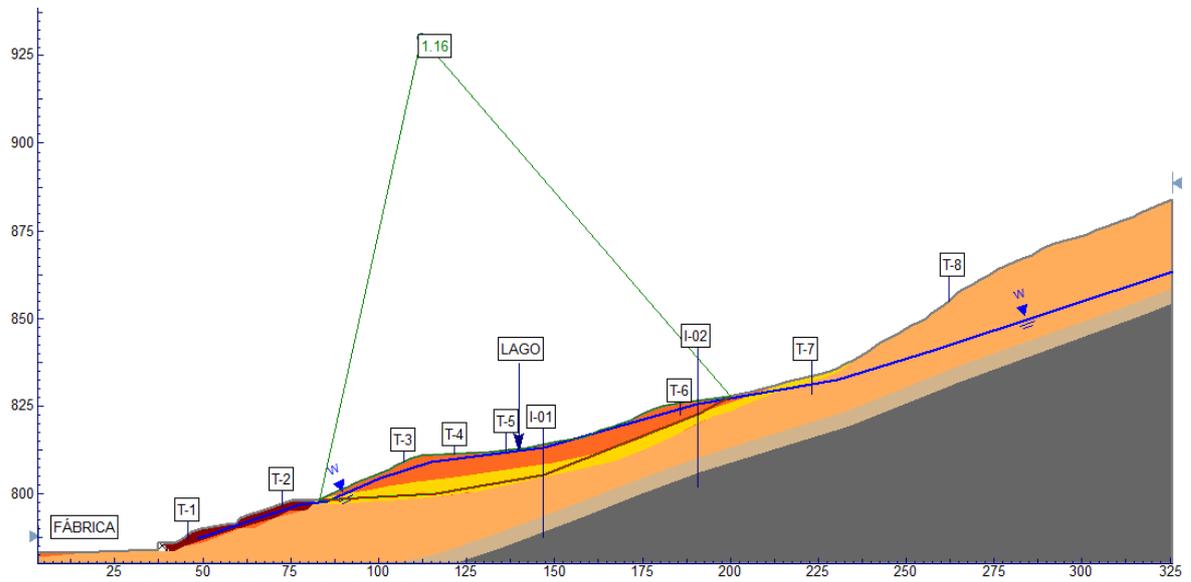
**Figura 6.3- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia07/08/2009**



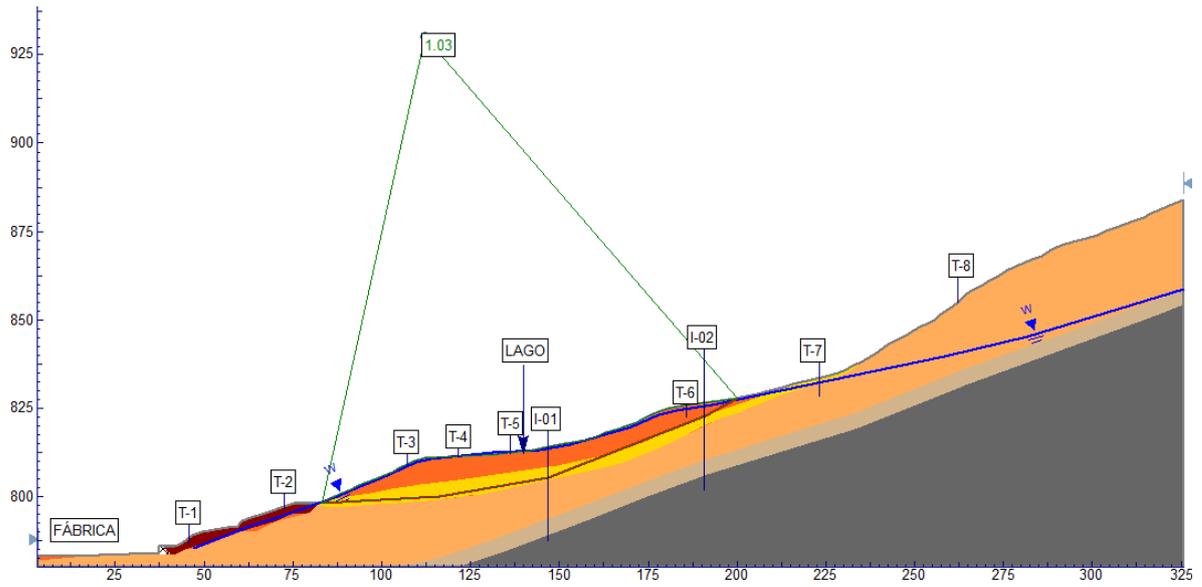
**Figura 6.4- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia10/08/2009**



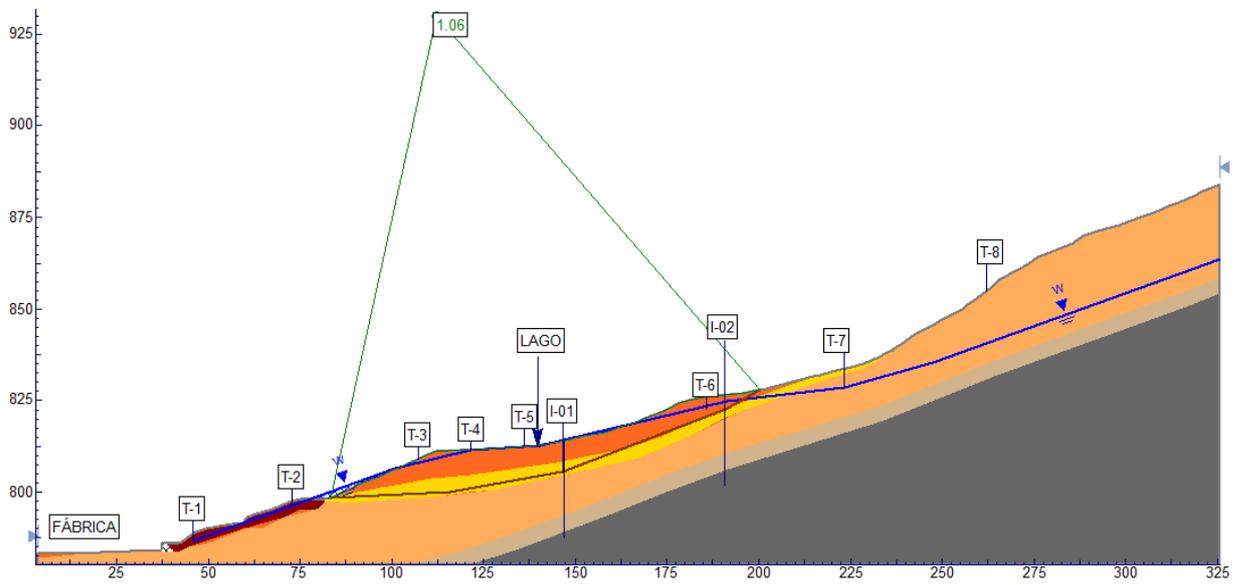
**Figura 6.5- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 26/08/2009**



