



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

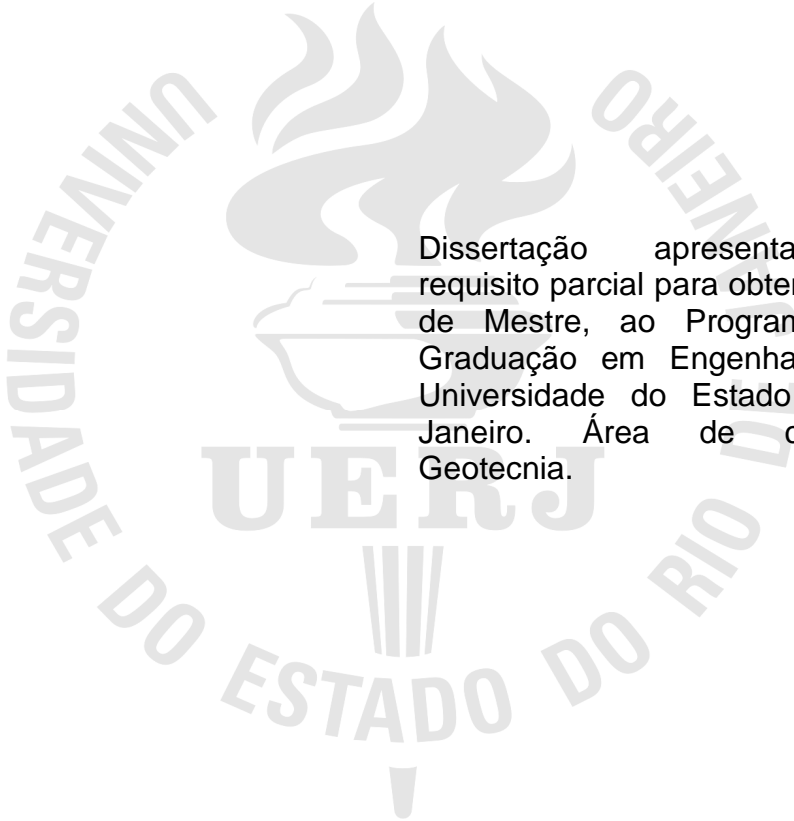
Aline Pereira Mota

Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos

Rio de Janeiro
2014

Aline Pereira Mota

Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. D.Sc Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Coorientador: Prof. D.Sc Rogério Luiz Feijó

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

M426 Mota, Aline Pereira.
Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via
Lagos / Aline Pereira Mota.
131f.

Orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.
Coorientador: Rogério Luiz Feijó.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Mecânica do solo - Dissertações. 3.
Geotecnia - Dissertações. 4. Escorregamentos (Geologia) -
Dissertações. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II.
Universidade do Estado do Rio. III. Título.

CDU 624.13

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Aline Pereira Mota

Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 20 de Maio de 2014.

Banca Examinadora:

Prof.^a D.Sc. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof.^o D.Sc. Rogério Luiz Feijó (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof.^oD.Sc. André Pereira Lima
Faculdade de Engenharia – UVA

Geólogo Wilmar Tenório de Barros
Fundação Geo-Rio

Prof.^a Ph.D. Anna Laura Lopes da Silva Nunes
Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ

Rio de Janeiro

2014

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a meu pai, que apesar de ter saído de nossas vidas, continua vivo em minha memória.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof.^a D.Sc. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Prof.^o D.Sc. Rogério Luiz Feijó por toda a ajuda e demonstração de força de vontade. Agradeço também pela amizade e pelos conselhos que foram além do saber científico.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista e a equipe que compõem o Laboratório de Mecânica dos Solos desta Intituição em especial ao Geólogo Wilmar Tenório de Barros, pela indicação de termos geológicos de grandes importância para o desenvolvimento deste trabalho.

A FAPERJ pelo apoio financeiro, e a CCR por disponibilizar as informações e os dados necessários para a elaboração desta dissertação, em especial a Ada Alves.

As minhas grandes amigas Danielle Araújo, Daniele de Kássia e Lidiane Vieira pela amizade oferecida durante os momentos de dificuldade.

A família Tavares de Alencar, pelo incentivo e apoio incondicional na minha vivência na cidade do Rio de Janeiro em especial a Glória Maria e Andréa.

A minha mãe e meu irmão pelo apoio e ajuda durante o desenvolvimento do trabalho, e pela compreensão da minha ausência no convívio familiar e sem esquecer do meu pai que em vida foi meu maior incentivador.

Ao Halleylton Ribeiro meu namorado pelo amor, dedicação e incentivos nos tantos momentos difíceis que passei e por tantas vezes ter lido e comentado meu trabalho, com atenção e paciência.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

“

“Que minha coragem seja maior que meu medo...E
minha força seja tão grande quanto minha fé.”

Autor Desconhecido

RESUMO

Mota, Aline Pereira. *Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos*. 2014. 131f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

O presente trabalho tem como objetivo a compreensão de um escorregamento ocorrido em um talude no km 15+700 da Rodovia RJ – 124 – Via Lagos, Rio Bonito – RJ. Após a movimentação do talude, algumas medidas foram tomadas para estabilização da encosta. No entanto, as movimentações não cessaram, despertando a necessidade de um estudo mais detalhado sobre a geologia local. Sondagens mistas e rastreamentos geofísicos foram executados, buscando-se a definição de um perfil geológico-geotécnico. Adicionalmente, foram executados ensaios de cisalhamento direto para obtenção de parâmetros de resistência, com amostras retiradas do local, e instalada uma instrumentação composta por inclinômetros, medidores de nível d'água e piezômetros. Com o auxílio do Programa Plaxis, de elementos finitos, foi realizada uma modelagem numérica com o objetivo de confrontar os deslocamentos do talude medidos pela inclinometria com as previsões numéricas. Análises de estabilidade também foram executadas, objetivando a compreensão das causas da instabilidade. Finalmente, o trabalho propõe uma alternativa simples de estabilização e destaca a importância da interação entre a Geologia e a Geotecnia.

Palavras-chave: Talude; Instabilidade; Retroanálise.

ABSTRACT

The present work aims at understanding a landslide occurred on a slope at km 15 +700 of Highway RJ - 124 - Via Lagos , Rio Bonito - RJ . After the move of the slope , some measures were taken to stabilize the slope. However , the changes have not ceased , raising the need for a more detailed study of the local geology . Geophysical surveys and mixed traces were performed , aiming to define a geological and geotechnical profile. Additionally , the assay was performed direct shear laboratory to obtain parameters of resistance . with samples taken from the site and installed instrumentation consists of inclinometers and water level gauges and piezometers . Realizada was also a numerical modeling with the help of the Plaxis program where we used the geotechnical parameters obtained in the laboratory test alert by direct cilhamento the objective of the analysis was to confront the displacement of the slope obtained in the analysis of the displacement resgistrado by inclinômetria . The present study also realizada backcalculation as one main objective which we obtained the parameters of resistance of the material involved to slip to the situation where $FS = 1$, where we considered the high water level and d' condition Normal with the water level in your actual situation determined the FS so that the slope remains estável.O - work addresses possible causes of instability and movement of the slope , proposing a simpler alternative stabilization , based on the interaction between geology and Geotechnics .

Keywords: Slopes; Instability; Back analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Inclinação do talude <i>versus</i> número de casos de movimento de massa ocorridos na margem atlântica dos EUA (LEE, 2004).....	22
Figura 2 - Esquema de Corrida de Lama, <i>mudflows</i> (ATKINSON, 1997).....	26
Figura 3 - Esquema de Rastejo, <i>creep</i> (RIBEIRO,2009).....	26
Figura 4 - Escorregamento Rotacional <i>slump</i> (ATKINSON, 1997).....	27
Figura 5 - Superfícies de ruptura: escorregamentos rotacionais: a) Seção de deslizamento circular, b) Seção de deslizamento não circular (GERSCOVICH, 2008).....	28
Figura 6 - Superfícies de ruptura: escorregamentos translacionais (GERSCOVICH, 2008).....	28
Figura 7 - Esquema e exemplo de queda de bloco (RIBEIRO, 2009).....	29
Figura 8 – Resultados de análise probabilística de estabilidade de taludes (FLORES, 2008).....	34
Figura 9 Localização em planta das diferentes regiões: Estrada do Soberbo (Barros, et al, 1998).....	40
Figura 10 – Mapa Geológico das diferentes regiões: Estrada do Soberbo (BARROS et al, 1998).....	41
Figura 11 – Morro da Carioca, Angra dos Reis (GUEDES, 2010).....	42
Figura 12 – Enseada do Bananal, Angra dos Reis (GUEDES, 2010).....	43
Figura 13 – Equipamento para ensaio de reconhecimento à percussão, SPT (SCHNAID, 2000, p. 10).....	44
Figura 14 – Resumo do Ensaio.....	45
Figura 15 - Resistímetro de campo.....	47
Figura 16 – Croqui esquemático da prática da sondagem Elétrica Vertical – SEV com Arranjo Schumberger, (Braga, 1999).....	49
Figura 17 – Croqui esquemático da prática do Caminhamento Elétrico – CE.....	50
Figura 18 – Localização da área em estudo.....	51
Figura 19 – Fotos do Talude em Estudo: a) Sentindo Rio de Janeiro;.....	52
Figura 20 – Movimentação do talude do talude com levantamento da pista.....	53
Figura 21 – Ilustração da estrutura proposta pela concessionária (CCR ENGELOG, 2012).....	54

Figura 22 – Detalhes das Cortinas “A” e “B” (CCR ENGELOG, 2012).....	54
Figura 23 – Imagens da rocha magmática	56
Figura 24 – Planta Topográfica com a Ilustração da Posição do Dique.....	57
Figura 25 – Planta Topográfica com a Posição do Dique.	58
Figura 26 – Mapa Geológico da região em estudo.....	59
Figura 27 – Modelo de movimentação dos blocos devido à geometria das estruturas.	60
Figura 28 – Associação entre o sistema de juntas e a foliação.....	60
Figura 29 - Atitudes das estruturas sobrepostas à topografia.	61
Figura 30 – Locação das sondagens mistas.....	63
Figura 31 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “AA”.	64
Figura 32 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “BB”.	65
Figura 33 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “CC”.....	66
Figura 34 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “DD”.....	67
Figura 35 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “EE”.	68
Figura 36 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “FF”.	69
Figura 37 - Locação dos caminhamentos elétricos (CEs) 01 a 09	70
Figura 38– Caminhamento Elétrico (CE) 01: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	72
Figura 39 – Caminhamento Elétrico (CE) 02: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	73
Figura 40 – Caminhamento Elétrico (CE) 03: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	74
Figura 41 – Caminhamento Elétrico (CE) 04: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	75
Figura 42 – Caminhamento Elétrico (CE) 05: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	76
Figura 43 – Caminhamento Elétrico (CE) 06: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	77
Figura 44 – Caminhamento Elétrico (CE) 07: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	78
Figura 45 – Caminhamento Elétrico (CE) 08: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	79

Figura 46 – Caminhamento Elétrico (CE) 09: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica	80
Figura 47 – Vista Oblíqua (CE 02, CE 03 e CE 04).....	81
Figura 48 – Curva e Perfil da Sondagem Elétrica Vertical 01.....	82
Figura 49 – Curva e Perfil da Sondagem Elétrica Vertical 02.....	83
Figura 50 – Curva e Perfil da Sondagem Elétrica Vertical 02.....	83
Figura 51 - Distribuição granulométrica do solo de alteração.....	85
Figura 52 - Detalhe da moldagem do corpo de prova: a) Corpo de prova sendo retirado da amostra; b) Corpo de prova sendo talhado; c) Corpo de prova já moldado na caixa.	86
Figura 53 – Acessórios para a montagem do molde no equipamento.	87
Figura 54 – Detalhes da montagem: a) Corpo de prova sob a célula de cisalhamento direto; b) Corpo de prova sendo extraído da caixa ou molde para a célula de cisalhamento direto ou caixa bipartida.	88
Figura 55 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto: a) vista frontal do equipamento e b) detalhe da célula de cisalhamento acoplada ao equipamento.	88
Figura 56 – Esquema do ensaio e extensômetros	89
Figura 57 – Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto	89
Figura 58 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição natural.	90
Figura 59 - Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição submersa.	91
Figura 60 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição natural.	91
Figura 61 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição submersa.	92
Figura 62 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição natural	93
Figura 63 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição submersa.	93
Figura 64 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição natural.	94
Figura 65 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição submersa.	94

Figura 66 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob ondição natural.	95
Figura 67 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob condição submersa...95	
Figura 68 – Envoltório de resistência do solo: Amostra 2 sob condição natural.....	96
Figura 69 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 2 sob condição saturada.....	96
Figura 70 – Princípio de funcionamento do inclinômetro (GEORIO 1999).....	98
Figura 71 – Cálculo dos deslocamentos horizontais (SIEIRA 1998)	98
Figura 72 – Fase de Instalação do tubo de acesso (GEORIO 1999).....	99
Figura 73 – Planta de localização dos inclinômetros.....	100
Figura 74– Resultados do inclinômetro 2B-EA: a) profundidade <i>versus</i> deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais <i>versus</i> tempo	101
Figura 75 – Resultados do inclinômetro 2B-EB: a) profundidade <i>versus</i> deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais <i>versus</i> tempo	101
Figura 76 – Direção dos deslocamentos do inclinômetro 2B.....	102
Figura 77 – Resultados do inclinômetro 3B-EA: a) profundidade <i>versus</i> deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais <i>versus</i> tempo	102
Figura 78 – Resultados do inclinômetro 3B-EB: a) profundidade <i>versus</i> deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais <i>versus</i> tempo	103
Figura 79 – Direção dos deslocamentos do inclinômetro 3B.....	103
Figura 80 – Esquema do Piezômetro Casagrande (GEORIO,1999).....	105
Figura 81 – Fases de instalação de um piezômetro Casagrande (GEORIO, 1999)	105
Figura 82 – Indicador de Nível d'água (GEORIO 1999).....	106
Figura 83 – Localização da Instrumentação, Piezômetros e INA's	107
Figura 84 – Resultado das leituras do INA-01 e INA-02.....	108
Figura 85 – Resultado das leituras do INA-03 e INA-04.....	108
Figura 86 – Resultado das leituras dos Piezômetros.	108
Figura 87 – Geometria adotada nas análises numéricas.	113
Figura 88 – Malha de elementos finitos.....	113
Figura 89 – Nível do lençol freático inicial definido com base nas sondagens.....	116
Figura 90 – Deslocamentos horizontais previstos para elevação de NA = 2,0 m....	117
Figura 91 – Distribuição dos deslocamentos horizontais com a profundidade ($D_{h_{máx}}$: = 9,17 mm).....	117
Figura 92 – Confronto entre as previsões numéricas (Plaxis) e os resultados do Inclinômetro 2B (Elevação do NA = 2,0 m)	118
Figura 93 Análise da estabilidade na posição normal do lençol freático	120

Figura 94 – Análise da estabilidade com o lençol freático na condição crítica.....	120
Figura 95 – Ilustração do maciço com a intusão do diabásio.....	121
Figura 96 – Ilustração do maciço com a vista frontal do dique de diabásio.	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de massa (AUGUSTO FILHO, 1994)	25
Tabela 2 – Importância da análise probabilística de estabilidade de taludes (DUNCAN, 2001).....	35
Tabela 3 - Tipos e Características das Análises Determinísticas (RIBEIRO, 2009) ..	37
Tabela 4 - Resumo de alguns métodos geofísicos aplicados em investigações geotécnicas	46
Tabela 5 – Características das rochas em seus graus de alteração (IPT, 1984).....	71
Tabela 6 – Análise Granulométrica do solo de alteração.	84
Tabela 7 - Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto	96
Tabela 8 - Parâmetros Geotécnicos Adotados nas Análises Numéricas	114
Tabela 9 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos com base no valor de N_{SPT} (LIMA, 1979).....	115
Tabela 10 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos do Gnaisse (TEXEIRA, 2008).	115

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

FS	Fator de Segurança
INA	Indicador de nível d'água
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
EUA	Estados Unidos da América
DER	Departamento de Estrada de Rodagem
MR	Momento Resistente ao Deslizamento
MS	Momento Solicitante
FS adm	Fator de Segurança admissível
MEF	Método dos Elementos Finitos
MDF	Método das Diferenças Finitas
SPT	Standard Penetration Test
NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
GPR	Ground Penetrating Radar
CE	Caminhamento Elétrico
SEV	Sondagem Elétrica Vertical
SW	Sul do Oeste
DHPS	Drenos Sub horizontais
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
IPT	Instituto de Pesquisa e Tecnologia
RAM	Rocha Alterada Mole
RAD	Rocha Alterada Dura
RS	Rocha Sã
UERJ	Universidade Estadual do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	Coesão Efetiva do Solo
ϕ'	Ângulo de Atrito Efetivo do Solo
$\gamma_{nat t}$	área total líquida da seção transversal da chapa experimental
γ_{sat}	diâmetro do parafuso
K_y	diâmetro do furo
E	Modulo de Deformabilidade

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	18
Motivação	18
Objetivos	19
Estrutura da dissertação	19
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
1.1 Movimentos de Massa	21
1.1.1 Tipos de Movimento de Massa	23
1.1.2 Fatores Causadores de Instabilização de Taludes	29
1.2 Análises de Estabilidade	33
1.2.1 Tipos de Análises de Estabilidade	34
1.3 Histórico de Acidente	38
1.4 Ensaios de Campo para Definição da Estratigrafia de Encostas	43
1.4.1 Sondagem a Percussão (<i>SPT - Standard Penetration Test</i>)	43
1.4.2 Geofísica	45
1.4.2.1 Sondagem Geofísica Elétrica	47
2 DESCRIÇÃO DO CASO EM ESTUDO	51
2.1 Histórico do Problema	52
2.2 Geologia Local	58
2.3 Geologia Estrutural	59
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	62
3.1 Ensaios de Campo	62
3.1.1 Considerações Iniciais	62
3.1.2 Sondagem Mista (<i>SPT - Standard Penetration Test</i>)	62
3.1.3 Geofísica	70
3.2 Ensaios de Laboratório	84
3.2.1 Granulometria	84
3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto	85
4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	97
4.1 Inclinômetros	97
4.1.1 Descrição do Inclinômetro	97

4.1.2	Locação dos Inclínômetros.....	99
4.1.3	Resultados da Inclínometria	100
4.2	Piezômetros e Indicadores de Nível D'água.....	104
4.2.1	Descrição dos Instrumentos.....	104
4.2.2	Instrumentos instalados: Piezômetros e INAs	106
4.2.3	Resultados dos Piezômetros e INAs	107
5	ANÁLISE NUMÉRICA	109
5.1	Ferramenta Computacional: Plaxis	109
5.2	Metodologia de Análise	113
5.3	Parâmetros Geotécnicos	114
5.4	Condições de Análise das Deformações	115
5.4.1	Reprodução da oscilação de NA ocorrida em 2012	116
5.5	Retroanálise da Movimentação.....	118
5.6	PROPOSTA PARA ESTABILIZAÇÃO	121
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	123
6.1	Conclusões	123
6.2	Sugestões para Futuras Pesquisas.....	124
	REFERÊNCIAS.....	125

INTRODUÇÃO

Fenômenos de instabilidade são eventos frequentes, principalmente em períodos chuvosos e regiões de clima tropical. Estes fenômenos podem ser naturais, no caso das encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros.

O Estado do Rio de Janeiro tem sido frequentemente surpreendido com fenômenos de instabilização devastadores, trazendo prejuízos econômicos e, principalmente, perdas humanas.

Apesar dos diversos trabalhos existentes sobre mecanismos de instabilização de taludes, as tragédias indicam que os deslizamentos de terra/rocha são fenômenos naturais de grande complexidade. GUEDES (2011) destaca que há, ainda, uma grande dificuldade em se compreender as interações existentes entre os diversos fatores condicionantes e as susceptibilidades dos escorregamentos.

É importante salientar que nos estudos de estabilidade dos taludes intervêm decisivamente condicionantes relativos às propriedades dos materiais, e agentes perturbadores, quer de natureza geológica, hidrológica e geotécnica, tornando-os de maior complexibilidade. Desta forma, torna-se fundamental a interação entre a Geologia e a Geotecnia na identificação do fenômeno e na busca de uma solução mais adequada.

Motivação

Na presente dissertação, a principal motivação consiste na análise e compreensão de um deslizamento de terra, ocorrido em um talude localizado na Via Lagos. As movimentações do talude persistiam por mais de 6 anos, mesmo após a adoção de uma alternativa de solução, que se mostrou ineficiente. Após a interpretação de sondagens, ensaios de laboratório e resultados de instrumentação de campo, procurou-se determinar as causas da movimentação e propor uma solução definitiva e adequada ao problema de instabilidade do talude definitivamente.

Objetivos

O objetivo principal desta dissertação consiste na análise do movimento de terra ocorrido no talude localizado no km 15+700 m da Via Lagos, Rio Bonito, Rio de Janeiro.

Como objetivos secundários, destacam-se:

- a. Análise e interpretação de perfis estratigráficos elaborados a partir de sondagens a percussão, e geofísica;
- b. Caracterização e determinação de parâmetros de resistência do solo de alteração, a partir de ensaios de cisalhamento direto;
- c. Análise da instrumentação instalada no talude: Inclínômetros, Piezômetros Casagrande e Indicadores de Nível d'água (INA);
- d. Análise das deformações do talude, pelo método dos elementos finitos (Plaxis 2D), considerando as oscilações do nível d'água, e confrontando com os resultados da instrumentação;
- e. Proposta de uma alternativa de solução definitiva para a estabilização do talude.

Estrutura da dissertação

A presente dissertação é composta de 7 capítulos: No **Capítulo 1**, há uma breve introdução ao tema da monografia, mencionando o seu objetivo. No **Capítulo 2**, são expostos os conceitos tradicionais de movimentos de massas, citando os seus principais tipos, e fazendo uma abordagem sistemática dos fatores determinantes para os movimentos de massa. Além disso, apresentam-se os principais conceitos dos tipos de análise de estabilidade, listando alguns métodos de avaliação encontrados na bibliografia.

No **Capítulo 3**, é possível identificar os aspectos gerais como a descrição do caso em estudo, tais como: localização, as características da geologia local e estrutural do lugar onde se localiza o talude selecionado para esta pesquisa.

Já no **Capítulo 4**, é feito um esclarecimento sobre programa experimental; e resultados de ensaios de campo que foram realizados tais como sondagens a percussão e sondagens elétricas (geofísicas). Refere-se também aos ensaios de laboratório tais como granulometria e ensaio de cisalhamento direto, executados para amostras retiradas de uma camada de alteração de rocha presente no talude em estudo com o objetivo de se obter parâmetros de resistência.

O **Capítulo 5** traz os resultados de piezômetros, inclinômetros e INA's que foram instaladas no local de estudo.

O **Capítulo 6** mostra os resultados da análise numérica realizada pelo programa Plaxis com o objetivo de comparar o escorregamento reproduzido no programa com o resultado da inclinometria. Apresenta também o resultado para a retroanálise realizada para o talude localizado no km 15+700 m da Via Lagos, Rio Bonito, Rio de Janeiro.

Por fim o **Capítulo 7** expõe as considerações finais e recomendações para trabalhos futuros.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

1.1 Movimentos de Massa

Os taludes ou encostas naturais são definidos segundo AUGUSTO FILHO e VIRGILI (1998), como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos. A análise e o controle de estabilização de taludes e encostas têm seu amplo desenvolvimento com as grandes obras civis modernas, em paralelo à consolidação da Engenharia e da Geologia de Engenharia.

Quando a superfície de um terreno não é horizontal, existe uma componente da força gravitacional que tende a mover o solo para baixo. Ao movimento de massa nestas circunstâncias dá-se o nome de escorregamentos. Os escorregamentos podem ocorrer de maneira lenta, com ou sem causa aparente. São geralmente causados por escavações, acréscimos de cargas sobre taludes existentes, liquefações do solo provocadas por esforços dinâmicos, etc. A ação da água tem sido uma das maiores responsáveis na ocorrência de muitos escorregamentos de taludes (ALBUQUERQUE, 2003).

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia ABGE, (1998) a execução de cortes nos maciços pode condicionar movimentos de massa ou, mais especificamente, escorregamento de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinadas superfícies de ruptura.

Segundo FIORI (1995), o movimento de massa representa um importante papel no desenvolvimento de vertentes no Brasil pelo fato de estar ligado a condições climáticas úmidas e a um intenso processo de intemperismo das rochas. A força da gravidade origina tensões cisalhantes e normais dentro da massa de solo ou de rocha, que atuam principalmente ao longo de planos inclinados. O esforço cisalhante, responsável pela movimentação de massa, aumenta com a inclinação e a altura da vertente, com o peso específico do solo e com a quantidade de água que se infiltra e se acumula no solo.

Segundo SANTOS JR. e NÓBREGA (2000) ao estudar uma falésia, deve-se levar em consideração que quaisquer que sejam os objetivos do estudo é preciso identificar e classificar os vários tipos de movimento de massa, seus aspectos geológicos, a velocidade do movimento e as causas da instabilização, bem como classificar e descrever o material envolvido no movimento, juntamente com a quantificação das propriedades geotécnicas relevantes ao objetivo do estudo.

A Figura 1 mostra a distribuição de escorregamentos de acordo com a inclinação do talude (LEE, 2004). Observa-se que grandes escorregamentos de massa foram observados em taludes de baixa inclinação KVALSTAD *et al.*, (2001). Um estudo baseado na teoria do talude infinito realizado por COSTA *et al.* (2004) no talude de Marlim (Bacia de Campos) mostrou que os fatores de segurança estáticos diminuem consideravelmente com o aumento da poropressão e que a influência da poropressão no valor do fator de segurança é mais pronunciada em taludes de baixas inclinações.

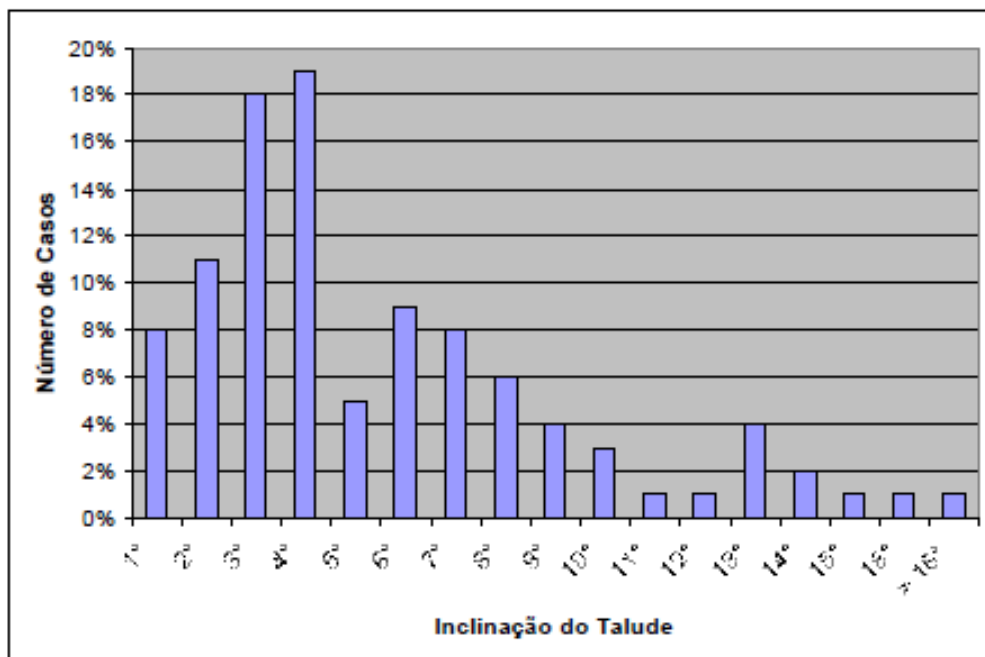


Figura 1 – Inclinação do talude versus número de casos de movimento de massa ocorridos na margem atlântica dos EUA (LEE, 2004).

Mecanicamente, um escorregamento de massa ocorre quando as tensões solicitantes excedem a resistência ao cisalhamento do solo. A condição de

estabilidade é definida, em geral, através do Fator de Segurança (FS). Pelo métodos determinísticos em equilíbrio limite, em geral esse fator é definido como a expressão do balanço entre as forças resistivas (que tendem a manter o talude estável) e as forças cisalhantes (que tendem a movimentar o talude para baixo) ou simplesmente como a razão entre a resistência cisalhante média e a tensão cisalhante ao longo da superfície crítica de ruptura. Valores de FS iguais a 1,0 indicam condições limites de estabilidade (meta-estabilidade). A estabilidade é garantida para valores de FS maiores do que 1,0. No entanto, deve-se observar que a probabilidade de ocorrência de um deslizamento não é função linear do fator de segurança (SILVA, 2005).

De forma geral, taludes em solo e em rocha estão sujeitos, com relativa frequência, a problemas geotécnicos associados a fatores de instabilização de massa, como por exemplo: escorregamentos e erosões. Quando se trata de taludes rodoviários em cortes ou aterros, assim como de encostas naturais adjacentes às rodovias, tais eventos costumam provocar danos e, frequentemente, até interrupções no tráfego com graves prejuízos aos usuários e ao poder público DER-SP (1991).

1.1.1 Tipos de Movimento de Massa

Segundo LOBO (2005), os vários tipos de movimento de massa em taludes podem ter diferentes velocidades, desde escorregamentos lentos e imperceptíveis até movimentos com velocidades superiores a 200 km/h.

BEVILAQUA (2004) afirma que, na natureza, ocorrem vários tipos de movimentos de massa, no qual estão envolvidas grandes variedades de tipos de solos. Os critérios adotados para a diferenciação dos movimentos de massa são, em geral, o tipo de material, a velocidade, as deformações, a geometria e a quantidade de água.

FREIRE (1965) apresentou a primeira sistemática de classificação em nível nacional. Essa classificação reúne os movimentos de talude em três grandes grupos: escoamentos, escorregamentos e subsidência. Sob a denominação de escoamento são agrupadas todas as deformações ou movimentos contínuos, com ou sem

definição de superfície de ruptura. São distinguidos dois subgrupos: corridas e rastejo.

Os escorregamentos têm caráter definido em tempo e espaço, além de superfície nítida de ruptura. Dois subgrupos são individualizados: escorregamentos rotacionais e translacionais.

As subsidências podem ser contínuas ou finitas e possuem sentido vertical de movimento. Três subgrupos são estabelecidos: subsidências propriamente ditas, recalques e desabamentos.

Posteriormente, em 1991, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, IPT, elaborou uma classificação mais simplificada. É possível notar diferenças significativas entre os vários sistemas de classificação. Isto se deve, sobretudo, à falta de um critério único. Cada autor atribui maior importância a um determinado parâmetro, seja a velocidade, os materiais envolvidos, o modo de deformação, etc. Entretanto, nota-se que alguns tipos genéricos de movimentos de massa estão presentes na maior parte das classificações. São eles: o rastejo (“creep”), as corridas (flows), os escorregamentos (“slides”) e as quedas de blocos (“rockfalls”).

AUGUSTO FILHO (1994) apresenta uma sistemática de classificação relativamente genérica, mas que resume os principais grupos de processos de instabilização pesquisados para elaboração de cartas de riscos de escorregamentos no Brasil. Essa classificação apresenta os processos agrupados em quatro grandes classes: rastejo (“creep”), escorregamentos (“slides”), quedas (“falls”) e corridas (“flows”), conforme Tabela 1.

As corridas são movimentos rápidos, associadas à concentração dos fluxos d'água superficiais em determinado ponto da encosta. Geralmente os materiais (solo, pequenos blocos e restos vegetais) são transportados ao longo de canais de drenagem e se comportam como um fluido altamente viscoso (Figura 2). Uma corrida pode ser gerada por pequenos escorregamentos que se deslocam em direção aos cursos d'água, o que torna difícil a distinção entre estes dois tipos de movimento (DIAS e HERRMANN, 2002).

Segundo SELBY (1982), outros termos estão associados às corridas, variando conforme a viscosidade (presença de água) e o tipo de material mobilizado, como exemplo, os fluxos de terra (“*earthflows*”), os fluxos de lama (“*mudflows*”) e os fluxos de detritos (“*debrisflows*”).

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de massa (AUGUSTO FILHO, 1994)

Processos	Características do Movimento/Material/Geometria
<p>RASTEJO (<i>"CREEP"</i>)</p>	<p>Vários planos de deslocamento (interno) Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas, decrescente com a profundidade. Solos, depósitos, rocha alterada / fraturada. Geometria indefinida</p>
<p>ESCORREGAMENTOS (<i>"SLIDES"</i>)</p>	<p>Poucos planos de deslocamentos (externo) Velocidades medias (m/h) a altas (m/s) Pequenos a grande volume de material Geometria e materiais variáveis: Planares ou translacionais: solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza. Circulares ou rotacionais: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas. Em cunha: solos e rocha com dois planos de fraqueza.</p>
<p>QUEDAS (<i>"FALLS"</i>)</p>	<p>Sem planos de deslocamento Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável Rolamento de matacão – tombamento</p>
<p>CORRIDAS (<i>"FLOWS"</i>)</p>	<p>Muitas superfícies de deslocamentos (internas e externas à massa em movimento) Movimento semelhante ao de um liquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidade media a altas Mobilização de solo, rochas, detritos e água. Grandes volumes de materiais Extenso em raio de alcance, mesmo em área planas.</p>

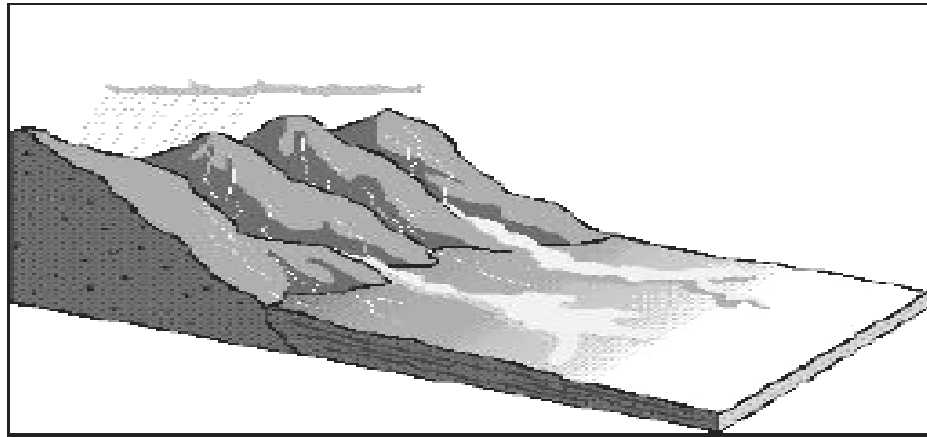


Figura 2 - Esquema de Corrida de Lama, *mudflows* (ATKINSON, 1997).

Rastejo é um movimento extremamente lento de poucos centímetros ao ano. Basicamente se dá pela movimentação, do manto de alteração de uma encosta; deslocando e abrindo fendas nas partes inferiores (solo residual e rocha). Este movimento afeta grandes áreas e não apresenta uma superfície de ruptura bem definida. Com o aumento da velocidade pode se transformar em um escorregamento. A existência de rastejo numa área pode ser notada pela inclinação de árvores, cercas ou postes (Figura 3). Normalmente, este é um dos movimentos mais lentos que existe, mas, com o aumento da saturação de água no solo, ele pode assumir uma maior velocidade, tornando-se um perigo para as construções que existem na vertente ou no vale.

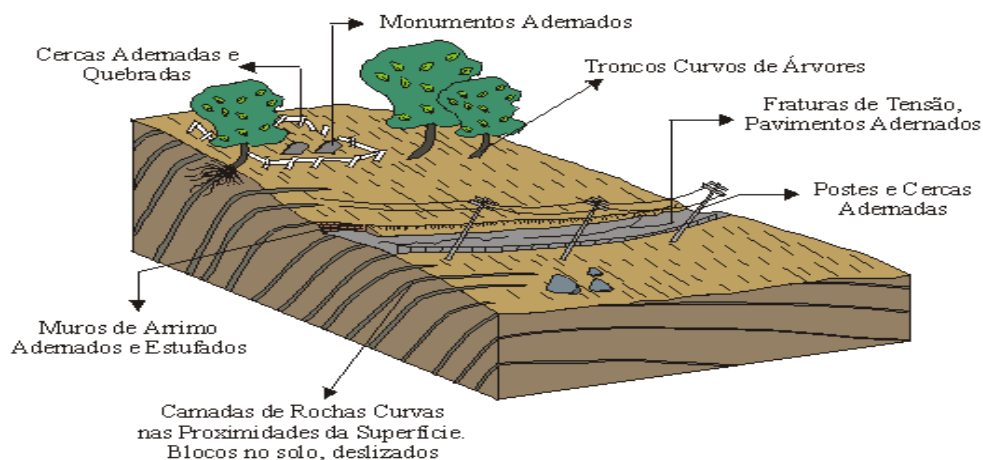


Figura 3 - Esquema de Rastejo, *creep* (RIBEIRO, 2009)

Os escorregamentos rotacionais apresentam uma superfície de ruptura côncava, ao longo da qual ocorre um movimento rotacional do manto de alteração (Figura 4). Basicamente, estão associados a pacotes de solos espessos e homogêneos, de rochas argilosas ou cristalinas intensamente fraturadas. A gênese dos escorregamentos rotacionais está frequentemente vinculada a cortes na base das vertentes, sejam artificiais (implementação de estrada) ou naturais (erosão fluvial), conforme FERNANDES e AMARAL, (1996).

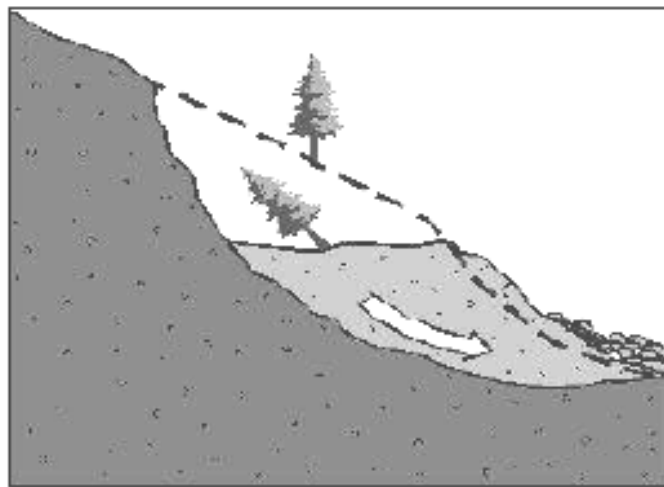


Figura 4 - Escorregamento Rotacional *slump* (ATKINSON, 1997).

CRAIG (2007) afirma que em escorregamentos rotacionais, a forma da superfície de ruptura na seção pode ser um arco circular ou uma curva não circular (Figura 5). Em solos relativamente homogêneos e isotrópicos, a superfície tende a ser circular. Caso ocorram materiais ou descontinuidades que representem resistências mais baixas, a superfície passa a ser mais complexa, podendo incluir trechos lineares. A anisotropia com relação à resistência pode acarretar em achatamento da superfície de ruptura (curva não – circular).

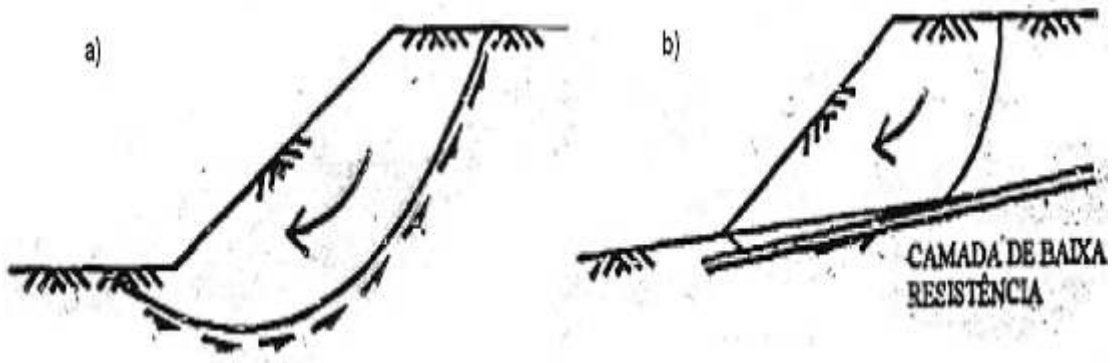


Figura 5 - Superfícies de ruptura: escorregamentos rotacionais: a) Seção de deslizamento circular, b) Seção de deslizamento não circular (GERSCOVICH, 2008)

Os escorregamentos translacionais (Figura 6) ocorrem onde a forma da superfície de ruptura é influenciada pela presença de um estrato adjacente com resistência significativamente diferente, sendo provável que a maior parte da superfície de ruptura passe através do estrato com menor resistência ao cisalhamento. A forma da superfície seria influenciada também pela presença de descontinuidades, tais como fissuras e deslizamentos preexistentes (CRAIG, 2007).

