

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo:  
Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de  
Resistência ao Cisalhamento**

**Cláudio Luiz Ridente Gomes**

**Orientador: Prof. Dr. Pécio Leister de Almeida Barros**

Campinas, SP  
2003

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo:  
Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de  
Resistência ao Cisalhamento**

**Cláudio Luiz Ridente Gomes**

**Orientador: Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros**

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Concentração de Transportes.

Campinas, SP  
2003

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

G585r	<p>Gomes, Cláudio Luiz Ridente Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento / Cláudio Luiz Ridente Gomes.--Campinas, SP: [s.n.], 2003.</p> <p>Orientador: Pérsio Leister de Almeida Barros Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.</p> <p>1. Taludes (Mecânica do solo). 2. cisalhamento. I. Barros, Pérsio Leister de Almeida. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.</p>
-------	---

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo:  
Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de  
Resistência ao Cisalhamento**

**Claudio Luiz Ridente Gomes**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

**Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros  
Presidente e Orientar - Unicamp**

**Prof. Dr. Araken Silveira  
Unicamp**

**Prof. Dr. Orencio Monje Vilar  
USP-SC**

**Campinas, 04 de Julho de 2003**

Aos meus pais, Orlando e Irene, pelo muito que fizeram, ao meu irmão Nelson, companheiro de todas as horas e especialmente à minha esposa, Maria Blanca e aos meus filhos Rafael e Vitória, por tudo o que eles representam em minha vida.

## **AGRADECIMENTOS**

O autor deseja expressar sua gratidão às pessoas e instituições que, das mais diversas maneiras, tornaram possível a elaboração deste trabalho, especialmente:

- Prof. Dr. Persio Leister de Almeida Barros, pela orientação, compreensão e incentivos;
- Prof. Dr. Araken Silveira e Prof. Dr. Luis Antonio Seraphim, pelas sugestões e orientações apresentadas no exame de qualificação;
- Eng<sup>a</sup> Ely Bernardi, responsável pela Seção de Informática Aplicada do IPT, pelo incentivo, oportunidade de ingressar no curso de Pós Graduação e iniciar o desenvolvimento desta dissertação;
- Eng<sup>o</sup> Ronaldo Rocha, responsável pelo Agrupamento de Estudos Geotécnicos do IPT, pelo incentivo, sugestões e oportunidade de desenvolver e finalizar esta dissertação;
- Eng<sup>os</sup> Geraldo Figueiredo de Carvalho Gama Júnior e Mauricio Abramento, do Agrupamento de Estudos Geotécnicos do IPT, pelo incentivo, apoio, sugestões e discussões produtivas;
- Ge<sup>o</sup> Oswaldo Augusto Filho, do Agrupamento de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente do IPT e Ge<sup>o</sup> Fabio Soares Magalhães, do Agrupamento de Geologia Aplicada a Obras do IPT, pelo incentivo, apoio nos levantamentos geológicos realizados e discussões produtivas;
- Eng<sup>a</sup> Elieni Guimarães Barbosa Strufaldi, do Agrupamento de Estudos Geotécnicos do IPT, pelo incentivo, colaboração, sugestões e revisão do texto;

- Eng<sup>o</sup> Thomaz Massadi Kawauche, da Seção de Informática Aplicado do IPT, pelo apoio à implementação da metodologia proposta nesta dissertação no *software* IPT-ESTAB1;
- Técnicos Antonio Carlos Rodrigues e Ozéias Rodrigues, do Agrupamento de Estudos Geotécnicos do IPT e Roberto Mariano da Silva, do Agrupamento de Infra-estrutura Viária, Impermeabilização e Obras do IPT, pela colaboração e trabalhos de campo realizados;
- Eng<sup>a</sup> Sofia Julia Alves Macedo Campo, Tecg<sup>o</sup> Civil Luiz Antonio Gomes e Estagiário Danilo Costa de França, do Agrupamento de Estudos Geotécnicos do IPT, pelo incentivo, sugestões e colaboração;
- Eng<sup>o</sup> José Maria de Camargo Barros, responsável pelo Agrupamento de Mecânica de Solos e Fundações, pela oportunidade da realização dos ensaios laboratoriais e avaliação dos seus resultados;
- Técnicos Benedito Mota, Jorge Maximiliano de Oliveira e Renato Anastácio, do Agrupamento de Mecânica de Solos e Fundações do IPT, pelo apoio na execução dos ensaios laboratoriais;
- Técnicos Emilio Antonio Szmidke e Fátima Aparecida de Souza Maurici, do Agrupamento de Mecânica de Solos e Fundações do IPT, pelo apoio na apresentação dos resultados dos ensaios laboratoriais;
- Srta. Maria Spidalieri, da Seção de Informática Aplicado do IPT, pelo incentivo e apoio na obtenção do material bibliográfico;
- Tecg<sup>o</sup> Civil Gerson Salviano Almeida Filho, do Agrupamento de Geologia Aplicada ao Meio Ambiente, do IPT, pelo incentivo e colaboração na obtenção dos dados pluviométricos utilizados nesta dissertação;
- Técnico Flávio Jorge Ventura e Sra. Leila Evangelista da Silva, do Agrupamento de Estudos Geotécnicos do IPT e Técnicos Cleudecir José Gaspar e Marinho Costa Junior, da Seção de Informática Aplicada do IPT, pelo incentivo e colaboração;
- Todos os demais colegas das Divisões de Engenharia Civil e Geologia do IPT, pelo incentivo.

- Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A – IPT, nas pessoas de seus dirigentes, notadamente ao Diretor da Divisão de Engenharia Civil, Eng<sup>o</sup> Eduardo Figueiredo Horta, pelo apoio e patrocínio dos trabalhos que deram origem a esta dissertação;
- Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre – DINIT, principalmente aos Eng<sup>os</sup> Ademir Marques e Hildeir Amorim Fagundes, pelas importantes informações concedidas a respeito do escorregamento da rodovia BR 116; e
- Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, pelo acesso aos índices pluviométricos utilizados nesta dissertação.

Finalmente, o autor não poderia deixar de agradecer à sua esposa Maria Blanca pelo carinho, compreensão e estímulos dedicados ao longo do desenvolvimento deste trabalho, assim como aos seus filhos, Rafael e Vitória, pela compreensão, que certamente terão no futuro, dos momentos em que não pôde lhes oferecer toda a atenção que mereciam.

## SUMÁRIO

<b>SUMÁRIO</b> .....	viii
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xi
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	xv
<b>LISTA DE FOTOS</b> .....	xvi
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	xvii
<b>RESUMO</b> .....	xix
<b>ABSTRACT</b> .....	xx
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	5
<b>3 METODOLOGIA PROPOSTA</b> .....	40
3.1 Recomendações Para Obtenção dos Dados Geométricos e de Pressões Neutras .....	40
3.2 Metodologia de Retroanálise .....	43
<b>4 RESULTADOS OBTIDOS EM CASOS SIMULADOS</b> .....	51
4.1 Talude de Topo Plano, Drenado, com Altura de 10 m e Inclinação de 45° .....	52
4.1.1 Retroanálise 1 – Ruptura Rasa .....	52
4.1.2 Retroanálise 2 – Ruptura Profunda .....	56
4.1.3. Retroanálise 3 – Ruptura Intermediária .....	59

4.2 Talude de Topo Inclinado, Drenado, com Altura de 10 m e	
Inclinação de 45° .....	62
4.2.1 Retroanálise 1 – Ruptura Rasa .....	62
4.2.2 Retroanálise 2 – Ruptura Profunda.....	66
4.2.3. Retroanálise 3 – Ruptura Intermediária .....	69
4.3 Influência da Metodologia Proposta na Estabilização de Taludes.....	72
4.3.1 Estabilização do Talude Drenado com Topo Plano .....	73
4.3.2 Estabilização do Talude Drenado com Topo Inclinado .....	75
4.4 Talude com Linha Piezométrica.....	78
4.5 Considerações Sobre os Resultados Obtidos.....	81
<b>5. RESULTADOS OBTIDOS EM CASOS REAIS .....</b>	<b>83</b>
5.1 Retroanálise da Ruptura Situada na Rodovia Engenheiro Thales de	
Lorena Peixoto, SP 318 - km 261 .....	84
5.1.1 Caracterização Geológico-Geotécnica.....	85
5.1.2 Ensaios de Caracterização e Resistência Realizados .....	86
5.1.3 Retroanálise Aplicando-se a Metodologia Proposta .....	88
5.1.3.1 Retroanálise da Ruptura Medida no Campo.....	89
5.1.3.2 Retroanálise da Ruptura Adotada.....	91
5.1.4 Considerações Sobre os Resultados Obtidos.....	93
5.2 Retroanálise da Ruptura Situada na Rodovia Régis Bittencourt,	
BR 116, km 368 - SP.....	98
5.2.1 Histórico das Rupturas .....	98
5.2.2 Caracterização Geológico-Geotécnica da Ruptura.....	102
5.2.3 Índices Pluviométricos.....	108
5.2.4 Ensaios de Caracterização e Resistência ao Cisalhamento	
Realizados.....	111
5.2.5 Retroanálise Aplicando-se a Metodologia Proposta .....	116
5.2.5.1 Retroanálise da Ruptura Ocorrida em 26/07/2001 .....	116
5.2.5.2 Retroanálise da Ruptura Ocorrida em 14/08/2001 .....	119

5.2.6 Considerações Sobre os Resultados Obtidos.....	123
<b>6 CONCLUSÕES.....</b>	<b>127</b>
<b>7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....</b>	<b>130</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>136</b>

## LISTAS DE FIGURAS

### Capítulo 1

Figura 1.1 - Curva Típica $c = f(\phi)$ .....	4
---	---

### Capítulo 2

Figura 2.1 – Método de Bishop Simplificado – Principais forças .....	10
Figura 2.2 – Retroanálise para solos saturados ou secos (Fonte:Cancino Calle, 2000).....	21
Figura 2.3 – Elementos básicos para ruptura planar (Fonte: Hoek,1972).....	23
Figura 2.4 – Elementos básicos para ruptura circular (Fonte: Hoek,1972) .....	23
Figura 2.5 – Curvas $c = f(\phi)$ teóricas para taludes com $\alpha$ e H proporcionais e solos homogêneos e isotrópicos (Fonte: Queiroz, 1986) .....	27
Figura 2.6 – Ábaco de Projeto - inclinação versus altura de talude - Parâmetros médios iguais à $c = 23,1$ kPa e $\phi = 19,6^\circ$ (Fonte: Queiroz, 1986) .....	28
Figura 2.7 – Retroanálise do escorregamento de 29/12/1975 - Encosta esquerda do Rio Cubatão – Serra do Mar (Fonte: Wolle, 1977) .....	31

### Capítulo 3

Figura 3.1 – Ábaco de Sharp para estimativa da altura do NA (Fonte: Hoek, 1972) .....	43
Figura 3.2 – Posição das rupturas críticas em função dos parâmetros de resistência adotados .....	46
Figura 3.3 – Fatores de segurança críticos geradas a partir da curva $c = f(\phi)$ .....	48

### Capítulo 4

Figura 4.1 – Geometria e ruptura considerada .....	53
Figura 4.2 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - Ruptura rasa .....	53

Figura 4.3 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ - Ruptura rasa .....	54
Figura 4.4 – Superfícies das rupturas críticas da curva $c = f(\phi)$ - Ruptura rasa ....	55
Figura 4.5 – Geometria e ruptura considerada .....	56
Figura 4.6 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - Ruptura profunda .....	57
Figura 4.7 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ - Ruptura profunda .....	58
Figura 4.8 – Superfícies das rupturas críticas da curva $c = f(\phi)$ – Ruptura profunda .....	58
Figura 4.9 – Geometria e ruptura considerada .....	59
Figura 4.10 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - Ruptura intermediária .....	60
Figura 4.11 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ Ruptura intermediária .....	61
Figura 4.12 – Superfícies das Rupturas Críticas da curva $c = f(\phi)$ Ruptura Intermediária .....	61
Figura 4.13 – Geometria e ruptura considerada .....	63
Figura 4.14 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - Ruptura rasa .....	63
Figura 4.15 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ - Ruptura rasa .....	65
Figura 4.16 – Superfícies das rupturas críticas da curva $c = f(\phi)$ - Ruptura Rasa	65
Figura 4.17 – Geometria e ruptura considerada .....	66
Figura 4.18 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - Ruptura profunda .....	67
Figura 4.19 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ Ruptura profunda .....	68
Figura 4.20 – Superfícies das rupturas críticas da curva $c = f(\phi)$ Ruptura profunda .....	69
Figura 4.21 – Geometria e Ruptura Considerada .....	70
Figura 4.22 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - Ruptura intermediária .....	70
Figura 4.23 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ Ruptura intermediária .....	71
Figura 4.24 – Superfícies das rupturas críticas da curva $c = f(\phi)$ Ruptura intermediária .....	72
Figura 4.25 – Retaludamento para FS = 1,30 – Topo plano .....	75
Figura 4.26 – Retaludamento para FS = 1,30 – Topo inclinado .....	77
Figura 4.27 – Geometria, LP e ruptura considerada .....	78

Figura 4.28 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 -Talude com linha piezométrica .....	79
Figura 4.29 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ – Talude com linha piezométrica.....	80
Figura 4.30 – Superfícies das rupturas críticas da curva $c = f(\phi)$ - Talude com linha piezométrica .....	80

## Capítulo 5

Figura 5.1 – Perfil do talude e ruptura medida em campo (Fonte: Cancino Calle, 2000) .....	85
Figura 5.2 – Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 – Ruptura medida em campo .....	89
Figura 5.3 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ – Ruptura medida em campo .....	90
Figura 5.4 – Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 – Ruptura adotada.....	91
Figura 5.5 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ – Ruptura adotada.....	92
Figura 5.6 – Análise dos parâmetros de resistência do talude .....	96
Figura 5.7 – SPT em função da profundidade .....	97
Figura 5.8 – Geometria do talude e provável ruptura ocorrida em 26/07/2001 ....	100
Figura 5.9 – Geometria do talude após a ruptura ocorrida em 26/07/2001 .....	101
Figura 5.10 – Mapa de localização da ruptura .....	102
Figura 5.11 – Planta do talude instabilizado.....	107
Figura 5.12 –Ruptura do Talude Ocorrida em 14/08/2001 - Seção A-A.....	107
Figura 5.13 – Índices pluviométricos – Posto DAEE-F4-036 – Jul/2001 .....	109
Figura 5.14 – Índices pluviométricos – Posto DAEE-F4-036 – Ago/2001 .....	110
Figura 5.15 – Curva granulométrica – Amostra 1 .....	113
Figura 5.16 – Curva granulométrica – Amostra 2.....	113
Figura 5.17 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - ruptura de 26/07/2001 .....	117
Figura 5.18 – Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ – ruptura de 26/07/2001 .....	118
Figura 5.19 – Retroanálise da ruptura ocorrida em 26/07/2001 – lençol freático acima da base do talude .....	119
Figura 5.20 - Curva $c = f(\phi)$ para FS = 1,00 - ruptura de 14/08/2001 .....	120

Figura 5.21 - Pesquisa da ruptura crítica da curva $c = f(\phi)$ - ruptura ocorrida em 14/08/2001 – lençol freático abaixo da base do talude .....	121
Figura 5.22 - Retroanálise da ruptura ocorrida em 14/08/2001 – lençol freático abaixo da base do talude .....	122
Figura 5.23 – Retroanálise da ruptura ocorrida em 14/08/2001 – lençol freático acima da base do talude .....	122
Figura 5.24 – Análise dos parâmetros de resistência do talude .....	126

## **Anexos**

Figura A1 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura perpendicular a foliação Amostra 1 – umidade natural.....	139
Figura A2 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura perpendicular a foliação Amostra 1 – inundada .....	140
Figura A3 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura perpendicular a foliação Amostra 2 – umidade natural.....	141
Figura A4 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura perpendicular a foliação Amostra 2 – Inundada .....	142
Figura A5 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura paralela a foliação Amostra 1 – umidade natural.....	143
Figura A6 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura paralela a foliação Amostra 1 – inundada .....	144
Figura A7 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura paralela a foliação Amostra 2 – umidade natural.....	145
Figura A8 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura paralela a foliação Amostra 2 – inundada .....	146

## LISTA DE TABELAS

### Capítulo 2

Tabela 2.1 – Pares de Valores de ( $c$ e $\phi$ ) para FS = 1,00 -Ruptura Crítica Gerada pelo Software PCSTBL5M (Fonte: Silveira et al, 1977) .....	35
---	----

### Capítulo 4

Tabela 4.1 – FS críticos gerados a partir do retaludamento 1 - Topo plano .....	73
Tabela 4.2 – FS críticos gerados a partir do retaludamento 1 – Topo inclinado ....	76

### Capítulo 5

Tabela 5.1 – Resultado dos ensaios de caracterização – amostras do topo e base do talude (Fonte: Cancino Calle, 2000).....	86
Tabela 5.2 – Parâmetros de Resistência obtidos através dos Ensaios Triaxiais CD e UU (Fonte: Cancino Calle, 2000) .....	87
Tabela 5.3 – Índices pluviométricos acumulados – Posto F4-036 .....	110
Tabela 5.4 – Resultado médios dos ensaios de caracterização.....	111
Tabela 5.5 – Resultado dos ensaios de granulometria .....	112
Tabela 5.6 – Parâmetros de resistência obtidos através de ensaios de cisalhamento direto .....	114

### Anexos

Tabela A1 - Características dos corpos de prova dos ensaios realizados - Amostra 1 .....	137
Tabela A1 - Características dos corpos de prova dos ensaios realizados - Amostra 2 .....	138

## LISTA DE FOTOS

### Capítulo 5

Foto 5.1 - Talude – BR 116 – km 368 – Vista frontal da ruptura geral ocorrida em 14/08/2001 .....	99
Foto 5.2 - Talude – BR 116 – km 368 – Vista lateral da ruptura geral ocorrida em 14/08/2001 .....	99
Foto 5.3 – Detalhe da crista da ruptura – Notar perfil de alteração e a família de juntas (J1) .....	104
Foto 5.4 - Vista frontal da ruptura. Notar sistema de junta (J1) à esquerda e trincas de tração à direita .....	106
Foto 5.5 – Vista do escorregamento de montante para jusante. Notar o ligeiro desvio da massa rompida para a direita em relação à rodovia.....	106
Foto 5.6 – Detalhe do perfil do solo referente à amostra 1. Notar que o solo encontra-se relativamente homogêneo .....	115
Foto 5.7 – Detalhe do perfil do solo referente à amostra 2. Notar lentes de material quartzo-feldspático de cor esbranquiçada.....	115

## LISTA DE SÍMBOLOS

$E_n, E_{n+1}$	forças horizontais na lateral da lamela
FS	fator de segurança do talude
H	altura do talude
$H_w$	altura do nível d'água no interior do talude
IP	índice de plasticidade do solo
LL	limite de liquidez do solo
LP	limite de plasticidade do solo
N	força normal atuante na base da lamela
Sr	grau de saturação do solo
T	força resistente na base da lamela
U,	resultante das pressões neutras na base da lamela
$V_n, V_{n+1}$	forças verticais na lateral da lamela
W	peso total da lamela
$Z_o$	profundidade da fenda de tração no topo do talude
b	largura da lamela
c	coesão do solo
e	índice de vazios do solo
h	altura da lamela
$h_w$	altura do nível d'água na face do talude
l	comprimento da base da lamela
o	centro do círculo
r	raio do círculo
u	e pressão neutra
w	umidade do solo

$\alpha$	ângulo da base da lamela com a horizontal ou ângulo de inclinação do talude com a horizontal
$\beta$	ângulo de inclinação da ruptura planar
$\phi$	ângulo de atrito do solo.
$\phi^b$	ângulo de atrito do solo em relação a sucção
$\rho$	massa específica natural do solo
$\rho_s$	massa específica de sólidos
$\rho_d$	massa específica seca
$\sigma$	tensão normal atuante no plano de ruptura
$\tau$	resistência ao cisalhamento

## RESUMO

GOMES, C. L. R. (2000), Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo: Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento, *Dissertação de Mestrado*, Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, 2003, 140p.

Ao empregar as técnicas de retroanálise para determinar os parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude instabilizado, os quais serão utilizados no seu projeto de estabilização, a escolha de um dos vários pares de parâmetros de resistência da curva  $c = f(\phi)$ , que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ , é realizada de forma empírica, baseada normalmente na estimativa do ângulo de atrito dos materiais envolvidos. Este trabalho apresenta uma metodologia capaz de facilitar a obtenção da curva  $c = f(\phi)$ , apontar, automaticamente, entre os vários pares de parâmetros dessa curva, aquele que melhor representa os parâmetros médios equivalentes do talude no instante da ruptura, e possível de ser implementada nos programas computacionais de análise de estabilidade de taludes. Propõem algumas recomendações visando o aprimoramento das técnicas para obtenção dos dados relativos a geometria do problema (talude original e superfície de ruptura) e das condições de pressão neutra no instante da ruptura. A metodologia foi implementada no *software* IPT-ESTAB1 – Análise de Estabilidade de Taludes em Solo e aplicada à casos simulados e reais, cujos resultados são comentados e analisados.

**Palavras-chave:** retroanálise; estabilidade de taludes; resistência ao cisalhamento; análise automatizada.

## ABSTRACT

GOMES, C. L. R. (2000), Back-Analysis in Soil Slope Stability: A Method for Obtainig the Shear Strength Parameters, *Dissertação de Mestrado*, Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, 2003, 140p.

When applying back-analysis methods to the shear strength parameter evaluation of an failed soil slope for the stabilizing project, the selection of one of the various pairs of parameters of the  $c=f(\phi)$  curve, which satisfy the FS=1 condition, is empirical, normally based on the estimation of the friction angle. This work presents a method which can generate automatically the  $c=f(\phi)$  curve, indicate, among the various possible  $c, \phi$  pairs, the one that better represents the mean value of the soil shear strength parameters at the failure, and is suitable to implementation on the current computer codes used in the soil slope stability analysis. It also presents some recommendations to the process of obtaining the original geometry of the problem and the porepressure values at the moment of the failure. The method was implemented in the software IPT-ESTAB1 - Soil Slope Stability Analysis and used to analyze simulated and real cases. Comparations between soil parameters obtained by the presented method and by laboratory shear tests are presented.

**Keywords:** back-analysis; slope stability; shear strength;

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

A análise de estabilidade de talude envolve um conjunto de procedimentos que visam determinar um índice ou grandeza que possa quantificar o quão próximo da ruptura encontra-se um talude ou encosta.

A estabilidade de um talude pode ser determinada através de vários métodos de análise, tais como analíticos ou determinísticos, análise limite, experimentais e empíricos.

Os métodos analíticos ou determinísticos são atualmente os mais utilizados nas análises de estabilidade de taludes, destacando-se aqueles baseados na teoria do equilíbrio limite. Consistem basicamente na análise do equilíbrio de uma massa de solo ou rocha potencialmente instável a partir de algumas hipóteses simplificadoras. A estabilidade de um talude ou de uma encosta é expressa pelo seu coeficiente de segurança (CS), também denominado de fator de segurança (FS).

A teoria do equilíbrio limite permite a utilização das equações de equilíbrio da estática para determinar os esforços solicitantes relativos à massa potencialmente instável. O fator de segurança é obtido pelo quociente entre os esforços resistentes disponíveis e os esforços solicitantes.

Essa teoria, aplicada na análise de estabilidade de taludes, está fundamentada nas seguintes hipóteses: o solo comporta-se como um material rígido-plástico, ou seja, rompe-se bruscamente, sem se deformar; e o fator de segurança é constante ao longo de toda a superfície de ruptura.

Baseado na teoria do equilíbrio limite, vários métodos de análise de estabilidade de taludes surgiram (Fellenius (1936), Janbu (1954), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973) etc), os quais se diferenciam uns dos outros em função das hipóteses simplificadoras adotadas.

Para a aplicação desses vários métodos, independentemente das hipóteses simplificadoras adotadas por cada um deles, é necessário estabelecer os parâmetros de resistência dos solos. As envoltórias de resistência da maioria dos solos podem ser expressas de forma simplificada e aproximada através da equação de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma * \operatorname{tg} \phi \quad (1.1)$$

onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento;

$c$  = coesão;

$\sigma$  = tensão normal atuante no plano de ruptura; e

$\phi$  = ângulo de atrito do solo.

Os parâmetros intervenientes dessa equação podem ser considerados em termos de tensões totais ou em termos de tensões efetivas. Salienta-se que, conforme Vargas (1974), a questão da resistência ao cisalhamento dos solos é muito mais complexa do que a simplificação expressa acima possa sugerir.

Esses parâmetros podem ser obtidos através de ensaios de laboratório específicos, ensaios *in situ* e retroanálises de casos reais observados de rupturas. Ressalta-se que para solos muito conhecidos e estudados, seus parâmetros de resistência podem ser obtidos através de bibliografia especializada por correlações empíricas. Nos casos dos solos brasileiros, em geral, e dos solos tropicais (lateríticos e saprolíticos), em particular, as informações disponíveis para utilização em casos

práticos não atingiram ainda um nível desejado. Uma das exceções é o exemplo das argilas porosas vermelhas e dos solos variegados integrantes da Bacia Sedimentar de São Paulo que foram estudados conforme Massad et al (1992).

Vários autores citam que a aplicação das técnicas de retroanálise é um dos meios mais práticos e confiáveis para se obter uma estimativa rápida e a baixo custo dos parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude ou encosta.

Essa técnica apóia-se basicamente na consideração de que, quando um talude rompe, seu fator de segurança (FS) atingiu um valor inferior à unidade ( $FS < 1,00$ ). Em uma análise em termos determinísticos, essa consideração permite que se calcule os parâmetros de resistência que levariam ao limite do equilíbrio, ou seja, ao fator de segurança unitário ( $FS = 1,00$ ).

Caso seja possível determinar a geometria do talude e da superfície de ruptura, bem como as condições de pressão neutra no talude por ocasião da sua ruptura, pode-se estabelecer por tentativas, através de cálculos de estabilidade, vários pares de parâmetros (coesão e ângulo de atrito) que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ . Desta forma, obtém-se uma curva  $c = f(\phi)$  conforme exemplificado na Figura 1.1.

O emprego das técnicas de retroanálise para determinar os parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude instabilizado, os quais serão utilizados no seu projeto de estabilização, depende muito da experiência do profissional envolvido na análise do problema, visto que o mesmo adota um dos vários pares de parâmetros de resistência da curva  $c = f(\phi)$ . Normalmente essa escolha é norteadada pelo ângulo de atrito, sendo a coesão obtida em decorrência.

Para a utilização eficiente da técnica de retroanálise é necessário superar uma série de dificuldades, tais como o conhecimento, o mais realista possível, da geometria original do talude, da disposição das camadas de solo, da localização e forma da superfície de ruptura e das condições de pressão neutra prevalentes no momento da

ruptura. Além disso, acrescenta-se a necessidade de se contar com um profissional experiente, conforme visto no parágrafo anterior.

Outra dificuldade encontrada refere-se à utilização de recursos computacionais apropriados que utilizem métodos de cálculo do fator de segurança adequados ao problema a ser analisado e que tenham algoritmos que facilitem a aplicação das técnicas de retroanálise.

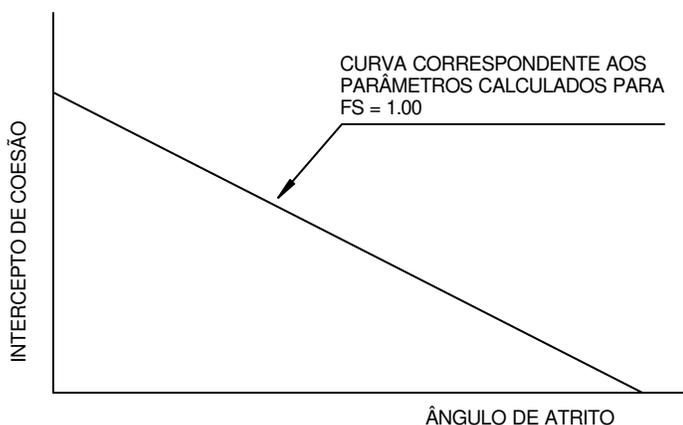


Figura 1.1 - Curva típica de  $c = f(\phi)$ .

Sendo assim, ressalta-se a necessidade do aprimoramento das técnicas para obtenção dos dados relativos à geometria do problema (talude original e superfície de ruptura) e das suas condições de pressão neutra. Ressente-se também de uma metodologia capaz de apontar qual dos pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que melhor representa os parâmetros médios equivalentes do solo no instante da ruptura, e que possa ser implantada nos programas computacionais de estabilidade de taludes.

A aplicação dessa metodologia, aliada à experiência do profissional envolvido na análise do problema, seria mais uma contribuição para a melhoria da qualidade dos projetos de estabilização de taludes realizados a partir de retroanálises, principalmente aqueles que levam em consideração a variação do fator de segurança em função das alterações propostas para o talude, conforme sugerido por Mello (1972).

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O sucesso da estabilização de taludes naturais, de escavação e de aterros está fundamentado no entendimento fenomenológico do problema a ser analisado. Após esse entendimento são fundamentais: a escolha adequada do método de análise de estabilidade em função das características do problema; a confiabilidade da obtenção dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos; a determinação, a mais fiel possível, das geometrias externa e interna do talude; e a escolha adequada dos recursos computacionais.

A utilização das técnicas de retroanálise para obtenção dos parâmetros médios equivalentes de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) de taludes naturais, de escavações e de aterros, visando a sua estabilização, também está fundamentada nos princípios acima mencionados. Desta forma, na revisão bibliográfica que se segue, procurou-se abordar os aspectos mencionados além das questões relacionadas com a retroanálise propriamente dita.

Segundo Guidicini e Nieble (1976), “a solução de um problema em taludes depende em primeira instância da compreensão do próprio problema e só secundariamente dos métodos de cálculo de soluções conhecidas, da prática, dos recursos disponíveis, do local, do tempo e às vezes do espaço”. Desta forma, os autores ressaltam o conceito de que o entendimento dos mecanismos de instabilização de um talude é fundamental para a proposição adequada das soluções de estabilização.

É importante acrescentar que esse conceito também é salientado por Wolle (1980, 1985, 1988), Carvalho et al (1991), Wolle & Silva (1992), Duncan (1996) e Augusto Filho & Virgili (1998).

Sendo assim, inicialmente procurou-se dar ênfase aos estudos que estão diretamente relacionados ao entendimento dos mecanismos de instabilização que ocorrem nos taludes.

Neste sentido, destacam-se os estudos realizados por Wolle (1980), que faz considerações sobre a dinâmica de evolução das encostas naturais, aborda as classificações nacionais e internacionais sobre os fenômenos de instabilização e discute os mecanismos de instabilização dos taludes naturais e de escavação. Aborda também questões relacionadas com a geometria das massas instabilizadas e tipos de materiais envolvidos.