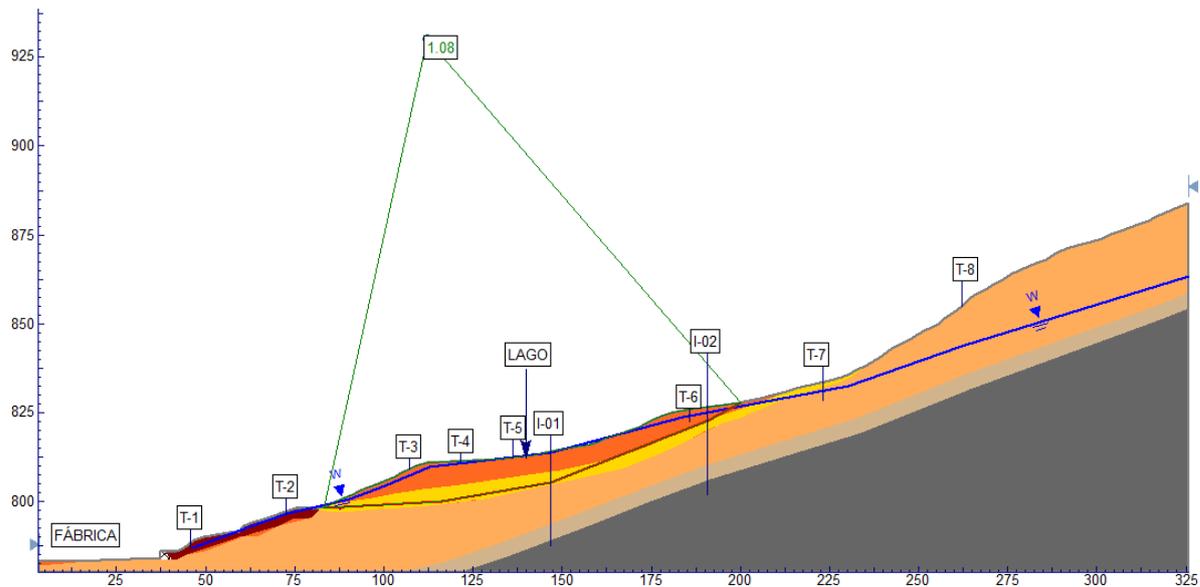
**Figura 6.6- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 01/09/2009**



**Figura 6.7- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 09/09/2009**



**Figura 6.8- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 16/09/2009**



**Figura 6.9- Análise de estabilidade utilizando-se o nível piezométrico do dia 08/10/2009**

A Tabela 6-1 abaixo apresenta os resultados das análises de estabilidade, quando comparados com a pluvimetria acumulada dos 7 dias, e com a variação do nível piezométrico verifica-se que existe uma correlação inversa entre estes dados, quando o nível piezométrico e a precipitação acumulada aumentam o fator de segurança diminui.

**Tabela 6-1 Fatores de segurança durante o período de monitoramento**

Data	FS
29/07/2009	0,93
07/08/2009	1,28
10/08/2009	1,36
26/08/2009	1,07
01/09/2009	1,16
09/09/2009	1,03
16/09/2009	1,06
08/10/2009	1,08

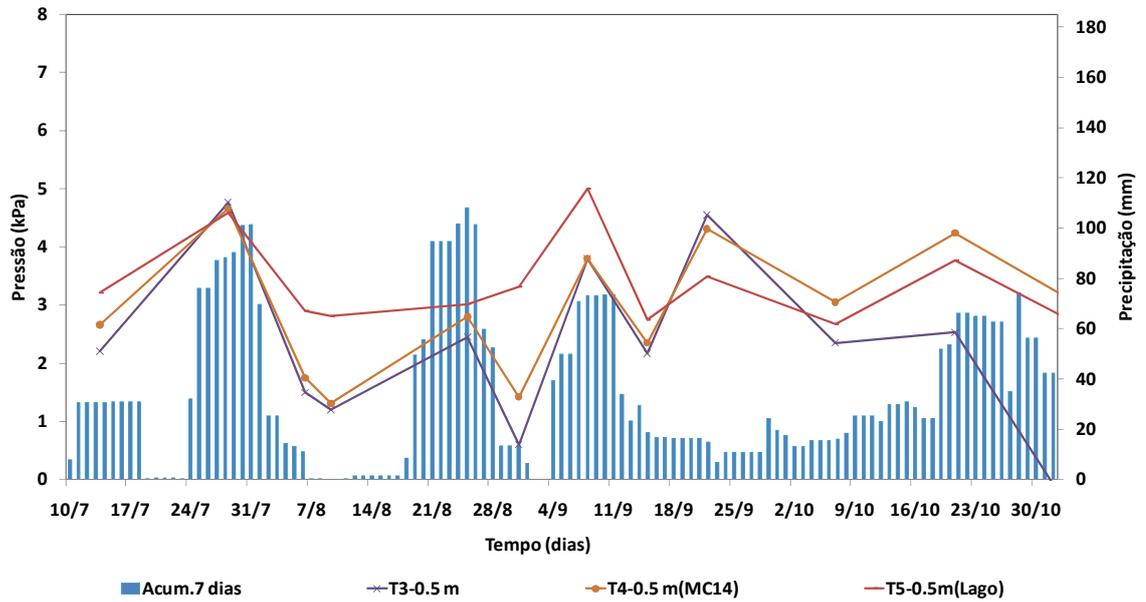


Figura 6.10- Variação do nível piezométrico dos tensiômetros instalados a 0,5 m de profundidade

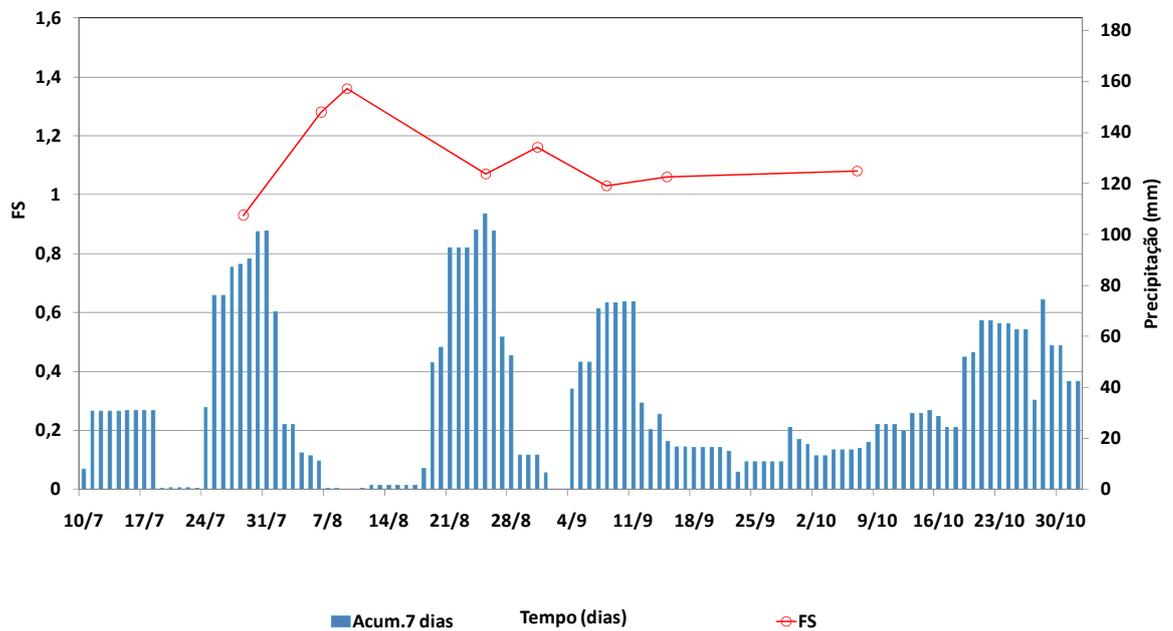


Figura 6.11- Variação do Fator Segurança da encosta em função do nível piezométrico registrado pelos tensiômetros

A análise de estabilidade mostrou que a superfície de ruptura identificada através dos inclinômetros e da retirada de amostra, pode apresentar variação do fator de segurança durante o monitoramento da encosta variou entre  $FS=0,93$  e  $FS=1,36$ . Estes fatores de segurança se modificam de acordo com a posição do nível piezométrico. Para o caso

## 7 CONCLUSÕES

---

Nesta dissertação reuniram-se informações da encosta da Vila Albertina localizada na zona norte da cidade de São Paulo.

