UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

RETROANÁLISE DE UM DESLIZAMENTO DE ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL NO MUNICÍPIO DE NOVA FRIBURGO - RJ

Karina Menezes Machado

2013

Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

RETROANÁLISE DE UM DESLIZAMENTO DE ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL NO MUNICÍPIO DE NOVA FRIBURGO - RJ

Karina Menezes Machado

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários a obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Leonardo De Bona Becker

André de Souza Avelar

Rio de Janeiro

Abril de 2013

RETROANÁLISE DE UM DESLIZAMENTO DE ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL NO MUNICÍPIO DE NOVA FRIBURGO - RJ

Karina Menezes Machado

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DO ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

_____

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc..

_____

Prof. André de Souza Avelar, D.Sc..

_____

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, M.Sc..

RIO DE JANEIRO,RJ - BRASIL

Abril de 2013

Machado, Karina Menezes

Retroanálise de um deslizamento de encosta no município de Nova Friburgo - RJ / Karina Menezes Machado. – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2013.

XIII, 63 p.: il.; 29,7cm.

Orientadores: Leonardo De Bona Becker

André de Souza Avelar

Projeto de Graduação – UFRJ/ POLI/ Engenharia Civil, 2013.

Referencias Bibliográficas: p. 64-65.

1. Deslizamento de terra. 2. Ensaio de cisalhamento direto. 3. Retroanálise. I. Becker, Leonardo de Bona et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Retroanálise de um deslizamento de encosta em solo residual no município de Nova Friburgo – RJ.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a minha mãe por ter me acompanhado e incentivado em todos esses anos de faculdade e por nunca ter medido esforços na educação de seus filhos.

Aos meus amigos do curso agradeço a amizade e o companheirismo nos finais de semanas de estudo e nas noites viradas fazendo trabalhos. Estivemos juntos em muitos momentos importantes de vitória e derrota. Jamais teria concluído o curso sem a ajuda deles.

Ao professor Leonardo Becker pela orientação e ajuda nesse trabalho e pelo aprendizado concedido durante o curso. Agradeço também a paciência e compressão; e conversas e conselhos dados para a vida.

Ao professor André Avelar pela orientação e atenção dedicada a esse trabalho, e pelo acompanhamento nas idas ao campo.

Aos alunos de graduação e mestrado do GEOHECO pela imensa ajuda no campo com o levantamento topográfico.

Aos alunos de iniciação científica do Laboratório de Mecânica dos Solos Prof. Fernando Emmanuel Barata pela dedicação e companheirismo na realização dos ensaios de laboratório.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia da COPPE que me auxiliaram na retirada de amostras de campo, no molde de corpos de prova e na realização de ensaios.

À COPPE, FAPERJ, CNPQ, CAPES e INCT-REAGEO pelo apoio à pesquisa e financiamento para realização dos trabalhos de campo, principalmente através do Projeto Pensa Rio.

Aos professores da Escola Politécnica/UFRJ que contribuíram de alguma forma para minha formação, em especial os professores da ênfase de Geotecnia.

A todos, muito obrigada,

Karina Menezes Machado.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenheiro Civil

RETROANÁLISE DE UM DESLIZAMENTO DE ENCOSTA EM SOLO RESIDUAL NO MUNICÍPIO DE NOVA FRIBURGO - RJ

Karina Menezes Machado

Abril/2013

Orientadores: Leonardo de Bona Becker
André de Souza Avelar

Curso: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta a retroanálise de um escorregamento em solo residual, ocorrido em Nova Friburgo/RJ, em Janeiro de 2011, por ocasião de chuvas intensas que atingiram aquela a região.

Foram realizados trabalhos de campo para a retirada de amostras indeformadas do solo local e levantamento topográfico. A partir das amostras coletadas, foram executados ensaios de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência do solo. A geometria do problema foi obtida através da interpretação do levantamento topográfico, de imagens de satélite do Google Earth e da topografia antes da ruptura, gerada através de dados do Modelo Digital de Elevação do IBGE.

Uma vez determinados os parâmetros e a geometria do problema, foram realizadas retroanálises pelo método de Spencer, assumindo-se diferentes condições de nível d'água.

Os parâmetros determinados através de ensaios de laboratório, quando comparados com os estimados por retroanálise, mostraram diferenças significativas; o

que sugere que as amostras coletadas não representam o solo presente na superfície de ruptura.

Abstract of Undergraduate Project presented to Escola Politécnica/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

BACK-ANALYSIS OF A RESIDUAL SOIL SLIDE IN NOVA FRIBURGO-RJ

Karina Menezes Machado

April/2013

Advisors: Leonardo de Bona Becker
André de Souza Avelar

Course: Civil Engineering

This work presents a back-analysis of a residual soil slide that took place in Friburgo/RJ – Brazil, on February, 2011, after an intense rainfall on the region.

Field studies were carried to take unspoiled soil samples and to make a topographic survey. From these samples, direct shear tests were made to estimate the soil's resistance parameters. The case's geometry was obtained from the interpretation of this topographic survey; images from Google Earth's satellite and pre-rupture topography, generated by data from IBGE's model DEM.

With these parameters set, the back-analysis followed Spencer's method, for different estimate water level conditions.

The parameters obtained through lab testing, when compared to those estimated by the back-analysis, yielded significative differences; what suggests that the collected samples donot represent correctly the rupture's soil.

Conteúdo

1 Introdução 1

2 Revisão Bibliográfica 3

2.1 Resistência ao Cisalhamento 3

2.1.1 Atrito 3

2.1.2 Coesão 4

2.1.3 Critérios de Ruptura 4

2.1.4 Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos 6

2.1.5 Resistência ao cisalhamento de solos residuais 9

2.2 Solos Residuais 11

2.3 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes 12

2.3.1 Método do Talude Infinito 13

2.3.2 Métodos de Equilíbrio Limite 17

3 Descrição do Problema 21

3.1 Características da Região 21

3.2 Encosta Estudada 23

4 Ensaios Realizados 26

4.1 Ensaio de densidade real dos grãos 26

4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto 26

4.2.1 Coleta de amostras 26

4.2.2 Moldagem dos corpos de prova 28

4.2.3 Realização do ensaio 31

4.3 Resultados dos Ensaios 36

5 Análises de Estabilidade 42

6 Conclusões 62

7 Referencias bibliográfica 64

Índice de Figuras

Figura 1- Definição de ângulo de atrito 3
Figura 2 - Critério de ruptura de Coulomb (PINTO, 2006) 5
Figura 3 - Critério de ruptura de Mohr (PINTO, 2006) 5
Figura 4 - Aproximação da envoltória curva de Mohr para uma reta (Adaptado de LAMBE, 1969) 6
Figura 5 - Equipamento de cisalhamento direto (Adaptado de Pinto, 2006) 7
Figura 6 - Equipamento de compressão triaxial 8
Figura 7 - Envoltória de resistência obtida com ensaios de compressão triaxial (PINTO, 2006) 9
Figura 8 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto (Adaptado de Fonseca, 2006) 10
Figura 9 - Perfil de solo residual (Adaptado de VARGAS, 1977) 11
Figura 10 - Modelo do Talude Infinito 14
Figura 11- Detalhe da Figura 10 14
Figura 12 - Esforços atuantes na fatia 16
Figura 13 - Talude dividido em fatias 18
Figura 14 - Esforços atuantes numa fatia *i* 18
Figura 15 - Envoltória de resistência dos ensaios de cisalhamento direto realizados por AVELAR et al (2011) 22
Figura 16 - Localização do talude 23
Figura 17 - Vista global do talude após o deslizamento (AVELAR *et al*, 2011) 23
Figura 18 - Identificação dos tipos de solo residuais derivados do granito encontrados na encosta 24
Figura 19 - Levantamento topográfico realizado 24
Figura 20 - Anel de aço biselado 27
Figura 21 - Cilindro metálico biselado 27
Figura 22 - Posição de cravação dos moldes 27
Figura 23 - Retirada de amostra indeformada com molde em cilindro metálico 28
Figura 24 - Máquina de cisalhamento automatizada da Geocomp 29
Figura 25 - Caixa de cisalhamento na máquina da Geocomp 29
Figura 26 - Prensa convencional de cisalhamento da Ronald Top 30
Figura 27 - Caixa de cisalhamento da prensa convencional Ronald Top 30
Figura 28 - Moldagem de corpo de prova da prensa convencional de cisalhamento 31
Figura 29 - Prensa de compressão 32
Figura 30 - Anel quadrado biselado e soquete para extração de corpo de prova 32

Figura 31 - Gráfico deslocamento vertical (mm) x t (min) 33
Figura 32 - Corpo de prova cisalhado na caixa de cisalhamento cilindrica 34
Figura 33 - Corpo de prova cisalhado na caixa de cisalhamento quadrada 35
Figura 34 - Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento horizontal 36
Figura 35 - Deslocamento Vertical *versus* Deslocamento Horizontal 37
Figura 36 - Tensão Normalizada *versus* deslocamento horizontal 37
Figura 37 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto de solo laterítico de "Bom Jardim" (Adaptado de RODRIGUEZ, 2005 apud LACERDA, 2012) 38
Figura 38 - Dois comportamentos de resistência ao cisalhamento marcados pelo ponto de inflexão 39
Figura 39 - Envoltórias de resistência obtidas através de ensaios de cisalhamento direto 40
Figura 40 - Imagem Google do talude com demarcação dos perfis de estudo 42
Figura 41 - Levantamento topográfico 43
Figura 42 - Imagem pós deslizamento – data:13/06/2011 44
Figura 43 - Imagem pós deslizamento – data: 19/01/2011 44
Figura 44 - Topografia pré-deslizamento IBGE 46
Figura 45 - Imagem pré-deslizamento apresentando talvegues pré-existentes 47
Figura 46 - Imagem pós-deslizamento apresentandos talvegues pré-existentes 47
Figura 47 - Comparação das seções das topografias pré e pós-deslizamento nos perfis de estudo escolhidos 48
Figura 48 - Comparação das seções das topografias pré-deslizamento interpretada e pós-deslizamento 50
Figura 49 - Material rompido acumulado 50
Figura 50 - Figura esquemática do mecanismo de ruptura em dois estágios 51
Figura 51 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,5 53
Figura 52 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,8 53
Figura 53 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 1 54
Figura 54 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,5, ruptura parcial: 1° estágio 54
Figura 55 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,8, ruptura parcial: 1° estágio 55
Figura 56 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 1,0, ruptura parcial: 1° estágio 55
Figura 57 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,5, ruptura parcial: 2° estágio 56
Figura 58 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,8, ruptura parcial: 2° estágio 56
Figura 59 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 1,0, ruptura parcial: 2° estágio 57
Figura 60 - Análise de estabilidade do Perfil B – m = 0,5 57
Figura 61 - Análise de estabilidade do Perfil B – m = 0,8 58
Figura 62 - Análise de estabilidade do Perfil B – m = 1,0 58

Figura 63 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil A 59
Figura 64 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil A - 1° estágio de ruptura 60
Figura 65 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil A - 2° estágio de ruptura 60
Figura 66 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil B 61

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Tipos de solo encontrado na região (AVELAR et al) 22
Tabela 2 - Parâmetros de resistência do solo 40
Tabela 3 - Valores de Índices físicos dos corpos de prova ensaiados 41
Tabela 4 - Valores de ru inseridos nas análises 52
Tabela 5 - Resumo de resultados de FS obtidos nas análises de estabilidade 59
Tabela 6 - Valores de ϕ' para obtenção de FS = 1 relacionados ao nível d'água..... 61

1 Introdução

No Brasil, os escorregamentos destacam-se como o tipo de acidente de origem geológica mais comum, principalmente no período de chuvas. Muitos eventos dessa natureza têm ocorrido, causando acidentes em diversas cidades onde o crescimento populacional desordenado avança cada vez mais para terrenos geologicamente desfavoráveis à habitação.

O município de Nova Friburgo, situado na região centro-oeste do estado do Rio de Janeiro, foi cenário de uma série de deslizamentos ocorridos no mês de Janeiro de 2011. O episódio ficou notadamente conhecido como um dos eventos mais destrutivos já registrados no Brasil, tendo causado mais de 1500 mortes além de danos severos à infraestrutura. O presente trabalho se propõe a fazer uma retroanálise da ruptura de um talude em solo residual ocorrida após os eventos mencionados.

O estudo dos solos residuais brasileiros tem despertado a atenção de diversos pesquisadores há algumas décadas. Problemas de encostas normalmente envolvem solo residual. Devido às conseqüências de muitos deslizamentos, o estudo da estabilidade de taludes naturais e dos solos residuais, tornou-se freqüente entre engenheiros geotécnicos e geólogos.

A encosta em solo residual estudada localiza-se a aproximadamente 800m do km 57 da Rodovia RJ-130, conhecida como Estrada Teresópolis - Friburgo, no município de Nova Friburgo, RJ.

A metodologia empregada na retroanálise contempla as seguintes etapas:

- Exposição de conceitos importantes relacionados à encosta em questão e de outros estudos no local após o evento ocorrido na região serrana do Rio de Janeiro.

-Trabalhos de campo para retirada de amostras indeformadas de solo e execução de levantamento topográfico,na escala 1:1.000, com o uso de Estação Total;

- Realização de ensaios de cisalhamento direto a partir das amostras coletadas para obter os parâmetros de resistência do solo;

- Determinação da geometria do problema através da interpretação do terreno antes da ruptura a partir da topografia levantada, de imagens de satélite do Google Earth e da topografia pré-deslizamento na escala 1:25.000, gerada com dados de MDE do IBGE;

- Realização de análises de estabilidade no software SLOPE/W para cálculo do fator de segurança, assumindo-se três posições diferentes para o nível d'água, após terem sido estabelecidas todas as condições de entrada de dados no programa.

- Análise dos resultados obtidos.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou a tensão cisalhante no plano de ruptura no momento da ruptura. Muitos problemas de engenharia geotécnica dependem das propriedades de resistência ao cisalhamento dos solos; como estabilidade de taludes, empuxos de terra sobre paredes de contenção e capacidade de carga de sapatas e estacas.

Uma vez atingida tensão cisalhante, o solo rompe no ponto em questão. Se a ruptura se estender ao longo de uma região contínua com inicio e fim na superfície do terreno, então ocorrerá um escorregamento ou colapso de uma estrutura, dentre outros acidentes. Devido à importância de se evitar esses desastres, os fatores que determinam as resistências ao cisalhamento dos solos devem receber considerável atenção.

Os principais fenômenos relacionados à resistência ao cisalhamento são o atrito e a coesão.

2.1.1 Atrito

A resistência ao cisalhamento entre partículas pode ser entendida como a força tangencial necessária para ocorrer deslizamento de um plano em relação a outro paralelo. Esta força é proporcional a força normal ao plano. O ângulo de atrito é o ângulo formado pela força normal com a resultante das forças, conforme mostrado na Figura 1.

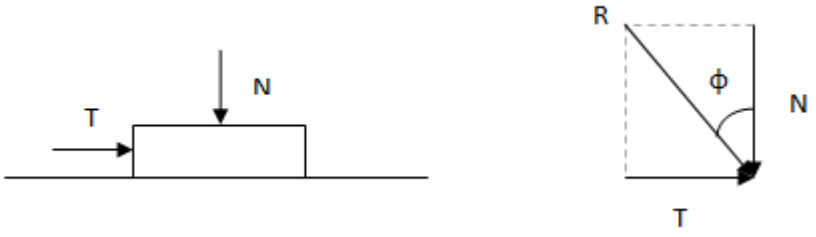

Figura 1- Definição de ângulo de atrito

A relação entre as forças tangencial e normal pode ser definida como:

$$T = N.tan\,\phi$$

2.1.2 Coesão

A resistência ao cisalhamento dos solos se deve principalmente a forças friccionais. No entanto, existem situações em que a resistência independe da tensão normal. Nestes casos, a parcela responsável pela resistência ao cisalhamento é chamada de coesão real (LAMBE, 1969).

Geralmente, a influência da coesão na resistência ao cisalhamento de solos sedimentares é muito pequena quando comparada com a resistência por atrito entre os grãos. Mas existem solos naturalmente cimentados, onde a coesão real apresenta valores significativos. Nos solos residuais, o aparecimento dessa cimentação é notável e às vezes confere ao solo resistências elevadas (VARGAS, 1977).

Além da coesão real existe ainda a coesão aparente, presente em solos úmidos, não saturados, devido ao fenômeno da capilaridade. Esta coesão é denominada aparente, pois quando o solo seca ou satura, esta parcela da resistência desaparece.

2.1.3 Critérios de Ruptura

Critérios de ruptura são formulações que analisam o estado de tensões que provoca a ruptura. Os critérios de ruptura que apresentam comportamento satisfatório para solos são os critérios de Coulomb e de Mohr.

O critério de Coulomb determina que a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento atinge o valor dado pela expressão$\tau = c' + \tan\phi'.\sigma'$, sendo c' e ϕ' coesão e ângulo de atrito interno, respectivamente. Sendo assim, a envoltória de resistência de Coulomb é representada por uma reta, conforme mostrado na Figura 2.

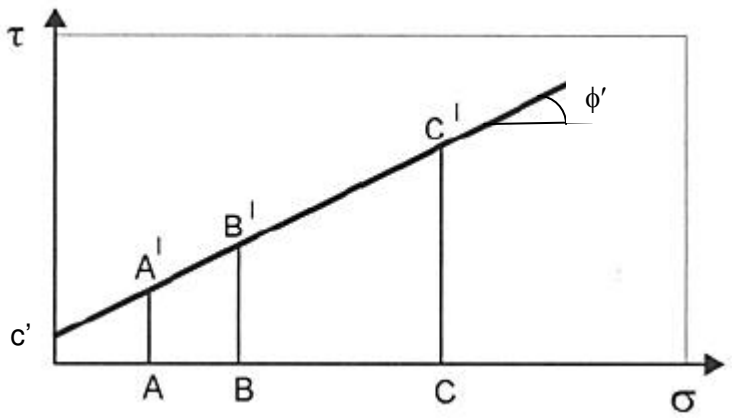

Figura 2 - Critério de ruptura de Coulomb (PINTO, 2006)

O critério de Mohr define que a ruptura ocorre quando o círculo representativo do estado de tensões tangencia uma curva denominada envoltória de resistência. Sendo assim, na Figura 3, o círculo A, tangente à envoltória, representa um estado de tensões na ruptura, enquanto o circulo B representa um estado de tensões em que não ocorreu ruptura.

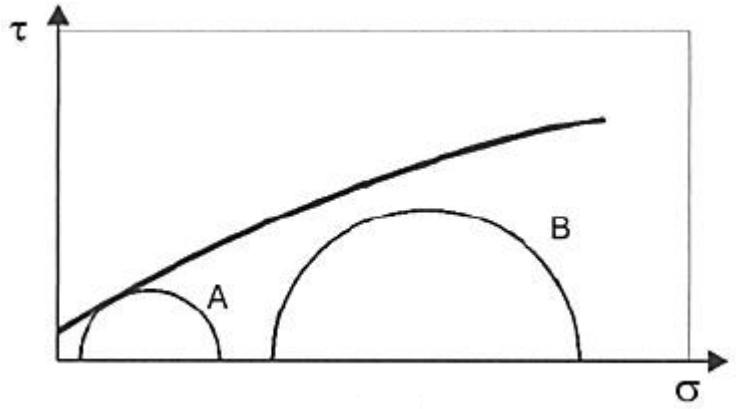

Figura 3 - Critério de ruptura de Mohr (PINTO, 2006)

A envoltória curva de Mohr, se aproximada para uma reta (Figura 4), pode ser definida pela equação de Coulomb, donde a expressão critério de Mohr-Coulomb, dada pela fórmula:

$$\tau = c' + \sigma'.\tan\phi'$$

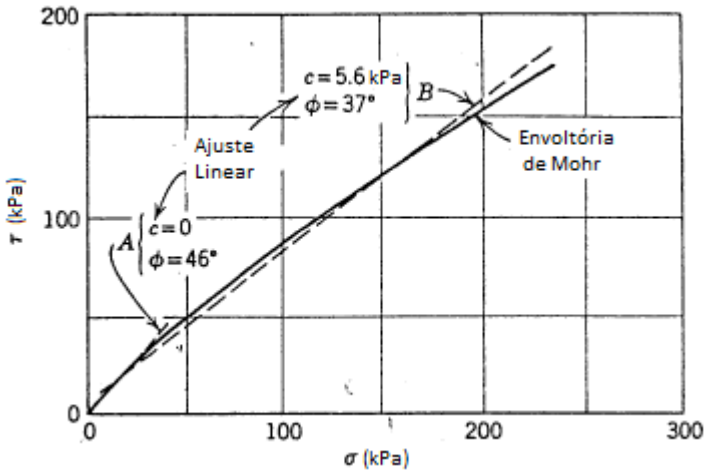

Figura 4 - Aproximação da envoltória curva de Mohr para uma reta (Adaptado de LAMBE, 1969)

2.1.4 Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos

A resistência ao cisalhamento dos solos pode ser determinada em laboratório através de diversos ensaios, sendo os mais difundidos os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial. As amostras utilizadas devem ser indeformadas. Quando não for possível obter amostras indeformadas, devem ser remoldadas de forma a reproduzir as condições que se pretende obter na obra a ser realizada. (VARGAS, 1977).

Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o método mais antigo de investigação da resistência ao cisalhamento de um solo e foi utilizado pela primeira vez em 1776 por Coulomb (LAMBE, 1969). O ensaio de cisalhamento direto não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e é muito utilizado quando se deseja medir a resistência dos solos, por ser um método simples e barato.

A amostra de solo é colocada numa caixa de cisalhamento bipartida entre duas pedras porosas que funcionam como drenos, conforme mostrado na Figura 5. A caixa pode ser circular ou quadrada.

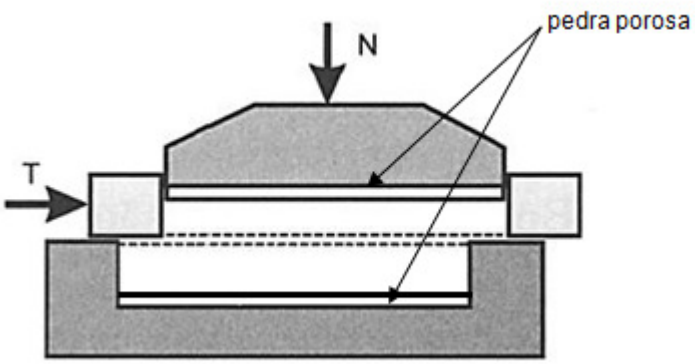

Figura 5 - Equipamento de cisalhamento direto (Adaptado de Pinto, 2006)

O ensaio pode ser composto de três fases: inundação, adensamento e cisalhamento. O período de inundação é geralmente em torno de 24h. Na fase de adensamento, a amostra é submetida a um carregamento vertical que visa a consolidação do corpo de prova através da redução do índice de vazios e_0. Na fase do cisalhamento, a metade inferior da caixa bipartida é submetida a um deslocamento horizontal com velocidade constante, enquanto a metade superior é mantida fixa, medindo-se a força de reação.

Quando realizado na condição drenada, a velocidade do deslocamento horizontal da caixa deve ser tal que nenhum excesso de poro-pressão seja gerado. Uma desvantagem do ensaio é que o plano de ruptura imposto não necessariamente é o plano de menor resistência da amostra.

O ensaio de cisalhamento direto baseia-se diretamente no critério de ruptura de Coulomb. Realizando-se ensaios com diversas tensões normais a envoltória reta de ruptura pode ser obtida.

Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial é o procedimento mais comum e versátil para determinação da resistência ao cisalhamento de um solo.

No ensaio de compressão triaxial convencional uma amostra cilíndrica envolta por uma membrana delgada de borracha é colocada dentro da câmara de ensaio. A câmara é cilíndrica, de parede transparente e totalmente preenchida com água. Sendo assim, o corpo de prova fica primeiramente submetido a uma pressão confinante σ_c que atua em todas as direções, caracterizando um estado hidrostático de tensões. Na fase seguinte a amostra é cisalhada, aplicando-se um deslocamento com velocidade

constante ao pistão que atravessa a câmara até a ruptura da amostra, conforme mostrado na Figura 6. A força de reação do solo contra o pistão é medida e convertida em acréscimo de tensão axial $\Delta\sigma_1$.

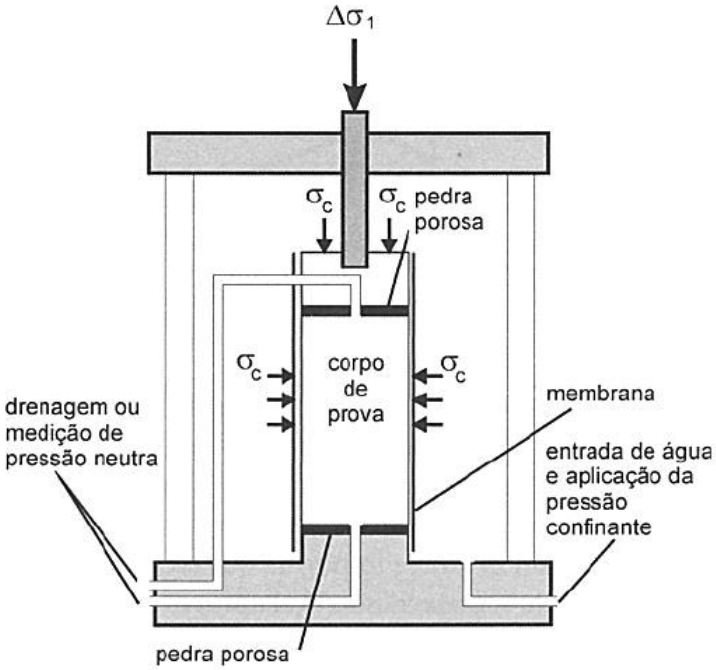

Figura 6 - Equipamento de compressão triaxial

Como não há tensões de cisalhamento nas laterais da amostra cilíndrica, os planos horizontais e verticais são os planos principais e as tensões principais maior σ_1 e menor σ_3 valem, respectivamente, $\sigma_c + \Delta\sigma_1$ e σ_c. O acréscimo de tensão vertical é denominado de tensão desviadora e pode ser definido como $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$.

O ensaio de compressão triaxial convencional pode ser realizado de três maneiras distintas e então classificado das seguintes formas: ensaio adensado drenado (CD), ensaio adensado não-drenado (CU) e ensaio não-adensando não-drenado (UU). No caso de solicitações não drenadas, é possível medir a poro-pressão através dos transdutores de poro-pressão; e no caso de solicitações drenadas, é possível medir a variação volumétrica de corpos de prova saturados através do controle da água que sai, medido por buretas graduadas ou outros dispositivos.

Realizando-se ensaios com diferentes tensões confinantes são obtidos os respectivos círculos de Mohr de ruptura que permitem a determinação da envoltória de resistência (Figura 7).

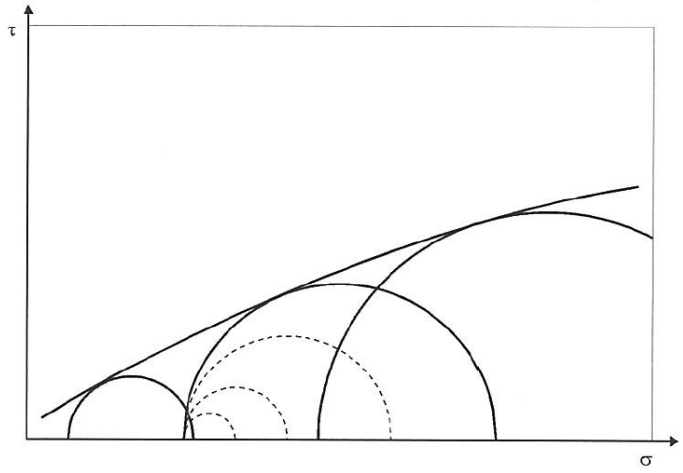

Figura 7 - Envoltória de resistência obtida com ensaios de compressão triaxial (PINTO, 2006)

2.1.5 Resistência ao cisalhamento de solos residuais

O comportamento mecânico dos solos é influenciado por alguns aspectos que podem ser avaliados em termos de resistência ao cisalhamento. A estrutura dos solos naturais é um dos parâmetros mais importantes para entender seu comportamento. Está associada à existência de um arranjo estrutural que se mantém estável graças às ligações entre partículas, e por isso está intimamente relacionada ao índice de vazios e à cimentação entre os grãos (FUTAI, 2002). A destruição das ligações entre partículas se deve a fatores como compressão, cisalhamento e ação do intemperismo.

A mineralogia, embora não receba muita atenção no caso de solos sedimentares, para os solos residuais e coluvionares assume grande relevância. Os solos sãos constituídos por uma gama diversificada de partículas mineralógicas totalmente diferentes umas das outras, com propriedades distintas, que influenciam a forma e resistência dos grãos. A predominância de determinada partícula em relação a outra é capaz de promover uma mudança substancial na resistência ao cisalhamento do solo (SILVEIRA, 1993).

O aumento do grau de intemperismo causa o aumento do índice de vazios do solo residual. No entanto, SOUZA NETO (2000) *apud* SILVEIRA (1993) verificou que isso ocorre apenas quando se tratando de solos de mesma origem. Essa alteração se reflete na compressibilidade do solo, à medida que maiores valores de índice de vazios implicam em maiores valores de compressibilidade. LUMB (1962), SANDRONI (1973) *apud* (FUTAI, 2002) e outros constataram que, geralmente, o índice de vazios natural dos solos residuais varia de 0,6 a 1,2.

Enquanto que nos solos sedimentares o histórico de tensões a que o solo foi submetido é um fator primordial no seu comportamento, para solos residuais o efeito de tensões prévias tem pouca influência.

Nos solos sedimentares, a mudança de comportamento entre areias fofas x areias compactas e argilas normalmente adensadas x argilas sobre-adensadas é bem conhecida. No caso de solos residuais, existem estudos sobre a mudança de comportamento dos solos residuais, influenciada especialmente pela sua estrutura, mas nada comparado aos conceitos fortemente difundidos da Mecânica dos Solos tradicional. (FUTAI, 2002).

VARGAS (1951) introduziu o conceito de tensão de pré-adensamento virtual ou tensão de cedência. Quando a tensão normal ultrapassa o valor da tensão de cedência, ocorre uma mudança brusca de comportamento, relacionada à quebra de cimentação entre as partículas. Para maiores valores de tensão normal, o solo tem a tendência a se aproximar do comportamento de um material desestruturado.

FONSECA (2006) mostra a ocorrência dessa mudança de comportamento na resistência de solos residuais em amostras ensaiadas na condição embebida e na umidade natural. Na Figura 8 estão apresentadas as curvas tensão normalizada *versus* deslocamento de um dos solos ensaiados.

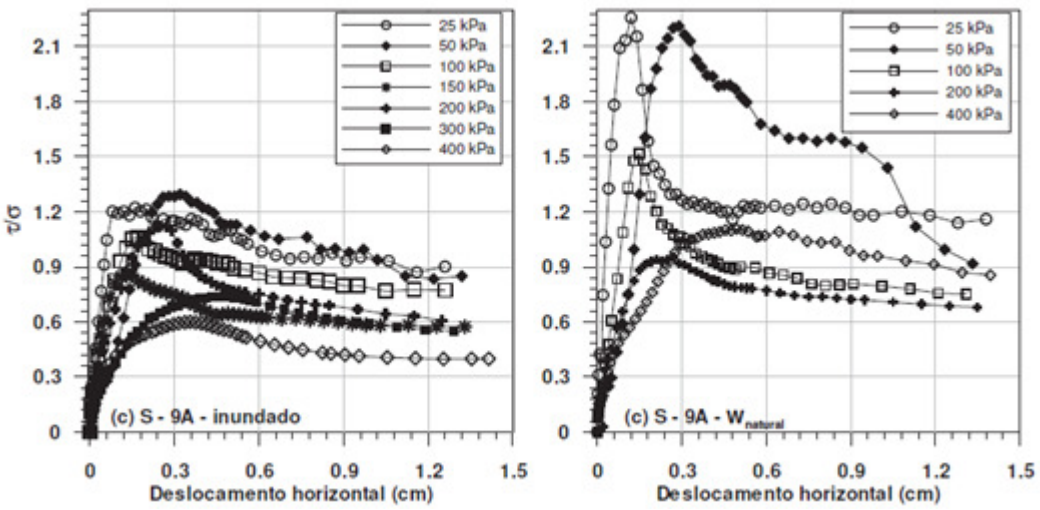

Figura 8 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto (Adaptado de Fonseca, 2006)

Na condição inundada, a curva tensão normalizada versus deslocamento indica que as tensões de 300kPa e 400kPa ultrapassam o valor da tensão de cedência. Para essas tensões, o solo tem sua estrutura quebrada e passa então a apresentar um

comportamento semelhante ao de uma argila normalmente adensada, diferente do comportamento das tensões de 25kPa, 50kPa, 100kPa 150kPa e 200kPa, inferiores à tensão de pré adensamento virtual.

O resultado dos ensaios indica que os solos apresentaram comportamento parecido, independente da condição em que foram realizados. Foi registrada uma diminuição dos parâmetros ϕ e c quando o material foi inundado (FONSECA, 2006).

2.2 Solos Residuais

Os solos provenientes da decomposição da rocha que permanecem no próprio local de sua formação são chamados de solos residuais. Diversos autores apresentam classificações para os solos residuais. Neste trabalho será adotada a classificação apresentada em VARGAS (1977). Segundo este autor os solos residuais em três horizontes de acordo com a zona de intensidade de intemperismo em que se encontram: (I) solo residual maduro; (II) solo residual jovem ou solo saprolítico; (III) blocos em material alterado (Figura 9).

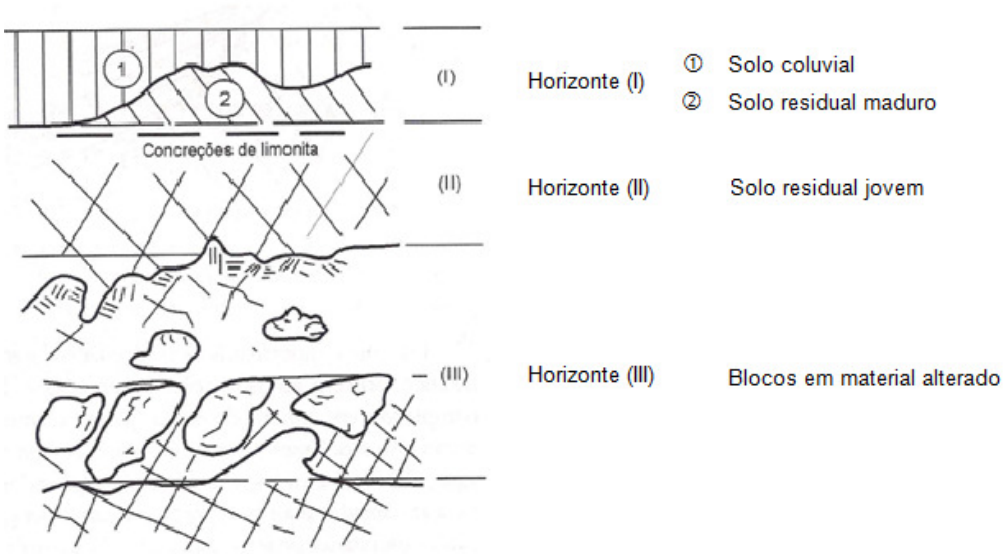

Figura 9 - Perfil de solo residual (Adaptado de VARGAS, 1977)

Os solos residuais maduros perderam toda a estrutura original da rocha mãe e tronaram-se relativamente homogêneos. Muitas vezes a parte mais superficial dessa camada se confunde com o solo coluvionar (ou laterítico) sobreposto.

Os solos residuais jovens mantêm a estrutura original da rocha mãe, inclusive fissuras, veios intrusivos e foliações. O material tem aparência de rocha alterada, porém se desmancha com a pressão dos dedos.

Os blocos de material alterado correspondem à zona de rocha alterada, um material de transição entre rocha e solo onde a ação do intemperismo foi menos intensa. O material desta camada pode ser considerado predominantemente rocha branda e impenetrável ao SPT.

Os principais fatores relacionados à formação dos solos residuais são clima (temperatura e pluviosidade), natureza da rocha mãe, vegetação, condições de drenagem e processos orgânicos. Os solos residuais são encontrados em todas as partes do mundo. No entanto, em regiões úmidas e quentes com vegetação suficiente para impedir o transporte de sedimentos, os solos residuais são encontrados em maior abundancia. No Brasil, as espessuras da camada de solo residual podem chegar a centenas de metros de profundidade (SOWERS, 1969 *apud* LAMB, 1969).

A determinação dos parâmetros de resistência dos solos residuais por meio de ensaios de laboratório pode se tornar difícil devido à heterogeneidade e anisotropia encontradas nesses tipos de solo, características estas provenientes da rocha mãe.

Os solos residuais são freqüentemente cimentados.

2.3 Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

As principais causas de escorregamentos em taludes podem ser divididas em dois grupos: internas e externas. As causas externas são ações que provocam o acréscimo de solicitações externas aplicadas a massa de solo surgindo, geralmente, por alguma mudança na geometria e/ou sobrecarga e por efeitos sísmicos. As causas internas são ações que geram a redução da resistência interna do solo sem alterar visualmente a geometria o talude como, por exemplo, o aumento da poro-pressão.

Para analisar a estabilidade de uma encosta é necessária a realização do cálculo de seu fator de segurança, definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento disponível sobre a resistência ao cisalhamento mobilizada. De modo simplificado, pode ser descrito como a relação entre esforços estabilizantes (resistentes) sobre esforços instabilizantes (atuantes).

$$FS = \frac{\tau}{\tau_a}$$

sendo: τ – resistência ao cisalhamento

τ_a – tensão cisalhante atuante

$$FS = \frac{\sum esforços\ resistentes}{\sum esforços\ atuantes}$$

Em um determinado plano de tensões, quando a tensão cisalhante atuante se iguala a resistência ao cisalhamento, o solo rompe. Desta forma, um fator de segurança com valor igual a 1 indica ruptura. Quando a tensão cisalhante atuante é menor que a resistência ao cisalhamento, somente uma parcela da resistência foi mobilizada e o fator de segurança apresenta valor acima de 1, implicando na estabilidade do maciço.

Uma boa análise de estabilidade depende da seleção dos parâmetros corretos, escolhidos de acordo com o tipo de análise a ser considerada, que pode ser em função de tensões totais ou de tensões efetivas. A análise feita em tensões totais se torna mais simples, pois independe do conhecimento das poro-pressões de campo.

Os métodos de análise de estabilidade usados no presente trabalho foram o Método do Talude Infinito e o Método de Spencer, apresentados mais adiante.

2.3.1 Método do Talude Infinito

O método de Talude Infinito é utilizado para escorregamentos planares, aproximadamente paralelos à superfície. Um talude é denominado infinito quando sua extensão é considerada infinita, ou seja, quando a relação entre extensão e espessura for muito grande. O maciço estudado pode ser homogêneo ou estratificado, desde que os estratos sejam paralelos à superfície do talude. A ruptura ocorre no contato entre o solo e um material subjacente que tenha maior resistência, podendo ser rocha ou outro solo.

O nível do terreno e o nível d'água são considerados constantes ao longo de toda superfície de deslizamento, sendo a direção do fluxo d'água paralela à superfície, conforme mostrado na Figura 10. A situação mais crítica é aquela em que o nível do terreno coincide com o nível d'água (NT=NA).

A Figura 11 apresenta um detalhe da Figura 10.

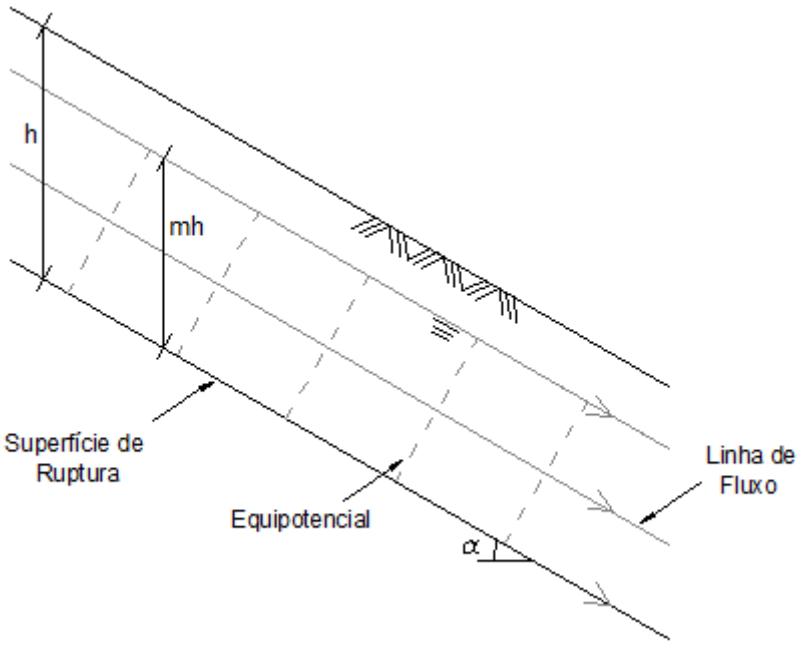

Figura 10 - Modelo do Talude Infinito

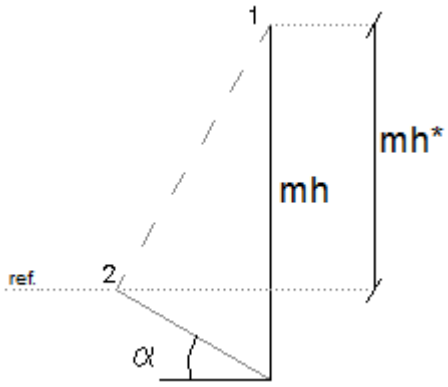

Figura 11- Detalhe da Figura 10

$$H = h_A + h_P$$

$$u = h_P . \gamma_w$$

sendo:

H – carga total

h_A – carga altimétrica

h_P – carga piezométrica

u – poro-pressão na base da fatia

Y_w – peso específico da água

- O ponto 1 localiza-se no nível d'água, então:

$h_{A1} = mh^*$ e $h_{P1} = 0$

$$mh^* = mh.(\cos\alpha)^2$$

$$H_1 = h_{A1} + h_{P1} = mh.(\cos\alpha)^2$$

- Os pontos 1 e 2 pertencem à mesma equipotencial, portanto:

$$H_1 = H_2$$

- O ponto 2 encontra-se na linha de referencia (ref.). Sendo assim:

$h_{A2} = 0$

$H_2 = h_{A2} + h_{P2} = mh.(\cos\alpha)^2$

$h_{P2} = mh.(\cos\alpha)^2$

$u_2 = h_{p2}.\gamma_w = mh.(\cos\alpha)^2.\gamma_w$

SKEMPTON e DELORY (1957) obtiveram a expressão para o fator de segurança demonstrada a seguir, considerando iguais e opostas às forças atuantes nas laterais de uma fatia vertical (Figura 12).