Conforme Wolle (1985), “a estabilidade dos taludes naturais e de escavação é, na Geotecnia, um dos campos de atuação da engenharia no qual mais significativamente se manifestam os condicionantes do meio físico, aí incluídos os geológico-geotécnicos propriamente ditos e também outros fatores como clima, intemperismo, vegetação, etc”. O autor ainda realça que a influência marcante do meio físico faz com que sobressaiam as características locais e regionais de modo que, no ambiente tropical, os solos oferecem uma gama especial e peculiar de comportamentos nas encostas naturais e nos taludes de cortes e de escavações.

Wolle (1988) explica os mecanismos de instabilização associados aos escorregamentos translacionais que predominam amplamente dentre os fenômenos de instabilização observados na Serra do Mar. São discutidos, de uma forma geral, os principais mecanismos de instabilização que ocorrem no âmbito desta serra, principalmente na região de Cubatão-SP, bem como as várias classificações desses fenômenos.

Wolle & Silva (1992) apresentam os principais tipos de instabilizações de taludes em solos da Bacia Sedimentar de São Paulo (BSSP). Os autores procuraram caracterizar essas instabilizações, geralmente decorrentes de cortes ou de escavações não ancoradas, tanto para as argilas vermelhas como para as argilas variegadas. Procurou-se focar o entendimento fenomenológico desses processos visando dar subsídios às soluções de estabilização, bem como propor uma classificação dos tipos de instabilizações observadas.

Gaioto & Queiroz (1993) descrevem os principais processos e agentes instabilizadores de taludes em solos naturais situados no interior do Estado de São Paulo. Os autores lembram que os problemas relacionados com a instabilização de grande parte desses taludes são decorrentes do fato de que esses são executados obedecendo a regras empíricas e tradicionais, adotando-se geometrias padronizadas sem levar em conta as questões geológico-geotécnicas.

Os autores também lembram que a bibliografia sobre estudos de taludes em solos naturais no interior do Estado de São Paulo é ainda mais escassa que a da bacia sedimentar da cidade de São Paulo e do litoral Paulista.

Wolle & Carvalho (1994) descrevem os principais processos de instabilização observados nas encostas da Serra do Mar e dos morros e serras isoladas que se estendem ao longo da faixa litorânea do Estado de São Paulo. O estudo desenvolvido teve como principal aspecto a caracterização dos fenômenos, com descrição dos mecanismos de instabilização já detectados, confirmados ou apenas inferidos.

Os autores destacam que as semelhanças em termos de processos intrínsecos de instabilização de taludes nas escarpas da Serra do Mar e nas encostas dos morros das cidades litorâneas são muitas, sendo que o principal diferenciador é a atividade e a ocupação antrópica, que faz com que, no segundo domínio, predominem problemas decorrentes desta ocupação.

Quanto aos diversos tipos de classificações dos tipos de instabilizações que ocorrem na região, os autores destacam algumas propostas de caráter mais geral e abrangente (Freire, 1965; Guidicini e Nieble, 1976), outras mais específicas (Barata, 1969; Costa Nunes, 1969; Vargas, 1985 e Wolle, 1988) de caráter regional.

Os autores propõem uma nova classificação para as instabilizações da região, baseada em pequenas adequações à classificação de Vargas (1985), com o objetivo de abranger todos os tipos de instabilizações observadas, inclusive as corridas de massa *debris flows*.

Em relação aos métodos de análise de estabilidade, Guidicini e Nieble (1976) citam que o seu refinamento depende do nível das informações disponíveis bem como da avaliação das conseqüências da ruptura do talude.

Wolle (1980) apresenta um apanhado sobre a análise de segurança em geotecnia, abordando de forma especial os processos utilizados para avaliação da segurança de taludes. Faz considerações sobre os métodos determinísticos que utilizam a teoria do equilíbrio limite, o método das tensões admissíveis (MTA), o método dos estados limites (MEL) e os métodos probabilísticos e semi-probabilísticos. Propõe a utilização do método semi-probabilístico como um primeiro passo para a racionalização da análise de segurança em geotecnia.

Augusto Filho & Virgili (1998) salientam que os métodos de análise de estabilidade de taludes podem ser divididos em três grandes grupos principais, ou seja, os analíticos ou determinísticos, os experimentais e os observacionais. Os métodos analíticos ou determinísticos são os mais utilizados na análise de estabilidade de taludes, destacando-se aqueles que utilizam os princípios da teoria do equilíbrio limite, relações de tensão-deformação e análises probabilísticas.

A metodologia proposta neste trabalho para a realização de retroanálises utiliza-se dos métodos de análise de estabilidade baseados na teoria do equilíbrio limite, razão pela qual, nesta revisão bibliográfica, foi dado um enfoque especial para os métodos analíticos ou determinísticos que utilizam essa teoria.

Os métodos baseados na teoria do equilíbrio limite consistem basicamente na análise do equilíbrio de uma massa de solo ou rocha potencialmente instável, a partir de algumas hipóteses simplificadoras. A estabilidade do talude ou encosta é expressa pelo seu fator de segurança (FS) que é determinado pelo quociente entre a resistência disponível do terreno e a resistência mobilizada ao longo da superfície de escorregamento.

Cancino Calle (2000) lembra que esses métodos empregam algumas hipóteses simplificadoras para reduzir o número de incógnitas que será igual ao número de equações de equilíbrio, porém nem todos os métodos satisfazem as mesmas condições de equilíbrio.

A título de ilustração, o autor destaca como exemplo os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado que não satisfazem todas as condições de equilíbrio. O primeiro não satisfaz o equilíbrio de forças em cada lamela, enquanto que o segundo não satisfaz o equilíbrio de forças verticais de cada lamela. Já outros métodos, como por exemplo, Morgenstern & Price e o generalizado de Janbu, satisfazem todas as condições de equilíbrio assumidas.

Cancino Calle (2000) cita vários estudos comparativos entre os métodos que empregam a teoria do equilíbrio limite e relata algumas das principais conclusões obtidas, entre as quais, se ressalta as de Whitman & Baley e Wright, apud Calle (2000), que compararam os valores de FS calculados pelos métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio limite e o método de Bishop Simplificado, chegando a diferenças que variaram de 0% a 6% para uma ampla variedade de condições de inclinação de talude, resistência ao cisalhamento e pressão neutra.

A metodologia proposta no capítulo 3 para determinar qual dos parâmetros de resistência da curva  $c = f(\phi)$  melhor representa as resistências médias no momento da ruptura foi implantada no software IPT-ESTAB1 Análise de Estabilidade de Taludes em Solo (Gomes, 1988 e 1992), o qual utiliza o método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955) para o cálculo do fator de segurança.

O método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955) é um dos mais utilizados entre os métodos determinísticos baseados na teoria do equilíbrio limite. Segundo Ducan (1994), esse método tem como restrição o fato de somente poder ser aplicado para superfícies de rupturas circulares, sendo, nesses casos, bastante preciso para todas as situações.

Em razão do método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955) ser muito conhecido no meio técnico, e também pelo exposto nos parágrafos anteriores, segue algumas considerações. Este método está baseado em algumas simplificações, as quais admitem: somente superfície circular; fator de segurança constante ao longo de toda a superfície de ruptura; e que as componentes verticais das forças atuantes nas faces laterais da lamela se anulam. As forças principais envolvidas são representadas na Figura 2.1.

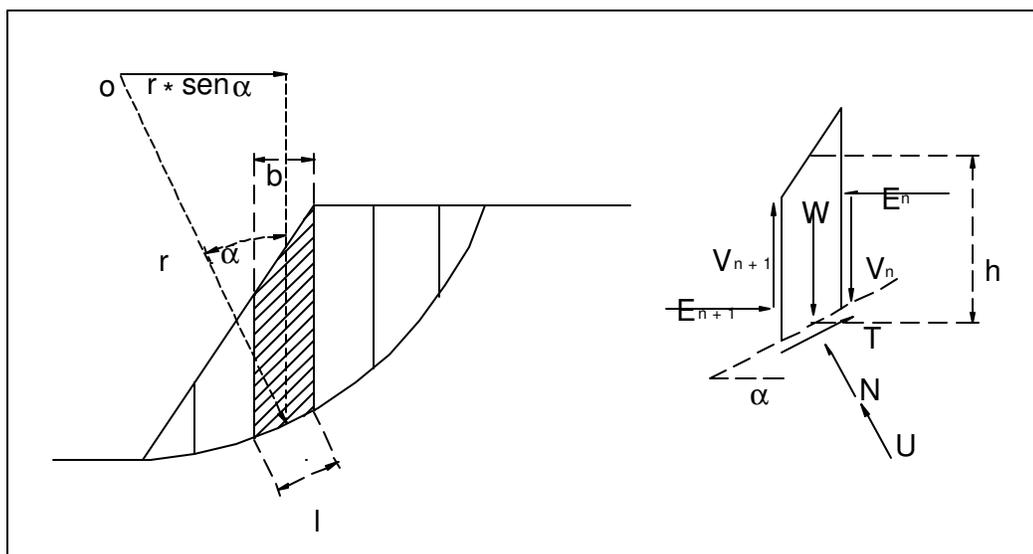


Figura 2.1 – Método de Bishop Simplificado – Principais forças

onde:

$W$  = peso total da lamela;

$N$  = força normal atuante na base da lamela;

$U$  = resultante das pressões neutras na base da lamela;

$T$  = força resistente na base da lamela;

$E_n, E_{n+1}$  = forças horizontais nas laterais da lamela;

$V_n, V_{n+1}$  = forças verticais nas laterais da lamela;

$b$  = largura da lamela;

$h$  = altura da lamela;

$l$  = comprimento da base da lamela;

$r$  = raio do círculo;

$o$  = centro do círculo;

$\alpha$  = ângulo da base da lamela com a horizontal.

O Método admite uma superfície de ruptura definida por uma circunferência de centro  $o$  e raio  $r$ , subdivide a massa passível de escorregamento em lamelas (fatias) e permite o cálculo do fator de segurança através da comparação entre a somatória dos esforços solicitantes e a somatória dos esforços resistentes atuantes nas lamelas. O processo de simplificação adotado por Bishop considera que:

$$V_n - V_{n+1} = 0 \quad \text{em cada lamela} \quad (2.1)$$

A força resistente mobilizada na base da lamela é expressa por:

$$T = \frac{c * l + N * \text{tg} \phi}{FS} \quad (2.2)$$

Pelo equilíbrio de forças na direção vertical, tem-se:

$$N = \frac{W - U * \cos \alpha - \frac{c * l * \operatorname{sen} \alpha}{FS}}{M\alpha} \quad (2.3)$$

onde:

$$M\alpha = \cos \alpha * \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha * \operatorname{tg} \phi}{FS}\right) \quad (2.4)$$

Do equilíbrio de momentos em relação ao centro o, temos:

$$\sum T * r = \sum w * \operatorname{sen} \alpha * r \quad (2.5)$$

Utilizando as equações 2.3, 2.4 e 2.5, pode-se calcular o fator de segurança (FS) através da seguinte equação:

$$FS = \frac{\sum [c * b + (W - u * b) * \operatorname{tg} \phi] * \frac{1}{M\alpha}}{\sum W * \operatorname{sen} \alpha} \quad (2.6)$$

Como a equação (2.4) que define  $M\alpha$  depende de FS e a equação (2.6) que estabelece FS necessita de  $M\alpha$ , o referido método recorre a uma solução iterativa, ou seja, a partir de um FS adotado, calcula-se  $M\alpha$  e na seqüência FS. Se os valores de FS calculado e FS adotado não são coincidentes, utiliza-se agora FS adotado = FS calculado para calcular um novo  $M\alpha$  e conseqüentemente um novo FS. O método é convergente para uma solução que satisfaz a equação (2.6). Ressalta-se que alguns autores recomendam utilizar o FS calculado através do método de Fellenius como a primeira estimativa para o FS adotado.

Em relação ao fator de segurança, independente do método de cálculo utilizado, Guidicini e Nieble (1976) salientam que quando este não corresponde às expectativas do analista, o método de cálculo deve ser reavaliado, bem como as hipóteses envolvidas. Nenhum valor numérico do fator de segurança deve convencer o analista que um talude é estável se sua análise crítica do caso sugere-lhe a instabilidade ainda que potencial.

Mello (1972) comenta que “embora seja bastante difícil determinar o fator de segurança (FS) existente num talude, é relativamente fácil determinar com bastante precisão as modificações quantitativas no FS, ( $\Delta$ FS), devido a uma modificação nas condições, como por exemplo, abatimento do talude ou rebaixamento do nível d’água”.

Ainda segundo Mello (1972), a análise direta da estabilidade é dificultada pela grande dispersão dos dados e que “embora estejamos sujeitos a cometer erros excessivos ao tentar determinar o status real, é fácil obter precisões bastante satisfatórias ao se calcular as mudanças de condições”.

Mello (1972) ainda destaca que para um talude em situação instável devido a um processo qualquer de instabilização, seu projeto de estabilização será mais eficaz tomando-se como base o critério de reestabelecer o seu fator de segurança (FS) anterior. Desta forma, baseado no cálculo simples da variação do fator de segurança, é possível obter resultados bastante satisfatórios, tanto do ponto de vista técnico como econômico.

Para os taludes naturais ou de corte, especialmente em saprolito, Wolle (1980) realça que a obtenção do fator de segurança apropriado de um determinado talude é sempre muito difícil e está sujeito a erros consideráveis. No entanto, a determinação da variação do fator de segurança desse talude frente a alterações de algumas das suas características (altura, inclinação, condições de pressões neutras, etc) é bem mais precisa e de fácil realização.

Wolle (1980) sugere que a aplicação da técnica mencionada, desde que feita corretamente, permite uma avaliação bastante razoável da melhoria das condições de segurança do talude em questão. Dessa forma, um projeto de estabilização permite, se não o conhecimento do fator de segurança do talude resultante, pelo menos a determinação com razoável precisão do valor da variação do fator de segurança entre a situação anterior e a nova condição imposta ao talude, conforme proposto por Mello (1972).

Em relação a afirmação de Mello (1972) que os projetos de estabilização devem restabelecer o fator de segurança anterior do talude, lembra-se que atualmente esses projetos devem atender as recomendações previstas na NBR 11682 (1991). Esta norma, em relação à eficiência das obras de estabilização e outros procedimentos, recomenda uma avaliação por comparação dos parâmetros e índices auxiliares de segurança com os padrões correspondentes ao grau de segurança necessário ao local. Esse grau de segurança resultará do julgamento das conseqüências que poderão advir da instabilidade de um talude. Desta forma, prevê:

1. Alto grau de segurança – exigido no caso de proximidade imediata de edificações habitacionais, instalações industriais, obras de arte (viadutos, elevados, pontes, túneis etc), condutos (gasodutos, oleodutos, adutoras), linhas de transmissão de energia, torres de sistemas de comunicação, barragens, rodovias e ferrovias dentro do perímetro urbano etc;
2. Médio grau de segurança – possível em todos os casos citados anteriormente quando houver, entre o talude e o local a ser ocupado, espaço de utilização não permanente, considerado como área de segurança. Pode também ser utilizada no caso de haver proximidade imediata de rodovias e ferrovias fora do perímetro urbano; e
3. Baixo grau de segurança – adotável desde que sejam instituídos procedimentos capazes de prevenir acidentes em rodovias, túneis em fase de escavação, minas, barragens etc.

Esses graus de segurança acima mencionados são relacionados ao fator de segurança obtidos através dos métodos de equilíbrio limite da seguinte forma: alto grau de segurança – FS mínimo = 1,50; médio grau de segurança – FS mínimo = 1,30; e baixo grau de segurança – FS mínimo = 1,15. Ressalta-se que a norma prevê que podem ser adotados fatores de segurança diferentes, desde que justificados.

Para determinar o fator de segurança, através dos métodos que utilizam a teoria do equilíbrio limite, é necessário dispor-se dos parâmetros de resistência dos solos, ou seja, coesão e ângulo de atrito. Esses parâmetros podem ser obtidos através de ensaios de laboratório específicos (triaxiais e de cisalhamento direto) realizados sobre amostras dos solos de interesse, ensaios *in situ* realizados no próprio local de interesse (SPT, CPT), aplicando-se posteriormente correlações estatísticas previamente determinadas, e através de retroanálises de casos reais observados de rupturas na região circunvizinha à área analisada.

Wolle (1980) destaca as dificuldades apresentadas em obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (coesão e ângulo de atrito) através de ensaios de laboratório, tais como, não representatividade das amostras, dimensões muito reduzidas dos corpos de prova, principalmente quando se trata de ensaiar solos saprolíticos, e a não representatividade do tipo e modo do ensaio com relação ao modo da ruptura real.

Carvalho et al(1991) cita que para se obter os parâmetros de resistência do solo através de ensaios de laboratório, nas mesmas condições em que ocorrem na natureza, é necessário adquirir amostras representativas e de excelente qualidade, caso contrário os resultados obtidos não refletirão a realidade do solo em questão, independente do tipo de ensaio realizado.

Ainda conforme Carvalho et al(1991), para determinar esses parâmetros a partir de ensaios *in situ* recorre-se a correlações estatísticas, obtidas a partir de grande número de ensaios realizados previamente em solos idênticos ao solo em questão para os quais se disponham também de parâmetros de resistência pré-determinados. Essas

correlações são, geralmente, restritas a tipos específicos de solos, e muitas vezes têm validade comprovada apenas em certas regiões ou estão associadas a determinados equipamentos de ensaio.

Um outro aspecto importante que merece ser comentado diz respeito aos recursos computacionais utilizados nas análises de estabilidade de taludes visto que, com o desenvolvimento da informática, os métodos de análise de estabilidade ficaram disponíveis em microcomputadores através de diversos *softwares*, facilitando sua difusão e utilização.

Augusto Filho & Virgili (1998) ressaltam que, embora a ferramenta computacional seja nos dias de hoje quase que imprescindível, a qualidade e a confiabilidade dos resultados obtidos nas análises de estabilidade de taludes dependem dos parâmetros que alimentam os diferentes modelos de análise. Sendo assim, alerta-se para a importância da caracterização geológica-geotécnica, do correto entendimento dos mecanismos de instabilização, geometrias, etc.

Segundo Duncan (1994), na análise de estabilidade de taludes, além de conhecer a fundo o método de cálculo do fator de segurança a ser utilizado e suas limitações, é preciso entender o funcionamento dos principais algoritmos internos dos programas computacionais, tais como, representação da distribuição dos diferentes materiais que constituem o talude, considerações de pressão neutra, pesquisa da superfície de ruptura crítica etc. Além disso, o autor salienta a necessidade de realizar uma análise crítica dos resultados obtidos.

Lembra-se que, independentemente do método de cálculo do fator de segurança utilizado, os algoritmos que realizam a pesquisa da superfície de ruptura são fundamentais para apontar a estabilidade de um talude. Essa pesquisa tem como objetivo detectar a superfície de ruptura que apresenta o menor fator de segurança entre várias superfícies de ruptura geometricamente possíveis, razão pela qual o uso de computadores torna-se indispensável.

Entre os algoritmos utilizados nos *softwares* de análise de estabilidade de taludes para realizar a pesquisa da superfície de ruptura crítica, destacam-se os métodos das malhas (Wright, 1974) e método de minimização e maximização de funções multiparamétricas Simplex (Nelder & Mead, 1965).

Gomes (1988 e 1992), norteado pela experiência acumulada desde o final da década de 70 no uso de recursos computacionais para análise de estabilidade de taludes, desenvolveu o *software* IPT-ESTAB1, Análise de Estabilidade de Taludes em Solo, cujos princípios básicos também são abordados em Duncan (1994). Ressalta-se que na versão Windows desse *software*, a qual encontra-se em teste interno no IPT, foi implantado um algoritmo baseado na metodologia proposta neste trabalho.

Em função do exposto no parágrafo anterior, são apresentadas algumas das características principais desse *software*: cálculo do fator de segurança através do método de Bishop Simplificado; admite materiais heterogêneos; admite coesão crescente com a profundidade; considerações de pressões neutras através de linha piezométrica,  $R_u$  constante por material e interpolação de pontos de pressão neutra conhecidos; cálculo do fator de segurança de uma única superfície de ruptura; quatro tipos de pesquisa automática da superfície de ruptura crítica realizadas simultaneamente ou não; e verificação automática da consistência dos dados de entrada.

A seguir são apresentadas algumas considerações de vários autores referentes às técnicas de retroanálise. São abordados aspectos relativos às condições limites dos taludes ( $FS = 1,00$ ), à aplicação dessas técnicas e à utilização dos parâmetros de resistência obtidos.

Hoek (1972) comenta “a análise regressiva de rupturas reais, apesar das muitas dificuldades práticas envolvidas, representa um dos mais promissores campos na pesquisa da estabilidade de taludes”.

Mello (1972), Guidicini & Nieble (1976), Wolle (1980), Carvalho et al (1991) e Augusto Filho & Virgili (1998) citam que retroanálise é um dos meios mais práticos e confiáveis para se obter uma estimativa rápida e a baixo custo dos parâmetros médios de resistência dos solos. Quando um talude rompe, admite-se que o fator de segurança, no momento da ruptura, tenha atingido o valor unitário.

Segundo Mello (1972), a heterogeneidade e as descontinuidades dos solos residuais dificultam a determinação de parâmetros realísticos que possam ser utilizados na prática. Sendo assim, propõe aceitar como verdadeiro que “devemos deixar que fale a natureza, por meio de seu comportamento passado” e que “qualquer previsão baseada no estudo de casos anteriores, engloba na realidade um estudo de comparações ou modificações”.

Em relação às encostas naturais íngremes, constituídas de solo residual, onde se podem considerar os escorregamentos como típicos de talude infinito, Mello (1972), salienta que “a decomposição dos materiais avança em profundidade na face rochosa original e sofre escorregamentos rasos sucessivos, em cada época o talude existente apresenta fator de segurança muito próximo de 1,00 perante as condições críticas a que fica sujeito”.

Ainda segundo Mello (1972), áreas vizinhas com características similares a uma determinada área onde ocorreu um escorregamento possuem fator de segurança ligeiramente acima de 1,00 e estão sujeitas à ruptura quando a resistência dos seus materiais forem um pouco mais degradada em função do intemperismo ou quando ocorrer uma chuva que proporcione uma infiltração mais intensa ou uma maior elevação do nível d'água.

Na mesma linha de raciocínio, Urroz Lopes (1981) comenta que os taludes naturais vão sendo instabilizados pelo avanço paulatino das alterações a que são submetidos, aproximando-se de  $FS = 1,00$  que será atingido quando algum evento natural, como uma grande chuva, por exemplo, ocorrer.

Identificadas as condições geológicas e de pressões neutras, Mello (1972) sugere que “taludes naturais representativos sejam retroanalizados com o objetivo de determinar os parâmetros médios ponderais de resistência ao cisalhamento a considerar aplicáveis admitindo-se fatores de segurança razoavelmente prováveis situados no intervalo 1,00 FS 1,20 para os taludes devidamente inspecionados e aquilatados”.

Wolle (1980) também salienta que a existência de casos prévios de rupturas em taludes com condições geológico-geomorfológicas e fenomenológicas semelhantes, permite, através do uso de retroanálise, estabelecer faixas prováveis de variação dos valores médios dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito).

Carvalho et al(1991) e Augusto Filho & Virgili (1998) destacam que os parâmetros obtidos através de retroanálise não são representativos desta ou daquela amostra de solo do talude, mas que se trata de parâmetros médios equivalentes, correspondentes ao comportamento médio do talude como um todo.

Segundo Wolle (1980 e 1988), Carvalho et al(1991) e Augusto Filho & Virgili (1998) uma condição especialmente interessante para a aplicação de retroanálise é aquela em que se pretende estabilizar um talude já rompido ou em processo de ruptura, onde se avaliam os parâmetros de resistência e calculam-se as variações a serem obtidas no fator de segurança em função das alterações propostas para o talude. Lembra-se que essa técnica é recomendada por Mello (1972).

Carvalho et al (1991) sugerem que a utilização dos parâmetros de resistência obtidos através de retroanálise, em análise de estabilidade de outros taludes, deverá se restringir a situações onde ocorrem os mesmos tipos de solos e em condições de pressões neutras semelhantes, de modo a permitir esta extrapolação de resultados.

Augusto Filho & Virgili (1998) ressaltam que a técnica da retroanálise consiste na realização de cálculos tentativos do fator de segurança, até ajustar os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) à situação de FS = 1,00. Lembram que

em geral, como os valores típicos de ângulo de atrito para diferentes classes de terrenos apresentam menores dispersões, eles são preestabelecidos e a coesão é obtida por decorrência.

Os autores recomendam a utilização da técnica de retroanálise para avaliação do ganho de segurança com a execução de uma obra de estabilização de um talude rompido ou em processo de ruptura.

Segundo Serra Jr. & Ojima (1998), a retroanálise utilizada em análise de estabilidade de taludes compreende basicamente o estudo das condições em que ocorreu determinada ruptura. A reconstituição do mecanismo de instabilidade e a aplicação das técnicas de retroanálise configuram um ensaio em escala natural, que complementado por ensaios de laboratório ou *in situ*, permite a determinação dos parâmetros de resistência com maior confiança.

Mello (1972) sugere que os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por retroanálise não sejam aplicados em diferentes problemas de estabilização de taludes. Recomenda que esses sejam utilizados para uma análise, em ciclo fechado, das variações do fator de segurança em função das mudanças de condições impostas para um determinado talude.

Com relação à utilização dos parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ), obtidos através de retroanálise, em projetos de estabilização de taludes, Mello (1972) sugere que os valores de  $\phi$  aplicados devem ser estimados dentro de uma imprecisão inferior a  $\pm 5$  graus, obtendo-se a partir do  $\phi$  adotado a coesão correspondente. Salaria que é possível obter vários conjuntos de valores de  $c$  e  $\phi$  que satisfazem o fator de segurança admitido.

Em relação à determinação dos parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) de solos saturados ou secos através de retroanálise, Cancino Calle (2000) cita que a retroanálise de uma única superfície de ruptura não é suficiente, o que torna o problema indeterminado (Figura 2.2 a), visto que não é possível detectar qual é o par de

parâmetros correto entre os vários possíveis que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ . Analisando-se duas superfícies de ruptura é possível obter uma única resposta (Figura 2.2 b) e quando são analisadas várias superfícies de ruptura, o problema passa a ser sobre-determinado, encontrando-se uma região de possíveis respostas que devem ser analisadas estatisticamente (Figura 2.2 c).

É importante frisar que a retroanálise de mais de uma ruptura somente é válida para taludes com as mesmas características geológicas e condições de pressões neutras.

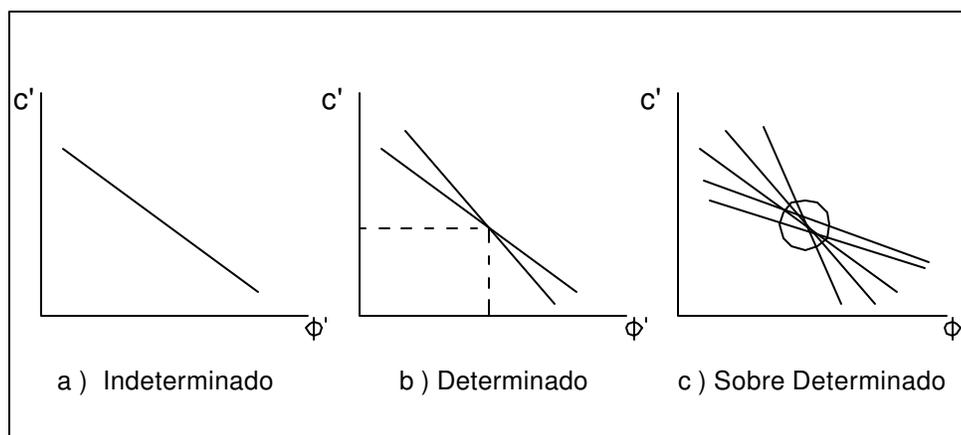


Figura 2.2 – Retroanálise para solos saturados ou secos (Fonte: Cancino Calle, 2000).

Finalmente, destaca-se que a NBR 11682 (1991) prevê a aplicação de retroanálise em processos de instabilização, utilizando-se de modelos matemáticos baseados no princípio do equilíbrio limite, visando determinar os parâmetros equivalentes de resistência do terreno, podendo adotar para tanto  $FS = 1,00$ . Deve ser desenvolvida considerando-se as investigações procedidas, a geometria do talude anterior à ruptura, a geometria da ruptura, condições de pressão neutra.

A seguir são apresentados alguns trabalhos, que no entendimento deste autor, dão uma idéia bastante ampla da utilização das técnicas de retroanálise. Inicialmente apresenta-se, de forma resumida, o método de projeto de taludes de Hoek (1972) que é

amplamente citado na literatura e utilizado por vários autores para cálculos de retroanálise. Continuando, segue o trabalho de Queiroz (1986) que propõe a determinação do fator de segurança através de um ábaco, inclinação *versus* altura do talude, o qual foi gerado através de retroanálises de taludes rompidos, calculadas pelo método de Hoek (1972). Na seqüência são apresentados três trabalhos (Wolle et al. 1977, Cachapuz 1978 e Silveira et al. 1997) que comparam os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) obtidos por ensaios de laboratório e por retroanálises.

Hoek (1972) baseado nos ábacos para projeto de taludes de Taylor (1948), Bishop & Morgenstern (1960), Spencer (1967) e principalmente os de Janbu (1954), propôs uma série de ábacos de projeto fundamentado em funções adimensionais relacionadas ao ângulo de inclinação do talude ( $\alpha$ ) e a altura do talude (H). Utilizando-se dos princípios do equilíbrio limite estabeleceu uma relação aceitável entre exatidão e simplicidade através de algumas hipóteses simplificadoras e algumas limitações as quais são relacionadas abaixo.

Considerando os elementos básicos das Figuras 2.3 e 2.4 para rupturas planares e circulares, respectivamente, onde:

- ( $\alpha$ ) – ângulo de inclinação do talude anterior a ruptura;
- ( $\beta$ ) – ângulo de inclinação da ruptura planar;
- (H) – altura do talude;
- ( $H_w$ ) – altura aproximada do nível d'água no interior do talude;
- ( $Z_o$ ) – profundidade da fenda de tração no topo do talude; e
- ( $\rho$ ) – massa específica natural do solo.