A primeira fase de investigação tratou do levantamento a respeito do histórico da encosta e foram reunidas aerofotografias e imagens de satélites de diferentes datas. Também foram interpolados quatro levantamentos topográficos. Estes dados possibilitaram apresentar a sequência cronológica das modificações ocorridas na encosta.

A encosta foi monitorada durante o ano de 2009, através de inclinômetros, tensiômetros e marcos superficiais.

A instrumentação instalada permitiu avaliar como se dá o processo de escorregamento na região. Devido à elevação do nível piezométrico o solo localizado na metade inferior da encosta passa a se movimentar, causando deslocamentos de massas de terra. Estas massas se depositam sobre um talude que se encontra estável devido a obras realizadas na década de 80 e que estão em constante manutenção. Também se pode observar que a área de escorregamento torna-se maior em épocas de chuvas mais intensas.

Neste período de monitoramento percebeu-se que para a encosta entrar em movimento é necessário uma chuva acumulada de 30 dias de em torno de 150 mm e quando esta chuva acumulada ultrapassa 250 mm, a região superior da encosta também passa a escorregar.

Através dos tubos tensiométricos instalados foi possível registrar as pressões piezométricas do terreno e também estimar o nível freático. Diferente dos tensiômetros analógicos que medem apenas pressões negativas, o tensiômetro desenvolvido por Franch (2008) foi utilizado para medir não só pressões negativas como também as pressões positivas. Esta diferença dos tensiômetros comuns, neste caso, identificou as regiões onde o solo se encontrava saturado e regiões onde o solo mantinha parcelas de sucção.

Os dados de inclinometria permitiram identificar pelo menos dois pontos da superfície de ruptura. Através do inclinômetro instalado no centro da área de escorregamento (Inclinômetro I-01), a superfície de escorregamento foi detectada por volta dos 7,5 m de profundidade e no inclinômetro (I-02) instalado na crista do escorregamento a superfície foi

identificada aos 2,5 m de profundidade. Outro ponto da superfície de ruptura foi obtido através da abertura de uma trincheira executada para a retirada de amostras. Este ponto localiza-se a base da encosta.

Os pontos da superfície de ruptura foram ligados formando uma linha; foi realizada uma retro análise através do método de Janbu, pois se tratava de uma superfície não circular. O resultado desta retro análise mostrou que o ângulo de atrito médio da massa rompida é de 24,6°. Este ângulo de atrito é bastante próximo ao ângulo de atrito encontrado para o solo coluvionar que é de 24,2°. A provável superfície de ruptura também passa por este solo. Estas informações mostram que a superfície de deslizamento está dentro da massa de solo coluvionar.

As amostras de solos que foram ensaiadas mostraram que o solo residual possui ângulo de atrito de pico de 30,1° e residual de 28,8°; o intercepto de coesão variou entre 8,41 kPa e 16,45 kPa. As amostras do solo coluvionar que foram ensaiadas detectaram que o ângulo de atrito de pico e residual são respectivamente 27,9° e 24,2°, com coesões variando de 7,25 kPa a 4,48 kPa. Por fim, a amostra retirada do aterro mostrou que o ângulo de atrito residual é de 27,5° e coesão de 6,25 kPa.

#### **Sugestões para futuras pesquisas:**

- Estudar alternativas para o rebaixamento definitivo do lençol freático, como por exemplo, o uso de drenagem profunda.
- Estudar métodos de dimensionamento de sistema de drenagem profunda.
- Comparar os sistemas de drenagens, quanto a eficiência e custos.
- Realizar o monitoramento do nível freático antes e depois da implantação do sistema de drenagem.
- Continuar com o monitoramento superficial após a implantação do sistema de drenagem.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

BISHOP, AW, GREEN, GE, GARGA, VK, ANDERSEN, A, & BROWNS. JD (1971) A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Géotechnique*, v.21, p 273-328.

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;

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;

Fell R., O. Hungr, S. Leroueil and W. Riemer, Keynote lecture-Geotechnical engineering of the stability of natural slopes, cuts and fills in soil, *Geo Eng 2000 1*, Technomic, Lancaster (2000), pp. 21–120

FRANCH, F.A.J.P. (2008) Influência do tipo de revestimento superficial no fluxo não saturado e sua influência na estabilidade de taludes. Dissertação de mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

GUIDICINI, G.; IWASA, O.Y. Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamentos em meio tropical úmido. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1976. 48p. (Publicação IPT, 1080).

GILLI, J. A.; COROMINAS, J. e RIUS, J. (2000) Using Global Positioning System techniques in landslide monitoring. *Engineering Geology*, 55, pp. 167-192;

HASUI, Y. & CARNEIRO, C.D.R. (1980). Origem e evolução da Bacia de São Paulo. In: Mesa redonda : Aspectos Geológicos e geotécnicos da bacia sedimentar de São Paulo. São Paulo, 1980. Publicação Especial. São Paulo, ABGE/SBG. p. 47-52.

LACERDA, W. A. & SANDRONI, S. S., 1985, “Movimentos de massas coluviais”, Mesa Redonda sobre aspectos geotécnicos de taludes, ABMS, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, pp.III-1 a III-19.

LACERDA, W. A, (2004), “The behavior of colluvial slopes in a tropical environment”, *Landslides: Evaluation and Stabilization*, Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayão Eds., v.2, pp.1315-1342.

LACERDA, W. A., 2002, “Comportamento geotécnico de massas colúviais” III Simpósio de prática de Engenharia da Região Sul, GEOSUL'2002, ABMS, Joinville, p.219-231.

LUPINI, J.F.; SKINNER, A.E.; VAUGHAN, P.R. (1981), The Drained Residual Strength of Cohesive Soils, *Geotechnique*, volume 3, pp. 181-184.

MARCOS T. F. (1999), Desenvolvimento de um Inclínômetro para Monitorar o Comportamento de Taludes Instáveis de Solos Colúviais. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

PARISE, M., (2003), Observation of surface features on an active landslide, and implications for understanding its history of movement, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, p 569–580.

PATTON, F. D.; HENDRON, A. J. (1974), “ General Report on Mass Moviments”, In: 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology, v. 5, pp. 1-57, São Paulo.