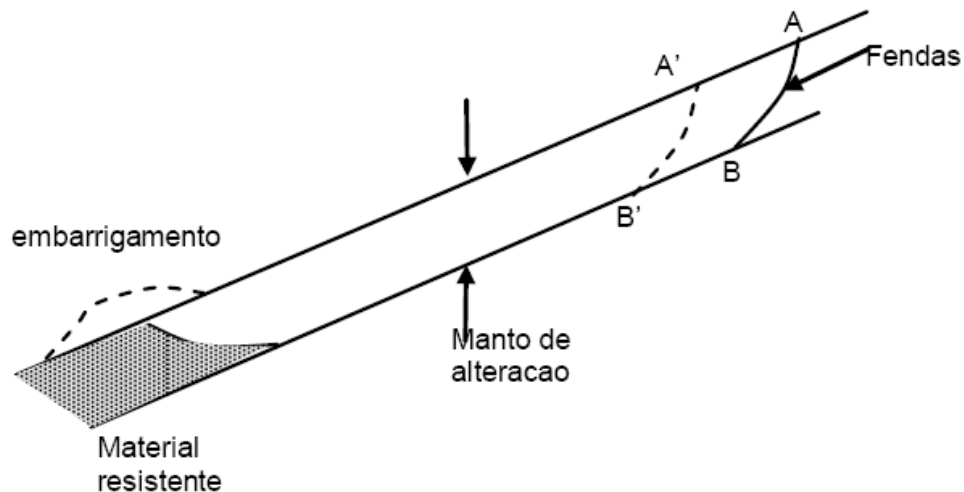


Figura 6 - Superfícies de ruptura: escorregamentos translacionais (GERSCOVICH, 2008).

Segundo DIAS e HERRMANN (2002), os escorregamentos translacionais são os tipos de movimento de massa mais comuns nas encostas cobertas por solos.

Apresentam superfície de ruptura com forma planar, que geralmente acompanha descontinuidades mecânicas e/ou hidrológicas do material. Estas descontinuidades podem ser resultantes de acamamentos, foliações, falhas, fraturas ou dos contatos entre rocha, saprolito, solo e colúvio. Os movimentos costumam ser compridos e rasos e estão associados a uma dinâmica hidrogeológica mais superficial.

A queda de blocos é um processo geomorfológico natural que pode ocorrer, fundamentalmente, em encostas muito íngremes com blocos de grandes dimensões, preferencialmente arredondados, e em situação de instabilidade conforme combinação de fatores geológicos e meteorológicos.

Para BAUTISTA (2007), a queda de blocos envolve materiais rochosos de volume e litologia diversos, que se destacam de taludes ou encostas íngremes e se deslocam em movimentos do tipo queda livre (Figura 7), rolamento e deslizamento.

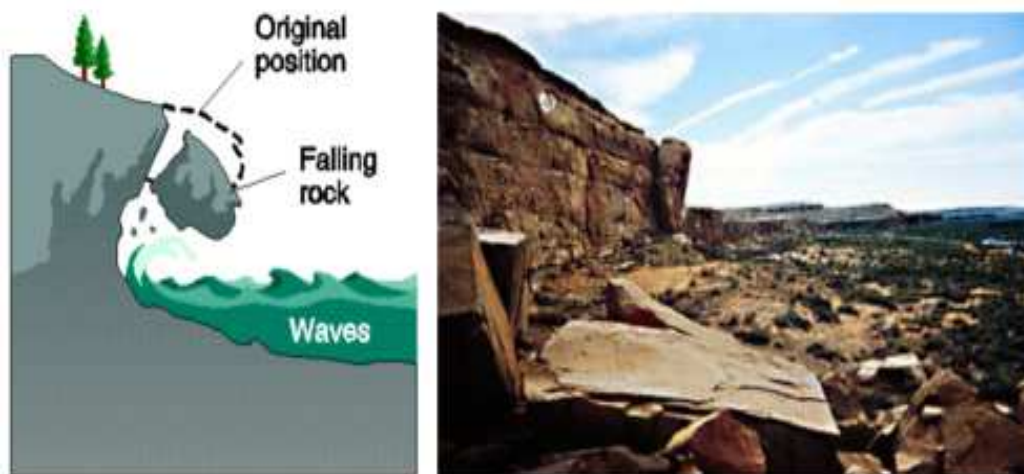


Figura 7 - Esquema e exemplo de queda de bloco (RIBEIRO, 2009).

1.1.2 Fatores Causadores de Instabilização de Taludes

AUGUSTO FILHO e VIRGILI (1998) citam, resumidamente, os principais condicionantes dos escorregamentos e processos correlatos na dinâmica ambiental brasileira como: características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico; características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas/taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas

(xistosidades, fraturas, etc.); características geomorfológicas, com destaque para inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo); regime das águas de superfície; característica do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc. Mas sob o ponto de vista da Geologia de Engenharia, alguns destes condicionantes listados anteriormente têm particular importância, pois referem-se diretamente às características geológico-geotécnicas, os quais são discutidos em detalhes.

a) Chuva

No meio tropical brasileiro, é de conhecimento generalizado a vinculação dos escorregamentos à estação de chuvas, principalmente. Durante o verão, as frentes frias que se originaram na região polar antártica cruzam o Oceano Atlântico Sul, num ritmo cíclico de cerca de uma frente por semana. Ao se depararem com as massas de ar quente tropicais, ao longo da costa sudeste brasileira, tais frentes geram fenômenos de instabilidade atmosférica intensos, constituindo em fortes chuvas e tempestades. Tais chuvas acarretam, com certa freqüência, erosão intensa e escorregamentos, não raro de caráter catastrófico (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

A água representa um dos principais fatores no desenvolvimento de processos de instabilidade de talude. O fluxo de água subterrâneo pode ser detectado por piezômetros no interior do talude, sendo representado através de linhas subparalelas à superfície do lençol freático. Hoje, a visão que se tem do comportamento do fluxo de água é diferente. Em redes de fluxo aplicadas à análise da estabilidade de talude, existe geralmente um gradiente de pressão descendente, em furos localizados na parte superior, e que existe um gradiente de pressão para cima, em furos localizados na parte inferior. Neste caso, admite-se que o maciço apresenta caráter de isotropia e homogeneidade, ou seja, as propriedades são as mesmas em todas as direções. A maior diferença entre os modelos de fluxo de água é na área de descarga, onde há um aumento da poropressão no pé do talude e em seu interior.

Contudo, quando um corpo de escorregamento bloqueia a área de descarga do fluxo no pé do talude, as linhas de fluxo sofrem modificações promovendo o

aparecimento de poropressões por confinamento, fazendo com que surja uma nova condição de instabilidade, resultando em movimentações, devido ao encharcamento e ao desenvolvimento de subpressões, apesar de possuir um ângulo de talude mais abatido do que na posição original.

WOLLE e CARVALHO (1989) comentam que a ação combinada de chuva precedente e de chuva intensa de curta ou média duração é a maior responsável pela deflagração de escorregamentos em meio tropical úmido. Tanto que, se os episódios de chuvas intensas foram precedidos por dias de chuvas contínuas 8% da pluviosidade média anual já bastam para ocasionar escorregamentos generalizados.

b) Intemperismo

Segundo FERREIRA (2007), o processo de intemperismo provoca um enfraquecimento gradual do solo pela remoção dos elementos solúveis constituintes nos próprios minerais e pela dissolução dos elementos com função de cimentação em solos. Em alguns casos, este enfraquecimento causa a diminuição dos parâmetros de resistência do solo, o ângulo de atrito e o intercepto de coesão. O intemperismo está presente na natureza levando taludes estáveis a atingir um limite crítico de equilíbrio, devido à diminuição dos parâmetros de resistência, podendo ocorrer a ruptura. Pode ocorrer também a formação de zonas de materiais com características de permeabilidade mais elevada.

Como resultado típico de intemperismo, AUGUSTO FILHO e VIRGILI (1998) verificaram que se tem mantos de cobertura superficial de grandes espessuras com a formação de zonas de diferentes resistências, permeabilidades e outras características, que se relacionam diferentemente com os mecanismos de escorregamentos e processos correlatos.

c) Cobertura Vegetal

FIORI e TABALIPA (2008) ressaltam a importância da vegetação na proteção do solo e das encostas e que o desmatamento pode promover o surgimento de áreas de risco e escorregamentos. Nesse sentido, GUIDICINI e NIEBLE (1983)

(2008) afirmam que existe um consenso generalizado de que as florestas desempenham um papel importante na proteção do solo e de que o desmatamento pode propiciar não somente a erosão.

RODRIGUES (2002) apresenta os efeitos da vegetação favoráveis à proteção das encostas, terrosas.

1 – Atuação sobre fatores hidrológicos e climáticos nos maciços naturais:

- Intercepta e retém, ainda que temporariamente, parcela da água precipitada nas folhas, flores e galhos, evitando que atinja rapidamente a superfície do terreno; ou seja, promove a diminuição do escoamento superficial;
- Elimina a água retida na forma de vapor, através da absorção e da evapotranspiração, evitando que esse volume de água se infiltre no terreno;
- Os detritos vegetais em contínua acumulação na superfície do terreno promovem a retenção e imobilização de parte da água que alcança a superfície, diminuindo momentaneamente a infiltração, bem como o refreamento do escoamento superficial em condições de máxima pluviosidade.

2 – Atuação sobre a mecânica dos movimentos de massa e erosões:

- Obstrução e retenção de massas movimentadas à montante e a conseqüente diminuição da área atingida pelos processos;
- Raízes e troncos aumentam a rugosidade do terreno, diminuindo a velocidade do escoamento superficial;
- O sistema radicular produz estruturação ou reforço do solo, aumentando sua resistência ao cisalhamento; além disso, retém as partículas do solo no terreno, diminuindo a susceptibilidade à erosão;
- Para raízes mais profundas, que atingem substratos mais resistentes, aparece o efeito de ancoragem das camadas superficiais das encostas;
- A extração (ou absorção) de parcela da água disponível pelas raízes diminui o teor de umidade, podendo reduzir a poropressão.

No entanto, a vegetação também pode desempenhar um papel negativo no índice de segurança das encostas. Situação que pode ser comprovada pelo estudo realizado por FIORI e BORCHARDT (1997). Os autores mostram que em situação de rajadas de vento de 90 Km/h, atuando no sentido da inclinação da vertente, a presença de vegetação situada em solos residuais, passa a contribuir negativamente na estabilidade de vertentes.

d) Ação Antrópica

O homem constitui o mais importante agente modificador da dinâmica das encostas. O avanço das diversas formas de uso e ocupação, para áreas naturalmente suscetíveis aos movimentos gravitacionais de massa, acelera e amplia processos de instabilização.

Para KOZCIAK (2005), a evolução natural das encostas e os movimentos de massa gravitacionais ocorrem em função dos fatores naturais. A atuação do homem interfere no ritmo dessa evolução, acelerando-a e diminuindo-a conforme a interação ocorrida.

CASSETI (1991) cita que, a partir do momento em que o homem apropria-se de uma vertente, tendo-a como suporte ou recurso, altera suas relações morfodinâmicas, aumentando a ação dos processos erosivos. A atuação do homem se dá através dos desmatamentos, cortes e aterros.

1.2 Análises de Estabilidade

De acordo com SOUZA (2000), o que se pretende com uma análise de estabilidade é determinar, quantitativamente, um índice ou uma grandeza que sirva de base para uma melhor compreensão do comportamento e da sensibilidade à ruptura de um talude ou encosta, devido aos agentes condicionantes (poropressões, sobrecargas, geometria, etc.).

Segundo FERNANDES e SILVA FILHO (1998), existem vários métodos para verificação da estabilidade de taludes. Mas os procedimentos teóricos são

basicamente parecidos. A maioria deles baseia-se no equilíbrio das forças que atua na base de uma superfície de escorregamento pré-determinada.

1.2.1 Tipos de Análises de Estabilidade

Segundo DYMINSKI (2009), as técnicas de análise de estabilidade podem ser divididas em dois grandes grupos: análises probabilísticas e análises determinísticas.

a) Análises Probabilísticas

Em geral, as análises de probabilidade de ruptura de taludes consistem primeiro em definir os dados para obter uma função de probabilidade representativa (Normal, Log Normal) de cada parâmetro que representa uma incerteza na análise, ou aqueles que influenciam muito no resultado final. A seguir, as distribuições de probabilidade dos parâmetros são integradas na análise de estabilidade para estimar a distribuição de probabilidade do fator de segurança (FLORES, 2008).

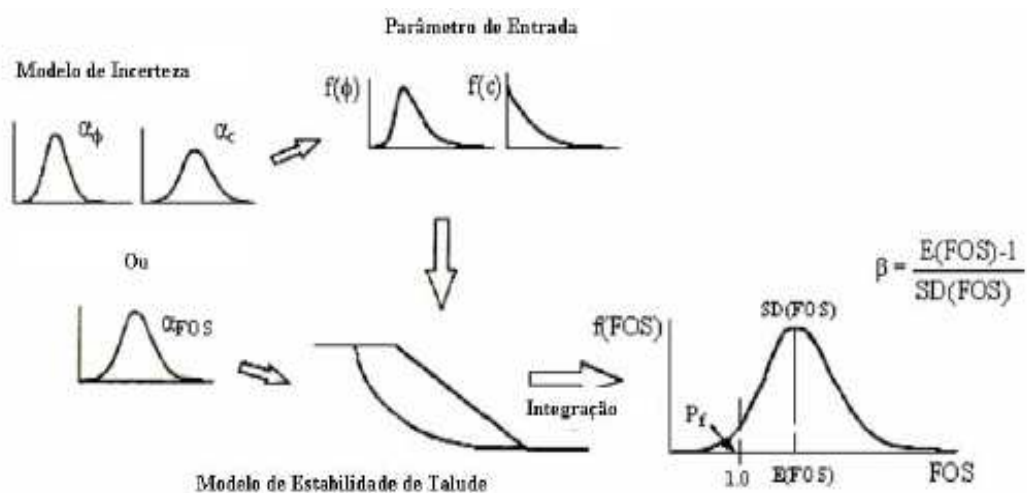


Figura 8 – Resultados de análise probabilística de estabilidade de taludes (FLORES, 2008).

Para FABRÍCIO (2006), quanto maior o número de incertezas consideradas na análise probabilística, melhor será a qualidade do estudo. O índice de confiabilidade também varia de acordo com o método determinístico escolhido para a análise de estabilidade da obra geotécnica. A Tabela 2 destaca a importância da análise probabilística de estabilidade de taludes.

Tabela 2 – Importância da análise probabilística de estabilidade de taludes (DUNCAN, 2001).

Autor	Benefícios de Análises de Probabilidade
Christian e Baecher (2003)	Fornecer uma estrutura para estabelecer fatores de segurança apropriados e dirigir melhor a um entendimento de relativa importância das incertezas.
Ladd e Da Re (2001)	Fornecer um método sistemático para avaliar combinadas influências de incertezas dos parâmetros que afetam o fator de segurança. Fornecer um sistemático método de determinação do grau de segurança, ao menos em termos relativos.
Moriwaki e Barneich (2001)	Quantificar a contribuição de todas as incertezas de cada parâmetro.
Koutsoftas (2001)	Fornecer uma ferramenta útil para avaliar o risco associado com recomendações de projeto.

b) Análises Determinísticas

O objetivo da análise determinística de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo presente em talude natural ou construído. Em geral, as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento, definindo-se, assim, um fator de segurança FS.

Na análise determinística calcula-se o Fator de Segurança baseado em um valor fixo de parâmetros de materiais componentes do talude. O Fator de Segurança determinístico é dado pela relação:

$$FS = \frac{M_R}{M_S} \quad (1)$$

Onde: M_R = Momento resistente ao deslizamento, que é função dos parâmetros de resistência do solo.

M_S = Momento solicitante que tende a provocar o deslizamento.

O FS admissível de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo e da vida útil de obra. A definição do valor admissível para o fator de segurança (FS_{adm}) vai depender, entre outros fatores, das conseqüências de uma eventual ruptura, em termos de perdas humanas e/ou econômicas. Deve-se ressaltar que o valor de FS_{adm} deve considerar não somente as condições atuais do talude, mas também o uso futuro da área, preservando-se o talude contra cortes na base, desmatamento, sobrecargas e infiltração excessiva.

Segundo FABRÍCIO (2006), os métodos determinísticos de análise de estabilidade de taludes estão divididos, basicamente, em dois grupos: os que se baseiam em análise de deslocamentos e os que se baseiam em estado de equilíbrio limite. No primeiro grupo, destaca-se o método de elementos finitos no qual poderosas técnicas numéricas são empregadas com o auxílio de um computador, levando em consideração as relações tensão/deformação dos diversos materiais. O segundo grupo pode ser dividido em três subgrupos: métodos que consideram a massa rompida como um corpo único, formulando-se hipóteses sobre as tensões ao longo das superfícies potenciais de ruptura; métodos que dividem essa massa rompida em cunha e métodos que dividem essa massa rompida em fatias.

De acordo com FLORES (2008), muitos autores discutem o uso de análises de estabilidade determinísticas já que sempre estão influenciadas pelo julgamento do engenheiro e não fornecem nada além do valor de FS. Este valor não indica nada sobre o funcionamento do talude ou os parâmetros com mais influência na estabilidade.

As análises determinísticas envolvem os seguintes métodos:

- I. Análise Limite
- II. Análise Tensão x Deformação
- III. Análise por Equilíbrio Limite

A Tabela 3 detalha cada um dos tipos de análise determinística.

Tabela 3 - Tipos e Características das Análises Determinísticas (RIBEIRO, 2009)

Tipos	Características
Análise Limite	Uso das teorias de limite inferior e superior da teoria da plasticidade, em que se empregam problemas como: definição do campo de tensões admissíveis realísticos (limite inferior) e definição do modo de ruptura “a priori” realístico, ou seja, a forma da superfície de ruptura (limite superior).
Tensão x Deformação	Baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF) ou no Método das Diferenças Finitas (MDF). Permite definir regiões plastificadas, bem como o campo de velocidade das deformações, sendo em muitos casos mais decisivo do que o FS. Faz-se necessário o auxílio de ferramentas computacionais.
Equilíbrio Limite	<p>Tem como objetivo encontrar a superfície crítica de ruptura, ou seja, a que corresponde ao menor valor de FS. Nesse tipo de análise, assume-se a existência de uma superfície de ruptura bem definida, em que a massa de solo ou rocha encontra-se em condições de ruptura generalizada iminente. Em geral a teoria de Mohr-Coulomb é adotada como critério de ruptura, o qual é satisfeito ao longo de toda a superfície provável de ruptura, considerando o coeficiente de segurança constante e único ao longo desta superfície.</p> <p>Dentre os principais métodos, citam-se: Fellenius (1936), Bishop (1955), Jambu (1954, 1957), Morgensten e Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973, 1979).</p>

1.3 Histórico de Acidente

Um acidente de instabilização de encosta de grandes proporções que vale ser comentado ocorreu no ano de 1966 em uma encosta situada na Estrada do Soberbo na cidade do Rio de Janeiro. O acidente teve uma cronologia de eventos distintos, que perdurou por 24 anos, até que o mecanismo de instabilização fosse completamente compreendido, e que a solução fosse proposta.

O movimento foi causado devido às fortes chuvas ocorridas naquele ano e foi iniciado pelo deslocamento por gravidade de um grande bloco de rocha, que desencadeou a ocorrência de um grande escorregamento que percorreu cerca de 800 m. O volume de solo deslocado foi de aproximadamente 80.000 m³, causando grandes destruições materiais, com perdas de residências e obstruções de vias.

O deslocamento do bloco ocorreu a montante da estrada do Soberbo, porém relatos indicam que 48 horas após o início do acidente, ocorreram movimentações de solo a jusante da estrada.

Nessa região, foram observadas distintas movimentações da massa de solo: um deslizamento translacional em um processo remontante, ou seja, causado por uma feição geológica/estrutural (zona B, Figura 9), e um abatimento do terreno na zona C (Figura 9), por fuga de material em uma faixa de aproximadamente 4 m de largura provavelmente provocado por uma percolação de água vinda de montante. Essas movimentações caracterizaram o deslizamento como sendo em forma de “Y” uma vez que foram formadas duas línguas de deslizamento, separadas por uma faixa de solo que se alarga em direção a montante da Estrada do Soberbo.

As duas línguas tiveram comportamentos distintos no acionamento do mecanismo. Na zona B, a causa é geológico-estrutural, enquanto na zona C, o problema está relacionado à grande percolação de águas vindas de montante.

O que chamou atenção neste caso é que nesta faixa de solo que separa as línguas de deslizamento havia uma construção que nada sofreu. Após estudo do caso, a interpretação dada foi que a construção estaria localizada em uma zona protegida por um Dique de Diabásio, que estaria localizado justamente na faixa de solo que formou as línguas de escorregamento.

Em um período de 17 anos, entre os anos de 1966 a 1983, o deslizamento na zona B se propagou para montante da Estrada do Soberbo por mais de 50 m.

Uma primeira tentativa de solucionar o problema foi a construção de uma cortina ancorada com 20 m de extensão e canaletas de drenagem superficial. Esta alternativa não resolveu o problema de movimentação do talude, uma vez que a cortina não resistiu à magnitude do escorregamento.

Nas chuvas de fevereiro de 1988, os índices pluviométricos foram superiores a 968 mm, acelerando o processo de deslizamento nas zona B e C, com consequências catastróficas como colapso de residências. Além disso, parte da cortina construída se rompeu, fazendo com que um painel inteiro percorresse cerca de 60 m e outro fosse arremessado contra um talude da lateral leste. Este último episódio destruiu totalmente a estrada e avançou no talude tornando a declividade do mesmo negativa. O fenômeno continuou em atividade até fevereiro de 1990.

Segundo os pesquisadores, originalmente havia um maciço de rocha gnáissica no local, que sofreu a inclusão de uma rocha básica caracterizada como meta - gabro (granito preto Tijuca). Posteriormente, houve uma intrusão granítica que interceptou o meta - gabro e, assim, deu-se a intrusão de Diábasio com a formação de diques de espessuras variáveis de 0,4 a 15 m, sendo que um estava no sentido do escorregamento, e o outro no sentido transversal.

Foi constatada a ocorrência de uma zona de fraturamento no sentido paralelo ao dique longitudinal e perpendicular aos diques transversais. Esta zona de fraturamento permitiu a infiltração de água causando uma percolação através do maciço e propiciando um fluxo subterrâneo paralelo aos diques longitudinais, fazendo com que os diques transversais a jusante servissem como barreira natural dessas águas (zona E, Figura 9). Finalmente após o pleno conhecimento e uma compreensão das causas dos problemas a solução dada foi um tratamento através de drenagem profunda para permitir o escoamento das águas barradas pelo dique e a recomposição da Estrada do Soberbo foi feita através de cortina atirantada apoiada em estacas injetadas com três níveis de drenos profundos em forma de leque.

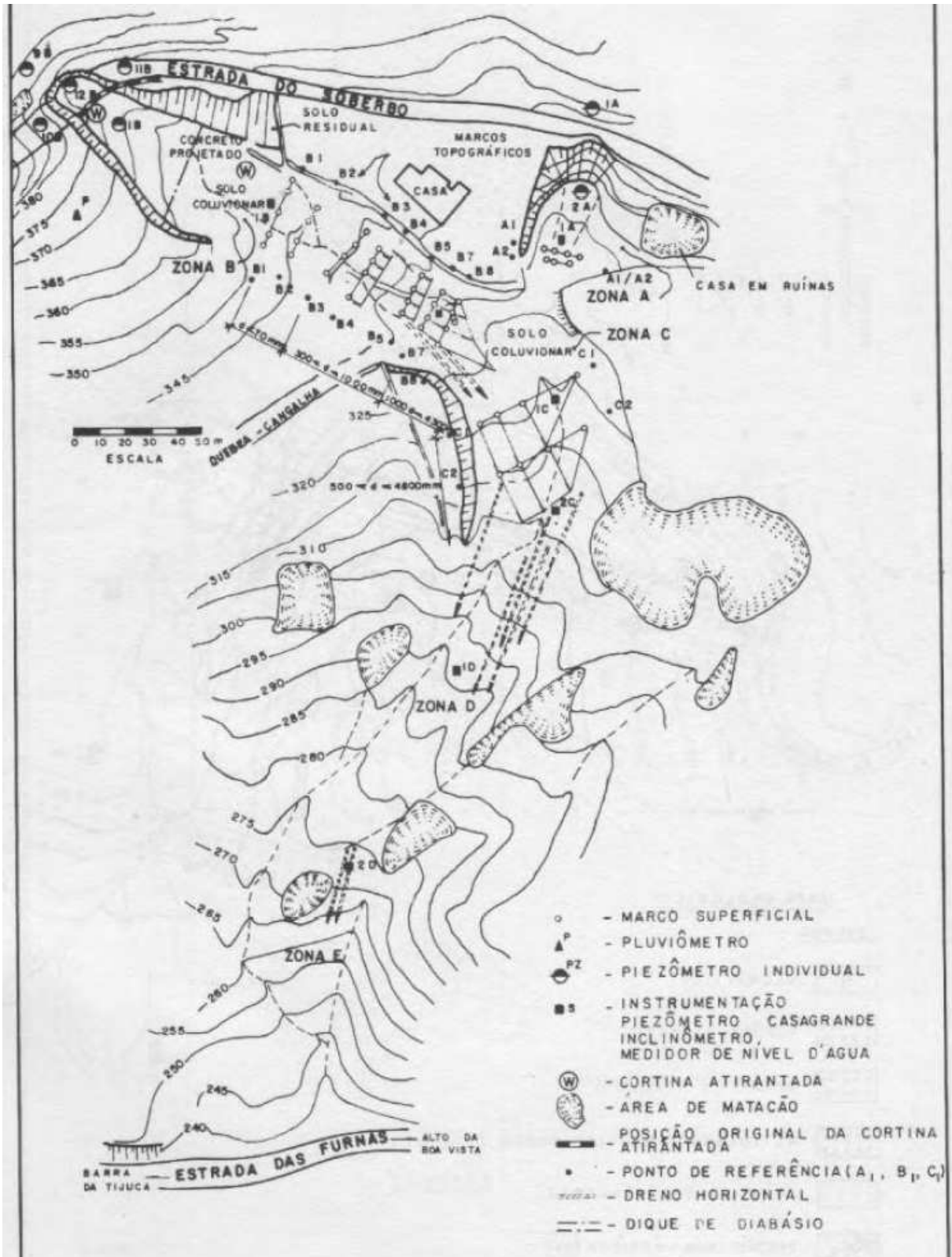


Figura 9 Localização em planta das diferentes regiões: Estrada do Soberbo (Barros, et al, 1998).

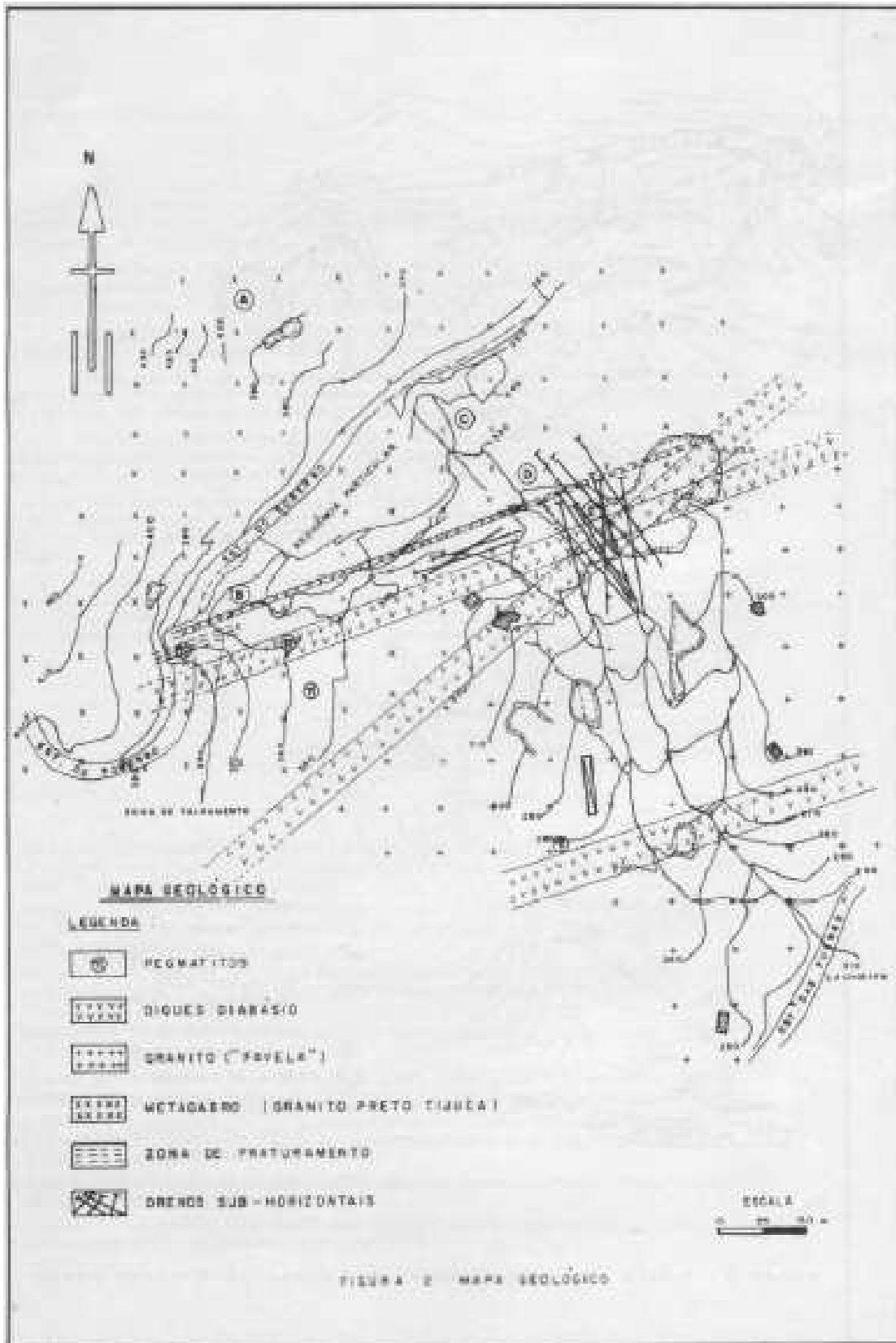


Figura 10 – Mapa Geológico das diferentes regiões: Estrada do Soberbo (BARROS et al, 1998).

Um outro caso de bastante repercussão de instabilização de encosta, decorrente de forte precipitação pluviométrica, ocorreu no município de Angra dos Reis, situado no estado do Rio de Janeiro, no reveillon de 2009 para 2010. Os deslizamentos do Morro da Carioca e Enseada do Bananal resultaram em perdas de vida e grandes prejuízos econômicos (Figura 11 e Figura 12).

Segundo GEORIO (1998), o substrato rochoso das encostas do Rio de Janeiro é formado fundamentalmente por rochas metamórficas de alto grau, gnaisses, migmatitos e rochas ígneas intrusivas graníticas, o que causa uma grande complexidade estrutural tornando a estrutura morfológica do município suscetível a movimentos de massa. Essa suscetibilidade é ainda agravada com a ocupação desordenada em encostas e índices pluviométricos elevados comuns, entre os meses de dezembro a março.



Figura 11 – Morro da Carioca, Angra dos Reis (GUEDES, 2010)

Com a expansão da urbanização e consequente ocupação em áreas com condições geológicas e climáticas desfavoráveis a estabilidade de taludes ocorre a potencialização das causas e as consequências de escorregamentos. O fator antrópico acelera a suscetibilidade de movimentação de massa. (GUEDES, 2010).



Figura 12 – Enseada do Bananal, Angra dos Reis (GUEDES, 2010)

1.4 Ensaios de Campo para Definição da Estratigrafia de Encostas

1.4.1 Sondagem a Percussão (SPT - Standard Penetration Test)

Segundo Décourt (2002), a sondagem a percussão é um procedimento geotécnico de campo capaz de mostrar a estratigrafia do solo. Quando associada a um ensaio de penetração dinâmica, que também é conhecido como Ensaio de Penetração Padrão, “*Standard Penetration Test*” (SPT), é possível estimar a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

A penetração de um amostrador padrão, traduzido por um índice NSPT padrão é o ensaio mais executado na maioria dos países, sendo normatizado no Brasil pela NBR 6484 “Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio”, da ABNT.

De acordo com a NBR 6484/01, as sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT, têm como principais finalidades:

- Definição da estratigrafia;
- Determinação da profundidade do NA;
- Retirada de Amostras Deformadas;
- Medida do Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT}).

O ensaio de penetração consiste na cravação de um furo com um amostrador padrão de 45 cm de profundidade, através de quedas sucessivas de um martelo de 65 Kg, erguido até uma altura de 75 cm e deixado cair em queda livre (Figura 13). Durante o ensaio, são anotados os números de golpes necessários à cravação do amostrador em três trechos consecutivos de 15 cm sendo que o valor da resistência à penetração (N_{SPT}) consiste no número de golpes aplicados na cravação dos 30 cm finais (Figura 14).

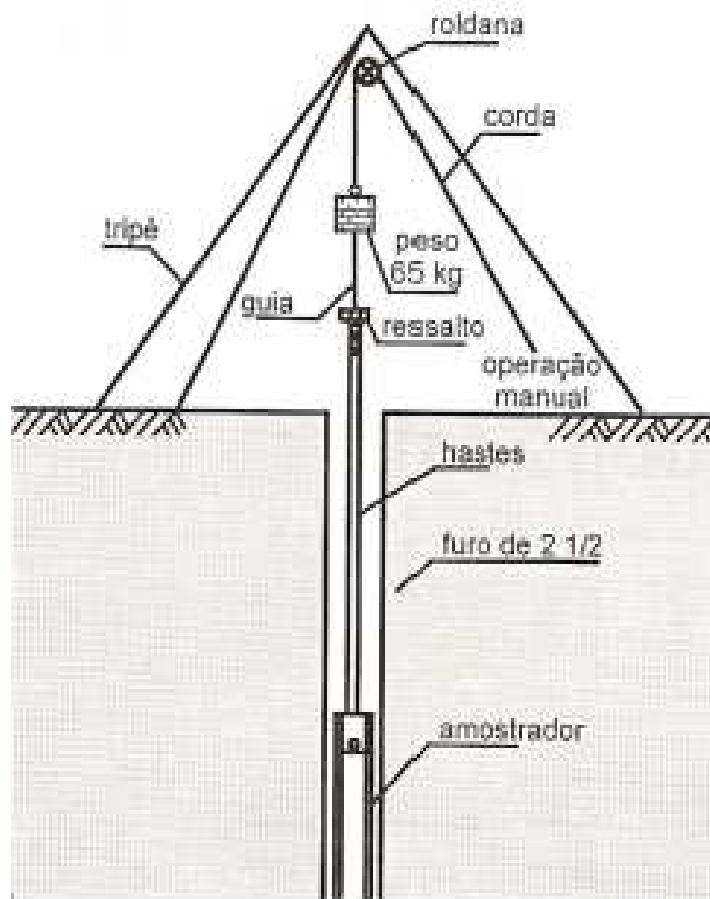


Figura 13 – Equipamento para ensaio de reconhecimento à percussão, SPT (SCHNAID, 2000, p. 10).

Como vantagens, citam-se baixo custo, facilidade de execução, possibilidade de execução em locais de difícil acesso e coleta de amostra em grandes profundidades.

A principal desvantagem consiste no uso de formulações empíricas para estimativa do comportamento do solo, sem consideração da sua história de tensões, amolgamento do material, etc.

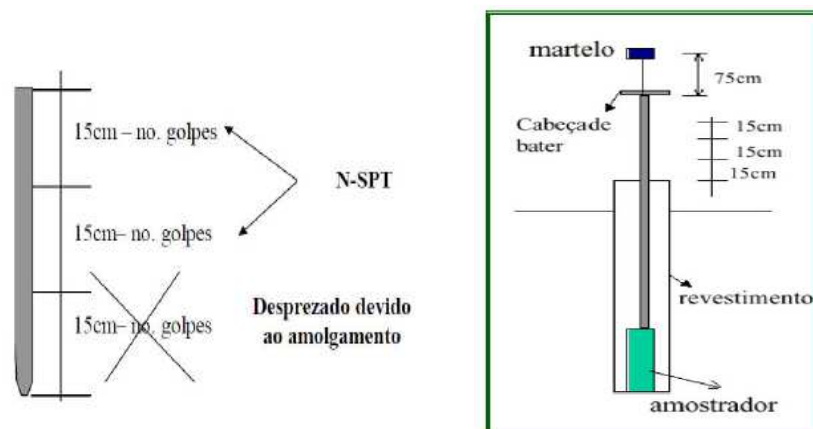


Figura 14 – Resumo do Ensaio

1.4.2 Geofísica

A Geofísica é a ciência que tem por objetivo estudar as propriedades físicas da Terra, onde os estudos se dividem em Geofísica Global e Geofísica Aplicada (MARCELINO *et al*, 2008). A Geofísica Global pesquisa os fenômenos envolvidos nos movimentos do interior do planeta, enquanto a Geofísica Aplicada trata desde investigações superficiais até uma profundidade estabelecida de 5 km de profundidade.

Segundo CATETE (2010), a geofísica pode ser empregada em várias áreas de conhecimento como na Geologia, onde o emprego se dá na prospecção de petróleo, minerais, minério e água subterrânea, e na Geotecnia e meio ambiente, onde é utilizada no planejamento e monitoramento de aterros sanitários, postos de gasolina e etc.

Os métodos geofísicos são técnicas que investigam indiretamente estruturas de subsuperfícies através da interpretação de dados instrumentais, o que a caracteriza como um método não destrutivo (GAMA, 2007).

Esta metodologia permite avaliar as condições geológicas locais através dos contrastes das propriedades físicas dos materiais presentes na subsuperfície, como por exemplo, condutividade ou resistividade elétrica, permissividade dielétrica, entre outras.

Uma das vantagens de se aplicar esta técnica com relação às outras técnicas mais convencionais de investigação é o baixo custo e a rapidez na investigação de grandes áreas, além da possibilidade de obtenção de perfis contínuos.

Segundo GEOPESQUISA DE INVESTIGAÇÕES GEOTECNICAS LTDA (2008), os métodos geofísicos mais utilizados nas investigações geotécnicas são: *Ground Penetrating Radar* (GPR), eletromagnético indutivo, resistividade elétrica, polarização induzida, potencial espontâneo e magnético. A Tabela 4 resume os principais métodos geofísicos aplicados em investigações geotécnicas.

Tabela 4 - Resumo de alguns métodos geofísicos aplicados em investigações geotécnicas

Método Geofísico	Parâmetros Medidos	Propriedade Física	Modelo da Propriedade Física	Modelo Local Típico
Ground Penetrating Radar (GPR)	Tempo de trânsito e amplitude da energia eletromagnética refletida	Constante dielétrica, permeabilidade magnética, condutividade e velocidade eletromagnética	Velocidade eletromagnética/ modelo de profundidade	Perfil geológico e estrutural, diferenciação de materiais, identificação de dutos, artefatos e áreas contaminadas
Eletromagnético EM	Resposta da energia eletromagnética natural / induzida	Condutividade elétrica e indutância	Condutividade / modelo de profundidade	Perfil geológico e hidrológico, localização de objetos condutivos e áreas contaminadas
Resistividade Elétrica	Diferenças de potencial em resposta à corrente induzida	Resistividade elétrica	Resistividade / modelo de profundidade	Perfil geológico e hidrológico, localização de áreas contaminadas
Polarização Induzida (IP)	Voltagens de polarização ou frequência dependente da resistência do solo	Capacitância elétrica	Capacitância / modelo de profundidade	Perfil geológico e fluxo de contaminantes

Potencial Espontâneo (SP)	Diferenças de potencial elétrico natural	Potencial elétrico natural	Modelo espacial descritivo variações no potencial elétrico natural de subsuperfície	Modelo hidrológico (infiltração em represas ou rochas fraturadas, etc)
Magnético	Varição espacial na força do campo geomagnético	Suscetibilidade magnética e magnetização remanescente	Modelo descritivo da variação espacial em suscetibilidade magnética de subsuperfície	Mapa ou perfil geológico (localização de falhas, e profundidade variável do topo rochoso, etc.), localização de resíduos magnéticos (tambores)

1.4.2.1 Sondagem Geofísica Elétrica

Esse tipo de sondagem investiga as estruturas em superfície através da condução de corrente elétrica em solos e rochas. É uma técnica muito útil na busca de águas subterrâneas, sendo empregada no mapeamento de poluições subterrâneas causadas por lixões ou rejeitos industriais enterrados no solo.