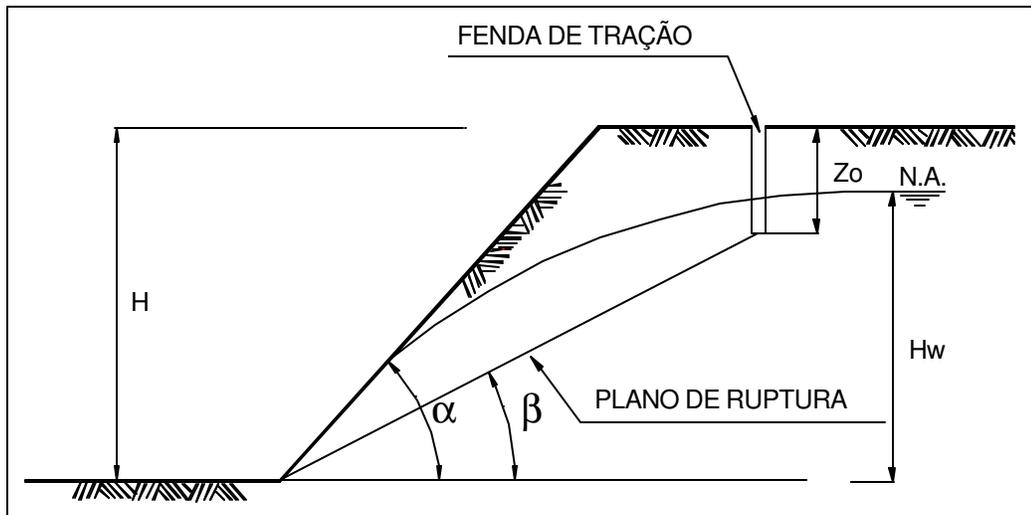


Figura 2.3– Elementos básicos para ruptura planar (Fonte: Hoek, 1972).

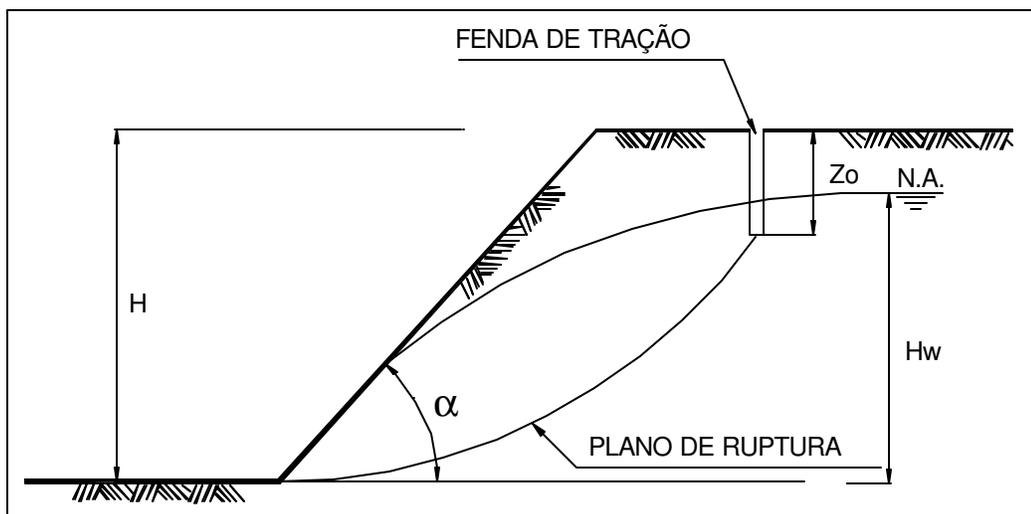


Figura 2.4 – Elementos básicos para ruptura circular (Fonte: Hoek, 1972).

Hoek efetivou, inicialmente, funções adimensionais  $(X, Y)$  somente para os taludes considerados drenados e livres de fenda de tração. Na seqüência, estabeleceu correções para a influência da água subterrânea e das fendas de tração localizadas no topo dos taludes, gerando outras funções adimensionais  $(X, Y)$ .

Através dos ábacos de Hoek, além do cálculo do fator de segurança, pode-se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) de um talude, associado a uma estimativa do fator de segurança, em função do seu ângulo ( $\alpha$ ) e da sua altura (H).

Sendo assim, é possível retroanalisar taludes considerados críticos ou já rompidos (FS = 1,00) e obter os seus pares de parâmetros de resistência ao cisalhamento que satisfazem essa condição. Estabelecidos esses parâmetros, podem-se verificar quais as alterações nas condições do talude (mudança de geometria, rebaixamento do lençol freático etc) são necessárias para atender o fator de segurança previamente estabelecido, conforme sugerido por Mello (1972).

A seguir, apresenta-se resumidamente o trabalho realizado por Queiroz (1986) onde o autor propõe a determinação do fator de segurança através de um ábaco, inclinação *versus* altura do talude, o qual foi gerado através de retroanálises de taludes rompidos situados em solos oriundos da formação Adamantina.

Queiroz (1986) determinou quantitativamente os parâmetros médios de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) dos solos que constituem os taludes de corte da FEPASA – Ferrovia Paulista S.A., no trecho compreendido entre as cidades de Araraquara e São José do Rio Preto – SP.

Queiroz ainda, baseado nesses parâmetros médios e nos elementos obtidos nos levantamentos de campo, propôs um ábaco, inclinação *versus* altura do talude, visando a simplicidade e rapidez de aplicação em projetos de taludes na região estudada, dentro da mesma formação geológica.

Para tanto, realizou uma ampla pesquisa bibliográfica, envolvendo a elaboração e aplicação de ábacos de projetos de taludes, principalmente aqueles obtidos através da relação inclinação *versus* altura de talude e também sobre a técnica de retroanálise para obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito).

Estabeleceu também algumas hipóteses simplificadoras e impôs algumas limitações na série de problemas analisados, a saber:

1. considerou somente ruptura circular ou rotacional;
2. admitiu que as propriedades do material são uniformes através do talude e que a ruptura ocorre como resultado de rupturas simultâneas ao longo da superfície total de escorregamento;
3. o estudo proposto limitou-se a solos de interesse somente do trecho considerado para taludes de corte, admitindo, para esses materiais, ângulo de atrito entre  $5^\circ$  e  $35^\circ$ ;
4. assumiu que o critério de ruptura para esses materiais pode ser representado pela envoltória linear de resistência de Mohr-Coulomb;
5. ignorou a influência da curvatura do talude em planta, admitindo análise bidimensional;
6. assumiu a influência da pressão de água subterrânea gerada por fluxo “normal” descendente, no qual a escavação do talude drena o maciço;
7. considerou a influência de uma única fenda de tração preenchida com água.

Queiroz (1986) constatou que as rupturas ocorridas no trecho estudado eram predominantemente circulares e que o método de cálculo de estabilidade proposto por Hoek (1972), utilizando o ábaco de rupturas circulares, era o método mais adequado para análise da estabilidade desses taludes.

A partir das equações ( $X = f(\phi)$  e  $Y = f(c)$ ), propostas por Hoek (1972), e atribuindo-se valores de  $\phi$ , variando de  $5^\circ$  em  $5^\circ$ , no intervalo de  $5^\circ$  a  $35^\circ$ , foram determinados os valores do adimensional X. Com os resultados de X, entrando no ábaco acima mencionado e considerando a curva de fator de segurança unitário (FS = 1,0) foi possível obter os valores de Y, gerando assim os valores da coesão correspondentes a cada valor do ângulo de atrito.

Para cada ruptura analisada foi gerada a curva  $c = f(\phi)$ , a qual possui vários pares de parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) que satisfazem o fator de segurança unitário. Urroz Lopes (1981) considera que o intercepto das curvas  $c = f(\phi)$  de várias rupturas retroanalizadas, para uma condição ideal, onde os solos que compõem todos os taludes analisados fossem idênticos, homogêneos e isotrópicos, resultaria em um gráfico (Figura 2.5) onde essas curvas se cruzariam em um único ponto, possibilitando assim determinar o par de parâmetros correto ( $c$  e  $\phi$ ) dos solos entre os vários possíveis.

Esses interceptos de duas ou mais curvas de ruptura demonstrariam uma possível relação de proporcionalidade, que seria função dos ângulos de inclinação e das alturas dos taludes.

Urroz Lopes (1981), destaca que, “considerando-se, entretanto, as diversas hipóteses e simplificações efetuadas, bem como se trata de um método essencialmente estatístico, só excepcionalmente isso ocorrerá, interceptando-se as curvas em pontos diferentes e definindo condições satisfatórias para dois ou mais taludes parciais, mas não para a totalidade das rupturas retroanalizadas”.

Baseado nos princípios de Urroz Lopes (1981), Queiroz (1986) realizou uma análise estatística dos valores dos interceptos entre as curvas  $c = f(\phi)$  das várias rupturas retroanalizadas, obtendo como valores médios,  $c = 23,1$  kPa e  $\phi = 19,6^\circ$ . Queiroz ressalta que esses valores deverão ser considerados somente como uma estimativa aproximada e não como valores reais, devido às hipóteses e simplificações do método adotado.

Hoek, apud Queiroz (1982) considera que, a partir dos parâmetros estimados, pode-se construir um ábaco para projeto de talude, pela obtenção dos valores de X e Y do ábaco de ruptura circular e substituí-los nas equações acima por  $\alpha$  e H.

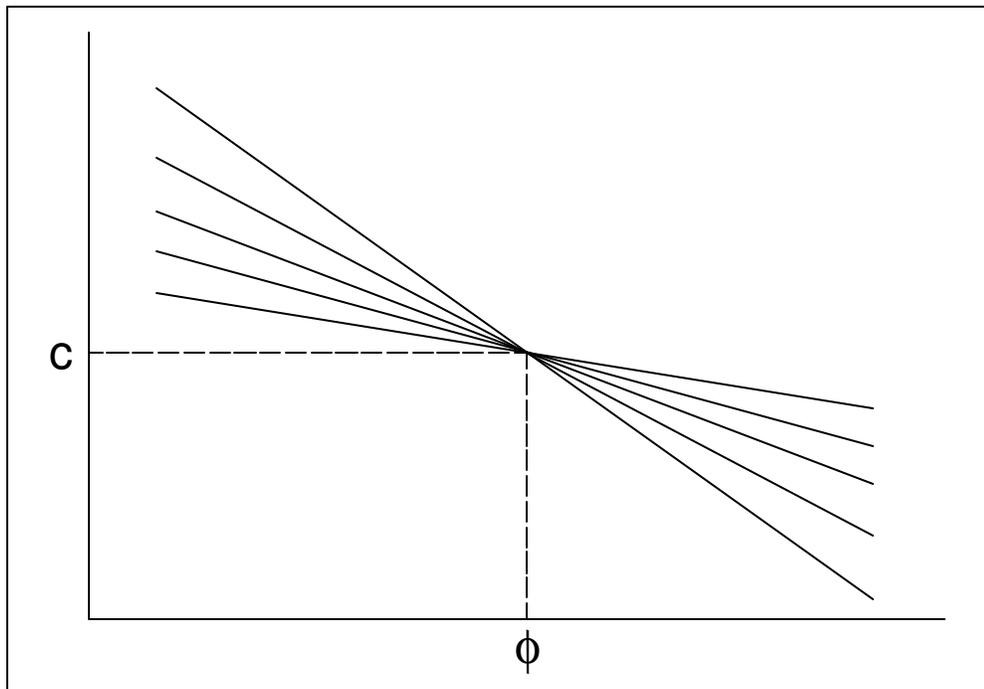


Figura 2.5 – Curvas  $c = f(\phi)$  teóricas para taludes com  $\alpha$  e  $H$  proporcionais e solos homogêneos e isotrópicos.  
(Fonte: Urroz Lopes, 1981)

Utilizando-se do princípio mencionado acima, Queiroz desenvolveu um ábaco inclinação *versus* altura do talude (Figura 2.6) com o objetivo de proporcionar uma estimativa preliminar de projeto para os taludes da região, compreendidos dentro da mesma formação geológica estudada. Lembra-se que este ábaco foi gerado a partir dos parâmetros médios obtidos ( $c = 23,1$  kPa e  $\phi = 19,6^\circ$ ).

Queiroz (1986) realizou comparações entre os parâmetros estimados pelo método de Hoek (1972) e os obtidos em ensaios de compressão triaxial. De modo geral, as análises de estabilidades realizadas com os parâmetros obtidos através dos ensaios de laboratório mostraram-se menos conservadoras que as realizadas com os parâmetros obtidos da retroanálise.

Entre as várias conclusões do autor destaca-se que, “o método de retroanálise em estabilidade de taludes é válido quando se deseja obter parâmetros médios de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) em obras de grande extensão linear,

retaludamento de cortes de estradas em processo de instabilização, duplicação de vias e para estimar taludes de cortes a serem construídos nas proximidades da área pesquisada”.

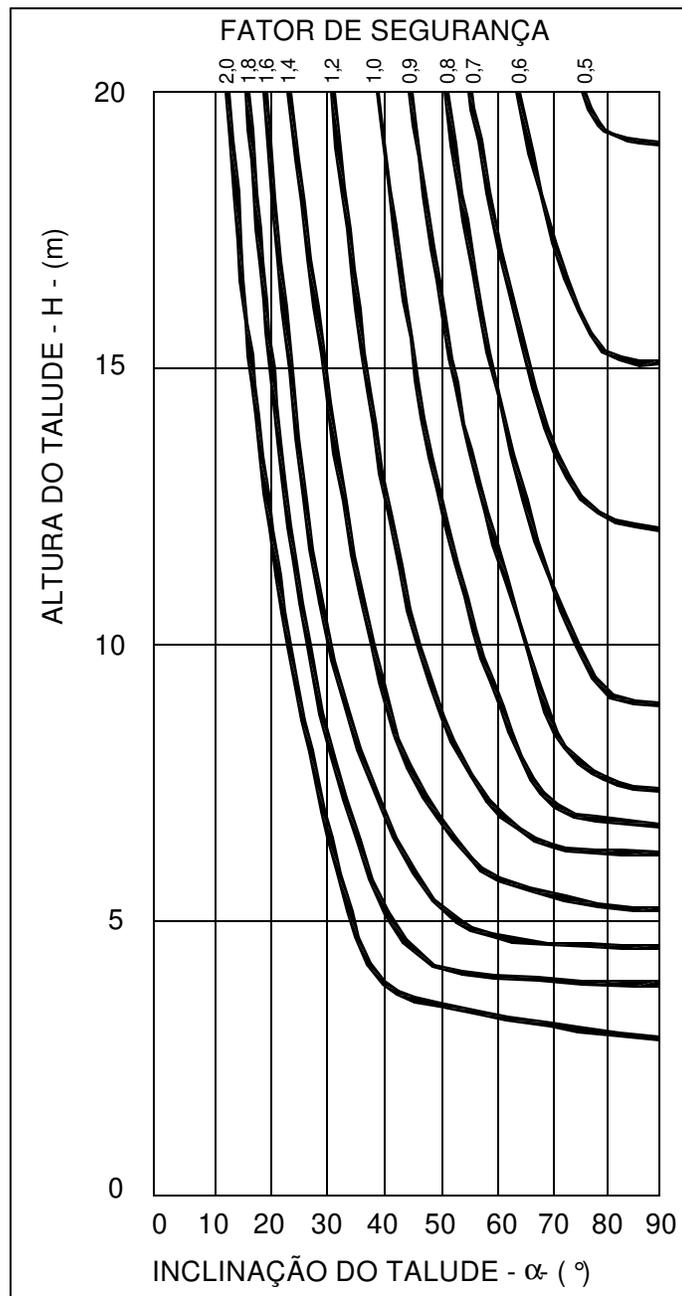


Figura 2.6 – Ábaco de projeto – inclinação versus altura de talude  
Parâmetros médios iguais à  $c = 23,1$  kPa e  $\phi = 19,6^\circ$   
(Fonte: Queiroz, 1986)

Na seqüência, são apresentados alguns estudos comparativos dos parâmetros de resistência obtidos por ensaios de laboratório e pela aplicação das técnicas de retroanálise, cujos resultados são justificados pelos seus autores.

Wolle et al (1977) desenvolveram estudos visando determinar os mecanismos de instabilização de escorregamentos translacionais ocorridos nas encostas da Serra do Mar, margem esquerda do vale do Rio Cubatão.

Entre os vários escorregamentos registrados em dezembro de 1975, após chuvas intensas, os autores optaram por retroanalisar um escorregamento que fosse representativo da maioria dos escorregamentos observados. Escolheu-se um escorregamento que atingiu somente o horizonte de solo coluvial com extensão de 150,0 m e espessura aproximada de 1,0 m. Salienta-se que a encosta onde ocorreu tal escorregamento tem inclinação acentuada, da ordem de 40°.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto, nas condições de umidade natural e inundado, para determinar os parâmetros de resistência do solo coluvial em questão.

Os resultados da retroanálise são apresentados na Figura 2.7, onde a curva  $c = f(\phi)$ , para  $FS = 1,00$ , divide o quadrante em duas regiões, acima da curva, onde os valores dos fatores de segurança são maiores do que a unidade, e abaixo da referida curva, onde ocorre o inverso. Nesta figura também são *plotados* os valores de  $c$  e  $\phi$  obtidos dos ensaios de cisalhamento direto para o solo coluvionar com o respectivo número da amostra de solo.

Analisando os dados apresentados na Figura 2.7, os autores extraíram as seguintes considerações:

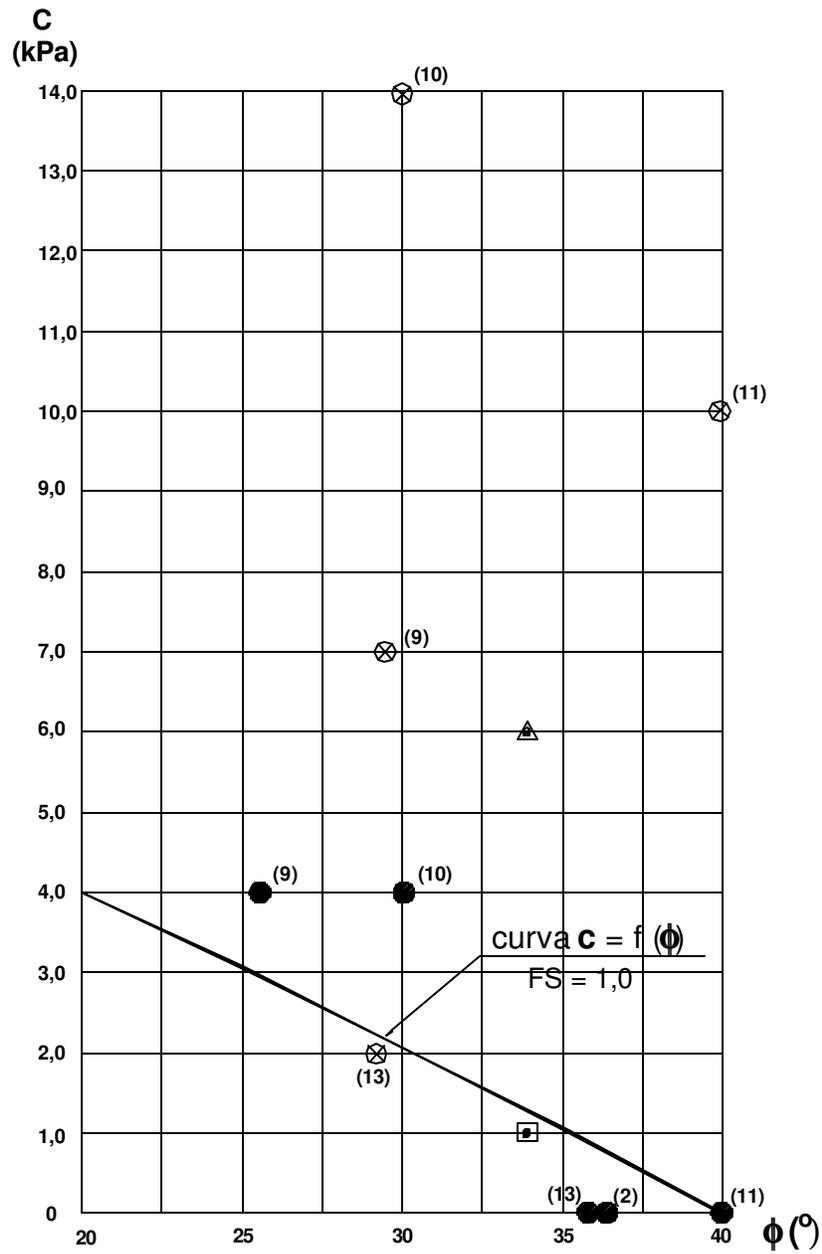
1. os ensaios de laboratório (cisalhamento direto) apresentaram discrepâncias de resultados, tanto em termos de ângulo de atrito quanto de coesão, causadas pela heterogeneidade deste solo, especialmente no

que se refere à compactidade, umidade natural e presença de pedregulhos;

2. de nove pares de valores  $c$  e  $\phi$  obtidos das envoltórias dos ensaios de cisalhamento direto de diferentes amostras, 3 apresentam-se na região de  $FS < 1,0$ , cinco com  $FS > 1,0$  e um com  $FS$  igual a unidade;
3. dos quatro pares de valores  $c$  e  $\phi$  correspondentes aos ensaios realizados em condições naturais de umidade, obtiveram-se 3 com  $FS > 1$  e um com  $FS < 1$ ;
4. dos cinco pares de valores  $c$  e  $\phi$  correspondentes aos ensaios realizados em condições inundadas, apenas dois resultaram em fator de segurança superior à unidade;
5. utilizando-se dos valores referentes à envoltória média dos ensaios de cisalhamento direto para as condições de umidade natural ( $c = 6,0$  kPa e  $\phi = 34^\circ$ ) e para a condição saturada ( $c = 10$  kPa e  $\phi = 34^\circ$ ), obtiveram-se, respectivamente,  $FS = 1,67$  e  $FS = 0,95$ . Os autores salientam a extrema sensibilidade do fator de segurança às variações de coesão, resultante das baixas tensões confinantes que ocorrem neste horizonte e dos valores ínfimos, em termos absolutos, da coesão do solo coluvial.

Em função das considerações anteriormente mencionadas e de outros aspectos geológico-geotécnicos relacionados à Serra do Mar não comentados neste trabalho, os autores concluíram que para o local estudado, mesmo em condições naturais, a estabilidade do horizonte coluvial era precária e que, por saturação, mesmo sem desenvolvimento de pressões neutras de rede de fluxo ocorre a instabilização.

É importante acrescentar às conclusões dos autores que, utilizando o ângulo de atrito obtido através das envoltórias médias de resistência ( $\phi = 34^\circ$ ), o valor da coesão correspondente na curva  $c = f(\phi)$ , gerada pela retroanálise, é igual a 1,3 kPa, ou seja, muito próximo do valor sugerido pela envoltória média de resistência calculada para as condições saturadas ( $c = 1,0$  kPa).



ENVOLTÓRIAS INDIVIDUAIS	ENSAIOS	ENVOLTÓRIA MÉDIA
⊗	CIS. DIRETO UMID. NAT.	△
●	CIS. DIRETO INUNDADO	◻
(9) - NÚMERO DA AMOSTRA ENSAIADA		

Figura 2.7 – Retroanálise do escorregamento de 29/12/1975 – encosta esquerda do rio Cubatão – Serra do Mar. (Fonte: Wolle, 1977)

Como o mecanismo de ruptura foi caracterizado pela saturação do horizonte coluvionar, com conseqüente diminuição da coesão, os resultados em termos de parâmetros médios equivalentes ( $c = 1,3 \text{ kPa}$  e  $\phi = 34^\circ$ ), obtidos através da curva  $c = f(\phi)$ , mostraram-se eficazes, conforme demonstrado no parágrafo anterior. Entretanto, lembra-se que esse par de parâmetros foi balizado pela média das envoltórias de resistência para a condição saturada e não por uma metodologia capaz de apontar entre os vários pares de parâmetros possíveis da curva  $c = f(\phi)$  aquele que melhor representa as resistências médias no instante da ruptura.

Outro estudo bastante interessante foi realizado por Cachapuz (1978) que teve como objetivo determinar os parâmetros de resistência representativos dos materiais constituintes dos taludes de cortes previstos em projeto rodoviário a serem implantados no trecho Florianópolis – Rio João Paulo, BR-282, situado no Estado de Santa Catarina. Fixados os parâmetros de resistência representativos de cada unidade, as geometrias dos taludes de corte foram determinadas através de análises de estabilidade realizadas pelo método de Fellenius.

Através das investigações geológico-geotécnicas realizadas, foi possível agrupar os terrenos dos cortes a serem realizados em unidades com análogo comportamento geológico. A pesquisa dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos a serem utilizados nos cálculos de estabilidade para cada unidade foi conduzida basicamente em duas linhas.

A primeira, seguindo o procedimento clássico, procurava determinar esses parâmetros através da coleta de amostras indeformadas e da realização de ensaios de laboratório. A segunda baseava-se no conhecimento precedente do comportamento de taludes abertos em terrenos homólogos aos de cada uma das unidades determinadas. Para tal, partiu-se de análises regressivas, utilizando-se do método de Hoek (1972).

Cachapuz (1978) apresenta somente os resultados de uma das unidades estudadas, a qual é constituída de solos de rochas cristalinas. Nesta unidade, foram realizadas retroanálises em 27 taludes de corte da rodovia S-22, visto que a mesma

localiza-se nas proximidades de um dos trechos do traçado da BR-282. Em 8 desses taludes, foram realizados ensaios de caracterização e triaxial rápido pré-adensado.

De modo geral, os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) obtidos por retroanálise, através da aplicação do método de Hoek (1972), mostraram-se inferiores comparativamente aos resultados da análise estatística dos resultados de ensaios.

Segundo o autor, tais discordâncias permitem as seguintes observações:

1. pelo método de Hoek (1972), os parâmetros de resistência têm uma representatividade global dos maciços terrosos ao longo do perfil de solo e espacialmente;
2. os fenômenos relativos à presença de pressão neutra interna no maciço, embora envolvendo certo grau de apreciação subjetiva, foram estabelecidos para as condições mais críticas, sendo que o mesmo ocorre em relação a apreciação da situação de equilíbrio do talude ( $FS = 1,00$ ). Estes fatos, naturalmente, podem ter refletido na redução dos valores dos parâmetros geotécnicos equivalentes;
3. em função do número reduzido de ensaios realizados e por serem coletadas amostras em pontos específicos dos taludes, seus resultados não representariam a totalidade da unidade estudada.

Finalmente, o autor lembra que a adoção de dois métodos alternativos para estabelecer os parâmetros de resistência médios tem como vantagens: permitir uma análise crítica comparativa; a confiabilidade dos parâmetros adquire maior expressão por confrontar valores mensurados por ensaios com modelos pré-estabelecidos em função de observações diretas; e a racionalização de uma forma de proceder, permitindo a conciliação dos métodos analíticos com os dados resultantes de observações de campo.

Mais recentemente, Silveira et al. (1997) realizaram retroanálises em taludes rompidos do Sedimento Cenozóico, junto a Ferrovia FEPASA, em Araraquara-SP. Para tanto, utilizaram-se da aplicação do método de Bishop Simplificado, Bishop (1955), com o auxílio do *software* PCSTBL5M (Lovell, 1988), da proposta de Hoek (1972) e dos resultados obtidos por Queiroz (1986). Os autores também comparam os parâmetros de resistência obtidos através das retroanálises com os determinados por ensaios triaxiais.

Ressalta-se que a metodologia aplicada por Hoek (1972) e Queiroz (1986) está fundamentada, basicamente, na análise da estabilidade de taludes por equilíbrio limite, considerando-se na ruptura um fator de segurança igual à unidade ( $FS = 1,0$ ). Nas retroanálises de estabilidade realizadas pelo *software* acima mencionado, também foi considerado na ruptura fator de segurança unitário ( $FS = 1,0$ ). É importante lembrar que o ábaco proposto por Queiroz (1986), inclinação *versus* altura de talude, foi gerado a partir dos parâmetros médios de resistência obtidos para a região estudada ( $c = 23,1$  Kpa e  $\phi = 19,6^\circ$ ).

Para a realização dessas análises, foram admitidas como válidas as seguintes hipóteses:

1. maciço homogêneo e isotrópico;
2. posição do nível d'água a  $H_w/H = 0,7$  m;
3. massa específica natural  $\rho = 1,83$  g/cm<sup>3</sup>; e
4. massa específica saturada  $\rho = 1,90$  g/cm<sup>3</sup>

Utilizando o ábaco proposto por Queiroz (1986), para um talude com inclinação de  $55^\circ$ , altura de 9,15 m, fenda de tração de 1,35 m, e superfície de ruptura circular definida segundo os critérios de Hoek (1972), os autores obtiveram  $FS = 1,10$ .

Para o mesmo talude e para uma ruptura definida segundo os critérios de Hoek (1972) foi possível calcular, utilizando do *software* PCSTBL5M, a curva  $c = f(\phi)$  para fator de segurança unitário ( $FS = 1,00$ ).

Ainda utilizando o *software* acima mencionado, permitindo que este pesquisasse automaticamente a superfície de ruptura crítica, foi possível detectar que essa superfície praticamente coincide com a calculada através dos critérios de Hoek (1972). O fator de segurança unitário (FS = 1,00) foi atingido somente para alguns pares da curva  $c = f(\phi)$ , os quais são apresentados na Tabela 2.1

Tabela 2.1 – Pares de valores de ( $c$  e  $\phi$ ) para FS = 1,00 ruptura crítica gerada pelo Software PCSTBL5M.  
(Fonte: Silveira et al, 1977)

$c$ (kPa)	$\phi$ (°).
18,8	19,6
15,0	29,7

Ressalta-se que, segundo os autores, a superfície de ruptura definida pelos critérios de Hoek (1972) e a calculada pelo *software* PCSTBL5M é idêntica à obtida em campo.

Destaca-se que, atribuindo o valor de  $\phi = 19,6^\circ$  (assumido como válido para os taludes da região segundo estudos de Queiroz (1986)) na curva  $c = f(\phi)$ , obtida pela utilização do *software*, tem-se um valor de  $c = 17,8$  kPa, inferior àquele indicado por Queiroz ( $c = 23,1$  kPa).

Os autores assumiram ainda ângulo de atrito igual ao determinado a partir dos ensaios triaxiais (adensado rápido saturado) realizados ( $c = 10,0$  kPa e  $\phi = 29,7^\circ$ ) e obtiveram coesão  $c = 15,0$  kPa, valor superior ao obtido em laboratório.

Silveira et al. (1997) concluíram que a proposta de Queiroz (1986) é válida para a estimativa da estabilidade de taludes na região. A comparação entre os parâmetros de resistência gerados pelas retroanálises e os obtidos em laboratório indicou que os taludes estudados mantêm-se estáveis devido à contribuição da sucção matricial na

resistência do solo, a qual varia significativamente dependendo do regime das chuvas na região e do sistema de drenagem empregado no talude.

Os autores destacam que a técnica da retroanálise empregada demonstrou ser uma ferramenta útil que pode ser utilizada para definição de modelos para representação da forma de ruptura, assim como para a estimativa de parâmetros médios equivalentes de resistência dos solos.

Na seqüência, são apresentados alguns trabalhos que tiveram como objetivo principal estabelecer metodologias para melhorar a qualidade da informação obtida através da aplicação das técnicas de retroanálise, principalmente aquelas referentes aos parâmetros de resistência.

