

Universidade Federal do Rio de Janeiro

ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE  
TALUDE RODOVIÁRIO EM SOLO  
RESIDUAL

Raquel Mariano Linhares

2011



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  

---

Escola Politécnica

# ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE RODOVIÁRIO EM SOLO RESIDUAL

Raquel Mariano Linhares

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

Orientadores:

Leonardo De Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Rio de Janeiro  
Fevereiro de 2011

ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDE RODOVIÁRIO  
EM SOLO RESIDUAL

Raquel Mariano Linhares

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

Examinado por:

---

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

---

Prof. Fernando Arthur Danziger Brasil, D.Sc.

---

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
FEVEREIRO de 2011

Linhares, Raquel Mariano

Análises de Estabilidade de Talude Rodoviário em Solo Residual/ Raquel Mariano Linhares. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, [2011].

VII, 46 p. 29,7 cm.

Orientadores: Leonardo De Bona Becker, Marcos Barreto de Mendonça

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2011.

Referências Bibliográficas: p. 46.

1. Estabilidade de Encostas. 2. Resistência ao Cisalhamento. 3. Resistência Residual. 4. *Ring Shear Test*. 5. Ensaio de Cisalhamento Direto.

I. Becker, Leonardo De Bona et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

*“Se as idéias em curso não puderem ser discutidas,  
a pesquisa terá chegado ao fim.”*

*Erich Von Daniken*

## **Agradecimentos**

Em primeiro lugar, agradeço aos meus pais que me apoiaram e me incentivaram durante todos esses anos de curso. Ao meu pai, além dos preciosos genes de aptidão aos números, pela compreensão de um engenheiro formado, que passou por muito do que eu passei nestes anos; e à minha mãe, que me acalentou e me fez acreditar mais em mim mesma nas diversas vezes que proferi a famosa frase na graduação “Eu nunca vou me formar!”.

Não posso deixar de agradecer aos inúmeros amigos que me ajudaram de diversas maneiras, seja me ensinando, seja aprendendo comigo, seja abrindo discussões e incentivando raciocínio, seja me chamando para um chopp, para conversar sobre outras coisas e manter minha cabeça no lugar.

Aos amigos de laboratório, que me ajudaram imensamente com as leituras dos ensaios e também me transferindo a experiência adquirida, economizando boa parte do meu tempo com tentativas fracassadas.

Agradeço também a todos os professores que contribuíram de alguma forma para a minha formação. Àqueles que me transmitiram conhecimento e experiência um “obrigada” e àqueles que me forçaram a estudar madrugadas a fio, cobraram o máximo de potencial do meu cérebro e da minha paciência, um “muito obrigada”. Só assim sabemos do que somos capazes.

À Silthur Construções Ltda e ao Engenheiro Raphael Barreto Thüler que disponibilizaram não só o espaço para o presente estudo, como mão-de-obra e precioso tempo para nos ajudar. À SOPE pelos recursos e apoio financeiro.

Ao professor Marcos Barreto de Mendonça pela imensa ajuda e orientação neste trabalho, sempre adicionando conhecimento e experiência fundamentais em todas as etapas.

Agradeço especialmente aos dois professores orientadores que mais me foram próximos e acompanharam meu desenvolvimento como profissional e como pessoa: Leonardo De Bona Becker e Ana Paula Fonseca Becker. A vocês dois, um imenso obrigada pelos conselhos e orientação dados para a vida, pelos sempre presentes elogios sinceros e pelos merecidos puxões de orelha. Mais do que professores, vocês foram amigos e, vez ou outra, pais.

A todos que de alguma forma ajudaram e incentivaram esse trabalho, muito obrigada.

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

## Análises de Estabilidade de Talude Rodoviário em Solo Residual

Raquel Mariano Linhares

Fevereiro/2011

Orientadores: Leonardo De Bona Becker  
Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

Em fevereiro de 2009, um deslizamento de terra movimentou uma enorme massa de solo e rocha (550 mil toneladas) na rodovia RJ-142, km 41. O solo local apresenta grande variabilidade e estratigrafia complexa. O objetivo principal deste trabalho foi a obtenção dos parâmetros de resistência de um solo micáceo envolvido no deslizamento. Também foi realizada uma breve análise de sua estabilidade. Os parâmetros de pico foram encontrados através do ensaio de Cisalhamento Direto com amostra indeformada, e os residuais, através do *Ring Shear Test*. Foram realizados ensaios de Cisalhamento Direto com Reversões a fim de se comparar os valores obtidos com o *Ring Shear Test*, porém a perda de solo durante a reversão dos ciclos impossibilitou o correto alinhamento das partículas e a obtenção dos parâmetros residuais. O estudo da estabilidade da encosta foi feito admitindo 2 situações distintas: (i) solo isotrópico e parâmetros de pico e (ii) solo isotrópico e parâmetros residuais. Foi apresentada uma revisão bibliográfica a respeito da resistência residual e dos métodos da análise de estabilidade. Os parâmetros de pico encontrados foram  $\varphi' = 43^\circ$  e  $c' = 12,4$  kPa. Atribuiu-se o alto valor de  $\varphi'$  à granulometria do solo (2/3 de parcela grosseira). O parâmetro residual foi de  $\varphi'_{\text{residual}} = 15,3^\circ$ , com coesão nula.

*Palavras-chave:* Estabilidade de Encostas, Resistência ao Cisalhamento, Resistência Residual, *Ring Shear Test*, Ensaio de Cisalhamento Direto.

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

## STABILITY ANALISYS OF A ROAD SLOPE IN RESIDUAL SOIL

Raquel Mariano Linhares

February/2011

Advisors: Leonardo De Bona Becker  
Marcos Barreto de Mendonça

Course: Civil Engineering

In February 2009, a landslide moved more than 550,000 tons of soil and rocks at the highway RJ-142, km 41. The local soil shows a huge variability and complex stratigraphy. The main goal of this work was to obtain the shear strength parameters of a micaceous soil involved in the landslide. It was also done a brief slope stability analysis. The peak parameters were obtained by the Direct Shear Tests using undisturbed submerged samples, and the residual parameters, by the Ring Shear Tests. Two Direct Shear Tests with Reversals were conducted in order to compare the results with those obtained through the Ring Shear Test, but the soil loss during the reversals made it impossible to align the clay particles and, by consequence, obtain the residual parameters. The slope stability analysis considered 2 different situations: (i) isotropic soil and peak parameters and (ii) isotropic soil and residual parameters. A review concerning the residual shear strength and the slope stability methods was presented. The peak parameters found were  $\phi' = 43^\circ$  and  $c' = 12,4$  kPa. It's believed that the relatively high  $\phi'$  value is due the soil granulometry (over 2/3 of coarse soil). The residual parameter was  $\phi'_{\text{residual}} = 15,3^\circ$ , admiting nule cohesion.

*Keywords:* Slope Stability, Shear Strength, Residual Shear Strength, Ring Shear Test, Shear Test.



# **Índice**

Capítulo 1 – Introdução .....	1
Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica.....	3
2.1 – Resistência Residual .....	3
2.2 – Análise de Estabilidade.....	9
Capítulo 3 – Descrição do Problema.....	15
Capítulo 4 – Ensaios Realizados.....	20
4.1 – Tipos de Ensaios .....	20
4.2 – Caracterização .....	20
4.3 – Cisalhamento Direto com Reversões.....	22
4.4 – <i>Ring Shear Test</i> .....	27
Capítulo 5 – Resultados.....	31
5.1 – Cisalhamento Direto com Reversões.....	31
5.2 – <i>Ring Shear Test</i> .....	38
Capítulo 6 – Análises de Estabilidade .....	40
Capítulo 7 – Conclusões .....	45
Capítulo 8 – Referências Bibliográficas .....	46

## **Capítulo 1 – Introdução**

A estabilidade de encostas é freqüente objeto de estudo entre os engenheiros civis e geólogos que lidam com obras geotécnicas, como escavações, barragens, aterros e estabilização de taludes naturais. Por vezes, esse tema torna-se discussão nacional ou regional. Um exemplo recente foi o ocorrido na região serrana do Rio de Janeiro no mês de janeiro do ano de 2011, onde a ocorrência de chuvas intensas e sucessivas resultou em incontáveis deslizamentos de encostas, causando mais de 700 mortes e severos danos materiais.

Através do conhecimento dos parâmetros de resistência do solo torna-se possível compreender, prever e prevenir movimentos de massa, evitando perdas de vidas humanas e bens materiais. Torna-se, portanto, de fundamental importância o estudo dos parâmetros de resistência de um talude, bem como os fatores que nela influenciam.

O solo, por ser um meio particulado, não resiste a grandes tensões de tração. Sua resistência à compressão não-confinada também pode ser pouca ou nenhuma, dependendo de sua coesão, sendo seu comportamento determinado basicamente pela resistência ao cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento de um solo é a tensão cisalhante máxima que ele pode suportar, para um determinado estado de tensões. Esta depende da sua coesão e do seu ângulo de atrito, chamados parâmetros de resistência.

Quando a tensão atuante supera a resistência ao cisalhamento do solo, este rompe, deslocando-se. Em solos argilosos e micáceos, esse deslocamento tende a alinhar as partículas de argila e mica, que são lamelares, criando um plano de menor atrito, fazendo diminuir sua resistência ao cisalhamento à medida que ocorre o deslocamento. Já em areias, como as partículas são granulares, o deslocamento não provoca alinhamento das partículas e a conseqüente diminuição da resistência ao cisalhamento.

Resistência residual é o nome dado à resistência ao cisalhamento observada numa massa de solo argiloso ou micáceo que já sofreu grandes deslocamentos, ou seja, que já rompeu. Conhecer os parâmetros de resistência residual torna-se imprescindível quando da construção sobre solos coluvionares ou residuais com

grande percentual de partículas de mica. Tais solos podem apresentar movimentos lentos e constantes, num processo denominado *creep*, ou então romper abruptamente.

#### • **Objetivo**

O objetivo deste trabalho foi determinar os parâmetros de resistência de pico e residual ( $c'$ ,  $\phi'$  e  $\phi'_{\text{residual}}$ ) do solo de uma encosta localizada no km 41 da rodovia RJ-142, localizada no Município de Casimiro de Abreu, RJ. Neste mesmo local, em fevereiro de 2009, houve um deslizamento que mobilizou uma enorme massa de terra, bloqueando a passagem de veículos na rodovia e represando o rio à jusante (rio Macaé).

Posteriormente à determinação dos parâmetros de resistência, é apresentada uma análise da estabilidade de um talude local após a realização das obras de estabilização de forma a evidenciar a variação do coeficiente de segurança de acordo com os parâmetros considerados.

#### • **Métodos**

Os parâmetros de pico foram determinados através de ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas. Foram feitos ensaios de cisalhamento direto com reversões e ensaios de cisalhamento por torção (*Ring Shear Test*, Bromhead, 1979a) para a determinação do ângulo de atrito residual.

A análise de estabilidade foi feita com a utilização do software Slope-W. Foram realizadas análises do mesmo talude após a reconformação geométrica resultante das obras de estabilização, considerando as seguintes condições quanto aos parâmetros de resistência:

- a) solo isotrópico e parâmetros de pico;
- b) solo isotrópico e parâmetros residuais.

## Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

### 2.1 – Resistência Residual

A resistência residual é a resistência ao cisalhamento que o solo apresenta após sofrer grandes deslocamentos, ou seja, após romper. O solo mobiliza resistência proporcionalmente ao deslocamento sofrido e à tensão normal a que ele está submetido.

O comportamento de certos solos argilosos e micáceos apresenta uma resistência ao cisalhamento que se eleva até atingir o seu pico (chamada resistência de pico) e cai após este (Figura 2.1). Após essa queda, a resistência aparenta estabilizar-se, porém ela pode continuar a decair bem suavemente, estabilizando-se em seu mínimo após grandes deslocamentos. Fica então caracterizada a resistência residual, melhor visualizada na Figura 2.2.

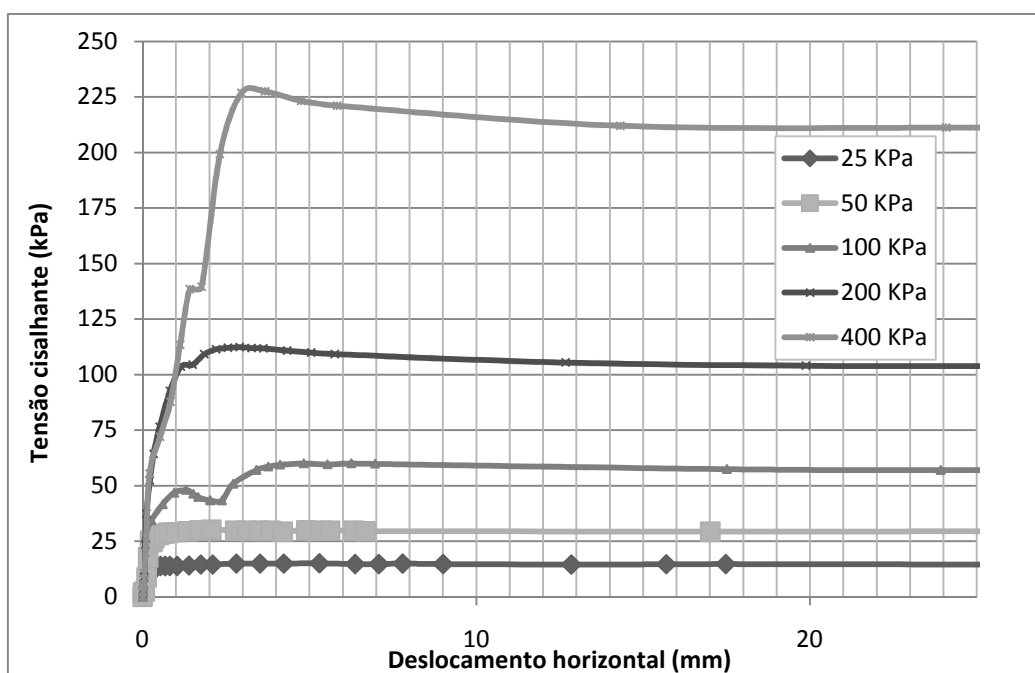


Figura 2.1 – Relação entre tensão normal e queda da resistência após pico.

A resistência residual é observada em solos argilosos, com alto teor de finos (argilas e siltes) ou micáceos. Isso se deve ao fato de que as argilas são partículas lamelares, ou seja, possuem uma dimensão significativamente menor que as demais, que vão se alinhando na direção do movimento à medida que o solo vai se deslocando. Ao passo que as partículas lamelares vão se alinhando, vai sendo criada uma superfície espelhada chamada de superfície *slickensided*.

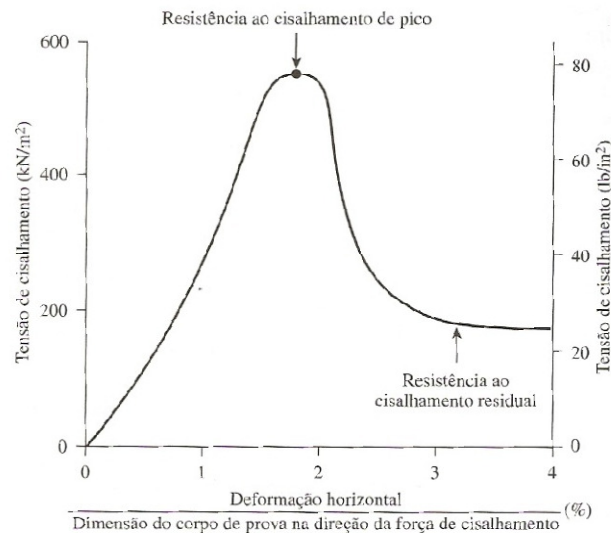


Figura 2.2 – Resistência de pico e resistência residual - Retirado de DAS (2006).