PIMENTA, J. A. M.; LUZ, P. A. C.; KATO, J. T. e NETO, D. F. (1992) Estabilização realizada em um corte em talus 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;

RODRIGUES, R. (1992) – Massas colúviais- Velocidade de deslocamento nas encostas da Serra do Mar, Anais da I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – I COBRAE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 357 – 369;

RODRIGUEZ, S.K. (1998). Geologia Urbana da Região Metropolitana de São Paulo. Tese de doutorado, Universidade de São Paulo – Instituto de Geociências

SANDRONI, S. S.; LACERDA, W. A.; SILVA, S. R. B. ; BRANDT, J. R. T. (2001) - Segurança geotécnica de dutos em encostas da zona costeira brasileira, 3º Seminário de Dutos – IBP 7301– Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, Rio de Janeiro, pp 16.;

SKEMPTON, A.W. (1985), Residual Strength of Clay in Landslides, Folded Strata and Laboratory, *Géotechnique*. Volume 35, pp. 3-18.

SOARES, ANDERSON BORGHETTI. Fluxo de Água em Talude Arenoso: Modelagem Física e Numérica. Rio de Janeiro 2006 Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

TERZAGHI, K. (1950), “Mechanisms of Landslides”, The Geological Society of America – Engineering Geology (Berkey), pp. 83-123.

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), “Landslides Types and Processes”, In: Landslides and Engineering Practice, HBR Special Report no 29, pp. 20-47.

Wilson, SD & Mikkelsen, PE (1978). Field instrumentation. In Landslides: Analysis and Control Report 176. National Research Council: Washington, D.C., pp.112-138.

WOLLE, C. M., 1988, Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas. Tese de D.Sc., USP, São Paulo, Brasil.

WOLLE, C. M.; CARVALHO, C.S (1994) – Taludes naturais. FALCONI, F. F.;NEGRO JR., A (eds) – Solos do litoral de São Paulo. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, ABMS, São Paulo, pp. 179-203.

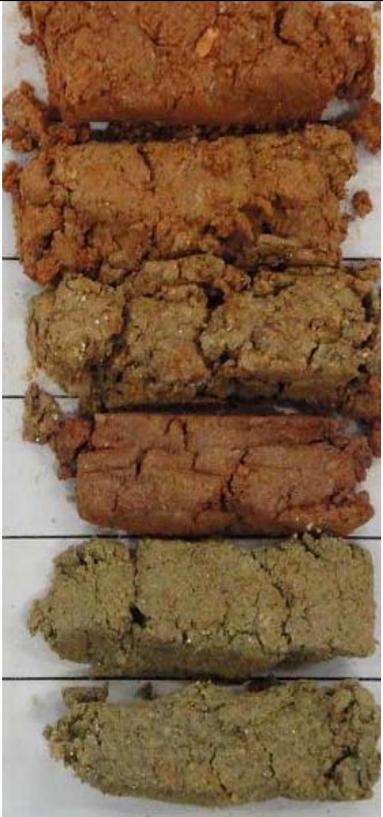
## ANEXOS

---

### Anexo 1 – Descrições táteis visuais das Amostras Coletadas para a Instalação dos Tensiômetros

A seguir estão apresentadas as descrições táteis visuais realizadas quando da instalação dos tubos tensiométricos. Também estão neste anexo as descrições táteis visuais das sondagens que foram realizadas para a instalação dos Inclinômetros.

Tabela A-1 Análise tátil visual do tensiômetro T1-3m

Imagem da amostra T1(Próximo à Fábrica)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Argila silto arenosa com presença de areia média de cor vermelha sem a presença de matéria orgânica e mica.
	1.0 m	Argila silto arenosa com presença de areia fina, cor vermelha alaranjada com a presença de matéria orgânica (raízes) e mica
	1.5 m	Silte argilo arenoso, com presença de areia fina e mica, cor vermelha alaranjada sem a presença de matéria orgânica
	2 m	Silteargilo arenoso, com presença de areia fina e mica, cor vermelha alaranjada sem a presença de matéria orgânica
	2.5 m	Silteargilo arenoso, com presença de areia fina e mica, cor esverdeada sem a presença de matéria orgânica
	3.0 m	Silteargilo arenoso, com presença de areia fina e mica, cor esverdeada sem a presença de matéria orgânica

**Tabela A-2 Análise tátil visual do tensiômetro T2-1,5m**

Imagem da amostra T2(Próximo às escadas)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Silte arenoso, com presença de areia fina e mica, cor amarelo escuro com a presença de matéria orgânica.
	1.0 m	Argila silte arenosa com presença de areia fina muita mica, cor amarelo escuro com traços vermelhos sem a presença de matéria orgânica
	1.5 m	Argila silte arenosa com presença de areia fina, muita mica, cor amarelo escuro com traços vermelhos sem a presença de matéria orgânica

**Tabela A-3 Análise tátil visual do tensiômetro T3-1,5 m**

Imagem da amostra T3 (Entre o MC 9 e MC104)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Argila silte arenosa de cor vermelha escuro sem a presença de matéria orgânica
	1.0 m	Argila silte arenosa de cor vermelha alaranjada escuro sem a presença de matéria orgânica
	1.5 m	Argila silte arenosa de cor vermelha alaranjada escuro sem a presença de matéria orgânica

**Tabela A-4 Análise tátil visual do tensiômetro T4 – 1,5m**

Imagem da amostra T4( Ao lado do MC14)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Silte arenoso, com presença de areia fina e mica, cor verde escura com a presença de muita matéria orgânica.
	1.0 m	Sem amostra
	1.5 m	Silte arenoso, com presença de mica, cor verde escura com a presença de muita matéria orgânica.

**Tabela A-5 Análise tátil visual do tensiômetro T6**

Imagem da amostra T6 (Ao lado do MC24)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Argila siltosa com presença de areia média, com presença de mica de cor vermelha, sem matéria orgânica e mica.
	1.0 m	Silte argilo siltoso arenosa com presença de areia fina, cor amarela alaranjada sem matéria orgânica (raízes) e mica
	1.5 m	Silte arenoso, com presença de areia média a grossa e mica, cor amarela sem a presença de matéria orgânica
	2 m	Silte arenoso, com presença de areia média e mica, cor amarela sem a presença de matéria orgânica
	2.5 m	Silte arenoso, com presença de areia média e mica, cor amarela sem a presença de matéria orgânica
	3.0 m	Sem amostra

**TabelaA-6 Análise tátil visual do tensiômetro T7**

Imagem da amostra T7 (Ao lado do MC29)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Silte arenoso com presença de areia fina, cor marrom com presença de raízes.
	1.0 m	Silte arenoso com presença de areia fina a média, cor amarela escura.
	1.5 m	Silte arenoso com presença de areia fina a média, cor amarela variegada.
	2.0 m	Silte arenoso, com presença de areia média e mica, cor laranja esverdeada, com presença de mica.
	2.5 m	Silte arenoso, com presença de areia fina e mica, cor verde, sem a presença de matéria orgânica
	3.0 m	Silte arenoso, com presença de areia fina e mica, cor verde, sem a presença de matéria orgânica