Nguyen (1984,a) propõe a utilização da técnica de reflexão simplex em retroanálise de taludes rompidos ou na iminência de ruptura, com o objetivo de determinar as várias combinações possíveis de parâmetros geotécnicos (**c,  $\phi$ ,  $\rho$ , etc.**) que atendem a condição de FS = 1,00. Essa metodologia, embora matematicamente complexa, permite determinar conjuntos de N parâmetros desconhecidos em um mesmo problema.

Com os mesmos objetivos apresentados no parágrafo anterior, Nguyen (1984,b) apresenta um método de otimização matematicamente mais simples, baseado na seguinte condição:

$$FS = FS(c, \phi, \gamma, \dots) = 1,00 \quad (2.7)$$

onde (**c,  $\phi$ ,  $\rho$ , etc.**) são desconhecidos. Desta forma, a função **f** é definida como:

$$f = |(FS - 1,00)| \geq 0 \quad (2.8)$$

O método prevê uma função ótima que tem um mínimo igual a zero, o que corresponde a um fator de segurança unitário.

Denominado de secante, esse método mostra-se eficiente principalmente para retroanálises com um único parâmetro de resistência desconhecido e limitado à no máximo três parâmetros desconhecidos. Para as situações onde dois ou três parâmetros são desconhecidos, a função de otimização realiza a variação de um só parâmetro de cada vez, mantendo os demais constantes. O conjunto de soluções possíveis pode ser representado graficamente para análise posterior.

Salienta-se que a metodologia proposta por Nguyen (1984,b), embora facilite a determinação dos vários conjuntos possíveis de parâmetros para a condição de  $FS = 1,00$ , não aponta qual deles melhor representa as características da ruptura analisada.

Gilbert et al (1998) apresentam uma abordagem teórica para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento na ruptura de talude utilizando-se das técnicas de retroanálises. Esse enfoque considera as incertezas encontradas na prática, tais como informações empíricas, levantamentos de campo, instrumentação de campo, resultados de ensaios de laboratório e modelos de estabilidade de taludes aplicados na retroanálise.

Os autores ressaltam que os parâmetros de resistência de um talude rompido, obtidos através das técnicas de retroanálise, em geral levam vantagens sobre os obtidos por meio de ensaios de laboratório, visto que a retroanálise é considerada um ensaio em escala bem maior e os materiais envolvidos são realmente representativos e *in situ*.

Entretanto, advertem para as incertezas envolvidas na obtenção das informações necessárias para a aplicação dessa técnica, tais como a exata geometria externa e interna do talude antes da ruptura, a exata superfície de ruptura, mecanismo de ruptura e condições de pressão neutra no instante da ruptura. Em relação aos resultados obtidos, os autores lembram que existem várias combinações possíveis de  $c$  e  $\phi$  que levam um talude à ruptura ( $FS = 1,00$ ), mantidas as mesmas condições geométricas e de pressão neutra.

Visando diminuir as incertezas na obtenção dos parâmetros de resistência determinados através de retroanálise, os autores sugerem a combinação das informações de todas as fontes possíveis, tais como ensaios de laboratório, instrumentação de campo e experiência adquirida, formando um banco de dados.

Para auxiliar na tomada de decisão em relação aos parâmetros de resistência mais representativos do talude rompido, propõem avaliar probabilisticamente todas as informações disponíveis, utilizando o teorema de Bayes.

A versatilidade dessa proposta é demonstrada na retroanálise de um escorregamento em aterro ocorrido em Kettleman Hills.

Yamagami & Ueta (1992) apresentam dois métodos de retroanálise para determinar os parâmetros de resistência dos solos ( $c$ ,  $\phi$ ) ao longo da superfície de ruptura de taludes homogêneos e heterogêneos.

O método YUOA pode ser aplicado para taludes heterogêneos e está fundamentado em uma técnica de otimização não linear. Já o método YUSA só é válido para taludes homogêneos, e está baseado em uma formulação matemática relativamente mais simples, quando comparado ao método YUOA. Esses métodos podem ser aplicados tanto para superfícies de ruptura circulares quanto para as não circulares.

A idéia básica desses métodos está balizada em duas condições essenciais:

a) os parâmetros de resistência a serem determinados devem satisfazer a condição de fator de segurança igual a 1,00; e

b) esses parâmetros devem corresponder ao fator de segurança da superfície de ruptura mais crítica.

Para aplicação desses dois métodos, são necessárias duas superfícies de ruptura diferentes, as quais são obtidas através de ensaios de ruptura de talude *in situ*. Os parâmetros de resistência ( $c$ ,  $\phi$ ) são retroanalisados a partir das informações dessas rupturas.

Norteados nos princípios dos métodos YUSA e YUOA, Yamagami et al. (1997), apresentam um método de retroanálise para determinar os parâmetros de resistência ( $c$ ,  $\phi$ ,  $\phi^b$ ) para taludes de solos não saturados.

Wesley & Leelaratnam (2001), a partir do trabalho de Yamagami & Ueta (1992), sugerem uma formulação teórica mais simples, semelhante à proposta apresentada neste trabalho, com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência de um talude rompido ou em iminência de ruptura através das técnicas de retroanálise.

Essa formulação está fundamentada na idéia de que a posição e a curvatura da superfície de ruptura, em relação à geometria do talude, dependem dos parâmetros de resistência do talude.

Os autores lembram que essa formulação somente é válida para taludes homogêneos e sua aplicação é restrita a essa condição.

## CAPÍTULO 3

### METODOLOGIA PROPOSTA

Conforme comentado no capítulo 1, a aplicação das técnicas de retroanálise de forma adequada necessita inicialmente do resgate da geometria interna e externa do talude, geometria da superfície de ruptura e das condições de pressão neutra no instante da ruptura. A obtenção dos parâmetros de resistência depende muito da experiência do profissional que está analisando o problema, uma vez que este geralmente adota para o projeto de estabilização, baseado em uma estimativa do ângulo de atrito, um único par entre os vários pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ .

Visando aprimorar as técnicas para obtenção dos dados referentes à condição do talude no instante da ruptura e o desenvolvimento de metodologia capaz de apontar qual dos pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que melhor representa os parâmetros médios equivalentes do talude no instante da ruptura e que possa ser implantada nos programas de estabilidade de taludes, propõe-se a metodologia descrita a seguir.

#### **3.1 Recomendações Para Obtenção dos Dados Geométricos e de Pressões Neutras**

As recomendações que seguem tem com objetivo melhorar a qualidade das informações relativas à obtenção dos dados geométricos e de pressões neutras do talude a ser retroanalisado.

Para os taludes já rompidos, a geometria inicial do talude poderá ser restituída utilizando-se de plantas topográficas atualizadas da encosta ou do talude, através da realização de uma seção longitudinal ao escorregamento no seu eixo mais crítico.

Quando da não disponibilidade dessas plantas topográficas, pode-se, através das técnicas de topografia, levantar seções longitudinais do entorno da área escorregada (lado direito e esquerdo) e admitir a média dessas seções como sendo a seção longitudinal correspondente a geometria original do terreno. Essa técnica pode ser melhor utilizada com o auxílio de fotos aéreas das encostas ou dos taludes.

Em relação à disposição das camadas de solo, essas podem ser caracterizadas no perfil de solo exposto na cicatriz da ruptura. Nos casos em que existam dúvidas quanto ao perfil dos solos, recomenda-se utilizar sondagens a trado e, se necessário, sondagens a percussão.

A geometria da superfície de ruptura poderá ser obtida com bastante fidelidade através de levantamentos topográficos. Entretanto, quando houver material escorregado no interior da superfície de ruptura e sua remoção temporária não for possível, essa técnica não é adequada. Neste caso, recomenda-se realizar uma seção topográfica longitudinal ao escorregamento, no eixo considerado mais crítico, e realizar sondagens a trado, dentro da massa rompida, com o objetivo de estabelecer, na medida do possível, os limites entre a massa escorregada e o terreno intacto. A cota da superfície de ruptura é obtida através da diferença entre a cota da seção topográfica e a distância dessa em relação ao terreno intacto. Sendo assim, através de uma seqüência de sondagens a trado ao longo da seção topográfica, é possível estabelecer a superfície de ruptura com razoável precisão.

Ressalta-se que essa técnica vem sendo utilizada pelo IPT (Wolle, 1981), ao longo dos anos com expressivo sucesso. Entretanto, lembra-se que para a sua utilização é necessário contar com técnicos experientes, capazes de detectar o ponto de contato entre a massa rompida e o terreno intacto através das diferentes energias necessárias para avançar a sondagem nos materiais referenciados. Outro aspecto

importante que deve ser observado refere-se à espessura de solo a ser perfurada, o que pode inviabilizar essa técnica.

No caso dos taludes em processo de ruptura, recomenda-se a utilização de inclinômetro ou indicador de movimentação em profundidade, este último desenvolvido pelo IPT (Wolle, 1981 e Wolle & Carvalho, 1987), para detectar zonas de movimentação. Desta forma, geralmente é possível detectar a superfície de ruptura com razoável precisão.

Em relação às condições de pressão neutra no instante da ruptura, é importante verificar o registro pluviométrico da área ou, caso não exista, de observações de moradores da região sobre a intensidade das chuvas no dia ou nos dias que antecederam a instabilização.

Nos taludes já rompidos, detectar o nível d'água existente no instante da ruptura é sem dúvida uma das maiores dificuldades encontradas quando dos estudos de retroanálise. Essa dificuldade pode ser minimizada utilizando o ábaco proposto por Sharp, apud Hoek (1972) que estima a altura do nível d'água não perturbado no maciço, associada à altura vertical da água que flui pela face do talude, conforme a Figura 3.1. O autor concluiu que o ângulo do talude ( $\alpha$ ) não influi significativamente na superfície livre da água no interior do maciço.

Queiroz (1986) estimou a localização aproximada da posição do nível d'água em algumas retroanálises, baseado nas marcas existentes em taludes intactos e adjacentes aos locais das rupturas. Através dessas marcas é possível estimar a altura máxima alcançada na superfície do talude pelo nível d'água, provavelmente na época que ocorreu a ruptura.

Queiroz observou nos taludes estudados que as relações  $h_w/H$  são relativamente grandes em relação ao proposto por Sharp. Desta forma, objetivando a simplificação na aplicação da relação  $H_w/H$  na função (X) do ábaco de ruptura circular de Hoek (1972), considerou  $h_w = H_w$  e valores para  $H_w/H$  iguais a 0,6; 0,7 e 0,8.

Segundo Queiroz (1986), estas relações enquadraram-se aproximadamente nos intervalos das relações medidas em campo.

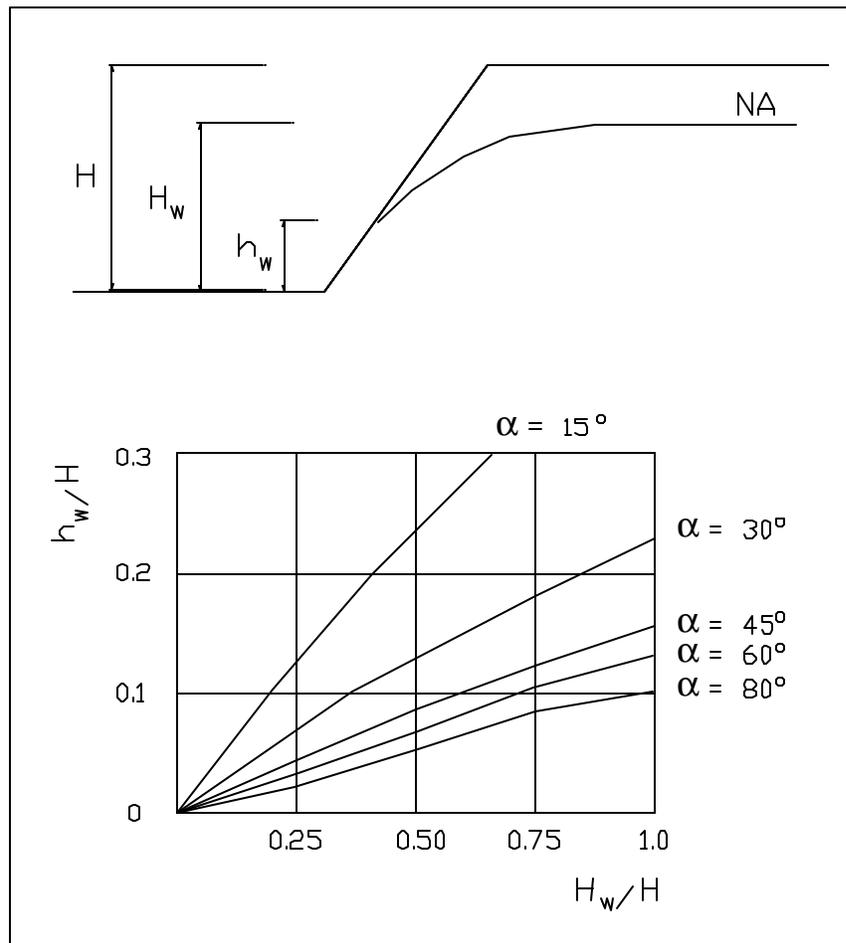


Figura 3.1 – Ábaco de Sharp para estimativa da altura do NA (Fonte: HOEK, 1972).

### 3.2 Metodologia de Retroanálise

A grande maioria dos *softwares* de análise de estabilidade de taludes utiliza métodos de cálculos baseados no princípio do equilíbrio limite, para determinar o fator de segurança. Realizam também pesquisas para apontar a superfície de ruptura crítica,

sendo mais comuns as pesquisas para superfícies de rupturas circulares. Raramente esses *softwares* possuem esse tipo de recurso também para as superfícies de rupturas planas.

A aplicação da metodologia apresentada neste trabalho se restringe às retroanálises relativas aos taludes que apresentam rupturas, ou processos de ruptura, que podem ser consideradas como circulares. No entanto, a extensão para outros tipos de superfícies de ruptura é aparentemente possível.

Segundo Mello (1972), Wolle (1980), Carvalho et al (1991), Augusto Filho & Virgili (1998), os vários pares de parâmetros médios de resistência de um determinado talude que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$  podem ser estabelecidos por tentativas através de cálculos de estabilidade.

Na prática, as retroanálises são realizadas da seguinte forma:

Fixadas as condições de contorno do problema (geometria inicial do talude, geometria da superfície de ruptura no seu eixo mais crítico e as condições de pressão neutra) estima-se o ângulo de atrito e a coesão do solo objetivando gerar um fator de segurança unitário.

Se o fator de segurança calculado for diferente de 1,00, geralmente, o valor do ângulo de atrito é fixado (Mello, 1972) e o valor da coesão é alterado, por tentativas, até que o fator de segurança seja igual a 1,00.

Para se obter todos os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ , o procedimento acima mencionado é repetido, o que o torna extremamente trabalhoso devido ao elevado número de tentativas necessárias. Isso se dá em função da formulação dos cálculos do fator de segurança, visto que este é calculado a partir de uma coesão e de um ângulo de atrito conhecidos, ou seja,  $(FS = f(c, \phi))$ , independente do método de cálculo utilizado.

Para resolver essa questão, basta fixar o valor de  $FS = 1,00$  e alterar a formulação do cálculo do fator de segurança de modo que  $c = f(FS, \phi)$ . Como o fator de segurança tem valor fixo ( $FS = 1,00$ ), para cada variação do ângulo de atrito se obtém a coesão correspondente. Segue como exemplo a equação proposta para o método de Bishop Simplificado.

$$c = \frac{FS * \sum w * \text{sen}\alpha - \sum (w - u * b) * \text{tg}\phi * \frac{1}{M\alpha}}{\sum b * \frac{1}{M\alpha}} \quad (3.1)$$

Desta forma, pode ser gerada facilmente a curva  $c = f(\phi)$  no intervalo desejado ( $\phi$  mínimo até  $\phi$  máximo) sem que haja a necessidade de vários cálculos por tentativa.

Isto posto, propõe-se para se obter a curva  $c = f(\phi)$  a seguinte metodologia:

1. determinar o método de cálculo do fator de segurança a ser utilizado na retroanálise;
2. fixar  $FS = 1,00$  e alterar a formulação do cálculo do fator de segurança, de modo que  $c = f(FS, \phi)$ ;
3. a curva  $c = f(\phi)$  será gerada de grau em grau a partir de  $\phi = 0$  até um determinado  $\phi$  que resulte em uma coesão muito próxima de zero, porém nunca igual a zero. Essa imposição se justifica uma vez que, segundo Vargas (1974), nos maciços sem coesão (areias, onde a coesão é nula), as superfícies de rupturas são planas. Lembra-se que os demais pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  foram gerados a partir de superfícies de ruptura circulares;
4. a curva  $c = f(\phi)$  também poderá ser gerada a partir de um intervalo pré-estabelecido correspondente à variação do ângulo de atrito médio esperado para os materiais envolvidos ( $\phi$  mínimo até  $\phi$  máximo). O valor máximo do ângulo de atrito, independentemente do intervalo estabelecido, está

condicionado ao valor correspondente da coesão, o qual deverá ser o mais próximo possível de zero, conforme justificado no item anterior.

Resolvida a questão prática da obtenção da curva  $c = f(\phi)$ , torna-se necessário desenvolver uma metodologia capaz de apontar, entre os vários pares de parâmetros de resistência dessa curva, o que melhor representa os parâmetros médios equivalentes de resistência do talude no instante da ruptura.

Segundo Wolle (1980) “a predominância da coesão sobre o ângulo de atrito tende a aprofundar a superfície de ruptura no maciço, enquanto que, no caso inverso, (elevados valores do ângulo de atrito e baixa coesão) tendem a provocar superfícies de rupturas mais rasas, isto é, nas regiões do maciço onde as tensões de confinamento sejam mínimas”.

Isto pode ser constatado quando se realiza a pesquisa da superfície de ruptura crítica, através de *softwares* de análise de estabilidade de taludes, principalmente quando o talude analisado for homogêneo, conforme pode ser observado na Figura 3.2.

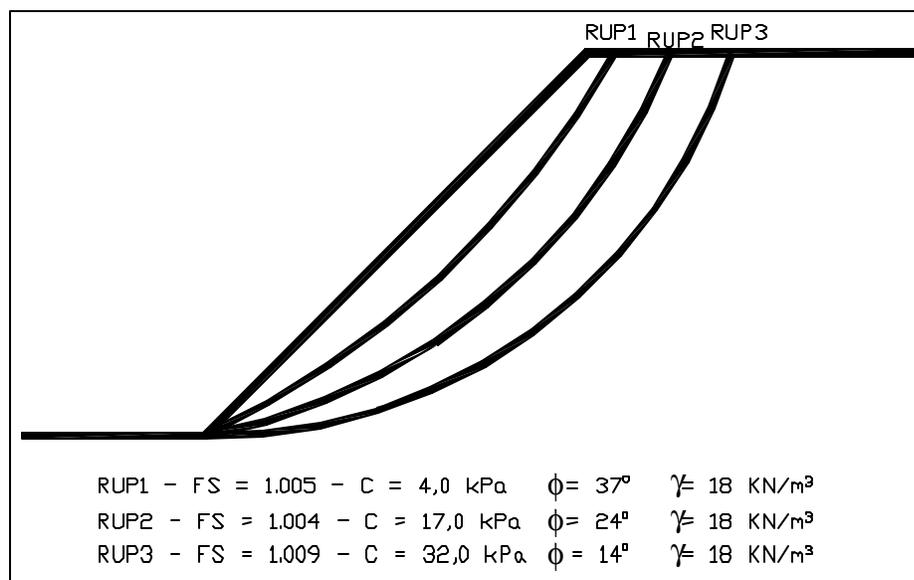


Figura 3.2 – Posição das rupturas críticas em função dos parâmetros de resistência adotados.

Em função do exposto no parágrafo anterior e também porque os vários pares de parâmetros de resistência da curva  $c = f(\phi)$  possuem uma relação entre o ângulo de atrito e a coesão, ou seja, quanto maior for o ângulo de atrito, menor será a coesão e vice versa, é de se esperar que a posição da superfície de ruptura retroanalizada, em relação ao talude, indique qual dos vários pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  melhor representa as resistências médias do solo no instante da ruptura.

A partir deste princípio, foram realizadas pesquisas da superfície de ruptura crítica para cada par de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , mantendo-se a geometria inicial do talude e as condições de pressão neutra estabelecidas no instante da ruptura. Para tanto, utilizou-se do programa IPT-ESTAB1 análise de estabilidade de taludes em solo (Gomes, 1988 e 1992), o qual utiliza para o cálculo do fator de segurança o método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955).

Analisando os resultados obtidos dessas pesquisas, observou-se que para um único par de parâmetro da curva  $c = f(\phi)$  a superfície de ruptura crítica calculada coincidia graficamente com a superfície de ruptura retroanalizada e o seu fator de segurança era o que mais se aproximava do FS unitário. As demais superfícies críticas calculadas se distanciavam graficamente da superfície de ruptura retroanalizada e seus fatores de segurança decresciam na medida em que os pares de parâmetros de resistência da curva  $c = f(\phi)$  caminhavam para as suas extremidades.

Ressalta-se que as observações mencionadas foram constatadas em uma série de análises realizadas com taludes simulados, apresentando geometrias e diferentes condições de pressão neutra. Algumas dessas análises são apresentadas no capítulo 4.

A variação desses fatores de segurança críticos pode ser visualizada traçando-se um gráfico do fator de segurança crítico das pesquisas realizadas versus o ângulo de atrito correspondente (curva **FS crítico**). Na Figura 3.3, pode-se verificar uma curva típica com esse comportamento.

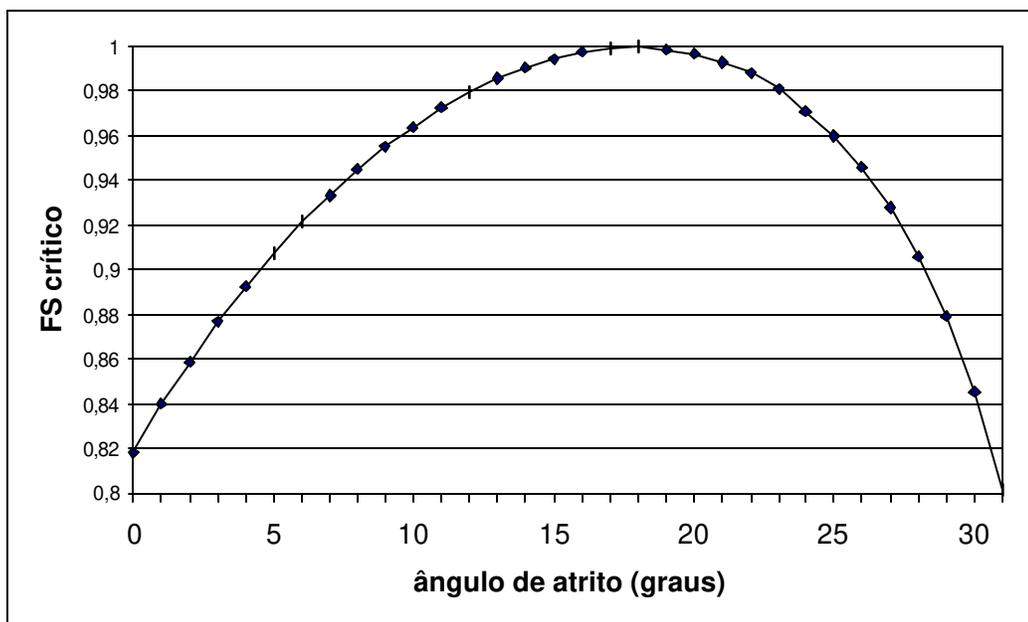


Figura 3.3 – Fatores de segurança críticos geradas a partir da curva  $c = f(\phi)$ .

A partir dos princípios e observações mencionadas, conclui-se:

1. os fatores de segurança críticos, gerados pela pesquisa de superfície de ruptura crítica a partir dos pares de parâmetros obtidos da curva  $c = f(\phi)$ , crescem até atingir um valor máximo (FS = 1,00 ou muito próximo de 1,00), decrescendo posteriormente;
2. a superfície de ruptura crítica gerada a partir dos pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , com fator de segurança mais próximo de FS = 1,00, é aquela que mais se aproxima graficamente da superfície de ruptura retroanalizada. Isto, teoricamente, indica que o par de parâmetros de resistência da curva  $c = f(\phi)$  utilizado é o que melhor representa os parâmetros médios equivalentes do talude no instante da ruptura;
3. em relação ao pico da curva **FS crítico**, as demais superfícies de rupturas críticas tem fatores de segurança menores, portanto mais críticos. Isto, teoricamente, proporcionaria rupturas diferentes da ruptura retroanalizada, o

que inviabiliza à adoção destes parâmetros. É importante lembrar que, a curva  $c = f(\phi)$  foi gerada a partir de  $FS = 1,00$ ; e

4. quanto mais próximo do FS unitário for o fator de segurança correspondente ao pico da curva **FS crítico**, mais preciso foram os dados referentes aos levantamentos de campo (geometria do talude, geometria da superfície de ruptura e condições de pressão neutra assumidas no instante da ruptura).

Desta forma, para determinar o par de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que melhor representa a resistência média do solo no instante da ruptura, deve-se realizar uma pesquisa da superfície de ruptura crítica para os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  e verificar qual é o par de parâmetros que gera o fator de segurança mais próximo de 1,00.

Isto posto, propõe-se a seguinte metodologia para determinar o par de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que melhor representa a resistência média do talude no instante da ruptura:

1. gerar a curva  $c = f(\phi)$  conforme metodologia anteriormente apresentada;
2. manter a geometria inicial do talude e a mesma condição de pressão neutra anterior à ruptura e realizar a pesquisa da superfície de ruptura crítica correspondente a cada par de parâmetro da curva  $c = f(\phi)$ . Ressalta-se que o método de cálculo do fator de segurança utilizado nessa pesquisa deverá ser o mesmo que gerou a curva  $c = f(\phi)$ ;
3. representar graficamente as curvas:  $c = f(\phi)$  e fator de segurança crítico das pesquisas realizadas *versus* o ângulo de atrito correspondente (curva FS crítico);
4. selecionar entre os fatores de segurança críticos gerados, aquele que mais se aproxima do valor 1.00.

A metodologia aqui proposta pode ser implementada em *softwares* de análise de estabilidade de taludes, com o objetivo de automatizar os procedimentos apresentados. Ressalta-se que esta foi implementada no *software* IPT-ESTAB1 – Análise de Estabilidade de Taludes em Solo.

## CAPÍTULO 4

### RESULTADOS OBTIDOS EM CASOS SIMULADOS

Objetivando verificar a eficiência da metodologia proposta, foram realizadas retroanálises de rupturas em taludes simulados com diferentes geometrias e condições de pressão neutra.

Para uma melhor avaliação dos resultados obtidos, inicialmente foram agrupados os resultados das retroanálises de taludes simulados drenados, com mesma altura e inclinação, variando somente as características dos seus materiais. Para tanto, procurou-se representar para cada condição de geometria, um talude com material arenoso (ângulo de atrito elevado e coesão baixa), outro com material argiloso (ângulo de atrito baixo e coesão elevada) e um terceiro com material intermediário em relação aos dois primeiros.

Optou-se por manter a mesma massa específica para todos os taludes retroanalizados, garantindo assim, que as diferenças dos resultados obtidos somente fossem atribuídas às variações da coesão e ângulo de atrito. Sendo assim, adotou-se  $\rho = 1,80 \text{ g/cm}^3$ .

Finalmente, visando verificar o comportamento da metodologia proposta perante a presença de pressão neutra no interior do maciço, foi retroanalizada uma ruptura com linha piezométrica pré-definida.

É importante acrescentar que as superfícies de ruptura utilizadas nos casos simulados foram geradas através da pesquisa da superfície de ruptura crítica, sendo que os parâmetros de resistência foram ajustados para a condição de  $FS = 1,00$ . Desta

forma, as retroanálises realizadas pela metodologia proposta foram executadas efetivamente a partir de uma ruptura com fator de segurança unitário para as geometrias e condições de pressões neutras teóricas assumidas. Essas superfícies são denominadas, nesses exemplos, como sendo as superfícies “medidas em campo”.

#### **4.1 Talude de Topo Plano, Drenado, com Altura de 10,0 m e Inclinação de 45°.**

Considerando um talude teórico com topo plano, com altura de 10,0 m e inclinação de 45°, apresentam-se a seguir as retroanálises referentes a três rupturas distintas, ou seja, ruptura rasa, ruptura profunda e uma intermediária entre as duas primeiras.

##### **4.1.1 Retroanálise 1 – Ruptura Rasa**

Na Figura 4.1 estão representadas a geometria do talude e a ruptura considerada como sendo a medida em campo. Verifica-se que se trata de uma ruptura rasa, característica essa de rupturas em taludes com material predominantemente arenoso (Wolle, 1980).

Conforme a metodologia descrita no capítulo 3, a partir da fixação da geometria e da superfície de ruptura considerada como sendo a medida em campo, foi possível gerar a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$ , (Figura 4.2).

Entre os vários pares de parâmetros de resistência que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ , verifica-se que o ângulo de atrito máximo atingido foi  $37^\circ$  e a coesão correspondente foi igual a  $1,59 \text{ kPa}$ . No outro extremo da curva, tem-se para o ângulo de atrito igual a zero, uma coesão máxima de  $15,63 \text{ kPa}$ .