O formato tridimensional dos grãos de areia e silte, sem dimensões predominantes, impede que haja esse alinhamento de partículas. O que pode ocorrer é um melhor entrosamento dos grãos, quando estes vão rolando uns por cima dos outros, até se acomodarem nos vazios. No caso das areias, diz-se que se atingiu o índice de vazios crítico, onde o deslocamento do solo ocorre à volume constante.

As micas, apesar de nem sempre se apresentarem com dimensões na mesma ordem de grandeza da parcela fina do solo, também são minerais lamelares e possuem a mesma propriedade de se alinhar com o deslocamento. Em estudos mais aprofundados, torna-se de fundamental importância uma quantificação da porcentagem de mica presente no solo. Tal quantificação pode ser realizada com o auxílio de uma lupa binocular.

DAS (2006) afirma que, para solos com teores muito altos de argila, o ângulo de atrito residual se aproxima do ângulo de atrito para os minerais da argila, reiterando a importância de um estudo mineralógico mais detalhado.

DAS (2006) ainda correlaciona o ângulo de atrito residual com a fração de argila de alguns solos de climas temperados. Tais correlações encontram-se na tabela abaixo (Tabela 2.1). Entretanto, é importante ter sempre em mente que solos originados em climas temperados apresentam comportamento diferente de solos tropicais.

O processo de laterização em climas tropicais desencadeia a formação de grumos de partículas de argila. Estes grumos possuem dimensões de grãos de areia e

só são desfeitos na presença de substâncias defloculantes, como o Hexametáfosfato de Sódio.

A presença destes grumos garante um comportamento mais arenoso ao solo, ou seja, a sedimentação sem utilização de defloculantes apresenta uma fração de areia maior que sua composição mineralógica. Conseqüentemente, os parâmetros residuais em solos tropicais são usualmente maiores do que em solos temperados de mesma composição.

Solo	Fração de argila (%)	Ângulo de atrito residual, $\phi_r$ (grau)
Selset	17,7	29,8
Wiener Tegel	22,8	25,1
Jackfield	35,4	19,1
Argila de Oxford	41,9	16,3
Jari	46,5	18,6
Argila de Londres	54,9	16,3
Walton's Wood	67	13,2
Weser-Elbe	63,2	9,3
Little Belt	77,2	11,2
Biotita	100	7,5

*Tabela 2.1 – Correlação entre ângulo de atrito residual e fração de argila para alguns solos originados em climas temperados - Retirado de DAS (2006).*

FONSECA (2006) estudou a tensão de quebra dos grumos em diversos solos lateríticos. No caso de adensamento a seco, esta tensão foi de 900 kPa; em ensaios de adensamento inundados, de 200 kPa; quando submetido a cisalhamento, esta tensão cai para 100 kPa. FONSECA (2006) adverte que em situações práticas, deve-se analisar a tensão e a química da água para análise de quebra de grumos.

A resistência residual faz-se muito importante em casos de taludes com ruptura reativada, ou seja, rupturas em uma superfície de deslizamento pré-existente. Nestes casos, após sua primeira ruptura, a resistência ao cisalhamento do solo naquela superfície é a residual.

FONSECA (2006) estudou, em alguns solos lateríticos, a influência do intervalo de tempo entre uma ruptura e sua reativação (também chamado “tempo de espera”) e da tensão normal a que o solo estava submetido durante esse período em um possível ganho de resistência residual. Seus ensaios apontam que quanto maior a tensão normal, menor o ganho de resistência em porcentagem e, quanto maior o tempo de repouso, maior o ganho de resistência, também em porcentagem. Os estudos estão

sendo aprofundados para determinar se estas conclusões são válidas para outros tipos de solos lateríticos.

NIEBLE & GUIDICINI (1983) reforçam a importância do estudo da resistência residual quando dizem que esta, em solos, é de mesmo valor à de discontinuidades rochosas relativamente aplainadas de igual composição mineralógica. Isto significa que a resistência de pico de discontinuidades rochosas decai extremamente até atingir a resistência residual, conforme ilustrado na Figura 2.3.

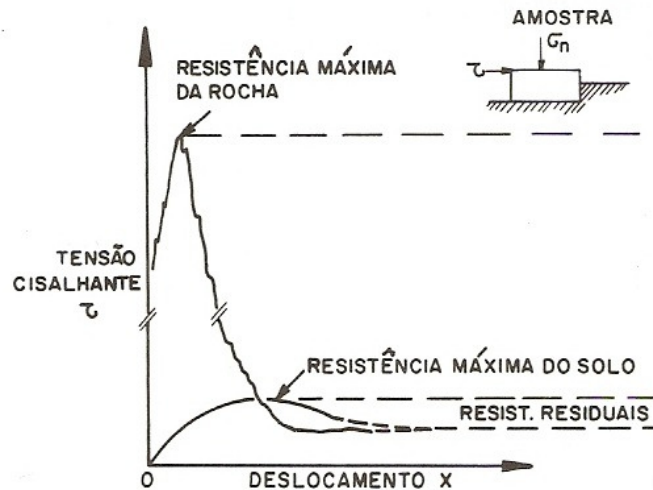


Figura 2.3 – Resistências de pico e residuais de solos e discontinuidades rochosas de mesma composição – Retirado de NIEBLE & GUIDICINI (1983).

Os parâmetros de resistência residual podem ser determinados através de retroanálises ou então por ensaios de laboratório, alguns sucintamente descritos a seguir.

#### • Cisalhamento direto com reversões

Neste ensaio, uma amostra indeformada é submetida a uma tensão cisalhante, deslocando-se sobre a mesma superfície de ruptura repetidas vezes.

O objetivo das reversões é conseguir alinhar as partículas lamelares do solo impondo um maior deslocamento do que no ensaio de cisalhamento direto convencional. Assim, objetiva-se criar uma superfície *slickensided*, diminuindo a resistência ao cisalhamento do solo até atingir a residual.

O primeiro ciclo de cisalhamento é similar ao ensaio de cisalhamento direto convencional, inclusive possibilitando a determinação dos parâmetros de resistência de pico. Porém, ao término do curso de deslocamento, a tensão normal é aliviada,

volta-se com a caixa de cisalhamento para a posição inicial, aplica-se novamente a tensão normal e reinicia-se o ensaio.

O alívio da tensão normal durante a volta do percurso diminui a possibilidade das reversões causarem um maior desalinhamento das partículas.

#### • **Cisalhamento direto com amostra remoldada**

O cisalhamento direto com amostra remoldada segue o mesmo procedimento que o cisalhamento direto convencional. A diferença fundamental é que no lugar de uma amostra indeformada, utiliza-se um corpo de prova moldado diretamente na caixa de cisalhamento.

Apresenta como principal vantagem sobre o método descrito anteriormente uma maior praticidade, uma vez que não há necessidade de se moldar um corpo de prova indeformado.

FONSECA (2006) estudou que para alguns solos lateríticos, o cisalhamento direto com amostra remoldada fornece resultados bem similares ao *Ring Shear Test*, ensaio de referência na obtenção dos parâmetros residuais dos solos. Porém, ainda está em estudo se essa correlação é válida para outros tipos de solo.

#### • **Cisalhamento direto sobre superfície lisa**

Neste ensaio, a amostra de solo é posicionada sobre uma superfície de rocha polida, sendo a interface cuidadosamente posicionada no plano de deslocamento da caixa bipartida. O ensaio segue como o cisalhamento direto normal.

Usualmente, este ensaio apresenta os menores valores. Porém, deve-se ter em mente que esse ensaio mede a resistência da interface solo-rocha e não a resistência residual do solo em análise.

#### • **Ring Shear Test**

No *Ring Shear Test*, uma amostra amolgada é moldada em formato de anel e submetida a uma tensão normal e um deslocamento em torno do seu eixo. Como o corpo de prova é circular, não há limites para o deslocamento do solo sobre si mesmo.

A vantagem clara deste método sobre os outros é o fato de o movimento do solo se dar em uma só direção, evitando as problemáticas do desalinhamento das partículas quando da reversão da caixa de cisalhamento e do deslocamento finito do cisalhamento direto com amostra remoldada.



Contudo, o *Ring Shear Test* não é um equipamento muito difundido no Brasil, existindo apenas em poucos centros de pesquisa. Correlações dos resultados do *Ring Shear Test* com equipamentos mais difundidos são objetos de freqüentes estudos entre engenheiros geotécnicos.

FONSECA (2006) apresentou uma tabela (Tabela 2.2) comparativa entre os diferentes métodos de obtenção da resistência residual em laboratório, reproduzida neste item.

Neste trabalho, foram utilizados dois destes métodos: o *Ring Shear Test* e o Cisalhamento direto com reversões. O primeiro devido a sua disponibilidade no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, além da facilidade de operação e moldagem; o segundo devido à necessidade de se determinar também os parâmetros de pico do ensaio.

*Tabela 2.2 – Comparação entre os ensaios de obtenção da resistência residual – Adaptado de FONSECA (2006)*

Ensaio	Vantagens	Desvantagens	Observações
--------	-----------	--------------	-------------

Cisalhamento direto com reversões	<ul style="list-style-type: none"> <li>Utilização do equipamento de cisalhamento direto, muito difundido no Brasil</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>É preciso tomar cuidado porque muitas vezes durante a “volta” da caixa as partículas se desalinham</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>SKEMPTON (1985) sugere que se descarregue a amostra durante a “volta” da caixa para minimizar o desalinhamento, o que torna o ensaio mais trabalhoso</li> </ul>
Cisalhamento direto com amostra remoldada	<ul style="list-style-type: none"> <li>Utilização do equipamento de cisalhamento direto, muito difundido no Brasil.</li> <li>Utilização de amostra remoldada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ainda não pode ser recomendado para todos os tipos de solo, necessita de pesquisa</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Aconselhável para solos que necessitem de pequenos deslocamentos (aprox. 2 cm) para atingir a condição residual</li> </ul>
Ring Shear Test	<ul style="list-style-type: none"> <li>Permite grandes deslocamentos, sem necessidade de reversões.</li> <li>Utilização de amostra remoldada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Utiliza um equipamento pouco difundido no Brasil</li> </ul>	
Interface lisa	<ul style="list-style-type: none"> <li>Utilização do equipamento de cisalhamento direto, muito difundido no Brasil</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Não é aconselhável para qualquer tipo de solo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tomar cuidado porque a resistência medida é a da interface, e não a resistência residual do solo</li> </ul>

## 2.2 – Análise de Estabilidade

A estabilidade de uma encosta pode ser medida através do seu fator de segurança ao cisalhamento, definido como sendo a resistência ao cisalhamento do solo ( $S$ ) sobre a tensão cisalhante induzida no maciço terroso ( $\tau$ ).

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

Quando a tensão cisalhante induzida (também chamada de tensão cisalhante atuante e ainda de resistência ao cisalhamento mobilizada) se iguala à resistência ao cisalhamento em um dado plano de tensões, o solo rompe.

Devido a este fato, valores iguais a 1, ou muito próximos, representam ruptura ou sua iminência. Valores abaixo de 1 são fisicamente impossíveis, uma vez que ao atingir este valor, o talude rompe e passa a não possuir a mesma conformação. Valores acima de 1 garantem a estabilidade do talude naquelas condições.

Quando da elaboração de um projeto, ao fixar o valor mínimo do fator de segurança ao cisalhamento de um talude, deve-se sempre ter em mente que tanto as solicitações, como os parâmetros de resistência e as condições de poropressão variam no tempo e no espaço.

As variações dos valores do fator de segurança podem ser melhor visualizados com a ajuda de uma envoltória de Mohr-Coulomb (Figura 2.4), onde o estado de tensões do maciço é representado pelo círculo de Mohr e a resistência ao cisalhamento do solo é representada pela reta de equação de resistência de Coulomb:

$$S = c + \sigma \cdot \text{tg}\varphi$$

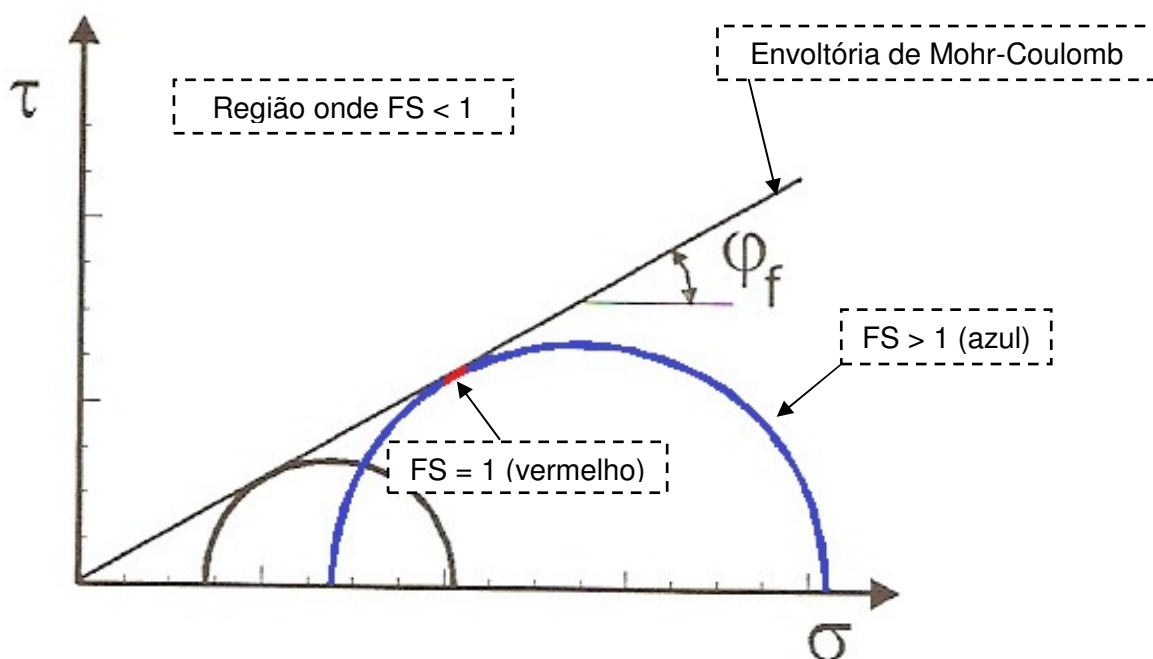


Figura 2.4 – Envoltória de Mohr-Coulomb e fatores de segurança.

As análises de tensões podem ser feitas em termos de tensões totais ou tensões efetivas. Os resultados obtidos com ambas as análises serão iguais. A escolha dependerá apenas do conhecimento das poropressões em campo. Caso opte-se por uma análise em termos de tensões efetivas, a resistência ao cisalhamento é então representada pela seguinte equação:

$$S = c' + \sigma'.tg\varphi'$$

Uma das formas de se determinar a tensão cisalhante atuante na massa de solo é por meio do Método de Equilíbrio-Limite. Neste método, a tensão cisalhante atuante no maciço é calculada a partir das forças que nele atuam (conhecidas através da geometria, das características do solo e de possíveis sobrecargas) e, admitindo-se uma situação de iminência de escorregamento, são as escritas as equações de equilíbrio.

Em 1916, os suecos observaram que em muitas rupturas cujas superfícies de deslizamento eram aproximadamente circulares, a massa se fragmentava em lamelas ao se movimentar. Surgiu então o Método das Fatias para a análise de estabilidade.

Neste método, a massa de solo instável é dividida em um número determinado de fatias, usualmente com faces verticais (Figura 2.5). Analisa-se o equilíbrio de cada fatia separadamente (Figura 2.6) e, a partir daí, pode-se extrapolar a análise para o equilíbrio do todo.