**Tabela A-7 Análise tátil visual do tensiômetro T8**

Imagem da amostra T8 (Ao lado do MC 34)	Prof. (m)	Análise Tátil Visual
	0.5 m	Argila siltosa com presença de areia fina e mica, cor vermelha escura, sem matéria orgânica e mica.
	1.0 m	Argila siltosa com presença de areia fina e mica, cor vermelha alaranjada, sem matéria orgânica e mica.
	1.5 m	Argila siltosa com presença de areia fina e mica, cor vermelha alaranjada, sem matéria orgânica e mica.
	2 m	Silte argiloso, com presença de areia fina e mica, cor amarela escura, sem a presença de matéria orgânica
	2.5 m	Silte argiloso, com presença de areia fina e mica, cor amarela escura, sem a presença de matéria orgânica
	3.0 m	Silte argiloso, com presença de areia fina e mica, cor amarela escura, sem a presença de matéria orgânica

**Tabela A-8 Sondagem Inclínômetro I-01**

Sondagem 25/09/2009	Prof. (m)	SPT	Análise Tátil Visual
	0 - 0,45 m	1/45	Argila de cor marro escura com presença de areia fina
	1 - 1,45 m	1/25	argilo siltoso micáceo marrom claro.
		1/20	
	2 - 2,45 m	1/45	silte arenoso de cor marrom avermelhado.
		1/45	
		1/45	
	3 - 3,45 m		silte arenoso de cor marrom avermelhado.
	4 - 5,50 m	Rotativa	Matação de granito
	6 - 6,65 m	1/20	Argila marrom com muita presença de mica
		1/20	
		1/25	
	7 - 7,45 m	4/15	Argila esverdeada com mica e areia fina
5/15			
5/15			
8 - 8,45 m	6/15		
	8/15		
	8/15		
9 - 9,45 m	8/15		
	10/15		
10 - 10,45 m	12/15	Solo argilo siltoso Amarelado com pigmentos laranjas com presença de areia fina	
	13/15		
	13/16		
11 - 11,45 m	13/17	Solo argilo siltoso Amarelado com pigmentos laranjas com presença de areia fina	
	15/15		
	18/15		
12 - 12,45 m	20/15		
	20/15		
	27/15		
13 - 13,30 m	29/15		
	27/15		
14 - 14,30 m	30/15		
	27/15		
	30/15		

**Tabela A-9 Continuação da Sondagem Inclinaçãometro I-01**

	15 - 15,30 m	28/15	Solo argilo siltoso Amarelado com pigmentos laranjas com presença de areia fina
		35/15	
	16 - 16,30 m	27/15	Silte argiloarenoso amarelo claro com presença de areia média e mica.
		35/15	
	17 - 17,25 m	29/15	Silte argiloarenoso amarelo escuro com presença de areia média e mica.
		35/10	
	18 - 18,30 m	26/15	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura
		35/15	
	19 - 19,25 m	29/15	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura
		35/10	
	20 - 20,25 m	29/15	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura
		35/10	
	21 - 21,30 m	29/15	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura
		35/15	
	22 - 22,20 m	30/15	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura
		35/5	
	23 - 23,15 m	35/15	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura
	24 - 24,10 m	35/10	Solo argilo siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marron escura

**Tabela A-10 Sondagem Inclínômetro I-02**

Sondagem 19/09/2009	Prof. (m)	SPT	Análise Tátil Visual
	0 - 0,45 m		Argila silte arenosa com presença de areia média de cor vermelha sem a presença de matéria orgânica
	1 - 1,45 m	1/45	Silte argiloarenoso amarelo com presença de areia média e mica.
	2 - 2,45 m	1/45	
	3 - 3,45 m	1/15	Amostra não recuperada (lavagem)
		1/15	
		30/15	
	4 - 4,45 m	6/15	
		8/15	
		9/15	
	5 - 5,45 m	7/15	Silte Argiloso de cor marrom escuro com presença de areia e mica.
		7/15	
		8/15	
	6 - 6,45 m	13/15	Silte arenoso de cor marrom esverdeado com presença de areia
		13/15	
		15/15	
	7 - 7,45 m	8/15	
		13/15	
		13/15	
	8 - 8,45 m	17/15	
		19/15	
		25/15	
	9 - 9,45 m	27/15	
28/15			
30/15			
10 - 10,45 m	25/15	Areia de cor marrom	
	27/15		
	30/15		
	10,50 - 11,08 m		Matação de granito
	11,08 - 12,00 m		Lavagem
	12 - 12,45 m	6/15	Material de rocha em decomposição de cor esverdeada
		13/15	
		14/15	
	13 - 14m	Rotativa	Matação de granito

**Tabela A-11 Continuação da Sondagem 19/09/2009 Inclinômetro I-02**

	14 - 14,45 m	7/15 13/15 19/15	Amostra não recuperada
	15 - 15,45 m	8/15 10/15 10/15	
	16 - 16,10	35/10	
	16,10- 17,10 m	Sondagem rotativa	Rocha de granito alterada em decomposição, de cor marron
	17,10 - 18,10 m		
	18,10 - 19,10 m		
	19,10- 20,10 m		
	20,10 - 21,10 m		
	21,10 - 22 m		Transição da rocha de granito alterada em decomposição, de cor marron, para rocha sã
	22,00 - 23,50 m		Rocha Sã de granito cor cinza escuro com pigmentos brancos, preto e rosa
	23,50 - 24,00 m		Rocha Sã de granito cor cinza claro com pigmentos brancos e preto

## **Anexo 2- Instrumentação de Encostas.**

O estudo de movimentos de encostas deve ser baseado inicialmente nos dados pré-existentes que ajudem a montar um panorama dos acontecimentos, que possa fornecer dados de modo a solucionar o problema da melhor maneira possível.

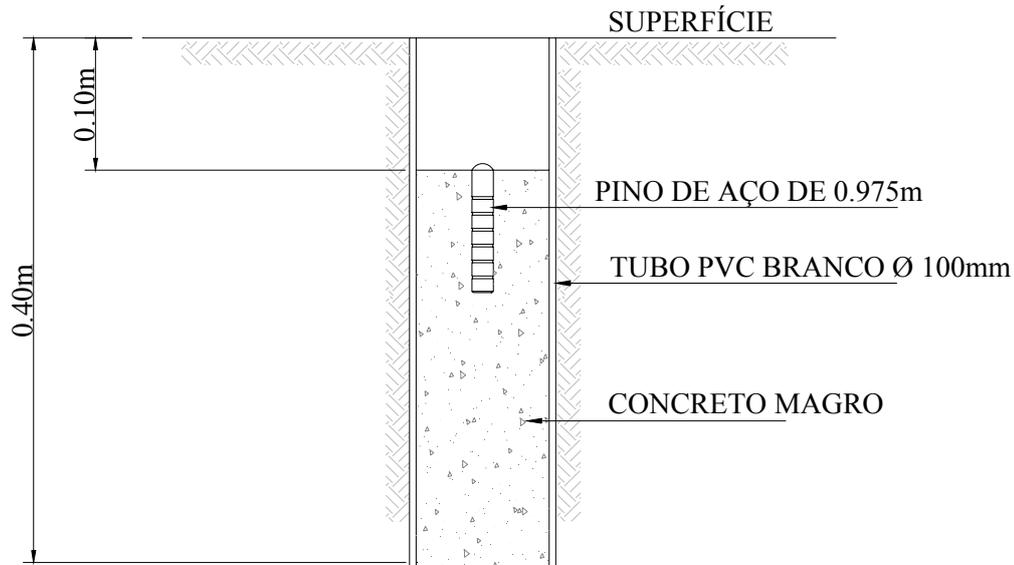
Wolle (1981) diz que se deve entender a fenomenologia envolvida nos processos de instabilidade, caracterizar e quando possível, quantificar o problema para então escolher a solução mais adequada.