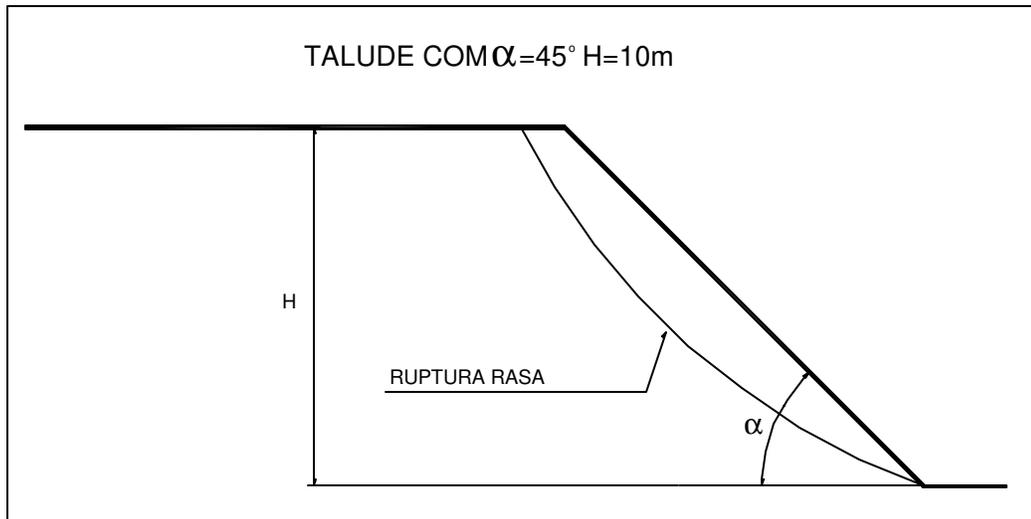


Figura 4.1 – Geometria e ruptura considerada

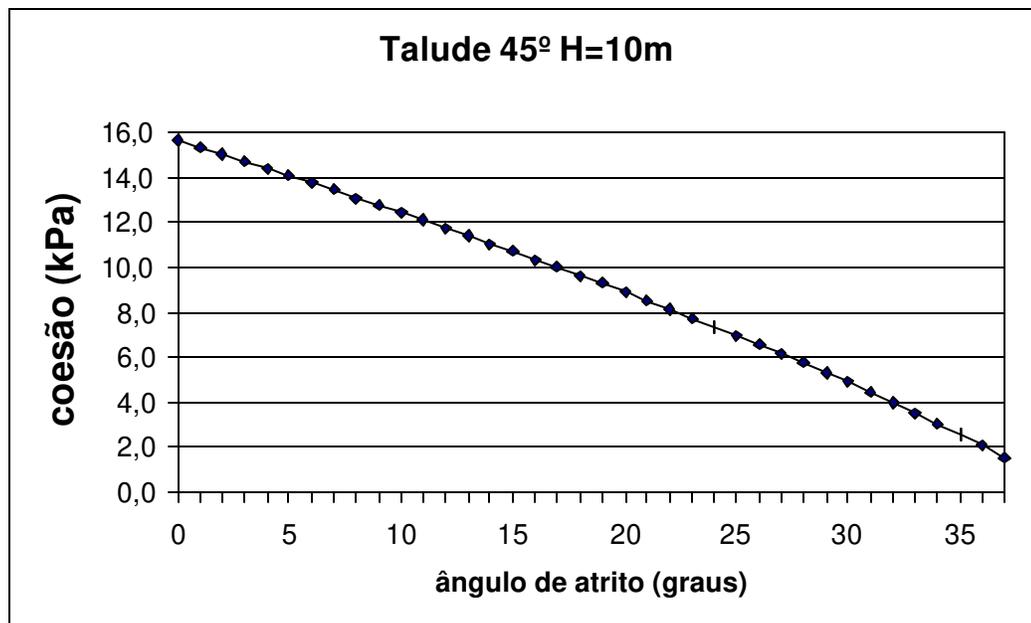


Figura 4.2 - curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  - Ruptura rasa

Utilizando a metodologia proposta a partir da curva  $c = f(\phi)$ , obteve-se a curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 4.3). Lembra-se que o **FS crítico** corresponde ao menor fator de segurança registrado através de uma pesquisa da ruptura crítica realizada para cada par de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , mantidas as mesmas condições de pressão neutra e geometria do talude.

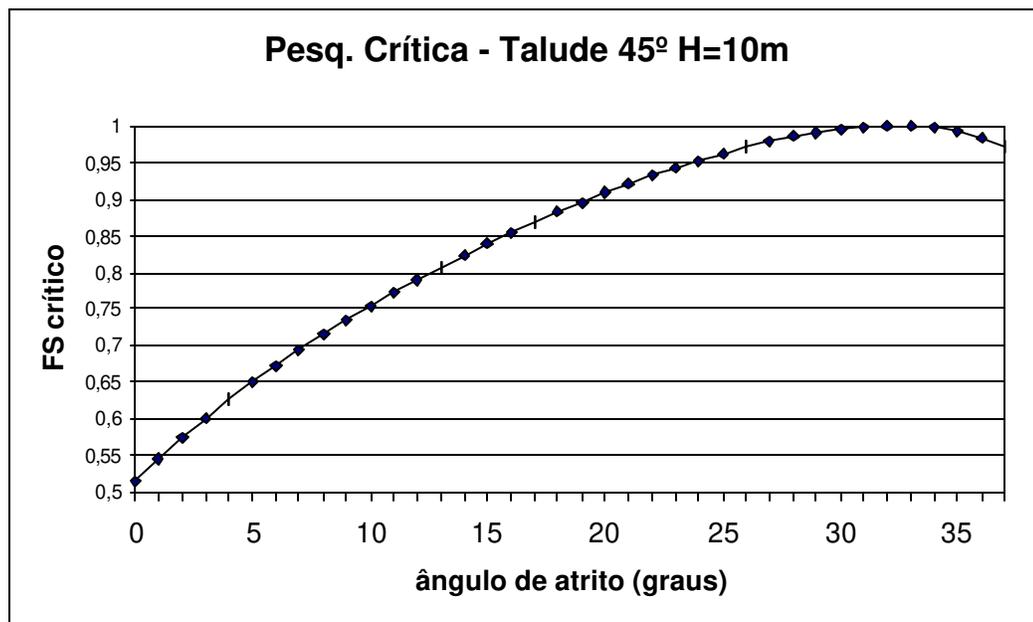


Figura 4.3 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura rasa

Nessa curva, é possível verificar que os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , que possuem ângulos de atrito menores que  $20^\circ$ , geraram **FS crítico** variando de 0,5 a 0,9, ou seja, muito abaixo de  $FS = 1,00$ .

Ainda na Figura 4.3, pode-se observar que para ângulos de atrito entre  $20^\circ$  e  $26^\circ$ , o **FS crítico** variou de 0,9 a 0,96. Entre  $27^\circ$  e  $37^\circ$ , o **FS crítico** esteve sempre acima de 0,97, sendo que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9998, corresponde ao par de parâmetros  $c = 4,00$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ .

Essas diferenças nos valores do **FS crítico** são justificadas, uma vez que as superfícies de ruptura crítica geradas pela pesquisa são diferentes da ruptura considerada como a de campo (Figura 4.4). Nessa figura, observa-se que a superfície crítica obtida através do par de parâmetros ( $c = 4,00$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ ) é praticamente igual à ruptura considerada como a de campo e o seu FS crítico (0,9998) é o que mais se aproxima numericamente do FS = 1,00.

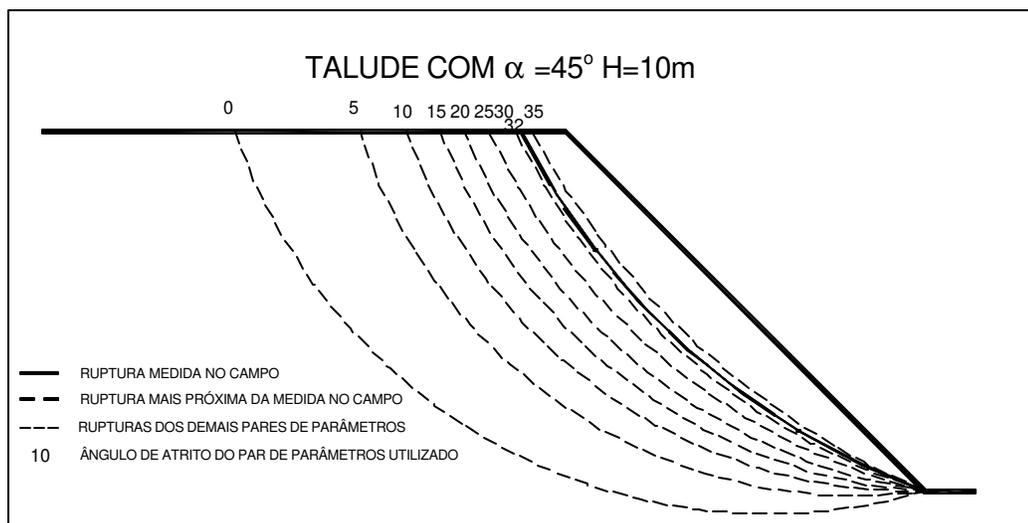


Figura 4.4 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura rasa

Portanto, pode-se considerar que esse par de parâmetros corresponde aos parâmetros médios equivalentes existentes no momento da ruptura, ou seja, somente com esses parâmetros, para o talude e as condições de pressão neutra assumidas, ocorreria geometricamente a ruptura considerada como a de campo.

É importante acrescentar que esse par de parâmetros ( $c = 4,00$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ ) corresponde aos parâmetros de um material tipicamente arenoso, o que já era esperado em função da ruptura ser rasa em relação a geometria do talude, conforme sugerido por Wolle (1980).

Outro aspecto importante a ser comentado, refere-se aos pares de parâmetros vizinhos do apontado pela metodologia proposta. Considerando-se  $\phi$  5 graus para mais ou para menos do par indicado ( $c = 4,00$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ ), verifica-se que numericamente não existe uma variação significativa no valor do **FS crítico**. Essa constatação vem ao encontro da afirmação de Mello (1972) no tocante os valores admitidos para  $\phi$ , “os valores de  $\phi$  aplicáveis devem ser estimáveis dentro de imprecisão inferior a  $\pm 5^\circ$  e assim, a partir da estabilidade geral presumida, pode-se determinar o valor de  $c$  provável conjugado. Poderão ser obtidos, sem qualquer dificuldade, três ou mais conjuntos de valores possíveis de ( $c$  e  $\phi$ ), satisfazendo o fator de segurança admitido”.

#### 4.1.2 Retroanálise 2 – Ruptura Profunda

A geometria do talude e a ruptura considerada como sendo a medida em campo estão representadas na Figura 4.5. Observando a ruptura em relação à geometria do talude, verifica-se que se trata de uma ruptura profunda característica de taludes com material predominantemente argiloso, conforme Wolle (1980).

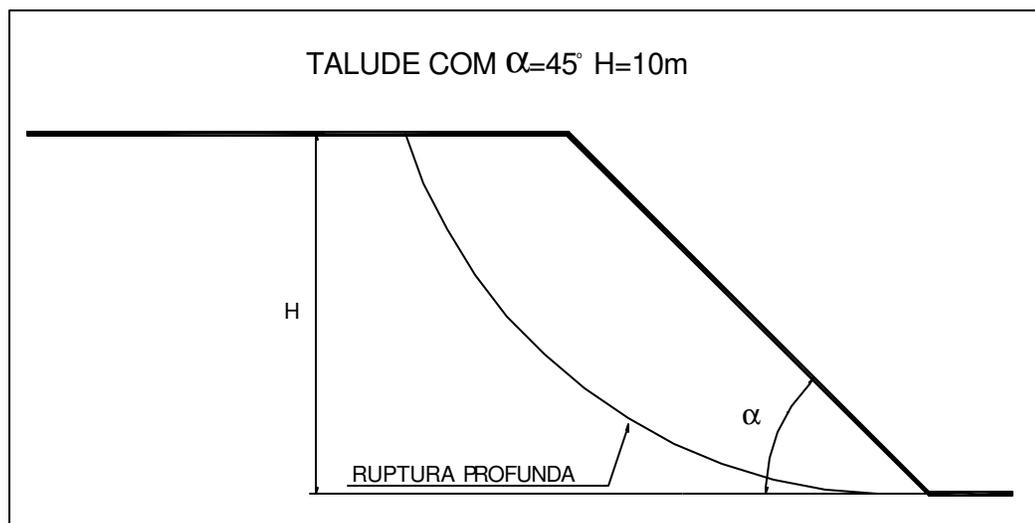


Figura 4.5 – Geometria e ruptura considerada

Considerando essa geometria e superfície de ruptura, gerou-se a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$ , (Figura 4.6), segundo a metodologia apresentada . A partir dessa curva obtiveram-se, para ângulo de atrito igual a zero, coesão de 27,77 kPa e para o máximo ângulo de atrito, correspondente a  $27^\circ$ , coesão de 1,99 kPa.

De acordo com a metodologia proposta e utilizando-se da curva  $c = f(\phi)$  (Figura 4.6), obteve-se a curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 4.7). Através dessa curva, verifica-se que os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , com ângulo de atrito nos intervalos de  $0^\circ$  a  $5^\circ$  e  $17^\circ$  a  $27^\circ$ , ou seja , nos seus extremos, geraram **FS crítico** inferiores a 0,98. Entre  $6^\circ$  e  $16^\circ$ , o **FS crítico** esteve sempre acima de 0,98, sendo que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9998, corresponde ao par de parâmetros  $c = 18,34$  kPa e  $\phi = 11^\circ$ .

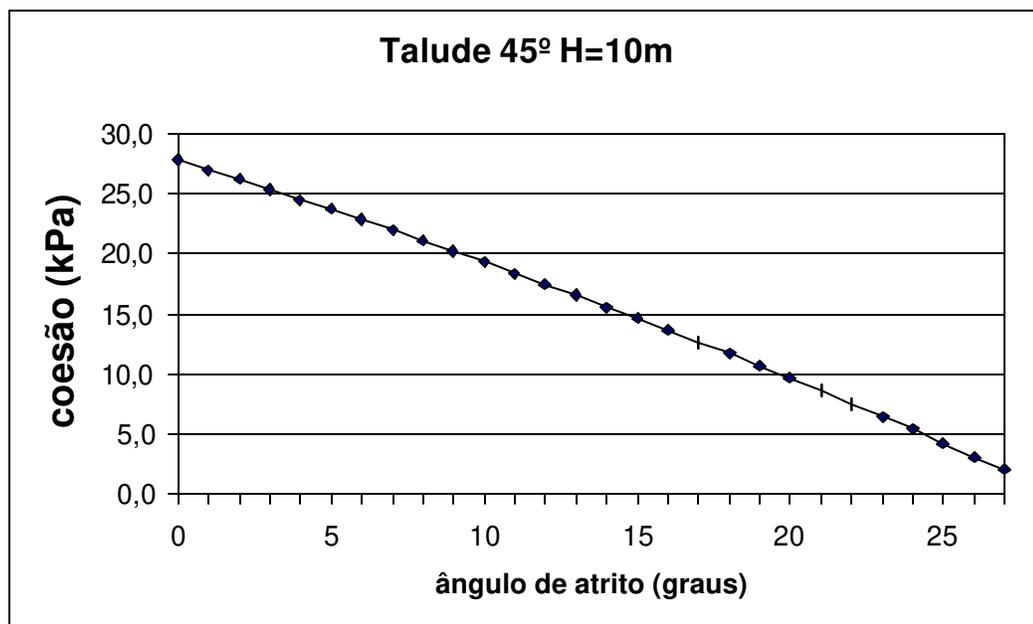


Figura 4.6 - curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  - Ruptura profunda

Analogamente à retroanálise 1, pode-se verificar, através da Figura 4.8, que as rupturas críticas geradas pelos demais pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  são diferentes da ruptura considerada como a de campo, o que justifica **FS crítico** com valores menores em relação ao par de parâmetros  $c = 18,34$  kPa e  $\phi = 11^\circ$ .

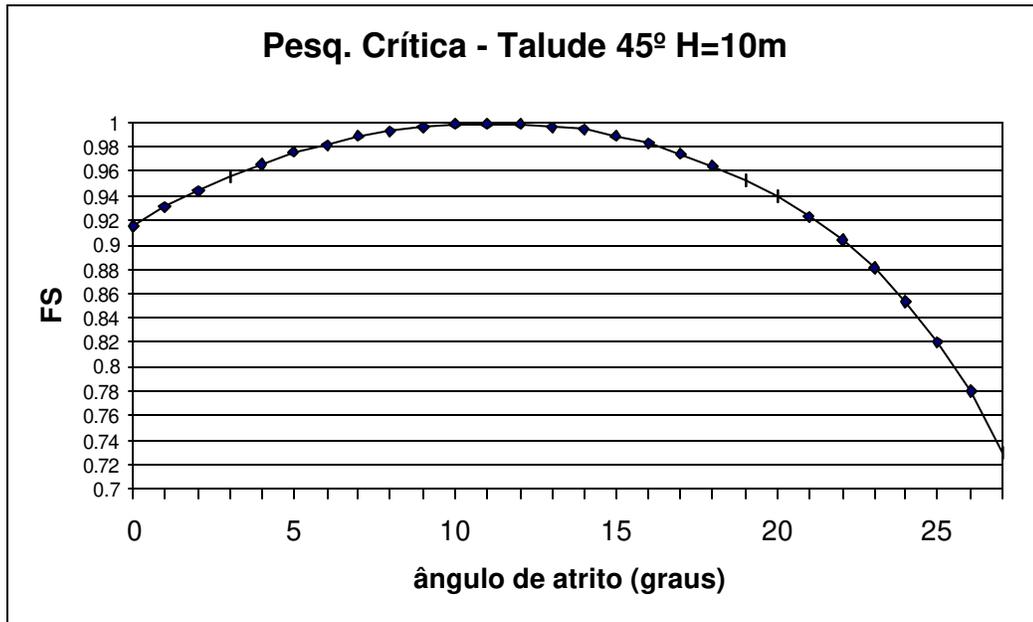


Figura 4.7 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura profunda

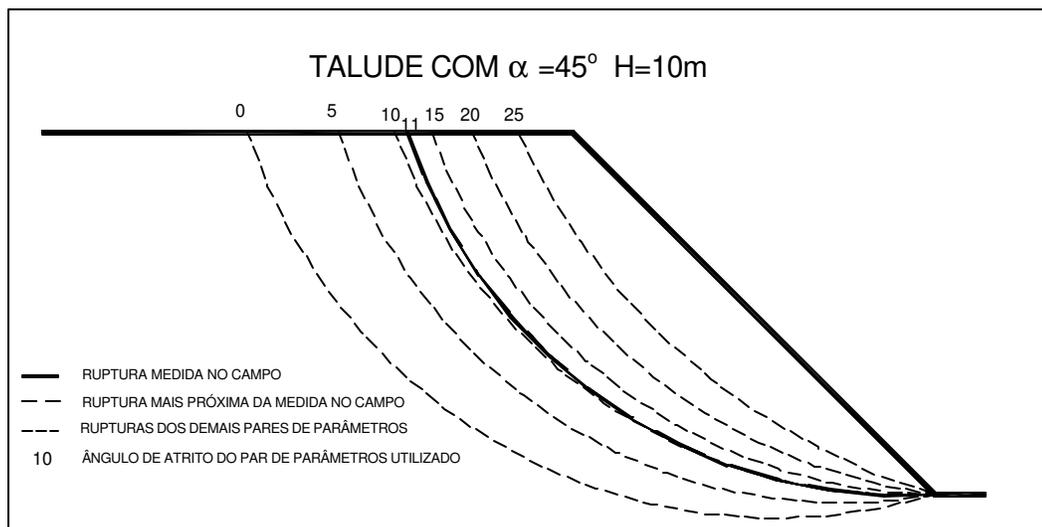


Figura 4.8 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura profunda

Nesta retroanálise também considerou-se  $\phi$  5 graus para mais ou para menos do par indicado pela metodologia proposta ( $c = 18,34$  kPa e  $\phi = 11^\circ$ ) e verificou-se que, numericamente, não existe uma variação significativa no valor do **FS crítico**, conforme relatado por Mello (1972).

### 4.1.3 Retroanálise 3 – Ruptura Intermediária

Nesta análise, a geometria admitida e a ruptura considerada como sendo a medida em campo estão representadas na Figura 4.9. Observando a ruptura em função da geometria do talude, pode-se verificar que se trata de uma ruptura intermediária entre as analisadas nos itens anteriores.

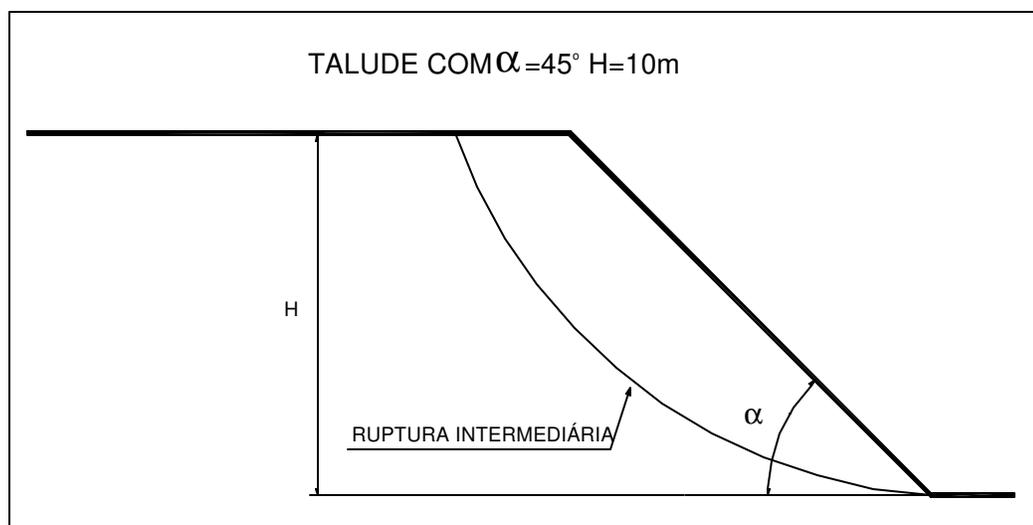


Figura 4.9 – Geometria e ruptura considerada

A partir da fixação da geometria e da superfície de ruptura considerada, obteve-se a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  (Figura 4.10) de acordo com a metodologia proposta.

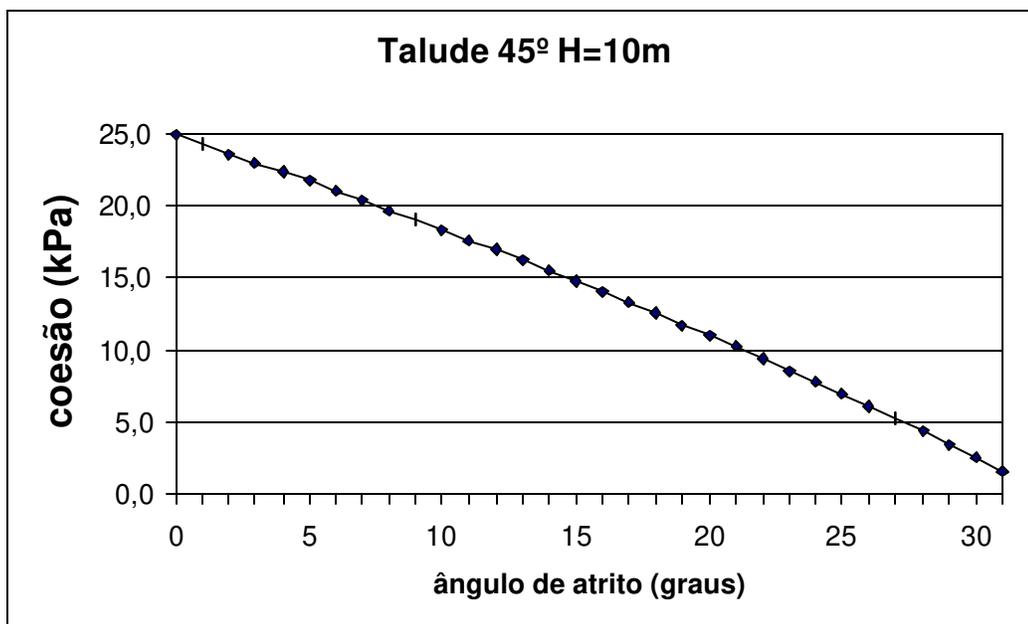


Figura 4.10 - curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 - Ruptura intermediária

Entre os vários pares de parâmetros de resistência que satisfazem a condição de FS = 1,00, verifica-se que o ângulo de atrito máximo atingido foi 31° e a coesão correspondente foi igual a 1,58 kPa. Por outro lado, obteve-se para o ângulo de atrito igual a zero, uma coesão máxima de 24,82 kPa.

Aplicando a metodologia proposta, a partir da curva  $c = f(\phi)$  (Figura 4.10), obteve-se a curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 4.11). Verifica-se que, nos extremos da curva, os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  com ângulo de atrito nos intervalos de 0° a 8° e 26° a 31° geraram **FS crítico** variando de 0,8 a 0,95, valor esse muito abaixo de FS = 1,00.

O **FS crítico** variou de 0,95 a 0,98 para os ângulos de atrito nos intervalos de 9° a 13° e 22° a 25°. Entre 14° e 21°, **FS crítico** esteve sempre acima de 0,99, sendo que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9998, correspondeu ao par de parâmetros  $c = 12,52$  kPa e  $\phi = 18^\circ$ .

Através da Figura 4.12, pode-se verificar que as rupturas críticas geradas pelos demais pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  são diferentes da ruptura considerada

como a de campo, o que justifica **FS crítico** com valores menores. Essa constatação também foi verificada nas retroanálises 1 e 2.

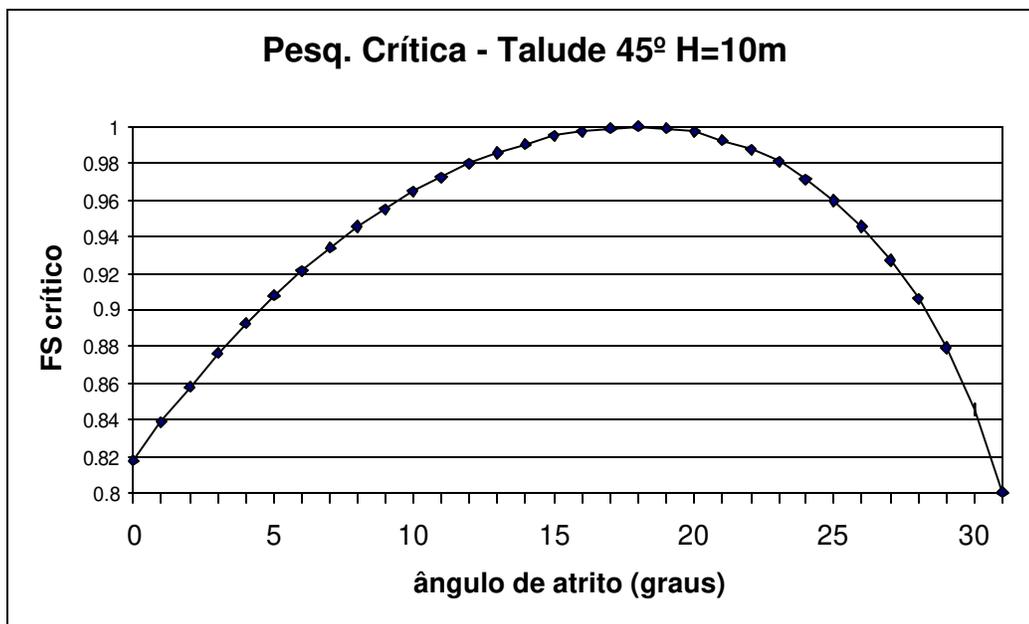


Figura 4.11 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura intermediária.

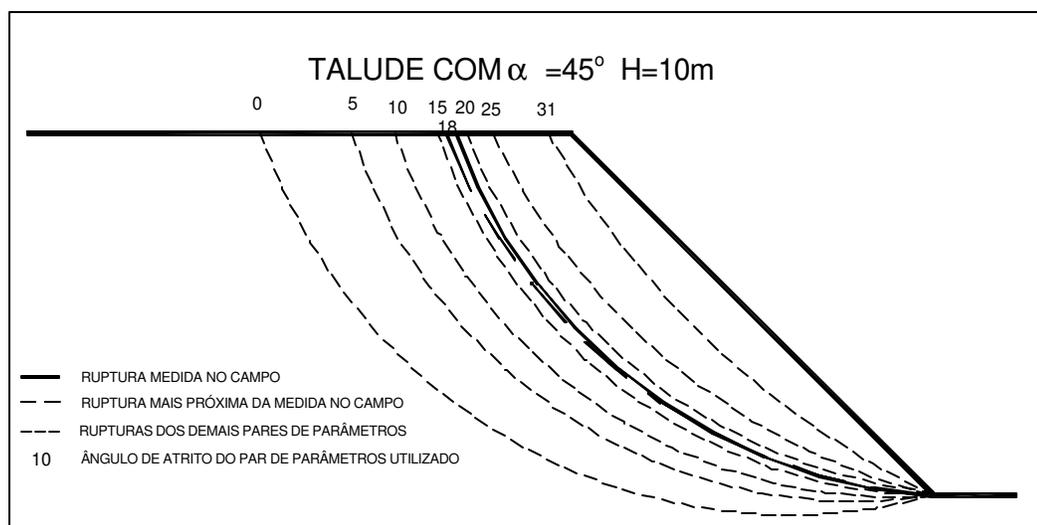


Figura 4.12 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura intermediária.

Nesta retroanálise também não houve uma variação significativa no valor do **FS crítico**, considerando  $\phi$  5 graus para mais ou para menos do par indicado pela metodologia proposta, conforme sugerido por Mello (1972).

## **4.2 Talude de Topo Inclinado, Drenado, com Altura de 10,0 m e Inclinação de 45°.**

Neste exemplo, considerou-se um talude com topo inclinado ( $i = 14^\circ$ ), com altura de 10,0 m e inclinação de 45°. Como no item 4.1, também foram retroanalizadas três rupturas, uma rasa, outra profunda e uma intermediária entre as duas primeiras.

### **4.2.1 Retroanálise 1 – Ruptura Rasa**

A Figura 4.13 apresenta a geometria do talude e a ruptura considerada como sendo a medida em campo. Conforme Wolle (1980), pode-se verificar que se trata de uma ruptura rasa, característica de taludes com material predominantemente arenoso.

A partir da fixação da geometria e da superfície de ruptura considerada como sendo a medida em campo, foi possível gerar a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$ , (Figura 4.14) conforme a metodologia apresentada no capítulo 3.

Entre os vários pares de parâmetros de resistência que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ , verifica-se que para ângulo de atrito igual a zero obteve-se coesão de 18,10 kPa. No outro extremo da curva observa-se que o ângulo de atrito máximo atingido foi 36° e a coesão correspondente foi igual a 1,62 kPa.