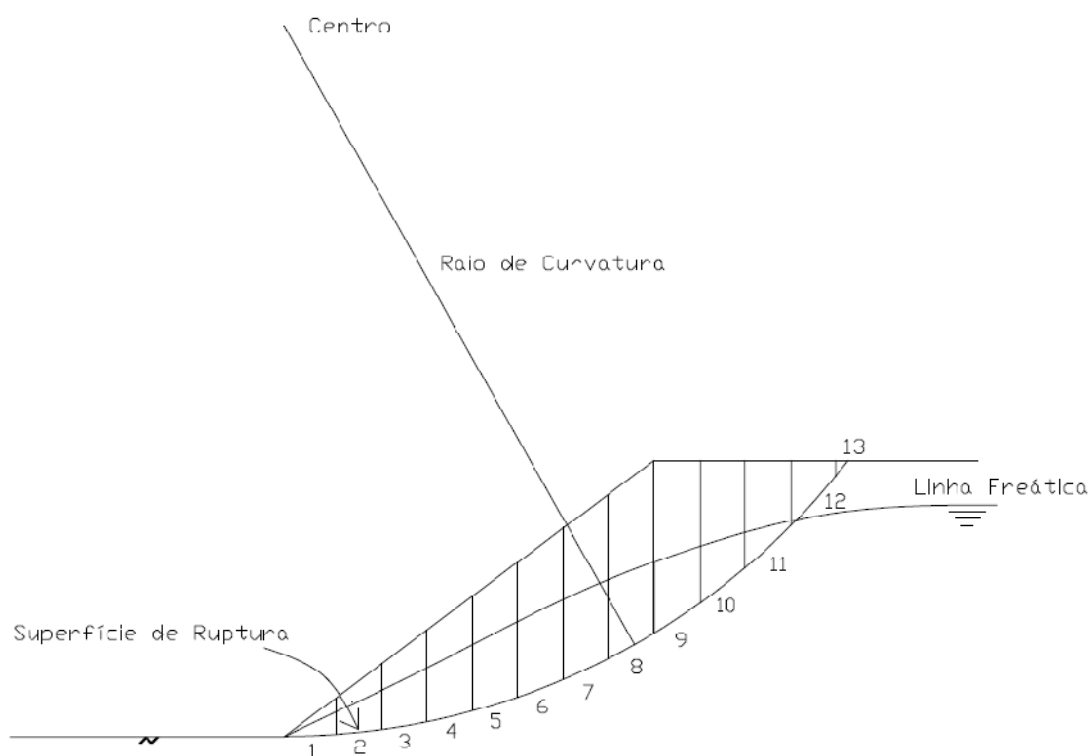


Figura 2.5 – Método de Fatias aplicado a um talude.

Ao se isolar uma fatia, explicitando seu peso e as forças resultantes atuantes nas laterais e em sua base, é possível escrever as equações de equilíbrio.

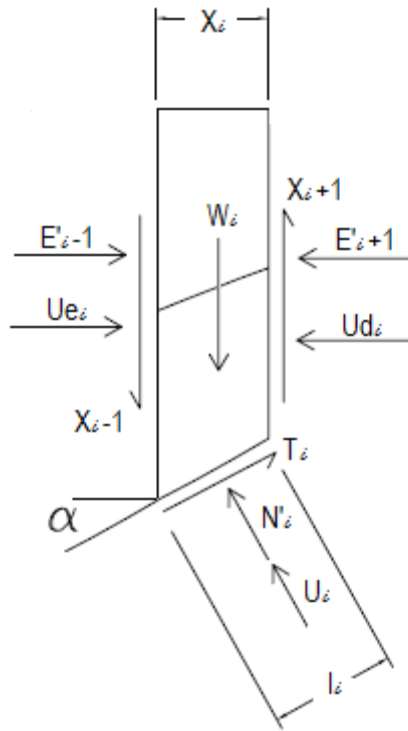


Figura 2.6 –  $i$ -ésima fatia.

Onde:

- $W_i$  = peso da fatia;
- $E'_{i+1}$ ,  $X_{i+1}$  = resultantes das tensão normal efetiva e cisalhante que atuam na face direita da fatia;
- $E'_{i-1}$ ,  $X_{i-1}$  = resultantes das tensão normal efetiva e cisalhante que atuam na face esquerda da fatia;
- $U_{d_i}$ ,  $U_{e_i}$  = resultantes das poropressões que atuam nas faces, respectivamente, direita e esquerda;
- $N'_i$  = resultante das tensões efetivas normais à base;
- $U_i$  = resultante das poropressões normais à base;
- $T_i$  = resultante das tensões cisalhantes paralelas à base;
- $l_i$  = comprimento da base;
- $x_i$  = largura da fatia;

Através do somatório de forças verticais e horizontais e o momento em relação ao centro do círculo de ruptura, é possível demonstrar que sempre haverá  $(n-2)$  incógnitas a mais que o número de equações de equilíbrio das fatias. Portanto, o problema será sempre estaticamente indeterminado. A diferença básica entre os métodos da fatia existentes são as hipóteses simplificadoras utilizadas para resolver estas indeterminações.

O Método de Bishop Simplificado, por exemplo, admite empuxos laterais com resultantes horizontais. A indeterminação do problema é resolvida apenas com o equilíbrio de forças verticais e momentos externos à fatia, não utilizando o equilíbrio de forças horizontais.

O Método de Morgenstern-Price, por sua vez, apresenta equilíbrio de forças e de momentos externos à fatia e é um pouco mais complexo do que o Método de Bishop Simplificado. Contudo, seus resultados costumam ser referência nos métodos de equilíbrio limite.

DUNCAN (1996) fez estudos de acurácia que revelaram que os métodos rigorosos apresentam fatores de segurança que diferem entre si em até 6%, exceto no caso do método de Bishop (1955), que apresenta uma acurácia semelhante a dos métodos rigorosos.

Atualmente, estas análises são feitas com a ajuda de softwares de estabilidade, como o Slope/W, utilizado no presente trabalho. Tais programas, além de conferirem uma maior rapidez de cálculo, ainda são capazes de dividir a massa de solo em muitas fatias, o que gera uma maior precisão de resultados.

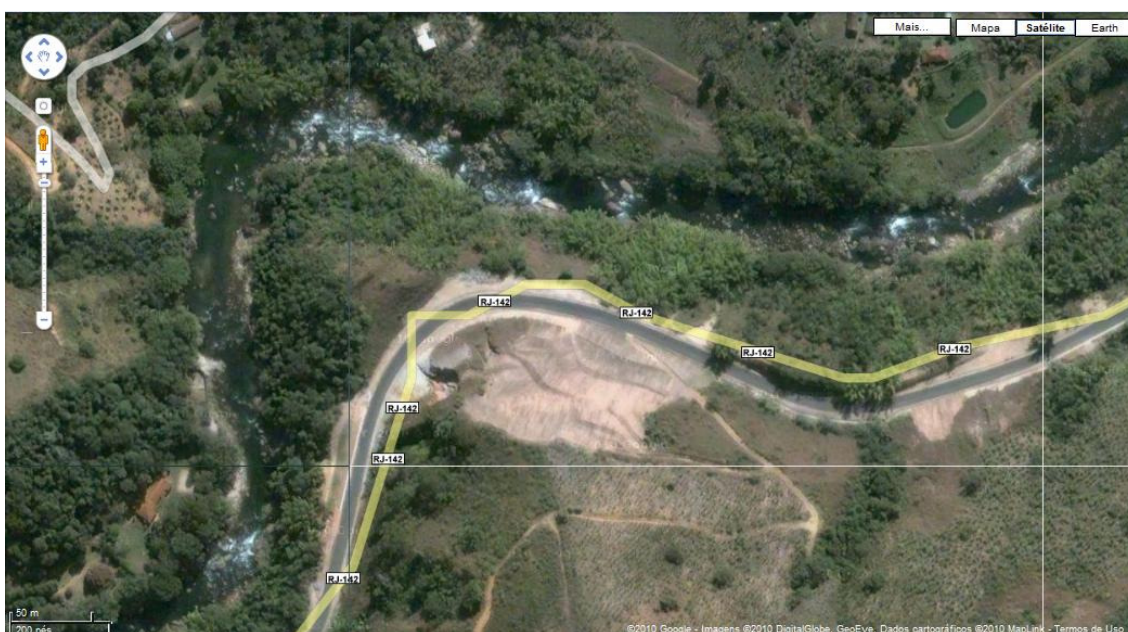
São inseridos pelo usuário como dados de entrada a geometria do problema, as características do solo (peso específico, coesão, ângulo de atrito, nível freático), o número de fatias e a precisão de cálculo. Através de um processo iterativo, o programa fornece o fator de segurança mínimo e a superfície de ruptura com o seu respectivo raio de curvatura e a localização do seu centro.

Também é inserido pelo usuário o método desejado para que o problema seja resolvido. Os dois métodos utilizados neste trabalho para a realização das análises de estabilidade foram o Método de Bishop Simplificado e o Método Morgenstern-Price.

## **Capítulo 3 – Descrição do Problema**

Em fevereiro de 2009, após um longo e intenso período de chuvas, ocorreu um enorme deslizamento de solos e rochas no km 41 da rodovia RJ-142 (Figura 2.1), também conhecida como Serra-Mar. Este deslizamento movimentou 550 mil toneladas de massa, obstruiu totalmente a rodovia e represou o rio abaixo (rio Macaé).

A empresa Silthur Engenharia ganhou a licitação realizada pelo Departamento de Estradas de Rodagem do estado do Rio de Janeiro para a realização das obras de desobstrução e estabilização da encosta afetada.



*Figura 3.1 – Local do deslizamento (Fonte: Google Earth).*

O estudo da área envolvida pelo deslizamento foi feito através do levantamento topográfico e de sondagens para estimar, não só a estratigrafia do subsolo, como também a presença de aquífero e os parâmetros de resistência ao cisalhamento das diferentes camadas de solo.

Foram traçados perfis geotécnicos da encosta, com os quais foram feitos análises de estabilidade e estudos de diversos tipos de estruturas de contenção. Tais estudos serviram como base para a elaboração das soluções para a estabilização da encosta.

Durante a execução da obra, houve alguns deslizamentos locais e surgimento de trincas. Foi feito um mapeamento das estruturas geológicas do maciço terroso que indicou os planos de fraqueza do solo residual. Planos tais que, dependendo da

direção e do mergulho e grau de intemperismo, poderiam ser muito desfavoráveis à estabilidade.

O laudo deste mapeamento identificou a rocha predominante como um gnaiss migmatítico, com quartzo, feldspato, biotita e granada visíveis a olho nu, muito bandado e em estado de alteração avançado. Essa presença de dobras justifica a massiva heterogeneidade de material encontrada no local, tanto em profundidade quanto em superfície.

As foliações, que caracterizam planos de fraqueza, variam bastante. Quando se apresentam com mergulho para dentro do talude são consideradas favoráveis à estabilidade.

Foram observados um espesso dique de diabásio na porção à direita do escorregamento e diversas falhas em todo o maciço com superfície *slickensided*, comprovando as suas movimentações.

Devido à heterogeneidade do solo, à intensa diversidade das direções e mergulhos dos planos de fraqueza, à variação do perfil do subsolo e à grande extensão envolvida, diferentes soluções de estabilização foram adotadas, entre elas:

- **Retaludamento:** Necessário para remover o espesso material solto (remanescente do deslizamento) e para atingir um fator de segurança satisfatório quanto à estabilidade, associado ou não a estruturas de contenção. As inclinações dos novos taludes variaram de 22 a 32 graus. Esses valores, considerados baixos, são devidos aos parâmetros de resistência do solo;
- **Proteção vegetal com biomanta:** Esta proteção foi utilizada nos taludes após sua reconformação e em áreas estáveis adjacentes ao escorregamento que sofreram cortes para se adequarem a sua nova topografia. Essa biomanta contém um mix de sementes de plantas que mais se adaptam ao solo e clima da região;
- **Solo grampeado:** Utilizado em fraturas de menor extensão com direção e mergulho desfavoráveis, porém menos problemáticas. Foi revestido ora com concreto projetado, buscando sua impermeabilização, ora com biomanta, em áreas onde a impermeabilização não foi considerada como prioritária, de forma a minimizar o impacto ambiental e paisagístico;
- **Tirantes:** Utilizados em fraturas desfavoráveis com possíveis movimentações de volumes maiores de solo e para garantir uma estabilidade global satisfatória. Foram



utilizados em placas atirantadas revestidas com concreto projetado e cortinas atirantadas;

- **Contrafortes atirantados e sistema de proteção com malha metálica ancorada contra queda de rochas:** Utilizado no afloramento rochoso muito fraturado, impedindo o desprendimento do material;
- **Muros de gabião:** Utilizados nas margens do rio e ao pé dos taludes na rodovia, são contenções de gravidade extremamente drenantes;
- **Enrocamento com pedras:** Utilizado ao pé do muro de gabião na margem do rio, para proteção contra a erosão fluvial,
- **Drenagem:** Foram feitos drenos sub-horizontais profundos, para rebaixar o nível d'água evidenciado em algumas sondagens e evitar a sua elevação em épocas de chuvas intensas, e canaletas nas banquetas do retaludamento e descidas d'água, objetivando captar e canalizar o escoamento superficial de água, e.

Algumas dessas soluções são visualizadas na Figura 3.2.



Figura 3.2 – Algumas soluções da obra.

A execução da obra ainda abrangeu o desmonte de blocos caídos na rodovia, a limpeza da área à jusante da rodovia, e a recomposição do pavimento. Todo o solo retirado no processo de terraplenagem foi despejado em um bota fora a 12 km do local

do escorregamento, devidamente inspecionado pelo Instituto Estadual do Ambiente (INEA).

As prioridades da construtora na elaboração do projeto foram: a segurança quanto à estabilidade da encosta para os usuários da via, os moradores locais e os trabalhadores; o prazo (em função do intenso prejuízo à atividade turística); os custos e também minimizar os impactos ambientais.

A área em estudo era localizada na porção esquerda do escorregamento. Nesta região foram identificados dois tipos de materiais muito distintos: um solo amarelo acinzentado e um solo vermelho numa distância de aproximadamente 15 metros (Figura 3.3), o que exemplifica a grande heterogeneidade do solo local.

Foram recolhidas amostras representativas e não-representativas dos dois solos. O solo amarelo acinzentado foi coletado, aproximadamente, na cota 398 m; o vermelho, na cota 400 m (Figura 3.3). Porém, o solo amarelo acinzentado mostrou-se muito friável, dificultando o processo de amostragem indeformada. Por isso, o estudo foi feito inteiramente com o solo vermelho.

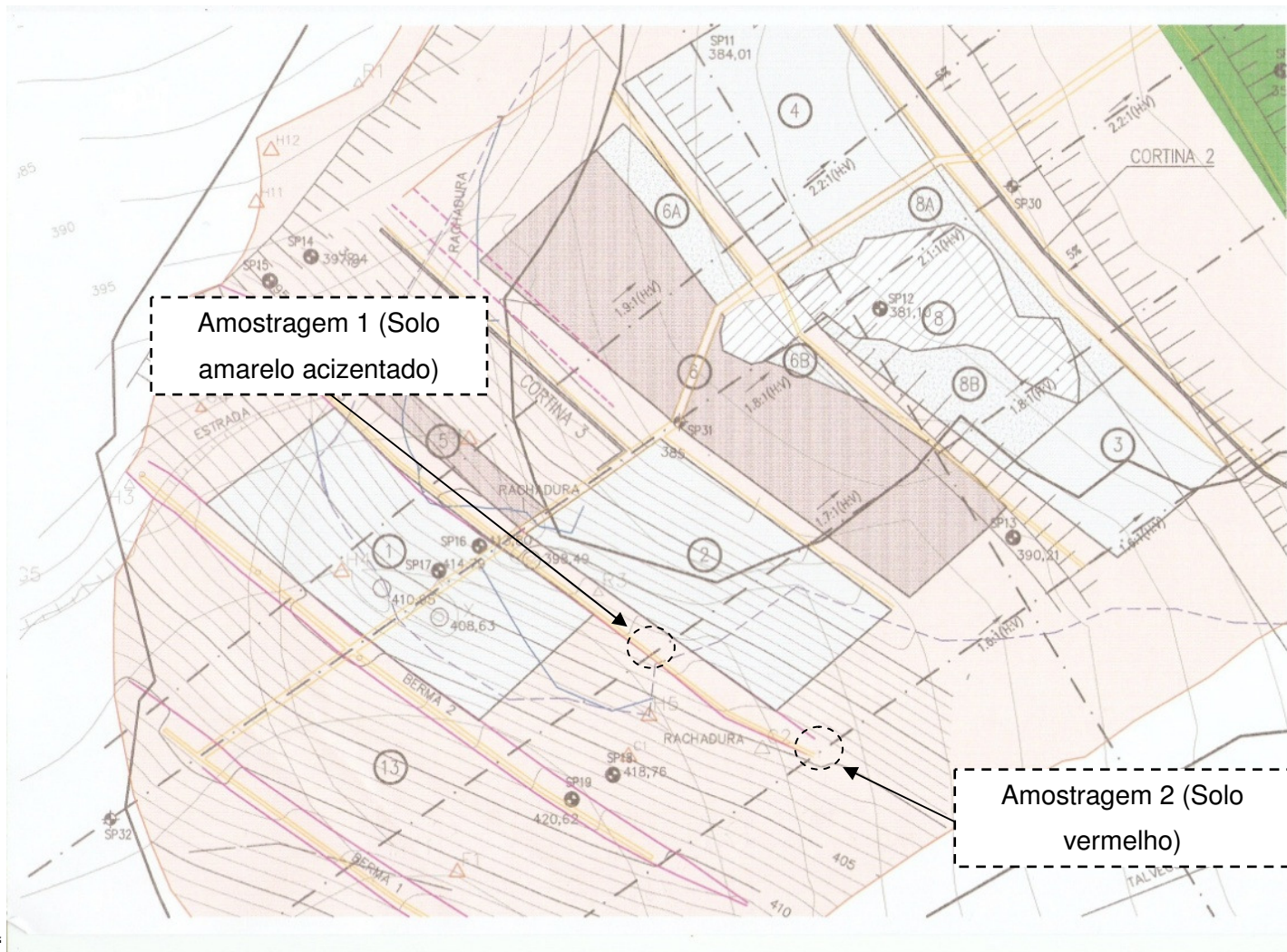


Figura 3.3 – Localização das amostragens em planta.