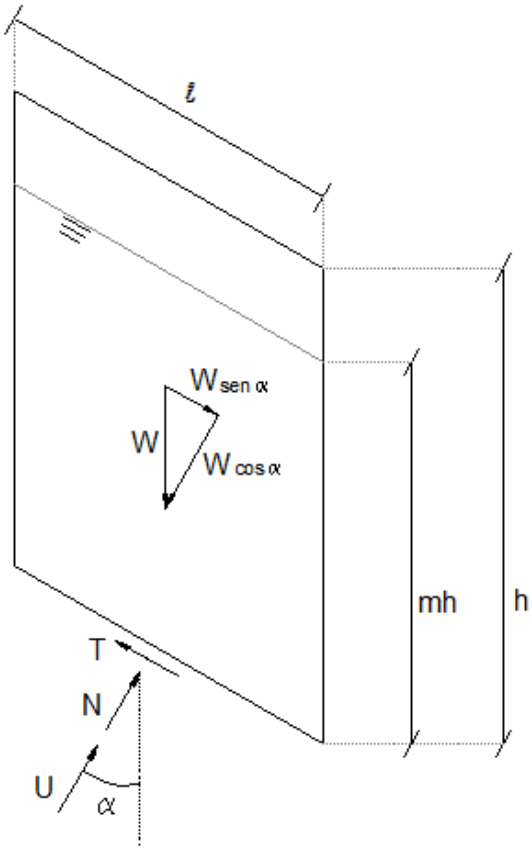

Figura 12 - Esforços atuantes na fatia

sendo:

W – peso da fatia

T – resultante das tensões cisalhantes na base da fatia

N – resultante das tensões normais à base da fatia

U – resultante das poro-pressões na base da fatia

ℓ – comprimento da base

$$W = \gamma . h . l . \cos \alpha$$

$$U = u . l = \gamma_w . mh . l . (\cos \alpha)^2$$

Sendo: γ – peso específico do solo

γ_w – peso específico da água

$$\sum F_n = 0$$

$$N' + U = W . \cos \alpha \ \rightarrow \ N' = W . \cos \alpha - U$$

$$N' = h.l.(\cos\alpha)^2.(\gamma - m.\gamma_w)$$

$$\sum F_t = 0$$

$$T = W.\sin\alpha$$

$$T = \gamma.h.l.\cos\alpha.\operatorname{sen}\alpha$$

$$FS = \frac{l.(c' + \sigma'.\tan\emptyset')}{T} = \frac{c'.l + N'.\tan\emptyset'}{T} = \frac{c'.l + h.l.(\cos\alpha)^2.(\gamma - m.\gamma_w).\tan\emptyset'}{\gamma.h.l.\operatorname{sen}\alpha.\cos\alpha}$$

$$FS = \frac{c' + h.(\cos\alpha)^2.(\gamma - m.\gamma_w).\tan\emptyset'}{\gamma.h.\operatorname{sen}\alpha.\cos\alpha}$$

2.3.2 Métodos de Equilíbrio Limite

Os métodos utilizados em estabilidade de taludes geralmente se baseiam no Equilíbrio Limite, visando determinar o fator de segurança a partir das seguintes premissas:

i) comportamento rígido-plástico do solo, ou seja, o solo suporta todos os estados de tensões antes da ruptura sem apresentar deformações
ii) o fator de segurança é constante ao longo de toda superfície de ruptura
iii) a superfície de ruptura é conhecida e bem definida, assim como as condições de geometria e sobrecarga
iv) o talude encontra-se em estado de ruptura iminente, ou seja, tensões solicitante iguais às tensões resistentes

O método fundamentado nas hipóteses do Equilíbrio Limite mais utilizado é o Método das Fatias. Permite solucionar problemas de solos com estratigrafia, geometria e rede de fluxo complexas, além de rupturas com diferentes formatos, tanto circulares quanto poligonais.

Neste método, a massa deslizante considerada é dividida em *n* fatias (Figura 13) e cada fatia é analisada separadamente através do sistema de forças mostrado na Figura 14. Partindo da análise do equilíbrio individual de cada fatia é possível avaliar o equilíbrio da massa instável como um todo.

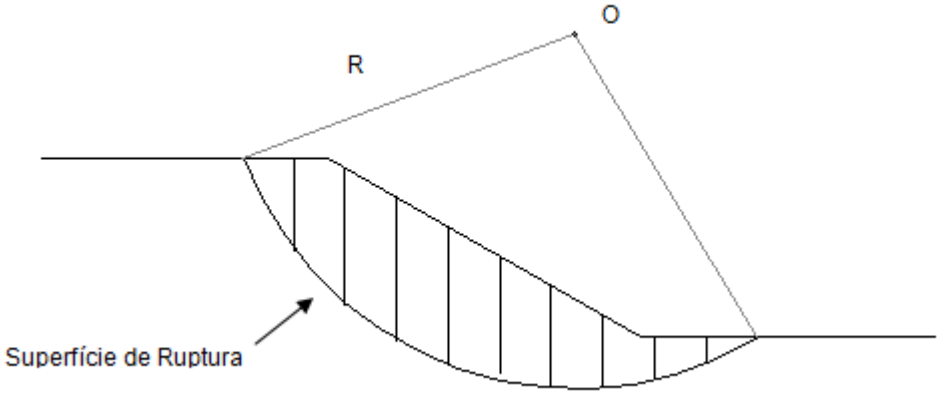

Figura 13 - Talude dividido em fatias

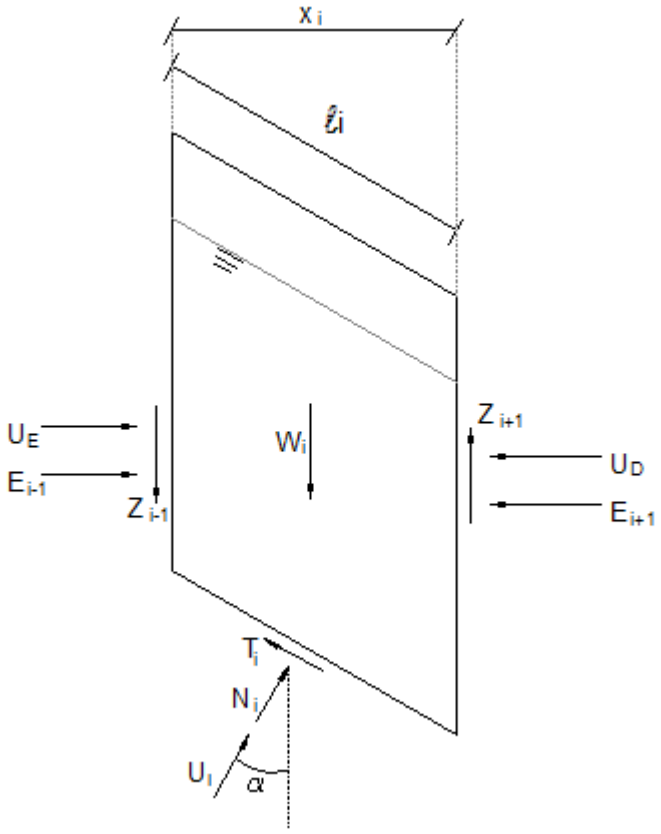

Figura 14 - Esforços atuantes numa fatia *i*

sendo:

W_i – peso da fatia

E_{i-1}, E_{i+1} – resultantes das tensões normais que atuam nas laterais da fatia

U_E, U_D – resultantes das poro-pressões que atuam nas laterais da fatia

z_{i-1}, z_{i+1} – resultantes das tensões cisalhantes que atuam nas laterais da fatia

T_i – resultante das tensões cisalhantes na base da fatia

N_i – resultante das tensões normais à base da fatia

U_i – resultante das poro-pressões na base da fatia

x_i – largura da fatia

ℓ_i – comprimento da base

O sistema de esforços atuantes na fatia apresenta *n-2* incógnitas a mais que o número de equações de equilíbrio da fatia ($\Sigma F_v=0$, $\Sigma F_h=0$ e $\Sigma M=0$), tornando este sistema indeterminado. Com a finalidade de eliminar a limitação do Método das Fatias surgiram diversos métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite que consideram hipóteses simplificadoras no sentido de diminuir o número de equações.

Os métodos Ordinário de Fatias (1927), Bishop (1955) e Jambu (1968) são métodos baseados no Método de Fatias e considerados métodos simplificados. Os métodos de Morgenstern-Price (1965) e Spencer (1967).

Método Ordinário de Fatias

O Método Ordinário de Fatias, proposto por Fellenius em 1927, assume que a resultante das forças laterais da fatia é paralela à sua base, desprezando as forças de interação entre as fatias. Este método possui aplicação somente para superfícies de ruptura circulares. Geralmente apresenta um fator de segurança baixo, sendo a favor da segurança. É considerado um método simplificado, pois satisfaz somente 2 das 3 equações de equilíbrio.

Método de Spencer

SPENCER (1967) propôs um método rigoroso e acurado de análise de estabilidade onde são satisfeitas as 3 equações de equilíbrio. É aplicável em qualquer formato de superfície de ruptura e preconiza que as inclinações das forças laterais são as mesmas para todas as fatias, diferentemente do Método de MORGENSTERN-PRICE (1965) que considera que as inclinações das forças laterais da fatia seguem um padrão preestabelecido e estas inclinações podem ou não variar de fatia para fatia.

Para obtenção do fator de segurança se faz necessário o uso de ferramenta computacional. Softwares como Slope/W e Slide são utilizados atualmente para realizar essas análises. O usuário deve inserir uma série de dados de entrada e o programa fornece o fator de segurança da superfície de ruptura mais crítica.

3 Descrição do Problema

3.1 Características da Região

Nos dias 11 e 12 de janeiro de 2011, ocorreram inúmeros deslizamentos na região serrana do Estado do Rio de Janeiro, decorrentes das intensas chuvas de verão, causando mais de 1500 mortes e severos danos na infraestrutura urbana e rural da região. A área atingida inclui os municípios de Nova Friburgo, Teresópolis e Petrópolis. A região é de clima tropical de altitude e era originalmente coberta pela Mata Atlântica, que foi significativamente reduzida devido à ocupação humana. Esses municípios são bastante urbanizados, mas com agricultura e indústria notavelmente presentes. Nova Friburgo é o município que registra o maior índice pluviométrico do estado.

Embora muitos eventos similares tenham ocorrido no estado do Rio de Janeiro em 1966, 1967, 1988, 1996 e 2010; os deslizamentos de 2011 foram considerados os mais destrutivos já registrados no Brasil (Meis & Silva, 1968; Barata, 1969; Jones, 1973; Lacerda, 1997, 2007; Coelho Netto et al., 2009 *apud* AVELAR et al, 2011).

COELHO NETTO et al. (2011) concluiu que o acúmulo da chuva nos meses que antecederam a catástrofe associado às intensas chuvas com duração de até mais de 24 horas e às condições geológicas e geomorfológicas da região, assim como vegetação e uso da terra, formaram condições propicias para que os milhares de escorregamentos ocorressem.

AVELAR et al (2011), através de trabalhos de campo, registrou a ocorrência de 3562 deslizamentos, observando que rupturas translacionais e debris flows foram os mecanismos de ruptura mais encontrados, porém, rupturas circulares e quedas de blocos também foram registradas. Estudos mostraram que as rupturas translacionais foram rasas e em taludes com inclinação superior a 30°.

O tipo de rocha predominante da região é o granito. AVELAR et al (2011) observou os materiais envolvidos nas rupturas translacionais rasas e constatou 4 tipos de solos, conforme apresentado na Tabela 1. Através de ensaios de cisalhamento direto os parâmetros de resistência desses solos foram obtidos (Figura 15).

Tabela 1 - Tipos de solo encontrado na região (AVELAR et al)

Tipo de solo	Descrição
Saprolito cinza	Estágio inicial de imtemperismo
Saprolito rosa	Estágio mais avançado de intemperismo
Colúvio avermelhado	Solo laterizado
Colúvio castanho	Solo localizado em cavidades de vales

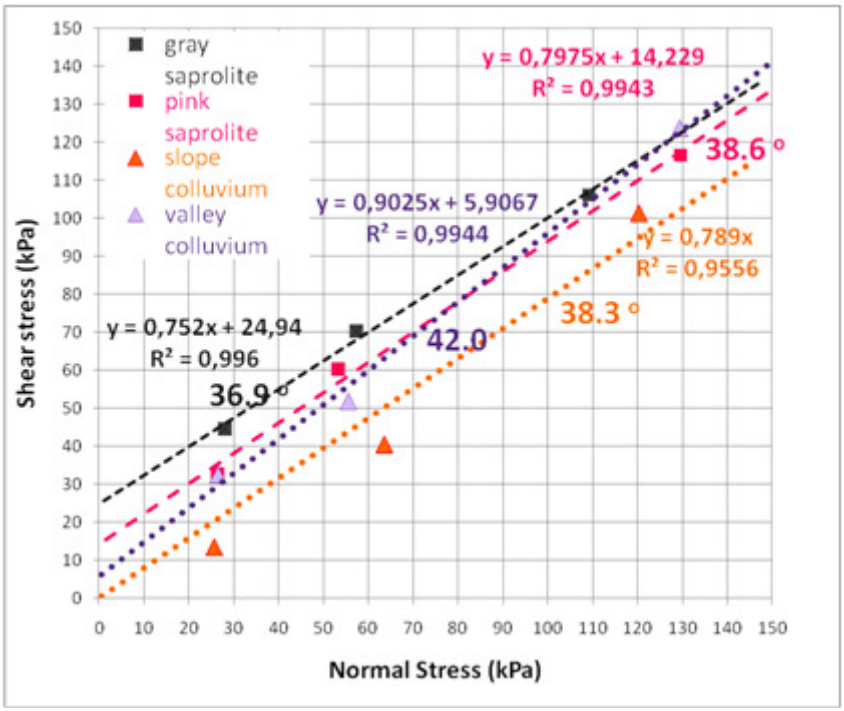

Figura 15 - Envoltória de resistência dos ensaios de cisalhamento direto realizados por AVELAR et al (2011)

LACERDA (2012) constatou que a maioria dos escorregamentos teve início na parte superior das encostas e que aconteceram durante e logo após as chuvas. Devido à condição íngreme dos taludes, os escorregamentos iniciais, carregados pela água da chuva, provocaram o debris-flow ao longo dos vales, devastando a área. Em alguns taludes foram verificadas inclinações de 50° a 70°.

O solo próximo a crista desses taludes, normalmente é laterítico, apresentando um valor de intercepto de coesão efetiva alto e talvez uma coesão efetiva verdadeira, e por isso, apesar da declividade do terreno, estas encostas se mantêm estáveis. No entanto, quando saturados, a poro-pressão aumenta e a tensão normal efetiva diminui, reduzindo conseqüentemente a resistência ao cisalhamento do solo.

3.2 Encosta Estudada

O talude escolhido para retroanálise de ruptura apresenta características representativas da maioria dos movimentos ocorridos no evento, descritas por Lacerda (2012) e situa-se no bairro Campo do Coelho, a aproximadamente 800 m do km 57 da Rodovia RJ-130 (Figura 16), no município de Nova Friburgo, RJ.

Figura 16 - Localização do talude

A Figura 17 apresenta uma vista global do deslizamento ocorrido. A foto foi tirada poucos dias após a ruptura. O deslizamento obstruiu a estrada e destruiu uma casa localizada à jusante dela.

Figura 17 - Vista global do talude após o deslizamento (AVELAR *et al*, 2011)

Identificou-se a presença dos solos saprolito cinza e saprolito rosa (Figura 18) dos estudos realizados no local por AVELAR *et al* (2011). Através de trabalhos de campo, foi constatada a ocorrência de uma ruptura rasa.

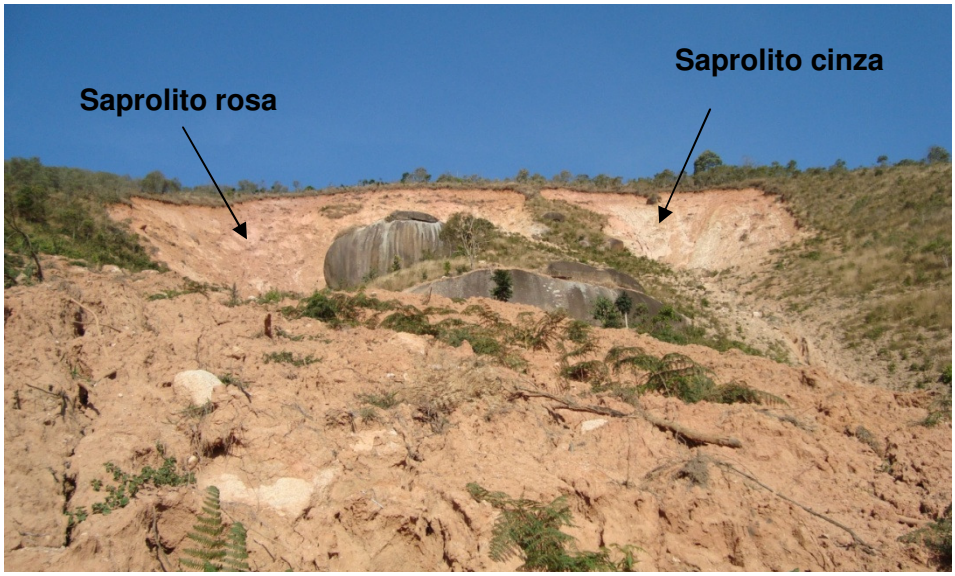

Figura 18 - Identificação dos tipos de solo residuais derivados do granito encontrados na encosta

A Figura 19 apresenta o levantamento topográfico realizado, que será melhor detalhado no Capítulo 5.

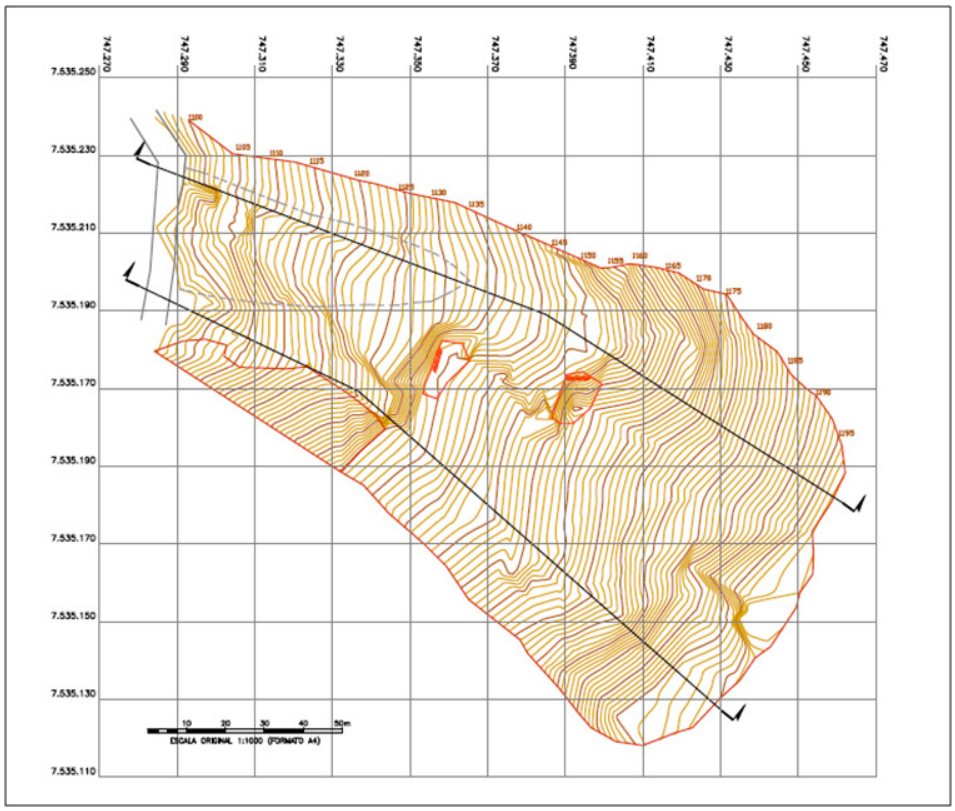

Figura 19 - Levantamento topográfico realizado

A cicatriz da encosta possui aproximadamente 190 m de comprimento, 85 m de largura m e 15.200 m² de área. Foi observada uma espessura de ruptura de 1,5 m próximo as bordas. A inclinação média do terreno vizinho é de 30°.

4 Ensaios Realizados

Aqui serão apresentados os ensaios realizados para avaliação do comportamento do solo por meio da resistência ao cisalhamento. Para a execução dos ensaios foram coletadas amostras indeformadas de saprolito rosa.