Ao iniciar-se um trabalho de investigação procura-se reunir todos os documentos existentes a respeito da área, levantamentos topográficos, geológicos, geomorfológicos, relatos e aerofotografias, ou seja, busca-se o máximo de informações possíveis; também é importante uma visita no local de interesse, para em campo tentar identificar as condições gerais do terreno.

Após a análise dos dados obtidos na primeira etapa de investigação para o detalhamento do problema deve-se iniciar as investigações de campo; existe inúmeros instrumentos que podem ser usados para ajudar a descrever de forma mais detalhada o processo de escorregamento.

Segundo Wilson e Mikkelsen (1978), as velocidades e dimensões de escorregamentos são detectados através do monitoramento superficial. Gilli et al. (2000) dizem que em muitos casos 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.

O movimento de superfície pode ser monitorado através de marcos superficiais. Um marco topográfico consiste de um bloco de concreto, provido de um pino com cabeça semi-esférica instalado na superfície do terreno. As dimensões de um bloco desses podem variar, mas geralmente possuem ao menos trinta centímetros de altura, de forma a evitar sua instalação em terreno vegetal fofo, devendo se apoiar no terreno mais firme abaixo. A Figura A.1 apresenta detalhes do projeto dos marcos de recalque.



**Figura A.1. Desenhos Esquemáticos de um marco superficial**

O acompanhamento dos deslocamentos dos marcos superficiais é feito por meio de levantamento topográfico, com um nível óptico de precisão e miras topográficas de invar. A precisão necessária para a instrumentação se obtém utilizando-se um micrômetro cuja precisão é de 0,1 mm de deslocamento.

O deslocamento é medido em relação a um ponto de referência onde não há movimentações. Esse ponto de referência, denominado “Bench Mark” ou simplesmente B.M. é constituído por uma barra de aço galvanizado instalada na rocha ou em solo residual resistente. Isto é feito com perfuração com sonda rotativa, equipamento para sondagem em rocha, com o ponto de apoio da barra inserido no maciço rochoso, ou com sondagem a percussão que avance até o “impenetrável” à percussão. O topo do instrumento é constituído de um pino de apoio com formato semi-esférico. A Figura A.2 apresenta de forma esquemática um Bench Mark.

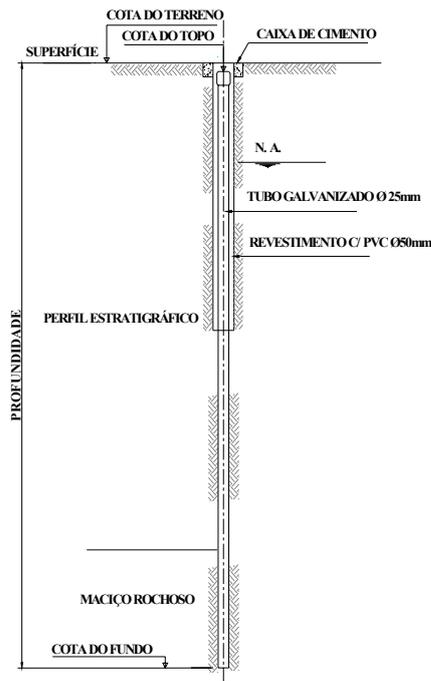


Figura A.2. Croquis Esquemático de um “Bench Mark”

O monitoramento superficial também pode ser feito através de levantamentos topográficos detalhados feitos de tempos em tempos, onde aponta-se trincas e empoçamento de águas que podem ser possíveis pontos de infiltração e observando-se também segundo Parise (2003) indícios tais como: árvores inclinadas, trincas no solo e na vegetação local.

### Tubos Tensiométricos

Em terrenos em que o nível freático encontra-se elevado ou próximo a superfície, as poro-pressões são facilmente monitoradas através de tubos tensiométricos, apesar de ser um instrumento utilizado na agronomia, este instrumento foi introduzido por Franch (2008) na engenharia geotécnica e apresenta resultados satisfatórios para o monitoramento do nível freático. Franch (2008) utilizou tubos tensiométricos para monitorar as poro-pressões em um talude não saturado; dentre as principais vantagens deste equipamento são o baixo custo e sua fácil instalação. Tensiômetros são equipamentos que medem a pressão com que a água é retida pelo solo. Eles são compostos basicamente por quatro partes:

Pedra porosa que fica na extremidade inferior

Um tubo de PVC de longo comprimento que chega até a superfície

Um tubo transparente de acrílico com 15mm de diâmetro e 10cm de altura. Este tubo permite a visualização do nível d'água para um eventual preenchimento com água

Por fim, uma tampa que serve de vedação

A vantagem deste sistema é que utiliza-se apenas um medidor de pressão ou vacuômetro para efetuar as leituras de todos os tubos tensiométricos. Ele possui uma agulha hipodérmica que possibilita a conexão a cada tubo tensiométrico.

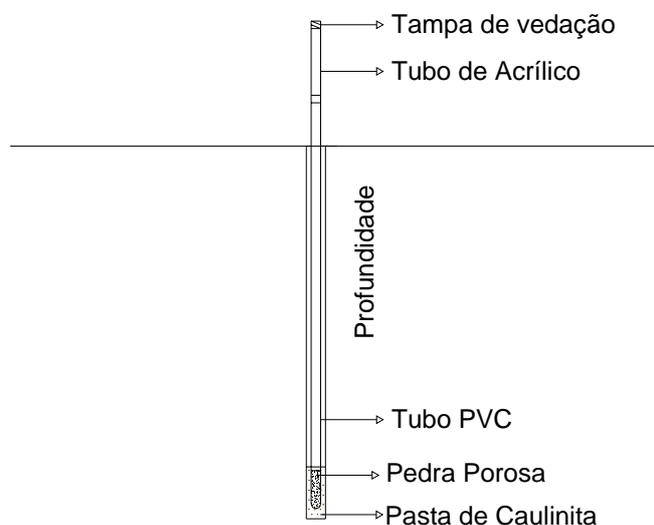
O equipamento foi desenvolvido pela EPUSP Franch (2008), para ser mais eficiente que os comerciais. Possui uma câmara de menor volume de ar e por isso o tempo de estabilização é mais rápido. A FiguraA.3 mostra o tensímetro usado em campo.