## **Capítulo 4 – Ensaios Realizados**

### **4.1 – Tipos de Ensaios**

Neste item serão descritos os procedimentos dos ensaios realizados com o solo em estudo.

No caso dos ensaios de caracterização, como foram todos feitos segundo normas, serão apenas apresentados e discutidos os resultados obtidos, sem maiores descrições dos procedimentos de ensaio.

Os ensaios *Ring Shear Test* e Cisalhamento Direto com Reversões serão detalhadamente descritos por conterem procedimentos e recomendações resultantes da experiência adquirida em laboratório.

### **4.2 – Caracterização**

O solo foi caracterizado através de ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação com defloculante Hexametáfosfato de Sódio), densidade real dos grãos e Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e de Plasticidade) realizados segundo as normas NBR 7181/84, ME 093/94 e NBR 6459/84, NBR 7180/84, respectivamente.

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam a curva granulométrica e os Limites de Atterberg. O resumo dos resultados encontra-se na Tabela 4.1.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), que leva em conta a granulometria e os Limites de Atterberg, o solo é classificado como areia argilosa (SC).

Foi observada, através de inspeção visual, uma significativa presença de mica (muscovita e biotita), de formatos e tamanhos diversos. Não foi realizado nenhum estudo adicional acerca da mineralogia do solo em questão.

O valor de  $G_s$  encontra-se na faixa de valores típicos de solos residuais brasileiros proposto por SANDRONI (1985), retirado de BERNARDES (2003), que estima valores de 2,60 a 2,80 para solos residuais de gnaíse.

Os valores dos Limites de Atterberg se enquadram nos valores típicos de solos residuais brasileiros, de acordo com PINTO (2006).

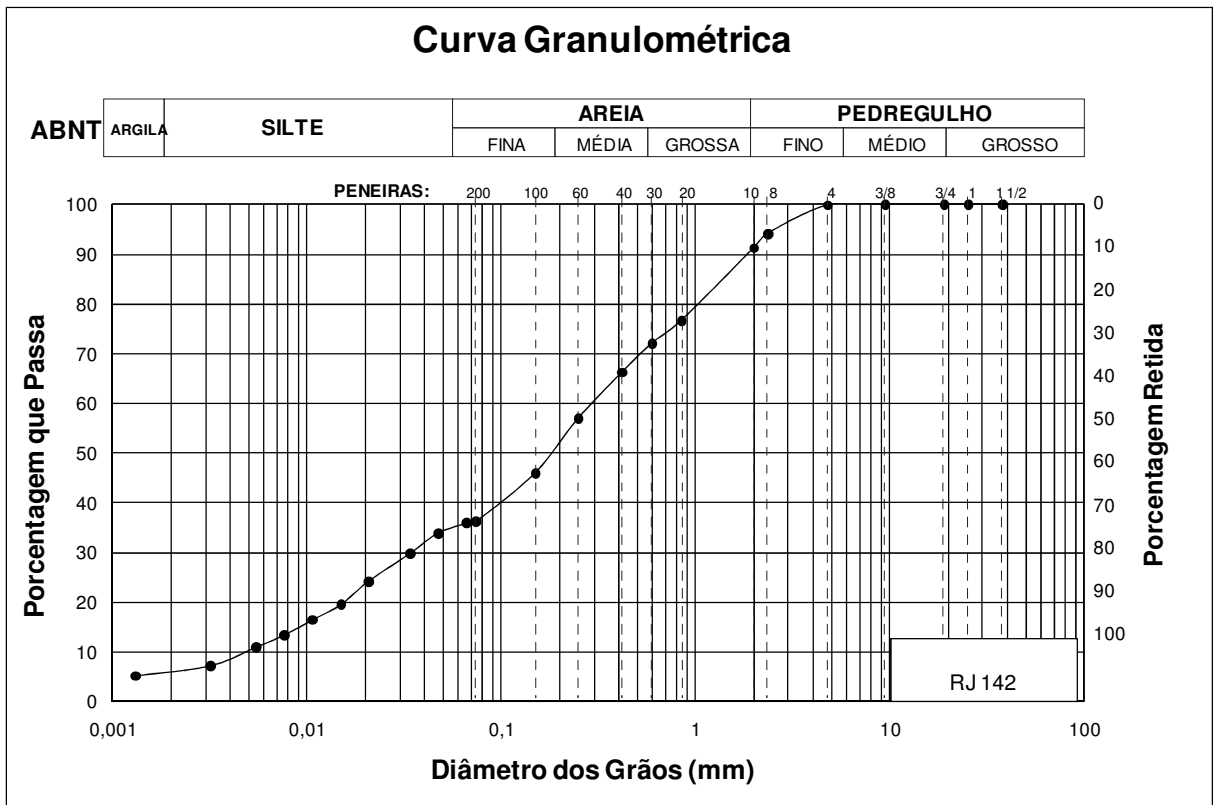


Figura 4.1 – Curva Granulométrica

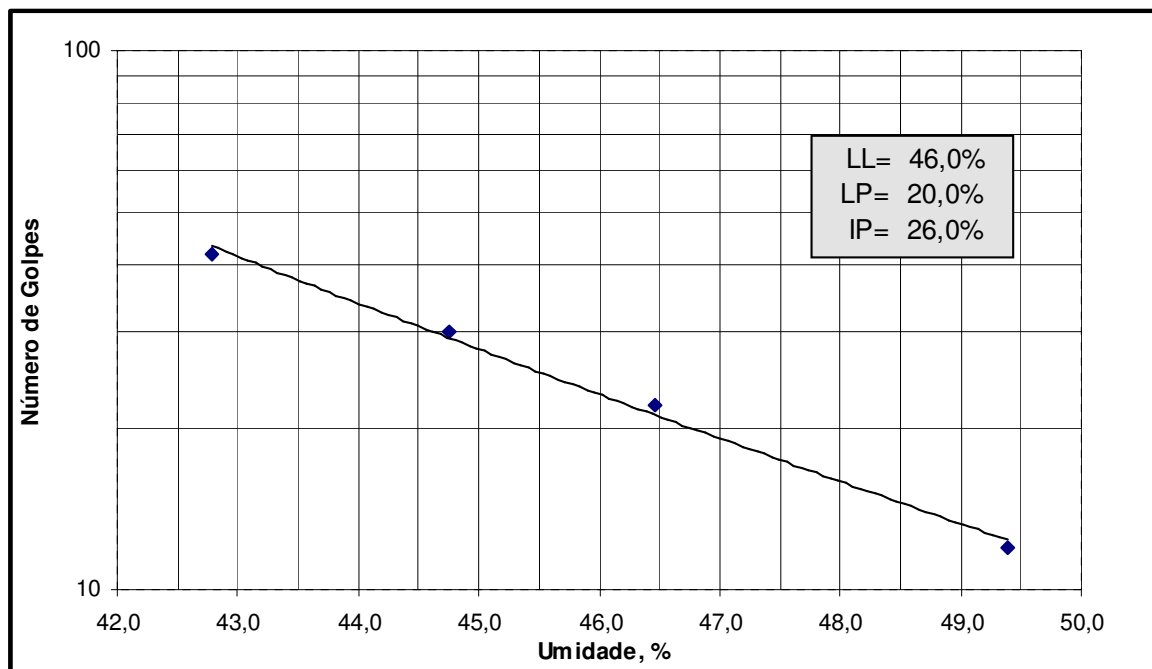


Figura 4.2 – Limites de Atterberg



Gs	LL (%)	LP (%)	Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
			Argila	Silte	Areia			Pedregulho
					Fina	Média	Grossa	
2,71	46,0	20,0	6	29	17	20	19	9

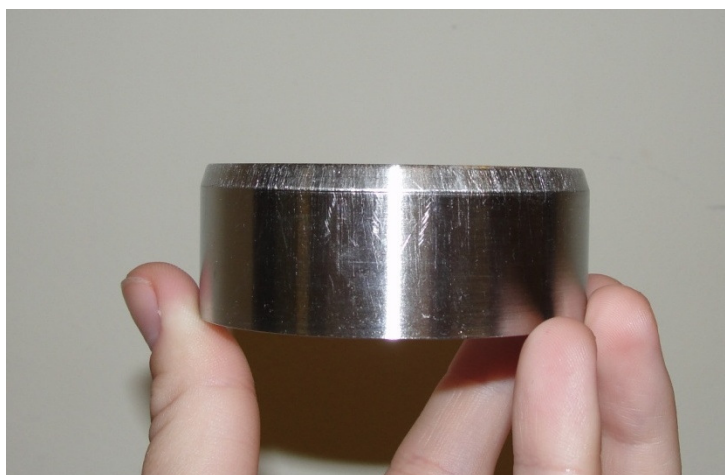
*Tabela 4.1 – Resumo da caracterização*

## 4.3 – Cisalhamento Direto com Reversões

### Amostragem

É prática comum retirar blocos de solo indeformado em estudos geotécnicos. Os blocos permitem a determinação de diversos parâmetros do solo como umidade, ângulo de atrito, coesão, etc. Porém, por possuírem dimensões determinadas em norma (30 x 30 x 30 cm), sua retirada e seu transporte podem se tornar dificultados em caso de condições adversas de acesso ao local da amostragem e pela elevada massa do bloco (usualmente entre 45 e 60 kg) para o transporte manual. Após levar o bloco para o laboratório ainda é necessário moldar os corpos de prova.

O fato de o estudo em questão ter sido realizado a 150 metros da rodovia em encosta muito íngreme foi decisivo para se optar pela retirada de amostras menores já com as dimensões idênticas dos corpos de prova a serem ensaiados. Fez parte deste trabalho a confecção de pequenos amostradores biselados (Figura 4.3) para a obtenção dos corpos de prova a serem utilizados no equipamento de cisalhamento direto. Desta forma, os corpos de prova já possuíam as dimensões exatas para serem inseridos na caixa de cisalhamento e evitou-se o duplo trabalho de moldagem.



*Figura 4.3 – Amostrador biselado.*

As amostras foram retiradas em campo com o auxílio de pás e facas, cravando-se os anéis e desbastando-se o solo na lateral e abaixo do anel até que este

se soltasse do maciço (Figura 4.4). Após, as amostras eram imediatamente embaladas em filme plástico, colocadas em sacos plásticos e identificadas. O transporte foi feito em um caixa de isopor preenchida com serragem e jornal, para evitar danos causados por choques mecânicos, e lacrada com fita adesiva.

A máquina de cisalhamento utilizada é a SHEARTRAC-II, da Geocomp Corporation. Sua caixa de cisalhamento é cilíndrica, tem altura de 4,3 cm e 6,35 cm de diâmetro. Os corpos de prova foram retirados com mesmo diâmetro, porém com altura de 1 polegada (2,5 cm), uma vez que foram contabilizadas as alturas das pedras porosas e do top cap.

### **Ensaio propriamente dito**

#### **Retirada do corpo de prova e características**

Ainda dentro dos amostradores, os corpos de prova eram finamente arrasados e pesados. Assim, foi possível determinar a massa e o volume exatos de solo, além de se garantir uma superfície plana o suficiente para que aplicação da tensão normal se desse de forma uniforme.

A umidade média de campo foi calculada a partir do solo restante ao processo de arrasamento da célula em 14,6%. Devido ao fato de todos os ensaios terem sido inundados, a umidade de início de ensaio é tida como a umidade de saturação da amostra. A partir da massa e volume de solo, da umidade natural e do Gs, o índice de vazios médio pôde ser calculado em 0,94.

Mesmo havendo passado vaselina nos amostradores antes da cravação, foi encontrada certa resistência à retirada das amostras. Estas foram sacadas com a ajuda de uma prensa de compressão, impondo um deslocamento constante até que o top cap atingisse a demarcação previamente feita ou que o anel dinamométrico detectasse carga, o que significava que a amostra não mais estava se deslocando, mas sim, sendo comprimida.

O amostrador era posicionado acima da caixa bipartida fixada com os parafusos, preenchida com o fundo (com suas ranhuras à 90° da direção do cisalhamento), pedra porosa saturada (fervida em água destilada) e papel filtro. Acima da amostra ainda no amostrador, eram posicionados, nessa ordem, outro papel filtro, a outra pedra porosa saturada e o top cap. O conjunto era deslocado para cima e empurrado para baixo pela prensa, extraindo o corpo de prova do amostrador (Figura 4.5).