4.1 Ensaio de densidade real dos grãos

O ensaio de densidade real dos grãos foi realizado no Laboratório de Geotécnia da COPPE/UFRJ obedecendo às normas NBR 6508/84 e NBR 6457/86. O resultado final foi obtido pela média de três determinações, respeitando a diferença limite de 0,009 entre cada uma delas.

O valor da densidade real dos grãos foi utilizado para calcular os índices de vazios do solo antes e após a fase de adensamento do ensaio de cisalhamento direto.

4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto, devido à sua simplicidade, é bastante difundido no Brasil e considerado o mais usual para obtenção de parâmetros de resistência dos solos residuais.

Os ensaios realizados destinaram-se a avaliar a resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas, utilizando-se o critério de ruptura de Coulomb. Assim, a envoltória de ruptura foi obtida através do ajuste de uma reta, determinando-se o ângulo de atrito e o intercepto de coesão.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica/UFRJ.

4.2.1 Coleta de amostras

Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados anéis de aço (Figura 20) e cilindros metálicos (Figura 21), com a ponta biselada que facilitam a cravação. Considerando-se a anisotropia do material, foi identificado o plano de ruptura do solo para garantir que os moldes fossem cravados numa direção aproximadamente perpendicular a este plano (Figura 22).

Figura 20 - Anel de aço biselado

Figura 21 - Cilindro metálico biselado

Figura 22 - Posição de cravação dos moldes

A extração das amostras foi realizada com auxílio de pás e facas, cravando-se os moldes e debastando-se o solo ao redor dele até que estivesse totalmente preenchido pelo solo, como mostra a Figura 23. Após este procedimento, no caso dos anéis, o solo localizado a aproximadamente 3 cm abaixo do limite inferior do anel foi cortado e as amostras foram imediatamente embaladas em filme plástico e identificadas. Os cilindros, por serem de maior dimensão, após o término da moldagem, foram devidamente arrasados e embalados.

Figura 23 - Retirada de amostra indeformada com molde em cilindro metálico

As amostras foram transportadas em caixas de plástico preenchidas com serragem com objetivo de conservar sua umidade e acomodá-las, evitando possíveis danos causados por choques mecânicos.

4.2.2 Moldagem dos corpos de prova

Foram realizados cinco ensaios de cisalhamento direto, dos quais quatro foram realizados na máquina SHEARTRACK-II da Geocomp Corporation (Figura 24) e um na prensa convencional fabricada pela Ronald Top, devido à indisponibilidade do primeiro equipamento. As tensões normais aplicadas foram de 12,8; 25; 50; 100 e 200kPa.

A caixa de cisalhamento da máquina da Geocomp é cilíndrica (Figura 25) e nela são ensaiados corpos de prova de 6,35 cm de diâmetro e 2,5 cm de altura, cujo molde é o anel biselado mostrado anteriormente. Na moldagem dos corpos de prova, as amostras foram arrasadas e o material restante foi colocado em cápsulas de

alumínio e mantido em estufa a 105°C por pelo menos 24h para determinação a umidade natural de campo do solo.

A máquina da Geocomp é totalmente automatizada e controlada pelo programa SHEAR.

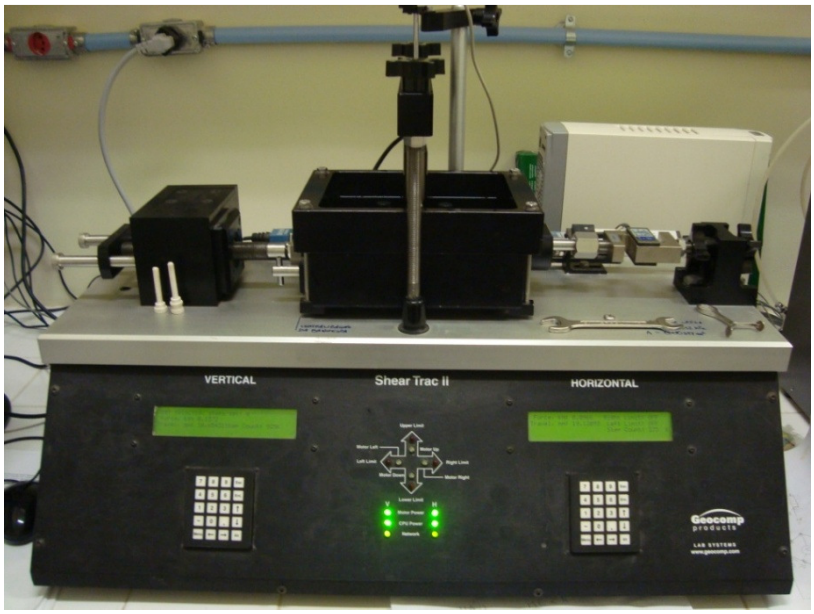

Figura 24 - Máquina de cisalhamento automatizada da Geocomp

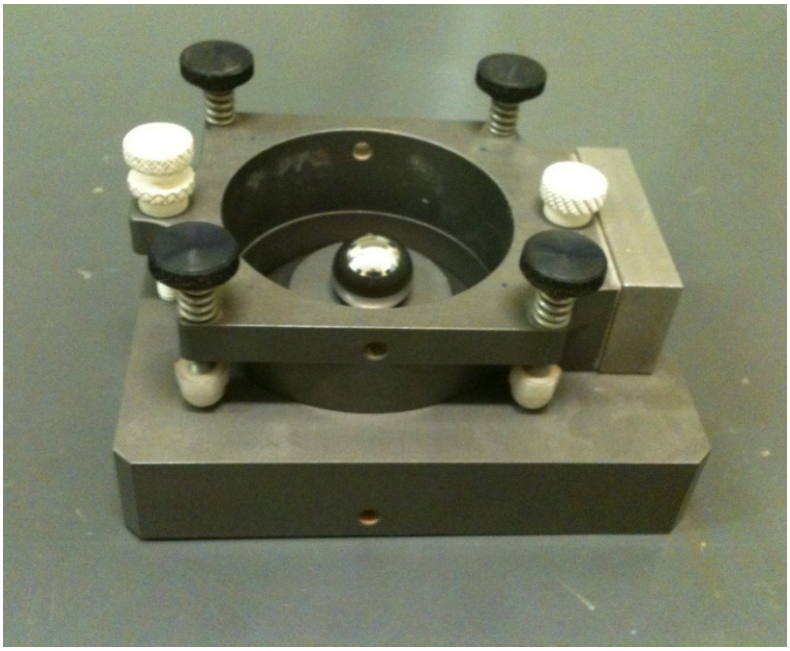

Figura 25 - Caixa de cisalhamento na máquina da Geocomp

A Figura 26 apresenta prensa convencional da Ronald Top. A caixa de cisalhamento da prensa convencional é quadrada (Figura 27) e ensaia corpos de prova medindo 5cm de lado e 2cm de altura. O corpo de prova foi moldado em amostrador quadrado biselado, a partir dos cilíndricos metálicos (Figura 28), adotando-se os mesmo princípios descritos anteriormente para os corpos de prova cilíndricos.

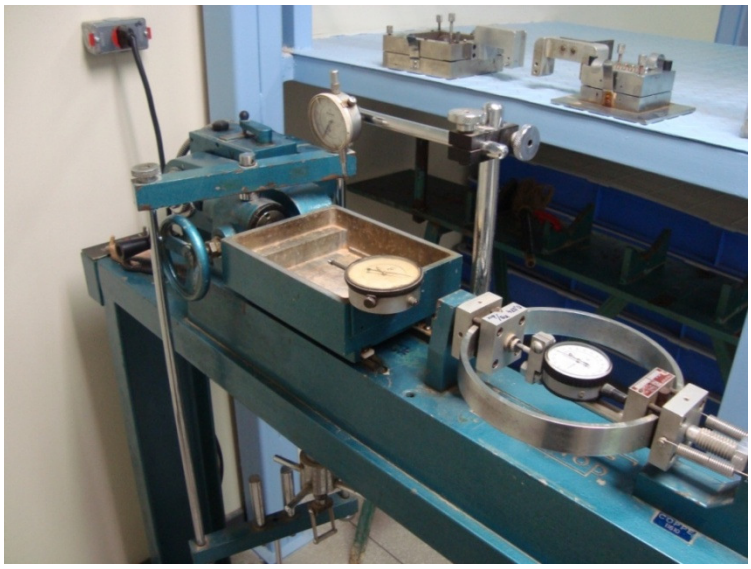

Figura 26 - Prensa convencional de cisalhamento da Ronald Top

A prensa convencional de cisalhamento possui um sistema de engrenagens que funciona pela ação de um motor elétrico, permitindo o controle da velocidade do ensaio. A tensão normal é aplicada manualmente pela adição de pesos ao pendural e funciona pela ação da gravidade.

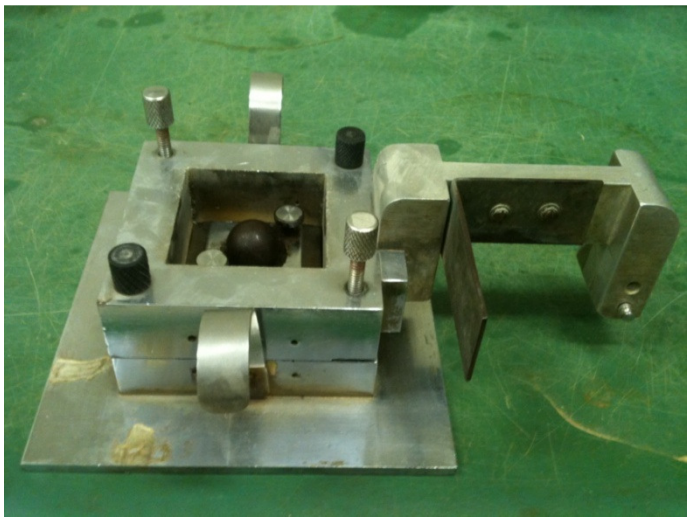

Figura 27 - Caixa de cisalhamento da prensa convencional Ronald Top

Figura 28 - Moldagem de corpo de prova da prensa convencional de cisalhamento

4.2.3 Realização do ensaio

Foi encontrada certa resistência para retirada dos corpos de prova dos moldes, apesar de todos amostradores terem sido revestidos com vaselina antes da cravação.

Nos ensaios realizados no equipamento com caixa de cisalhamento cilíndrica, os corpos de prova foram retirados com auxílio de uma prensa de compressão, impondo-se um deslocamento constante até que o anel dinamométrico detectasse pequena carga, indicando que a amostra não estava mais se deslocando e sim sendo comprimida. A Figura 29 mostra a prensa de compressão utilizada.

O procedimento de retirada do corpo de prova do amostrador ocorre da seguinte maneira: no interior da caixa bipartida aparafusada são colocados o fundo da caixa com suas ranhuras posicionadas perpendicularmente à direção do cisalhamento; a pedra porosa e o papel filtro. O amostrador é posicionado em cima da caixa bipartida. Depois papel filtro, pedra porosa e top cap são adicionados a parte superior da amostra; o conjunto é deslocado para cima contra a prensa e a introdução do corpo de prova à caixa de cisalhamento é realizada.

No ensaio realizado na caixa de cisalhamento quadrada a amostra foi sacada de seu molde com a ajuda de um soquete de madeira de iguais dimensões (Figura 30).

Figura 29 - Prensa de compressão

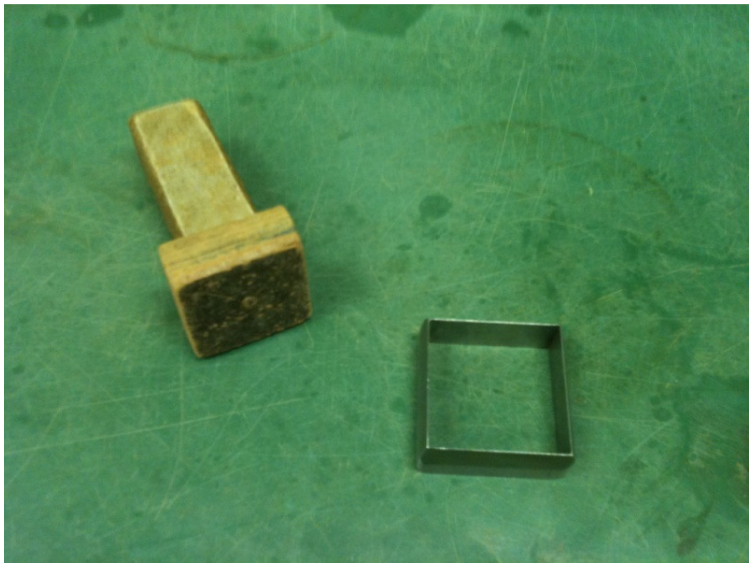

Figura 30 - Anel quadrado biselado e soquete para extração de corpo de prova

. Considerando que as amostras são adensadas até a completa dissipação dos excessos de poro-pressões e que o processo de cisalhamento pode gerar excesso de poro-pressões; utilizando-se velocidades de cisalhamento adequadas, definidas a partir do parâmetro t_{100} da fase de adensamento, pode-se aceitar o ensaio de

cisalhamento direto como drenado ou lento, apesar de não haver controle de drenagem. (HEAD, 1981).

Como as amostras ensaiadas apresentam altura de 2 cm e 2,5 cm, a poro-pressão possui valor desprezível e por isso os parâmetros do solo obtidos no ensaios podem ser considerados em termos de tensão efetiva.

Antes da fase de adensamento, as amostras foram inundadas por períodos que variaram de 20h a 24h. O estado embebido não implica em saturado, uma vez que no ensaio de cisalhamento direto não é possível realizar o controle das poro-pressões, como no ensaio de compressão triaxial.

GIBSON E HENKEL (1954) estimaram empiricamente o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento através da equação:

$$t_f = 12{,}7.t_{100}$$

sendo:

t_{100} - o tempo necessário para o adensamento da amostra

t_f – o tempo necessário para que ocorra a ruptura por cisalhamento

A Figura 31 apresenta o gráfico, extraído do software SHEAR, correspondente ao estágio de adensamento. Ot_{100} foi calculado pelo método de Taylor e estimado em 1,82 min.

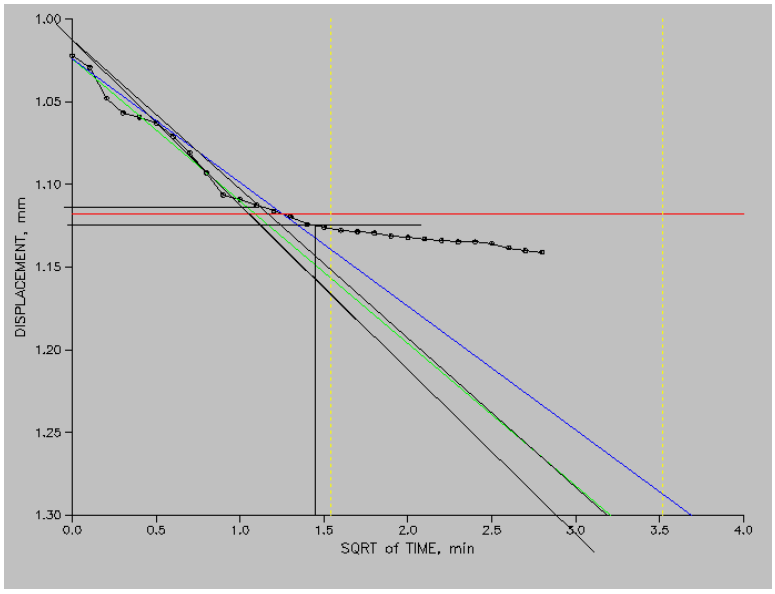

Figura 31 - Gráfico deslocamento vertical (mm) x $\sqrt{t}$ (min)

Considerando que a ruptura das amostras cisalhadas ocorre com 1 mm de deslocamento horizontal, definiu-se a velocidade do ensaio.

$$v = \frac{d}{t_f} = \frac{1\ mm}{12{,}7.1{,}82\ min} = 0{,}044\frac{mm}{min} \approx 0{,}05\ mm/min$$

A velocidade de cisalhamento dos ensaios realizando foi de 0,05 mm/min.

Após a fase de adensamento, retirou-se os parafusos fixadores da caixa de cisalhamento e, com o auxilio dos parafusos espaçadores, as metades da caixa de cisalhamento foram separadas cerca de 1 mm e os corpos de prova foram cisalhados até atingirem 10 mm de deslocamento horizontal. Em todos ensaios realizados foi observado o efeito de inclinação do top cap, independente do equipamento utilizado.

As tensões as quais os corpos de prova foram submetidos durante os ensaios foram calculadas corrigindo-se a área do corpo de prova em função do deslocamento horizontal.

Após a fase de cisalhamento, uma parcela de solo dos corpos de prova rompidos foi colocada em cápsula de alumínio e levada à estufa com a finalidade de determinar a umidade do solo após o ensaio.

A Figura 32 e a Figura 33 a apresentam corpos de prova cisalhados na caixa de cisalhamento cilíndrica e na caixa de cisalhamento quadrada, respectivamente.

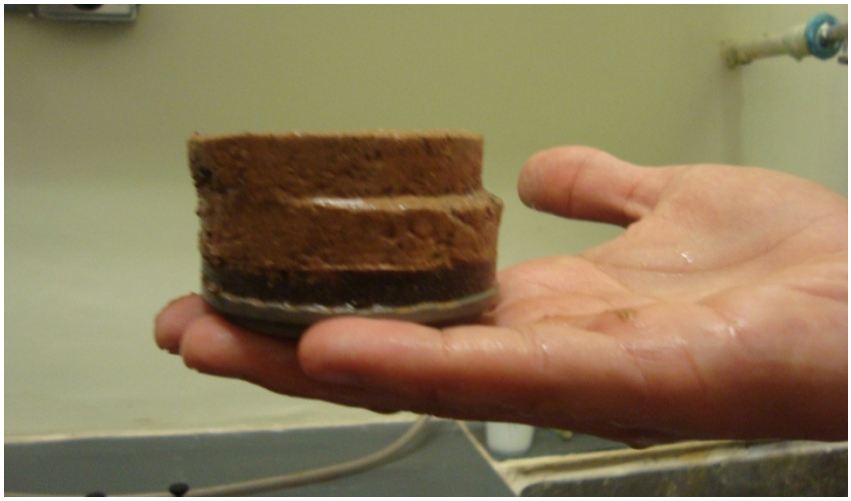

Figura 32 - Corpo de prova cisalhado na caixa de cisalhamento cilindrica

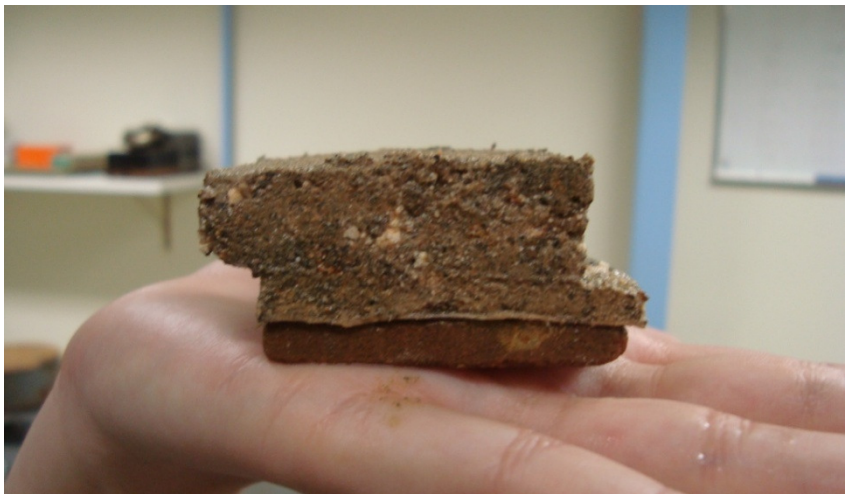

Figura 33 - Corpo de prova cisalhado na caixa de cisalhamento quadrada

4.3 Resultados dos Ensaios

As amostras foram cisalhadas com a aplicação das seguintes tensões normais: 12,8, 25, 50,100 e 200 kPa. Na prensa convencional de cisalhamento foi realizado o ensaio de 12,8 kPa.

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto são apresentados em gráficos de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal e tensão normalizada *versus* tensão normal.

A Figura 34 apresenta o gráfico de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal.