O ensaio é realizado através de um equipamento chamado Resistivímetro, e consiste, basicamente, de uma fonte controlada para emissão de corrente elétrica e medidores para a corrente e a diferença de potencial gerada (Figura 15). A potência da fonte utilizada é de 150 Watts.



Figura 15 - Resistivímetro de campo

O método de aplicação do ensaio consiste em produzir artificialmente uma corrente elétrica no solo através de dois eletrodos, denominados A e B, tendo como objetivo medir o potencial gerado entre outros dois eletrodos denominados M e N.

Assim, pode-se calcular a resistividade real ou aparente presente em subsuperfícies. A resistividade elétrica é a propriedade que os materiais têm de propagar corrente elétrica. Geralmente, a propagação de corrente elétrica em solos e rochas decorre dos deslocamentos de íons dissolvidos na água que se aloja nos poros e fissuras desses materiais.

A resistividade elétrica pode ser influenciada diretamente por alguns fatores como composição mineralógica, porosidade, teor de água, saturação íons da água entre outros.

As técnicas utilizadas são basicamente duas para aplicação deste método: o caminhamento elétrico (CE), destinado à exploração horizontal, e a Sondagem Elétrica Vertical (SEV), que objetiva investigação vertical.

- Sondagem Elétrica Vertical – SEV

Está técnica é aplicada quando se deseja uma informação pontual com observação da variação vertical da resistividade. O arranjo de campo escolhido é o denominado de Schlumberger (por ser o mais utilizado/recomendado na literatura) onde os eletrodos de corrente são regular e simetricamente expandidos com relação ao ponto investigado. Os valores de resistividade aparente são calculados fornecendo a curva de resistividade aparente, a qual é interpretada quantitativamente através da inversão e do **software** IX 1D V.2. Os resultados possibilitam a associação das camadas geolétricas à estratos geológicos – fornecendo a variação do perfil litológico.

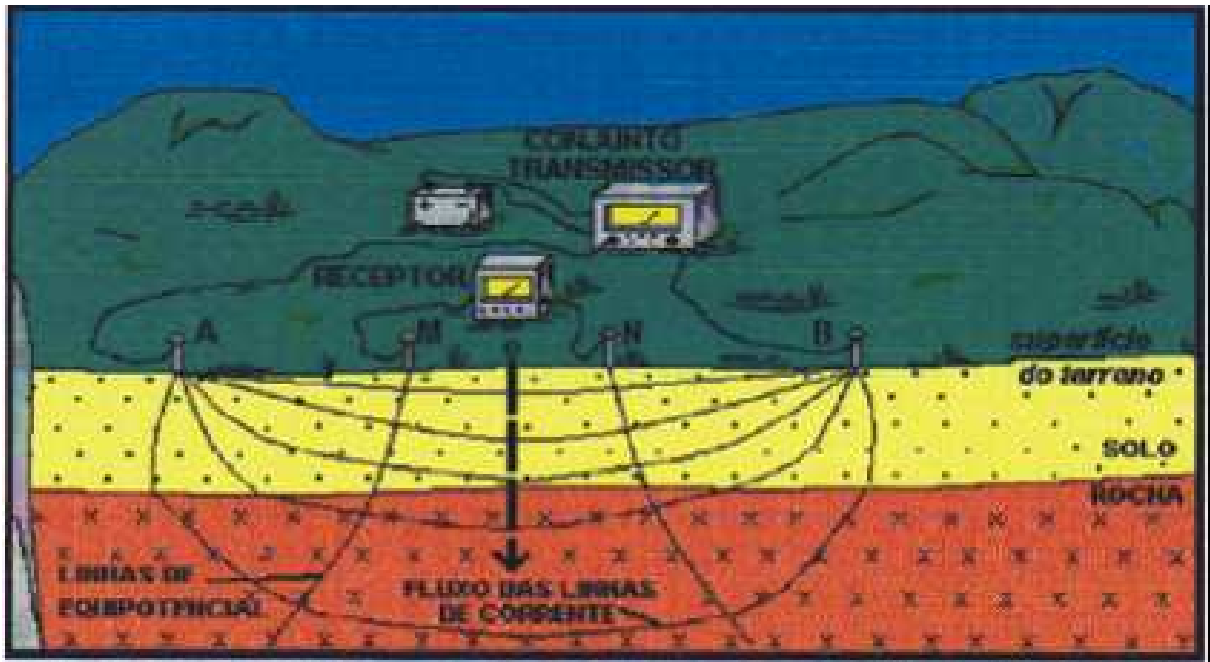


Figura 16 – Croqui esquemático da prática da sondagem Elétrica Vertical – SEV com Arranjo Schumberger, (Braga, 1999).

A Técnica do Caminhamento Elétrico (CE) ao contrário da SEV, tem como objetivo a investigação horizontal a uma ou várias profundidades aproximadamente constantes com medidas efetuadas ao longo dos perfis. Isso é obtido fixando-se um espaçamento de eletrodos e caminhando-se com os mesmos ao longo de perfis efetuando as medidas de resistividade aparente – Arranjo dipolo-dipolo. Tem por objetivo a definição das variações laterais das resistividades em subsuperfícies, encontrando grande aplicação no mapeamento de contatos geológicos e identificações de zonas de falhas e fraturas. Segundo GALLAS (2000), a grande vantagem da utilização deste arranjo é o fato de se tratar de um arranjo simétrico, sendo mais fácil a interpretação de um pseudo-seção, principalmente para se determinar com segurança a posição de uma anomalia. Os dados sofrem o que se chama de intervenção geofísica e são interpretados nesse trabalho pelo **software** RES 2D INV.

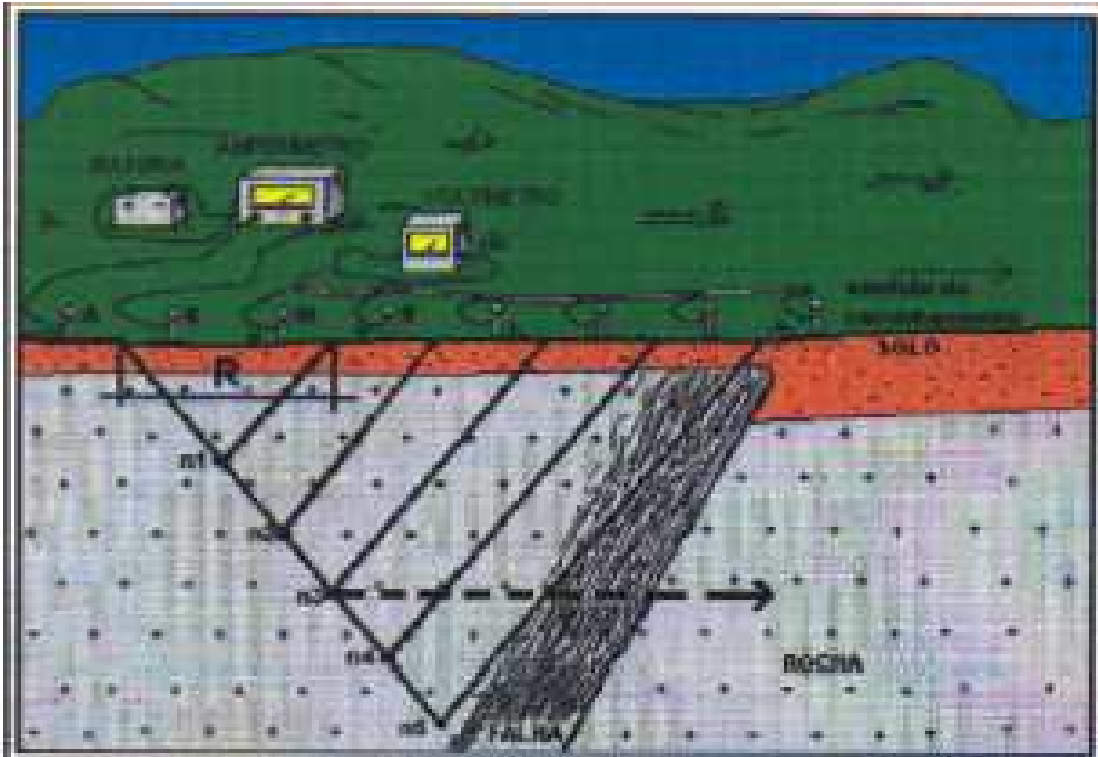


Figura 17 – Croqui esquemático da prática do Caminhamento Elétrico – CE Arranjo dipolo-dipolo, (Braga, 1999).

2 DESCRIÇÃO DO CASO EM ESTUDO

A área selecionada para a presente pesquisa é uma região do município de Rio Bonito, localizado no Estado do Rio de Janeiro. Trata-se de um talude no km 15+700 da Rodovia RJ-124, Via Lagos, na pista sentido Rio de Janeiro, que apresenta um histórico complexo de instabilidade. A Figura 18 mostra a localização da área em estudo, e a

Figura 19 apresenta duas fotos do local. Este talude apresenta uma geologia complexa e um histórico de movimentações, que serão detalhados nos itens subsequentes.

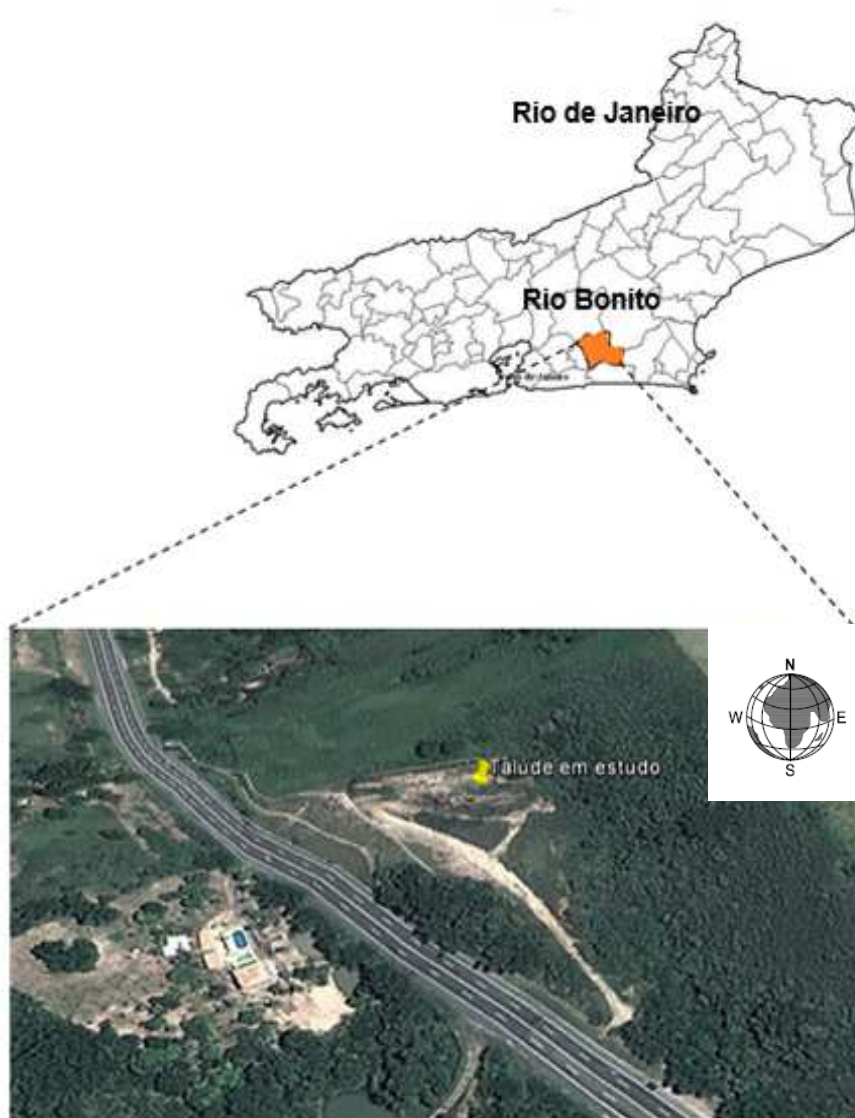


Figura 18 – Localização da área em estudo.



**Figura 19 – Fotos do Talude em Estudo: a) Sentido Rio de Janeiro;
b) Sentido Cabo Frio.**

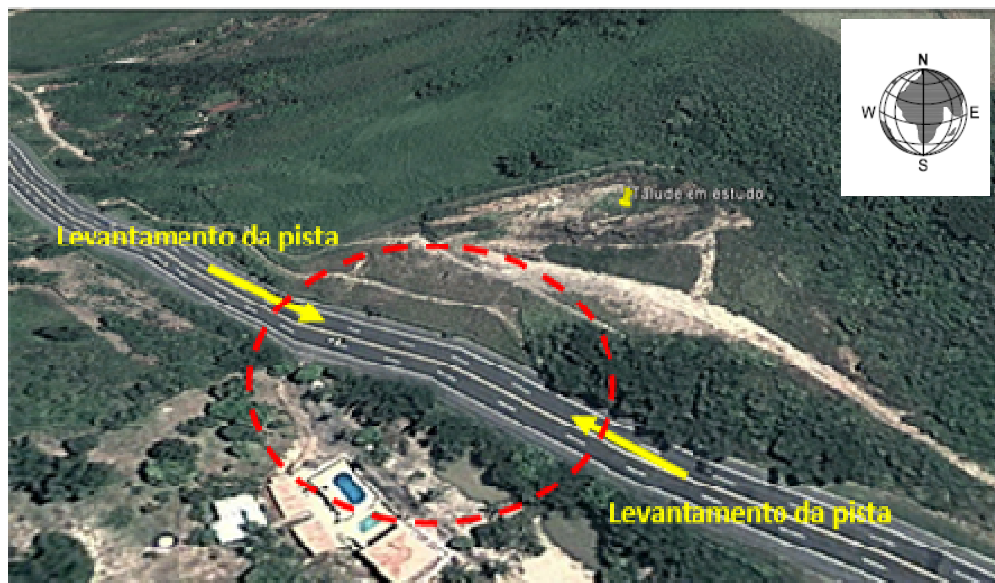
2.1 Histórico do Problema

As movimentações do talude têm uma cronologia que perdura por 7 anos, tendo início em 2006. A forma de movimentação do talude caracterizou-se como um deslizamento em forma de cunha, uma vez que houve um levantamento de parte da rodovia localizada no pé do talude, como mostra a Figura 20.

Assim que a movimentação do talude foi detectada, algumas intervenções foram propostas na tentativa de estabilizar o talude. A primeira intervenção consistiu no retaludamento da encosta, buscando-se uma geometria mais suave e estável. No entanto, contrariando o esperado, esta intervenção acelerou ainda mais o processo de deslocamento, despertando a necessidade de maiores informações referentes à geologia.



(a) Vista da rodovia



(b) Vista aérea

Figura 20 – Movimentação do talude do talude com levantamento da pista.

Posteriormente, a concessionária propôs uma segunda intervenção, que consistia da execução de duas cortinas de 80 m e 125 m, com 2 linhas de tirantes com carga de trabalho de 600 kN/m. A Figura 21 e a Figura 22 apresentam detalhes das cortinas, que não chegaram a ser executadas.

Por se tratar de uma intervenção de grande porte e elevado valor, o concedente da rodovia (DER-RJ) solicitou uma análise do Grupo de Geotecnia da UERJ no sentido de otimização do projeto proposto.

Como primeira providência, ainda em caráter emergencial e visando a desaceleração dos movimentos, foi solicitado à concessionária a instalação de uma bateria de drenos sub horizontais profundos (DHPs) a jusante da rodovia.

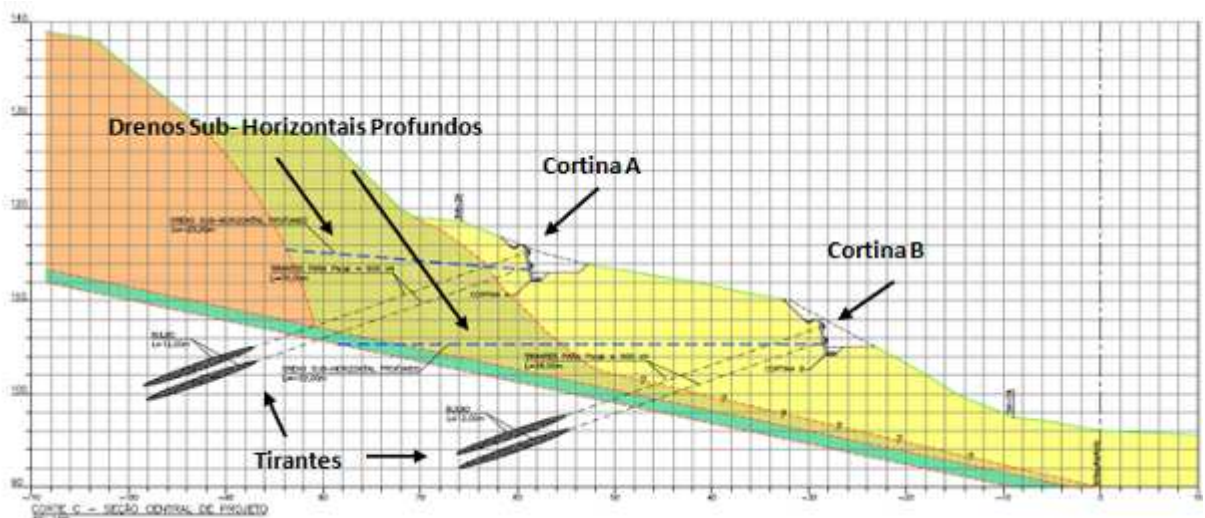


Figura 21 – Ilustração da estrutura proposta pela concessionária (CCR ENGELOG, 2012).

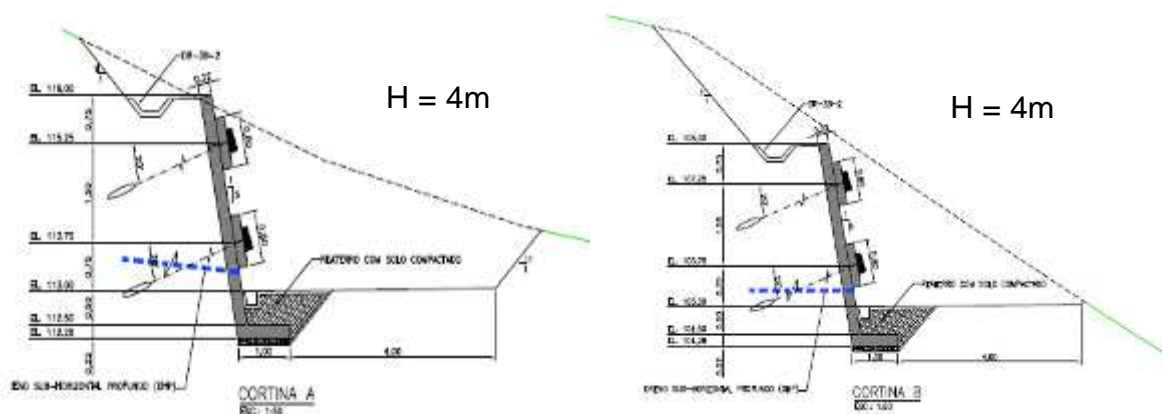


Figura 22 – Detalhes das Cortinas “A” e “B” (CCR ENGELOG, 2012)

Este trabalho aborda a sequência dos estudos realizados sob orientação da UERJ, que consistiram de uma nova campanha de topografia, sondagens, rastreamento geofísico, medidores de nível d'água, inclinometria, e ensaios de

laboratório executados em amostras retiradas do local. O objetivo dos ensaios de campo e laboratório e da instrumentação era detectar alguma feição geológica que pudesse ser considerada como condicionante do processo de instabilização.

Com as informações retiradas de ensaios de campo e laboratório e a instrumentação de deslocamentos e oscilações de nível d'água, pretende-se retroanalisar a movimentação do talude, buscando-se as causas de instabilização.

Os últimos resultados da instrumentação implantada em 2006 mostraram que a movimentação do talude ocorre no sentido SW, e pode ser decorrente de oscilações do lençol freático, visto que estas movimentações desaceleraram de forma significativa após a instalação dos DHPs.

A partir de observações de campo, verificou-se a presença de um dique de diabásio no local com direção de mergulho $000/70^{\circ}$ N (Figura 23). Estas observações conduziram à interpretação de que o dique estaria dividindo a encosta em duas regiões. Com isso, haveria uma concentração de água apenas na região "B", indicada na Figura 24 e Figura 25, que seria a região de movimentação da encosta.

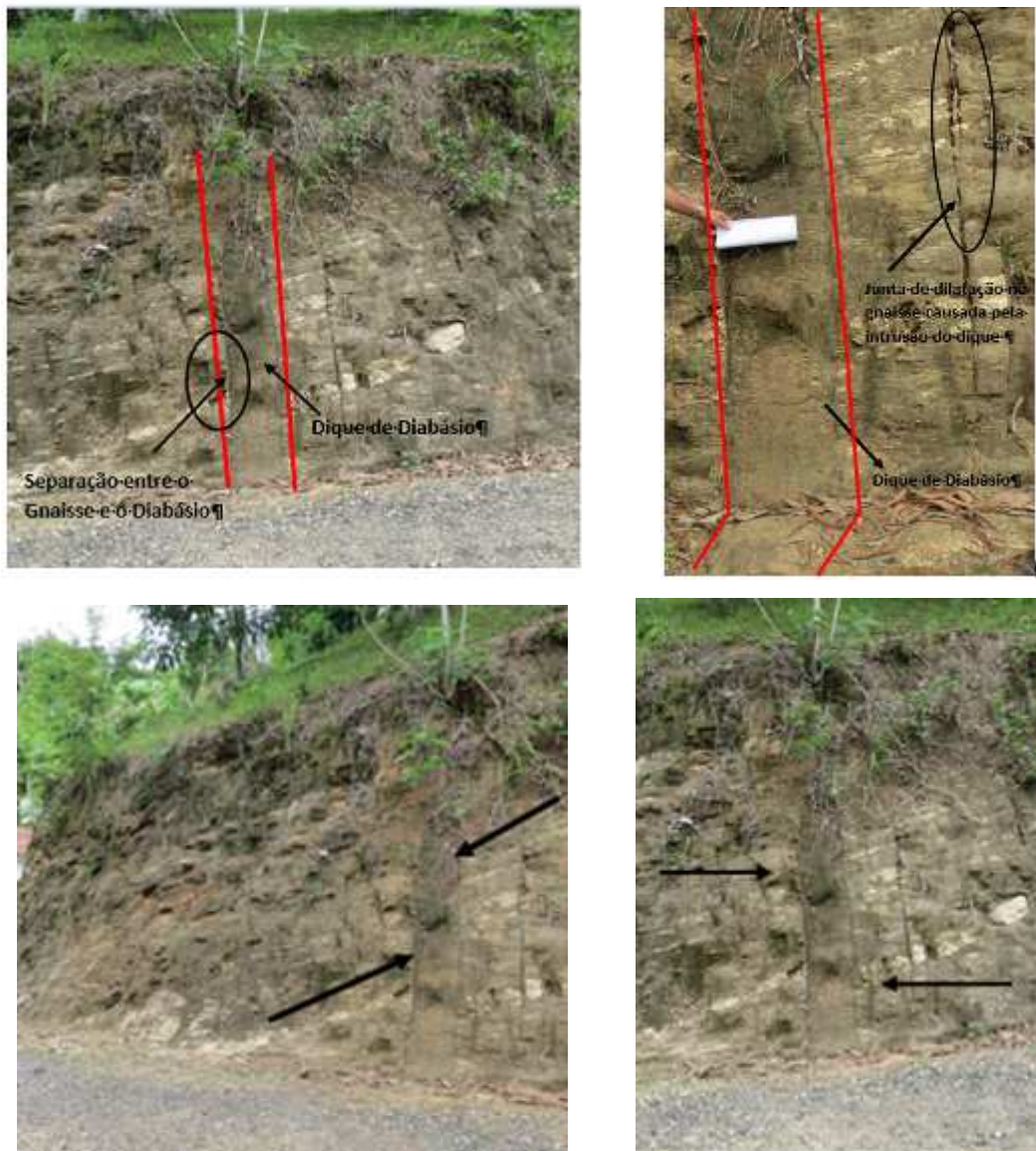


Figura 23 – Imagens da rocha magmática

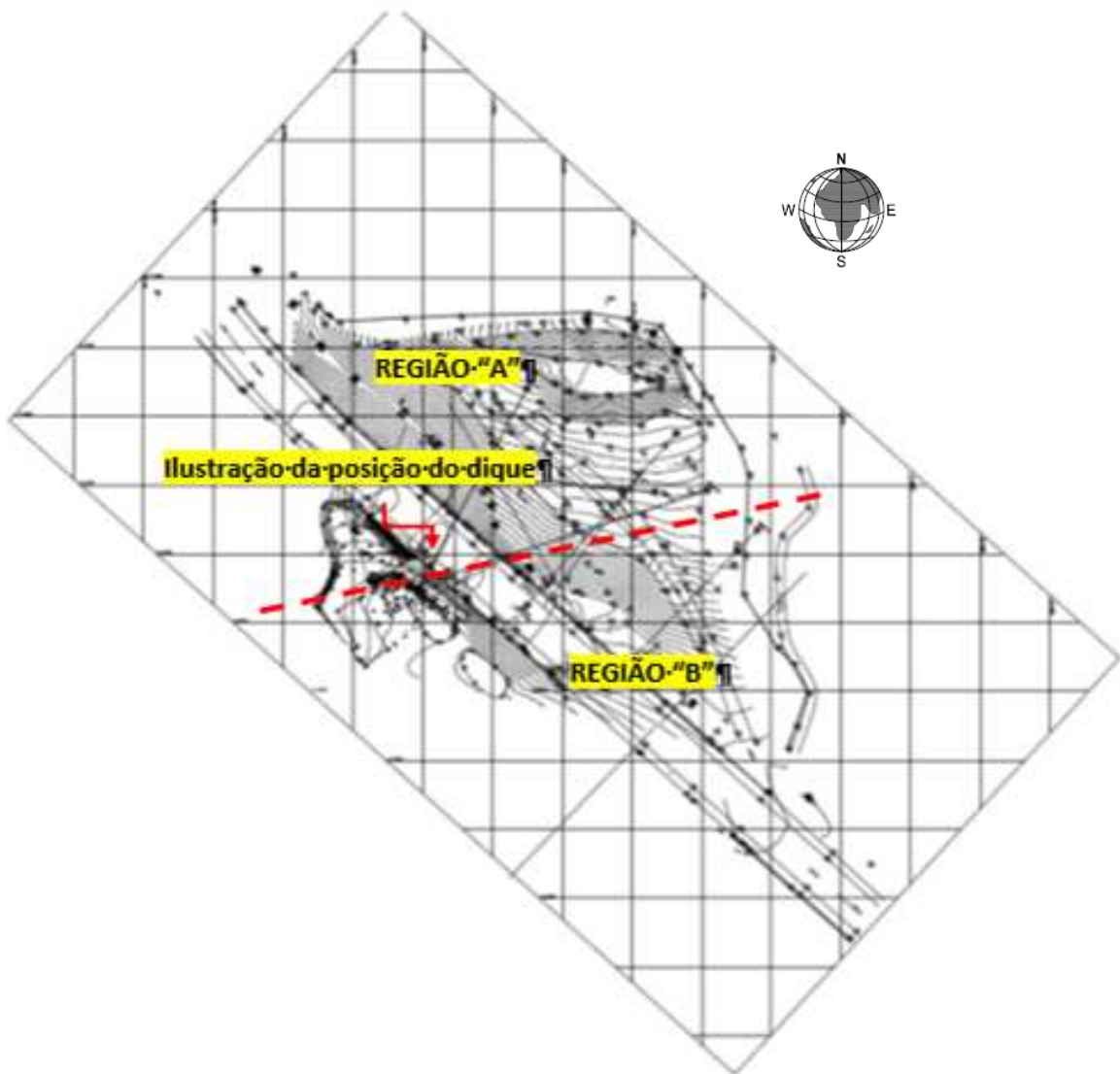


Figura 24 – Planta Topográfica com a Ilustração da Posição do Dique.

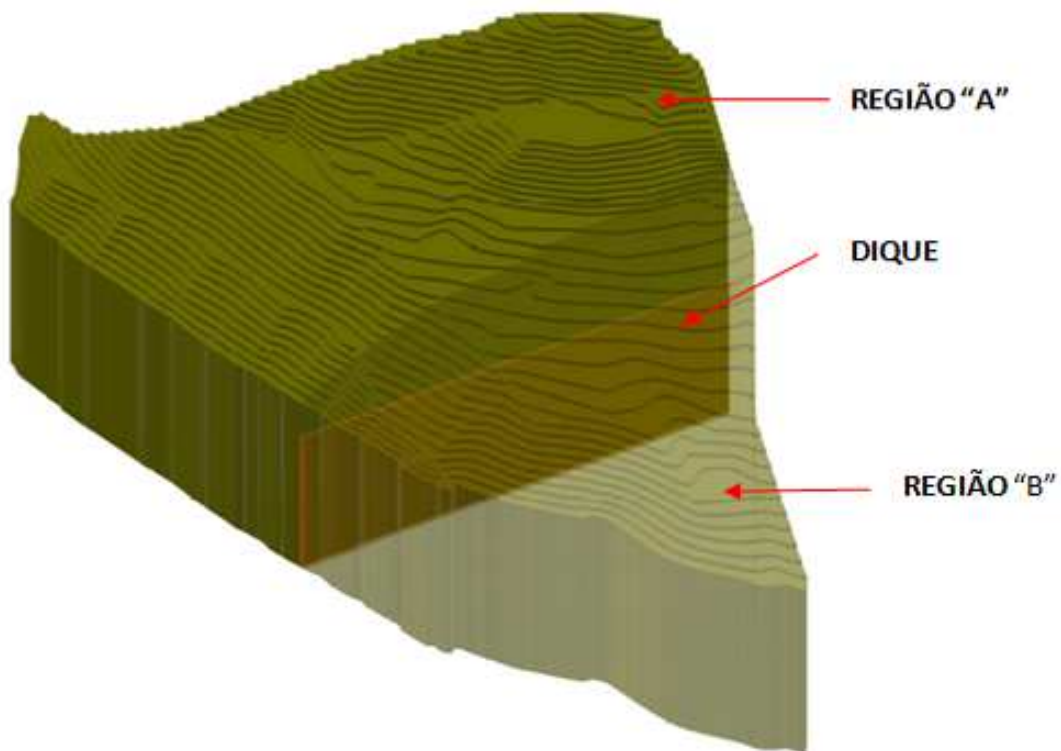


Figura 25 – Planta Topográfica com a Posição do Dique.

2.2 Geologia Local

O talude do km 15+700 apresenta solos de alteração, saprólitos e produtos de alteração em diferentes graus de decomposição de gnaisses anatéticos bandados, de granulação grossa a muito grossa, fortemente foliados, com feições de estiramento mineral marcado pela presença de feldspatos ocelares.

De acordo com o mapa geológico do Estado do Rio de Janeiro, em escala 1:5000.000 o talude em estudo situa-se sobre o Ortognaisse Tinguí, que é uma das litologias componentes da chamada Unidade Rio Negro (Figura 26). As rochas apresentam forte foliação de baixo a médio ângulo. O talude do Km 15 insere-se na unidade Ny1rt.

O complexo Rio Negro ocorre na forma de extensas e estreitas faixas alongadas segundo a direção NE-SW (paralelamente à foliação do Complexo e das

encaixantes). A foliação interna é uma superfície planar com mergulhos suaves a moderados, relacionada a um evento regional transgressivo que transpôs as estruturas magmáticas.

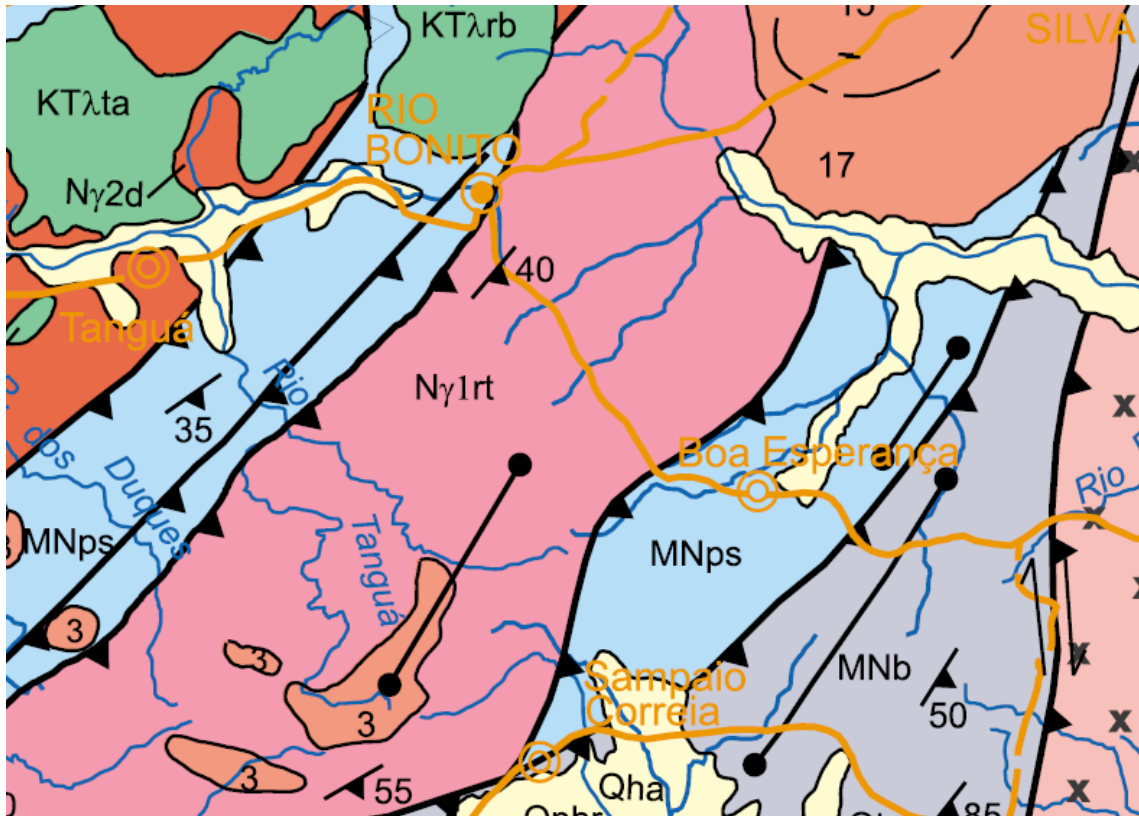


Figura 26 – Mapa Geológico da região em estudo

2.3 Geologia Estrutural

A foliação, muito forte, apresenta orientação média $N112^{\circ}/30^{\circ}SW$, mergulhando em direção à rodovia. Existem pelo menos três famílias de fraturas:

- 1) E-W/ $60^{\circ}N$, podendo variar a direção até cerca de $N65^{\circ}W$;
- 2) $N35^{\circ}E$ /vertical;
- 3) $N80^{\circ}$ /vertical.

A orientação da xistosidade, mergulhando no mesmo sentido que o talude, pode ser condicionante de ruptura planar. A presença de fraturas subverticais com direção paralela ao talude pode ajudar na movimentação dos blocos (Figura 27 e

Figura 28). As atitudes das estruturas podem ser visualizadas em planta, sobrepostas à topografia (Figura 29).

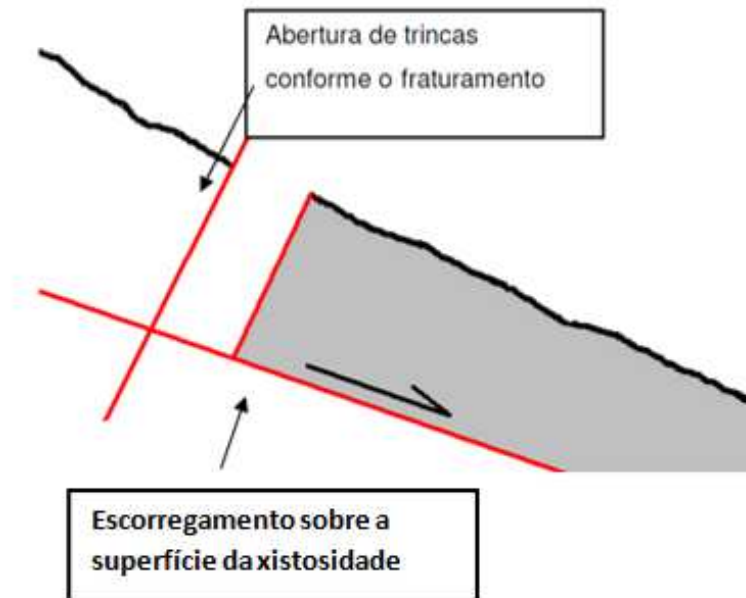


Figura 27 – Modelo de movimentação dos blocos devido à geometria das estruturas.

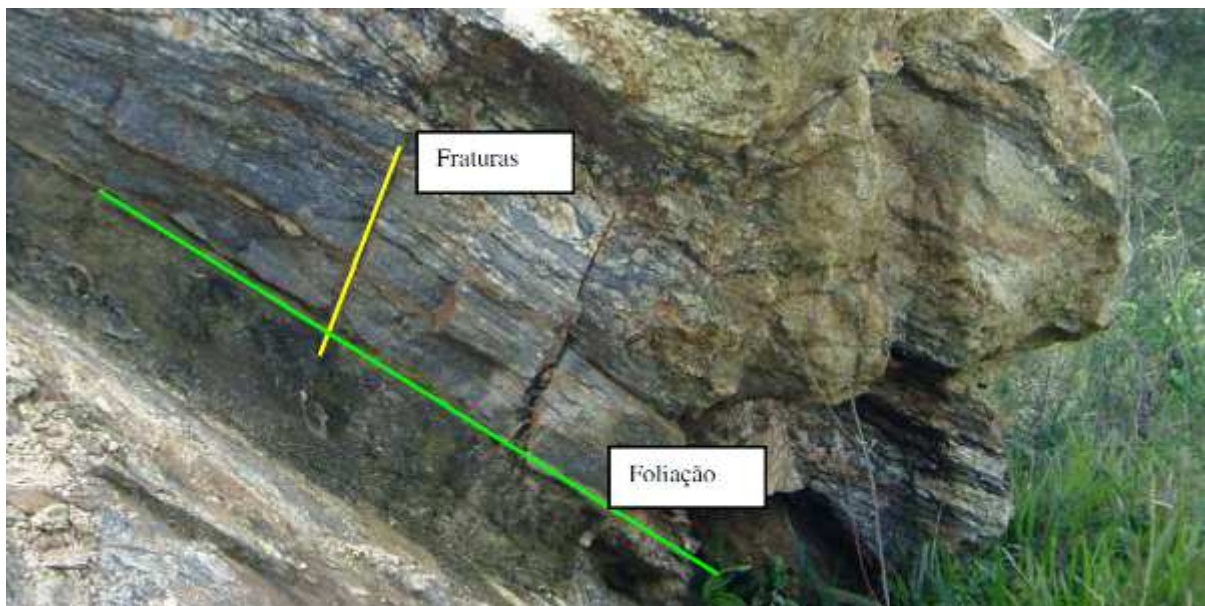


Figura 28 – Associação entre o sistema de juntas e a foliação.



Figura 29 - Atitudes das estruturas sobrepostas à topografia.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Ensaio de Campo

3.1.1 Considerações Iniciais

Projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo. Entre as várias vantagens, pode-se citar como principal a minimização dos efeitos de amolgamento do solo durante as operações de amostragem. Grande parte dos projetos geotécnicos são executados com base nos resultados de ensaios de campo, pois os mesmos permitem o conhecimento do subsolo, a identificação de características geométricas, e a obtenção de parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Os itens subsequentes descrevem sucintamente os principais ensaios de campo executados e/ou analisados na presente dissertação, bem como os principais resultados obtidos.