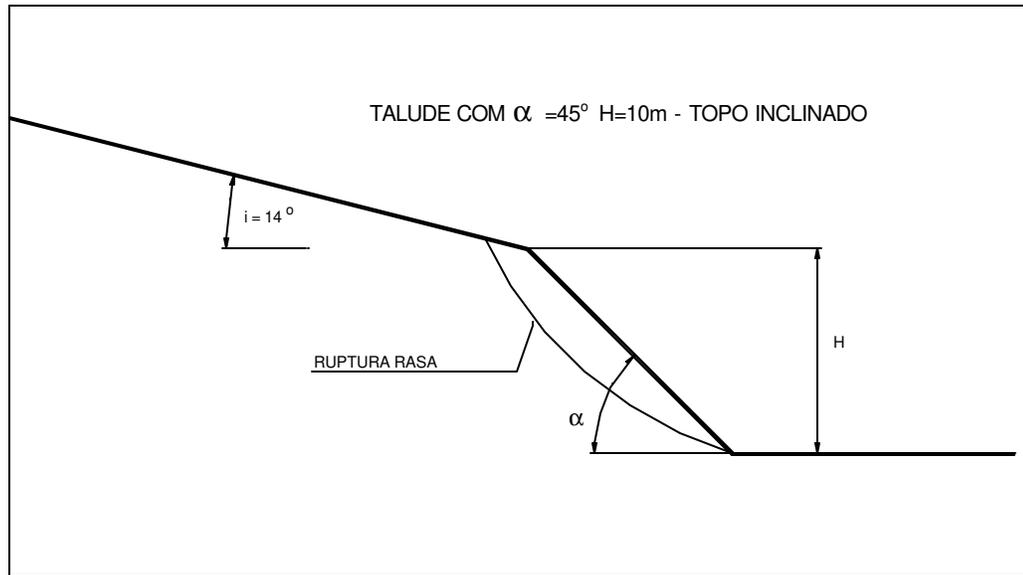


Figura 4.13 – Geometria e ruptura considerada

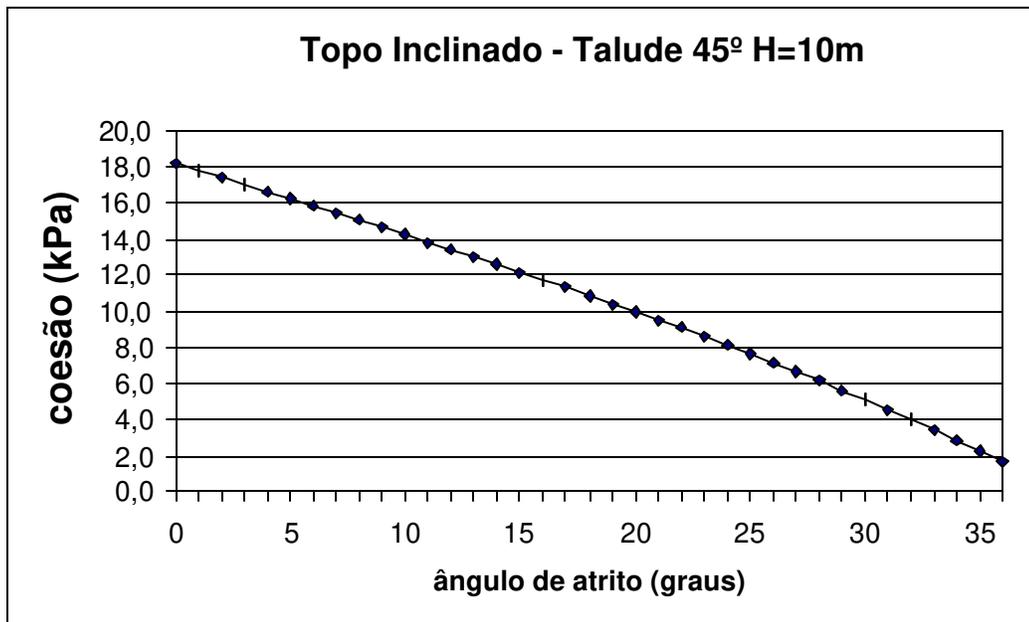


Figura 4.14 - curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 - Ruptura rasa

A partir da curva  $c = f(\phi)$  gerada e utilizando-se da metodologia proposta, obteve-se a curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 4.15). Nesta curva constata-se que os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que possuem ângulos de atrito menores que  $16^\circ$  geraram **FS crítico** menores que 0,9, ou seja, muito abaixo de  $FS = 1,0$ . Para ângulos de atrito entre  $17^\circ$  e  $23^\circ$ , **FS crítico** variou de 0,9 a 0,97, e entre  $24^\circ$  e  $36^\circ$  **FS crítico** esteve sempre acima de 0,97, sendo que o pico máximo atingido ( $FS = 0,9997$ ) corresponde ao par de parâmetros  $c = 5,58$  kPa e  $\phi = 29^\circ$ .

Na Figura 4.16, observa-se que a superfície crítica gerada pelo par de parâmetros apontado pela metodologia proposta ( $c = 5,58$  kPa e  $\phi = 29^\circ$ ) é praticamente igual à ruptura considerada como a de campo e o seu **FS crítico** (0,9997) é o que mais se aproxima numericamente do  $FS = 1,00$ .

Salienta-se que os parâmetros apontados pela metodologia proposta ( $c = 5,58$  kPa e  $\phi = 29^\circ$ ), entre os vários da curva  $c = f(\phi)$ , corresponde aos parâmetros de um material predominantemente arenoso, o que já era esperado em função da ruptura ser rasa em relação à geometria do talude, conforme sugerido por Wolle (1980).

Em relação à colocação de Mello (1972) “os valores de  $\phi$  aplicáveis devem ser estimáveis dentro de imprecisão inferior a  $\pm 5^\circ$ ”, verifica-se na Figura 4.15 que, numericamente, não existe uma variação significativa no valor do **FS crítico**. Essa tendência também foi verificada nos exemplos apresentados no item 4.1.

Na Figura 4.15, observa-se uma pequena mudança no comportamento da curva **FS crítico** versus  $\phi$  no intervalo correspondente aos ângulos de atrito de  $0$  a  $4^\circ$ . Isto ocorre em função das superfícies de ruptura críticas pertencerem a universos de mínimos diferentes em relação aos ângulos de atrito acima de  $4^\circ$ , o que gera superfícies com características distintas conforme se pode verificar na Figura 4.16.

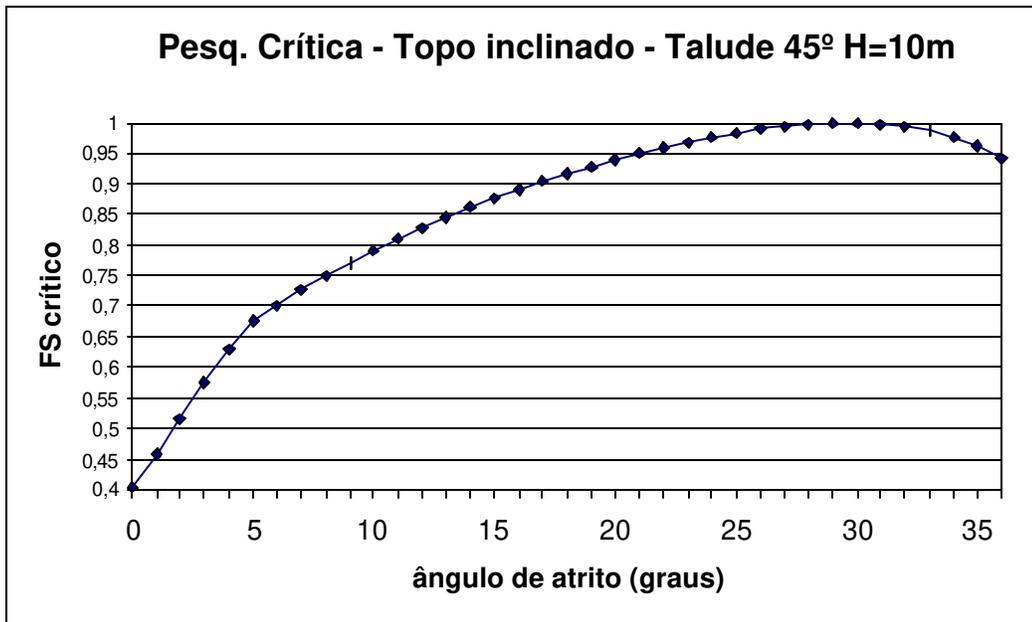


Figura 4.15 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura rasa

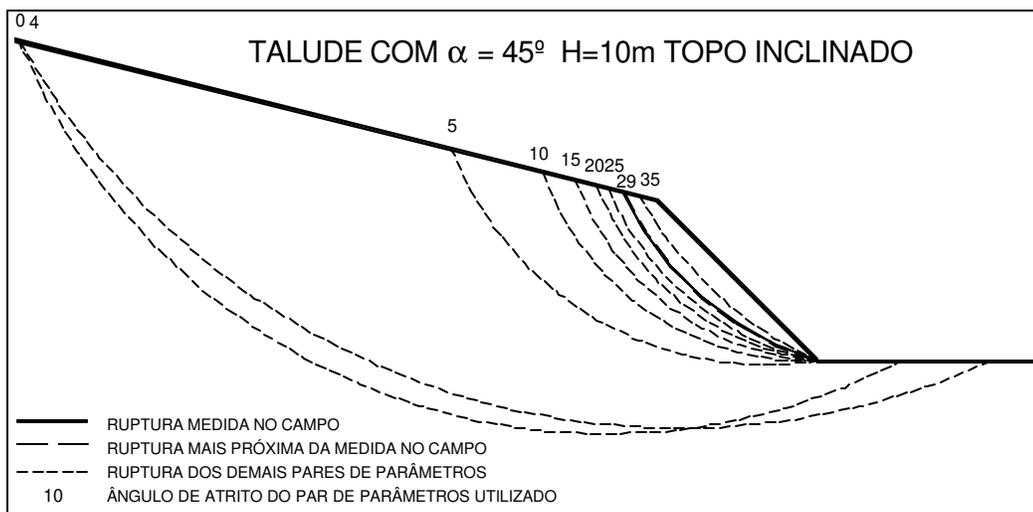


Figura 4.16 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura rasa.

## 4.2.2 Retroanálise 2 – Ruptura Profunda

Na Figura 4.17, estão representadas a geometria do talude e a ruptura considerada como sendo a medida em campo. Observando a ruptura em relação à geometria do talude, verifica-se que se trata de uma ruptura mais profunda em relação à retroanalizada no exemplo anterior, o que segundo Wolle (1980), caracteriza o material do talude como predominantemente argiloso.

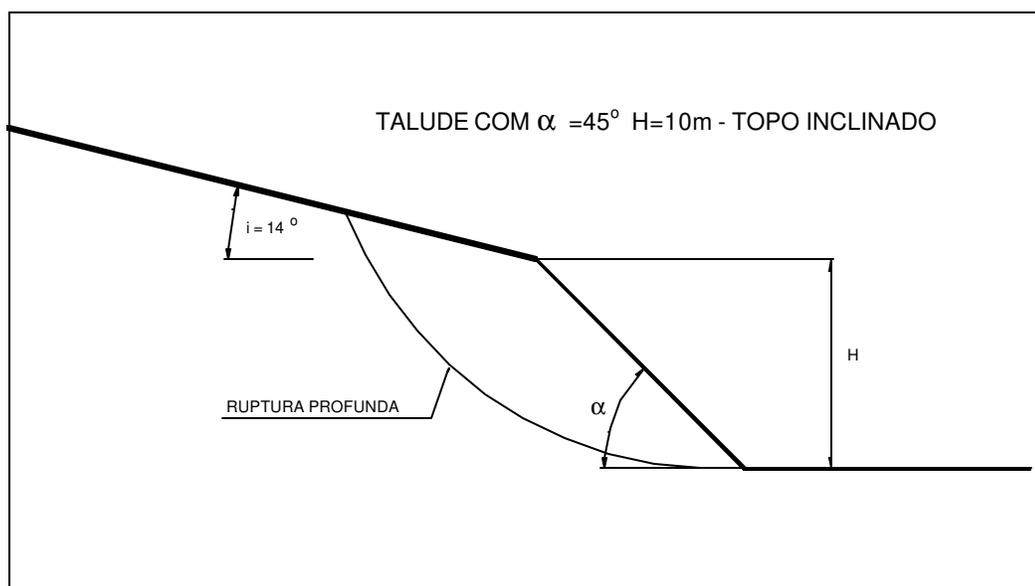


Figura 4.17 – Geometria e ruptura considerada

Aplicando-se a metodologia proposta, a partir da geometria e superfície de ruptura acima mencionadas, obteve-se a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$ , (Figura 4.18). Nesta curva, observa-se que no intervalo do ângulo de atrito compreendido entre  $0$  e  $26^\circ$ , a coesão variou respectivamente de  $31,33\text{ kPa}$  a  $0,62\text{ kPa}$ .

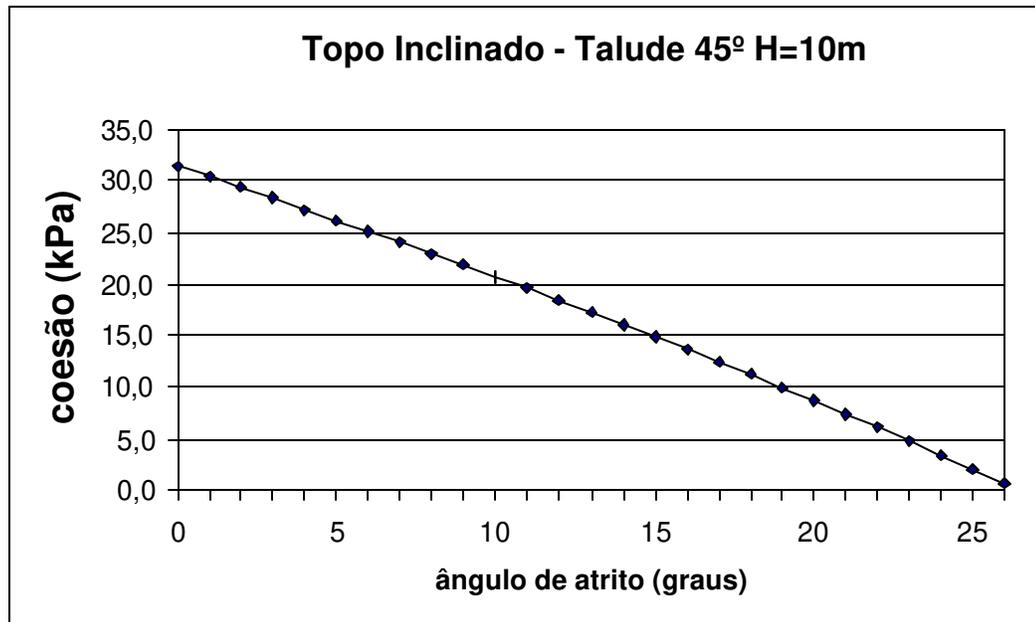


Figura 4.18 - curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 - Ruptura profunda

A partir da curva  $c = f(\phi)$  (Figura 4.18), obteve-se a curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 4.19) aplicando a metodologia proposta. Através desta curva, verifica-se que os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , com ângulo de atrito nos intervalos de  $0^\circ$  a  $6^\circ$  e  $15^\circ$  a  $26^\circ$ , ou seja, os extremos da curva, geraram **FS crítico** inferiores a 0,98. Entre  $7^\circ$  e  $14^\circ$ , **FS crítico** esteve sempre acima de 0,98, sendo que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9987 corresponde ao par de parâmetros  $c = 20,69$  kPa e  $\phi = 10^\circ$ .

Analogamente ao exemplo anterior (ruptura rasa), pode-se verificar através da Figura 4.20 que as rupturas críticas geradas pelos demais pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  são diferentes da ruptura considerada como a de campo, o que justifica **FS crítico** com valores menores em relação ao par de parâmetros  $c = 20,69$  kPa e  $\phi = 10^\circ$ .

Através da Figura 4.19, pode-se observar uma mudança significativa no comportamento da curva **FS crítico** versus  $\phi$  no intervalo correspondente aos ângulos

de atrito 0 a 6°. Isto ocorre, como no exemplo anterior, em função das superfícies de ruptura críticas pertencerem a universos de mínimos diferentes em relação aos ângulos de atrito acima de 6°, o que gera superfícies com características distintas conforme se pode verificar na Figura 4.20.

Neste exemplo, ao se considerar  $\phi$  5 graus para mais ou para menos do par indicado pela metodologia proposta, conforme Mello (1972), verifica-se que, numericamente, existe uma variação significativa no valor do **FS crítico** quando são analisados os valores referentes aos ângulos de atrito menores do indicado pela metodologia, principalmente porque o par de parâmetros  $c = 25,10$  kPa e  $\phi = 6^\circ$  pertence a outro universo de mínimos ( $FS = 0,95$ ) conforme justificado no parágrafo anterior. Salienda-se que essa variação significativa não é observada quando da análise dos resultados de **FS críticos** referentes aos ângulos de atrito acima do indicado pela metodologia.

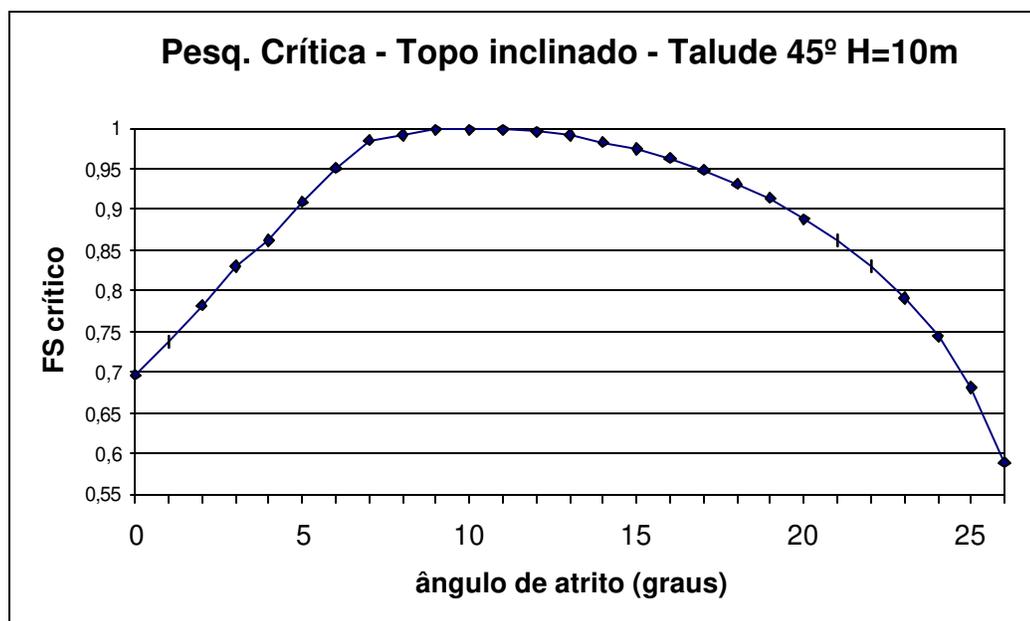


Figura 4.19 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura profunda.

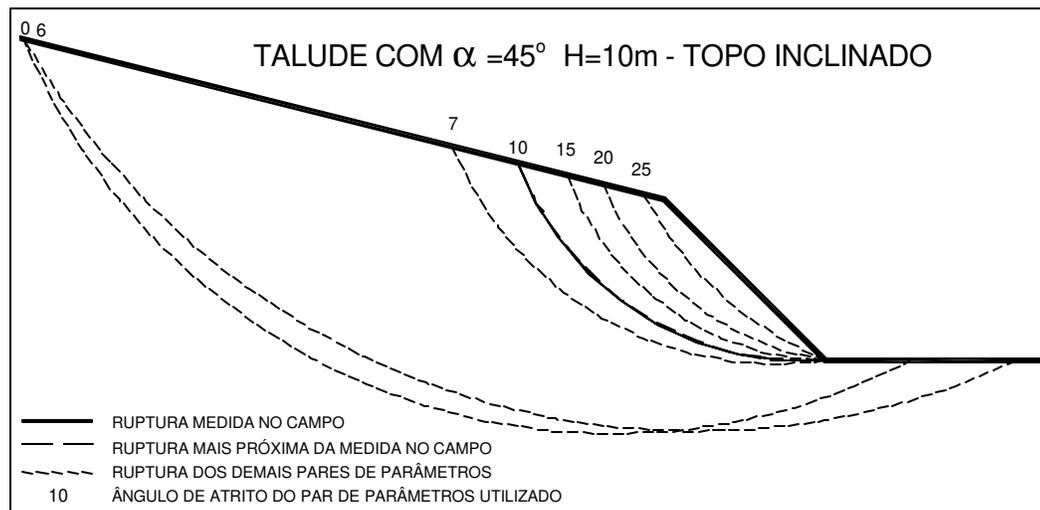


Figura 4.20 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura profunda

### 4.2.3 Retronálise 3 – Ruptura Intermediária

Neste exemplo, a geometria admitida e a ruptura considerada como sendo a medida em campo são representadas na Figura 4.21. Analisando a ruptura em função da geometria do talude, pode-se verificar que se trata de ruptura intermediária entre os dois exemplos anteriores.

Utilizando-se da metodologia proposta, obteve-se a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  (Figura 4.22), a partir da fixação da geometria e da superfície de ruptura considerada. O ângulo de atrito máximo atingido foi  $32^\circ$  e a coesão correspondente foi igual a 1,31 kPa. Por outro lado, verifica-se para ângulo de atrito igual a zero uma coesão máxima de 24,89 kPa.

A partir da curva  $c = f(\phi)$  (Figura 4.22), obteve-se a curva **FS crítico versus  $\phi$**  (Figura 4.23) na qual se observa que nos seus extremos, os pares

de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , com ângulo de atrito nos intervalos de  $0^\circ$  a  $11^\circ$  e  $28^\circ$  a  $32^\circ$ , geraram **FS crítico** inferior a 0,95, valor esse muito abaixo de  $FS = 1,00$ .

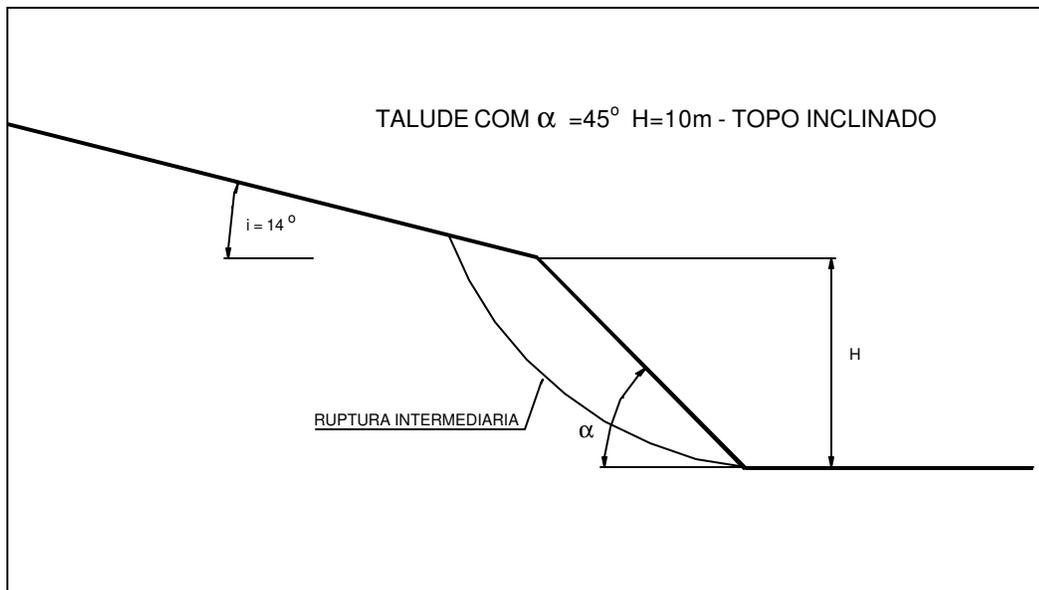


Figura 4.21 – Geometria e ruptura considerada

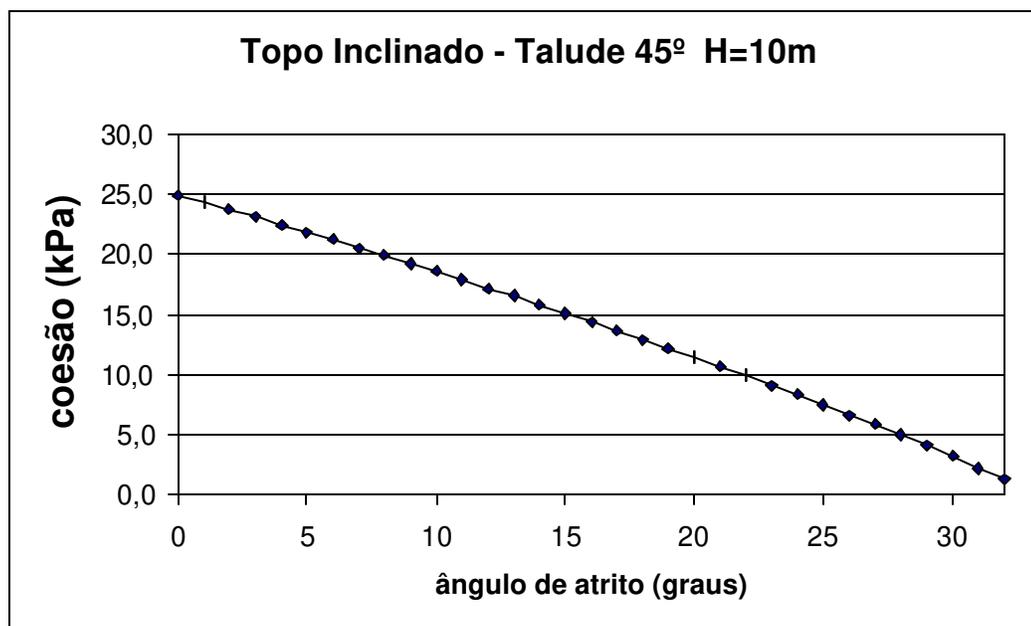


Figura 4.22 - curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  - Ruptura intermediária

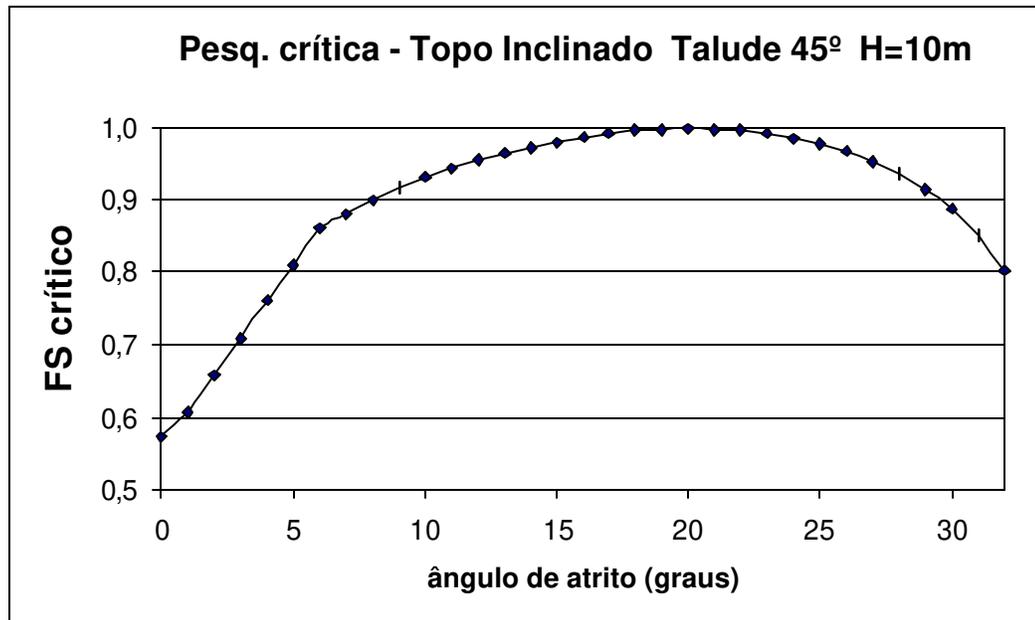


Figura 4.23 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura intermediária.

Observa-se que **FS crítico** variou de 0,95 a 0,99 para os ângulos de atrito nos intervalos de  $12^\circ$  a  $16^\circ$  e  $24^\circ$  a  $27^\circ$ . Entre  $17^\circ$  e  $23^\circ$  **FS crítico** esteve sempre acima de 0,99, sendo que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9995, correspondeu ao par de parâmetros  $c = 11,42$  kPa e  $\phi = 20^\circ$ .

Conforme verificado nos exemplos anteriores, as rupturas críticas geradas pelos demais pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  (Figura 4.24) são diferentes da ruptura considerada como a de campo, o que justifica **FS crítico** com valores menores.

A curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 4.23), no intervalo correspondente aos ângulos de atrito  $0^\circ$  a  $5^\circ$ , apresenta uma mudança significativa de comportamento em relação ao restante da mesma. Como nos exemplos anteriores, as rupturas críticas geradas pelos parâmetros do intervalo acima mencionado pertencem a universos de mínimos diferentes em relação aos ângulos de atrito acima de  $5^\circ$ , o que gera superfícies com características distintas conforme se pode verificar na Figura 4.24.

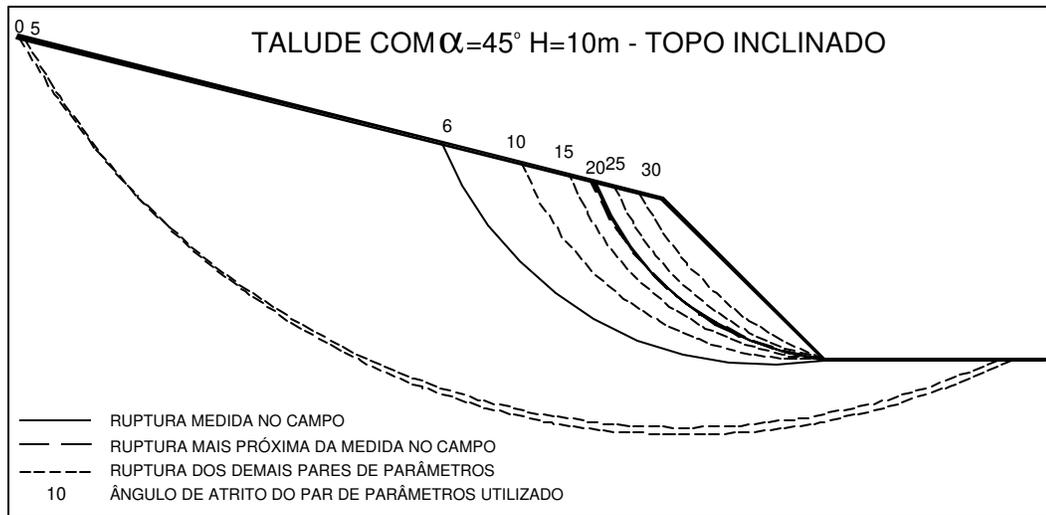


Figura 4.24 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura intermediária

Neste exemplo, ao se considerar  $\phi$  5 graus para mais ou para menos do par indicado pela metodologia proposta, conforme Mello (1972), verifica-se que, numericamente, não existe uma variação significativa no valor do **FS crítico**.

### 4.3 Influência da Metodologia Proposta na Estabilização de Taludes

Com relação à utilização dos parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) obtidos através de retroanálise em projetos de estabilização de taludes, Mello (1972) sugere que os valores de  $\phi$  aplicados devem ser estimados dentro de uma imprecisão inferior a  $\pm 5$  graus, obtendo-se a partir do  $\phi$  adotado a coesão correspondente.

Com a finalidade de verificar a influência dessa estimativa no fator de segurança final de taludes estabilizados através de retaludamento, optou-se por simular a estabilização dos taludes analisados nos itens 4.1.3 (talude drenado, topo plano) e 4.2.3 (talude drenado, topo inclinado).

### 4.3.1 Estabilização do Talude Drenado com Topo Plano.

Utilizando-se os parâmetros de resistência indicados pela metodologia proposta ( $c = 12,52$  kPa e  $\phi = 18^\circ$ ), verificou-se qual o retaludamento necessário para elevar em 30% o fator de segurança inicial ( $FS = 1,00$  para  $FS = 1,30$ ), conforme recomenda a NBR11682 (1991). Desta forma, obteve-se o retaludamento 1, o qual é apresentado na Figura 4.25.