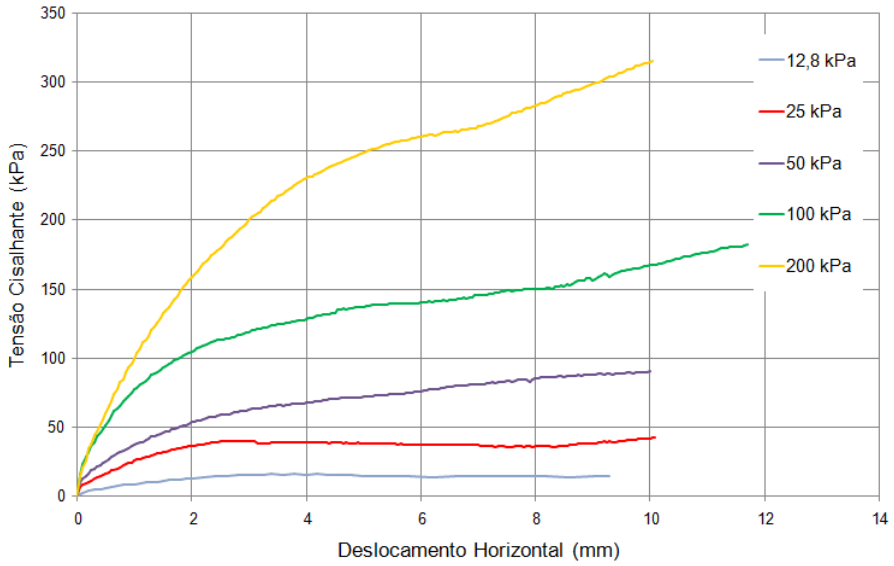

Figura 34 - Tensão Cisalhante *versus* Deslocamento horizontal

No gráfico de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal (Figura 35), a redução do volume ao longo do cisalhamento dos corpos de prova ensaiados com tensões normais de 50 a 200 kPa se assemelha ao comportamento de areias fofas e argilas normalmente adensadas. A contração inicial e posterior expansão das amostras, cujos ensaios foram realizados nas tensões normais de 12,8 e 25 kPa, indica um comportamento similar ao de areias compactas e argilas sobreadensadas.

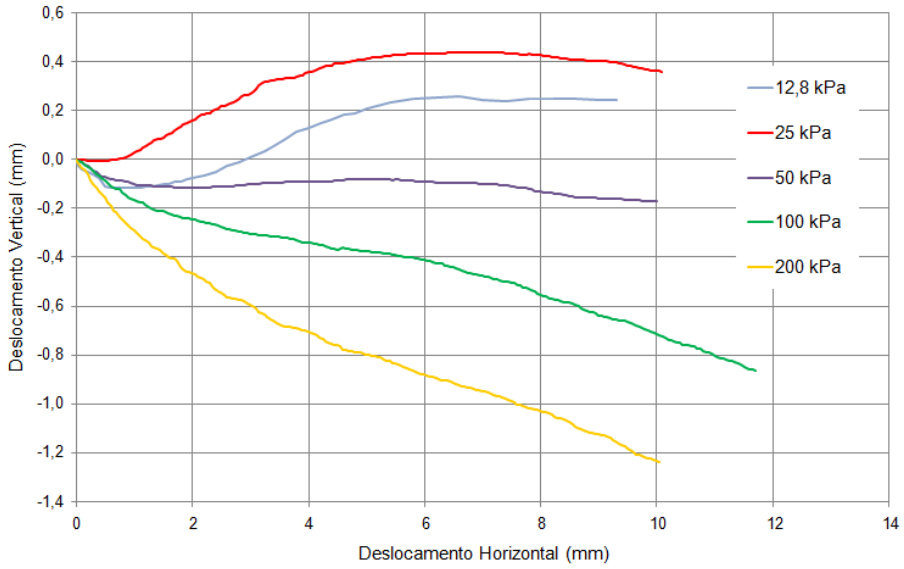

Figura 35 - Deslocamento Vertical *versus* Deslocamento Horizontal

A mudança de comportamento na resistência dos solos residuais pode ser observada no gráfico de tensão normalizada *versus* deslocamento horizontal (Figura 36). As tensões normais de 12,8 e 25 kPa encontram-se abaixo da tensão de cedência, fazendo com que o solo apresente um comportamento dilatante com pico na curva tensão-deslocamento. Para as outras tensões normais utilizadas nos ensaios, acima da tensão de cêdencia, a cimentação entre as partículas do solos é quebrada e o solo tende a apresentar um comportamento como uma areia fofa ou argila normalmente adensada.

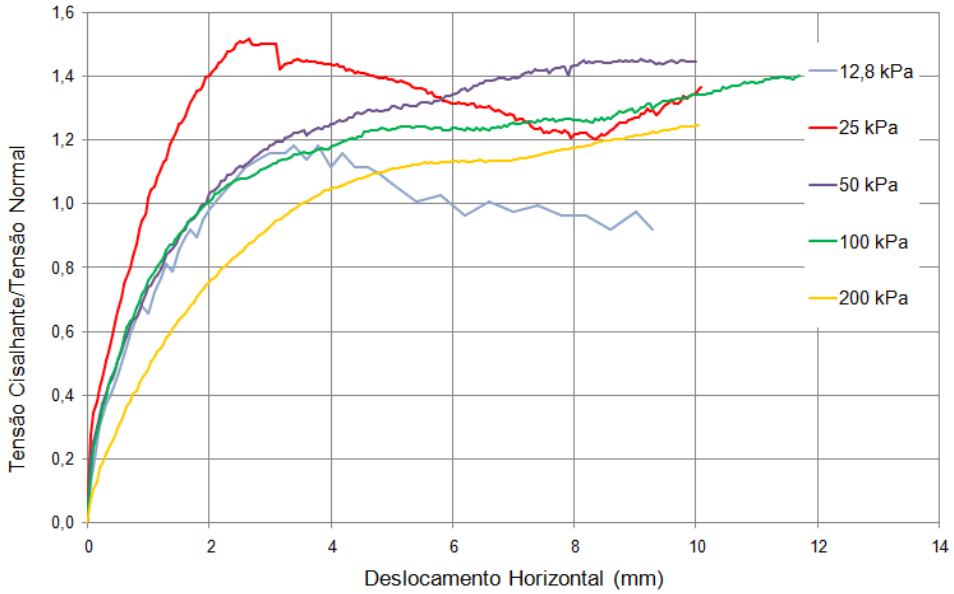

Figura 36 - Tensão Normalizada *versus* deslocamento horizontal

Através de ensaios realizados por RODRIGUEZ (2005) apud LACERDA (2012) com amostras indeformadas de solo laterítico derivado de granito-gneisse da região de Nova Friburgo, a distribuição de pontos obtida no gráfico de tensão normal *versus* tensão cisalhante do solo ensaiado permite que se caracterizem dois comportamentos de resistência, um para tensões normais altas (>50kPa) e outro para tensões normais baixas (<50kPa). Acima do ponto de mudança de comportamento, verifica-se um ângulo de atrito interno mais baixo e intercepto de coesão mais alto. Abaixo do ponto de inflexão, o ângulo de atrito é maior e o intercepto de coesão menor. A mudança de comportamento de resistência pode ser vista na Figura 37.

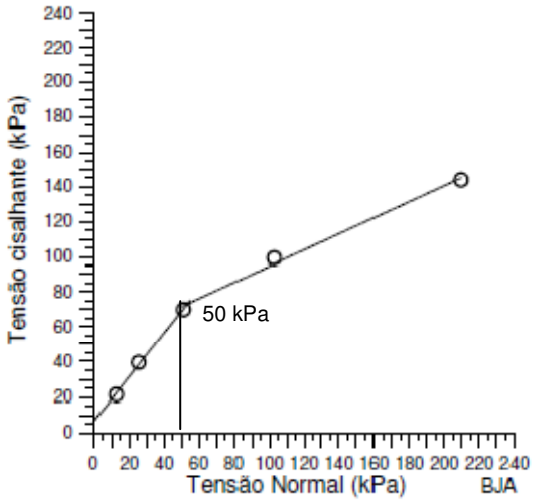

Figura 37 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto de solo laterítico de “Bom Jardim” (Adaptado de RODRIGUEZ, 2005 apud LACERDA, 2012)

Nas análises de estabilidade para o solo laterítico ensaiado, LACERDA (2012) alerta que no caso de ruptura rasa, a utilização dos parâmetros obtidos em envoltórias de altas tensões é contra a segurança, atestando falsamente a estabilidade do talude, mesmo em condições de nível d’água desfavoráveis.

Nos ensaios de cisalhamento direto realizados, pode-se perceber a mesma mudança de comportamento de resistência marcada pelo ponto de inflexão, que representa o ensaio executado com tensão normal de 50 kPa (Figura 38).

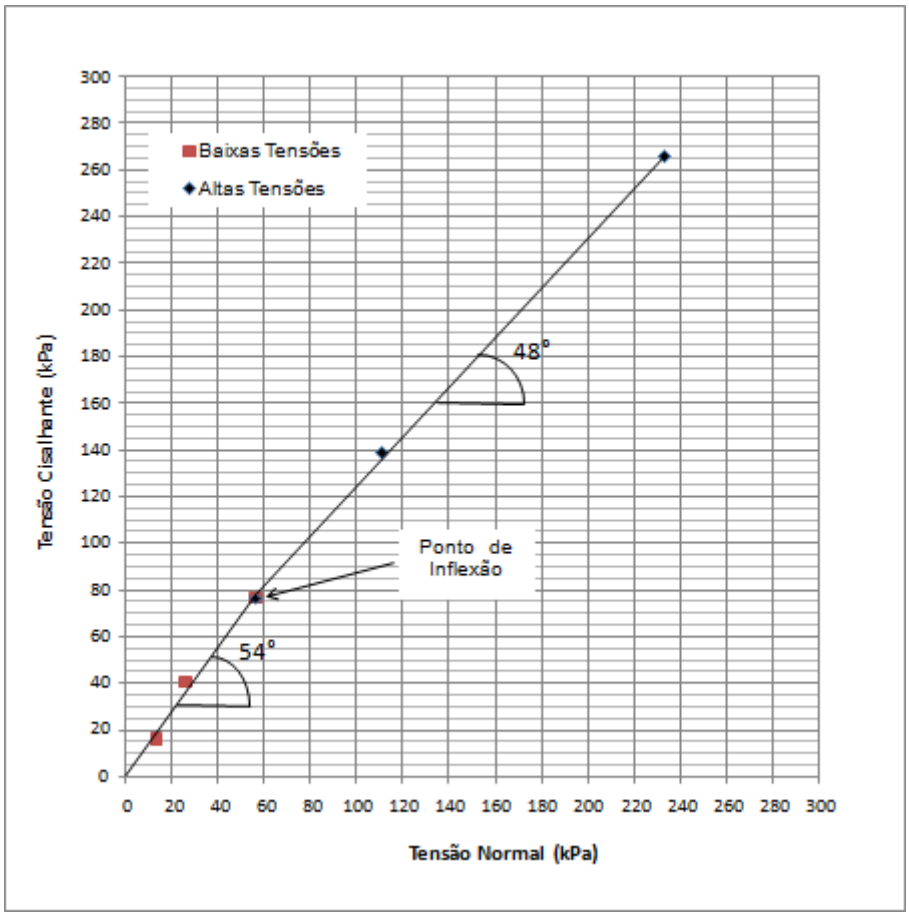

Figura 38 - Dois comportamentos de resistência ao cisalhamento marcados pelo ponto de inflexão

Foram encontradas duas envoltórias de resistência, definidas a partir do critério de Coulomb, para faixas distintas de tensões normais (Figura 39). A envoltória de baixas tensões inclui as tensões normais de 12,8 a 50 kPa, apresentando ângulo de atrito de 54° e intercepto de coesão efetiva de 0 kPa. A envoltória de altas tensões abrange tensões normais de 50 a 200 kPa e apresentou ângulo de atrito de 48° e intercepto de coesão efetiva de 8,7 kPa.

A Tabela 2 apresenta um resumo dos parâmetros de resistência do solo encontrados nas envoltórias de ruptura.

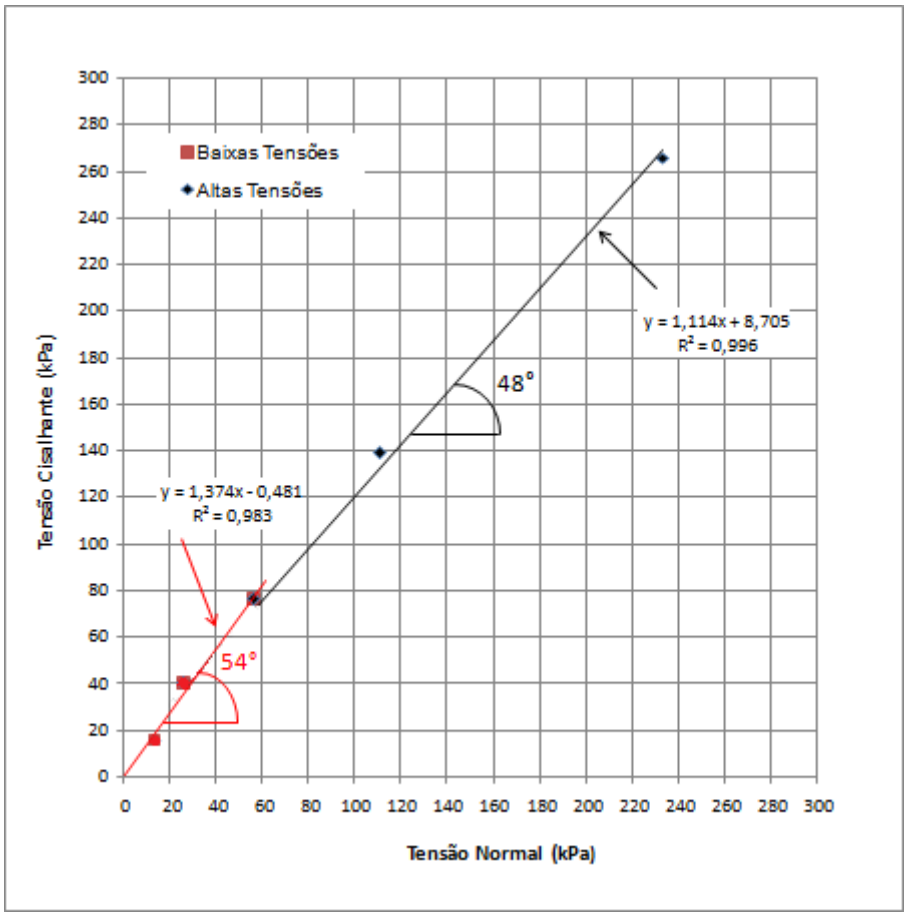

Figura 39 - Envoltórias de resistência obtidas através de ensaios de cisalhamento direto

Tabela 2 - Parâmetros de resistência do solo

Envoltória de Resistência	c' (kPa)	ϕ' (°)
Baixas tensões	0	54
Altas tensões	8,7	48

AVELAR *et al* (2011) ao ensaiar o saprolito rosa com amostra coletada há poucos metros de distância das amostras retiradas para o presente estudo, encontrou 38,6° de ângulo de atrito e 14 kPa de intercepto de coesão efetiva, mostrando a heterogeneidade do material da encosta.

Através de trabalhos de campo foi observada a ocorrência de uma ruptura rasa e por isso os parâmetros de resistência adequados às análises são os parâmetros da envoltória de baixas tensões.

A Tabela 3 apresenta os valores dos índices físicos dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 3 - Valores de Índices físicos dos corpos de prova ensaiados

σ (kPa)	w_i (%)	w_f(%)	e_i	e_f	γ (kN/m^3)
12,8	32,8	35,7	0,92	0,91	18,0
25	36,6	40,6	1,00	0,88	17,8
50	40,3	40,9	1,09	0,93	17,5
100	35,5	40,1	0,88	0,64	18,7
200	33,3	37,0	1,03	0,76	17,1

O peso específico médio encontrado foi de 17,8 kN/m³. Os valores de índice de vazios inicial variaram de 0,88 a 1,09, apresentando-se dentro da faixa típica de valores de índice de vazios de solos residuais, conforme exposto anteriormente no item 2.1.5 Resistência ao cisalhamento de solos residuais. AVELAR *et al* (2011) encontrou para o saprolito rosa valores de índice de vazios de 0,77 a 0,80.

A densidade real dos grãos do solo ensaiado foi de 2,651. O valor da densidade real dos grãos do saprolito rosa obtido por AVELAR *et al* (2011) foi de 2,858.

5 Análises de Estabilidade

Os parâmetros utilizados na retroanálise incluíram os valores de intercepto coesão e atrito obtidos nos resultados de ensaios de cisalhamento direto, a geometria da superfície de ruptura e do talude antes do deslizamento.

O levantamento topográfico do talude após o escorregamento foi realizado utilizando-se uma Estação Total. As curvas de nível foram geradas pelo software Topocal e transportadas para o Autocad, software da Autodesk. A Figura 41 apresenta a topografia levantada na escala 1:1.000. As coordenadas do local foram obtidas através do uso do DGPS (Differential Global Positioning System), um GPS com precisão de centímetros, da Trimble R6. O talude apresentou uma inclinação média de 32°. Na planta topográfica, aparecem demarcados dois blocos de rocha aflorados e uma região de acumulo de material rompido, localizada a jusante do segundo bloco de rocha.

Foram definidos dois perfis de estudo, perfil A e perfil B (Figura 40). A escolha dos perfis foi baseada na visita ao local, no levantamento topográfico realizado e na imagem do talude após a ruptura extraída do software Google Earth. Cabe ressaltar que, em todas as análises baseadas em imagens do Google Earth, utilizou-se a imagem do talude no dia 13/06/2011 - data mais próxima ao levantamento topográfico realizado em setembro do mesmo ano - após ter sido verificada uma distorção na imagem de 19/01/2011, poucos dias depois dos acidentes na Região Serrana do Rio de Janeiro. A comparação entre as imagens do Google de datas distintas após a ruptura está apresentada nas Figuras 42 e 43.

Figura 40 - Imagem Google do talude com demarcação dos perfis de estudo

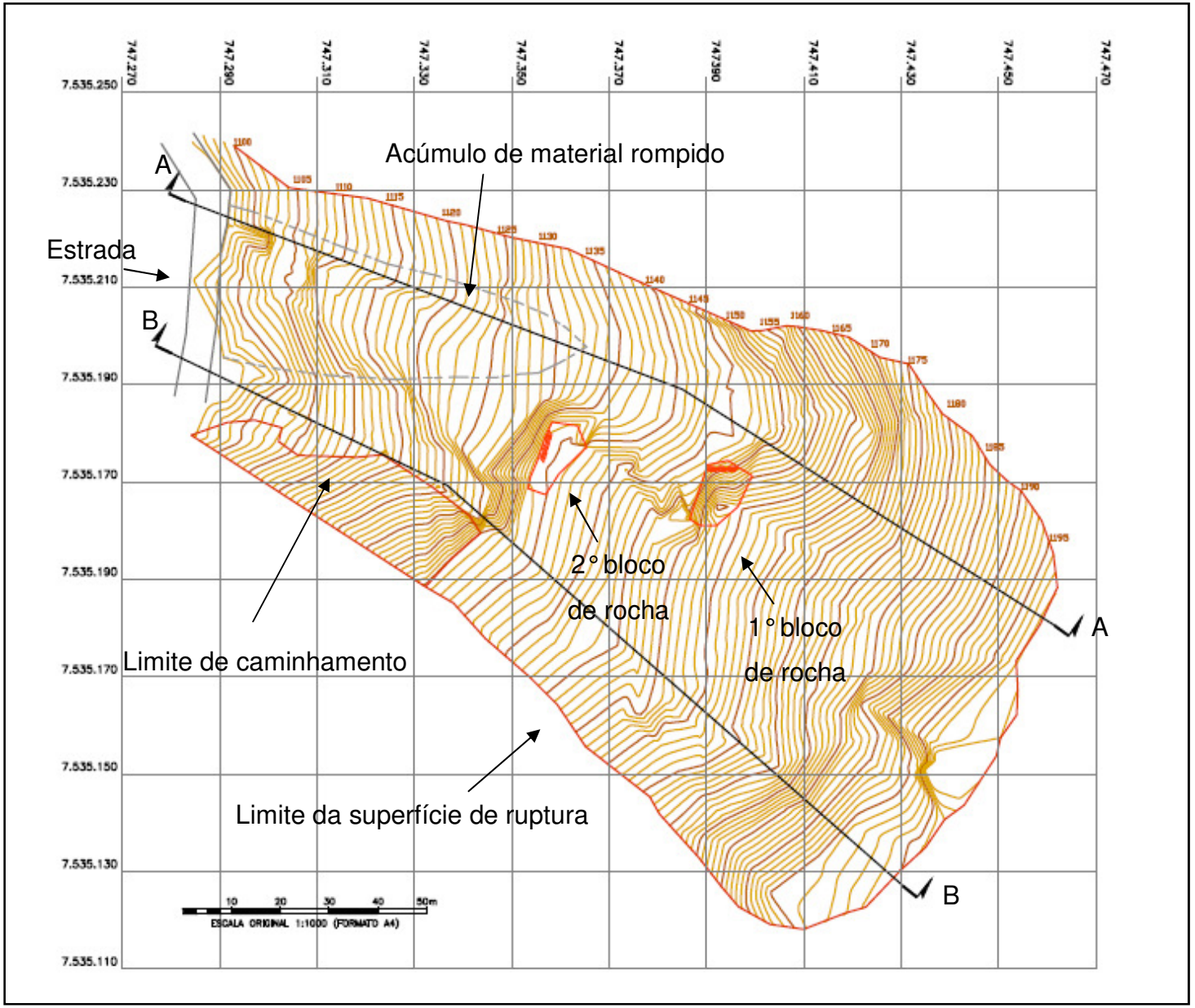

Figura 41 - Levantamento topográfico

Antes de ir para o Google Earth, as imagens passam por um processo chamado ortoretificação, onde elas são georreferenciadas. Como o Google usa imagens de diferentes satélites, com características distintas; é normal encontrar diferenças de posicionamento entre elas, principalmente em regiões acidentadas. A imagem com data mais próxima ao levantamento topográfico apresentou uma ortorretificação mais adequada para a região da encosta estudada.