3.1.2 Sondagem Mista (SPT - Standard Penetration Test)

Para a caracterização geológico-geotécnica da encosta e determinação dos pontos de instalação da instrumentação de campo, foram executados 8 furos de sondagens mistas. A Figura 30 apresenta a planta de locação das sondagens, com o posicionamento das diferentes seções estabelecidas para traçado de perfis. A Figura 31 a Figura 36 apresentam os perfis geotécnicos obtidos. É interessante observar a presença de um solo de alteração de rocha na profundidade de 15 m a 16 m. De um modo geral, as sondagens apontam a presença de uma descontinuidade preenchida por solo residual, com espessura de aproximadamente 1,5 m. Tal fato corrobora para que o modelo de instabilização do talude seja condicionado por movimento ao longo desta descontinuidade.

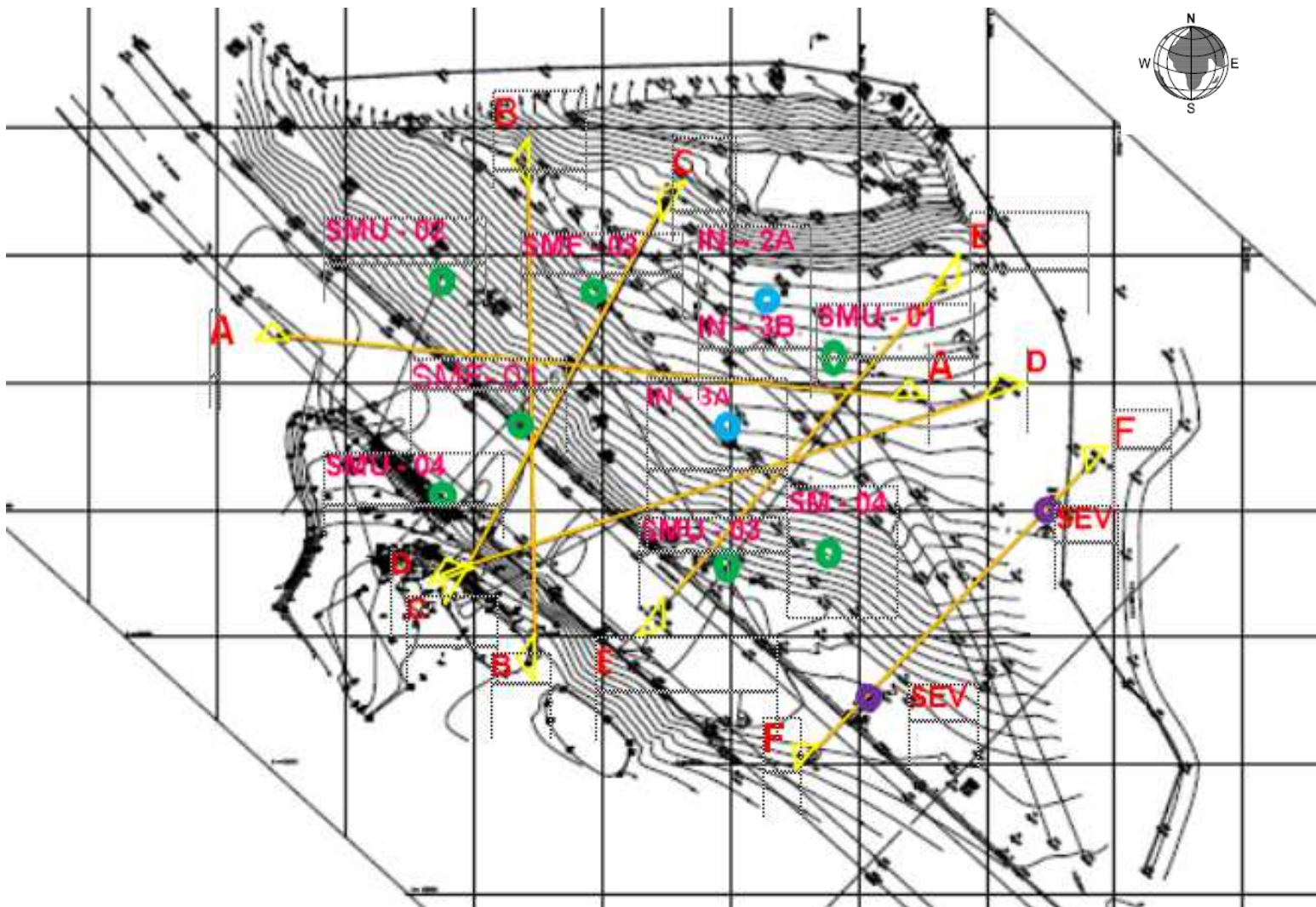


Figura 30 – Localização das sondagens mistas.

Seção AA

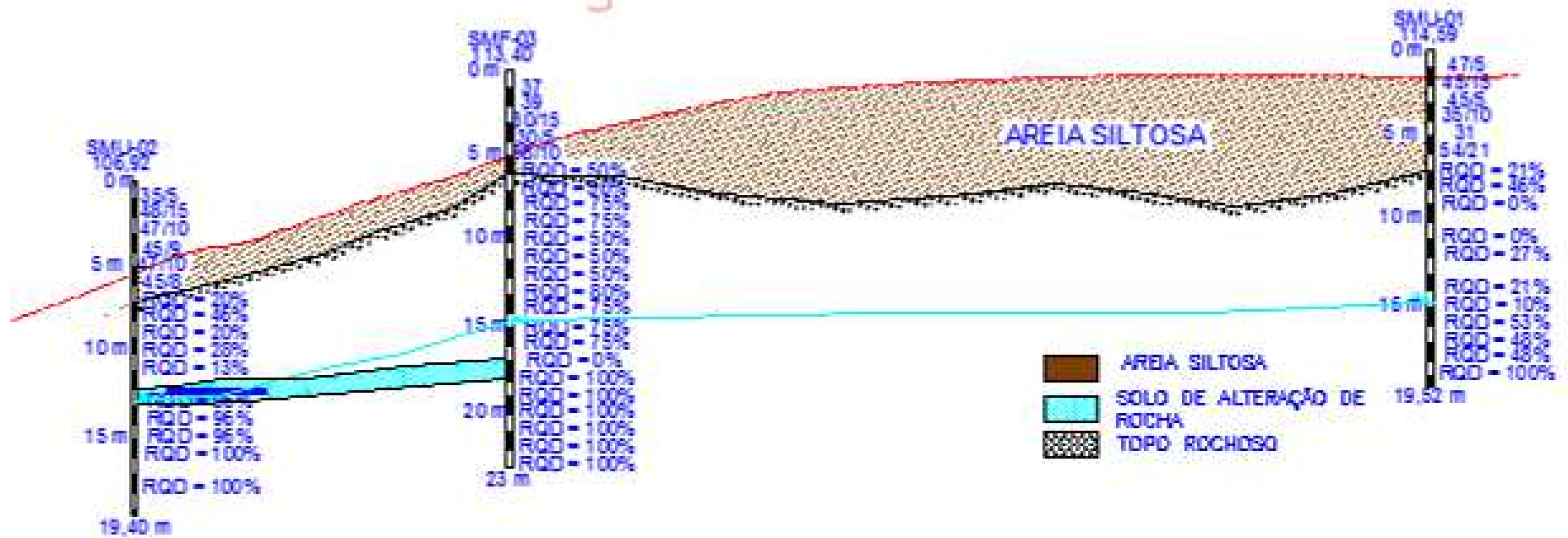


Figura 31 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “AA”.

Seção BB

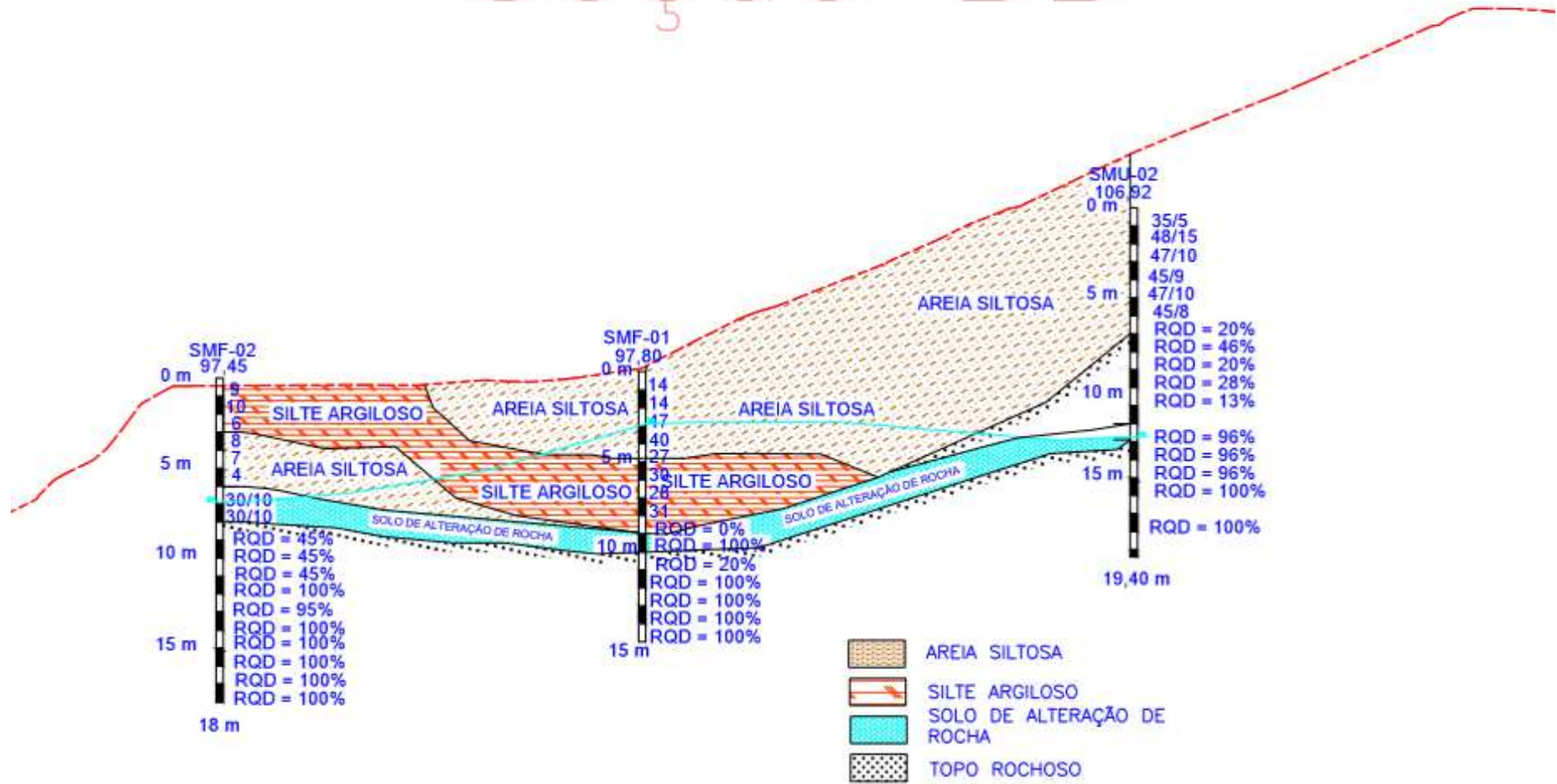


Figura 32 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “BB”.

Seção CC

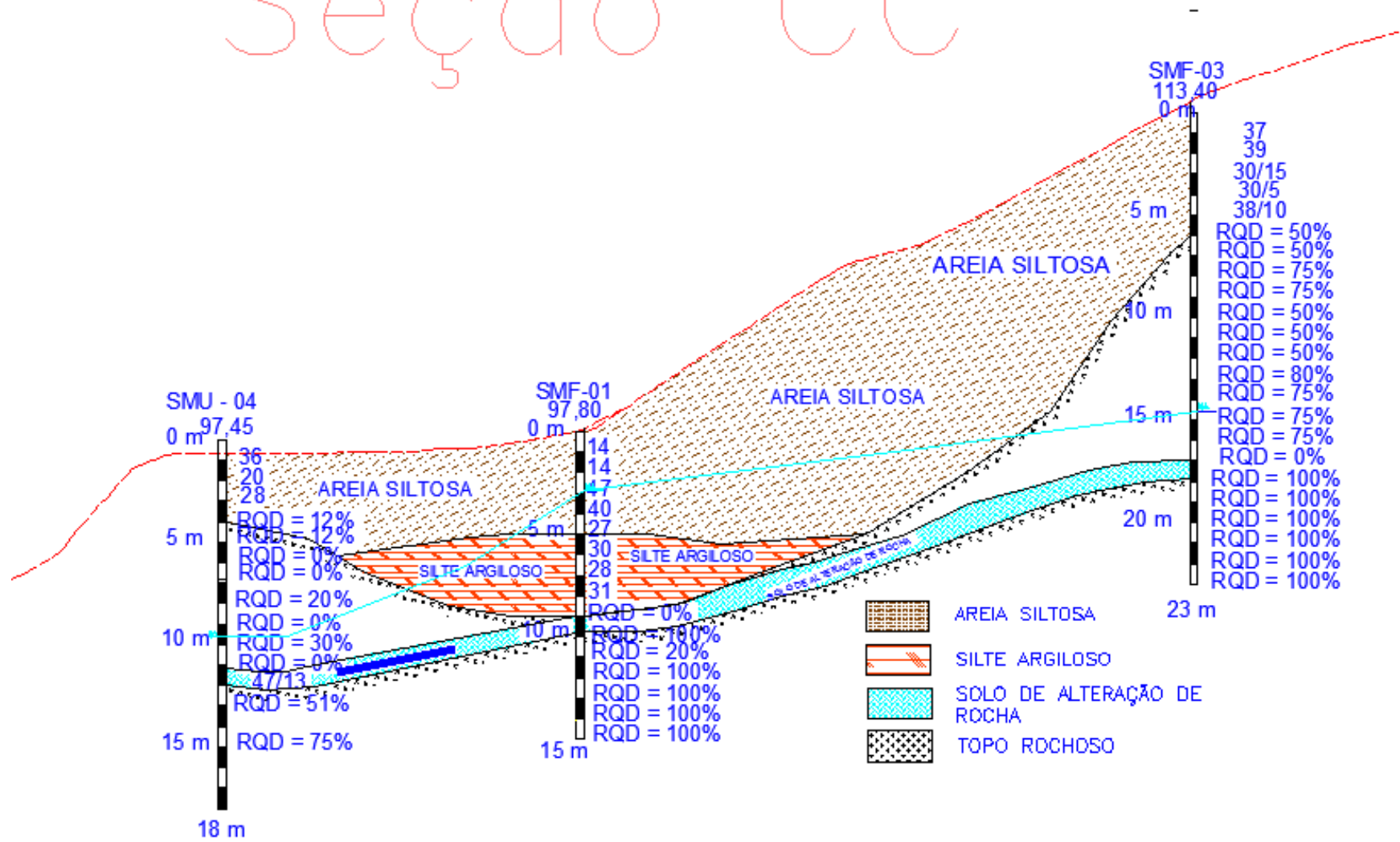


Figura 33 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “CC”.

Seção DD

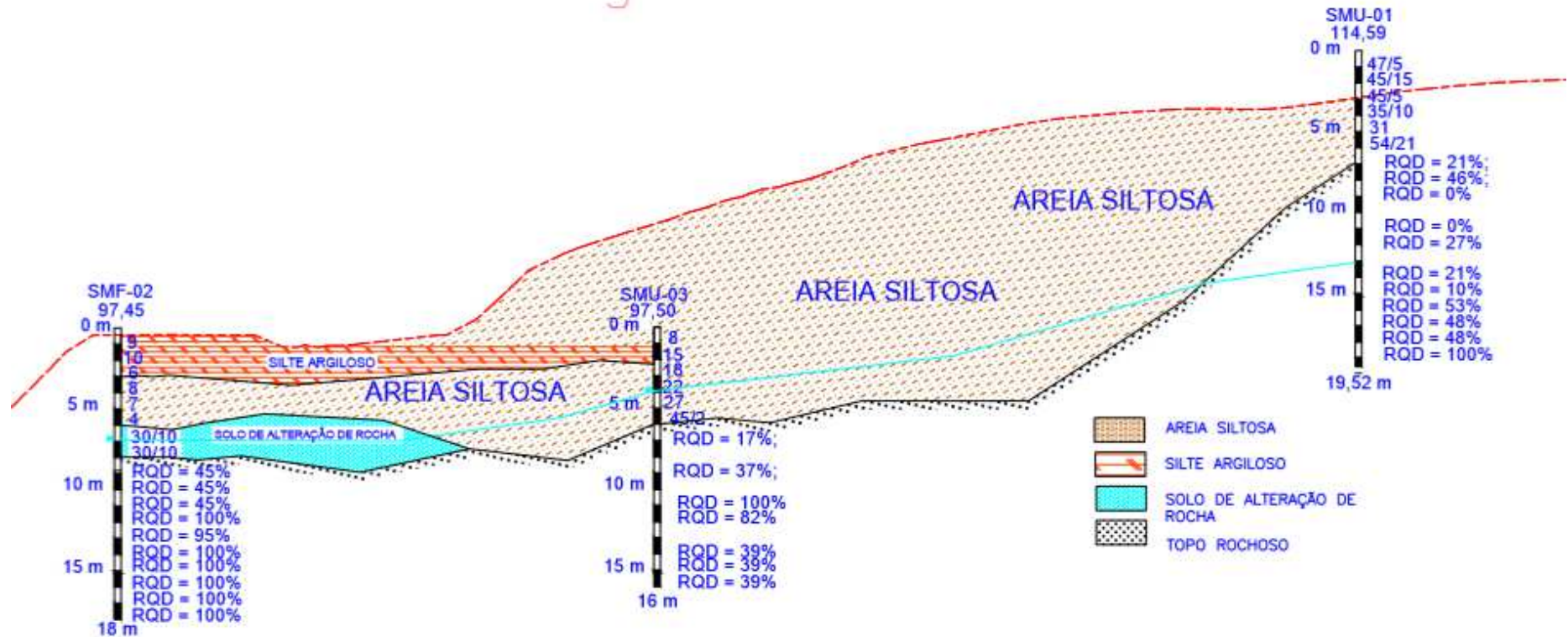


Figura 34 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “DD”

Seção EE

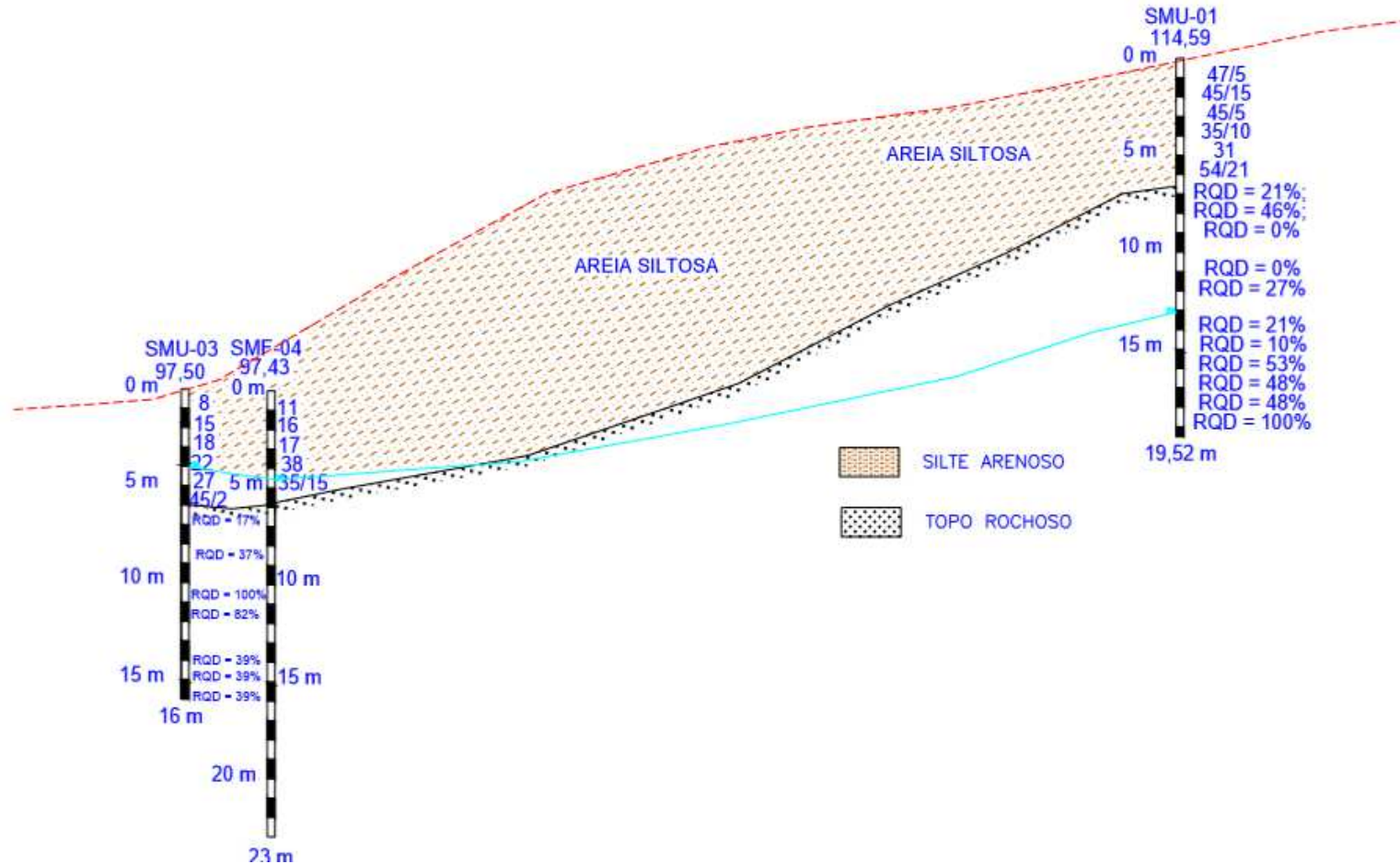


Figura 35 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “EE”.

Seção FF

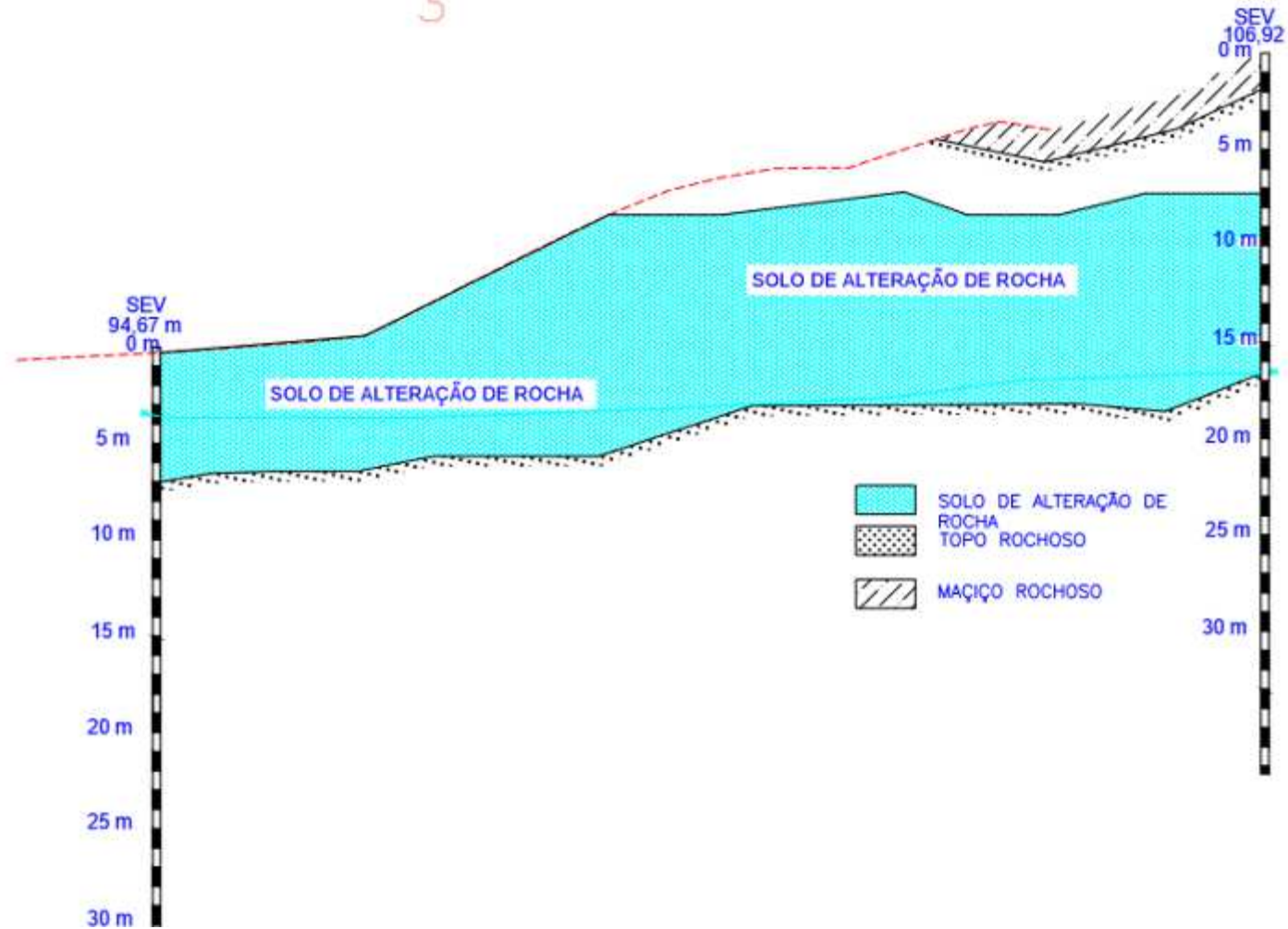


Figura 36 - Perfil Geotécnico definido pelas Sondagens Mistas – Seção “FF”.

3.1.3 Geofísica

Os locais para execução das sondagens geofísicas elétricas foram selecionados através de mapas topográficos. Na área, foram realizados 1510 m de caminhamentos elétricos distribuídos em nove Caminhamentos Elétricos (CE 01 a CE 09) e três Sondagens Elétricas Verticais (SEV 01 a SEV 03). Os perfis elétricos dos CEs 01 a 06 foram plotados no sentido da pendente da encosta, paralelos e espaçados em aproximadamente 20 m. Os caminhamentos elétricos CE 07, CE 08 e CE 09 foram realizados nos sentidos perpendiculares aos anteriores e em paralelo às curvas de nível. A Figura 37 apresenta a locação dos caminhamentos elétricos.

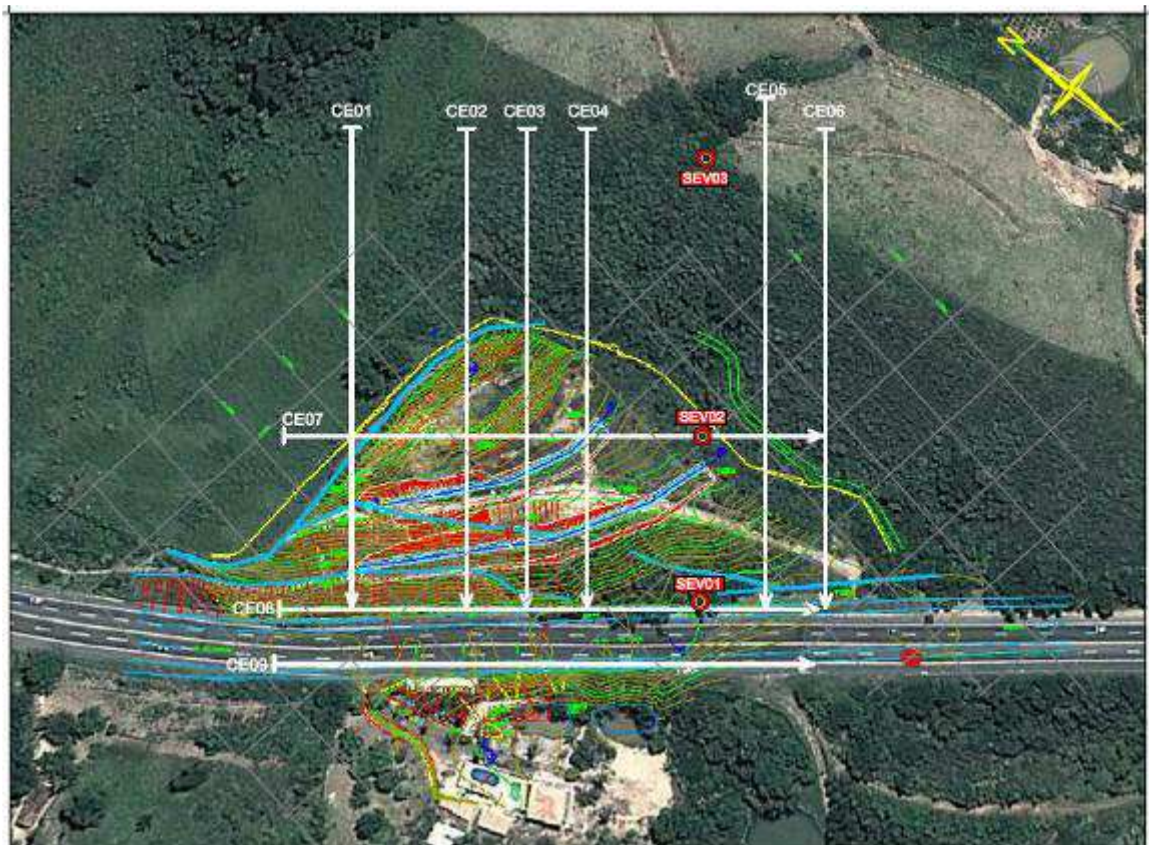


Figura 37 - Locação dos caminhamentos elétricos (CEs) 01 a 09

As interpretações geológicas se basearam na forma/geometria da imagem elétrica, nos valores de resistividades indicados pela bibliografia, e experiências anteriores. A classificação geotécnica segue a orientação do IPT (1984), indicada na

Tabela 5, que considera os estados da rocha como alterada mole (RAM), alterada dura (RAD) ou sã (RS).

Tabela 5 – Características das rochas em seus graus de alteração (IPT, 1984).

Siglas	Denominações	Características da Rocha
A1 W1 RS	Rocha sã ou praticamente sã	Apresenta minerais primários sem vestígios de alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso, a rocha é ligeiramente descolorida.
A2 W2 RAD	Rocha medianamente alterada	Apresenta minerais medianamente alterados e a rocha é bastante colorida.
A3 W3 RAM	Rocha muito alterada	Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis.
A4 W4 REA	Rocha extremamente	Apresenta minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, granado para cores de solo.

Os caminhamentos elétricos indicaram, através das imagens elétricas, quatro camadas geoeletricas: as duas primeiras camadas com os materiais de cobertura, que foram identificados como solo residual e solo de alteração; a terceira e a quarta camadas, que foram identificadas como um material rochoso alterado/são.

Na primeira e na segunda camada, foi identificada a presença de blocos e matacões. No material rochoso alterado, também pode-se encontrar porções menos alteradas formando blocos/matacões de rocha sã imersos numa massa de rocha mais alterada.

As imagens podem ser divididas em dois grupos. O primeiro grupo com as imagens obtidas perpendicular a encosta (CEs de 01 a 06), e o segundo grupo (CEs de 07 a 09) com imagens obtidas paralelamente às curvas de nível.

No primeiro grupo (Figura 38 a Figura 43), foi identificada a presença de blocos/matacões, e de estruturas geológicas (falhas/fraturas), além de “movimentação” da água subterrânea na encosta.

No segundo grupo (Figura 44 a Figura 46), observam-se os canais de preferência de escoamento da água subterrânea, as camadas geolétricas, além das estruturas geológicas que por ventura possam ocorrer ao longo das mesmas. Os depósitos de encostas se caracterizam pela queda abrupta dos valores de resistividade, seus contatos podem ficar difusos quando se depositam sobre matéria rochosa. As estruturas geológicas se caracterizam pela queda abrupta dos valores de resistividade, gerando formas de “relevo” ou “degraus”.

Adicionalmente, foi confeccionado um perfil com uma vista oblíqua da encosta, com as imagens dos CEs 02, 03 e 04, sendo plotadas as principais características geológicas / geotécnicas observadas.

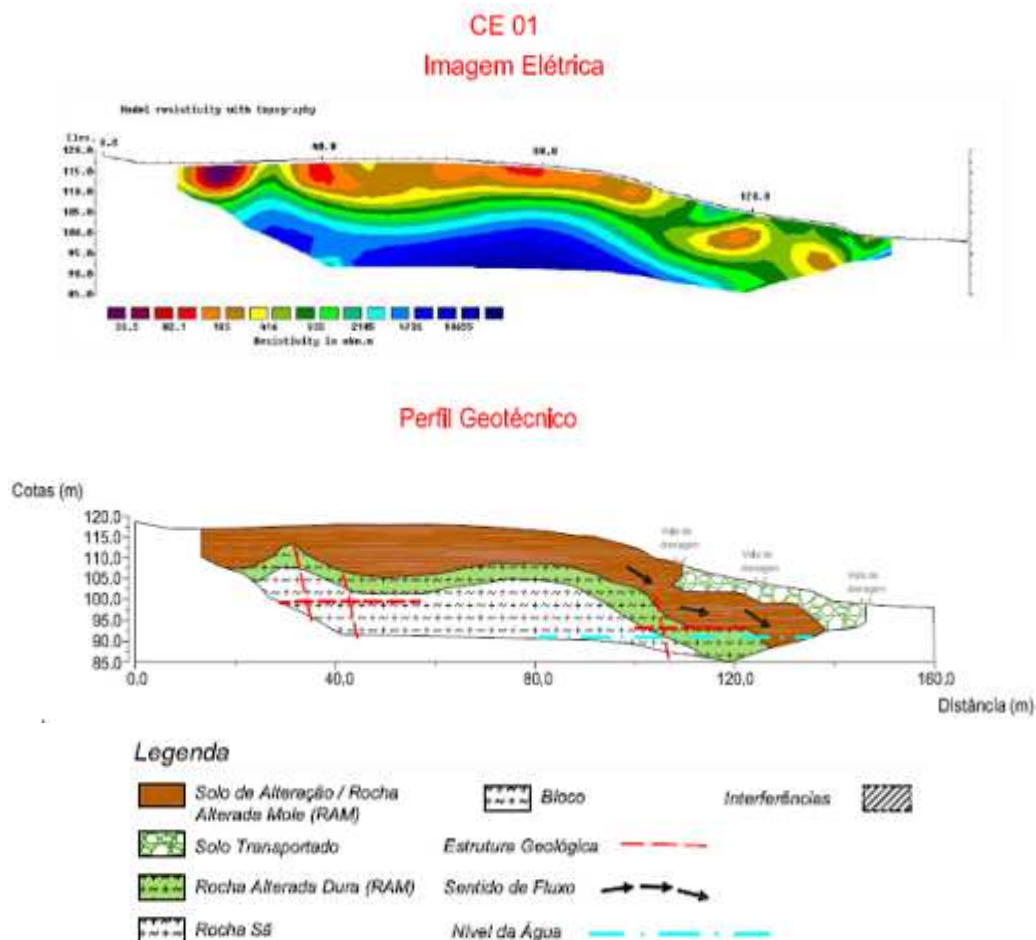
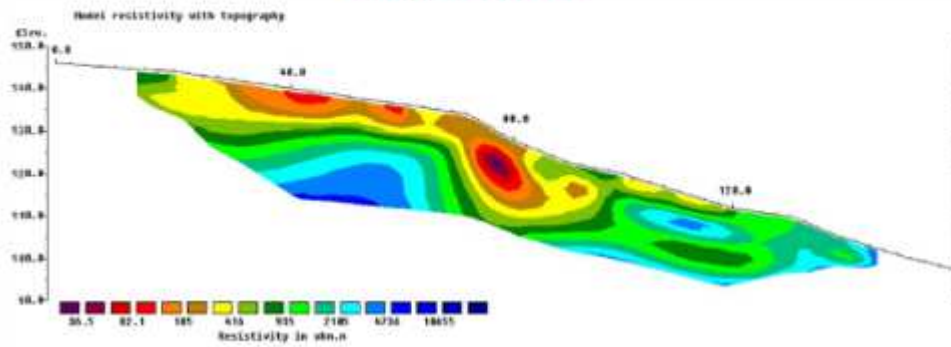
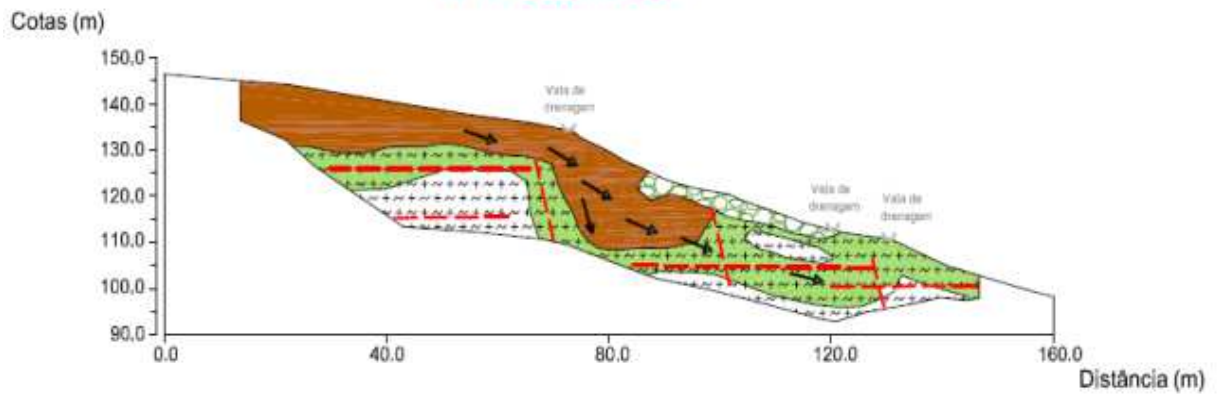


Figura 38– Caminhamento Elétrico (CE) 01: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 02 Imagem Elétrica



Perfil Geotécnico



Legenda

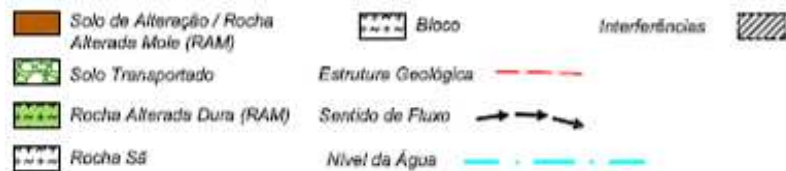
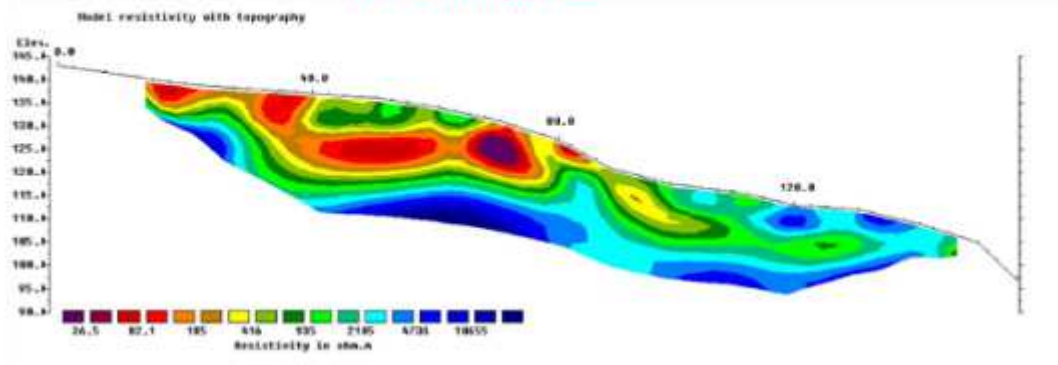
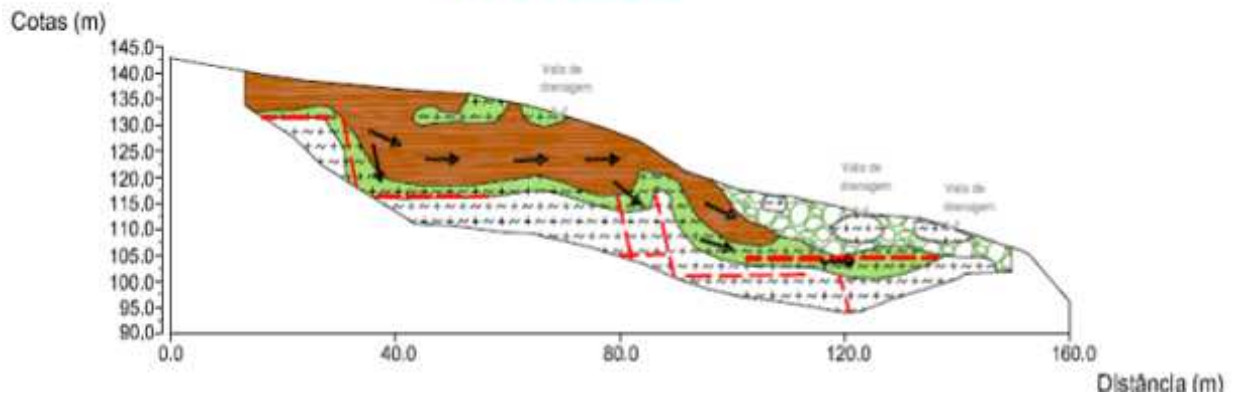