*Figura 4.4 – Amostra retirada em campo.*

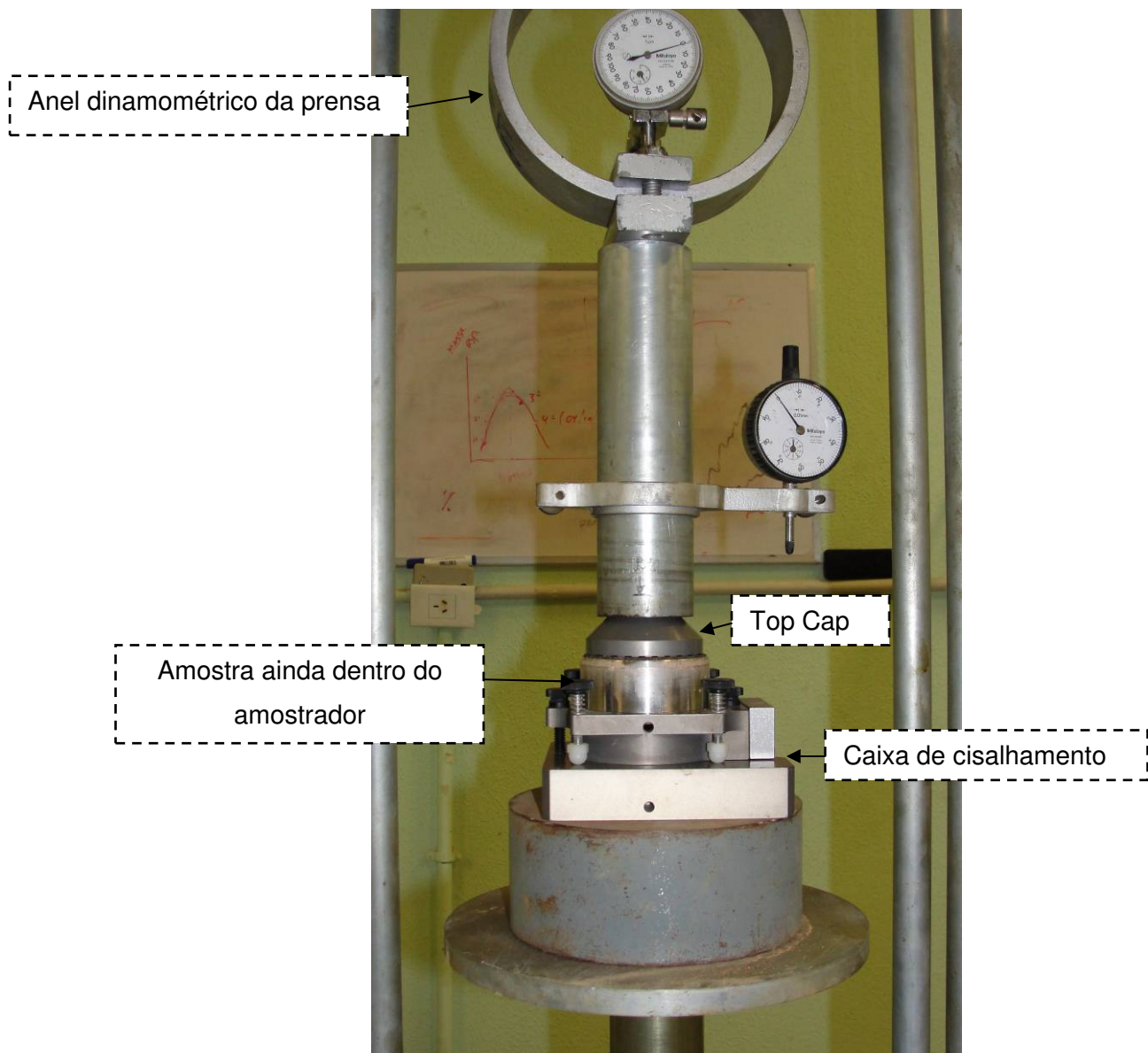
Segundo HEAD (1981), nos ensaios lentos (também chamados de ensaios drenados), as amostras devem ser primeiramente adensadas até completa dissipação da poropressão sob o carregamento definido. É sabido que o cisalhamento é um processo que pode gerar poropressões. A fim de que estas pressões sejam dissipadas durante este processo, a velocidade de cisalhamento é definida a partir de parâmetros de adensamento da amostra.

GIBSON & HENKEL (1954) definem o tempo estimado para a ruptura ao cisalhamento lento ( $t_f$ ) segundo a equação empírica:

$$t_f (\text{min}) = 12,7 \cdot t_{100}$$

HEAD (1981) também chama atenção para o fato de que o adensamento considerado deve excluir o processo de expulsão de ar, ou seja, deve-se considerar apenas o adensamento da amostra saturada, para que o  $t_{100}$  encontrado seja válido.





*Figura 4.5 – Esquema de extração das amostras e inserção na caixa de cisalhamento por meio de compressão.*

Para garantir essa premissa, a primeira amostra foi adensada a 200 kPa em dois estágios de carregamento com duração de 24 horas cada, explicados a seguir:

- 1º Estágio – de 0 a 100 kPa, inundado por 24 horas para que o ar fosse expulso da amostra.
- 2º Estágio – de 100 a 200 kPa, inundado, possibilitando o cálculo da velocidade compatível, através do  $t_{100}$ .

A Figura 4.6 apresenta o segundo estágio de carregamento do adensamento da amostra, fornecido pelo software SHEAR.

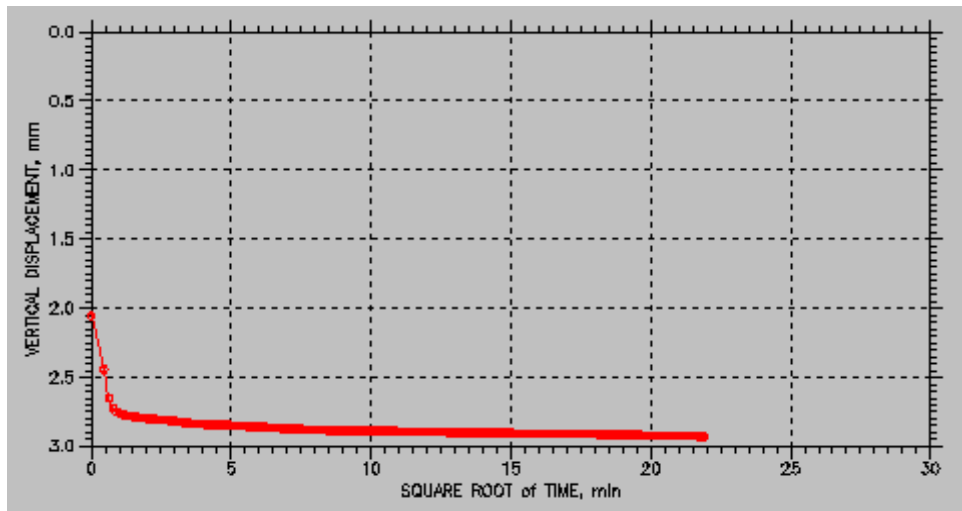


Figura 4.6 – Curva de adensamento do segundo estágio de carregamento.

Com base nesta figura, o  $t_{100}$  foi estimado pelo Método de Taylor como 1,69 minutos. Após determinado o  $t_{100}$ , o adensamento das outras amostras foi feito em apenas um estágio de 24 horas.

Adotando um deslocamento de 1 mm para ruptura da amostra, temos a velocidade de cisalhamento:

$$v = \frac{1}{12,7 \times 1,69} = 0,047 \text{ mm/min} \rightarrow 0,05 \text{ mm/min}$$

Entretanto, ao cisalhar a primeira amostra com esta velocidade, foi obtida uma curva onde a resistência do solo não se estabiliza. Por receio de que houvesse geração de excesso de poropressão, a velocidade de cisalhamento foi reduzida para 0,01 mm/min, mas sem mudança de comportamento.

Foi adotado o método utilizado em FONSECA (2006), onde a resistência de pico era definida como o ponto de inflexão da curva normalizada de tensão cisalhante sobre tensão normal *versus* deslocamento.

### Cisalhamento e Reversões

A máquina SHEARTRAC-II é totalmente automática e apresenta um sistema digital de aquisição de dados que possibilita uma análise mais precisa e menos passível de erros.

O programa *Residual Test* faz reversões automaticamente, com velocidade e deslocamento definidos. Porém, a máquina não descarrega a tensão vertical no

processo de volta da caixa de cisalhamento, o que pode acarretar em um desalinhamento das partículas lamelares que foram alinhadas no ciclo anterior.

Esse desalinhamento reflete-se num aumento da resistência ao cisalhamento em relação à resistência mais baixa encontrada no ciclo anterior, exigindo um maior número de ciclos para encontrar a resistência residual. Tendo isso em vista, as reversões foram feitas manualmente, aliviando a tensão vertical no processo de volta da caixa de cisalhamento.

Como a velocidade de ensaio era muito lenta, em alguns ciclos intermediários, a amostra era cisalhada com uma velocidade 100 vezes maior, apenas para fim de alinhamento das partículas lamelares. Em seguida, voltava-se à velocidade determinada pelo adensamento para garantir a dissipação de poropressão e uma medição mais precisa da resistência encontrada.

Vale ressaltar que de um ciclo para o outro a amostra era novamente adensada, porém em apenas um estágio de menor duração (máximo de 5 minutos).

Esses dados foram resgatados do programa SHEAR e concomitantemente à próxima etapa de cisalhamento, inseridos numa planilha Excel, de modo que se pudesse visualizar a resistência encontrada no ciclo já terminado. Este processo foi repetido até que a resistência encontrada se mantivesse constante de um ciclo para o outro.

Todos os ensaios foram inundados. Foi dada a sugestão ao fabricante de criar um programa que aliviasse as tensões verticais automaticamente no processo de volta da caixa de cisalhamento.

#### **4.4 – *Ring Shear Test***

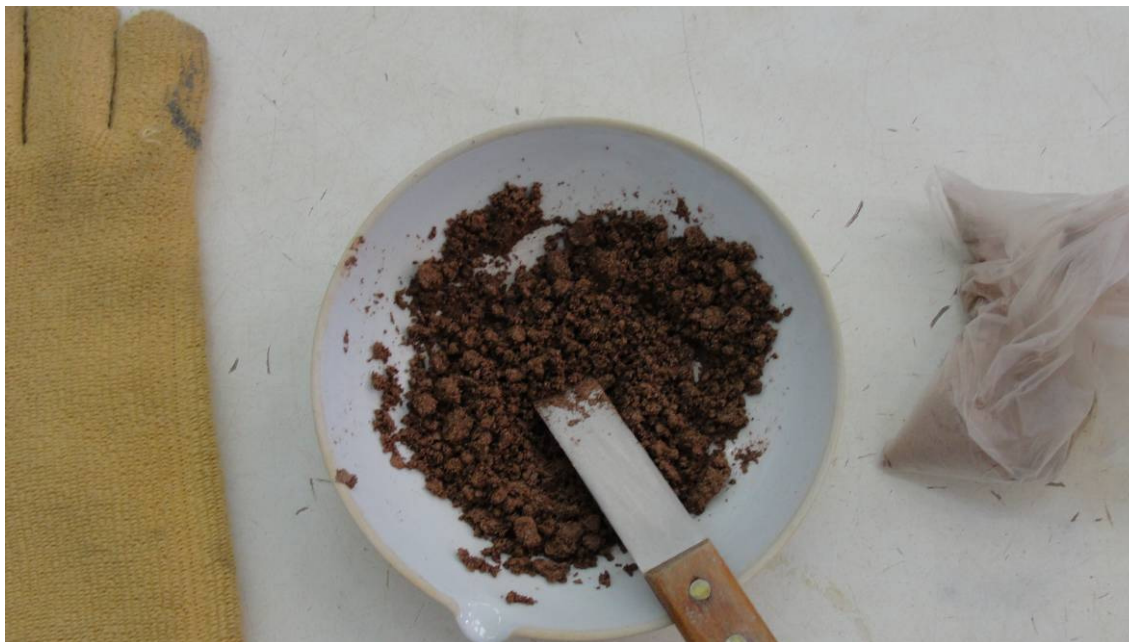
Para contornar os problemas causados pelas reversões, BROMHEAD (1969a) desenvolveu o *Ring Shear Test*. Neste ensaio, uma amostra completamente amolgada em formato de anel é submetida a um deslocamento circular. A vantagem deste método é a possibilidade de submeter o corpo de prova a deslocamentos sem limite, sem a necessidade de inverter seu sentido, causando o desalinhamento das partículas lamelares.

O objetivo do *Ring Shear Test* é determinar apenas a resistência residual dos solos. Não é possível a obtenção dos parâmetros de pico devido ao fato de se utilizar uma amostra amolgada.

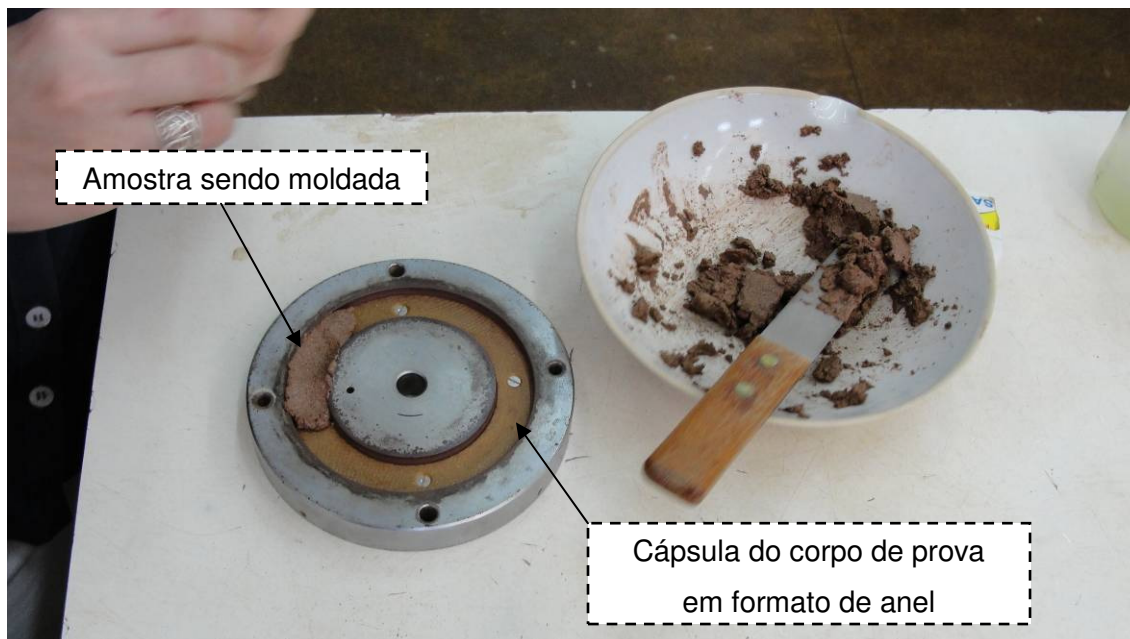
FONSECA (2006) recomenda que, para a moldagem do corpo de prova, o solo seja seco ao ar, destorroado, passado na peneira de número 40 (0,42 mm) e homogeneizado a uma umidade de 80% do seu Limite de Liquidez. FONSECA (2006) ainda afirma que a umidade ideal para moldagem é aquela na qual o solo preenche a célula por completo sem com ocorra extravasamento considerável do solo quando aplicada a tensão normal.

Na umidade de 80% do Limite de Liquidez, as amostras não adquiriram a consistência adequada para moldagem (Figura 4.7). A água foi adicionada de acordo com a experiência adquirida em ensaios anteriores, até o ponto em que a amostra se tornou plástica o suficiente para ser moldada na cápsula sem maiores dificuldades (Figura 4.8). A umidade média de início de ensaio foi calculada em 52,15%, superior ao limite de liquidez.

Ainda com o objetivo de evitar o problema do extravasamento de solo, o adensamento era feito em estágios de aproximadamente 50 kPa em intervalos de 4 minutos, até ser atingida a tensão vertical de ensaio. A partir do último estágio, o solo adensava por mais 24 horas, ou até o dia seguinte, quando se iniciava o estágio de cisalhamento.



*Figura 4.7 – Solo moldado a 80% de LL – consistência não plástica.*



*Figura 4.8 – Solo com consistência plástica moldado na cápsula.*

Um estudo de PINHEIRO ET AL. (1997b) em FONSECA (2006) observou que velocidades superiores a 1 grau/min influenciam na resistência residual dos solos. Seguindo o exemplo de FONSECA (2006), que levou em conta não apenas o estudo, como também as velocidades que a máquina possibilitava e as condições de drenagem de solos argilosos, foi adotada a velocidade de 0,096 grau/min.

Todos os ensaios foram feitos inundados, de forma a evitar a variação da umidade em seu andamento. O top cap possui orifícios que, aliados à velocidade de rotação, permitem a drenagem do solo ao longo do cisalhamento.

As leituras foram feitas com maior frequência na primeira hora de ensaio buscando maiores detalhes sobre o comportamento da curva. Passada a primeira hora, foram feitas leituras a cada duas horas (ou quando possível) no intervalo de 8h00 às 17h00 (8h00, 10h00, 12h00, 13h00, 15h00 e 17h00) todos os dias do cisalhamento.

BROMHEAD (1986) em VASCONCELOS (1992), apud FONSECA (2006), considerou leituras constantes durante 20 minutos um critério de parada satisfatório. No presente caso, como não era possível fazer leituras com tamanha frequência, o critério de parada adotado foram 3 leituras consecutivas constantes, ou até que a resistência tornasse a aumentar.