**FiguraA.3 Tensímetro coletando dados**

As leituras da pressão da água são realizadas com o puncionamento da tampa de silicone através da agulha hipodérmica que faz a conexão ao sistema de medição. A pressão existente dentro do tubo se equilibra com a câmara de ar e a pressão do solo é registrada pelo transdutor de pressão. Este tipo de tensímetro traz como vantagem a redução de custos na aquisição do instrumento, pois é necessário apenas um tensímetro para fazer a leitura de todos os tubos tensiométricos, reduzindo erros causados por

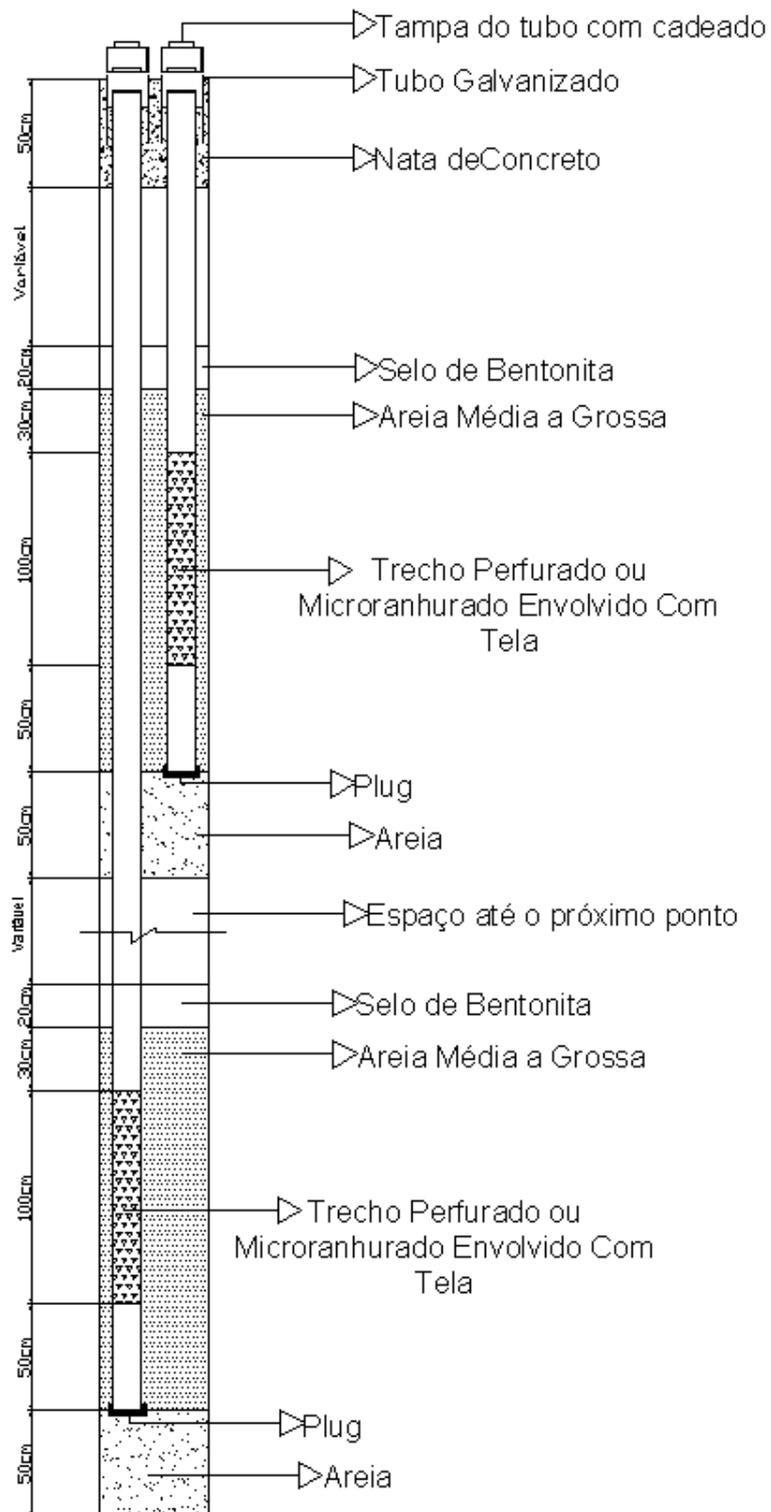
dispersão de leituras nos manômetros ou transdutores e redução de problemas operacionais, como vandalismo. A Figura A-4 ilustra o tubo tensiométrico.



**Figura A-4. Detalhe do tensímetro instalado em campo**

### **Piezômetro Tipo Casagrande**

Com o objetivo de se medir o nível d'água um instrumento utilizado é o piezômetro tipo Casagrande, que consiste em um tubo de PVC perfurado, instalado em um furo de sondagem. A região de captação do nível d'água é definida como sendo a célula do piezômetro e consiste em uma região do furo preenchida com material bastante permeável, geralmente areia grossa ou média. Essa célula deve ser isolada do restante do furo, para que no caso de haver lençóis suspensos possa-se determinar o nível piezométrico de cada aquífero separadamente. A Figura A.5 apresenta detalhes de um piezômetro tipo Casagrande tipo duplo.



**Figura A.5 Piezômetro Casagrande Duplo**

O procedimento de medida do nível freático consiste na introdução de uma sonda no instrumento provida de um sensor que dispara um sinal elétrico ao entrar em contato com a água. O sensor por sua vez aciona um dispositivo de alarme sonoro e visual no aparelho na superfície do terreno. O cabo que transmite o sinal elétrico da

sonda é graduado em metros e a medida entre o último metro e o nível d'água se faz com a utilização de uma trena comum.

### **Inclinômetros**

A necessidade de se investigar os deslocamentos ocorridos no subsolo fizeram com que se desenvolvesse o inclinômetro. Wilson & Mikkelsen (1978) apresentaram o inclinômetro como sendo um equipamento que permite determinar movimentos laterais das camadas de solos no tempo.

A medição de deslocamentos horizontais em profundidade é feita com inclinômetro, que utiliza um sensor (chamado torpedo) que possui um acelerômetro, capaz de determinar o ângulo em relação à vertical no qual o aparelho se encontra. Esse torpedo dispõe de rodas colocadas em posições pré-definidas, que percorrem sulcos num tubo de alumínio, que é instalado em furo de sondagem no solo. A integração das inclinações em posições determinadas ao longo do instrumento permite a medição do deslocamento horizontal ao longo do mesmo.

É necessário que a extremidade inferior do tubo guia de alumínio seja instalada em um maciço estável, pois as medidas são relativas. A combinação das medidas de deslocamentos horizontais na superfície e em profundidade permite determinar as dimensões de um eventual movimento de massa do solo, tanto em superfície, quanto em profundidade, determinando-se extensões e volumes de escorregamentos em encostas naturais e taludes de terraplenagem. A Figura A.6 apresenta detalhes do inclinômetro.

Em alguns casos o mesmo furo é utilizado como medidor de nível d'água, o tubo guia deve ser perfurado cuidadosamente logo acima do ponto de ancoragem feita com a calda de cimento. A perfuração deve ter extensão de 1m e o tubo deve ser envolto com tela para evitar entrada de areia.