Figura 39 – Caminhamento Elétrico (CE) 02: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 03 Imagem Elétrica



Perfil Geotécnico

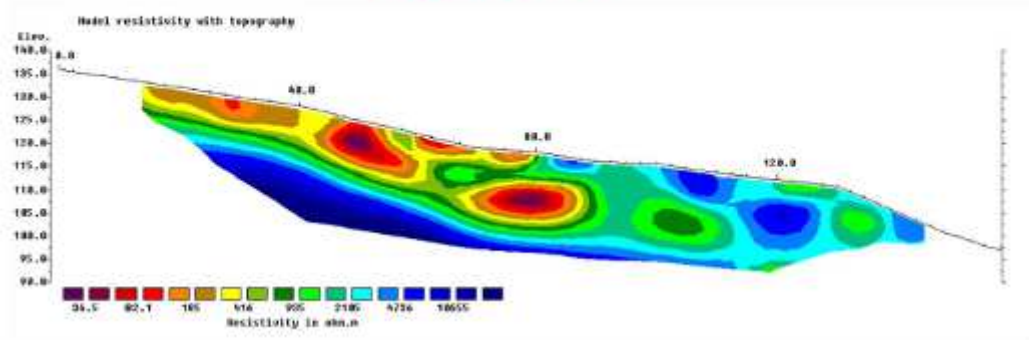


Legenda

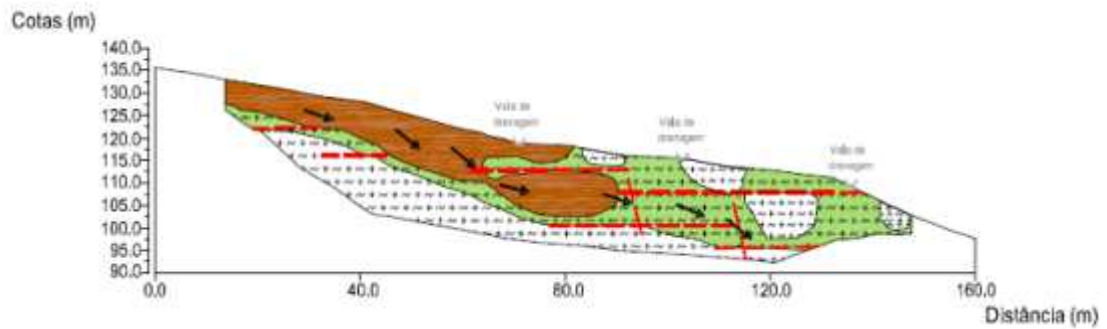


Figura 40 – Caminhamento Elétrico (CE) 03: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 04 Imagem Elétrica



Perfil Geotécnico

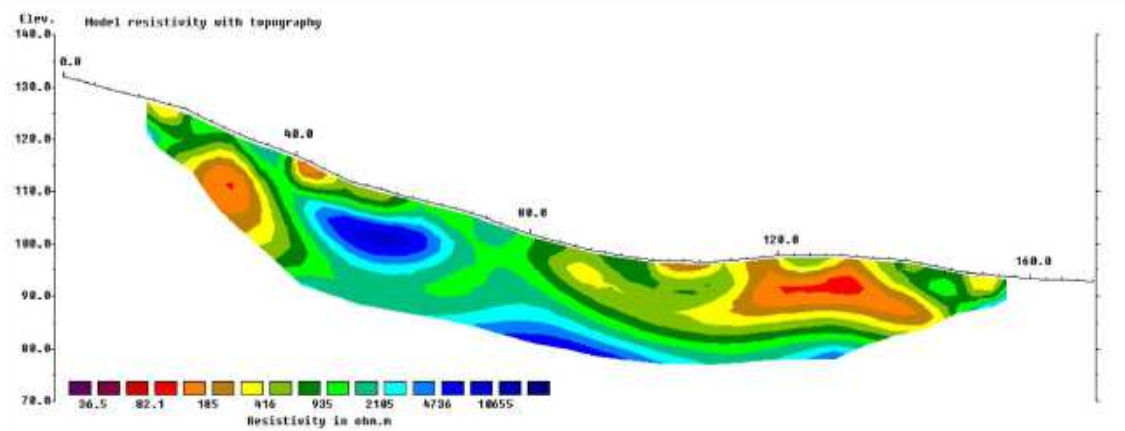


Legenda



Figura 41 – Caminhamento Elétrico (CE) 04: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 05 Imagem Elétrica



Perfil Geotécnico

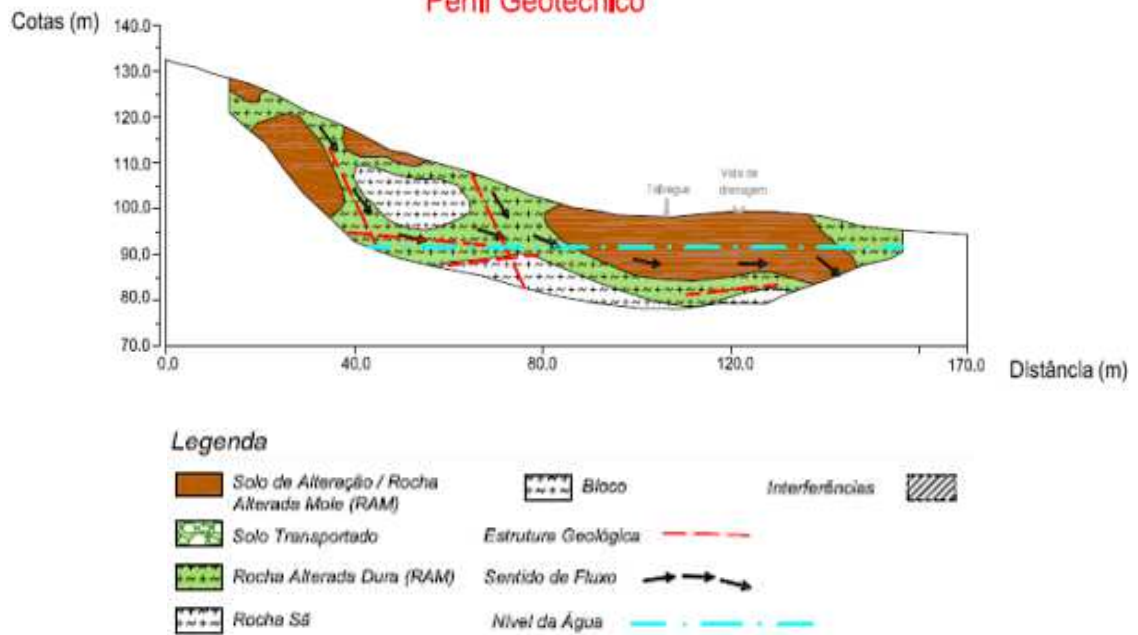
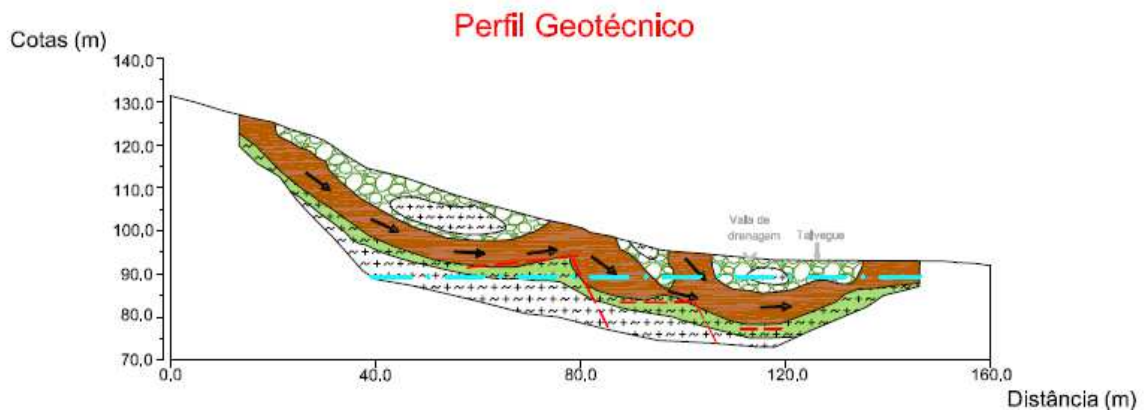
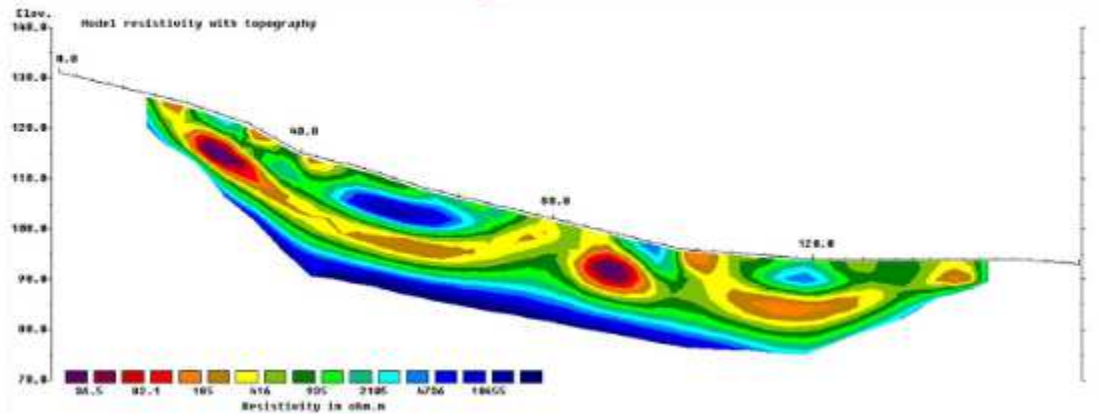


Figura 42 – Caminhamento Elétrico (CE) 05: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 06 Imagem Elétrica

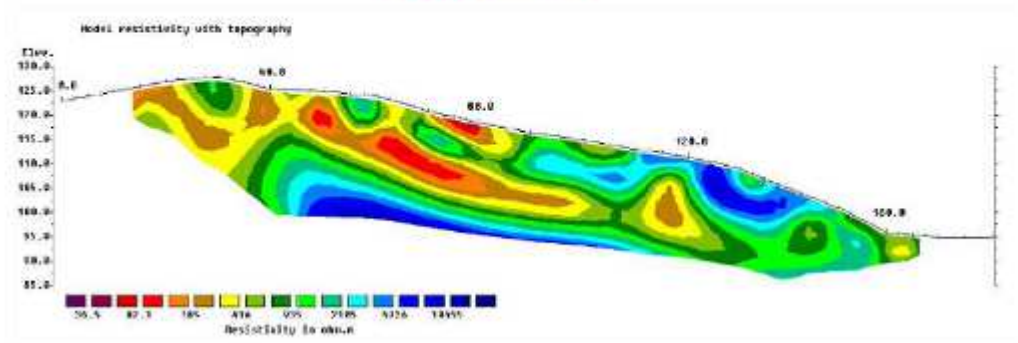


Legenda

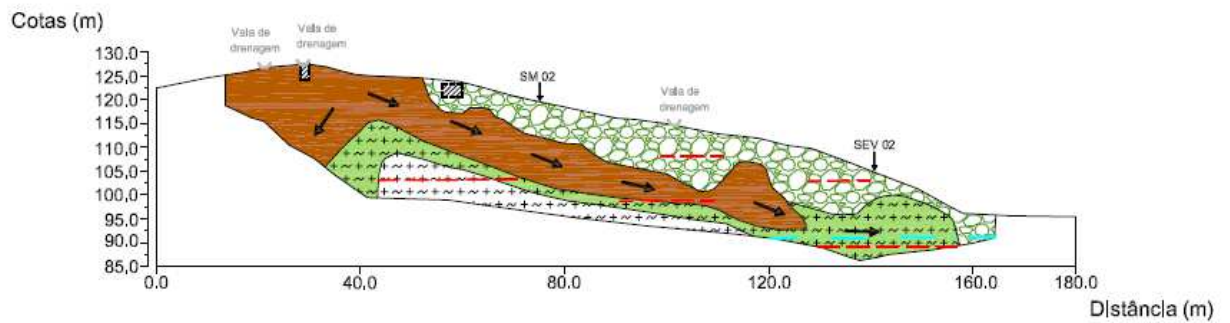


Figura 43 – Caminhamento Elétrico (CE) 06: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 07 Imagem Elétrica



Perfil Geotécnico

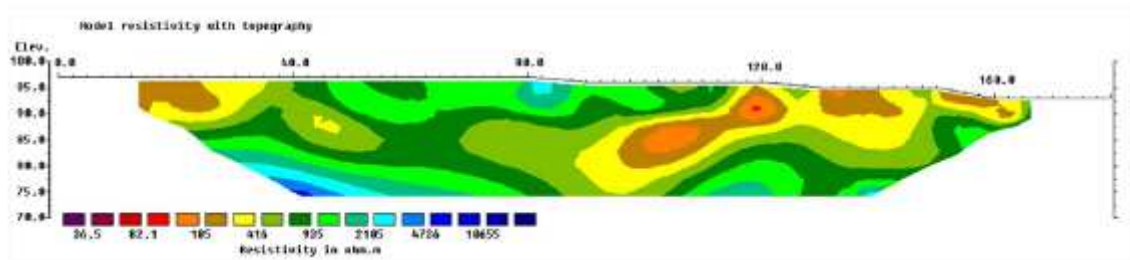


Legenda

Solo de Alteração / Rocha Alterada Moles (RAM)	Bloco	Interferências
Solo Transportado	Estrutura Geológica	
Rocha Alterada Dura (RAM)	Sentido de Fluxo	
Rocha Sã	Nível da Água	

Figura 44 – Caminhamento Elétrico (CE) 07: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 08 Imagem Elétrica



Perfil Geotécnico

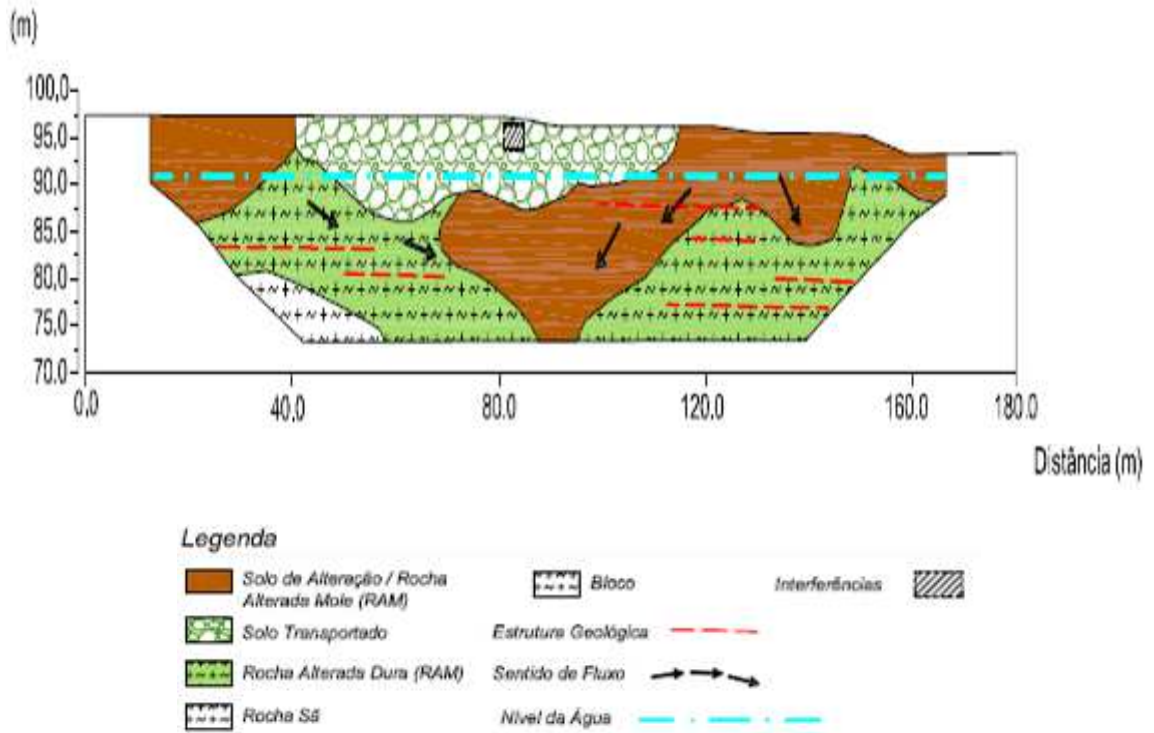
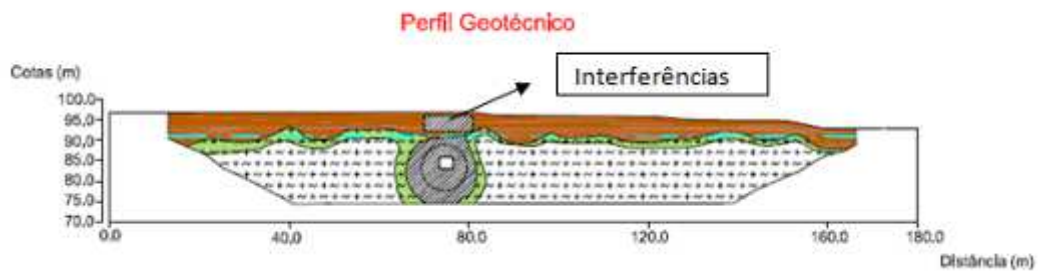
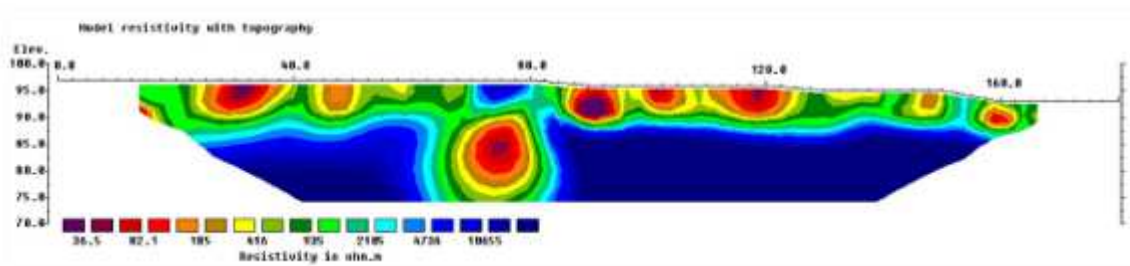


Figura 45 – Caminhamento Elétrico (CE) 08: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

CE 09 Imagem Elétrica



Legenda

Solo de Alteração / Rocha Alterada Mole (RAM)	Bloco	Interferências
Solo Transportado	Estrutura Geológica	
Rocha Alterada Dura (RAM)	Sentido de Fluxo	
Rocha Sã	Nível da Água	

Figura 46 – Caminhamento Elétrico (CE) 09: Imagem Elétrica e Perfil Geotécnico definido pela Geofísica

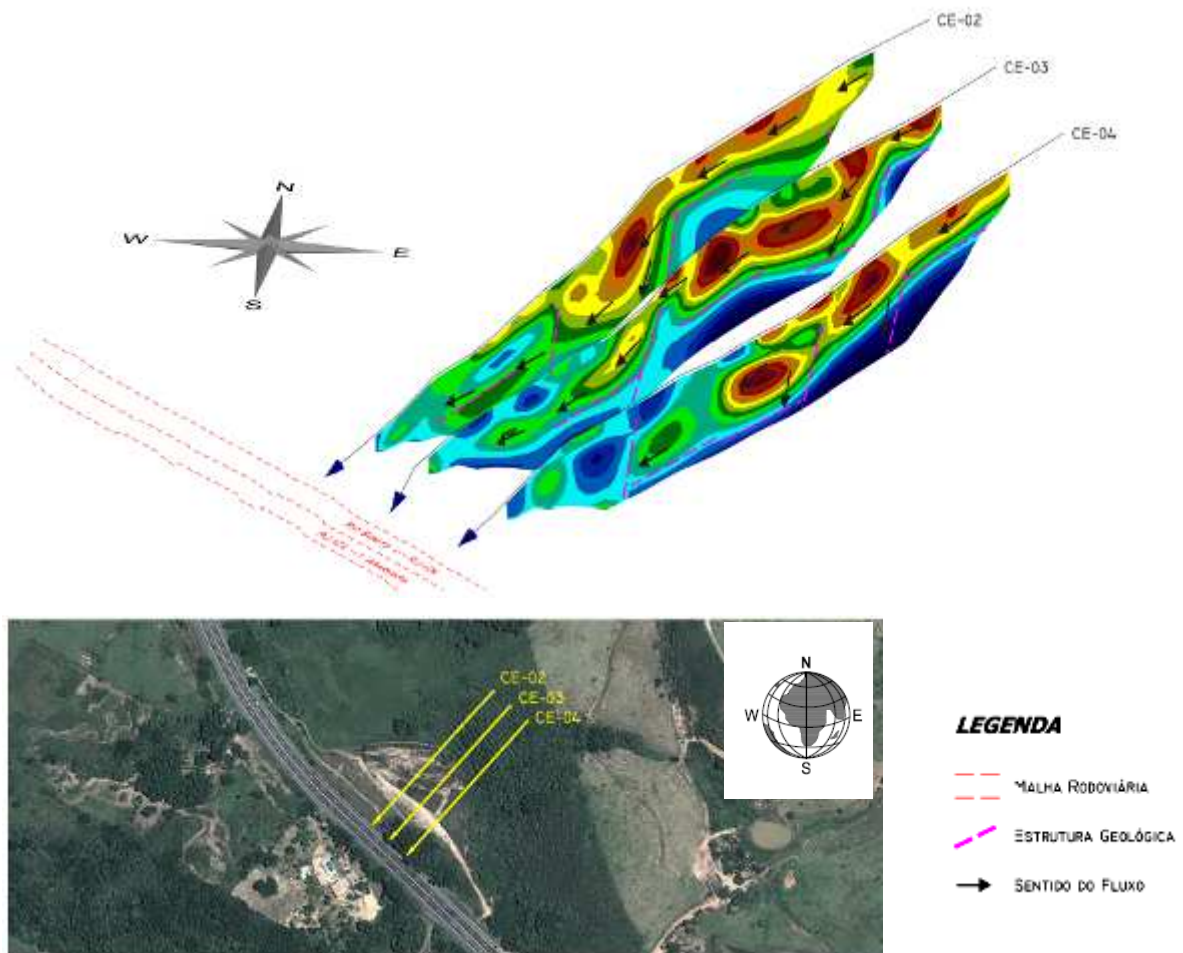


Figura 47 – Vista Oblíqua (CE 02, CE 03 e CE 04)

Os caminhamentos elétricos mostraram que a área estudada está inserida no contexto geológico de rochas gnáissicas/graníticas em ambiente de encosta, conferindo ao perfil de solo uma primeira camada de solo residual. As rochas pertencem ao Complexo Paraíba do Sul, composto principalmente por granitos e gnaisses.

Ainda dentro dos ensaios geofísicos, foram realizadas 03 (três) sondagens elétricas verticais (SEVs) com o objetivo de conhecer os estratos geoeletricos (espessuras e provável composição). As SEVs 01 e 02 atingiram uma profundidade aproximada de 30 m, enquanto a sondagem SEV 03 atingiu uma profundidade de 50 m.

Os resultados das sondagens elétricas verticais estão apresentados na Figura 48 a Figura 50. Com base nos procedimentos de interpretação, foram identificadas 04 (quatro) camadas geoeletricas:

- 1º Camada - Solo Residual: Diversas composições, principalmente por solo de alteração mais material rochoso;
- 2º Camada - Solo Alteração / Rocha Alterada Mole: Material silte-arenoso a saibroso;
- 3º Camada - Rocha Alterada Dura: Complexo Paraíba do sul, granitos e gnaisses;
- 4º Camada - Rocha Sã : Complexo Paraíba do sul, granitos e gnaisses.

O nível do lençol freático é caracterizado pela queda da curva de resistividade. Na maioria das sondagens, esta queda ficou bem definida, sendo o nível d'água mais profundo no terço superior da encosta, e mais aflorante no terço inferior.

A técnica da Sondagem Elétrica Vertical permitiu uma melhor definição das camadas geoeletricas identificadas nos imageamentos elétricos. As heterogeneidades dos materiais influenciaram diretamente na interpretação das camadas geoeletricas. Quatro camadas foram observadas: duas de cobertura (Solo Transportado e Solo de Alteração), e duas no material rochoso (alterado e são).

Desta forma, pode-se considerar que os trabalhos de sondagens geofísicas se mostraram eficientes, tanto na quantificação como na qualificação dos materiais do subsolo.

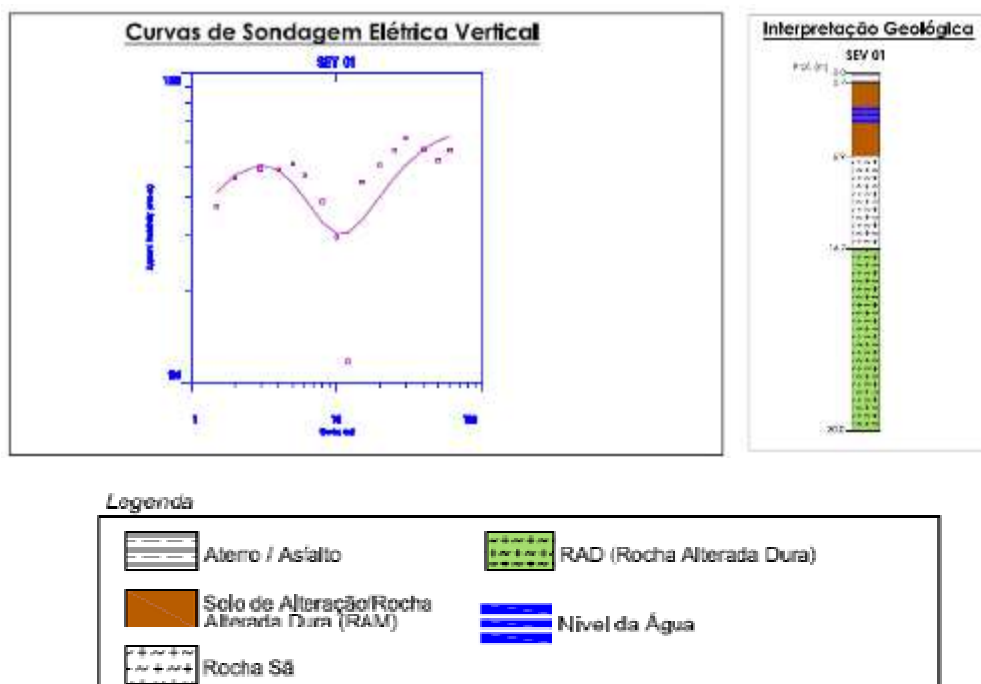


Figura 48 – Curva e Perfil da Sondagem Elétrica Vertical 01.

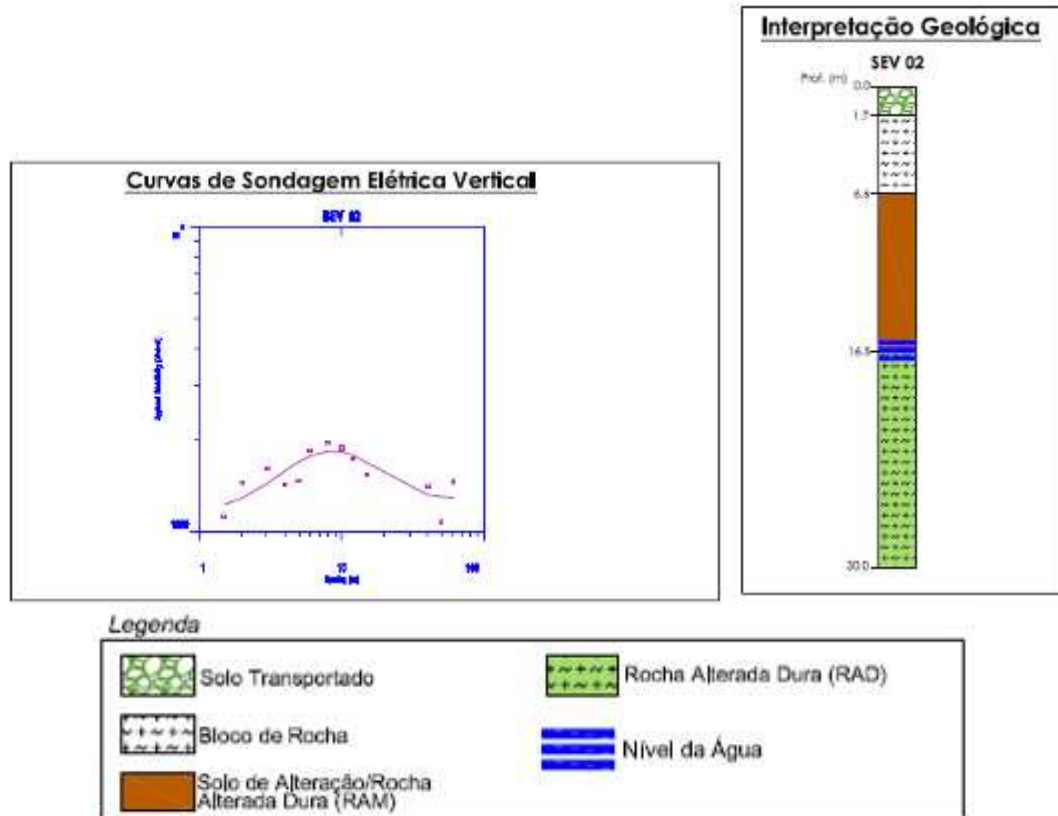


Figura 49 – Curva e Perfil da Sondagem Elétrica Vertical 02

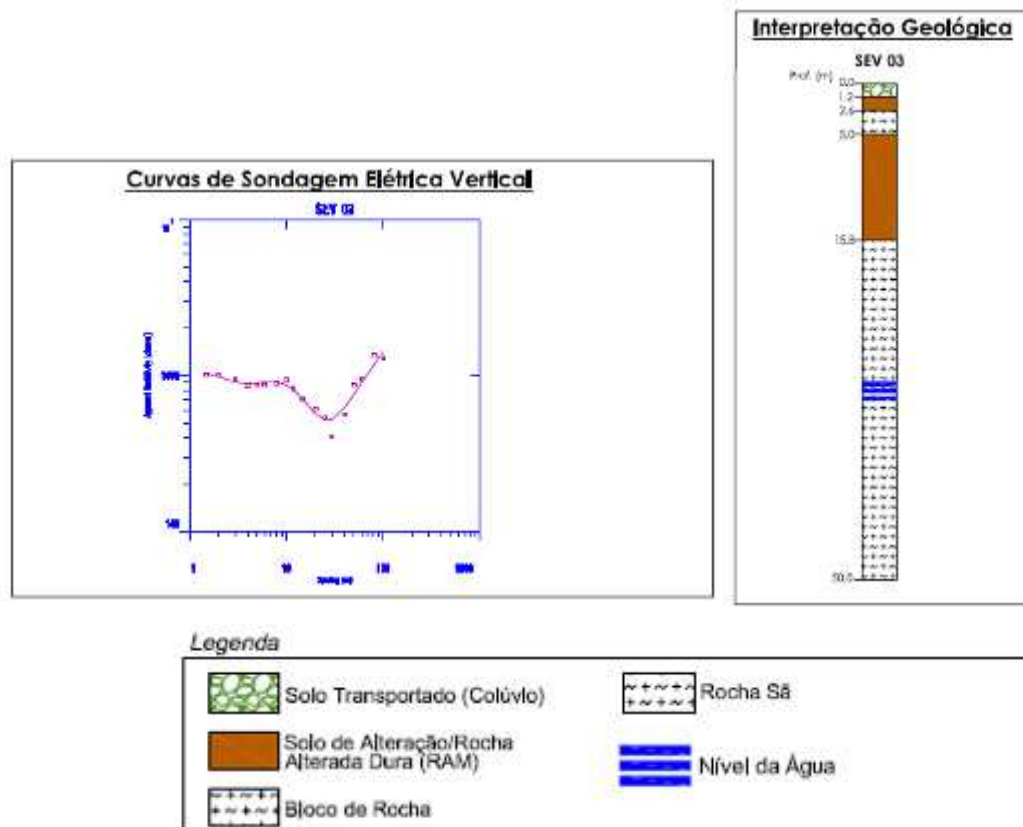


Figura 50 – Curva e Perfil da Sondagem Elétrica Vertical 02.

3.2 Ensaio de Laboratório

Os ensaios de laboratório consistiram em ensaios de granulometria, para caracterização do material, e ensaios de cisalhamento direto, para determinação dos parâmetros de resistência do solo de alteração de gnaiss identificado a cerca de 15 m de profundidade.

3.2.1 Granulometria

Granulometria ou Análise Granulométrica dos solos é o processo que visa definir, para determinadas faixas pré-estabelecidas de tamanho de grãos, a percentagem em peso que cada fração possui em relação à massa total da amostra em análise. O ensaio de granulometria foi executado de acordo com os procedimentos estabelecidos na norma ABNT NBR 6502/1995.

A Tabela 6 apresenta o resultado da análise granulométrica, que indicou que o solo é constituído de 78% de areia e 12% de pedregulho, sendo classificado como um solo arenoso com pedregulhos e percentual de finos de 10%. A Figura 51 mostra a curva granulométrica do solo, que é classificado como bem graduado.

Tabela 6 – Análise Granulométrica do solo de alteração.

Análise Granulométrica					
Pedregulho	Areia			Silte	Argila
	Grossa	Média	Fina		
12%	16%	42%	20%	8%	2%

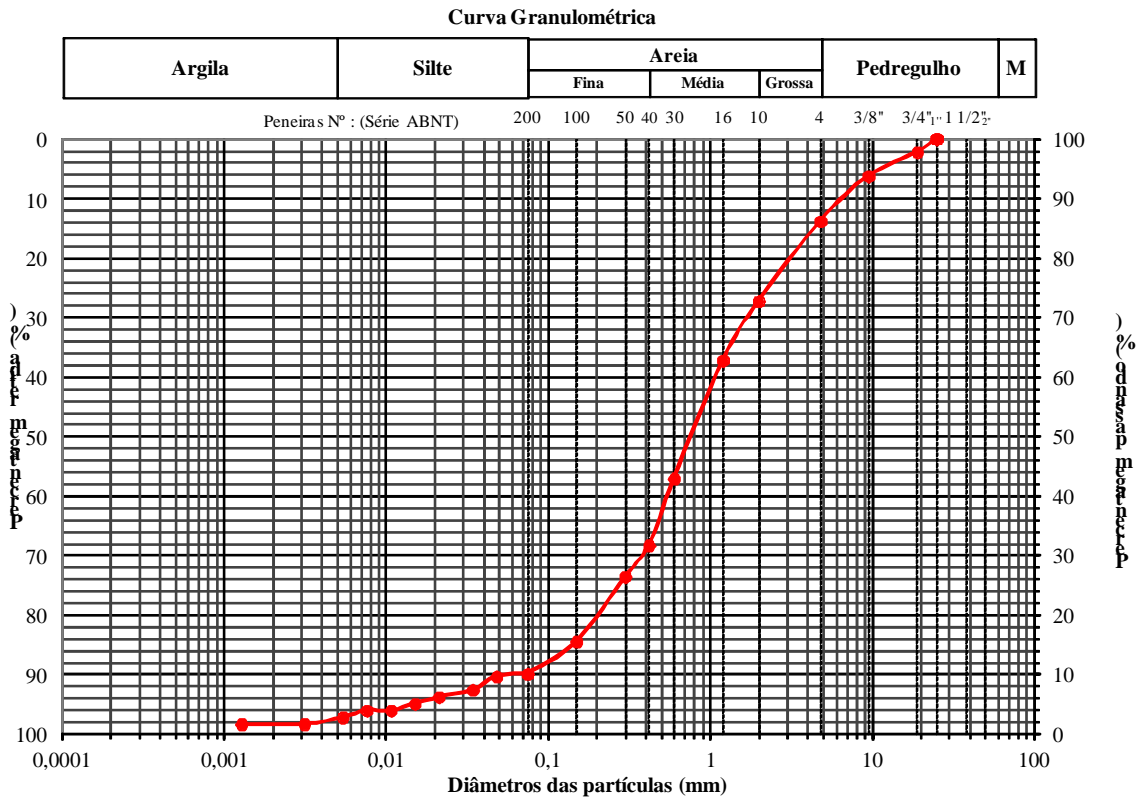


Figura 51 - Distribuição granulométrica do solo de alteração.

3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi desenvolvido basicamente para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Este ensaio é executado em uma caixa de seção quadrada e consiste na imposição de um plano de ruptura, para obtenção dos valores do ângulo de atrito interno e do intercepto coesivo do solo, através da interpretação de uma envoltória linear.

As amostras ensaiadas foram retiradas do local, com um amostrador do tipo Denison, e as perfurações foram executadas por meio de sondagem rotativa mista. De cada amostra, foram moldados 8 (oito) corpos de prova, sendo que 4 (quatro) foram ensaiados sob condições submersa em água, e 4 (quatro) sob condições de umidade ótima (natural).

Nos ensaios sob condições naturais, a velocidade de ensaio foi de 0,03 mm/min, enquanto os ensaios sob condição natural foram realizados com velocidade

igual a 0,09 mm/ min. Os ensaios foram executados sob níveis de tensão normal iguais a 25 kPa, 50 kPa, 150 kPa e 300 kPa, para as duas situações.

Para a moldagem dos corpos de prova a partir das amostras indeformadas, foi utilizado o método da “talhagem”, até o preenchimento total da caixa com o solo, como pode ser visualizado na Figura 52.