Figura 42 - Imagem pós deslizamento – data:13/06/2011

Figura 43 - Imagem pós deslizamento – data: 19/01/2011

Para obter a geometria da encosta antes do deslizamento foram adquiridos os dados correspondentes à área de estudo em que se localiza a encosta no Modelo Digital de Elevação do Projeto RJ-25 do IBGE. O MDE é um modelo numérico das características altimétricas da superfície, articuladas por folhas na escala 1:25.000 segundo o recorte de mapeamento sistemático brasileiro. O modelo é baseado em fotografias aéreas obtidas a partir de aerolevantamento realizado em 2006. O dados foram inseridos no software ArcGIS da ESRI, que gerou curvas de nível de 1 m em 1 m. Posteriormente as curvas de nível foram transportadas para o software AutoCAD. A Figura 44 apresenta a topografia pré-deslizamento com base nos dados do IBGE, na escala 1:1000.

A topografia do IBGE apresenta-se bem homogênea e pelas imagens de satélite do Google Earth percebe-se que um dos blocos de rocha já estava aflorado. A partir das Figuras 45 e 46, nota-se a existência de talvegues não representados na topografia adquirida com dados de MDE do IBGE.

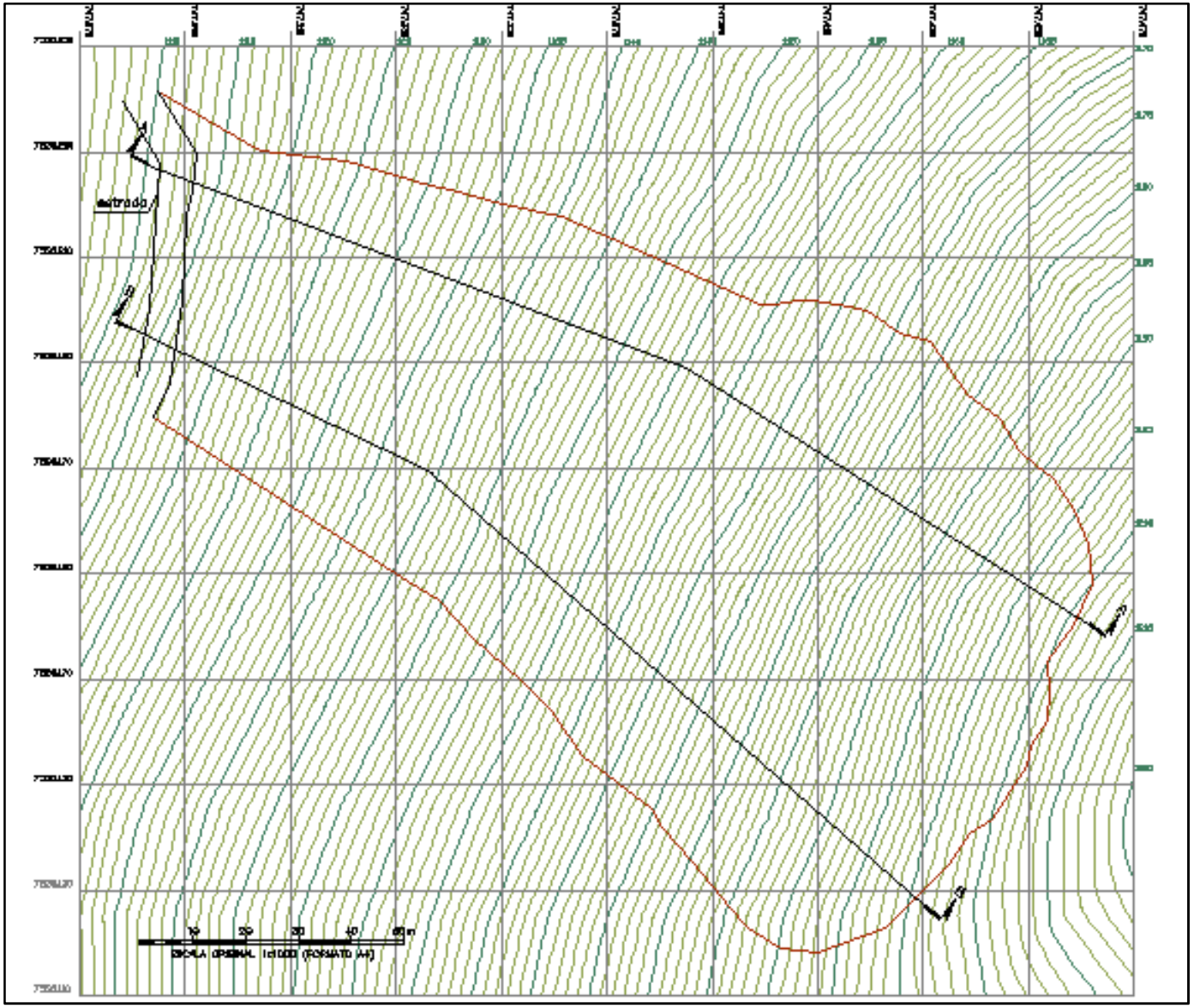

Figura 44 - Topografia pré-deslizamento IBGE

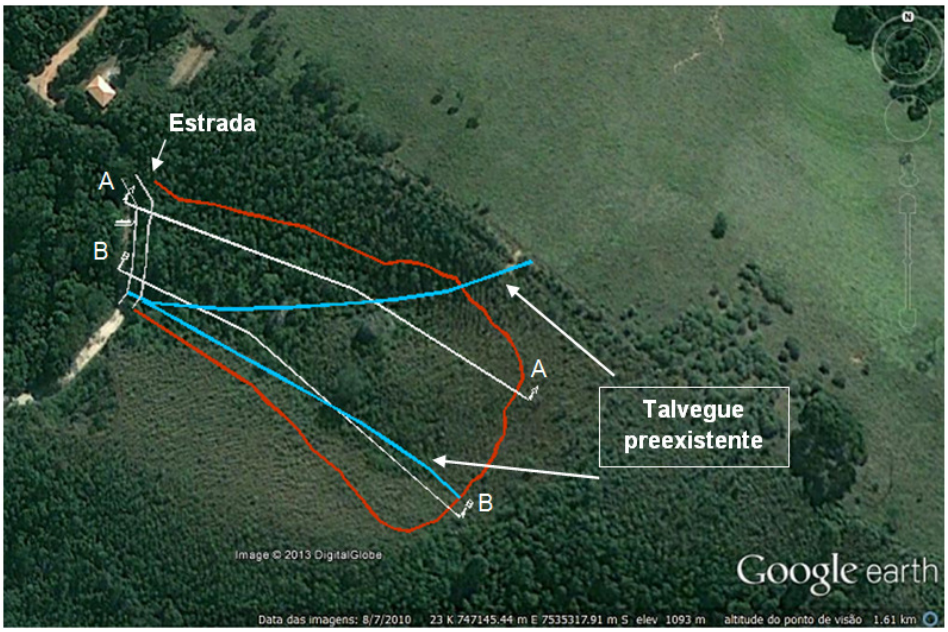

Figura 45 - Imagem pré-deslizamento apresentando talvegues pré-existentes

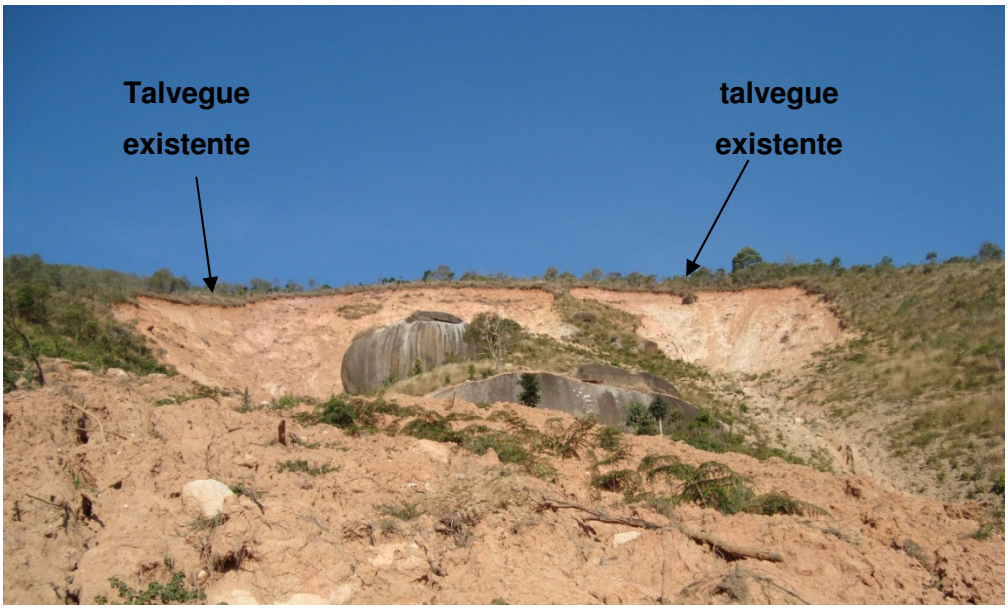

Figura 46 - Imagem pós-deslizamento apresentandos talvegues pré-existentes

A Figura 47 apresenta uma comparação, feita com auxilio do software AutoCAD Civil 3D, das seções das topografias pré e pós-deslizamento nos perfis de estudo escolhidos para análise da espessura de solo rompido. De acordo com o que foi constatado nos trabalhos de campo e citado anteriormente a respeito dos deslizamentos ocorridos na região, o resultado dessa comparação não foi o esperado.

A camada de solo rompido encontrada foi muito espessa, com valores que ultrapassam 10 m.

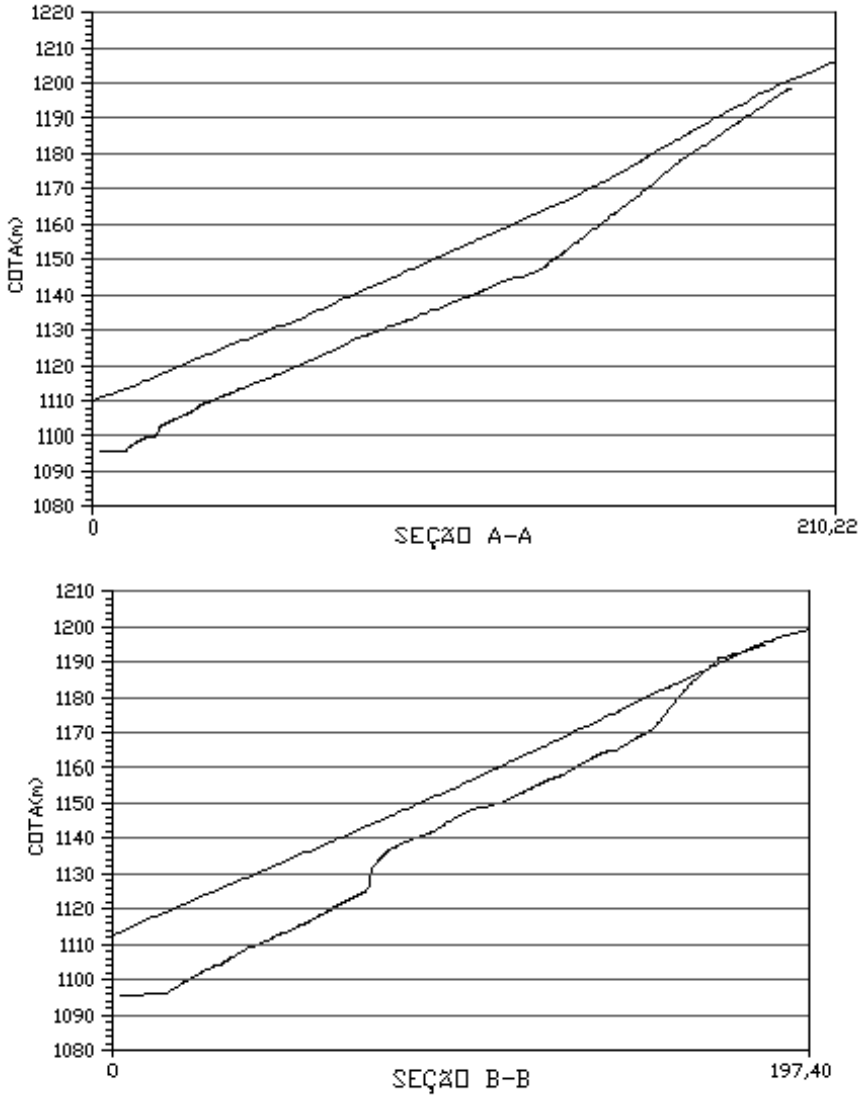

Figura 47 - Comparação das seções das topografias pré e pós-deslizamento nos perfis de estudo escolhidos

A justificativa para a obtenção desse resultado se deve ao fato de que o MDE foi gerado através de algoritmos de extração altimétrica pela correlação de fotografias aéreas. No processo de extração do MDE podem ocorrer anomalias nos modelos, ocasionadas por limitações práticas de correlação, como por exemplo, áreas de sombra. Essas anomalias são representadas por descontinuidades e padrões de valores que não correspondem ao terreno. No site do IBGE, Projeto RJ-25, foi encontrada a informação de que os valores da componente altimétrica podem variar em ± 5 m dependendo das características da região (IBGE, 2013).

Tendo em vista as dificuldades encontradas na utilização da topografia pré-deslizamento do IBGE, optou-se por realizar uma interpretação do terreno antes da ruptura somente nos perfis A e B. O nível do terreno foi estimado prolongando-se as curvas de nível da borda da cicatriz sobre a região rompida, levando em consideração a ocorrência de uma ruptura rasa e o fato de que o solo na região entre os blocos de rocha aflorados praticamente não deslizou. Este prolongamento foi feito por semelhança entre as imagens de satélite e a topografia do IBGE. A partir dos prolongamentos foram definidas as posições dos "pontos interpretados", indicados na Figura 50.

A Figura 48, obtida do AutoCAD Civil 3D, apresenta o resultado final da reconstituição do terreno antes da ruptura nos Perfis A e B. Foi observada a ocorrência de ruptura planar e devido a extensão do talude podemos considerar a ruptura em talude infinito. A espessura média de solo rompido encontrada ao longo dos perfis A e B foi de 2,57 m e 4,53 m, respectivamente, resultando numa média de 3,55 m.

Foi percebida a presença de um acúmulo de material rompido na topografia atual do terreno, no perfil A, entre a estrada e o segundo bloco de rocha (Figura 49). Neste perfil foi examinada a possibilidade de que a ruptura tenha ocorrido de duas maneiras distintas: ou deslizamento simultâneo de todo material, assim como no perfil B, ou ruptura em dois estágios. No primeiro estágio simula-se a ruptura do material localizado entre a estrada e o segundo bloco de rocha. No segundo estágio considera-se a ruptura do material a montante do segundo bloco de rocha.

Para a simulação do primeiro estagio, foi preciso inferir uma superfície de ruptura, a partir da posição atual da estrada e da topografia atual da região do segundo bloco de rocha. No segundo estagio, assumiu-se que a topografia atual define a superfície de ruptura (Figura 50).

Estima-se que, caso tenham ocorrido realmente dois estágios de ruptura, a diferença de tempo entre ambos esteja entre poucos momentos a, no máximo, um dia, pois os escorregamentos ocorreram nos dias 11 e 12 de janeiro de 2011.

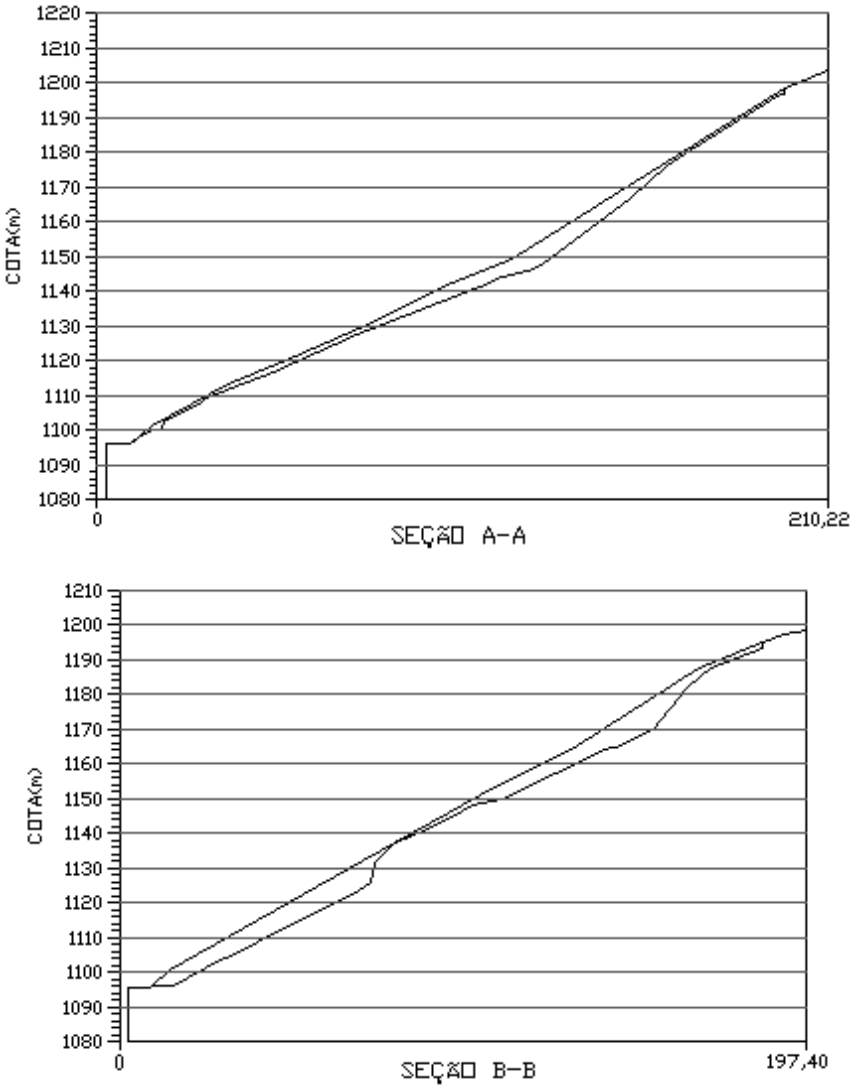

Figura 48 - Comparação das seções das topografias pré-deslizamento interpretada e pós-deslizamento

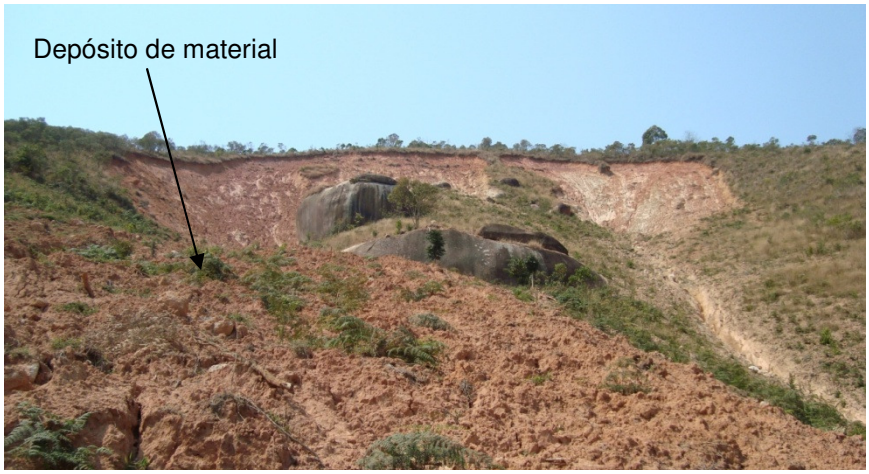

Figura 49 - Material rompido acumulado

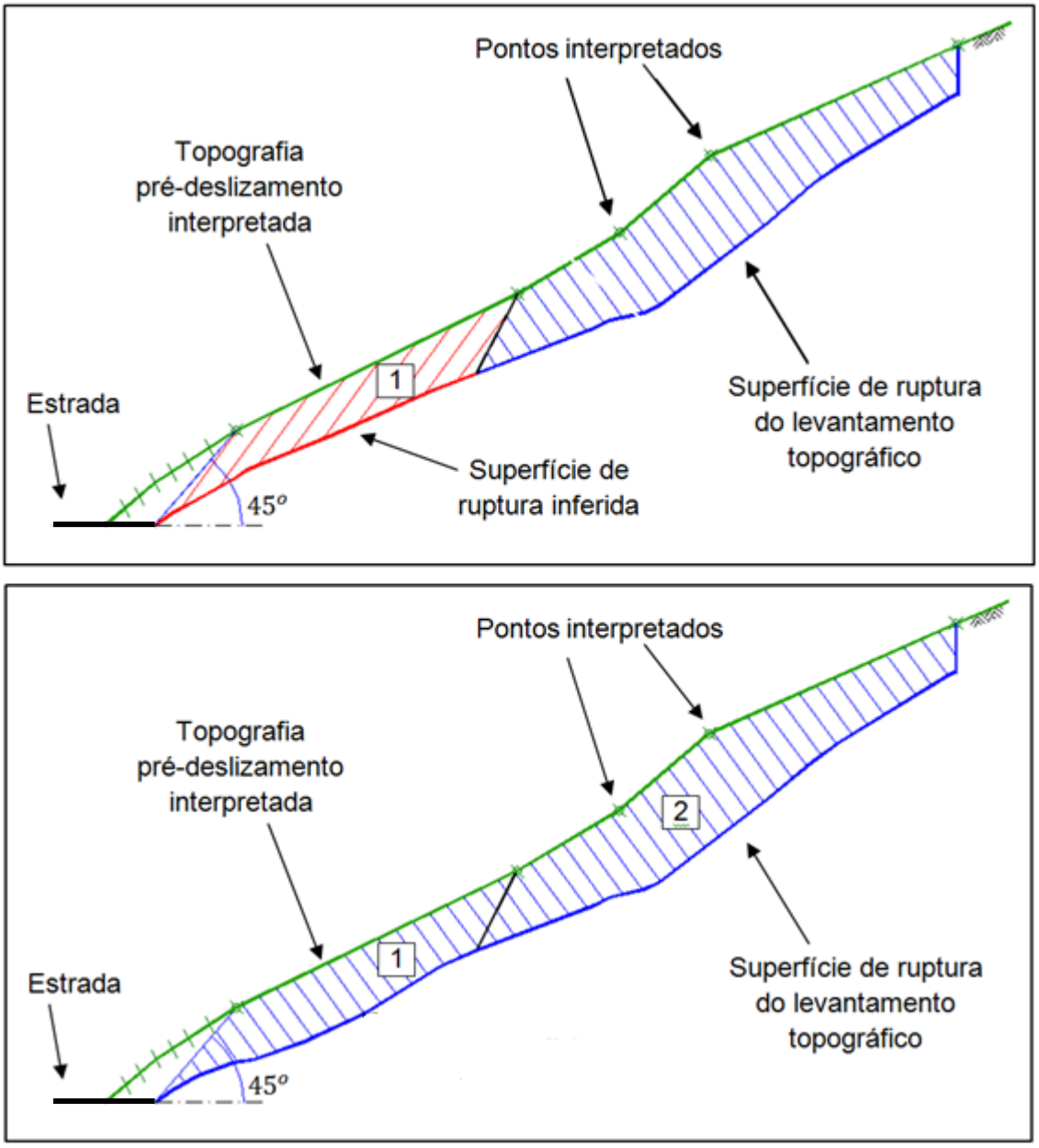

Figura 50 - Figura esquemática do mecanismo de ruptura em dois estágios

Para a realização das análises de estabilidade foi utilizado o software SLOPE/W da GEOSTUDIO, aplicando-se o método de Spencer.