Fixada a geometria do retaludamento 1 e utilizando os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  no intervalo de  $\pm 5^\circ$  do par indicado pela metodologia proposta, obtiveram-se os seus respectivos fatores de segurança críticos, os quais são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – FS críticos gerados a partir do retaludamento 1 - Topo plano

$\phi$ (graus)	C (kPa)	FS	Diferença (%)
13	16,19	1,241	-4,8
14	15,47	1,257	-3,5
15	14,75	1,271	-2,4
16	14,01	1,280	-1,6
17	13,27	1,293	-0,6
18	12,52	1,301	
19	11,75	1,312	+0,8
20	10,98	1,317	+1,2
21	10,19	1,322	+1,6
22	09,40	1,325	+1,8
23	08,59	1,327	+2,0

Salienta-se que na Tabela 4.1, a diferença (%) é a relação do fator de segurança crítico ( $FS = 1,30$ ) calculado através dos parâmetros indicados pela metodologia proposta e o fator de segurança crítico obtido através do parâmetro correspondente ao intervalo  $\pm 5^\circ$ .

As diferenças percentuais verificadas na Tabela 4.1 são mais acentuadas quando o ângulo de atrito diminui e a coesão aumenta em relação ao par de parâmetros obtido pela metodologia proposta.

Em uma outra análise, procurou-se quantificar percentualmente as diferenças entre o retaludamento 1 e o retaludamento necessário para se obter  $FS$  crítico = 1,30 utilizando o par de parâmetros com  $\phi$  três graus a menos e a mais do estabelecido pela metodologia proposta. Essa escolha (três graus a menos e a mais) deve-se simplesmente ao fato de estar no centro da faixa proposta por Mello (1972).

Desta forma, obteve-se o retaludamento 2, o qual é apresentado na Figura 4.25, utilizando os parâmetros  $c = 14,75$  kPa e  $\phi = 15^\circ$ , ou seja,  $\phi$  três graus abaixo do estabelecido pela metodologia proposta. Comparando esse retaludamento com o retaludamento 1 (obtido através dos parâmetros indicados pela metodologia proposta) tem-se um acréscimo na área de corte de 4,1%.

Fixando-se o retaludamento 2 e utilizando os parâmetros obtidos pela metodologia propostas ( $c = 12,52$  kPa e  $\phi = 18^\circ$ ) obteve-se  $FS$  crítico = 1,333, ou seja, 2,4% a mais do necessário ( $FS = 1,30$ ).

O mesmo procedimento foi utilizando para os parâmetros de resistência  $c = 10,19$  kPa e  $\phi = 21^\circ$ , ou seja,  $\phi$  três graus acima do estabelecido pela metodologia proposta, obtendo-se o retaludamento 3, o qual pode ser visualizado na Figura 4.25. Neste caso, a comparação deste retaludamento com o retaludamento 1 apontou um decréscimo na área de corte de 0,9%.

Aplicando os parâmetros obtidos pela metodologia proposta ( $c = 12,52$  kPa e  $\phi = 18^\circ$ ) na geometria correspondente ao retaludamento 3, obteve-se  $FS = 1,282$ , ou seja, 1,5% a menos do necessário ( $FS = 1,30$ ).

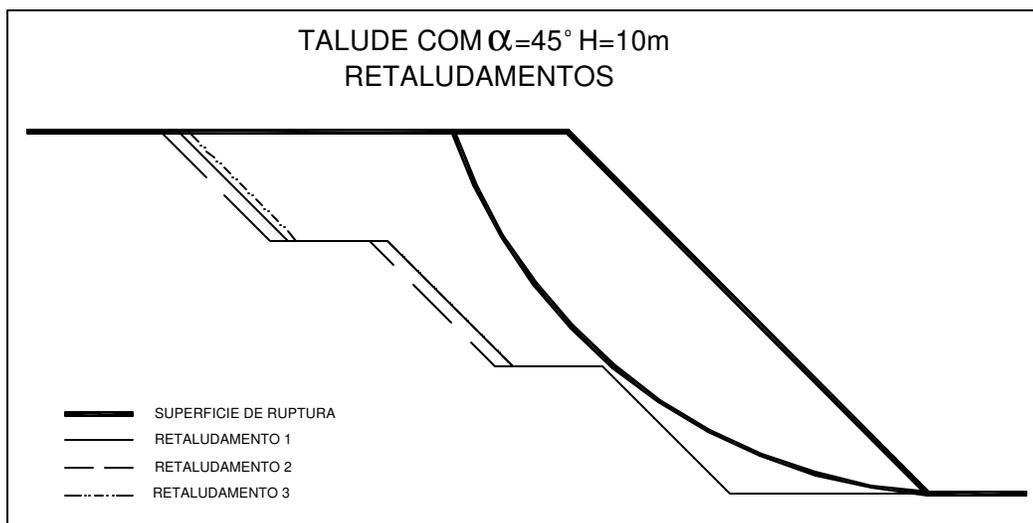


Figura 4.25 – Retaludamento para  $FS = 1,30$  – Topo plano

#### 4.3.2 Estabilização do Talude Drenado com Topo Inclinado.

Nesta análise, foram adotados os mesmos procedimentos aplicados na análise realizada no item 4.3.1. Para tanto, verificou-se qual o retaludamento necessário para elevar em 30% o fator de segurança inicial. Utilizando-se os parâmetros de resistência indicados pela metodologia proposta ( $c = 11,42$  kPa e  $\phi = 20^\circ$ ) obteve-se o retaludamento 1, o qual é apresentado na Figura 4.26.

Fixando-se a geometria do retaludamento 1 e utilizando-se os pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  no intervalo de  $\pm 5^\circ$  do par indicado pela metodologia proposta, obtiveram-se os seus respectivos fatores de segurança críticos, os quais são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – FS críticos gerados a partir do retaludamento 1 - Topo inclinado

$\phi$ (graus)	C (kPa)	FS	Diferença (%)
15	15,09	1,160	-12,7
16	14,38	1,192	-9,6
17	13,65	1,222	-7,0
18	12,92	1,250	-4,5
19	12,17	1,281	-2,0
20	11,42	1,307	
21	10,65	1,336	+2,2
22	09,88	1,363	+4,3
23	09,09	1,388	+6,2
24	08,28	1,413	+8,1
25	0,747	1,430	+9,4

Em relação à análise anterior (talude de topo plano), observa-se um acréscimo considerável nas diferenças percentuais dos fatores de segurança críticos. Quando o ângulo de atrito diminui e a coesão aumenta, observa-se uma variação de -4,8% para -12,60% no valor percentual máximo do fator de segurança. Por outro lado, observa-se um aumento de 2,0% para 9,4% no valor percentual máximo do fator de segurança quando o ângulo de atrito aumenta e a coesão diminui.

Nesta análise, procurou-se, conforme realizado no item anterior, quantificar percentualmente as diferenças entre o retaludamento 1 e o retaludamento necessário para se obter FS crítico = 1,30 utilizando o par de parâmetros três graus a menos e a mais do estabelecido pela metodologia proposta.

Utilizando-se os parâmetros  $c = 13,65 \text{ kPa}$  e  $\phi = 17^\circ$ , ou seja,  $\phi$  três graus abaixo do estabelecido pela metodologia proposta, obteve-se o retaludamento 2, o qual é apresentado na Figura 4.26. Comparando esse retaludamento com o retaludamento 1 (obtido através dos parâmetros indicados pela metodologia proposta) tem-se um acréscimo na área de corte de 19,0%.

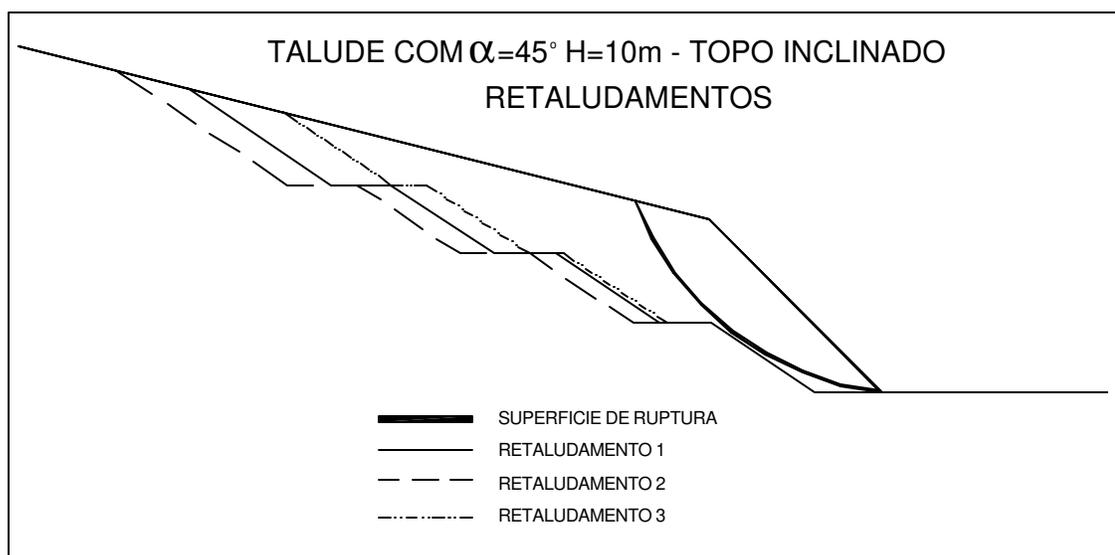


Figura 4.26 – Retaludamento para FS = 1,30 – Topo inclinado

Fixando-se o retaludamento 2 e utilizando os parâmetros obtidos pela metodologia proposta ( $c = 11,42 \text{ kPa}$  e  $\phi = 20^\circ$ ), obteve-se FS crítico = 1,38, ou seja, 5,5% a mais do necessário (FS = 1,30).

O mesmo procedimento para os parâmetros de resistência  $c = 9,09 \text{ kPa}$  e  $\phi = 23^\circ$ , ou seja,  $\phi$  três graus acima do estabelecido pela metodologia proposta, gerou o retaludamento 3, o qual pode ser verificado na Figura 4.26. Neste caso, houve um decréscimo na área de corte de 21,0%, comparado ao retaludamento 1.

Aplicando os parâmetros obtidos pela metodologia proposta ( $c = 11,42$  kPa e  $\phi = 20^\circ$ ) na geometria correspondente ao retaludamento 3, obteve-se  $FS = 1,241$ , ou seja, 5,4% a menos do necessário ( $FS = 1,30$ ).

#### 4.4 Talude com Linha Piezométrica

Neste exemplo, procurou-se verificar a influência de pressões neutras no interior do maciço no comportamento da metodologia proposta. Para tanto, foi realizada retroanálise de ruptura em talude homogêneo com linha piezométrica definida através dos critérios de Sharp, apud Hoek (1972).

A geometria do talude, a linha piezométrica estabelecida e a ruptura considerada como sendo a medida em campo estão representadas na Figura 4.27.

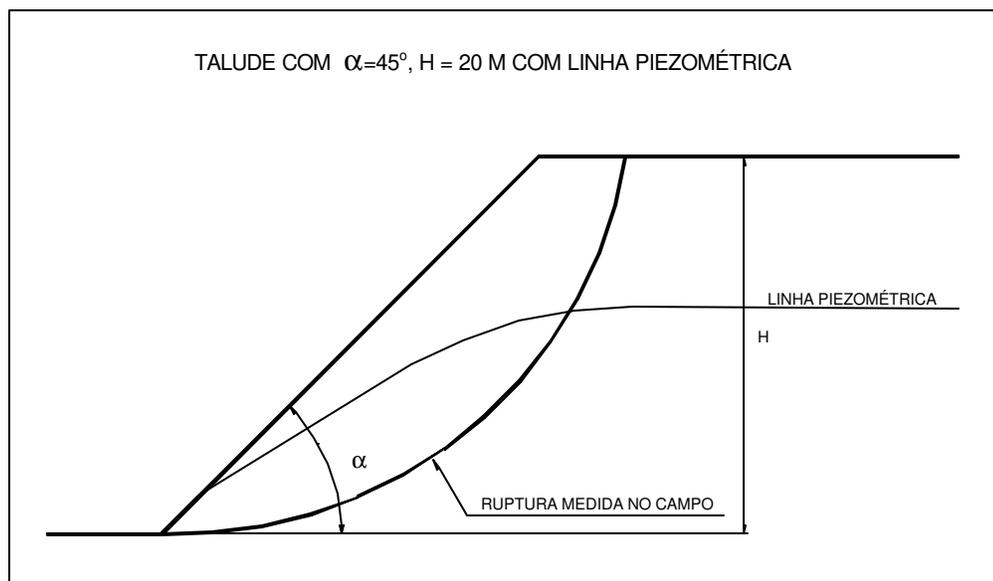


Figura 4.27 – Geometria, L.P. e Ruptura considerada

Através da retroanálise da ruptura acima mencionada, segundo a metodologia proposta, obteve-se a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  (Figura 4.28). A análise dessa curva permite observar que, para ângulo de atrito igual a zero, a coesão correspondente é 49,83 kPa e para o máximo ângulo de atrito,  $43^\circ$ , a coesão é igual a 1,41 kPa.

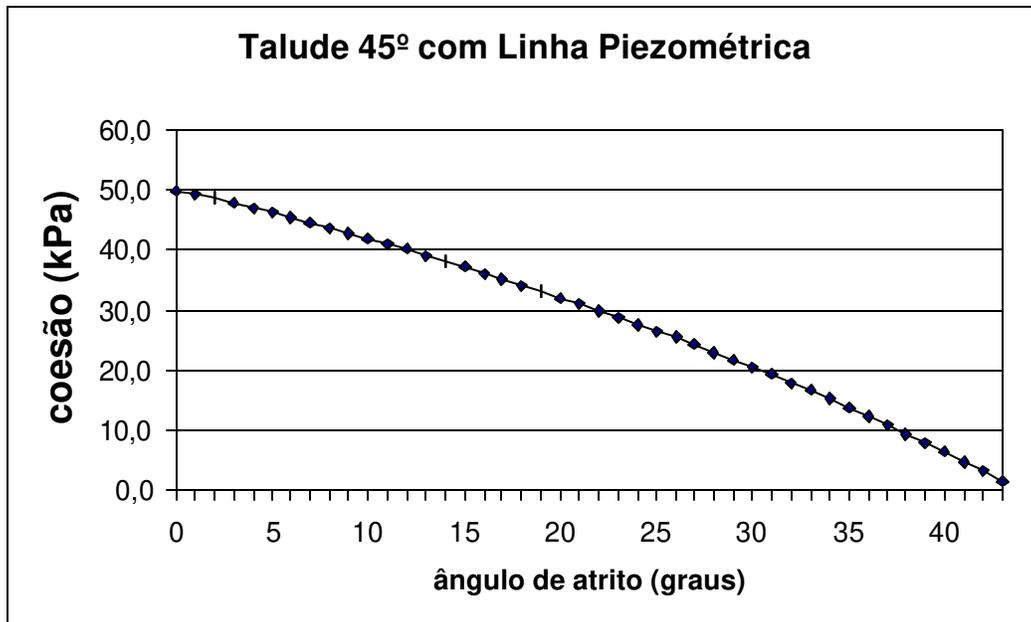


Figura 4.28 - Curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  -Talude com linha piezométrica.

A partir da curva  $c = f(\phi)$  (Figura 4.28), obteve-se a curva **FS crítico versus  $\phi$**  (Figura 4.29) conforme a metodologia proposta. Nesta curva, verifica-se que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9998, ou seja, aquela que mais se aproxima numericamente do FS unitário, corresponde ao par de parâmetros  $c = 26,48$  kPa e  $\phi = 25^\circ$ .

Na Figura 4.30 pode-se observar que a ruptura crítica, gerada pelo par de parâmetros indicado pela metodologia proposta, é aquela que mais se aproxima graficamente da ruptura considerada como a de campo. Além disso, verifica-se que as demais rupturas críticas, geradas através dos outros pares de parâmetros da curva

$c = f(\phi)$ , se afastam da ruptura medida em campo e os valores dos seus FS críticos diminuem em relação ao FS unitário.

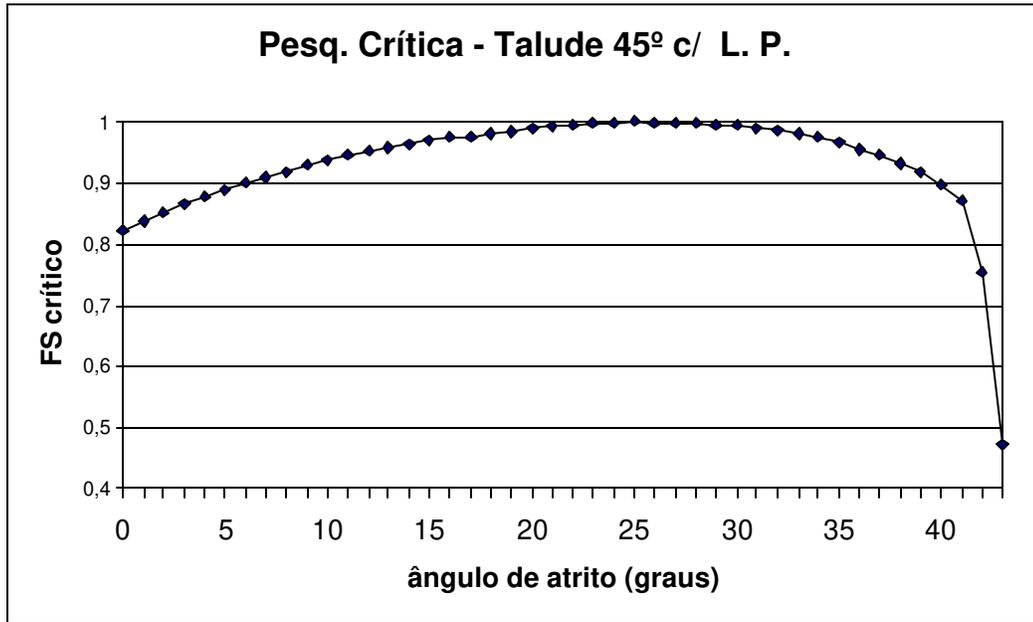


Figura 4.29 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Talude com linha piezométrica.

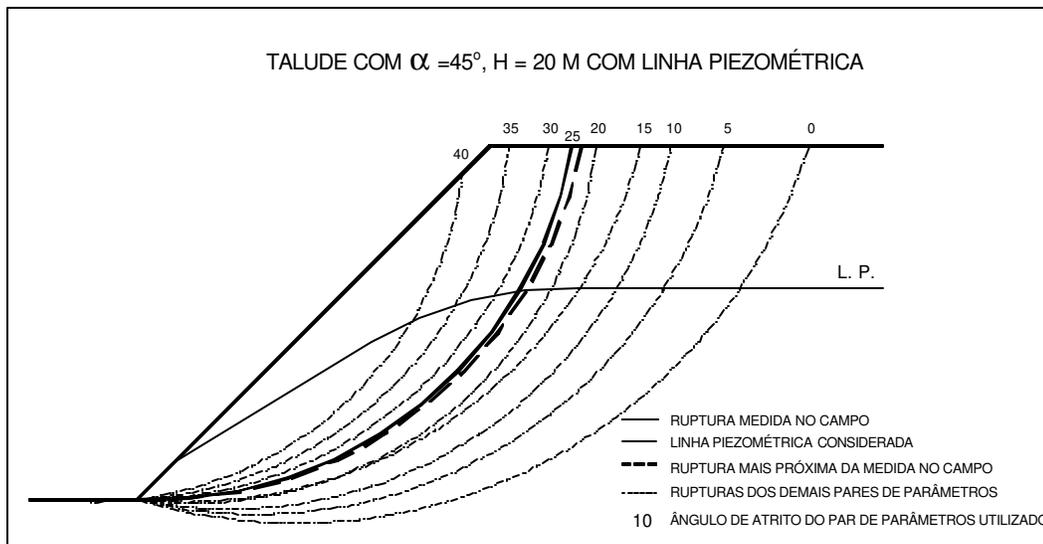


Figura 4.30 – Superfícies das rupturas críticas da curva  $c = f(\phi)$  - Talude com linha piezométrica

## 4.5 Considerações Sobre os Resultados Obtidos

Através das retroanálises realizadas nos itens 4.1 e 4.2, conforme a metodologia proposta, pode-se verificar que embora as curvas **FS crítico** *versus*  $\phi$  sejam bem distintas, todas possuem um único ponto máximo, o qual corresponde ao **FS crítico** com valor numérico mais próximo de 1,00 e cuja superfície de ruptura crítica mais se aproxima da superfície de ruptura considerada como a de campo.

Isto posto, pode-se constatar que a partir das curvas  $c = f(\phi)$  é possível, através da metodologia proposta, indicar o par de parâmetros que melhor representa os parâmetros de resistência médios equivalentes do talude no momento da ruptura, independentemente da sua geometria e do tipo de material que compõe o talude.

Nas análises de estabilidade dos retaludamentos apresentados no item 4.3.1, para  $FS = 1,30$  (talude com topo plano) utilizou-se como parâmetros de resistência dos solos os pares de parâmetros com  $\phi$  três graus abaixo e também acima do estabelecido pela metodologia proposta. Os resultados obtidos apontam pequenas diferenças percentuais na área de corte (+4,1% e -0,9%) em relação ao retaludamento que utilizou os parâmetros da metodologia proposta.

Entretanto, nas análises de estabilidade dos retaludamentos apresentados no item 4.3.2 (talude de topo inclinado), as quais foram realizadas com os mesmos procedimentos do item 4.3.1, verificam-se diferenças percentuais significativas nas áreas de corte (+19,0% e -21,0%).

Baseado nos resultados dessas análises, observa-se que a escolha de um dos vários pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , mesmo que próximo do par que melhor representa as condições de resistência no instante da ruptura, conforme sugerido por Mello (1972), pode acarretar, dependendo da geometria do talude, ações mais ou

menos severas para a estabilização do talude analisado. No caso específico da estabilização através de retaludamento, isto significa acréscimos ou decréscimos nas áreas de cortes com conseqüente aumento ou diminuição do fator de segurança real em relação ao estabelecido inicialmente.

Sendo assim, dependendo da geometria do talude, a obtenção dos seus parâmetros de resistência médios equivalentes, através de retroanálise, visando a sua estabilização de forma mais otimizada, depende de uma metodologia capaz de apontar qual dos pares de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$  que melhor representa a resistência média dos solos envolvidos no instante da ruptura e que possa ser implementada nos *softwares* de análise de estabilidade de taludes.

Finalmente, analisando os resultados da retroanálise apresentada no item 4.4 e de outras simulações feitas, pode-se concluir que a presença de pressões neutras no interior do maciço não afeta o desempenho e a eficiência da metodologia proposta.

## CAPÍTULO 5

### RESULTADOS OBTIDOS EM CASOS REAIS

Com o objetivo de verificar o comportamento e o desempenho da metodologia proposta perante casos reais de ruptura de taludes, foram realizadas retroanálises de duas rupturas, a primeira situada na Rodovia Engenheiro Thales de Lorena Peixoto, SP 318, km 261 e a segunda na Rodovia Régis Bittencourt, BR 116, km 368 - SP.

Na primeira retroanálise, os dados referentes ao talude, condições de pressão neutra e parâmetros de resistência foram obtidos através de um estudo detalhado de ruptura, disponível em bibliografia. Já para o segundo caso, os dados acima mencionados foram obtidos através de levantamentos de campo e ensaios de laboratório, os quais foram realizados especificamente para esta análise.

A idéia básica é verificar se os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) resultantes da metodologia proposta, os quais correspondem aos parâmetros médios equivalentes de resistência do maciço no instante da ruptura, estão dentro da faixa de variação de resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento, obtidos a partir de amostras indeformadas na umidade natural e na condição inundada.

## **5.1 Retroanálise da Ruptura Situada na Rodovia Engenheiro Thales de Lorena Peixoto, SP 318 - km 261.**

Inicialmente, foi realizada pesquisa bibliográfica com o objetivo de encontrar na literatura um estudo detalhado de ruptura em talude homogêneo, onde fosse bem conhecida a geometria externa e interna do talude, a superfície de ruptura e as pressões neutras no instante da ruptura. Além disto, que apresentassem resultados de ensaios laboratoriais de resistência dos solos envolvidos realizados com amostras na umidade natural e na condição inundada ou saturada.

Após a apreciação de alguns estudos publicados, escolheu-se o trabalho apresentado por Cancino Calle (2000), que realizou análise da ruptura de talude em solo não saturado situado no km 261 da Rodovia Engenheiro Thales de Lorena Peixoto, SP 318, que liga São Carlos a Ribeirão Preto, o qual atende perfeitamente as necessidades mencionadas.

No referido trabalho, algumas propriedades dos solos envolvidos foram determinadas, tais como resistência ao cisalhamento através de ensaios triaxiais convencionais e com controle de sucção matricial, condutividade hidráulica saturada e não saturada e curva de retenção, além de medidas em campo da sucção matricial durante um ano.

Naquele trabalho análises paramétricas foram realizadas com o objetivo de avaliar o efeito da precipitação pluviométrica na mudança do perfil de sucção matricial do terreno e suas implicações na resistência desse material e, conseqüentemente, na estabilidade do talude.

### 5.1.1 Caracterização Geológico-Geotécnica

Na região do escorregamento, ocorrem basaltos da formação Serra Geral sobrejacente à formação Botucatu. As rochas da formação Serra Geral são constituídas de derrames basálticos que se intercalam com arenitos pertencentes à formação Botucatu, unidade basicamente composta por arenitos de granulação fina a média.

Segundo Cancino Calle (2000), a partir das informações de duas sondagens de simples reconhecimento, com medidas de SPT, pode-se traçar o perfil do talude (Figura 5.1), o qual é constituído de solo praticamente homogêneo, composto de areia argilo-siltosa marrom de baixa compactidade, com SPT variando entre 4 golpes no topo e 13 golpes na base e grau de saturação da ordem de 55%.

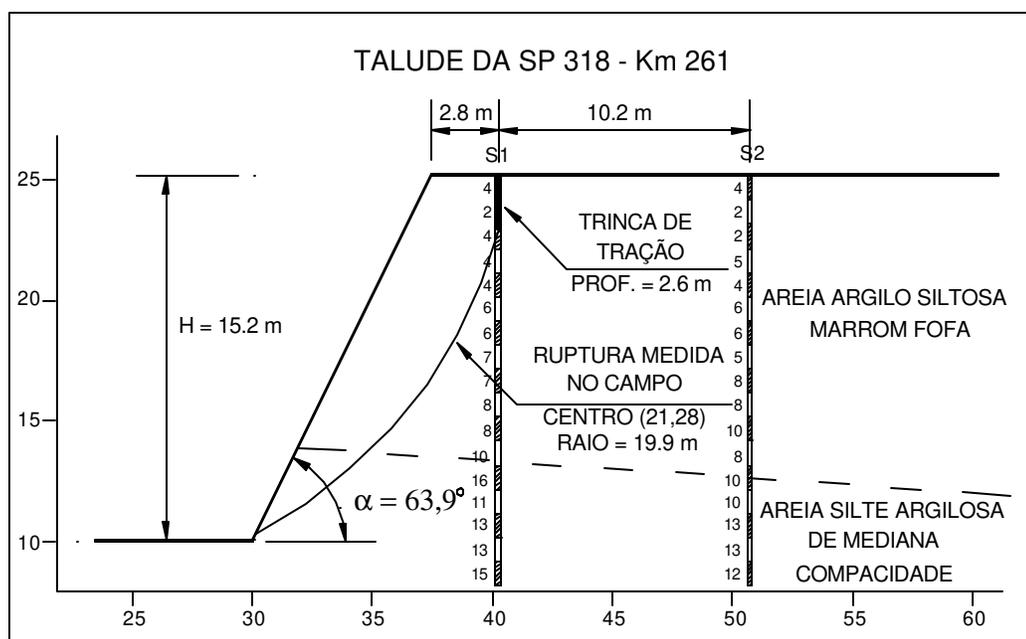


Figura 5.1 - Perfil do talude e ruptura medida em campo  
(Fonte: Cancino Calle, 2000)

Na ocasião dos estudos, o talude apresentava-se com altura de 15,2 m, inclinação de 63,9° e uma fenda de tração com cerca de 2,6 m de profundidade, posicionada a 2,8 m da crista do talude. A ruptura medida em campo desenvolveu-se de forma aproximadamente circular, passando pela base da fenda de tração e próximo ao pé do talude.

### 5.1.2 Ensaio de Caracterização e Resistência Realizados

Segundo Cancino Calle (2000), os ensaios de caracterização e de resistência ao cisalhamento foram realizados a partir de amostras indeformadas coletadas na região próxima ao topo e à base do talude, a uma profundidade de 1,5 m em relação à superfície do terreno.

Os índices físicos médios obtidos a partir do material extraído das amostras indeformadas são apresentados na Tabela 5.1

Tabela 5.1 – Resultado dos ensaios de caracterização – amostras do topo e base do talude (Fonte: Cancino Calle, 2000).

	<b>w (%)</b>	<b><math>\rho</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\rho_s</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>e</b>	<b>Sr (%)</b>
Amostra do Topo	21,5	1.6	2.9	1.32	1.20	52.1
Amostra da Base	16.9	1.8	2.9	1.54	0.88	55,5

Onde: **w** é a umidade do solo;  **$\rho$**  é a massa específica do solo;  **$\rho_s$**  é massa específica dos sólidos;  **$\rho_d$**  é a massa específica seca; **e** é o índice de vazios do solo; e **Sr** é o grau de saturação do solo.

De acordo com Cancino Calle (2000), os parâmetros de resistência ao cisalhamento do talude analisado foram determinados a partir de ensaios triaxiais convencionais, saturados (CD) e não saturados (UU), além de ensaios triaxiais com controle de sucção matricial.

As envoltórias de resistência obtidas dos ensaios triaxiais drenados (CD), e não drenados (UU) foram geradas a partir do critério de Mohr Coulumb e do conceito de tensões efetivas proposto por Terzaghi.

Segundo o autor, foram realizados treze ensaios triaxiais lentos (CD), saturados por contra pressão (seis corpos de prova da amostra indeformada do topo e sete da base) e doze ensaios triaxiais rápidos (UU) em amostras com teor de umidade natural (seis corpos de prova da amostra indeformada do topo e seis da base).

Os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) obtidos, considerando-se as tensões máximas registradas, são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros de Resistência obtidos através dos Ensaios Triaxiais CD e UU (Fonte: Cancino Calle, 2000).

	Amostra do Topo		Amostra da Base	
	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (Graus)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (Graus)
Ensaio UU (Umidade Natural)	11,0	22,3	68,9	24,1
Ensaio CD (Saturado)	0,0	35,0	37,2	25,7

As resistências ao cisalhamento obtidas através de ensaios triaxiais com controle da sucção, apresentadas em Cancino Calle (2000), não foram utilizadas nesta

análise em virtude de envolverem parâmetros diferentes dos utilizados pelo critério de Mohr Coulumb.