Usualmente no terceiro dia essa situação já pôde ser observada. No quarto dia, a amostra já começa a apresentar ganho de resistência, provavelmente devido à saída de solo do anel de cisalhamento.

# Capítulo 5 – Resultados

## 5.1 – Cisalhamento Direto com Reversões

### Parâmetros de Pico

O ensaio de cisalhamento direto com reversões foi feito utilizando-se amostras indeformadas do solo em estudo. Assim, foi possível determinar os parâmetros de resistência de pico do solo no primeiro ciclo de cisalhamento.

As amostras foram ensaiadas com as seguintes tensões normais: 50, 100, 200 e 400 kPa. Porém, ao analisar os resultados, foi verificado que o ensaio de 400 kPa apresentou um comportamento muito distinto dos demais, gerando uma envoltória com  $R^2$  muito baixo (aproximadamente 0,27), ângulo de atrito de  $13,62^\circ$  e coesão de 89,2 kPa (Figura 5.1).

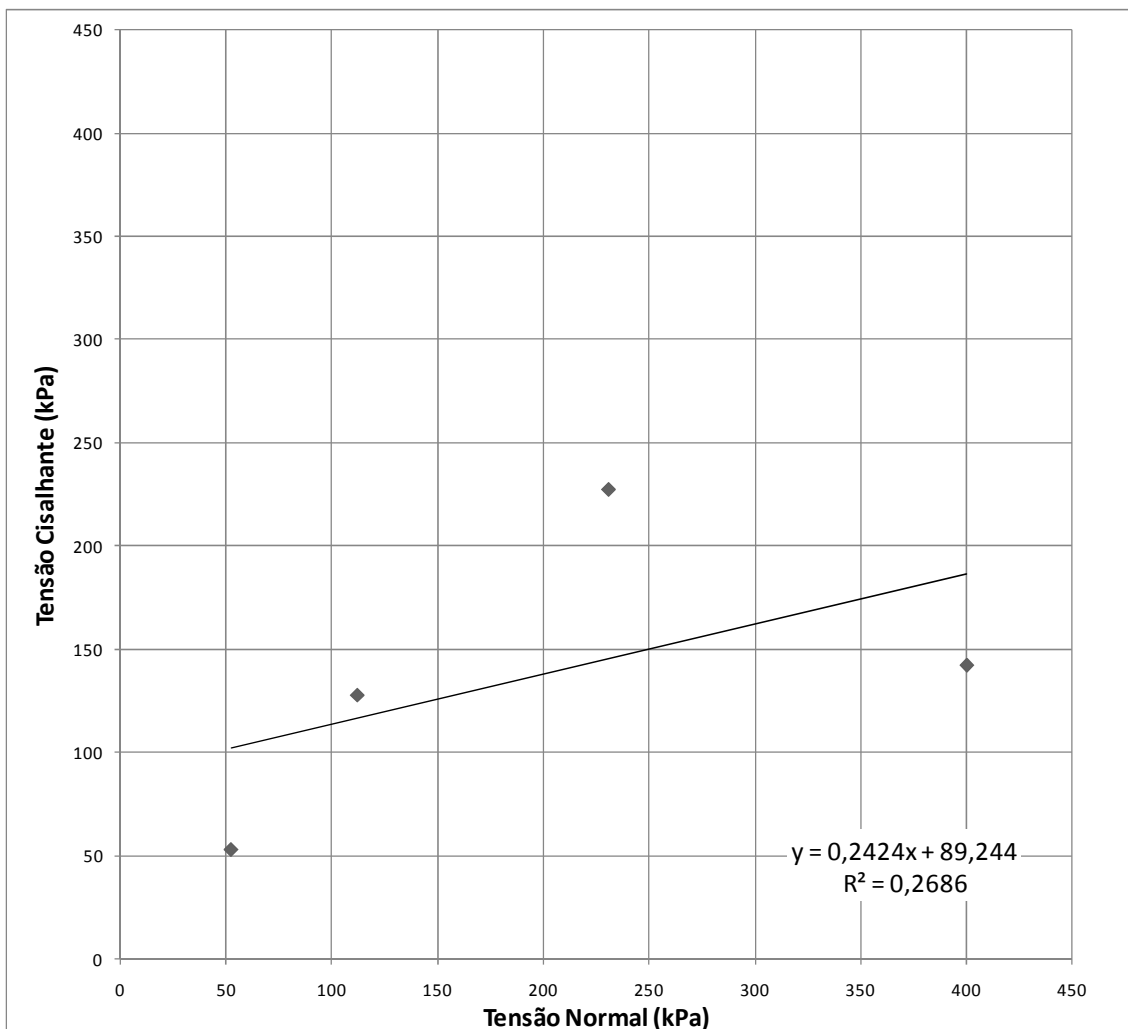


Figura 5.1 – Envoltória de resistência de pico com ponto espúrio.

A fim de excluir a possibilidade de ter ocorrido um erro de procedimento durante o ensaio de 400 kPa, este foi repetido com outra amostra indeformada. A envoltória obtida com o novo ensaio apresentou  $R^2$  muito mais satisfatório (aproximadamente 1), ângulo de atrito de  $43^\circ$  e coesão de 12,4 kPa (Figura 5.2).

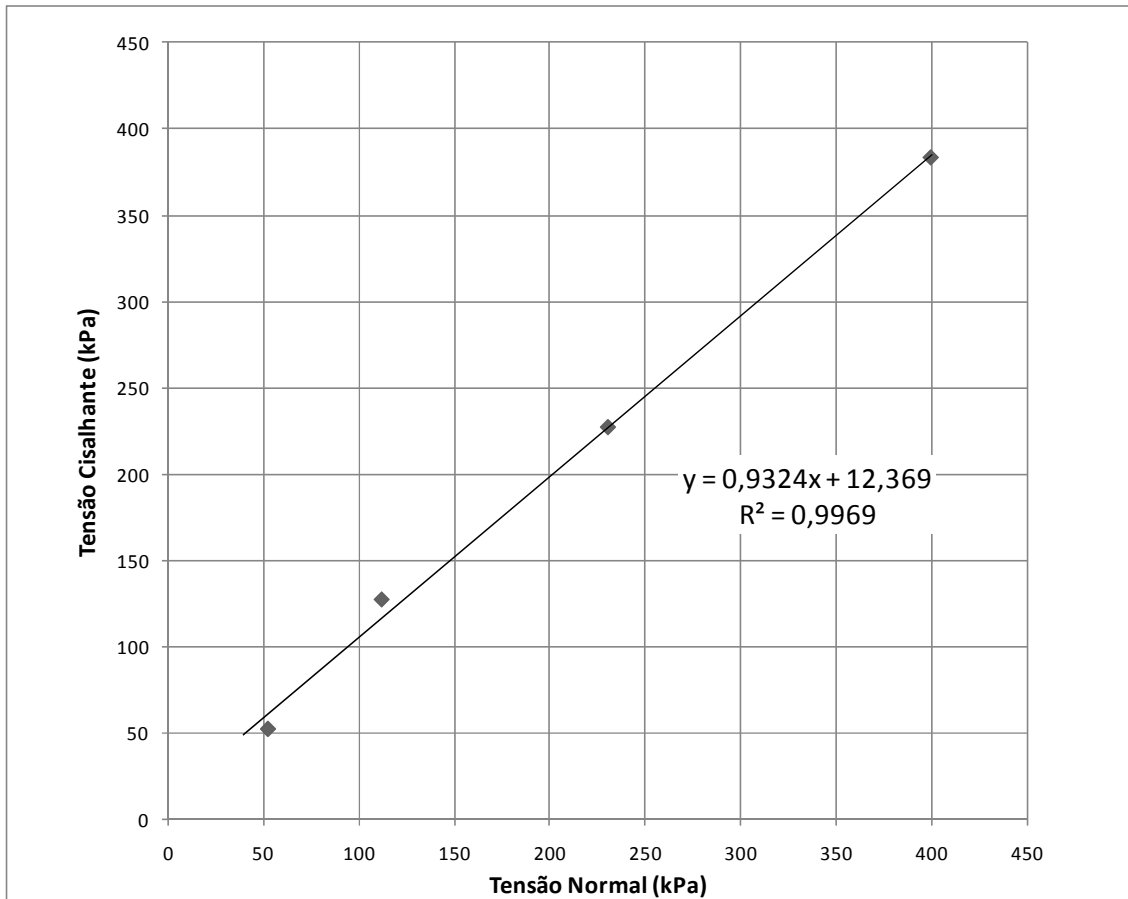


Figura 5.2 – Envoltória de resistência de pico após ensaio refeito.

De forma a melhor analisar a causa de tamanha diferença entre os ensaios de 400 kPa, os pontos obtidos com todos os ensaios realizados foram divididos em 3 situações abaixo descritas, que levam em consideração:

- **Situação 1:** Todos os pontos dos ensaios com tensão normal iguais a 50, 100, 200 kPa e o segundo ensaio realizado com 400 kPa. Os parâmetros de resistência de pico desta situação foram considerados nas análises de estabilidade do talude;
- **Situação 2:** Apenas o primeiro ensaio realizado com tensão normal igual a 400 kPa, considerado o resultado espúrio,



• **Situação 3:** Apenas o segundo ensaio realizado com tensão normal igual a 400 kPa

Para as duas últimas situações, foram consideradas duas hipóteses de coesão: 0 e 12,4 kPa (resultado do conjunto de ensaios considerados). A tabela abaixo (Tabela 5.1) resume os resultados encontrados.

RESUMO	c' (kPa)	$\phi$ (°)
Situação 1	12,4	43
Situação 2	0	19,3
	12,4	17,7
Situação 3	0	43,8
	12,4	42,9

*Tabela 5.1 – Resumo dos parâmetros de pico para ensaio de cisalhamento direto.*

Os valores significativamente menores da Situação 2 em relação às demais podem ser explicados pela heterogeneidade do solo. É possível que, quando da amostragem, um tipo diferente de solo foi coletado e ensaiado inadvertidamente, gerando essa disparidade.

O ângulo de atrito de pico de 43° pode ser considerado alto para solos micáceos. Nas Figuras 5.3 e 5.4 são mostrados o gráfico de SANDRONI (1977), que relata a influência da mineralogia nas envoltórias efetivas de resistência, e a envoltória do solo em questão a ele sobreposta.

Percebe-se que o solo em estudo (linha em vermelho) enquadra-se no intervalo de solos do tipo D, com baixa quantidade de mica. Apesar do solo analisado ter considerável quantidade de partículas micáceas, a granulometria dos dois solos se assemelham. Isto indica que o ângulo de atrito não foi fortemente influenciado pela presença de mica como o esperado, mas foi ditado por sua granulometria grosseira.

São também apresentados abaixo os gráficos de deslocamento vertical por deslocamento horizontal (Figura 5.5) e tensão normalizada por deslocamento horizontal (Figura 5.6).

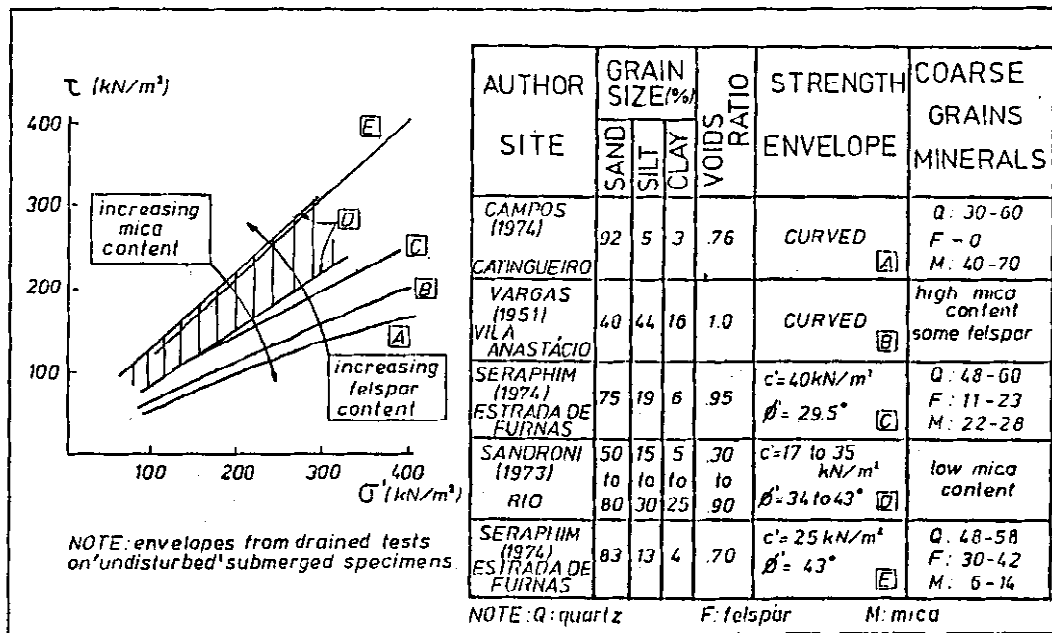


Figura 5.3 – Influência da mineralogia nas envoltórias efetivas de resistência – apud SANDRONI (1977).

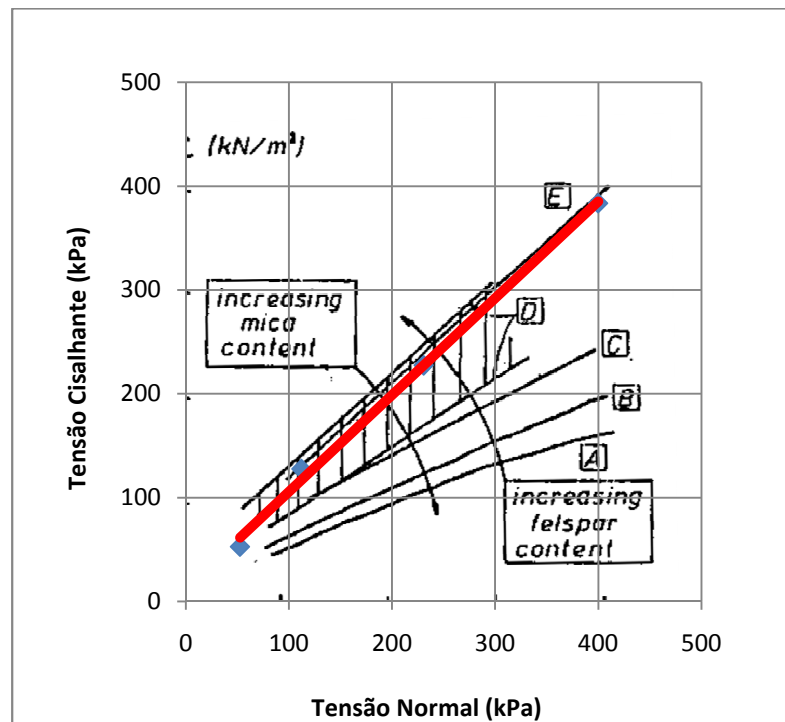


Figura 5.4 – Posição da envoltória de resistência obtida pelos ensaios de cisalhamento direto sobre a faixa de envoltória definida por SANDRONI (1977) – Vide Figura 5.3.