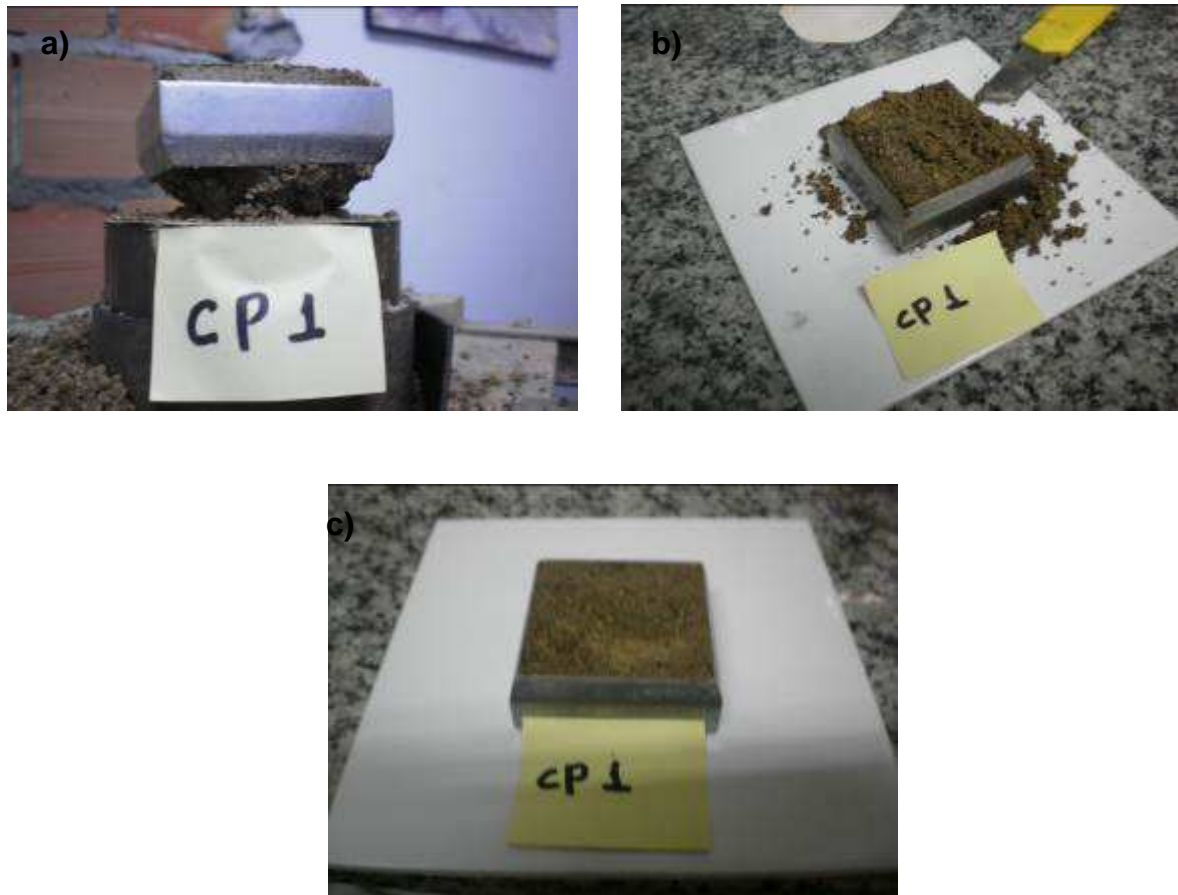


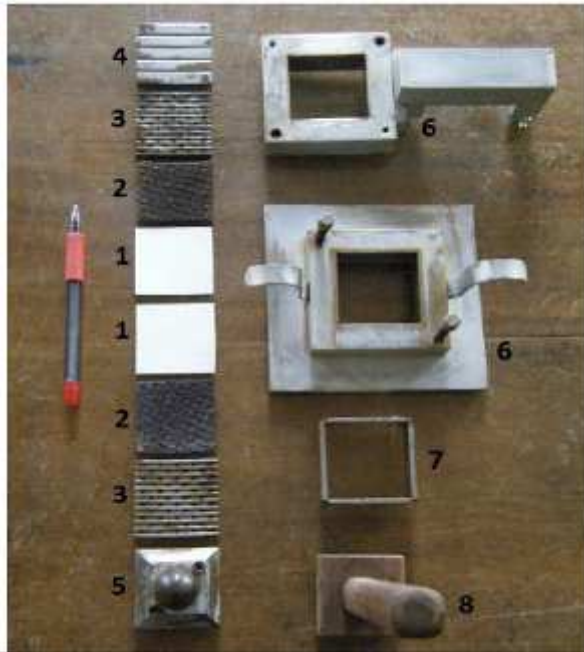
Figura 52 - Detalhe da moldagem do corpo de prova: a) Corpo de prova sendo retirado da amostra; b) Corpo de prova sendo talhado; c) Corpo de prova já moldado na caixa.

Após a moldagem na caixa, o corpo de prova é colocado na célula de cisalhamento direto ou célula bipartida, através dos seguintes procedimentos (Figura 53):

- 1) Coloca-se o fundo metálico removível (4) na caixa de cisalhamento (6);
- 2) Sobre o fundo metálico coloca-se a placa metálica perfurada (3), a pedra porosa (2), e a outra pedra metálica perfurada (3);

- 3) Acopla-se a tampa de compressão com a esfera de aço (5);
- 4) Com o corpo de prova devidamente dentro da célula de cisalhamento direto ou célula bipartida, o conjunto é levado até a máquina para execução do ensaio.

A Figura 54 e a Figura 55 apresentam detalhes da montagem e do equipamento de cisalhamento, respectivamente.



Acessórios:

1. Papel filtro
2. Pedra porosa
3. Fundo metálico removível
4. Fundo removível
5. Tampa de compressão da carga normal com esfera de aço
6. Célula bipartida ou caixa de cisalhamento direto
7. Caixa (molde) 5,0 cm x 5,0 cm x 1,96cm
8. Martelo de Madeira

Figura 53 – Acessórios para a montagem do molde no equipamento.

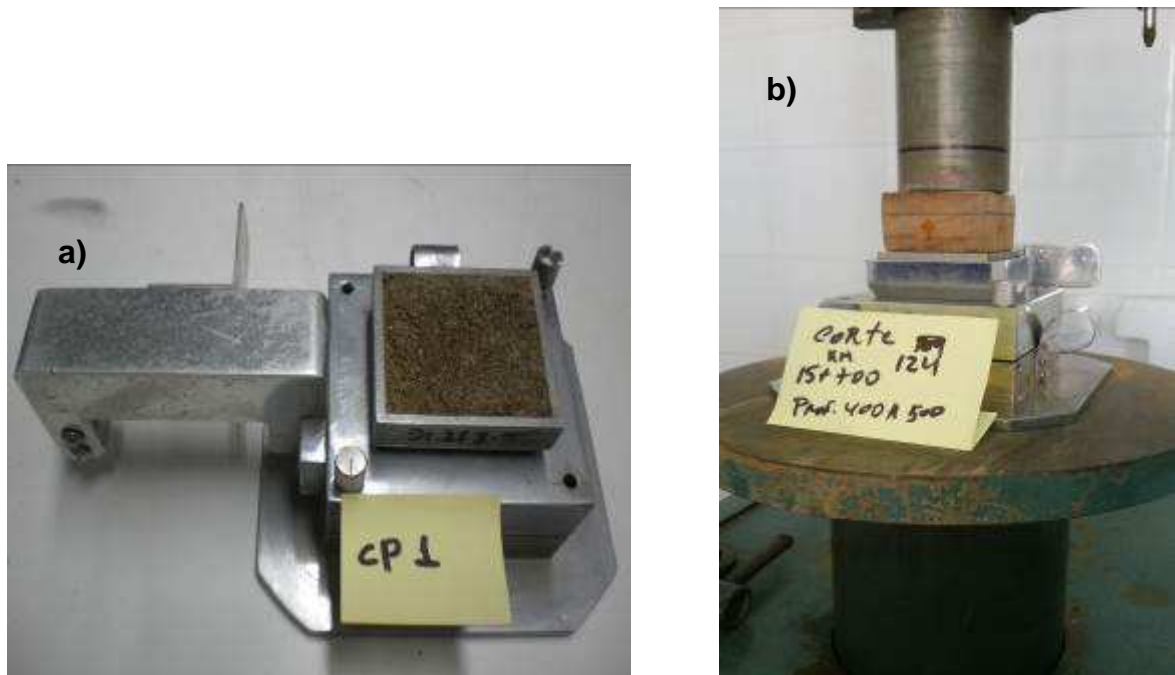


Figura 54 – Detalhes da montagem: a) Corpo de prova sob a célula de cisalhamento direto; b) Corpo de prova sendo extraído da caixa ou molde para a célula de cisalhamento direto ou caixa bipartida.

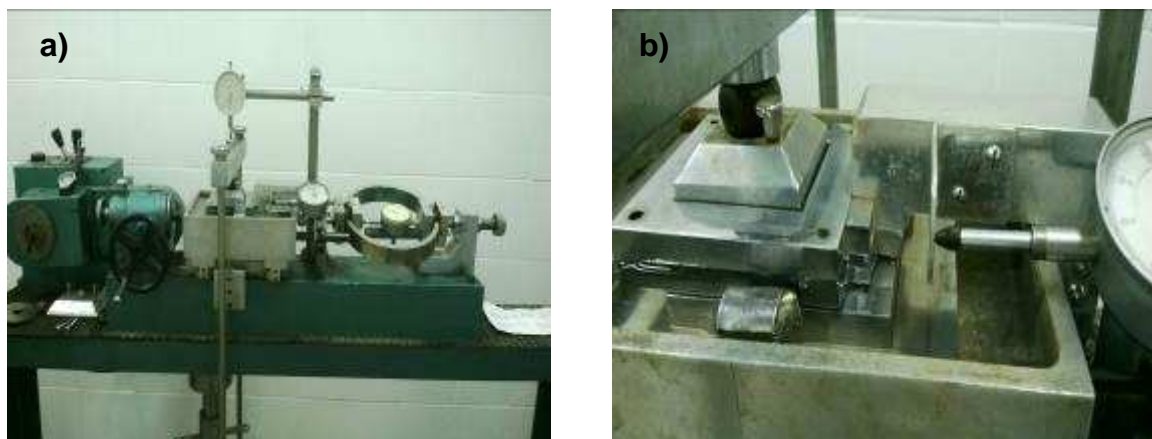


Figura 55 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto: a) vista frontal do equipamento e b) detalhe da célula de cisalhamento acoplada ao equipamento.

Após a colocação do corpo de prova na caixa de cisalhamento, coloca-se o pendural para a aplicação da tensão vertical, e ajusta-se o extensômetro vertical para dar início à fase de adensamento do ensaio (Figura 56). O carregamento vertical é aplicado através de pesos previamente definidos (com relação de 1/10, para multiplicação das cargas e obtenção das tensões desejadas) e são realizadas

as leituras de deformação do corpo de prova. A fase de adensamento é finalizada quando as deslocamento verticais se estabilizam.



Figura 56 – Esquema do ensaio e extensômetros

O início do cisalhamento se dá após os ajustes do extensômetro horizontal e do sensor ou célula de carga que irá medir a força cisalhante desenvolvida durante o ensaio.

O ensaio permite três leituras: deslocamento horizontal (D_h), força cisalhante (T) e deslocamento vertical (D_v), que fornece a variação de volume e a deformação volumétrica do corpo-de-prova. A Figura 57 ilustra o corpo de prova ao término do ensaio.



Figura 57 – Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto

A Figura 58 a Figura 61 apresentam as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal obtidas nos ensaios. Observa-se que para níveis mais altos de tensão vertical, há um ganho de resistência pós-pico, que é o comportamento típico de uma areia densa (entrosamento entre os grãos, redução dos índices de vazios). Estes ensaios foram executados em amostras de solo de alteração situadas a 15,0 m de profundidade. Este fato corrobora várias observações de campo feitas pela autora e que podem condicionar movimentações profundas nesses materiais.

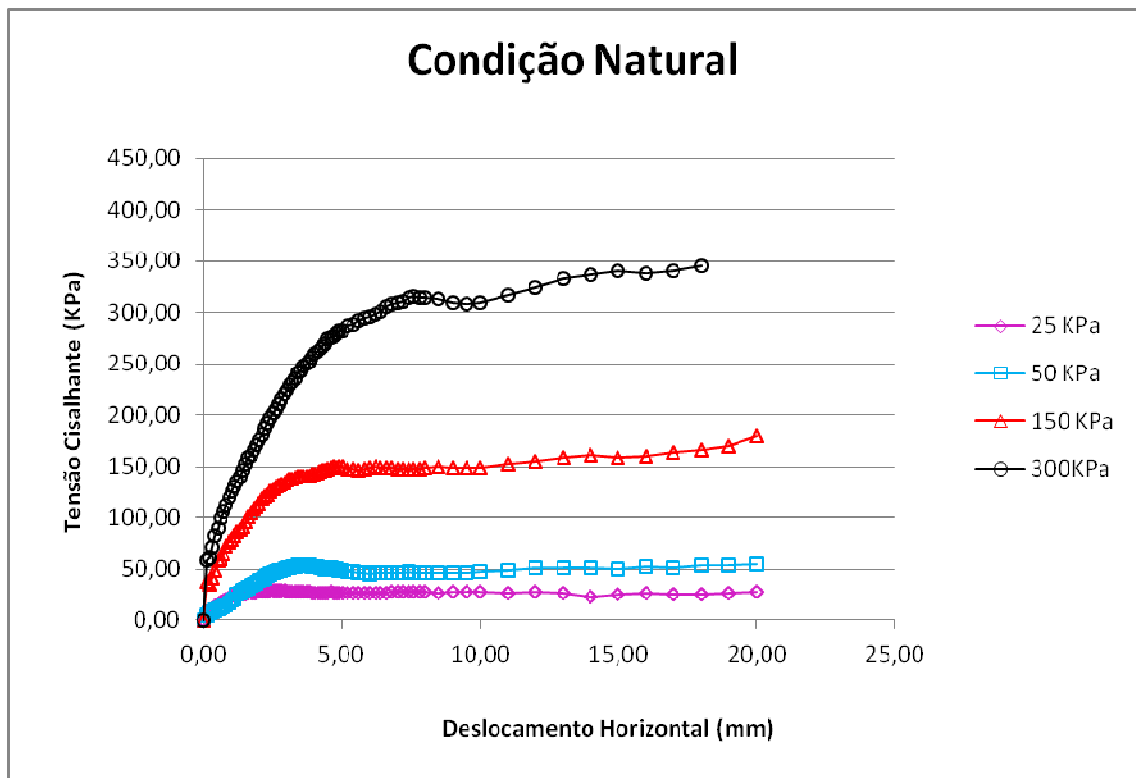


Figura 58 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição natural.

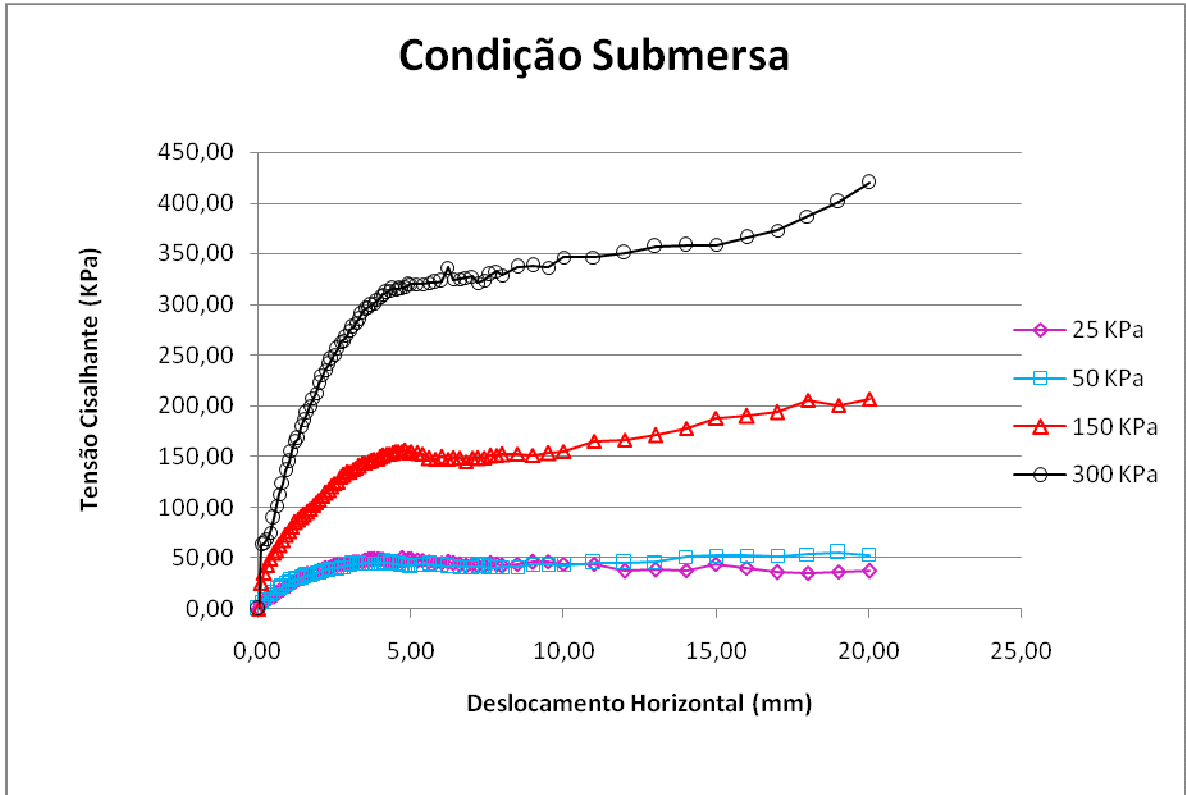


Figura 59 - Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição submersa.

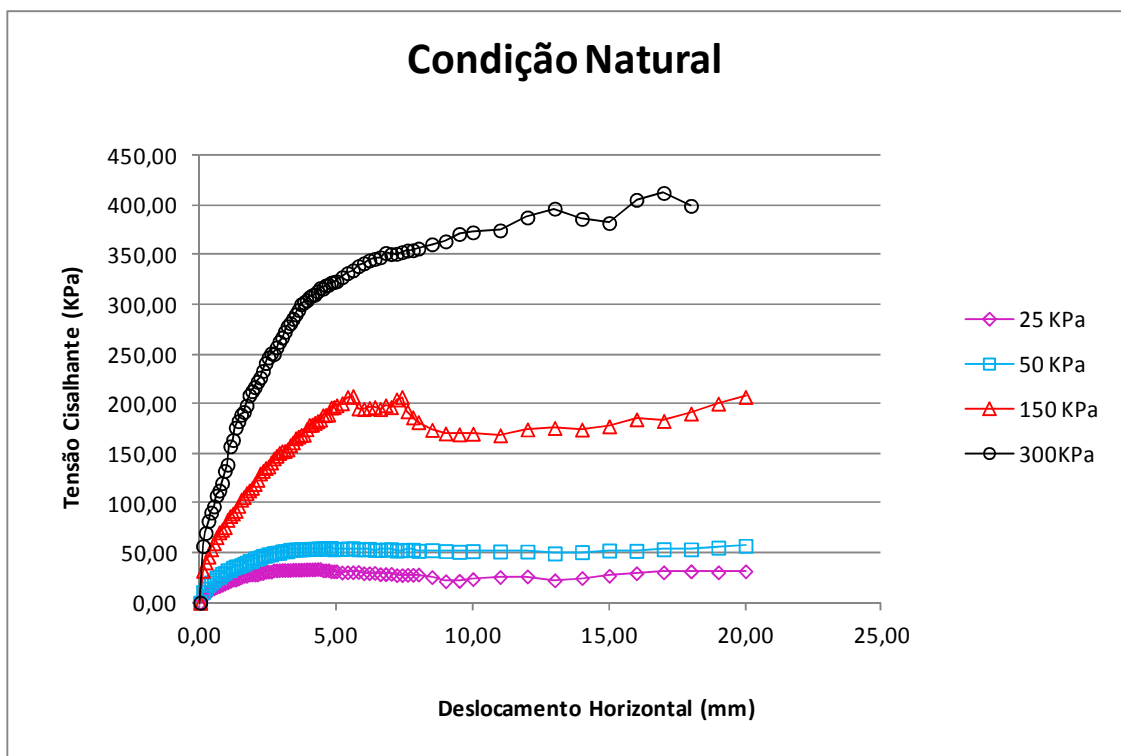


Figura 60 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição natural.

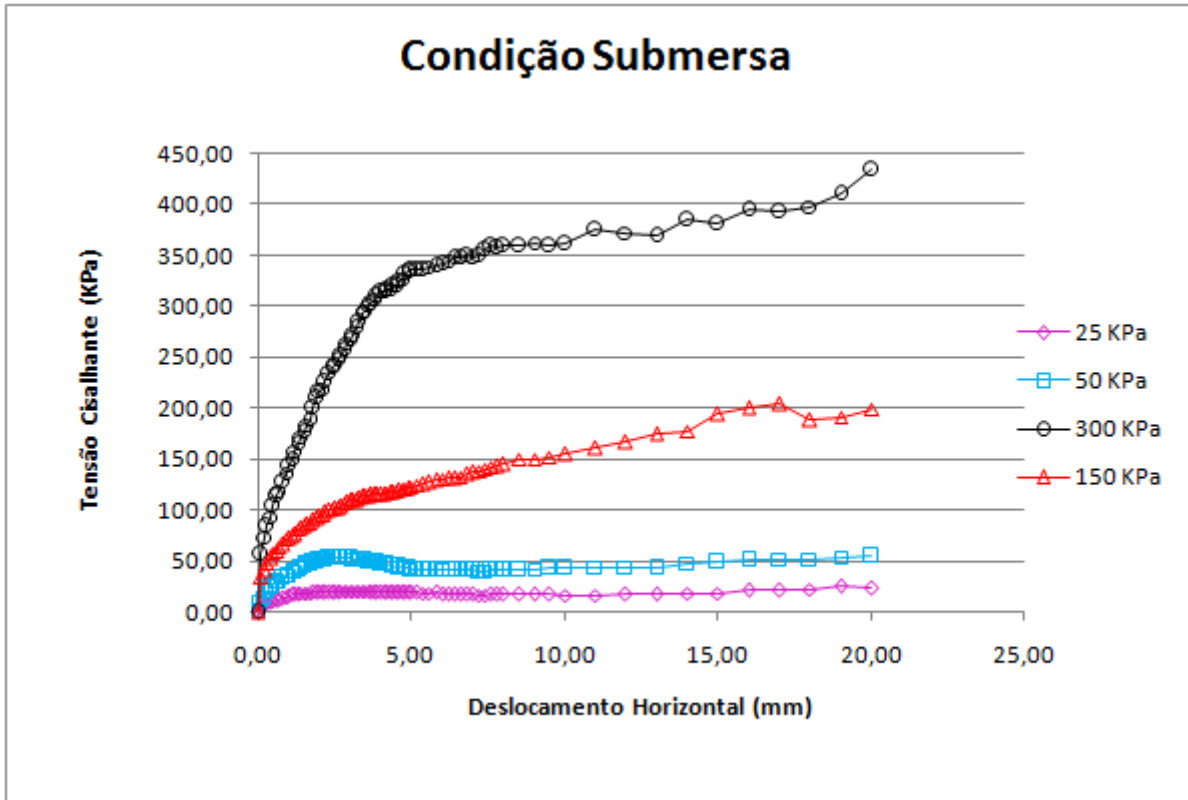


Figura 61 – Tensão Cisalhante (kPa) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição submersa.

Nas curvas Deslocamento Vertical *versus* Deslocamento Horizontal (Figura 62 a Figura 65), observa-se uma expansão do solo, tanto para os níveis mais baixos quanto para os níveis mais altos de tensão normal. Este comportamento é típico das areias densas.

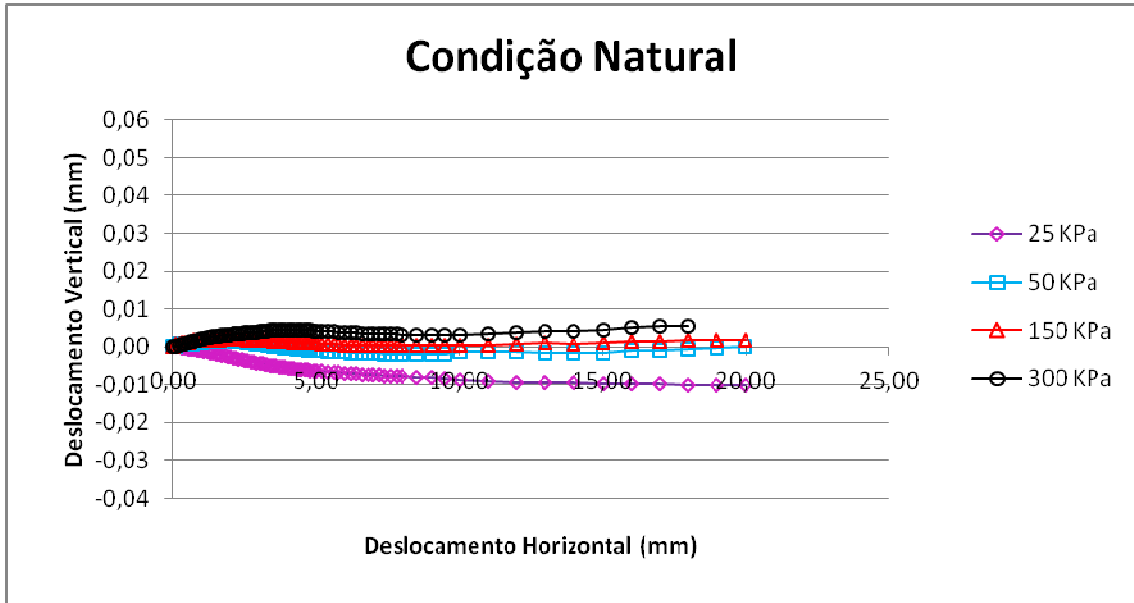


Figura 62 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição natural

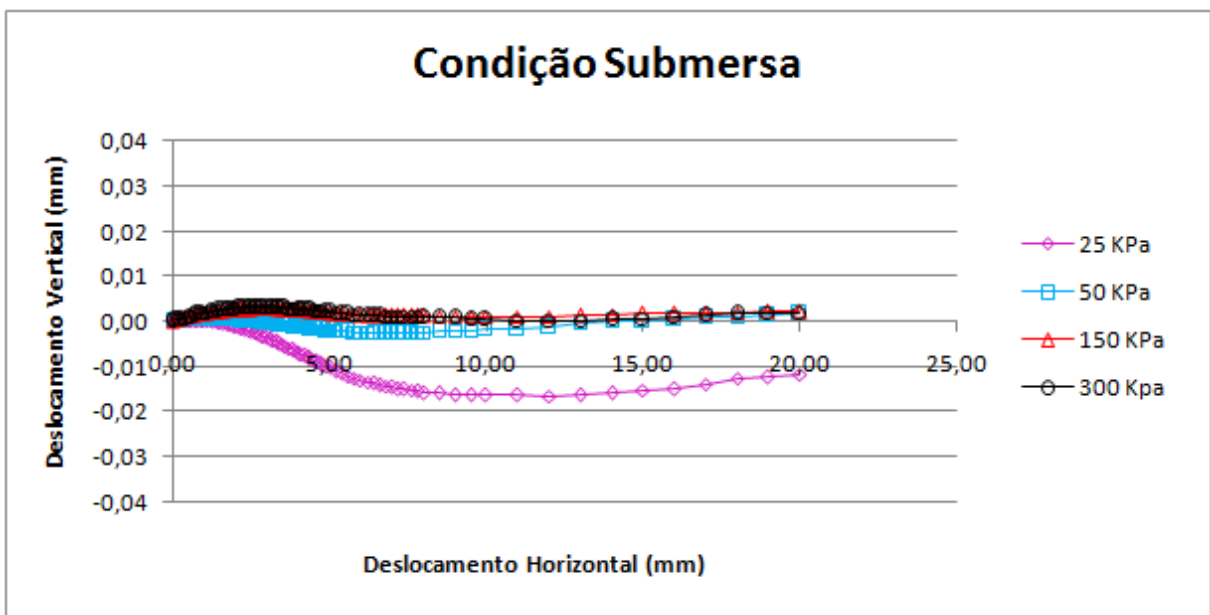


Figura 63 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 1 sob condição submersa.

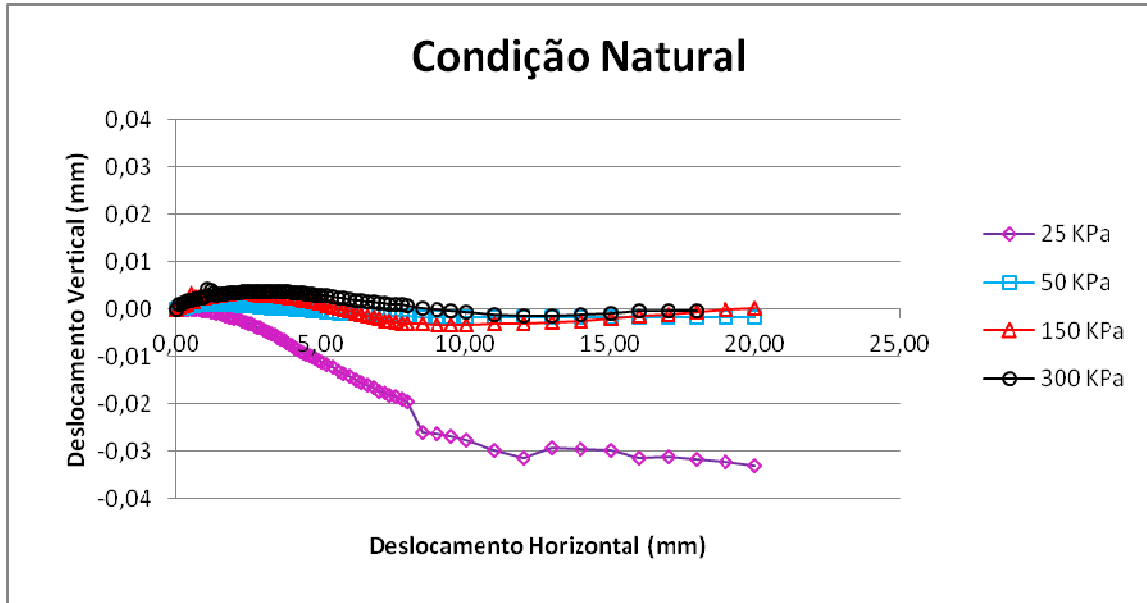


Figura 64 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição natural.

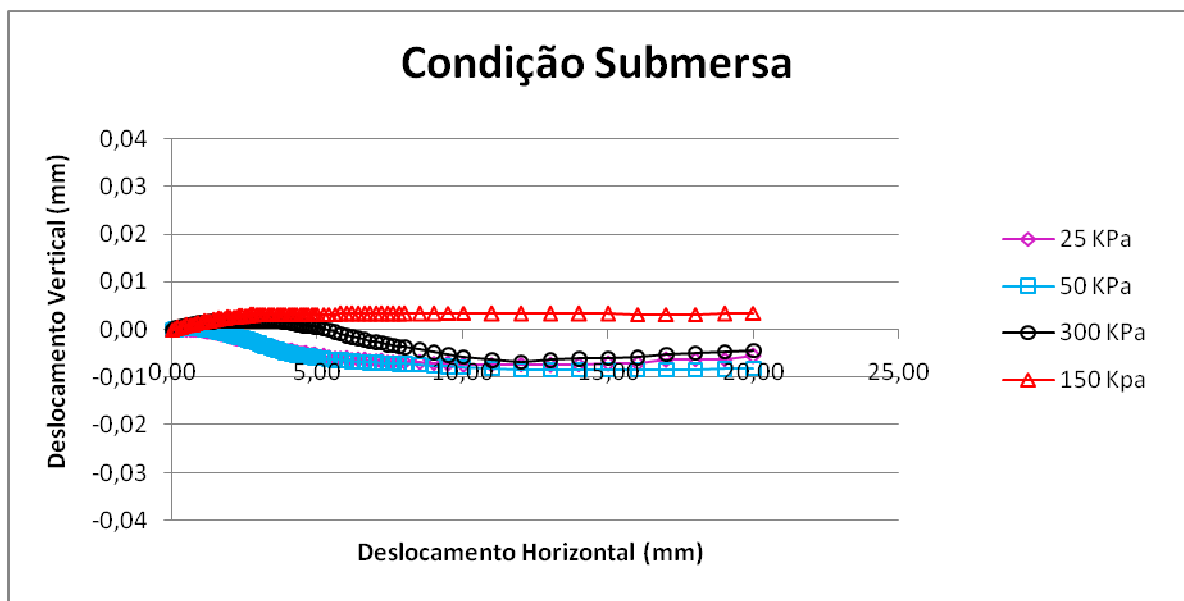


Figura 65 – Deslocamento Vertical (mm) x Deslocamento Horizontal (mm). Amostra 2 sob condição submersa.

A Figura 66 a Figura 69 apresentam as envoltórias de resistência obtidas nos diferentes ensaios. A Tabela 7 reúne os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios para a amostra 1 e amostra 2. Observa-se que, para a amostra 1 os resultados de ângulo de atrito obtidos para a condição natural como para a condição saturada foram de aproximadamente 46 graus. Já para a amostra 2 os valores de ângulo de atrito são da ordem de 52 graus na condição natural e saturada.

Estes valores de parâmetros de resistência são representativos de solos arenosos densos. Segundo Casagrande (1940), as areias densas tendem a dilataram durante o ensaio de cilhamento direto, e exibem um alto ângulo de atrito.

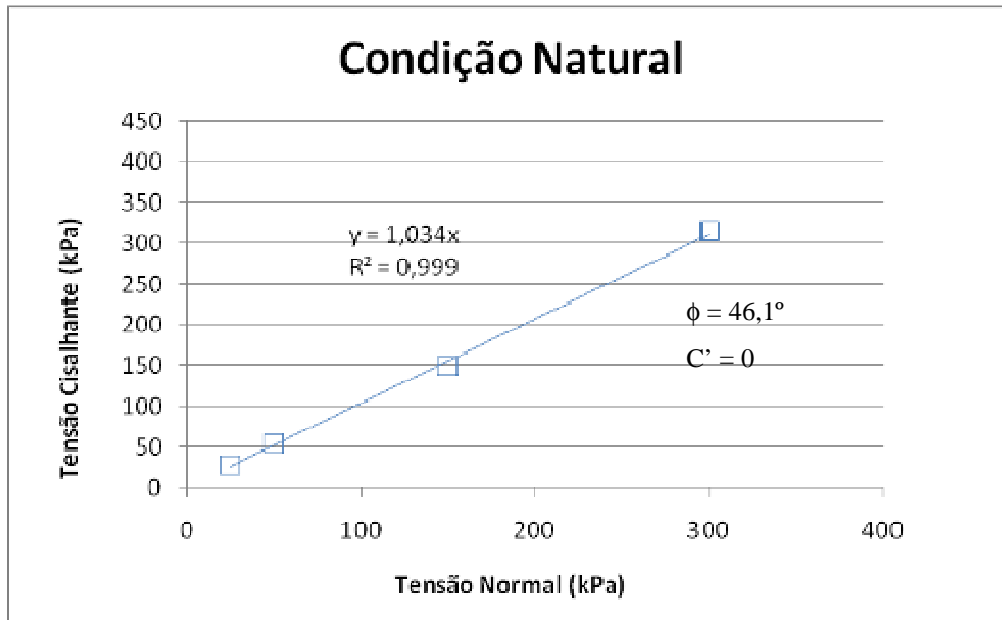


Figura 66 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob ondição natural.

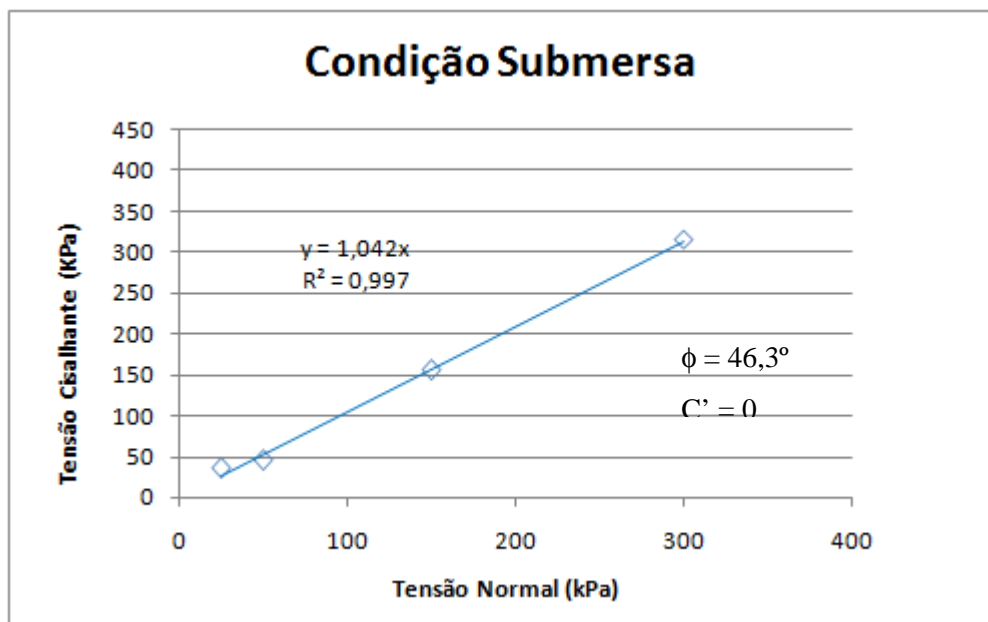


Figura 67 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 1 sob condição submersa.

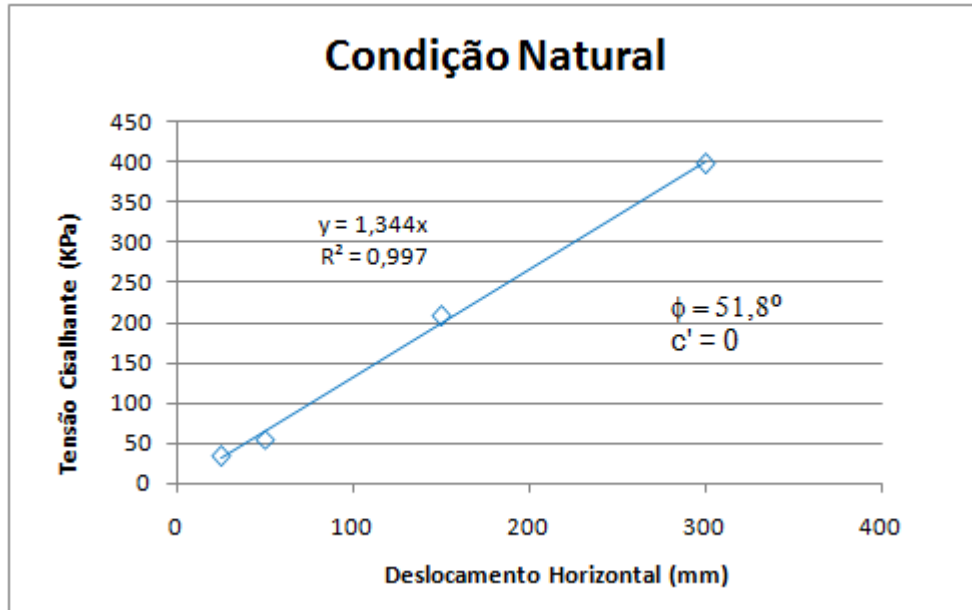


Figura 68 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 2 sob condição natural.

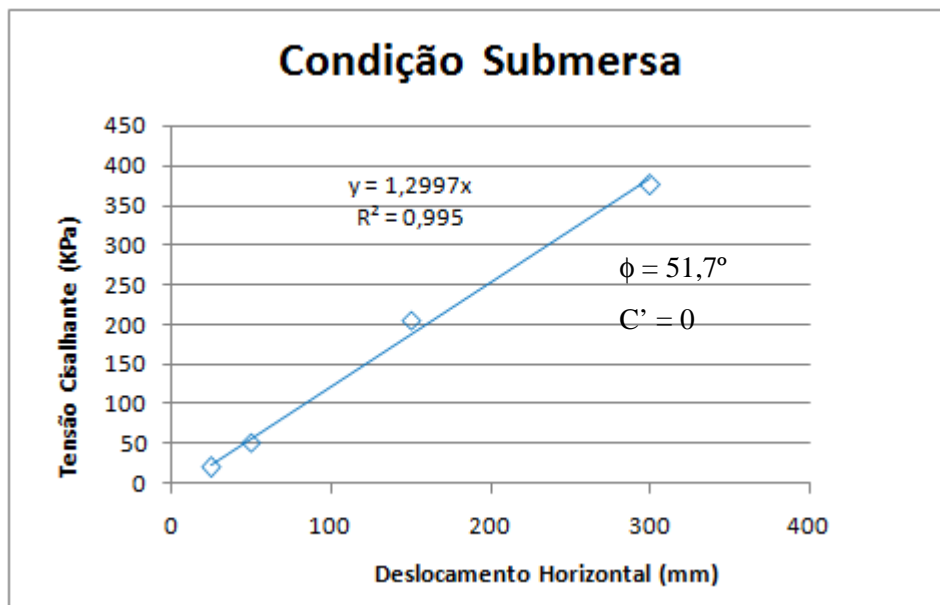


Figura 69 – Envoltória de resistência do solo: Amostra 2 sob condição saturada.

Tabela 7 - Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto

Amostras	Condição	c' (kPa)	ϕ' (°)
Amostra 1	Natural	0	46,09
	Saturado		46,32
Amostra 2	Natural		51,84
	Saturado		51,67

4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

O programa de instrumentação de campo constou de inclinômetros, piezômetros e indicadores de nível d'água. Os itens subsequentes apresentam uma breve descrição dos equipamentos, juntamente com as medidas de campo.

4.1 Inclinômetros

4.1.1 Descrição do Inclinômetro

O inclinômetro é um instrumento que serve para medir deslocamentos horizontais dentro da massa de solo. A possibilidade de aquisição de dados ao longo do tempo permite determinar a progressão dos movimentos e uma eventual superfície de ruptura.

O instrumento de campo é composto por uma haste cilíndrica que possui um sensor de inclinação embutido no seu interior. O instrumento também possui duas ou até quatro rodas distribuídas nas laterais. As rodas se encaixam nas ranhuras de um tubo que pode ser de alumínio ou plástico, com diâmetro da ordem de 80 mm, que fica enterrado no solo através de um furo com pelo menos 100 mm de diâmetro. Em intervalos de tempo constantes, é medida a inclinação do tubo, e calculado, a partir do ângulo de inclinação, o deslocamento horizontal. A Figura 70 e a Figura 71 apresentam, respectivamente, o princípio de operação do inclinômetro e a metodologia de cálculo dos deslocamentos horizontais.