O objetivo das retroanálises foi encontrar o FS = 1, que representa a condição de ruptura, após terem sido previamente determinados os parâmetros de resistência do solo nos ensaios de cisalhamento e as geometrias adequadas ao problema.

Como a espessura média de ruptura encontrada foi de 3,5 m e o talude possui uma inclinação média de 32°, considerando o peso específico de 17,8 kN/m³, a tensão

normal ao plano é de aproximadamente 50 kPa. Para este valor de tensão normal, os parâmetros do solo inseridos no software foram os parâmetros da envoltória de baixas tensões que considera tensões normais até 50 kPa.

O solo foi considerado homogêneo e a superfície de ruptura foi prescrita, conforme geometria explicada anteriormente. A massa instável foi dividida em pelo menos 30 fatias para o cálculo do fator de segurança.

Foram supostas três posições para o nível d'água. Sendo h a altura de solo rompido e mh a altura do nível d'água em cada fatia, considerando m um valor menor ou igual a 1 (Figura 11) temos:

$u = mh.(\cos\alpha)^2.\gamma_w$

sendo:
α – inclinação da encosta
γ_w – peso específico da água

As condições de nível d'água foram analisadas para valores do parâmetro *m* iguais a 0,5, 0,8 e 1,0. Os valores de poro-pressão foram simulados através do parâmetro r_u.

$$r_u = \frac{u}{\gamma.h} = \frac{mh.(\cos\alpha)^2.\gamma_w}{\gamma.h} = \frac{m.(\cos\alpha)^2.\gamma_w}{\gamma}$$

A Tabela 4 apresenta os valores de r_u que correspondentes às três condições de poro-pressão simuladas.

Tabela 4 - Valores de r_u inseridos nas análises

m	r_u
0,50	0,20
0,80	0,32
1,00	0,40

Abaixo seguem apresentados os resultados das análises de estabilidade para cada perfil, em cada condição de nível d'água.

A Figura 51 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A, com parâmetro m = 0,5.

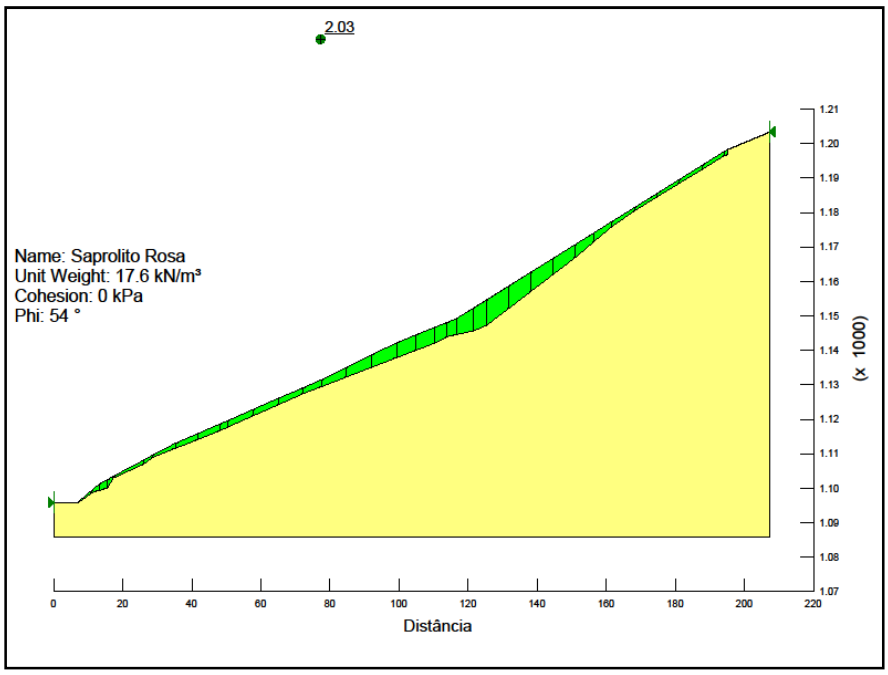

Figura 51 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,5

A Figura 52 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A, com parâmetro m = 0,8.

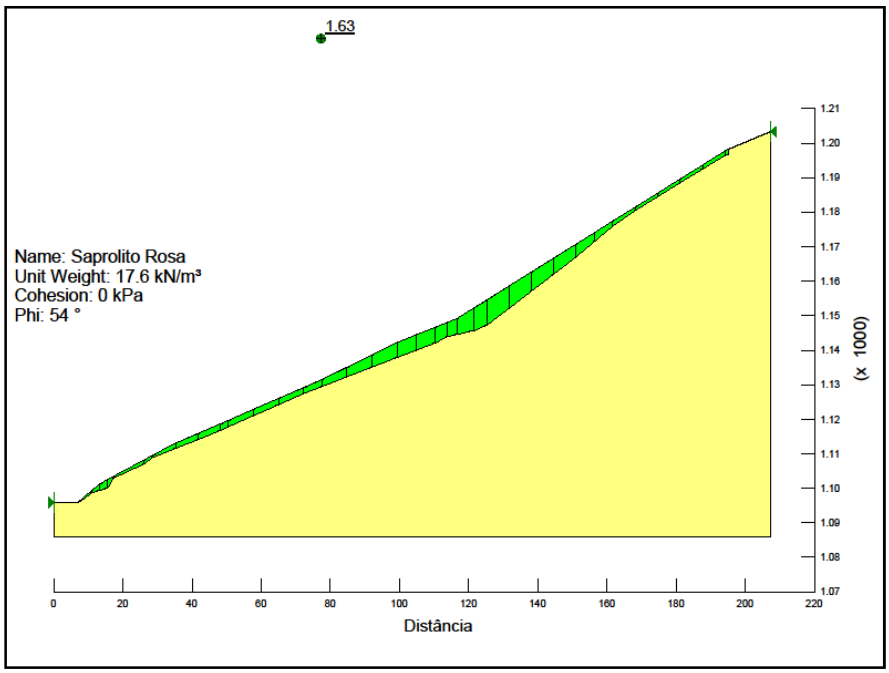

Figura 52 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,8

A Figura 53 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A, com parâmetro m = 1,0.

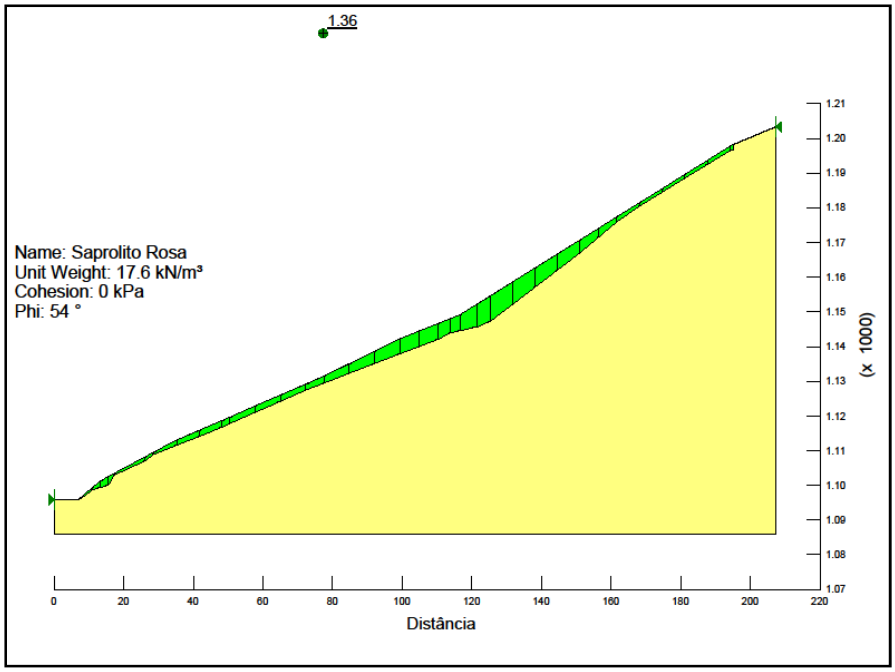

Figura 53 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 1

A Figura 54 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A – ruptura parcial: 1° estágio, com parâmetro m = 0,5.

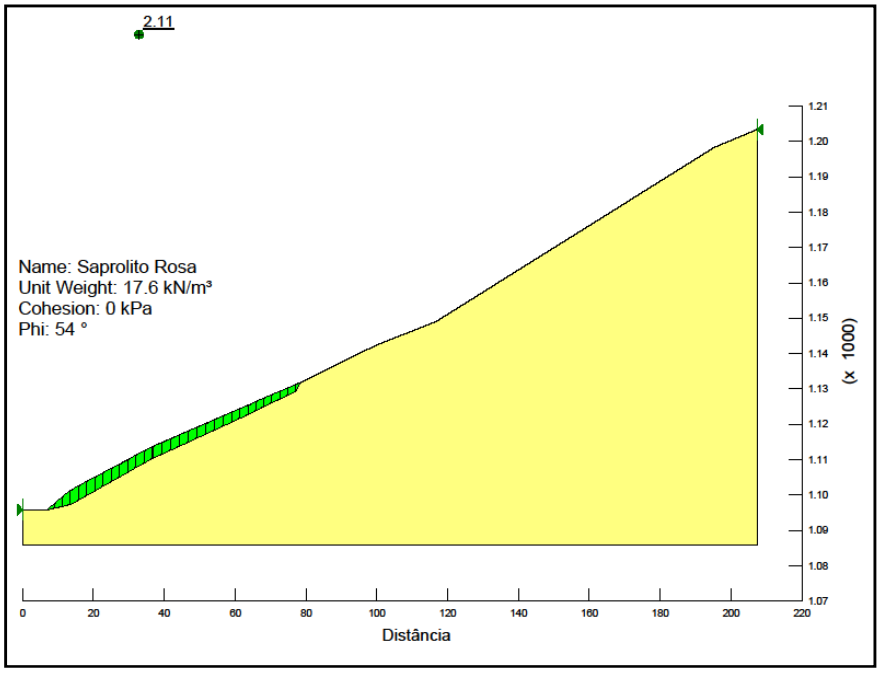

Figura 54 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,5, ruptura parcial: 1° estágio

A Figura 55 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A – ruptura parcial: 1° estágio, com parâmetro m = 0,8.

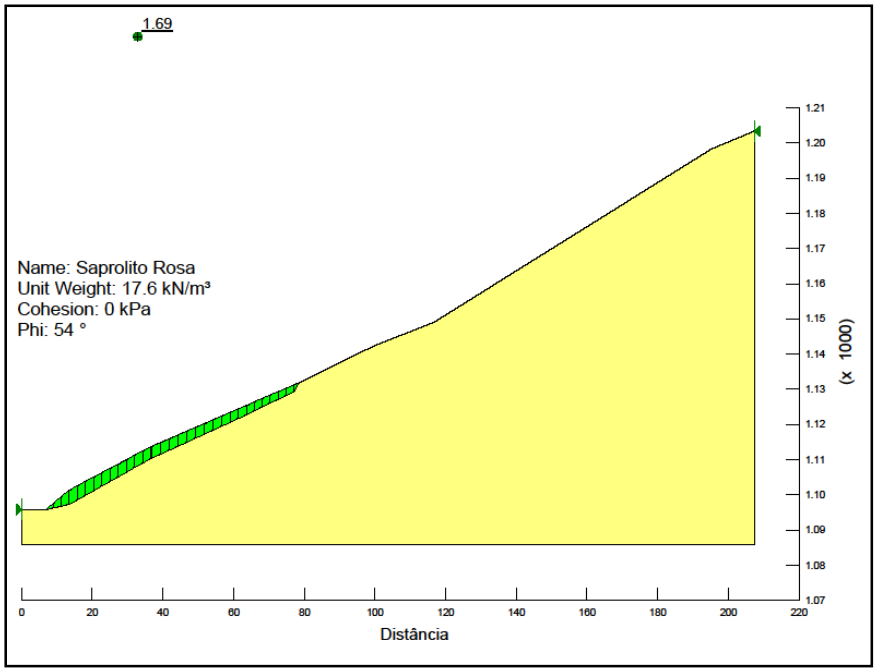

Figura 55 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,8, ruptura parcial: 1° estágio

A Figura 56 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A – ruptura parcial: 1° estágio, com parâmetro m = 1,0.

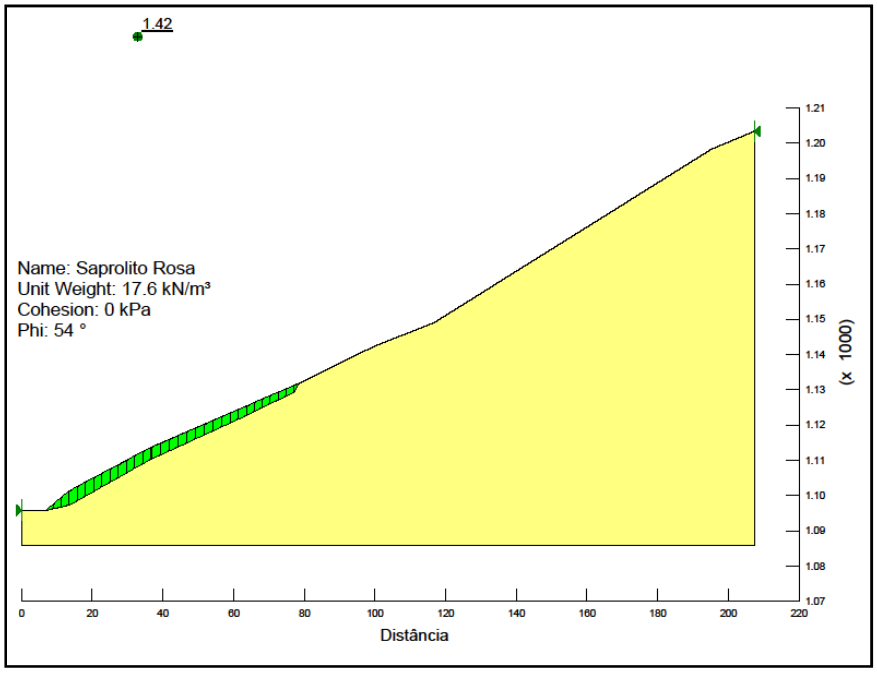

Figura 56 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 1,0, ruptura parcial: 1° estágio

A Figura 57 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A – ruptura parcial: 2° estágio, com parâmetro m = 0,5.

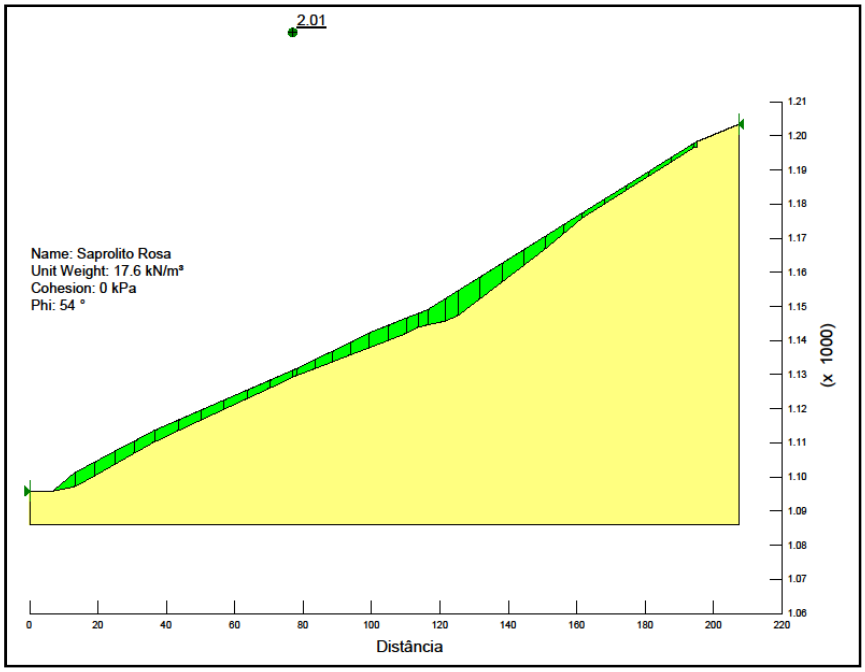

Figura 57 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,5, ruptura parcial: 2° estágio

A Figura 58 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A – ruptura parcial: 2° estágio, com parâmetro m = 0,8

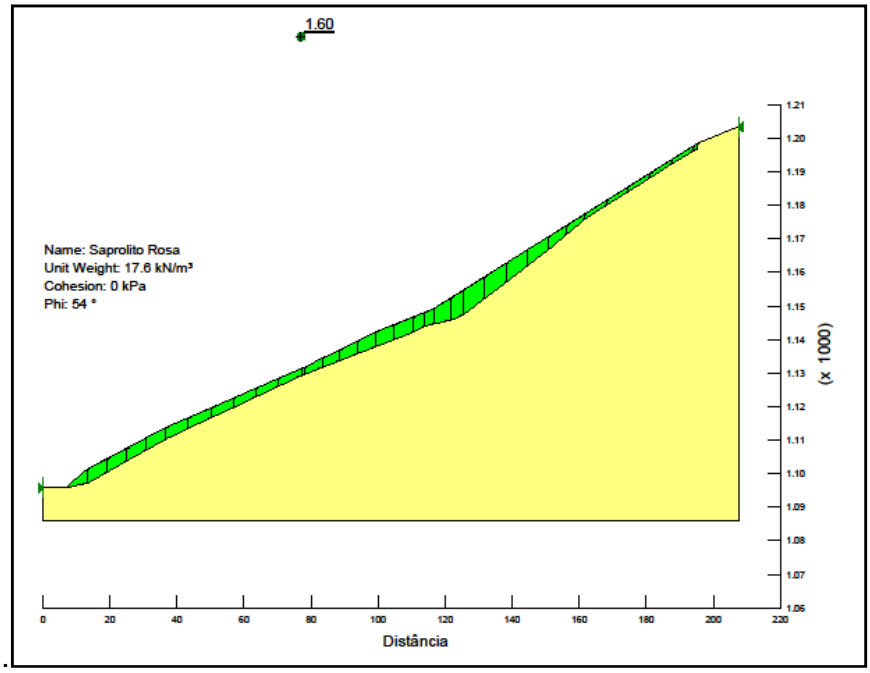

Figura 58 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 0,8, ruptura parcial: 2° estágio

A Figura 59 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil A – ruptura parcial: 2° estágio, com parâmetro m = 1,0.