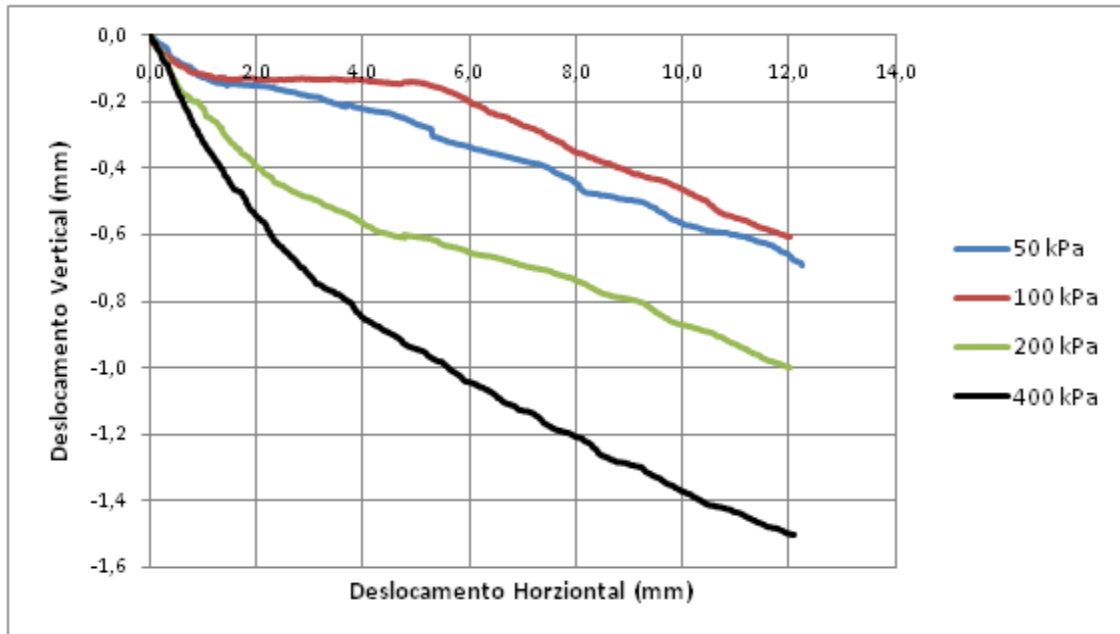


Figura 5.5 – Variação do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal

A diminuição de volume ao longo do cisalhamento assemelha-se a um comportamento de areias fofas ou argilas normalmente adensadas.

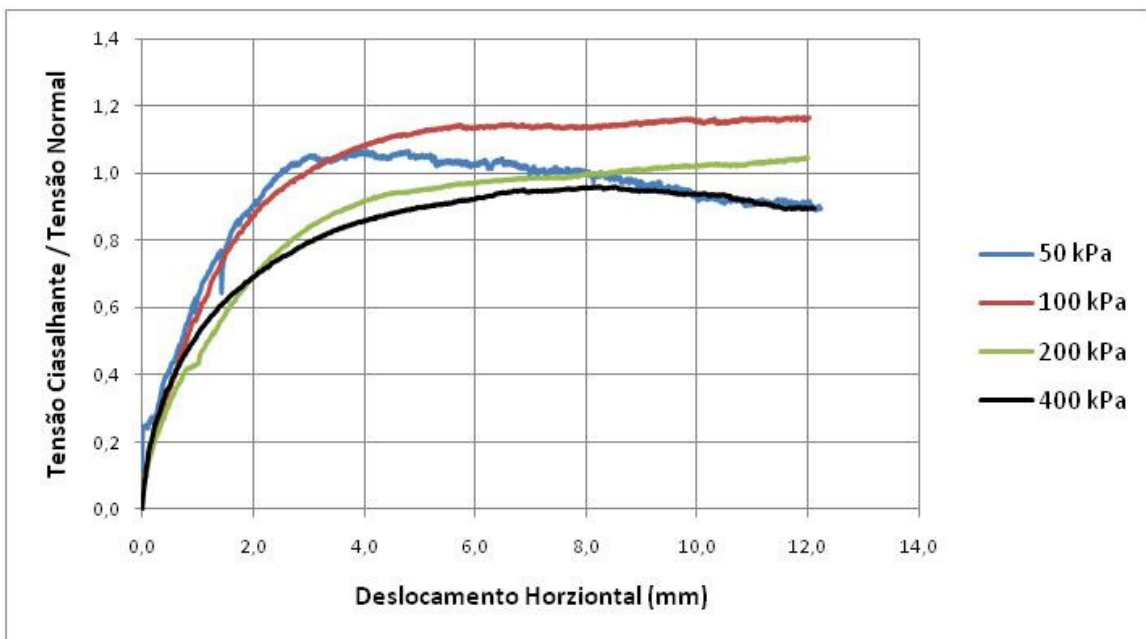


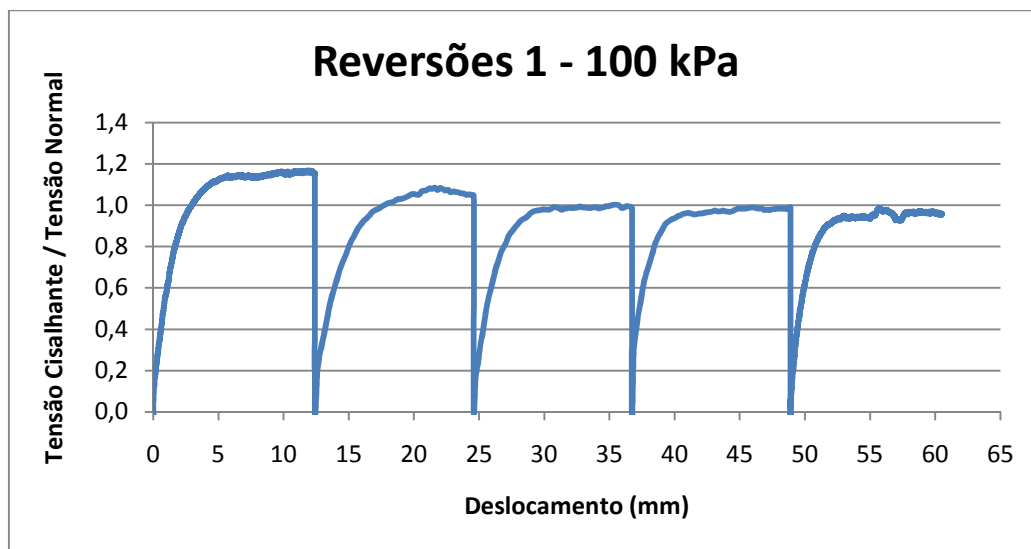
Figura 5.6 – Tensão normalizada versus deslocamento horizontal.

Como previamente explicado (item 4.4 – Cisalhamento Direto com Reversões), o ponto de ruptura foi definido segundo dois critérios: (a) para as curvas que apresentaram pico, o mesmo foi considerado como tensão de ruptura; (b) para àquelas que não o apresentaram, a ruptura foi definida como o ponto de inflexão das duas curvas.

É importante ressaltar que foi feita uma correção da tensão normal quando da plotagem da envoltória de resistência. Esta correção é devida ao deslocamento horizontal sofrido pelo corpo de prova, que acarreta numa diminuição da sua área e, conseqüentemente, um aumento da tensão atuante.

### **Parâmetros Residuais**

Dois ensaios foram feitos com reversões, ambos adensados à tensão normal de 100 kPa. No primeiro deles, o processo de reversões vinha demonstrando quedas progressivas na resistência do solo (Figura 5.7). Contudo, devido a uma significativa perda de material decorrente do processo de reversões, o ensaio teve que ser abortado para evitar possíveis danos ao equipamento (Figura 5.8).



*Figura 5.7 – Primeiro ensaio de reversões.*

Ao se analisar mais atentamente o gráfico normalizado do primeiro ensaio de reversões é possível perceber que o decaimento de resistência é muito lento de um ciclo para o outro. No momento em que o ensaio foi paralisado, o gráfico sugere um ângulo de atrito residual de 45°, considerando coesão nula. Tal valor é mais alto que o parâmetro de pico ( $\phi' = 43^\circ$ ;  $c' = 12,4$  kPa), o que indica que um número muito elevado de ciclos deve ser feito para que se atinja o verdadeiro parâmetro residual.

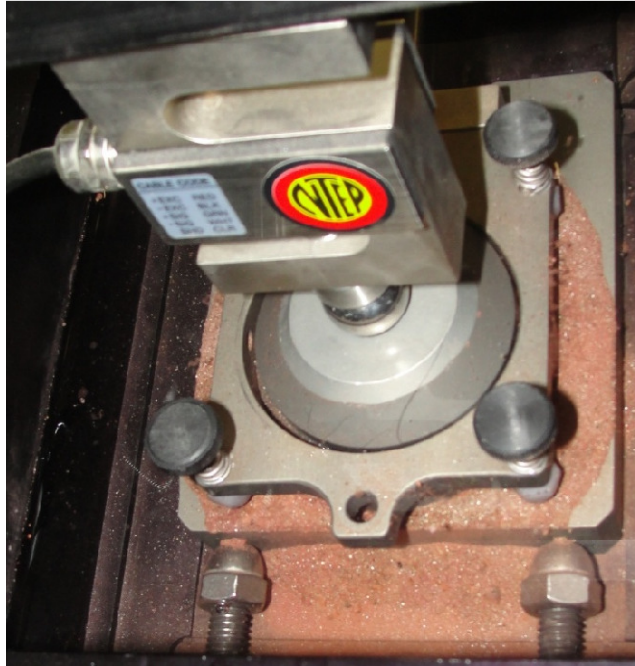


Figura 5.8 – Perda de material devida ao processo de reversão.

Já no segundo ensaio, após dois ciclos de cisalhamento, a amostra apresentou ganho de resistência (Figura 5.9). É possível que, com a perda de material devida às reversões, uma camada mais resistente de solo foi atingida pela interface de cisalhamento.

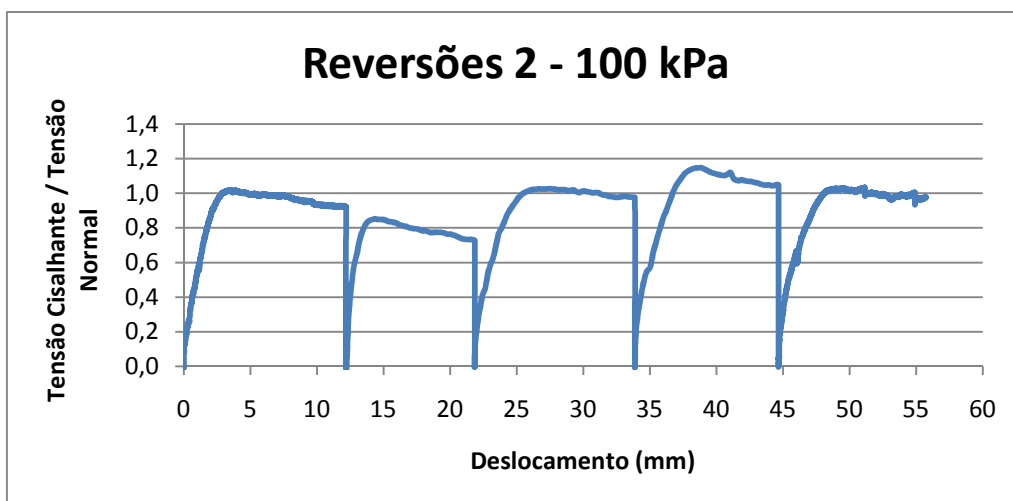


Figura 5.9 – Segundo ensaio de reversões.

Tendo em vista os acontecimentos, os resultados destes ensaios não foram considerados nas análises de estabilidade.

## 5.2 – Ring Shear Test

Foram feitos ensaios no aparelho *Ring Shear* com 4 tensões normais diferentes: 50, 100, 200 e 400 kPa. A Figura 5.10 apresenta a envoltória de resistência residual do solo, obtida com o ensaio de *Ring Shear Test*.

Foi obtido um ângulo de atrito residual igual a 15,3°. O  $R^2$ , praticamente igual a 1, representa um íntimo entrosamento entre os pontos e a reta. A coesão nula é esperada em ensaios realizados com amostras amolgadas. A Tabela 5.2 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência residuais obtidos pelo *Ring Shear Test*.

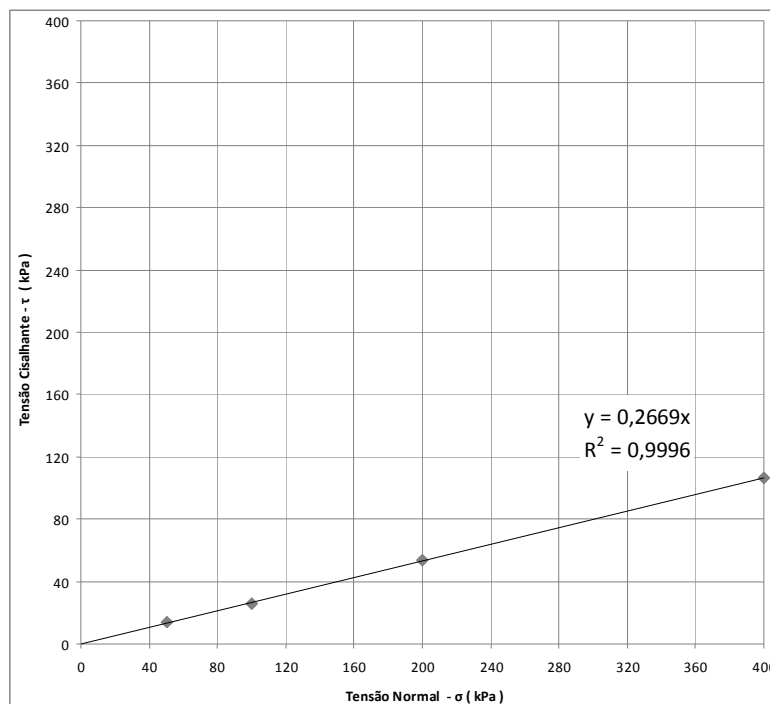


Figura 5.10 – Envoltória de resistência residual.

A Figura 5.11 mostra as curvas normalizadas de tensão normal sobre tensão cisalhante *versus* o deslocamento horizontal. A partir destas curvas identificou-se a resistência residual para cada uma das 4 tensões normais, caracterizadas como os pontos onde se observa a menor razão entre as tensões cisalhante e normal.

Ensaio	$c'_r$ (kPa)	$\phi'_r$ (°)
Ring Shear Test	0	15,3

Tabela 5.2 – Resumo dos resultados do Ring Shear.

Vale salientar que não houve necessidade de se fazer uma correção da tensão normal aplicada quando da plotagem da envoltória de resistência residual. O formato

de anel do corpo de prova garante uma área de aplicação da carga constante durante todo o ensaio.

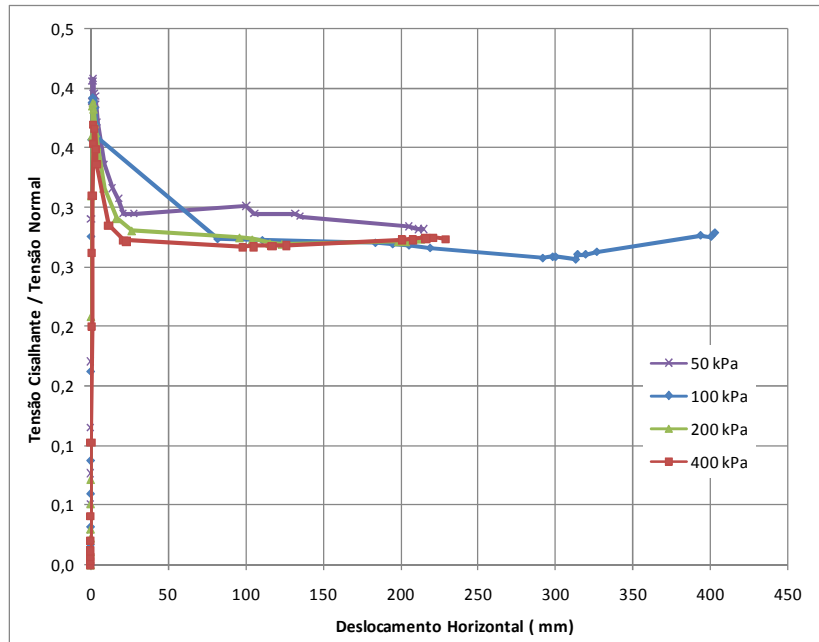


Figura 5.11 – Tensão normalizada versus deslocamento horizontal.

A Figura 5.12 mostra a variação do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para as 4 tensões ensaiadas.