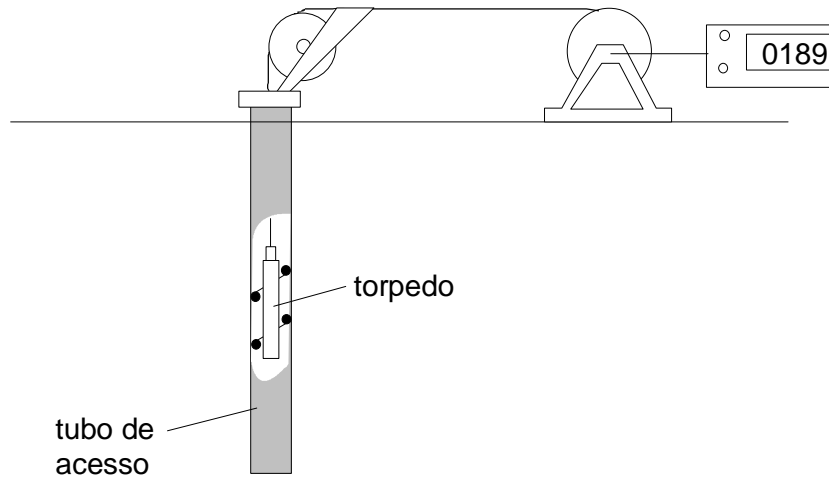


Figura 70 – Princípio de funcionamento do inclinômetro (GEORIO 1999).

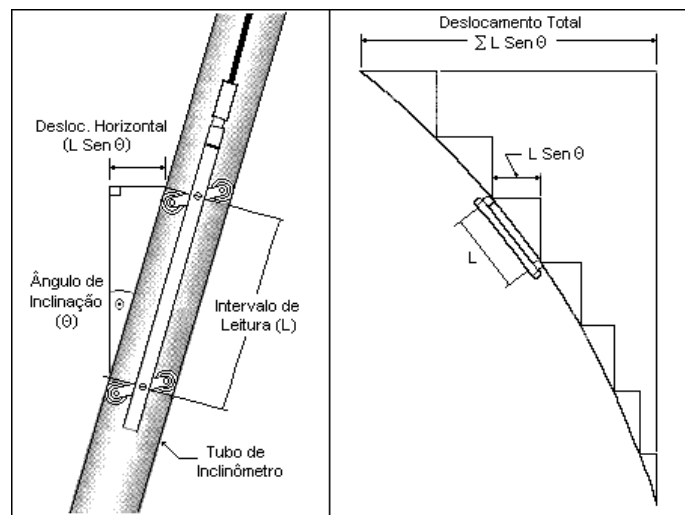


Figura 71 – Cálculo dos deslocamentos horizontais (SIEIRA 1998)

A instalação do tubo de acesso do inclinômetros resume-se basicamente em 4 fases (Figura 72):

Fase 1: Introdução do tubo de acesso no furo, mantendo o alinhamento das ranhuras conforme os eixos principais da obra;

Fase 2: Adição de mais segmentos de tubo, rebitando-os ou unindo-os de acordo com as recomendações do fabricante do tubo;

Fase 3 – Preenchimento total do espaço anelar entre o tubo e as paredes do furo com calda de cimento-bentonita na relação de 1:10 em volume;

Fase 4 – Instalação de uma caixa de proteção.

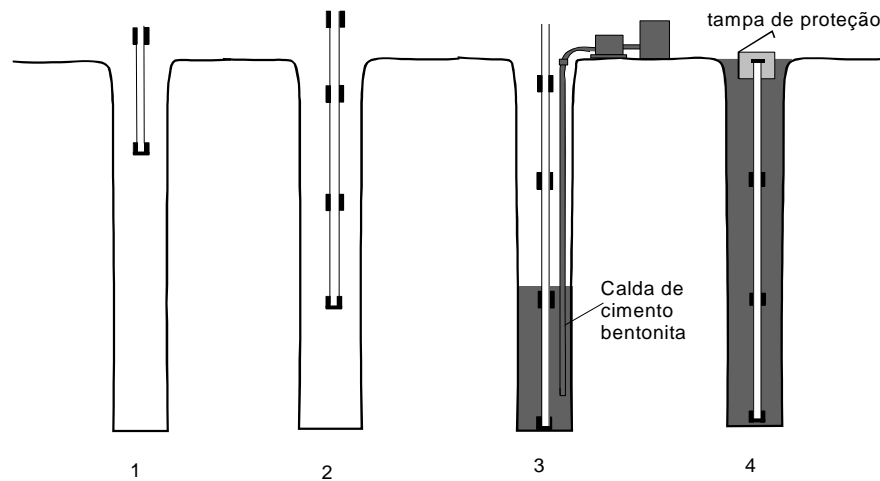


Figura 72 – Fase de Instalação do tubo de acesso (GEORIO 1999).

4.1.2 Locação dos Inclinômetros

Após a terraplenagem e retaludamento foram instalados 4 (quatro) inclinômetros na encosta para a medição de deslocamentos em profundidade, inclinômetros 2A, 2B, 3A e 3B, sendo que os inclinômetros 2A e 3A foram destruídos por deslocamentos sozinhos.

A Figura 73 mostra a localização de cada inclinômetro, onde observa-se que o eixo **A+** está direcionado perpendicularmente à Rodovia RJ-124 e o eixo **B+** direcionado paralelamente a mesma rodovia no sentido Rio de Janeiro.

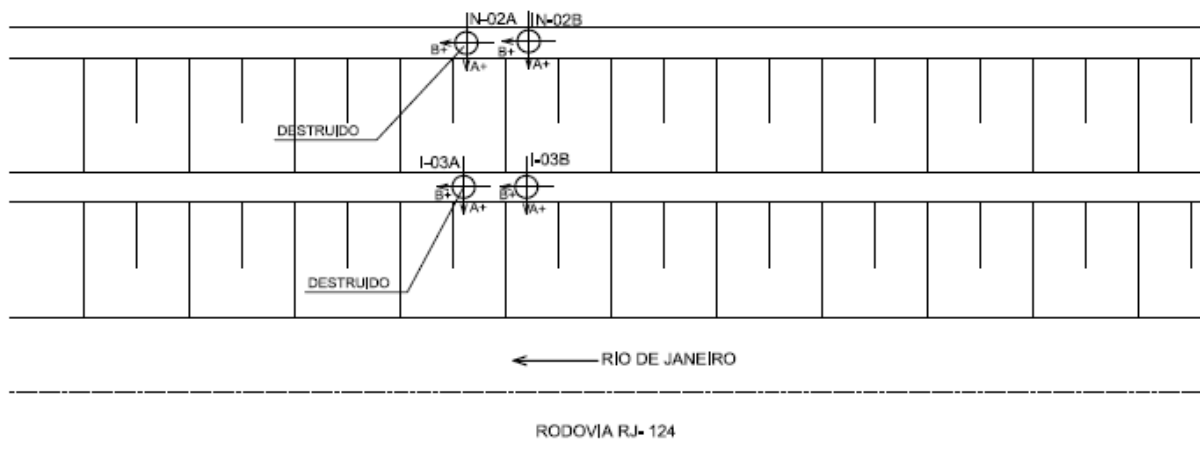


Figura 73 – Planta de localização dos inclinômetros.

4.1.3 Resultados da Inclínometria

Os resultados para o inclinômetro 2B estão apresentados nas Figura 74 e Figura 75, assim como a Figura 77 e Figura 78 mostram os resultados para o inclinômetro 3B.

No inclinômetro 2B são observados deslocamentos progressivos com o tempo, sendo atingidos valores máximos de 93,70 mm na leitura do dia 10 de outubro de 2012 na direção perpendicular a RJ-124 (Eixo A) e de 59,70 mm na direção paralela a RJ-124 (Eixo B), resultando em um deslocamento de 111,10 mm na direção oeste do talude. Após a data de 10 de outubro de 2012, as leituras continuaram, porém os deslocamentos apresentaram poucas variações.

No dia 05 de março de 2013, foram identificadas as leituras máximas ocorridas para o inclinômetro 3B, sendo os valores de 107,14 mm e 59,54 mm, respectivamente, nas direções perpendicular e paralela à Rodovia RJ-124. O deslocamento resultante no inclinômetro 3B é da ordem de 123 mm na direção oeste do talude em estudo.

Os deslocamentos em ambos os inclinômetros são aproximadamente constantes com a profundidade, apresentando um leve embarrigamento negativo entre as profundidades de 8 m a 13 m, e valores máximos entre as profundidades de 14 m a 15 m.

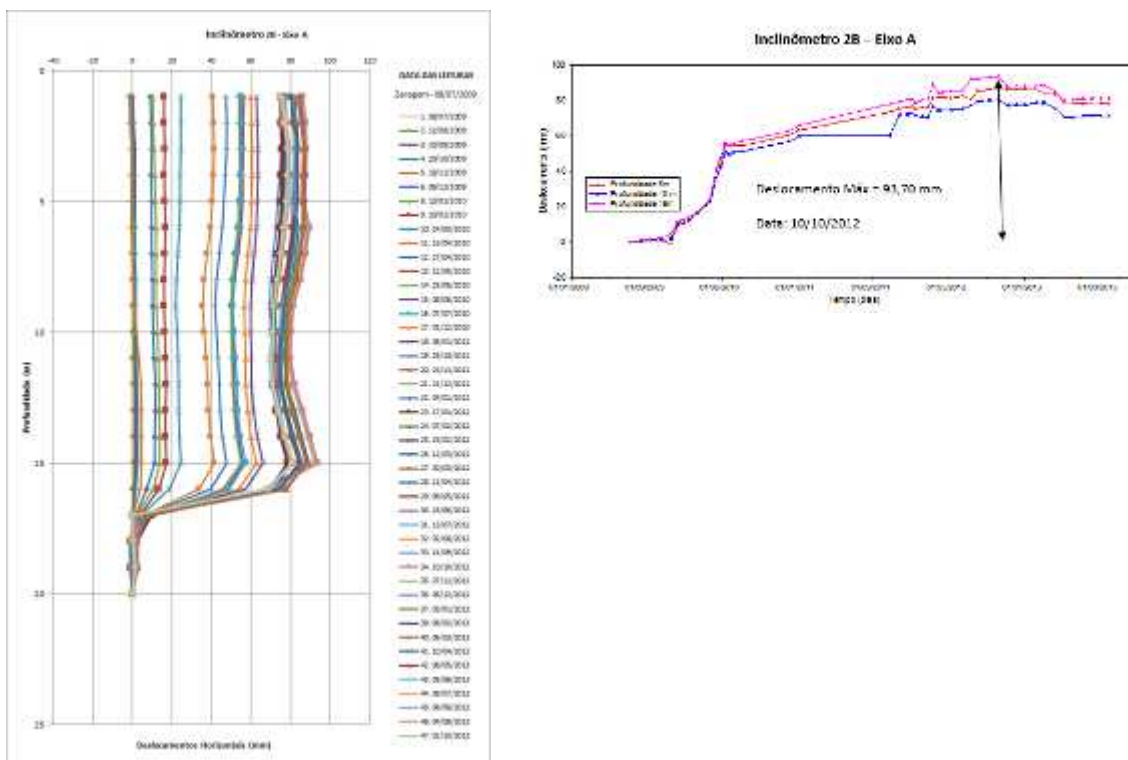


Figura 74– Resultados do inclinômetro 2B-EA: a) profundidade *versus* deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais *versus* tempo

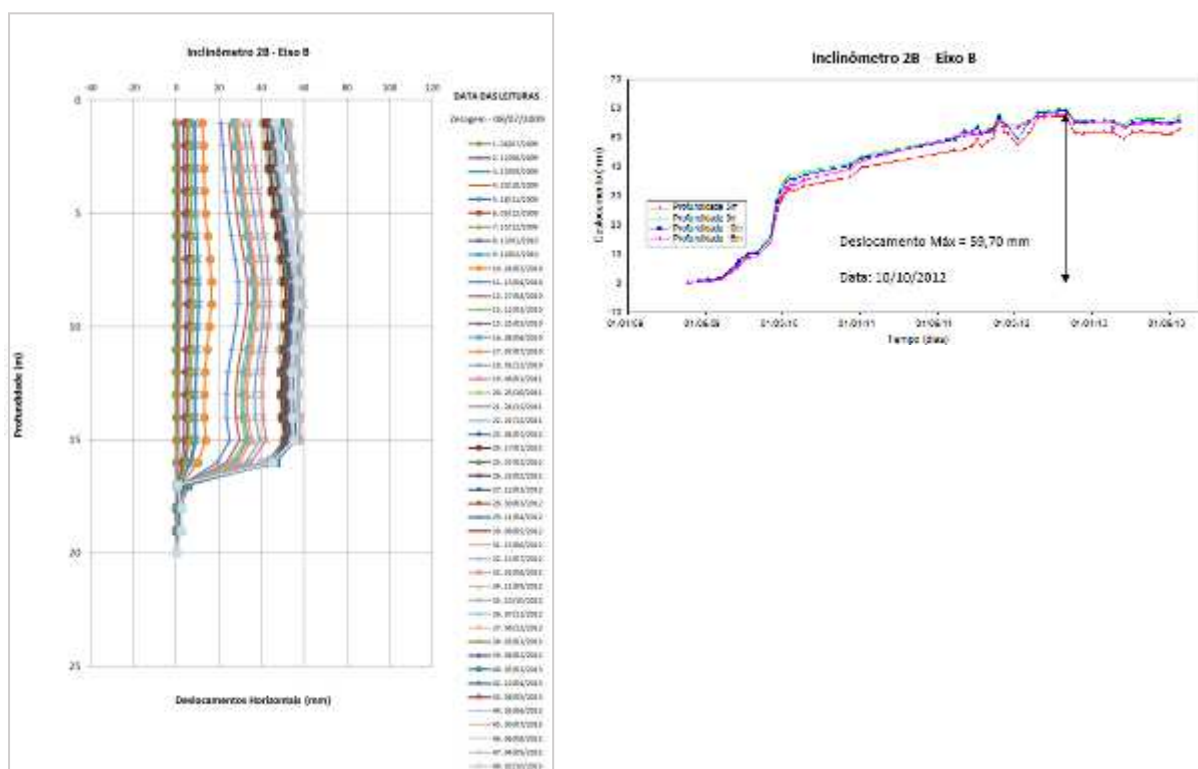
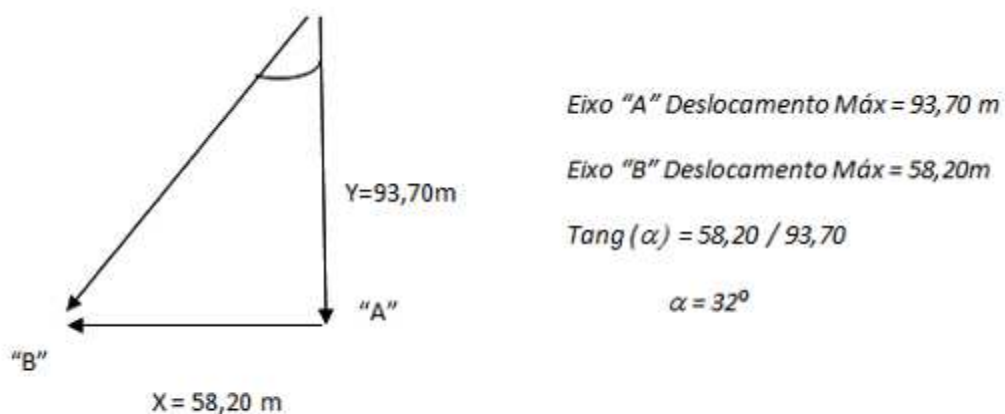


Figura 75 – Resultados do inclinômetro 2B-EB: a) profundidade *versus* deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais *versus* tempo



Direção dos deslocamentos do Inclinômetro I-2B $\alpha = 32^\circ$ SW

Figura 76 – Direção dos deslocamentos do inclinômetro 2B

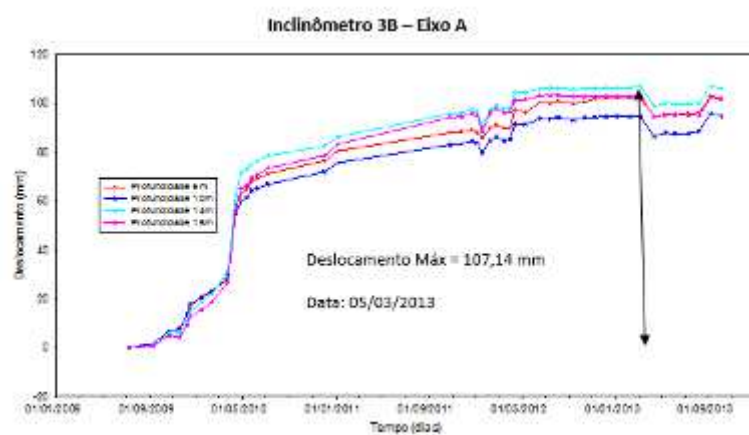
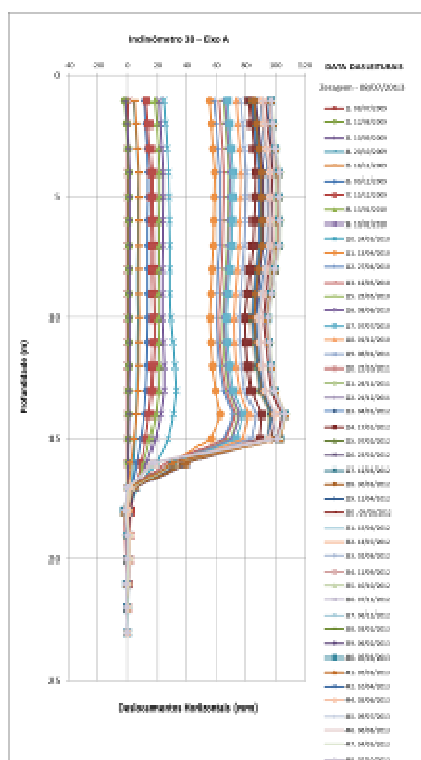


Figura 77 – Resultados do inclinômetro 3B-EA: a) profundidade versus deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais versus tempo

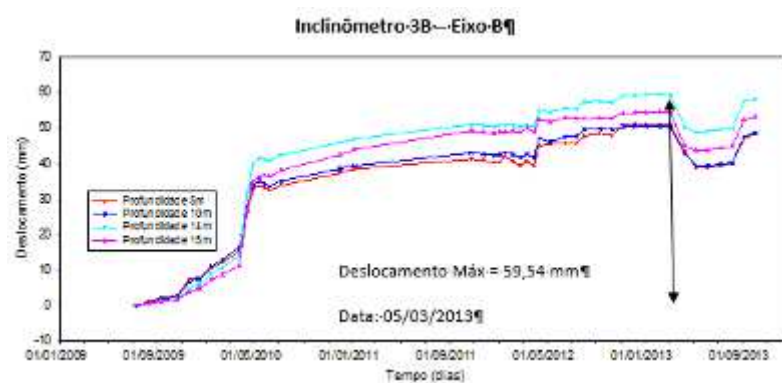
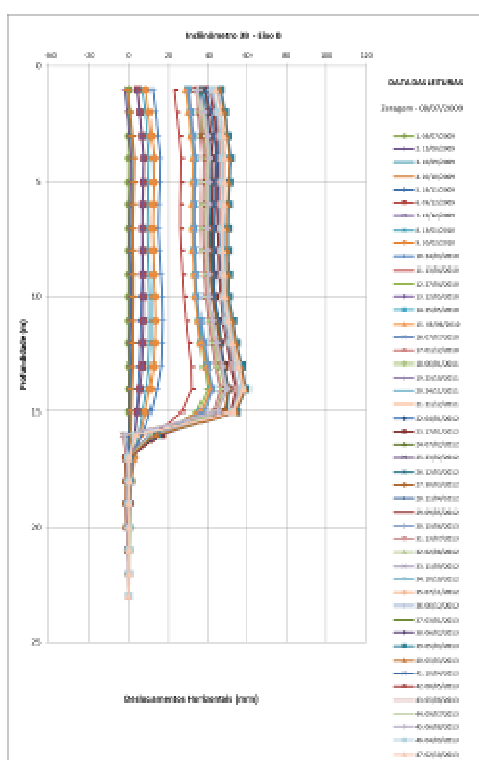
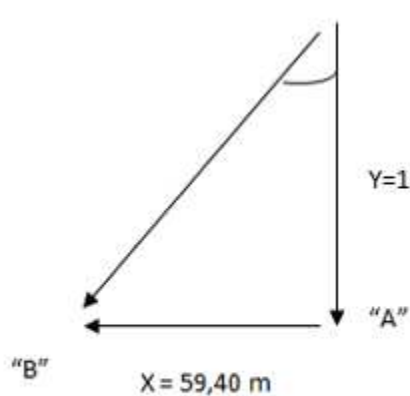


Figura 78 – Resultados do inclinômetro 3B-EB: a) profundidade versus deslocamentos horizontais; b) deslocamentos horizontais versus tempo



Eixo "A" deslocamento Máx = 107,14m

Eixo "B" deslocamento Máx = 59,40 m

$Tang(\alpha) = 107,14 / 59,40$

$\alpha = 61^\circ$

Direção dos deslocamentos do Inclinômetro I-3B $\alpha = 61^\circ$ SW

Figura 79 – Direção dos deslocamentos do inclinômetro 3B

4.2 Piezômetros e Indicadores de Nível D'água

4.2.1 Descrição dos Instrumentos

O piezômetro é um instrumento que serve para monitoramento de poropressões. Existem, no mercado, diversos tipos de piezômetros, como o de corda vibrante, o piezômetro Casagrande, o piezômetro pneumático, o piezômetro elétrico e o piezômetro hidráulico (ORTIGÃO et al, 1983).

O piezômetro utilizado na obra em estudo foi o piezômetro Casagrande. O equipamento consta de um tubo vertical ligado a uma ponta porosa por onde a água pode entrar e sair livremente. Através da altura de coluna d'água no tubo, a poropressão é medida.

Esta leitura da poropressão é feita através de um instrumento indicador de nível d'água, que consiste em um torpedo que contém uma chave elétrica, um fio graduado e um carretel. Quando o torpedo atinge a água do tubo de acesso, fecha-se um circuito elétrico que toca uma buzina no carretel, determinando-se, assim, a profundidade do nível d'água no tubo. A Figura 80 apresenta um esquema do piezômetro Casagrande.

A instalação do piezômetro resume-se basicamente em 5 fases (Figura 81):

Fase 1: Execução de um furo por percussão ou rotativa, com um diâmetro de 75 mm a 100 mm. Nesta fase, não se utiliza lama de perfuração uma vez que a mesma pode impermeabilizar a parede do furo e, assim, prejudicar o funcionamento da instrumentação;

Fase 2: Execução de um bulbo, com areia grossa e lavada, com altura de 1,0 m;

Fase 3: Execução de um selo impermeável com bolas de bentonita, com altura mínima de 0,5 m;

Fase 4: Preenchimento do furo com calda de cimento até a superfície;

Fase 5: Execução de uma caixa de proteção.

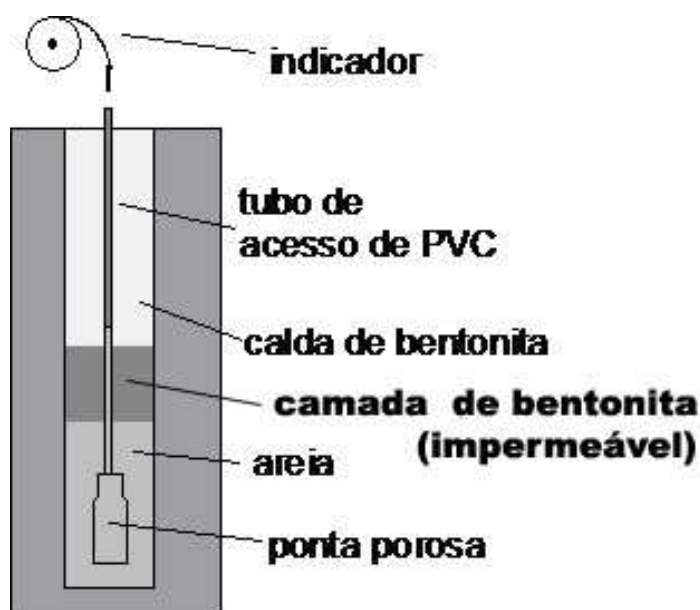


Figura 80 – Esquema do Piezômetro Casagrande (GEORIO,1999)

Como principais vantagens do piezômetro tipo Casagrande, citam-se: simplicidade, baixo custo, confiabilidade e auto-desaeração, que ocorre quando bolhas de ar podem escapar pelo tubo de acesso desde que o mesmo apresente diâmetro igual ou superior a 12 mm.

Como principal desvantagem, destaca-se o alto tempo de resposta se instalado em solos de baixa permeabilidade.

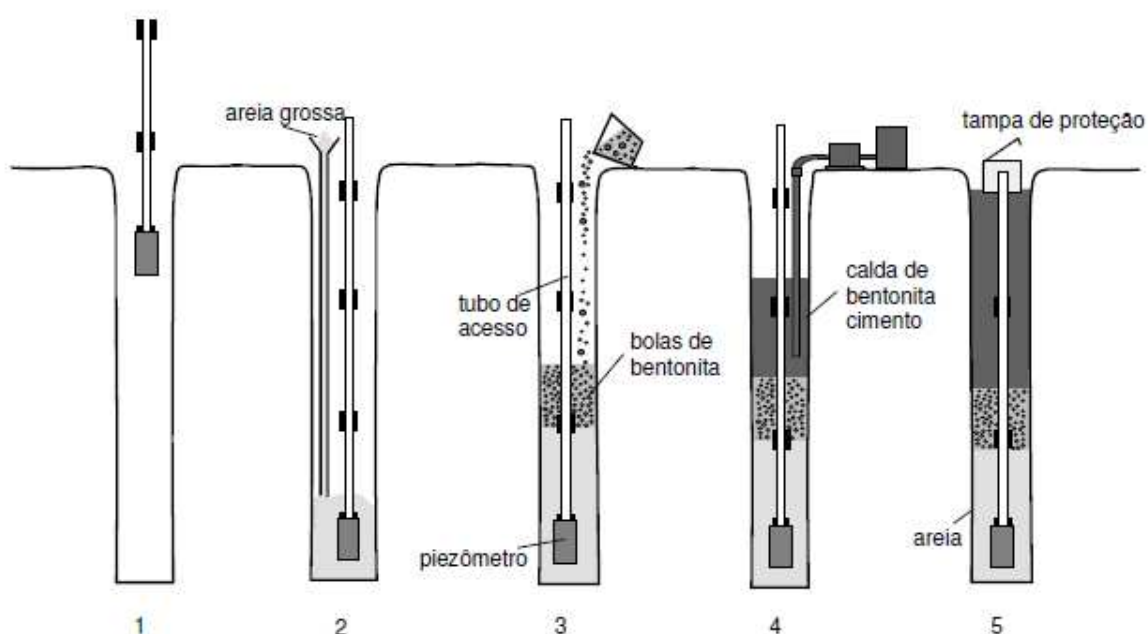


Figura 81 – Fases de instalação de um piezômetro Casagrande (GEORIO, 1999)

O Indicador de nível d'água (INA) é uma variação do piezômetro Casagrande, e serve para medir a posição do nível d'água. O equipamento tem o mesmo princípio de funcionamento do piezômetro, mas com um bulbo de maior comprimento, situado na região de variação do nível d'água (Figura 82).

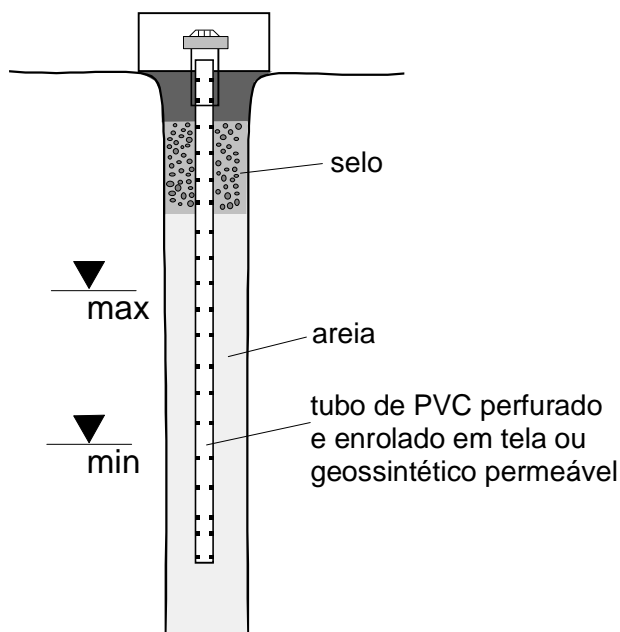


Figura 82 – Indicador de Nível d'água (GEORIO 1999)

4.2.2 Instrumentos instalados: Piezômetros e INAs

Quatros piezômetros (PZ) e quatros indicadores de nível d'água (INA) foram instalados ao longo da encosta com o objetivo de observar a posição do nível d'água e as suas possíveis variações.

Leituras foram feitas nos INAs identificados como INA-01 e INA-02 somente no período de 24 de novembro de 2011 a 08 de maio de 2013.

No período de 06 de agosto a 02 de outubro de 2013, leituras foram realizadas para o INA-03 e INA-04 e para os piezômetros instalados (PZ-01, PZ-02, PZ-03 e PZ-04).

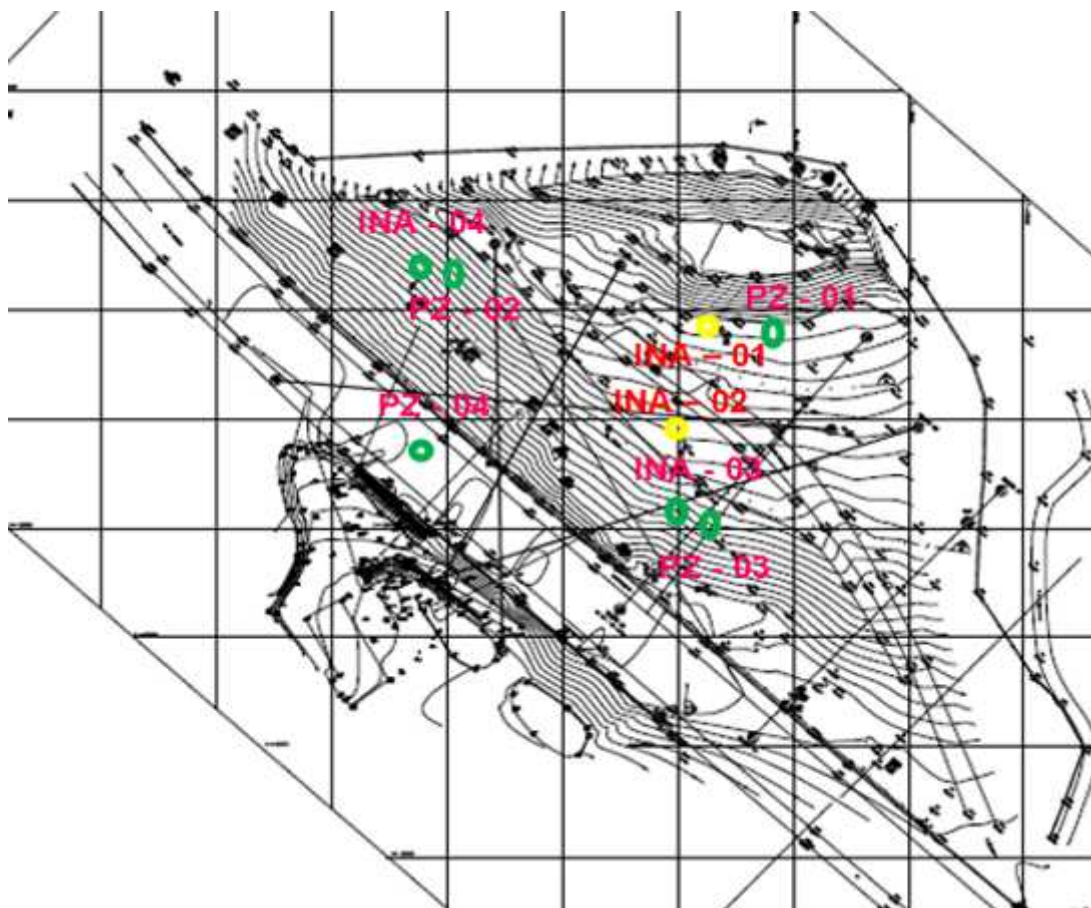


Figura 83 – Localização da Instrumentação, Piezômetros e INA's

4.2.3 Resultados dos Piezômetros e INAs

Os resultados observados para os INA-01, INA-03 e INA-04 como para todos os piezômetros não apresentaram variações significativas na profundidade do nível d'água (Figura 84 e Figura 85).

Entretanto, na observação dos resultados para o INA-02, foi identificada uma elevação do nível d'água de aproximadamente 2,0 m, entre o início de fevereiro de 2012 e o final de março de 2012, e que no início de março ao início de maio de 2013 o lençol freático teve elevação de 2,5 m.

Desta forma, pode-se notar que nos primeiros meses do ano, há uma incidência na elevação do lençol freático no talude estudado, coincidindo com as épocas mais chuvosas da região.

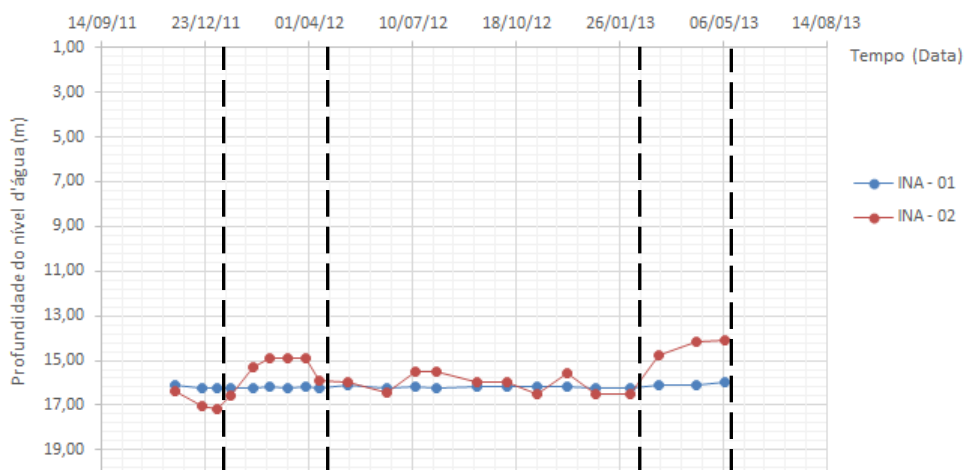


Figura 84 – Resultado das leituras do INA-01 e INA-02.

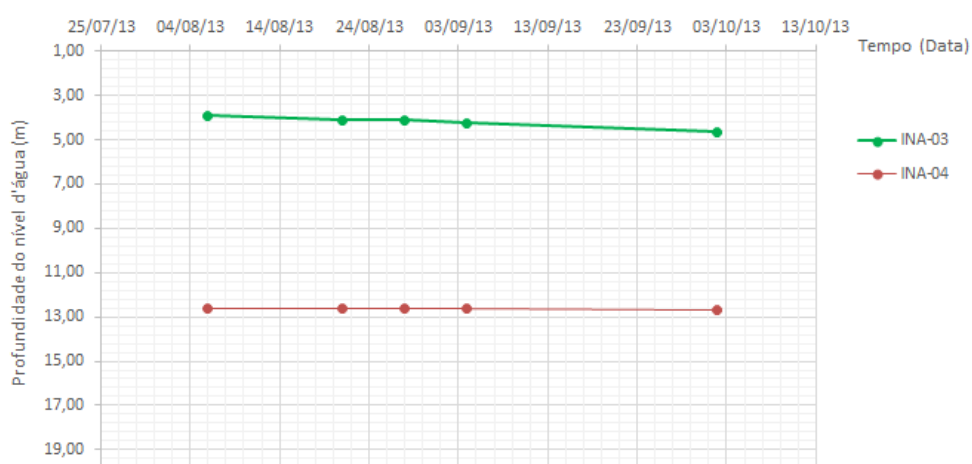


Figura 85 – Resultado das leituras do INA-03 e INA-04.

Com relação aos piezômetros PZ-01 a PZ-04, não foram observadas variações significativas de nível freático (Figura 86).

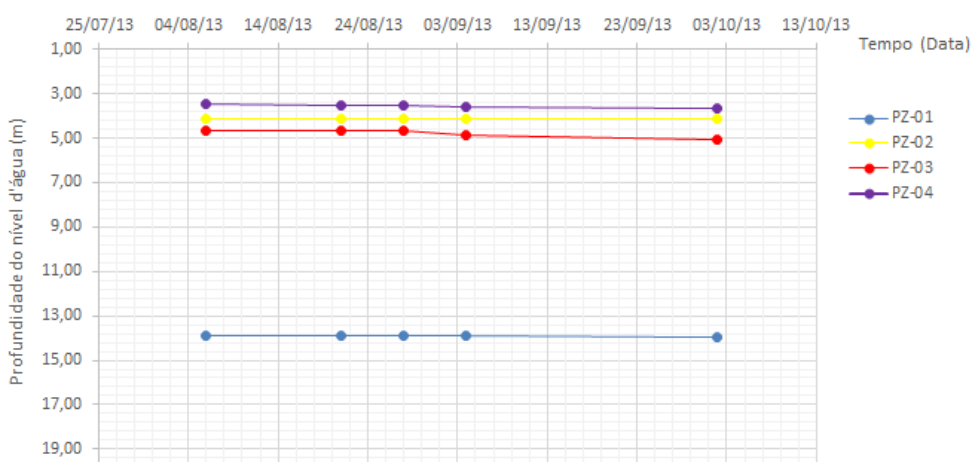


Figura 86 – Resultado das leituras dos Piezômetros.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

O presente capítulo apresenta as análises numéricas executadas para a previsão do comportamento do talude em estudo. As análises tiveram dois objetivos principais:

1. Prever as deformações do talude decorrentes de variações bruscas do nível d'água;
2. Obter o fator de segurança do talude em duas situações distintas de nível d'água, determinadas na instrumentação de campo (piezômetros e indicadores de NA).

As análises foram executadas com o programa Plaxis, de elementos finitos, desenvolvido especificamente para análise de problemas de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Os itens subsequentes apresentam uma breve descrição da ferramenta computacional, a metodologia de análise, e os resultados obtidos.

5.1 Ferramenta Computacional: Plaxis

Atualmente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido utilizado com frequência na prática da Engenharia Geotécnica, tendo em vista sua capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporar diferentes etapas construtivas e adotar modelos constitutivos diversos. BATHE (1982) descreve os fundamentos da teoria de elementos finitos. POTTS e ZDRAVKOVIC (1999) apresentam aplicações do método dos elementos finitos em análises de problemas geotécnicos.

Na presente dissertação, não serão abordados os aspectos relativos à teoria de elementos finitos, uma vez que o foco do trabalho foi a utilização de um programa comercial para previsão do comportamento do talude localizado no km 15+700 m da Via Lagos decorrente de uma variação brusca do nível d'água. Adicionalmente, o programa também será adotado para análise da estabilidade atual do talude pelo método dos elementos finitos. Este programa já foi testado e validado, não sendo necessária a implementação de sub-rotinas de cálculo.

No Plaxis, os materiais são representados por elementos ou zonas, de tal forma que a malha gerada pode se adequar perfeitamente aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo (BRINKGREVE, 2002).

O programa Plaxis funciona em ambiente Windows, com uma interface bastante amigável com o usuário. A estrutura computacional do programa é dividida em 4 sub-programas: *input*, *calculation*, *output*, e *curves*.

O primeiro sub-programa consiste em uma sub-rotina de entrada de dados (*input*). Nesta etapa, são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno. Define-se, também, o tipo de problema, que pode ser:

- Axissimétrico, quando apresenta um eixo de simetria axial;
- Estado plano de deformação, quando a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior às demais.

Problemas de deformação plana são muito utilizados em análises de obras geotécnicas, como taludes, túneis, barragens, fundações corridas, etc. Fisicamente, tal estado ocorre em estruturas longas com carregamento uniforme ao longo da maior dimensão.

As condições de contorno do problema podem ser definidas através de forças ou deslocamentos prescritos. O programa permite a adoção de carregamentos distribuídos, em linha e pontuais, e a prescrição de deslocamentos nulos ou não.