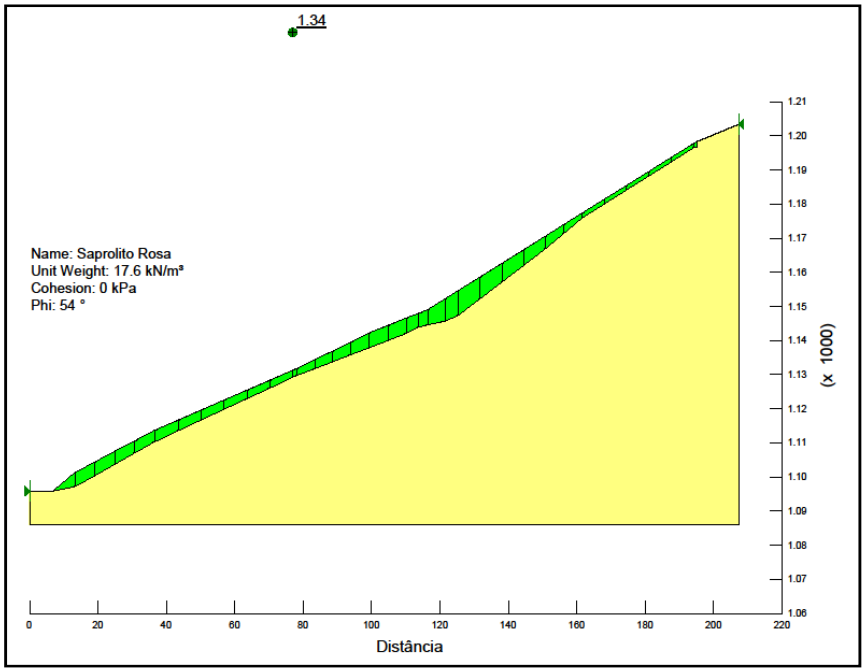

Figura 59 - Análise de estabilidade do Perfil A – m = 1,0, ruptura parcial: 2° estágio

A Figura 60 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil B, com parâmetro m = 0,5.

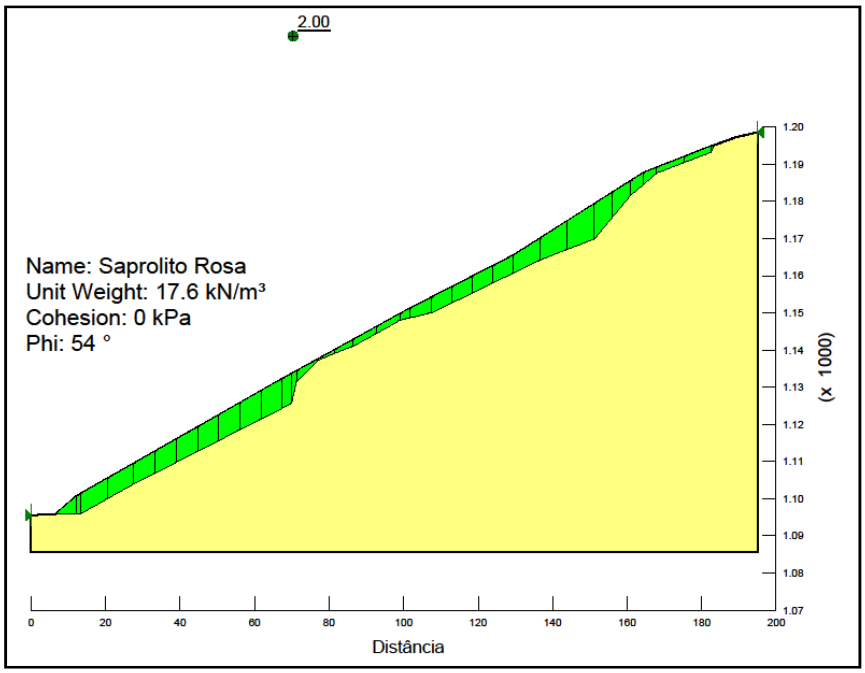

Figura 60 - Análise de estabilidade do Perfil B – m = 0,5

A Figura 61 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil B, com parâmetro m = 0,8.

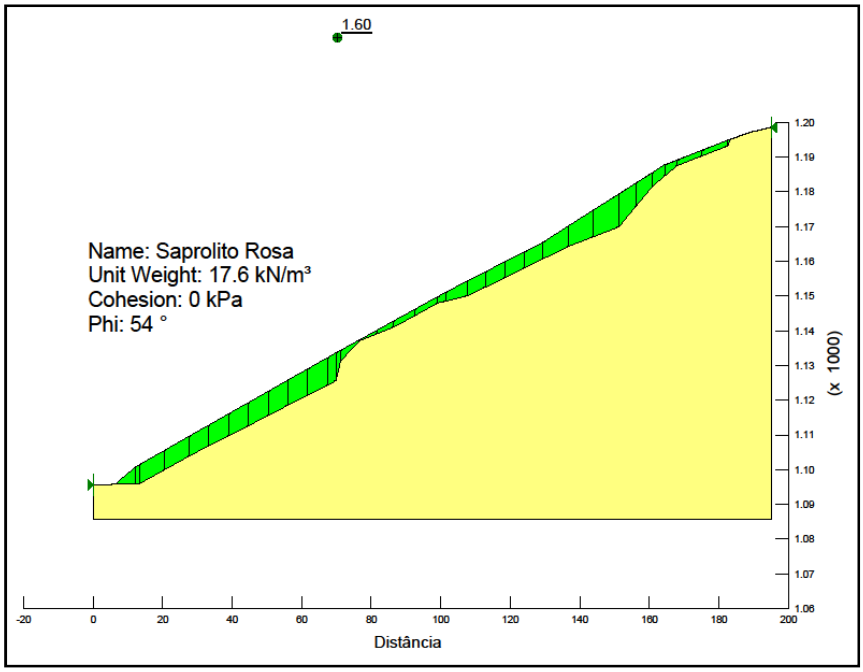

Figura 61 - Análise de estabilidade do Perfil B – m = 0,8

A Figura 62 apresenta o resultado da análise de estabilidade do Perfil B, com parâmetro m = 1,0.

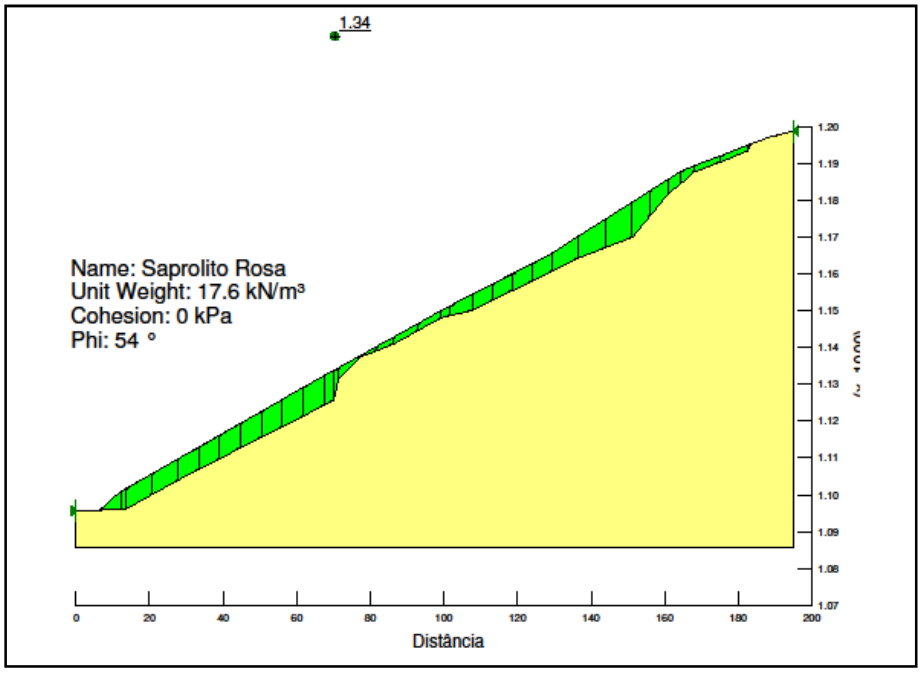

Figura 62 - Análise de estabilidade do Perfil B – m = 1,0

Os valores do fator de segurança dos quatro perfis analisados não apresentaram muita diferença entre si, quando considerado o mesmo parâmetro *m.* Para o perfil A, as análises com dois estágios não mostraram, diferenças significativas de fator de segurança, podendo ser sinal de que a ruptura pode ter sido em um estágio só. A Tabela 5 apresenta o resumo dos resultados das análises de estabilidade

Tabela 5 - Resumo de resultados de FS obtidos nas análises de estabilidade

m	Perfil A	Perfil A - 1° estágio	Perfil A - 2° estágio	Perfil B
0,5	2,03	2,11	2,01	2,00
0,8	1,63	1,69	1,60	1,60
1,0	1,36	1,42	1,34	1,34

Em nenhum dos resultados foi obtido FS = 1, mesmo para o nível d'água coincidindo com o nível do terreno (m = 1,0). Os valores dos fatores de segurança variaram entre 2,11 e 1,34, concluindo-se que a ruptura não ocorreria com estes parâmetros.

Para cada perfil analisado, foram traçados gráficos (Figuras 63 a 66) relacionando o fator de segurança FS com os valores do parâmetro *m,* mostrando que até mesmo na condição mais desfavorável, com o nível d'água na condição NA = NT, o talude não rompe quando utilizados os parâmetros de resistência do solo obtidos em laboratório.

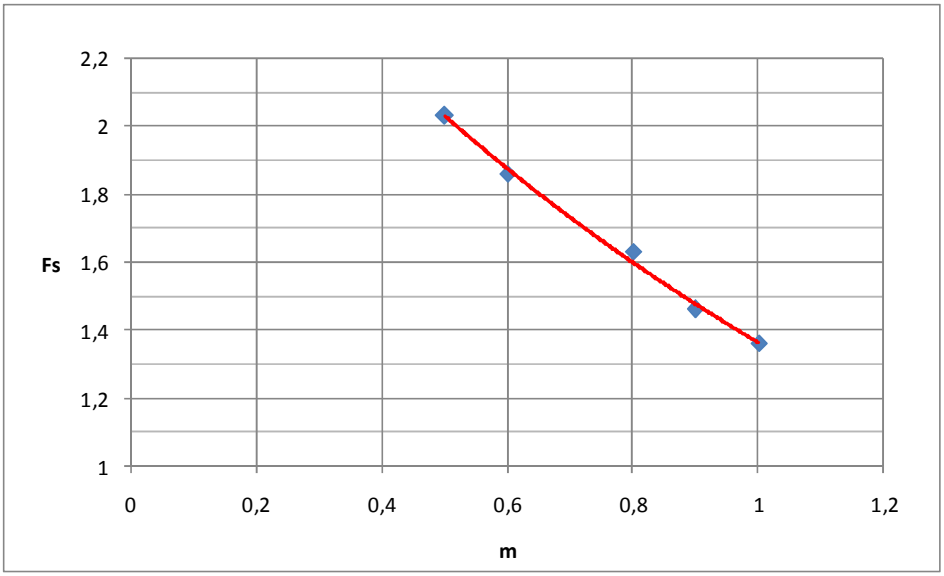

Figura 63 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil A

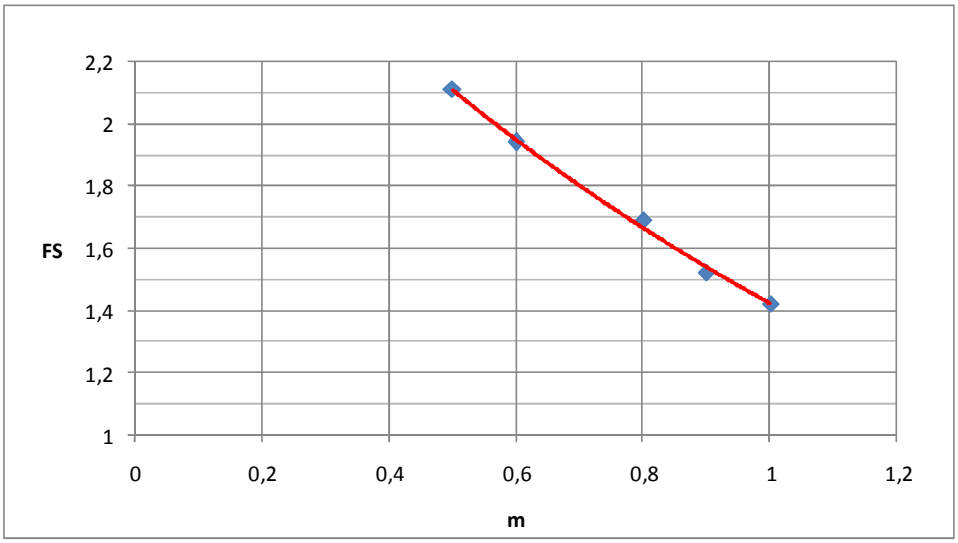

Figura 64 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil A - 1° estágio de ruptura

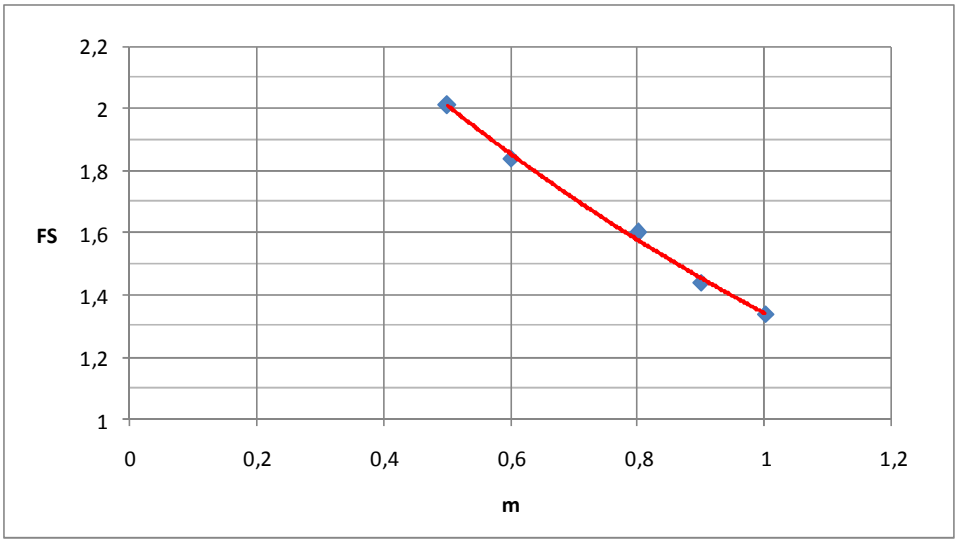

Figura 65 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil A - 2° estágio de ruptura

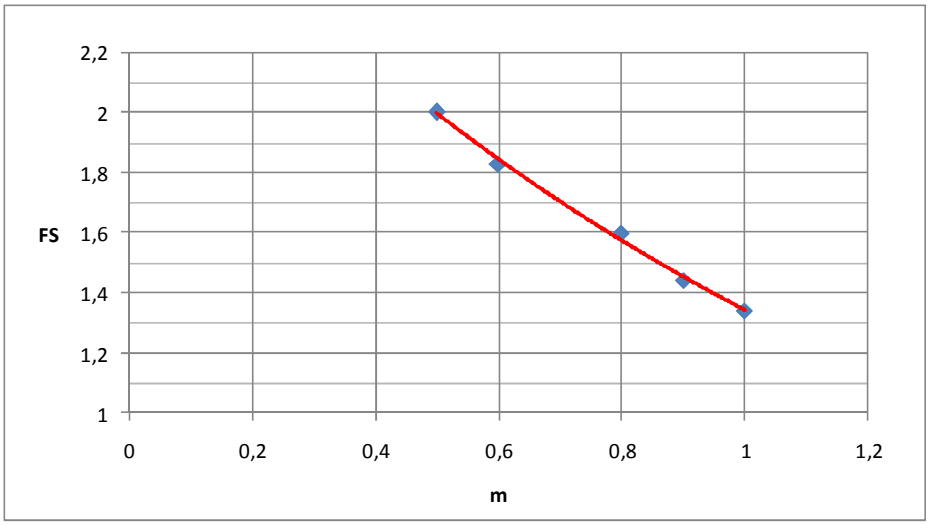

Figura 66 - Gráfico Fator de Segurança *versus* parâmetro m – Perfil B

Para obtenção do fator de segurança unitário em cada nível d'água analisado, foi ajustado por tentativa e erro o ângulo de atrito médio que o solo deveria apresentar, conforme mostrado na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores deϕ' para obtenção de FS = 1 relacionados ao nível d'água

m	Φ'
0,5	34,5°
0,8	40,5°
1,0	45,5°

A partir dos resultados é possível concluir que o solo ensaiado não representa o solo ao longo da superfície de ruptura.

O resultado obtido neste trabalho pode ser explicado pela heterogeneidade e anisotropia presentes no material, além de fatores influenciadores no comportamento mecânico dos solos residuais como cimentação entre as partículas e ação do intemperismo.

6 Conclusões

Para a realização da retroanálise do deslizamento ocorrido em solo residual foram feitos trabalhos de campo com o propósito de obter o levantamento topográfico e coletar amostras indeformadas para avaliação do comportamento mecânico do solo através da resistência ao cisalhamento.

O levantamento da topografia foi executado com uso de estação total e planta topográfica apresentada na escala 1:1.00. A topografia do terreno antes da ruptura que foi obtida com dados de IBGE apresentou problemas de precisão, então optou-se por uma interpretação do terreno pré-deslizamento baseada na topografia com dados do IBGE, em imagens de satélites do Google Earth e na topografia levantada.

As amostras foram retiradas no campo utilizando-se anéis de aço e cilindros metálicos. O plano de ruptura do solo foi identificado e os amostradores foram cravados perpendicularmente a este plano para garantir que na realização do ensaio o plano de ruptura estivesse paralelo à direção do plano de cisalhamento.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em dois equipamentos distintos nas tensões normais de 12,8; 25; 50; 100 e 200 kPa. Foram obtidas envoltórias de resistência de altas e baixas tensões. Como a ruptura foi rasa, optou-se por utilizar os parâmetros de resistência da envoltória de baixas tensões ($c'=0$; $\phi'=54°$). Os parâmetros obtidos neste trabalho apresentaram bastante discrepância quando comparados aos parâmetros de resistência do saprolito rosa ensaiado por AVELAR *et al* (2011).

As análises de estabilidade foram realizadas no software SLOPE/W através do método de Spencer. Foram analisados dois perfis. Para o perfil A, foram estudadas duas hipóteses de ruptura: uma delas assume a ocorrência do deslizamento em duas etapas e a outra em uma só, como no perfil B. Em cada um dos perfis, foi considerado fluxo paralelo ao nível do terreno com altura de nível d'água correspondente a 50%, 80% ou 100% da espessura de solo rompido. A partir dos resultados das análises concluiu-se que os parâmetros de resistência encontrados nos ensaios de cisalhamento direto não foram satisfatórios para reproduzir a ruptura, por resultarem em FS > 1,3.

O resultado obtido neste trabalho pode ser explicado pela heterogeneidade do solo residual do talude, tendo em vista a diferença de resultado encontrada em relação aos parâmetros de resistência de AVELAR *et al* (2011). O resultado também pode ter

sido influenciado pelas dificuldades na obtenção da topografia pré-deslizamento, considerando o detalhamento insuficiente das cartas topográficas disponíveis para a região.

Atualmente estão sendo desenvolvidas outras pesquisas na encosta, devido à complexidade do mecanismo de ruptura envolvido em questão e representatividade do problema dentro da região após o evento ocorrido.

7 Referencias bibliográfica

AVELAR, A. S.; COELHO NETTO, A. L.; LACERDA, W. A.; BECKER, L. B.; MENDONÇA, M. B. 2011. *Mechanism of the recent catastrophic landslides in the mountainous range of Rio de Janeiro, Brazil*

COELHO NETTO, A. L.; SATO, A. M.; AVELAR, A. S.; VIANNA, L. G. G.; ARAÚJO, I. S.; FERREIRA, D. L. C.; LIMA, P. H.; SILVA, A. P. A.; SILVA,R. P.2011.*January 2011: The extreme landslide disaster in Brazil.* 2011.

FONSECA, A. P. 2006. *Análise de mecanismos de escorregamento associados a voçorocamento em cabeceira de drenagem na bacia do rio bananal (sp/rj)*. Tese D.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FUTAI, M. M. 2002. *Estudo teórico-exeperimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento*. Tese D.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J.; 1954.*Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drained Strength, Geotechnique, Vol. 4, pp 6-15.*

IBGE – Site acessado em 02/04/2013

HEAD, K. H., 1981, *Manual of Soil Laboratory Testing - vol.2: permeability, shear strenght, and compressibility test, 1st Editon ELE, International Limited, London*

LACERDA, W. A, 2012.*A suggested shallow slide mechanism of the accidents in the "Região Serrana" of the state of Rio de Janeiro – International Workshop - REAGEO*

LAMBE, W.T., 1969, *Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc., International Edition*

MORGENSTERN, W.R. e PRICE, V.E., 1965, *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*, Geotechnique, vol. 15

NBR 6508/84 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.

NBR 6457/86 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

PINTO, C. S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas /3ª edição*

SILVEIRA, G. C., 1993, *Características Geomecânicas dos Solos Residuais e Coluvionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista – Rio de Janeiro.*Dissertação M.Sc., COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SKEMPTON, A.W., DELORY, F.A., 1957. *Stability of natural slopes in London clay. Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp. 378 – 381*

SPENCER, E., 1967, *A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces, Geotechnique, vol. 17.*

VARGAS, M., 1951, *Resistência e Compressibilidade de Argilas Residuais*, Tese, EPUSP,São Paulo

VARGAS, M., 1977, *Introdução a Mecânica dos Solos*