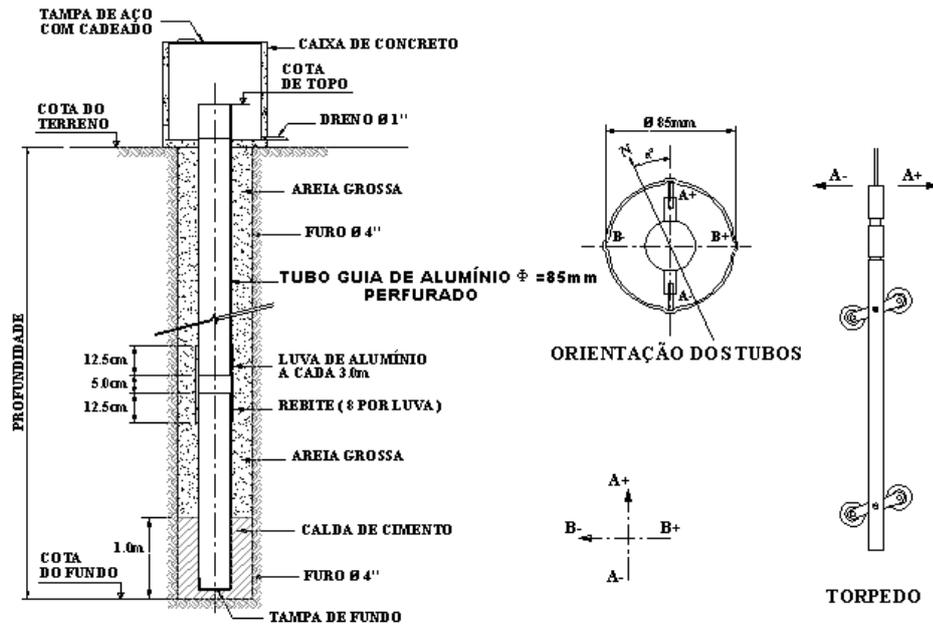


Figura A.6 Detalhamento do Inclinômetro

Existem inclinômetros que são construídos para obterem leituras em tempo real. Formoso (1999) desenvolveu um inclinômetro com sensores que permitem que este seja fixo sem a utilização do carrinho, podendo assim obter dados durante os períodos chuvosos e até mesmo durante uma possível ruptura.

### Anexo 3 - Sondagens Realizadas para a Instalação dos Inclinômetros.

Id: F2

Interessado: Escola Politécnica da USP

Data: 19/09/09

Término: 22/09/09

Obra: Estabilização da encosta da Vila Albertina

Idade Inicial: ---

Condições Climáticas: Bom

Local: Jaçanã-Tremembé

Amostrador: Ø E 50,8mm Ø I 34,9mm	Nº de GOLPES		Condições Gráficas e	Prof. da			camada	Descrição do Material	Nível água (m)
	Início	Fim		(m)					
	0	0,45		1/15	1/15	0/45		Argila silte arenosa com presença de areia média de cor vermelha	
	0,45	1,00						Silte argiloarenoso amarelo com presença de areia média e mica.	
	1,00	1,45				1/45			
	1,45	2,00							
	2,00	2,45				1/45			
	2,45	3,00							
	3,00	3,45		1/15	1/15	30/15		Silte Argiloso de cor marrom escuro com presença de areia e mica.	
	3,45	4,00							
	4,00	4,45		6/15	8/15	9/15			
	5,00	5,45		7/15	7/15	8/15			
	5,45	6,00							
	6,00	6,45		13/15	13/15	15/15		Silte argiloarenoso amarelo com presença de areia média e mica.	
	6,45	7,00							
	7,00	7,45		8/15	13/15	13/15			
	7,45	8,00							
	8,00	8,45		17/15	19/15	25/15			
	8,45	9,00						Silte arenoso de cor marrom esverdeado com presença de areia	
	9,00	9,45		27/15	28/15	30/15			
	9,45	10,00							
	10,00	10,45		25/15	27/15	30/15			
	10,45	11,08							
	11,08	12,00						Matação de granito	
	12,00	12,45		6/15	13/15	14/15			
	12,45	13,00							
	13,00	14,00						Matação de granito	
	14,00	14,45							
	14,45	15,00							
	15,00	15,45		8/15	10/15	10/15		Amostra não recuperada	
	15,45	16,00							
	16,00	16,10		35/10					
								Material de rocha em decomposição de cor esverdeada	
								Rocha de Granito	
		24,00							
LEGENDA/GOLPES:									
Penetração 30 cm. final									
Perfil Geológico Geotécnico Individual de reconhecimento do Sub-Solo								Notas: CONTINUA. . .	
EPT								Operador : Sr. Evandro	
								Visto - HB _____	
Telefax.: _____								Data ____/____/____	
Site: _____									

R nº: F2

Interessado: Escola Politécnica da USP

Início: 25/09/09

Término: 26/09/09

Obra: Estabilização da encosta da Vila Albertina

ota Inicial: ---

Condições Climáticas: Bom

Local: Jaçanã-Tremembé

Amostrador: $\varnothing$ E 50,8mm $\varnothing$ I 34,9mm	Profundidade		Convenções Gráficas e nº de Amostras	Prof. da camada (m)	Descrição do Material	Nível de água (m)
	Início	Fim				
Nº de Golpes/30cm finais. 5 15 25 35	0	0,45		1/45	Argila de cor marrom escura com presença de areia fina	
	0,45	1,00				
	1,00	1,45		1/25 1/20	Argila siltosa micácea marrom claro.	
	1,45	2,00				
	2,00	2,45		1/15 1/15 1/15	Silte arenoso de cor marrom avermelhado.	
	2,45	3,00				
	3,00	3,45		1/15 1/15 2/15	Silte arenoso de cor marrom avermelhado.	
	3,45	4,00				
	5,00	5,50			Matação de granito	
	5,50	6,00				
	6,00	6,65		1/20 1/20 1/25	Argila marrom com muita presença de mica.	
	6,65	7,00				
	7,00	7,45		4/15 5/15 5/15	Argila esverdeada com mica e areia fina	
	7,45	8,00				
	8,00	8,45		6/15 8/15 8/15		
	8,45	9,00				
	9,00	9,45		8/15 10/15 12/15		
	9,45	10,00				
	10,00	10,45		13/15 13/15 13/15	Solo argilo siltoso Amarelado com pigmentos laranjas com presença de areia fina	
	10,45	11,00				
	11,00	11,45		15/15 18/15 20/15	Solo argilo siltoso Amarelado com pigmentos laranjas com presença de areia fina	
	11,45	12,00				
	12,00	12,45		20/15 27/15 29/15		
	12,45	13,00				
	13,00	13,30		27/15 30/15		
	13,30	14,00				
	14,00	14,30		27/15 30/15		
	14,30	15,00				
	15,00	15,30		28/15 35/15	Solo argilo siltoso Amarelado com pigmentos laranjas com presença de areia fina	
	15,30	16,00				
	16,00	16,30		27/15 35/15	Silte argiloarenoso amarelo claro com presença de areia média e mica.	
	16,30	17,00				
	17,00	17,25		29/15 35/15		
	17,25	18,00				
	18,00	18,30		26/15 35/15	Silte argiloarenoso amarelo escuro com presença de areia média e mica.	
	18,30	19,00				
	19,00	19,25		29/15 35/15		
	19,25	20,00				
	20,00	20,25		29/15 35/15		
	20,25	21,00				
	21,00	21,30		29/15 35/5		
	21,30	22,00				
	22,00	22,20		30/15 35/15	Silte argiloarenoso amarelo claro com presença de areia média e mica.	
	22,20	23,00				
	23,00	23,15		35/15		
	23,15	24,00				
	24,00	24,10		35/10	Solo argilio siltoso alterado com presença de rocha decomposta de cor marrom escura	
	24,10	24,40				
LEGENDA/GOLPES: Penetração 30 cm. final						
Perfil Geológico Geotécnico Individual de reconhecimento do Sub-Solo					Notas: CONTINUA. . .	
EPT					Operador : Sr. Evandro	
					Visto - _____	
Telefax.: _____ Site: _____					Data ____/____/____	