Definidas a geometria, as condições de contorno e as propriedades dos materiais, procede-se à geração da malha de elementos finitos.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa com elementos de 6 ou 15 nós. Os elementos de 6 nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Neste caso, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). No caso de elementos de 15 nós, a interpolação é de quarta ordem, e a integração envolve 12 pontos de tensão (Brinkgreve, 2002). A malha pode ser refinada global ou localmente de acordo com as necessidades do problema.

Após a geração da malha, são definidas as condições iniciais do problema, levando-se em consideração, ou não, a presença de água. Nesta etapa, podem ser definidas superfícies impermeáveis.

O segundo sub-programa (*Calculation*) permite a realização de uma série de cálculos de elementos finitos, sendo as análises de deformações diferenciadas em: *Plastic* (carregamento plástico), *Consolidation* (adensamento), e *Phi-c Reduction* (determinação do fator de segurança).

Nesta etapa, o programa permite incorporar as oscilações do nível d'água e determina as deformações correspondentes, como será detalhado nos itens subsequentes.

Na determinação do fator de segurança, o programa compara a resistência ao cisalhamento do solo com as tensões cisalhantes mobilizadas em um dado ponto da massa de solo.

Por definição, o fator de segurança (FS) é o fator pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos de tal forma a tornar o talude instável. Na opção de cálculo *Phi-c Reduction*, os parâmetros de resistência $\tan\phi$ e c são sucessivamente reduzidos até que a ruptura ocorra. O multiplicador ΣM_{sf} representa o fator de segurança do talude:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (2)$$

Onde:

ϕ_{input} = ângulo de atrito do solo;

$\phi_{reduced}$ = ângulo de atrito reduzido do solo, que causa ruptura do talude;

c_{input} = intercepto coesivo do solo;

$c_{reduced}$ = intercepto coesivo reduzido do solo, que causa ruptura do talude.

No terceiro sub-programa (*Output*), o usuário obtém os resultados, e a malha deformada. Podem ser avaliadas as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos, e os pontos de plastificação.

Os resultados podem ser visualizados a partir da interface gráfica, ou em forma de tabelas. Cabe ressaltar que a convenção de sinais utilizada no programa

Plaxis é diferente da usual em Geotecnia, considerando as tensões de tração positivas.

Finalmente, o quarto sub-programa (*Curves*) permite a geração de curvas de tensão vs deformação, força vs deslocamento e trajetórias de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na fase de cálculo. A geração das curvas pode ser executada para diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos em um mesmo gráfico, facilitando a interpretação.

O programa Plaxis possui 6 modelos constitutivos que governam o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico: Linear Elástico, Mohr-Coulomb, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

Face ao tipo de problema analisado na presente dissertação e aos parâmetros geotécnicos disponíveis, optou-se pela adoção do modelo *Mohr-Coulomb* para a representação dos materiais.

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb integra a categoria dos modelos elastoplásticos. O princípio básico da elastoplasticidade define que as deformações são decompostas em duas parcelas: elástica e plástica. No comportamento elástico, as deformações são recuperadas, ou seja, são reversíveis, enquanto a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis.

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim designado, devido à hipótese de que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr-Coulomb; ou seja, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas (BRINKGREVE, 2002).

Para a representação de um material a partir do modelo de Mohr Coulomb, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros: γ_{sat} (peso específico saturado), γ_d (peso específico seco), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), k_x (permeabilidade horizontal), k_y (permeabilidade vertical), E (módulo de deformabilidade) e ν (coeficiente de Poisson).

Detalhes sobre os demais modelos constitutivos disponibilizados pelo programa Plaxis podem ser obtidos em (BRINKGREVE 2002).

5.2 Metodologia de Análise

Inicialmente, foi estabelecida uma geometria típica com base nas sondagens executadas e apresentadas no Capítulo 4 (Figura 32). Nesta geometria, observa-se a presença da camada de solo de alteração a uma profundidade de 15,0 m. A Figura 87 apresenta a geometria adotada nas análises numéricas e a Figura 88 apresenta a malha de elementos finitos gerada automaticamente pelo programa, que é composta por 3800 elementos triangulares e 31043 nós.

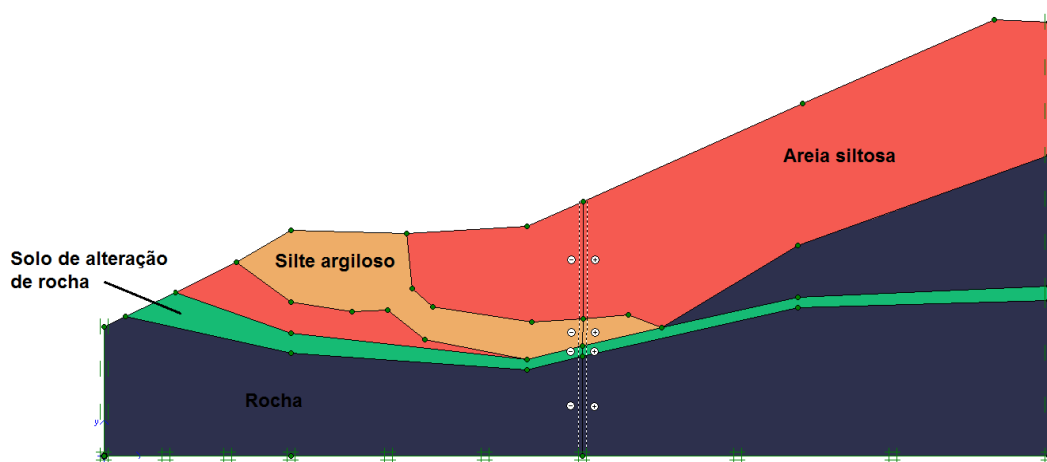


Figura 87 – Geometria adotada nas análises numéricas.

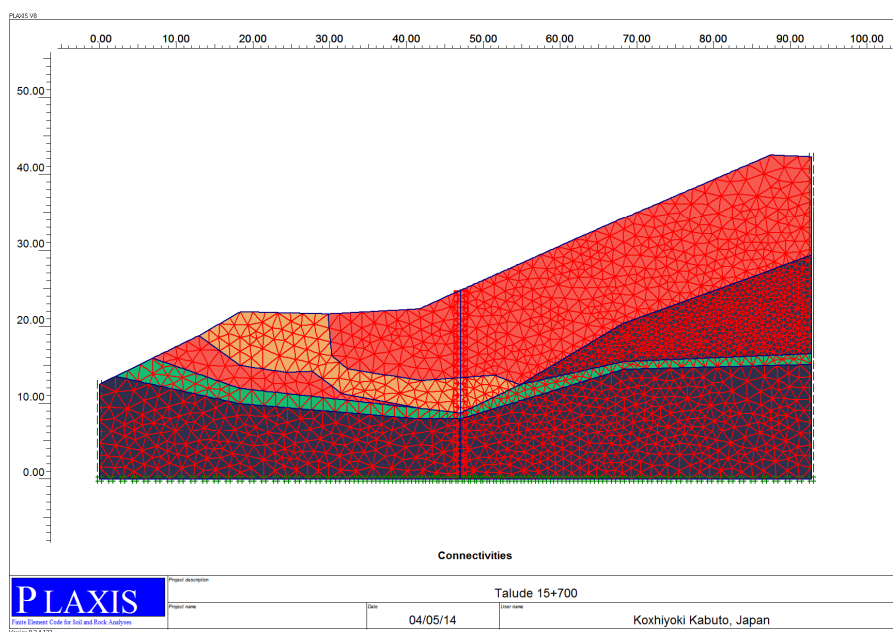


Figura 88 – Malha de elementos finitos.

5.3 Parâmetros Geotécnicos

Um aspecto importante na modelagem numérica é a adoção de parâmetros geotécnicos representativos dos materiais envolvidos. Na presente dissertação, foram executados ensaios de caracterização e resistência em amostras retiradas a uma profundidade de 15,0 m, que corresponde ao solo de alteração de rocha (arenoso).

A Tabela 8 reúne os parâmetros geotécnicos adotados nas análises numéricas. Ressalta-se que o programa Plaxis também necessita do módulo de deformabilidade (E) do solo para as análises do comportamento tensão-deformação. Este parâmetro foi definido com base nos valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens (SCHNAID, 2000), e em formulações empíricas da literatura.

Para solos arenosos, CLAYTON (1986) sugere a expressão:

$$\frac{E}{N_{60}} = 3,4 \quad (3)$$

Onde:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot 0,66}{0,60} \quad (4)$$

Para solos argilosos, STROUD e BUTLER (1975) sugerem a expressão:

$$\frac{E}{N_{60}} = 2\text{MPa} \quad (5)$$

Tabela 8 - Parâmetros Geotécnicos Adotados nas Análises Numéricas

Solo	Metodologia	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
Areia siltosa	Correlação com N_{SPT}	16	19	0	32	59,8
Silte argiloso		19	17	30	17	41,8
Solo de alteração	Ensaio de laboratório	-	15	15	46	120,0 (Correlações)
Rocha Sã	Literatura (TEXEIRA, 2009)	-	22	200	50	40000,0

Na ausência de ensaios para os demais materiais, os parâmetros de caracterização (peso específico) e resistência (c' e ϕ') foram definidos com base em faixas de valores disponíveis na literatura em função do valor de N_{SPT} . (Tabela 9 e Tabela 10).

Tabela 9 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos com base no valor de N_{SPT} (LIMA, 1979).

	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Areia e Silte Arenoso	< 4	16	25 - 30	0
	4 - 10	18	30 - 35	0
	10 - 30	19	35 - 40	0
	30 - 50	20	40 - 45	0
	> 50	> 20	> 45	0

Tabela 10 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos do Gnaisse (TEXEIRA, 2008).

	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	UCS (MPa)
Gnaisse		26 - 27	30 - 40	150 - 400

5.4 Condições de Análise das Deformações

As análises numéricas admitiram como condição inicial, o nível d'água apresentado na Figura 89. Os resultados fornecidos pelos INAs e PZs mostram que esta condição inicial se mantém constante durante praticamente todo o ano.

Como comentado no Capítulo 5, o medidor de nível d'água INA - 02 apresenta uma variação de 2,0 m no ano de 2012, em uma periodicidade de dois meses.

Desta forma, optou-se, no presente trabalho, pela reprodução da elevação de nível d'água de 2,0 m em um período de 60 dias, de forma a prever numericamente as deformações do talude no ano de 2012, e o respectivo fator de segurança.

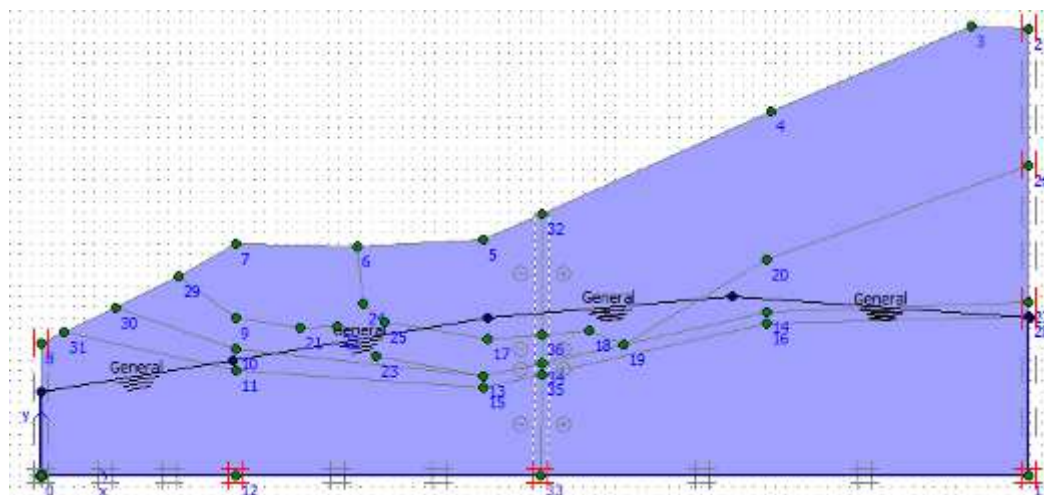


Figura 89 – Nível do lençol freático inicial definido com base nas sondagens.

5.4.1 Reprodução da oscilação de NA ocorrida em 2012

A Figura 90 apresenta a distribuição dos deslocamentos horizontais no talude, após a reprodução da oscilação do NA. Observam-se valores máximos de deslocamentos de 14,18 mm no topo do talude.

No local onde foi instalado o inclinômetro 2B, o valor máximo de deslocamento horizontal foi da ordem de 9,17 mm, como indica a Figura 91. Os valores previstos numericamente foram confrontados com os resultados da instrumentação de campo, de forma a avaliar se o programa computacional é capaz de prever as deformações decorrentes de oscilações de NA. Os resultados, apresentados na Figura 92, mostram uma coerência entre os valores previstos numericamente e as medidas de deslocamentos horizontais de Abril de 2012.

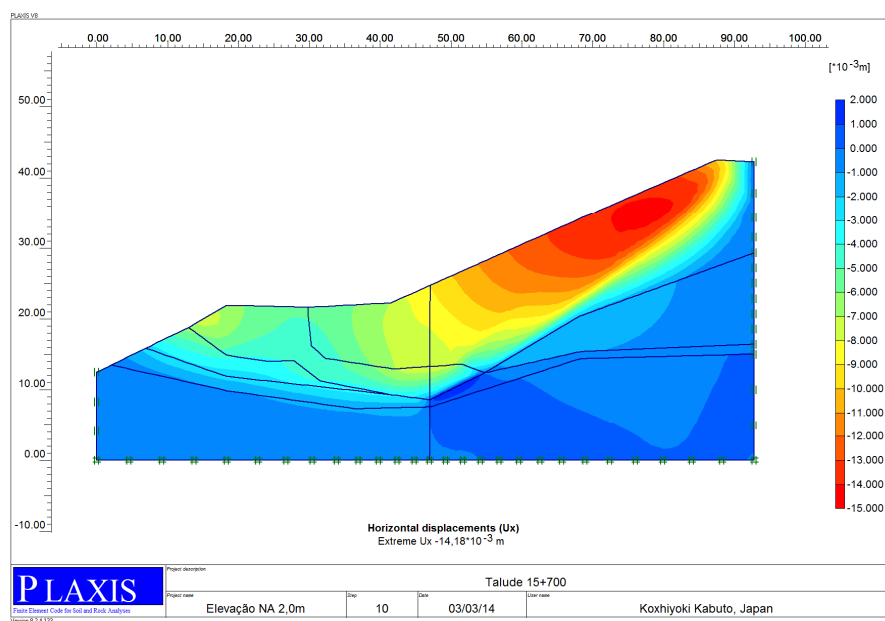


Figura 90 – Deslocamentos horizontais previstos para elevação de NA = 2,0 m.



Figura 91 – Distribuição dos deslocamentos horizontais com a profundidade
($D_{h_{máx}}$ = 9,17 mm).

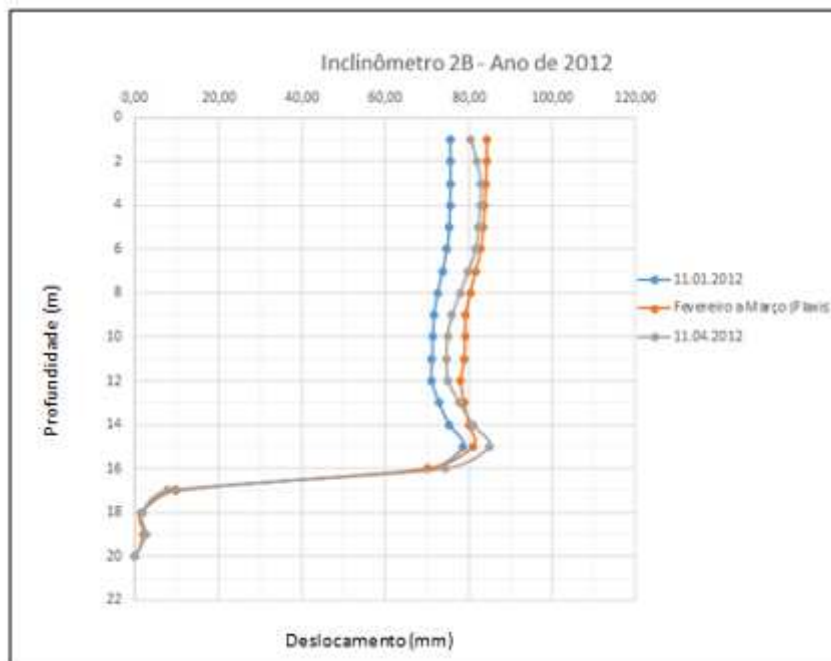


Figura 92 – Confronto entre as previsões numéricas (Plaxis) e os resultados do Inclínômetro 2B (Elevação do NA = 2,0 m)

5.5 Retroanálise da Movimentação

A NBR 11.682/91 determina o uso da retroanálise para o estudo de estabilização em locais onde já ocorreram a instabilidade. Assim, o presente estudo tem como objetivo a determinação dos fatores que conduziram à redução das tensões resistentes do talude e/ou o aumento das tensões cisalhantes e, conseqüentemente, sua ruptura.

Para as análises realizadas no presente trabalho tomou-se como base a seção crítica “BB” da Figura 32, a superfície de ruptura definida e os parâmetros geotécnicos médios do solo que constituem o talude objeto de estudo os quais se encontram na Tabela 8 e Tabela 9.

A retroanálise foi realizada com o uso do *software Slide* v. 6.0 e para atingir-se o proposto, foi considerado como hipótese de instabilização a elevação do nível d’água para que o talude apresentasse fator de segurança (FS) da ordem de 1,0.

Neste trabalho apresenta-se o resultado obtido a partir do método de avaliação do fator de segurança proposto por BISHOP (1955).

Foi considerada uma superfície de escorregamento planar, condicionada na base pela posição do solo de alteração. Por se tratar de resistência residual da superfície de ruptura, foi desconsiderada a possibilidade de existência de coesão. As observações de campo mostraram ainda que a superfície de ruptura deve passar sob a pista da rodovia, aflorando à jusante desta.

A Figura 93 ilustra a análise de estabilidade (Método de Bishop Simplificado) para a posição normal do lençol freático. A superfície de ruptura obtida na condição crítica do nível freático foi similar à representada na Figura 93 e a análise de estabilidade para esta condição crítica é apresentada na Figura 94. Como já era esperado, a Figura 94 demonstra a redução do fator de segurança provocado pelo aumento das poropressões, ocasionado pela elevação do nível do lençol freático. Observa-se, na Figura 94, que a superfície de ruptura apresenta $FS=1,0$ quando o nível do lençol freático se encontra 4,0 m acima da posição normal. Portanto, pode-se concluir que o fator responsável pelas movimentações do talude é a elevação do nível do lençol freático provocado pelas chuvas no maior período de incidência, que ocorre nos primeiros meses do ano, conforme também mostrou a inclinometria e os indicadores de nível d'água.

Cabe ressaltar que no local em estudo há uma estrutura geológica, que corresponde a um dique de diabásio, que não permite o escoamento total da água de chuva, fazendo com que parte dessa água seja represada. Essa região foi denominada no trabalho como sendo a região A (Figura 24), na qual está localizada a área de maior movimentação do talude.

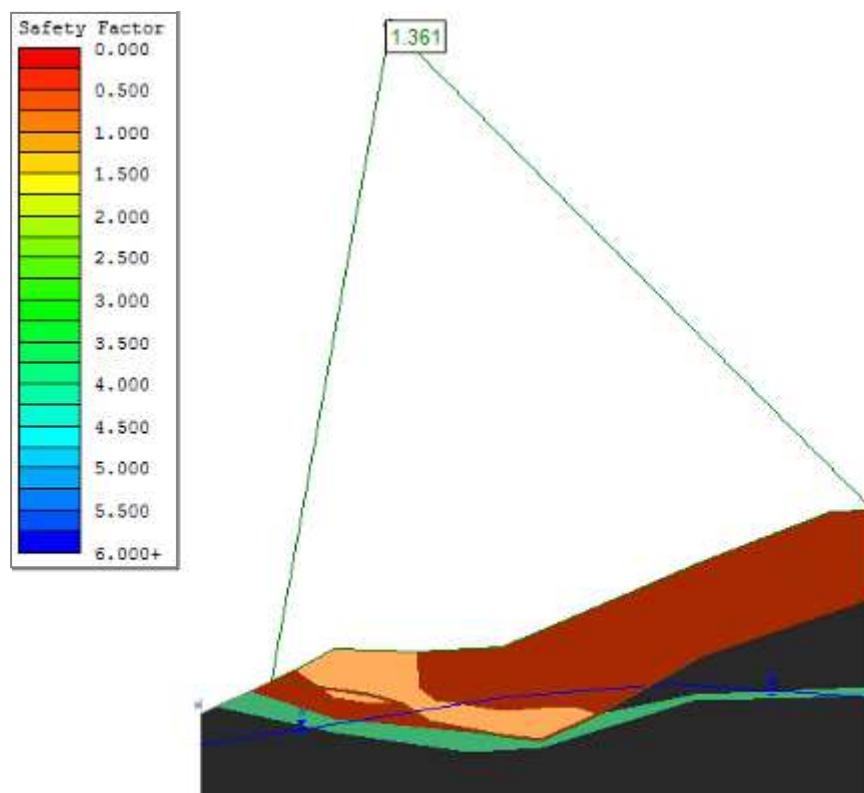


Figura 93 Análise da estabilidade na posição normal do lençol freático

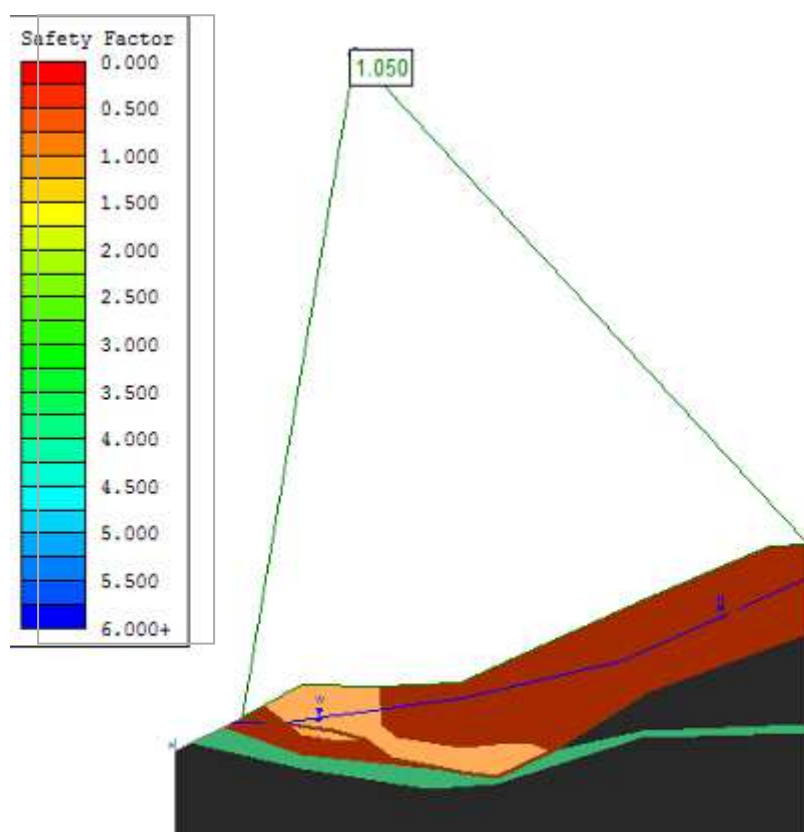


Figura 94 – Análise da estabilidade com o lençol freático na condição crítica

5.6 PROPOSTA PARA ESTABILIZAÇÃO

Após a análise dos dados da instrumentação e da observação do perfil geotécnico do subsolo, acredita-se que as causas do escorregamento do talude da Via Lagos estão relacionadas a problemas geológicos/estruturais.

Para compreensão do fenômeno de movimentação da encosta, fez-se necessário um entendimento da evolução geológica da área.

Originalmente, havia no local um maciço de rocha gnáissica que sofreu a intrusão de um diabásio, dando origem a diques com espessura de aproximadamente 0,70 m.

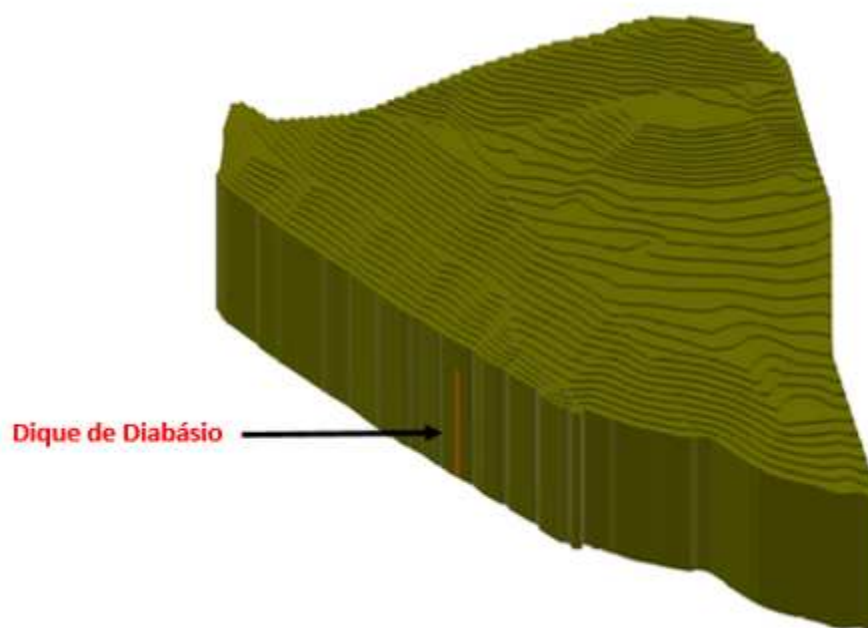


Figura 95 – Ilustração do maciço com a intusão do diabásio.

Adicionalmente, os estudos mostraram que estas intrusões resultaram na divisão da região estudada criando um barramento natural da água, fazendo com que apenas uma parte da região fosse drenada. Ou seja, havia um acúmulo de água em uma região, e conseqüente elevação do nível d'água na região não drenada.

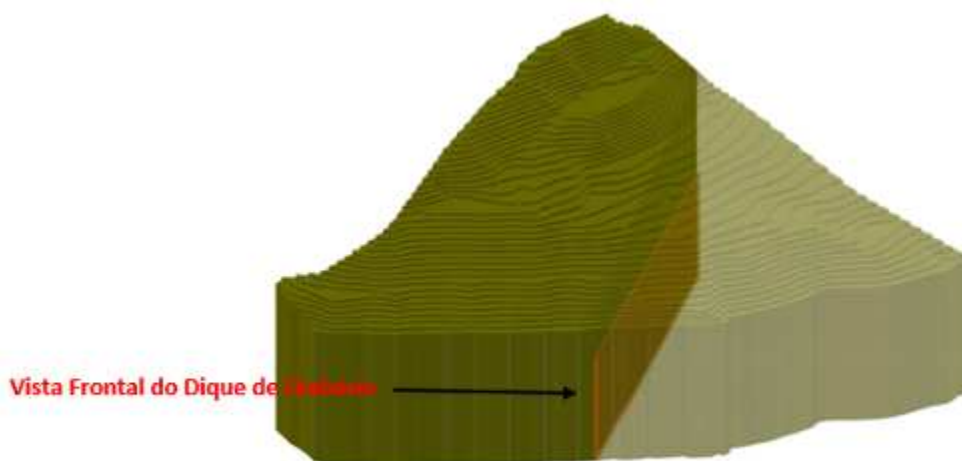


Figura 96 – Ilustração do maciço com a vista frontal do dique de diabásio.

Foi constatada, também, uma zona de fraturamento na rocha gnáissica, o que facilita a infiltração de água e sua percolação através do maciço. Com isso, o processo de intemperização interna desta região mais profunda tornou-se mais acelerado propiciando um contato solo-rocha numa região posicionada a 15,0 m de profundidade, detectado nas sondagens. Este contato favorece o deslizamento da massa de solo/rocha.

A solução principal consiste na instalação de novos drenos e na construção de uma vala drenante de modo a permitir o escoamento das águas barradas pelo dique. Esta solução foi aplicada com sucesso na zona A do maciço, que permanece estável.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O presente trabalho discutiu as possíveis causas de instabilização e movimentação de um talude no km 15+700 da Rodovia RJ – 124 – Via Lagos, Rio Bonito – RJ, propondo uma alternativa simples de estabilização.

A movimentação do talude teve início em 2006 e algumas medidas geotécnicas foram tomadas buscando-se a estabilização do mesmo. O insucesso das alternativas propostas conduziu a um estudo mais detalhado da geologia local, destacando a importância de uma maior interação entre os estudos geotécnicos e os conhecimentos geológico-estruturais.

A primeira medida geotécnica tomada foi a instalação de instrumentação na área para um monitoramento mais eficaz da região e da movimentação ocorrida no local. Foram executadas sondagens mistas e rastreamentos geofísicos, de suma importância para um conhecimento mais profundo das características geológicas da região. O programa experimental também constou de ensaios de cisalhamento direto, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo de alteração presente no local.

Após análise da instrumentação e análise numérica do comportamento do talude, destacam-se as seguintes conclusões:

- Os caminhamentos elétricos indicaram perfis geológico-geotécnicos compatíveis com os obtidos a partir de sondagens mistas;
- A instrumentação implantada na região mostrou uma compatibilidade entre os deslocamentos horizontais e os medidores de nível d'água. As oscilações do NA provocaram reflexo nas medidas de deslocamentos;
- Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados no solo de alteração de rocha a uma profundidade de 15,0 m permitiram caracterizar como um solo residual arenoso com parâmetros de resistência altos;
- O programa computacional Plaxis foi capaz de prever satisfatoriamente as deformações sofridas pelo talude decorrentes de oscilações do nível d'água.

As previsões numéricas mostraram-se concordantes com a instrumentação de campo (inclinometria);

- As análises da estabilidade do talude, executadas com o programa Slide 6.0, indicaram que o talude atinge o estado de equilíbrio limite para uma elevação do nível d'água de 4,0 m;

A compreensão do fenômeno de escorregamento compreendeu aspectos relacionados a problemas geológicos/estruturais, ressaltando a importância de uma maior interação entre a Geologia e a Geotecnia na detecção de problemas de instabilização mais complexos.

Finalmente, o trabalho apresenta uma solução simples para a estabilização do talude, que consiste na execução passiva através de uma drenagem profunda de modo a permitir o escoamento das águas barradas pelo dique.

6.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

A rápida ocupação do meio físico no município do Rio de Janeiro, a respeito da execução de diversas obras de engenharia tais como túneis, aterros, pontes, rodoviárias e etc. Além da crescente ocupação das encostas, ocorreu sem que houvesse como consequência um avanço no conhecimento das matérias de transição que compõem os perfis de intemperismo de rochas gnáissicas existentes no município e sobre as quais desenvolvem-se quase que a totalidade das obras de engenharia. Há portanto uma necessidade de se conhecer e caracterizar esses materiais transicionais oriundos de gnaisses facoidais e outros tipos de rochas, de maneira a fornecer a mais extensa gama de dados possível, capazes de serem utilizados em projetos geotécnicos e consolidar o planejamento de uma ocupação mais racional desses espaços físicos do Município do Rio de Janeiro.

Com os dados dos instrumentos instalados no talude sugere para futuras pesquisas o desenvolvimento de níveis de alerta para tomadas de decisões.

REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6484-2001: Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. 17 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6502-1995: Rocha e Solo, 18 p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7181-1984: Análise granulométrica. Rio de Janeiro. 14 p. (s.d.).
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 11682 – 1991: Estabilidade de encosta.17 p.
- [5] GEORIO Manual Técnico de Encostas, Rio de Janeiro, 1999.
- [6] GEORIO Instrumentação de Taludes, Rio de Janeiro, 1999.
- [7] IPT; Classificação Geotécnica quanto à qualidade dos maciços rochosos – (Graus de Alteração); 1984.
- [8] ARMESTO. R.C.G. Ação da água das chuvas do planeta terra. Parte III. Caderno IV – Temas Geológicos para Educação Ambiental, 2011.
- [9] ATKINSON, J. Geotecnia Meccanica delle Terre e Fondazioni – Serie de ingeneri Civile. McGraw Hill, Edizione 06/1997 – Italia – SRL, 1997.
- [10] AUGUSTO FILHO, O. Cartas de risco de escorregamento: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP. São Paulo. 172p. Dissertação (Mestrado de Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1994.

- [11] AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de Taludes. In. Oliveira, A.M.S e Brito.; S.N.A.(eds) Geologia de Engenharia. ABGE, São Paulo: 243 – 269, 1998.
- [12] BARROS, W.T; BOGOSSIAN. F; LOPES, P.C.C. O escorregamento do Soberbo – 1º Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encosta. 17p, 1988.
- [13] BATHE, K.J. Finite Element Procedures – Prentice-Hall, Inc, Upper Saddle River, New Jersey-EUA, 1982.
- [14] BAUTISTA, L.E.C. Influência das Tensões de Origem Térmica em Problemas de Estabilidade de Blocos Rochosos. Dissertação de Mestrado, (Pós – Graduação em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2007.
- [15] BEVILAQUA, F.Z. Estudo do Comportamento Geomecânico de Solos Residuais de Granito de Florianópolis, 67 F. Dissertação de Mestrado, (Pós – Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, 2004.
- [16] BRAGA, A.C.O. Métodos Geolétricos Aplicados, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 1999.
- [17] BRINKGREVE, R.B.J “PLAXIS user’s manual- version 8.2,” Delft University of Technology and PLAXIS b.v., The Netherlands. ISBN 9058095088, 2002.
- [18] CAPELLESSO, L.; SANTOS, A.A.; GUIMARÃES. Retroanálise do movimento de massa no talude localizado na rodovia Antônio Lust Criciúma – SC. Artigo Submetido ao Curso de Engenharia Civil da UNESC. – Universidade do Extremo Sul Catarinense, 2011.
- [19] CASSETI, V. Ambiente e apropriação do relevo. São Paulo: Contexto, 136p, 1991.

- [20] CATETE, C.P. Investigações ambiental e forense com os métodos geofísicos radar de penetração do solo, polarização induzida e eletrorresistividade no cemitério do Tapanã, Belém/Pará. 89f. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Pará, Belém, 2010.
- [21] CCR ENGELOG. Monitoração Geotécnica do Terrapleno Rodovia dos Lagos RJ124 Km 15 +700 - Relatório Técnico de Instrumentação, 2012.
- [22] CRAIG, R.F. Mecânica dos Solos, LTC, Rio de Janeiro – RJ, 2007.
- [23] COSTA, A.M.; AMARAL, C.S.E; KOWSMANN, R.O. Geotechnical-geological appraisal of the Marlin submarine slope. Anais do IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.
- [24] DUNCAN, J.M. Closure of Discussion of “Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 127, Number 8, pp. 717-721, 2001.
- [25] DYMINSKI, A.S. Estabilidade de Taludes, Notas de Aula, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR, 2009.
- [26] FABRÍCIO, J.V.F. Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções, Dissertação de Mestrado, (Pós – Graduação em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2006.
- [27] FERNANDES, M.O.; SILVA FILHO, F.C. Análise de Estabilidade de Taludes Pelos Métodos de Fellenius, Bishop e Jambu. Revista Tecnologia Fortaleza, nº 19, Dez. P. 91-98, Fortaleza – CE, 1998.
- [28] FERNANDES, N.F; AMARAL, C.P. Movimentos de Massa: uma abordagem geológico geomorfológica. In: Guerra, A. J.T.; Cunha, S. B. (Ed.) Geomorfologia e meio ambiente. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, cap. 3, p.123 -194, 1996.

- [29] FERREIRA, G.L., Análise Crítica de Métodos de Cálculo para Estabilidade de Taludes em solo Residual. Monografia (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Católica de Salvador, Escola de Engenharia, Salvador – BA, 2007.
- [30] FIORI, A.P. Fatores que influenciam na análise de vertentes e no movimento de massa em encostas – Boletim paranaense de Geociências, n. 43, p.7 – 24. Ed. da UFPR, 1995.
- [31] FIORI, A.P.; BORCHARDT, N. Influência da vegetação na estabilidade de taludes naturais. Curitiba: Boletim Paranaense de geociências , n. 45, p. 43 – 58, 1997.
- [32] FLORES, E.A.F. Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo, Dissertação de Mestrado, (Pós – Graduação em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2008.
- [33] FREIRE, E.S.M. Movimentos coletivos de solos e Rochas e sua moderna sistemática. Construção: Rio de Janeiro, p. 10 – 18, 1965.
- [34] GALLAS, J.D.F. Principais métodos Geométricos e suas aplicações em prospecção mineral, hidrogeologia, geologia de Engenharia e Geologia Ambiental, 2000.
- [35] GAMA, A.R. Condições geométricas do embasamento cristalino no campus da Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro e Embrapa, Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro – Departamento de Geologia – Rio de Janeiro, 2007.
- [36] GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. São Paulo: Editora Bleicher, p.196., 1983.

- [37] KOZCIAK, S. Análise Determinística de Estabilidade de Vertentes na Bacia do Rio Marumbi – Serra do Mar – Paraná, 151 F. Tese de Doutorado, (Pós – Graduação em Geologia), Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR, 2005.
- [38] KVALSTAD, T.J.; NADIM, F.E.; HARBITZ C.B. Deepwater geohazards: geotechnical Concerns and Solutions. Offshore Technology Conference – OTC 12958, P. 1 – 11, 2001.
- [39] LEE, H.J. Submarine landslides: environments and controls. Anais do IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.
- [40] LOBO, J.M. Deslizamento de terras após os incêndios. Colégio Monitores do Visionarium. 7 de nov. 2005. Disponível em: < <http://www.instituto-camoes.pt/glossario/Textos/Agronomia/HTM/percolacao.html>> Acesso em: 22 de ago. 2013, 09:28:42.
- [41] MAIA, P.C.A; SAYÃO, A.S.F.J; SALLES, R.O. Aplicação de retroanálise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, P. 1 – 51, 2009.
- [42] MARCELINO, M.B. et al. Geofísica Aplicada à Investigação Ambiental - (Geopesquisa Investigações Geológicas Ltda.), 2008
- [43] MELLO, L.G.S.S. Relatório do Projeto Técnico – Projeto de Estabilização do Talude no Km 15 +700. pp. 05 – 07, 2008.
- [44] ORTIGÃO, J.A.R; LACERDA, W.A; WERNECK, M.L.G. The behaviour of the instrumentation of an embankment on clay, Proc. Int. Sympo. On Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Balkema, vol.1, pp.703-707, 1983
- [45] PETRONI, M. A. Resistência ao cisalhamento nas areias: Efeito da Natureza do Grão e da compactação – Trabalho de conclusão de curso, universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - UNIJUÍ. Ijuí, 2010.

- [46] RODRIGUES, B.B. Proposta de sistemática para a tomada de decisão relativa a movimentos de massa gravitacionais: Aplicação em Ouro Preto (MG) – Tese de Doutorado - Escola Estadual Paulista - Instituto de Gociencias e Ciências exatas – Campus de Rio Claro, SP, 2002.
- [47] SCHNAID, F. Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações, Oficina de Texto, 2000.
- [48] SELBY, M.J. Hillslope materials and process. Oxford: Oxford University Press., 264 p, 1982.
- [49] SIEIRA, A.C.C.F. Análise do Comportamento de um muro de Contenção de encostas utilizando pneus – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RIO, 1998.
- [50] SILVA, L.C. et al. Neoproterozóico – Cambriano. In: Geología do Estado do Rio de Janeiro: texto explicativo do mapa geológico do estado do Rio de Janeiro. 2º edição pp. 31 – 53, 2001.
- [51] SILVA, B.A. Análise de Estabilidade de Taludes ao longo da rota de um duto submarino na Bacia de Campos, RJ, Dissertação de Mestrado, (Pós – Graduação em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2005.
- [52] STROUD, M.A.; BUTLER, F.G. The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials, Conf. on the engineering behaviour of glacial materials, Univ. of Birmingham. Pp. 124-135, U.K, 1975.
- [53] WOLLE, C.M.; CARVALHO, C.S. Escorregamentos em encostas na Serra do Mar – Brasil. Solos e Rochas, V. 12, n. Único, p. 27 – 36, 1989.
- [54] XAVIER, F.F. Geofísica Elétrica Aplicada a Geotecnia para investigação de estabilidade de taludes. VII Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, ABMS, Foz do Iguaçu, 2010.

- [55] ZDRAVKOVIC L.; POTTS D.M. Advances in modelling soil anisotropy, Constitutive modelling of granular materials, Editor(s): Kolymbas, Berlin, Springer, Pages:491-519, 1999.