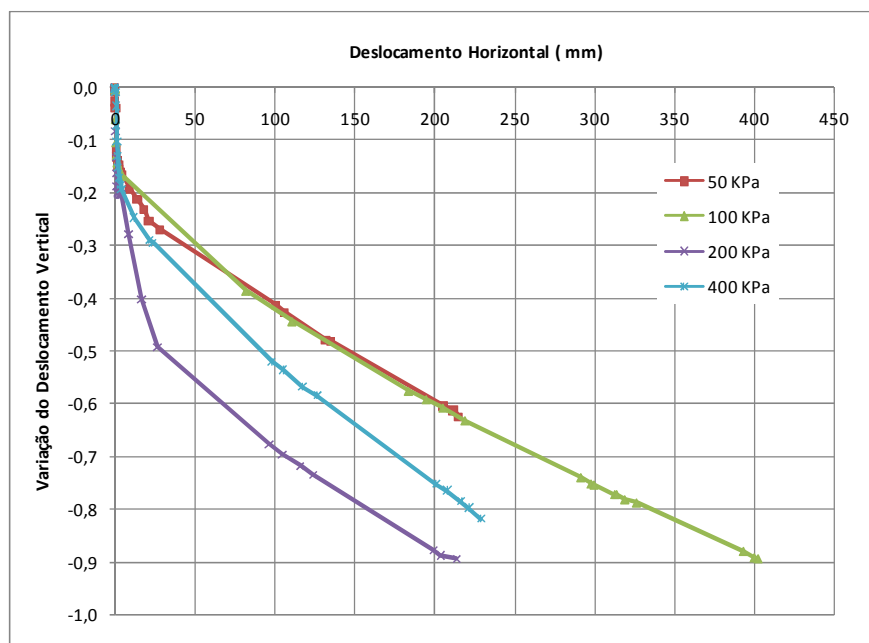


Figura 5.12 – Variação do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal

O gráfico acima concorda com o comportamento observado nos ensaios de cisalhamento direto.

## **Capítulo 6 – Análises de Estabilidade**

Para as análises de estabilidade foi escolhido um talude localizado acima da Berma 3 (Figura 3.3). Esta área foi retalhada durante as obras com uma inclinação de 55% (V/H) e 9,9 metros de altura. Nenhuma outra solução foi adotada para esta região.

O objetivo destas análises foi aplicar os conhecimentos de estabilidade de taludes adquiridos ao longo do curso e os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios. Apesar da heterogeneidade do solo, admitiu-se que os parâmetros obtidos correspondem ao talude em questão. No projeto real foi considerado o perfil de solo heterogêneo inferido através dos resultados de sondagens, tendo sido realizada análise de estabilidade global considerando toda a extensão do talude.

Foi utilizado o software de estabilidade de taludes Slope/W da GeoStudio e as seguintes condições foram admitidas:

- solo homogêneo;
- não foi considerada linha freática;
- a massa instável foi dividida em 30 fatias;
- precisão de cálculo de 0,01 e até 2000 iterações;
- ruptura localizada;
- superfície de ruptura evoluindo da crista para o pé do talude. A entrada da superfície de ruptura foi determinada através de um intervalo de aproximadamente 8 metros (largura da berma) e com saída sempre ao pé do talude.
- a inclinação da berma devida ao sistema de drenagem foi suprimida por ser irrisória,
- foram utilizados os métodos simplificados de Bishop (1955) e Morgenstern-Price (1967).

Foram feitas análises do mesmo talude, considerando 3 condições quanto aos parâmetros de resistência, apresentadas abaixo.

a) solo isotrópico e parâmetros de pico:

- $\phi' = 43^\circ$ ,
- $c' = 12,4 \text{ kPa}$ .



b) solo isotrópico e parâmetros residuais:

•  $\phi' = 15,3^\circ$ ,

•  $c' = 0$  kPa.

Os resultados são apresentados em forma de figuras onde podem ser observadas as 5 superfícies mais críticas fornecidas pelo programa. O fator de segurança e o raio de curvatura são referentes à superfície mais crítica (evidenciada em verde), ou seja, a que apresenta o menor fator de segurança.

Também são apresentados nos desenhos o método de análise de estabilidade e os parâmetros utilizados em cada ensaio, sendo “Wt” o peso específico em kN/m<sup>3</sup>, “Phi” o ângulo de atrito e “C” a coesão em kPa.

## Resultados

### a) Solo isotrópico e parâmetros de pico:

Bishop

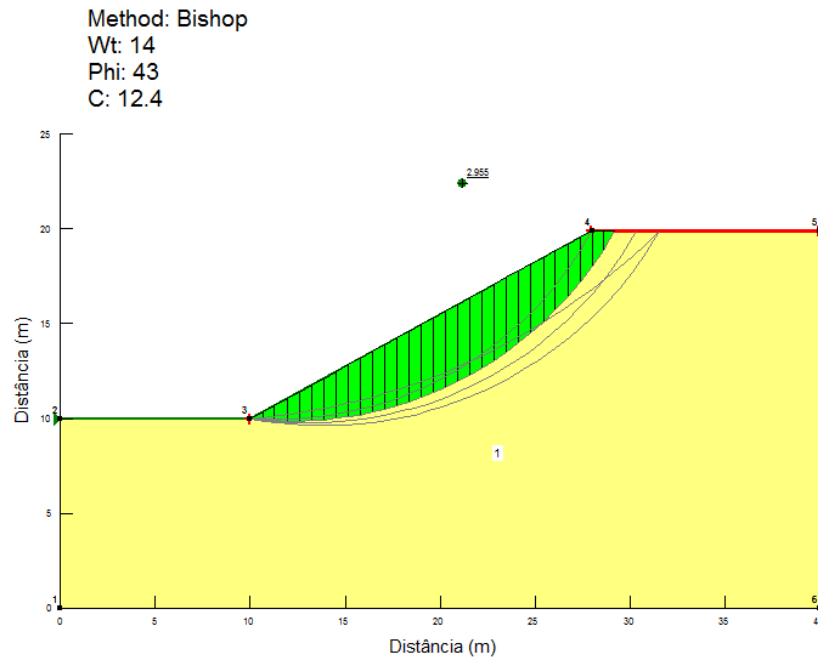


Figura 6.1 – FS = 2,955.

Morgenstern-Price

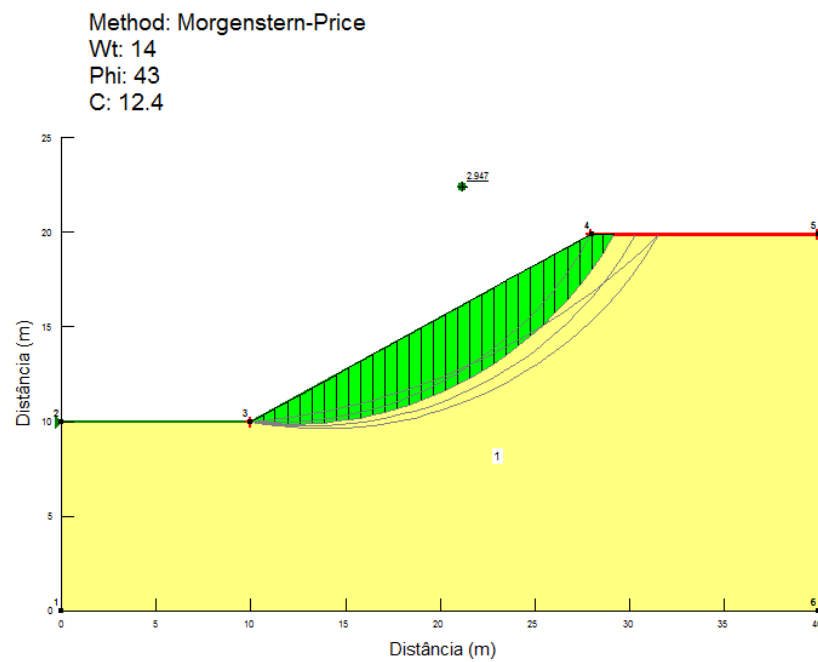


Figura 6.2 – FS = 2,947.

**b) Solo isotrópico e parâmetros residuais:**

Bishop

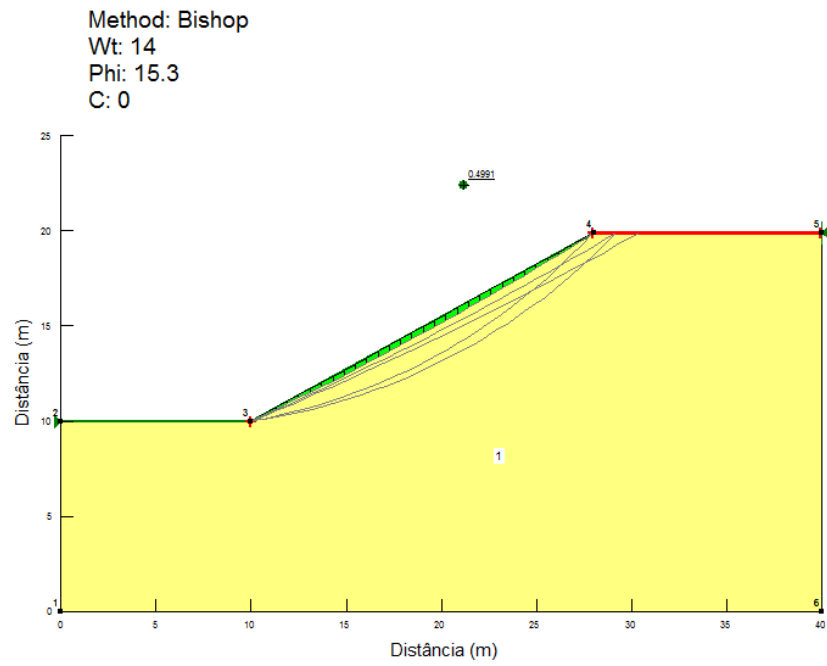


Figura 6.3 – FS = 0,499.

Morgenstern-Price

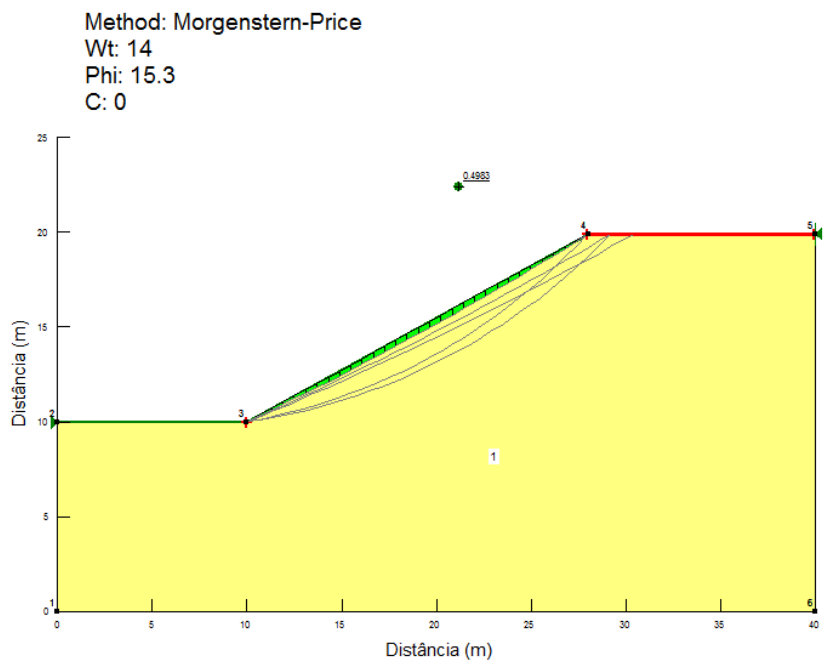


Figura 6.4 – FS = 0,498.

Analisando todos os resultados, é possível observar que ambos os métodos utilizados apresentaram valores muito similares. Bishop apresentou valores mais altos em todos os casos, porém a diferença não foi significativa.

A média dos fatores de segurança encontrados nas 2 diferentes condições de parâmetros de resistência foram: 2,95 para parâmetros de pico e solo isotrópico; e 0,50 para parâmetros residuais e solo isotrópico.

Com base nesses fatores de segurança é possível observar que, para a geometria analisada, o talude de solo residual é bastante estável ( $FS=2,95$ ). Após sua ruptura, há uma queda brusca de resistência, diminuindo em até 6 vezes o fator de segurança (de 2,95 para 0,50), tornando o solo instável para essa conformação.

Essa redução nos fatores de segurança quando considerados os parâmetros residuais reforça a importância da remoção do solo rompido antes de se iniciarem as obras de estabilização. A estabilização de um solo coluvionar torna-se mais difícil e custosa comparativamente a um solo residual, uma vez que seus parâmetros de resistência são mais baixos.

## Capítulo 7 – Conclusões

- Foram obtidos os parâmetros de resistência de pico de um solo residual de gnaiss através de ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas na condição inundada. Os valores encontrados foram de  $c' = 12,4$  kPa e  $\phi' = 43,0^\circ$ ;
- Os valores de pico enquadram-se dentro dos limites de granulometria propostos por SANDRONI (1977), porém sem se enquadrarem quanto à quantidade de mica. A parcela micácea do solo em estudo não foi quantificada, mas era facilmente perceptível nas amostras. Os parâmetros de pico, entretanto, não parecem ter sido muito afetados por sua presença de mica. Estes parecem ter sido influenciados, principalmente, pela granulometria do solo em estudo – 2/3 de parcela grosseira.
- O índice de plasticidade do solo é de 26%, apesar da reduzida fração argila presente (6%).
- O parâmetro de resistência residual encontrado através do *Ring Shear Test* foi de  $\phi'_{\text{residual}} = 15,3^\circ$ , com coesão nula.
- Devido à pequena quantidade de argila presente no solo supõe-se que a grande diferença entre os parâmetros de pico e residual deveu-se à orientação das partículas micáceas.
- O ensaio de Cisalhamento Direto com Reversões não se mostrou satisfatório para a obtenção dos parâmetros residuais de resistência. A perda de material decorrente do processo de reversões, aliada ao enorme número de reversões necessário para o correto alinhamento de partículas inviabilizou o ensaio com este solo.
- Os Métodos de Bishop e Morgenstern-Price apresentaram valores de FS muito similares.
- Os FS encontrados na situação de parâmetros de pico e solo isotrópico foram, em média, 6 vezes maiores que a situação de parâmetros residuais e solo isotrópico, passando de 2,95 (estável) para 0,50 (indicando ruptura).
- A redução nos fatores de segurança quando se considerou parâmetros residuais reforça a importância de remover o solo rompido antes de iniciar obras de estabilização.

## **Capítulo 8 – Referências Bibliográficas**

BERNARDES, J. de A., *Investigação sobre a resistência a cisalhamento de um solo residual de gnaíse*, Tese de M.Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, 2003.

BISHOP, A. W., 1955, *The use of the slip circle in the stability analysis of Slopes*, Geotéchnique, vol. 5, n. 1, pp. 7-17.

DAS, B. M., 2006, *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*, Ed. Thomson Learning, 6ª edição, São Paulo, SP, Brasil.

DUNCAN, J. M., 1996, *Soil Slope Stability Analysis. In: Landslides – investigation and mitigation*, Special Report 247, Transportation Research Board. Washington.

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

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M., 1983, *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*, Ed. Blucher, 2ª Edição, São Paulo, SP, Brasil.

HEAD, K. H., 1981, *Manual of Soil Testing – Vol. 2: Permeability, shear strenght and compressibility test*, 1ª Edição, ELE international Limited, Londres, Inglaterra.

LAMBE, W. L.; WHITMAN, R. V., 1969, *Soil Mechanics, SI Version*, Ed. John Wiley & Sons, New York, USA, 1979.

NBR 6459, 1984, Solo – Determinação do limite de liquidez. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 7180, 1984, Solo – Determinação do limite de plasticidade. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 7181, 1984, Solo – Análise Granulométrica. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

PINTO, C. de S., 2000, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*, Ed. Oficina De Textos, São Paulo, SP, Brasil.

SANDRONI, S. S., 1977, *Micromorphology and the interpretation of a landslide in gneissic residual soil*, Proc. Int. Symp. On the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Ass. Geotecnica Italiana, Capri, V1.