### **5.1.3 Retroanálise Aplicando-se a Metodologia Proposta**

De acordo com Cancino Calle (2000), a ruptura medida em campo se desenvolveu de forma aproximadamente circular a partir da base da fenda de tração até próximo ao pé do talude. Adotado o sistema de coordenadas apresentado na Figura 5.1, a superfície de ruptura circular com centro nas coordenadas (21,0;28,0) e raio de 19,9 m foi definida como sendo a medida em campo.

Segundo o autor, foram realizadas pesquisas da superfície de ruptura crítica do referido talude, considerando, além dos parâmetros de resistência apresentados na Tabela 5.2, perfil homogêneo sem fendas de tração e com fendas de tração secas e com água. A superfície de ruptura com centro nas coordenadas (19,1;29,4) e raio de 22,1 m, na condição de fenda de tração com água, mostrou ser a mais crítica entre as pesquisadas.

A superfície crítica mencionada foi a que mais se aproximou geometricamente da ruptura medida em campo e seu fator de segurança foi ligeiramente inferior, ou seja, mais crítico. Sendo assim, o autor adotou essa superfície de ruptura (centro nas coordenadas (19,1;29,4) e raio de 22,1 m), como sendo a ruptura considerada ao longo dos estudos realizados.

Em função do exposto nos parágrafos anteriores, optou-se por retroanalisar, através da metodologia proposta neste trabalho, a superfície de ruptura efetivamente medida no campo e a superfície de ruptura adotada por Cancino Calle. Os resultados dessas retroanálises são apresentados a seguir.

Alerta-se que, embora a metodologia proposta possa ser, teoricamente, aplicada em taludes com fendas de tração, as retroanálises apresentadas a seguir foram realizadas considerando o talude homogêneo e sem fendas de tração, uma vez que a rotina computacional necessária não está disponível atualmente no *software* IPT-ESTAB1.

### 5.1.3.1 Retroanálise da Ruptura Medida no Campo

Considerando a geometria do talude e a ruptura medida em campo (centro nas coordenadas 21,0;28,0 e raio de 19,9 m) apresentadas na Figura 5.1, aplicou-se a metodologia proposta, descrita no capítulo 3, e obteve-se a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  (Figura 5.2).

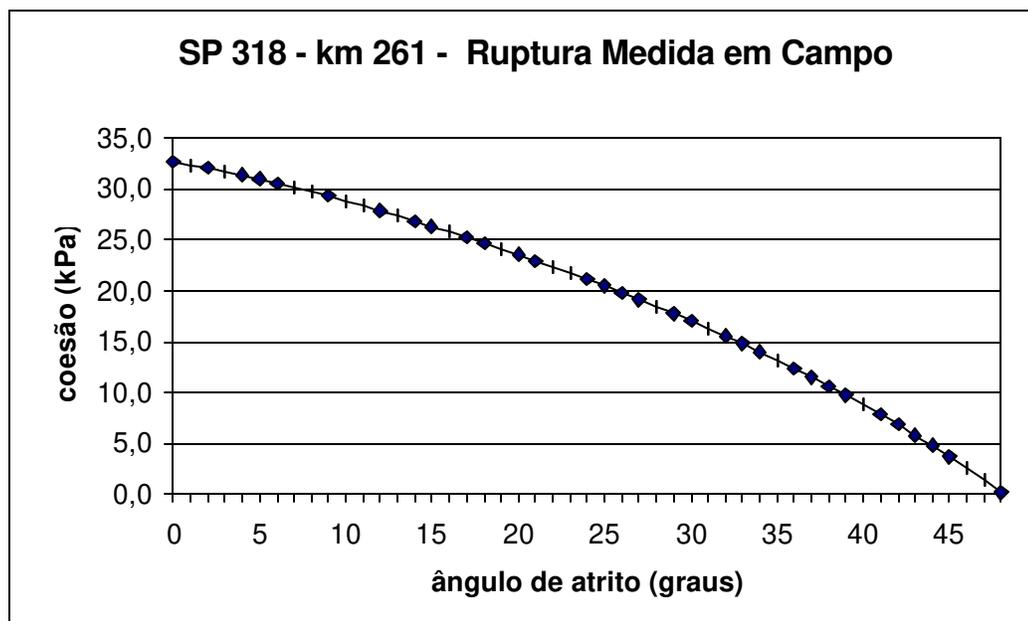


Figura 5.2 - Curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  - Ruptura medida em campo

Através da Figura 5.2, pode-se observar que o intervalo referente ao ângulo de atrito que satisfaz condição de  $FS = 1,00$  vai de zero até 48 graus, o que caracteriza uma extensa gama de possibilidades.

A partir da curva  $c = f(\phi)$  gerada, obteve-se a curva **FS crítico versus  $\phi$**  (Figura 5.3). Nessa curva, verifica-se que o pico máximo atingido, **FS crítico** = 0,9863, corresponde à ruptura com centro nas coordenadas (17,92;30,52) e raio de 23,81 m, ou seja, diferente da ruptura medida no campo (centro nas coordenadas (21,0;28,0) e raio de 19,9 m), porém geometricamente próxima.

A diferença do **FS crítico** em relação ao pico máximo teórico ( $FS = 1,00$ ) é de 0,0137. Esta diferença é numericamente pequena, podendo ser causada pelas aproximações introduzidas pelo modelo de cálculo adotado, por aproximações numéricas e por imperfeições no levantamento da geometria do talude e/ou da superfície de ruptura medida no campo.

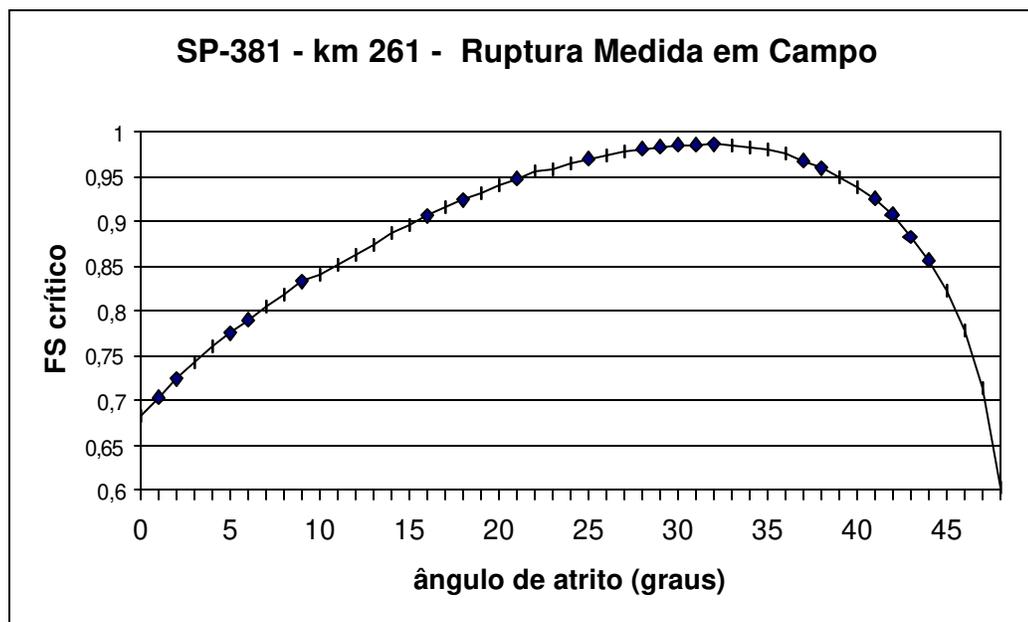


Figura 5.3 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura medida em campo

Considerando os resultados da Figura 5.3, obtidos a partir da metodologia proposta, pode-se concluir que os parâmetros de resistência médios equivalentes do referido talude no instante da ruptura eram  $c = 15,6$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ .

### 5.1.3.2 Retroanálise da Ruptura Adotada

A retroanálise que se segue foi realizada a partir da ruptura com centro nas coordenadas (19,1;29,4) e raio de 22,1 m, a qual foi adotada por Cancino Calle (2000). Aplicando-se a metodologia proposta, obteve-se a curva  $c = f(\phi)$ , apresentada na Figura 5.4

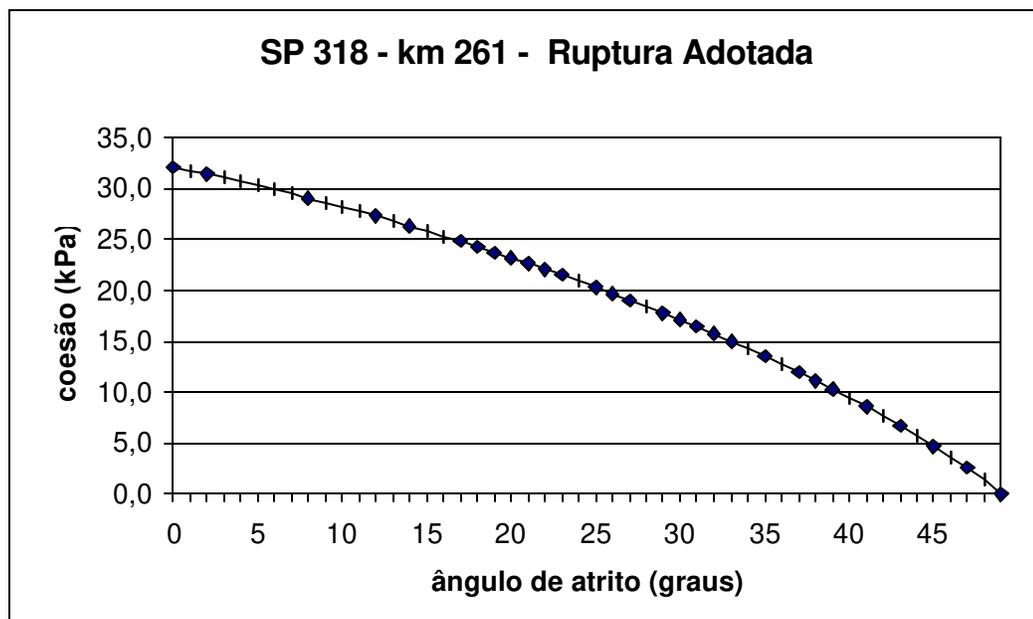


Figura 5.4 - Curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 - Ruptura adotada

Na Figura 5.4, pode-se observar o extenso conjunto de pares de parâmetros que satisfazem a condição de  $FS = 1,00$ . O intervalo referente ao ângulo de atrito vai de zero até 49 graus, semelhante à retroanálise apresentada no item anterior.

A curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 5.5), gerada a partir curva  $c = f(\phi)$ , correspondente, tem como pico máximo **FS crítico** = 0,9910, para a ruptura com centro nas coordenadas (17,0;31,0) e raio de 24,7 m. Esta ruptura apresenta-se geometricamente muito próxima da ruptura teórica assumida (centro nas coordenadas (19,1; 29,4) e raio de 22,1 m ).

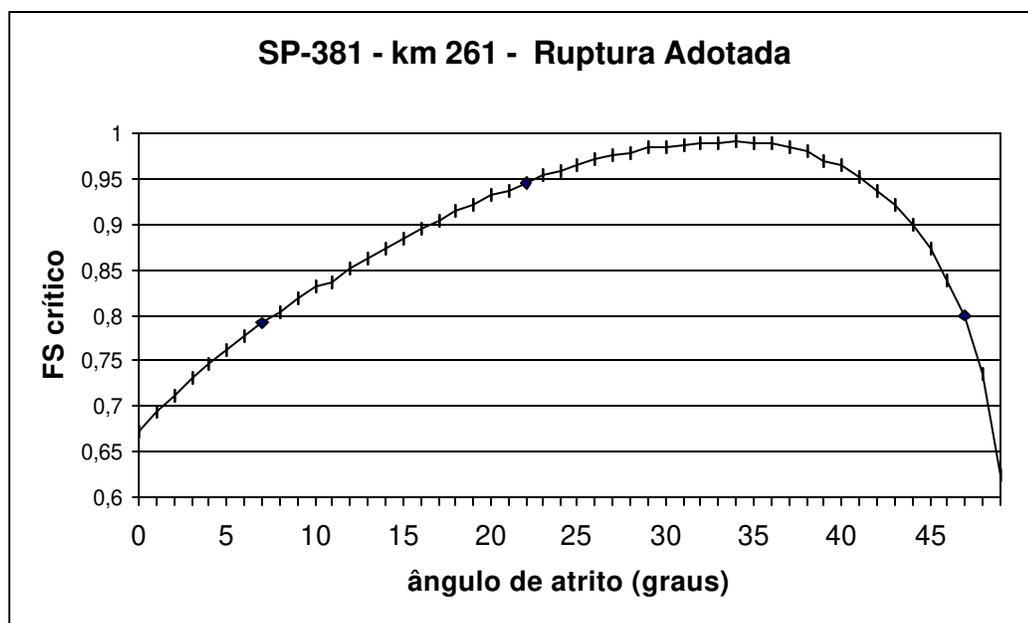


Figura 5.5 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - Ruptura adotada

A diferença registrada no **FS crítico** em relação ao pico máximo teórico ( $FS = 1,00$ ) foi de 0,009, ou seja, inferior à diferença encontrada na retroanálise da superfície de ruptura medida no campo (0,0137). Esta maior aproximação em relação ao pico máximo teórico vem do fato de que a ruptura adotada foi gerada a partir de

resultados de pesquisa da superfície de ruptura crítica realizada por Cancino Calle (2000).

Através da aplicação da metodologia proposta, obtiveram-se os parâmetros  $c = 14,3$  kPa e  $\phi = 34^\circ$ , os quais representam os parâmetros de resistência médios equivalentes do referido talude no instante da ruptura, conforme demonstrado na Figura 5.5.

#### 5.1.4 Considerações Sobre os Resultados Obtidos

Perante o caso real retroanalisado, a metodologia proposta neste trabalho comportou-se de forma adequada, gerando as curvas apresentadas nas Figuras 5.4 e 5.5 de forma semelhante aos casos simulados apresentados no capítulo 4. Os resultados obtidos através dessas curvas mostraram-se compatíveis com a ruptura observada no campo, ou seja, ruptura rasa típica de talude com material predominantemente arenoso.

Procurou-se também verificar se os parâmetros de resistência médios equivalentes do talude em questão, obtidos através da metodologia proposta, conforme o item 5.1.3, estão coerentes com os resultados dos ensaios de resistência apresentados no item 5.1.2.

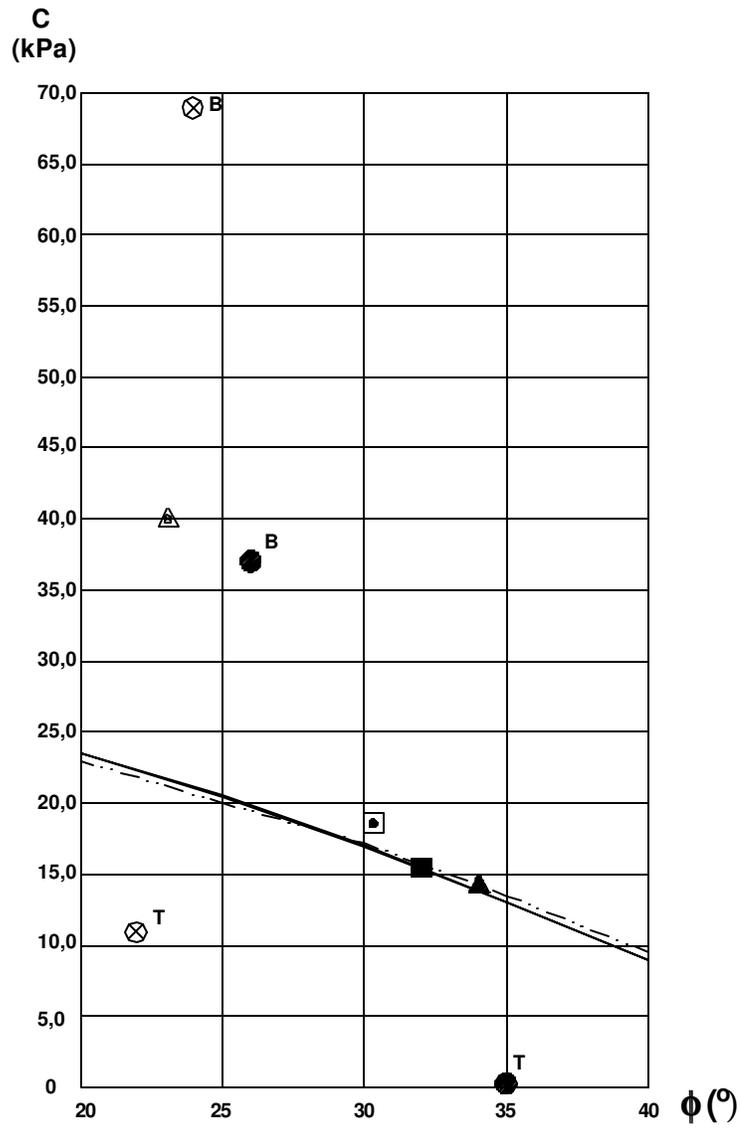
Para tanto, foram *plotados* simultaneamente, conforme apresentado na Figura 5.6, os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) obtidos através dos ensaios triaxiais convencionais (UU e CD) realizados (Tabela 5.2), a média de cada tipo de ensaio considerando amostras do topo e da base do talude, as curvas  $c = f(\phi)$  referentes as rupturas de campo e adotada (Figuras 5.2 e 5.4 respectivamente), além dos parâmetros de resistência médios equivalentes do talude gerados pela metodologia proposta.

Através da Figura 5.6 pode-se constatar que:

1. os pontos referentes aos ensaios de laboratório estão relativamente dispersos;
2. as curvas  $c = f(\phi)$  estão situadas acima dos resultados dos ensaios relativos às amostras do topo do talude e abaixo dos ensaios referentes às amostras da base do talude;
3. as curvas  $c = f(\phi)$  referentes às rupturas de campo e adotada, são praticamente idênticas, porém seus respectivos parâmetros médios equivalentes indicados pela metodologia proposta são diferentes ( $(c = 15,6 \text{ kPa e } \phi = 32^\circ)$  e  $(c = 14,3 \text{ kPa e } \phi = 34^\circ)$ ). Salienta-se que, embora sejam diferentes, estão próximos; e
4. O ponto médio dos ensaios não drenados (amostras na umidade natural do topo e da base) correspondente à  $c = 40,0 \text{ kPa e } \phi = 23^\circ$  e está acima e distante das curvas  $c = f(\phi)$ . Já o ponto médio dos ensaios drenados igual a  $c = 18,5 \text{ kPa e } \phi = 31,5^\circ$  (amostras saturadas por contra pressão do topo e da base do talude) encontra-se ligeiramente acima das curvas  $c = f(\phi)$  e próximo ao ponto indicado pela metodologia proposta referente à ruptura medida em campo ( $c = 15,6 \text{ kPa e } \phi = 32^\circ$ ). Cabe salientar que a adoção da média simples na análise pode ser justificada observando-se a Figura 5.7, onde se constata que o SPT dos solos envolvidos cresce de maneira aproximadamente linear com a profundidade e, portanto, permite presumir-se que a resistência também apresenta o mesmo tipo de comportamento.

A partir destas constatações, embora o número de ensaios de resistência realizados seja reduzido e seus resultados apresentem uma certa dispersão, pode-se concluir que os resultados obtidos pela metodologia proposta neste trabalho, principalmente aqueles relativos à ruptura efetivamente medida no campo, estão consistentes com os resultados médios dos ensaios de resistência realizados.

Finalmente, lembra-se que os parâmetros de resistência adquiridos por retroanálises representam as resistências médias equivalentes ao comportamento do talude como um todo no instante da ruptura e não a resistência desse ou daquele solo que compõe o talude. Isto posto, e em função das constatações mencionadas nos parágrafos anteriores, entende-se que, para o talude analisado, a metodologia proposta apresentou o desempenho esperado e foi eficiente.



ENVOLTÓRIAS INDIVIDUAIS	ENSAIOS	MÉDIA DO TOPO E BASE
	TRIXIAL (UU) - UMID. NAT.	
	TRIXIAL (CD) - SATURADO	
T - AMOSTRA DO TOPO DO TALUDE B - AMOSTRA DA BASE DO TALUDE		
— CURVA $C = f(\phi)$ p/ FS = 1,00 - RUP. MEDIDA NO CAMPO		
- - - CURVA $C = f(\phi)$ p/ FS = 1,00 - RUP. TEÓRICA ADOTADA		
RETROANÁLISE PARÂMETROS MÉDIOS - RUP. MEDIDA NO CAMPO		
RETROANÁLISE PARÂMETROS MÉDIOS - RUP. ADOTADA		

Figura 5.6 – Análise dos parâmetros de resistência do talude.

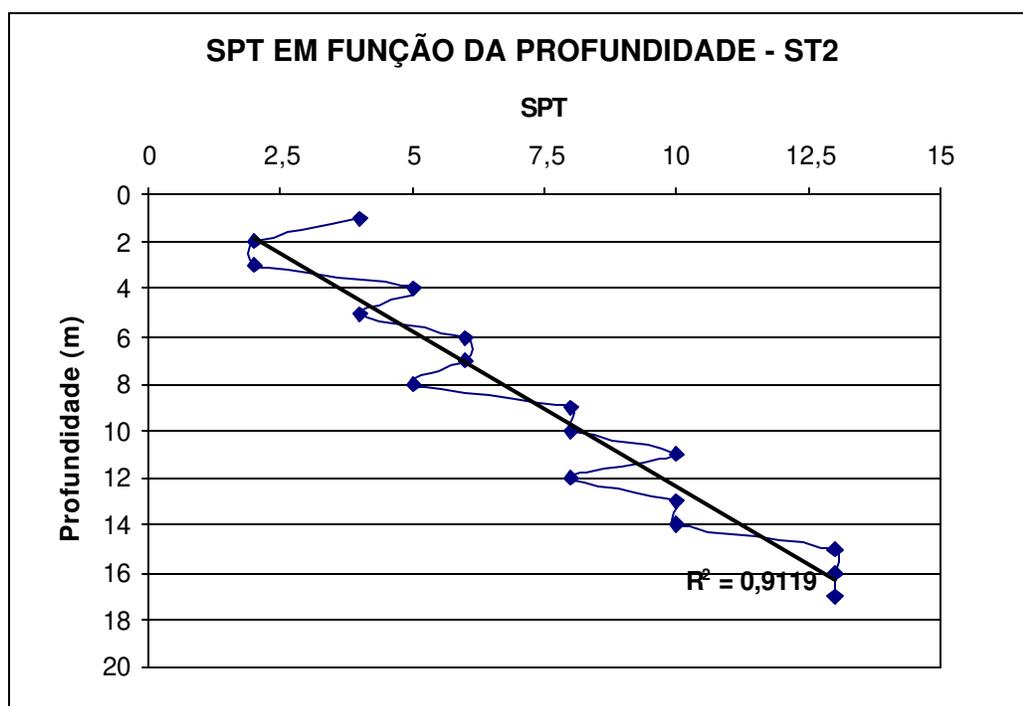
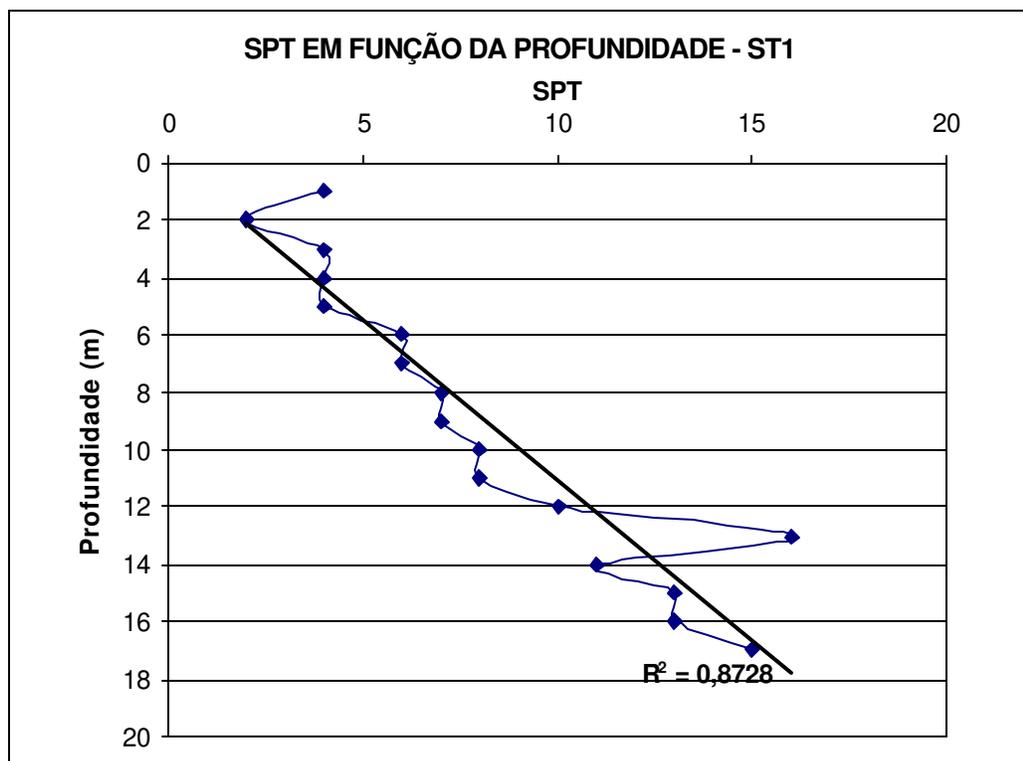


Figura 5.7 – SPT em função da profundidade

## **5.2 Retroanálise da Ruptura Situada na Rodovia Régis Bittencourt, BR 116, km 368 - SP.**

O objetivo desta retroanálise é verificar o comportamento e o desempenho da metodologia proposta perante à ruptura ocorrida na Rodovia Régis Bittencourt, BR-116, km 368, Município de Miracatu - SP.

Para tanto, foi levantado o histórico referente às rupturas ocorridas e pesquisado os índices pluviométricos registrados na ocasião das instabilizações. Levantamentos de campo foram realizados, definindo-se as geometrias do talude e da ruptura, além da caracterização geológico-geotécnica do maciço. Amostras indeformadas foram coletadas no campo e ensaios de resistência foram realizados com o propósito de determinar os parâmetros de resistência dos solos envolvidos. Finalmente, foram aplicadas as técnicas de retroanálises através da metodologia proposta.

### **5.2.1 Histórico das Rupturas**

Através das informações prestadas pelos Eng<sup>os</sup> Ademir Marques e Hildeir Amorim Fagundes, do Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre – DINIT, pôde-se ter uma visão detalhada da seqüência dos acontecimentos que culminaram com a ruptura apresentada nas Fotos 5.1 e 5.2.



Foto 5.1 - Talude – BR 116 – km 368 – Vista frontal da ruptura geral ocorrida em 14/08/2001



Foto 5.2 - Talude – BR 116 – km 368 – Vista lateral da ruptura geral ocorrida em 14/08/2001

Conforme os depoimentos, para a duplicação da rodovia foi executado, em 1999, um corte em encosta natural, o qual deu origem a um talude com altura máxima de aproximadamente 60,0 m, com quatro bermas de alívio intermediárias e inclinação média de 45 graus. Em 26/07/2001, após chuvas prolongadas, ocorreu uma ruptura de pequeno a médio porte na porção inferior do talude que se desenvolveu a partir da primeira berma até a base do talude (altura aproximada de 10,5 m), interditando parcialmente a pista da rodovia no sentido Paraná-São Paulo. A geometria do talude e a provável superfície de escorregamento podem ser visualizadas na Figura 5.8.

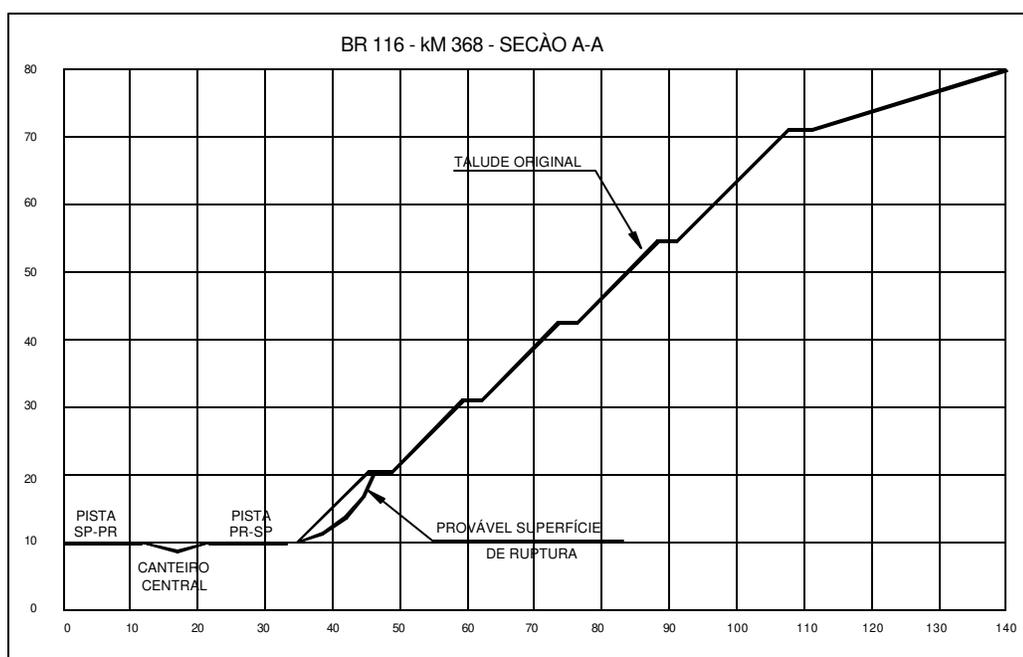


Figura 5.8 – Geometria do talude e provável ruptura ocorrida em 26/07/2001.

Na ocasião da ruptura, não foram observadas surgências de água na região próxima à base do talude, apesar de o material rompido apresentar-se com umidade elevada.

Devido à urgência da liberação da pista, o material rompido foi retirado e o talude passou a ter nova configuração, ou seja, com a eliminação da primeira berma, a porção inferior do talude continuou a ter inclinação média de 45 graus, porém com altura próxima a 21,0 m (Figura 5.9).

Após novas precipitações pluviométricas, no dia 14/08/2001, ocorreu nova ruptura do maciço. Essa ruptura, de forma aproximadamente circular, desenvolveu-se a partir do topo do talude até a região próxima à sua base, interditando totalmente a pista no sentido Paraná-São Paulo e parte do canteiro central. Conforme os depoimentos colhidos, essa ruptura ocorreu em um único evento, englobando os horizontes superficiais do talude que apresentavam trincas de tração e abatimentos.

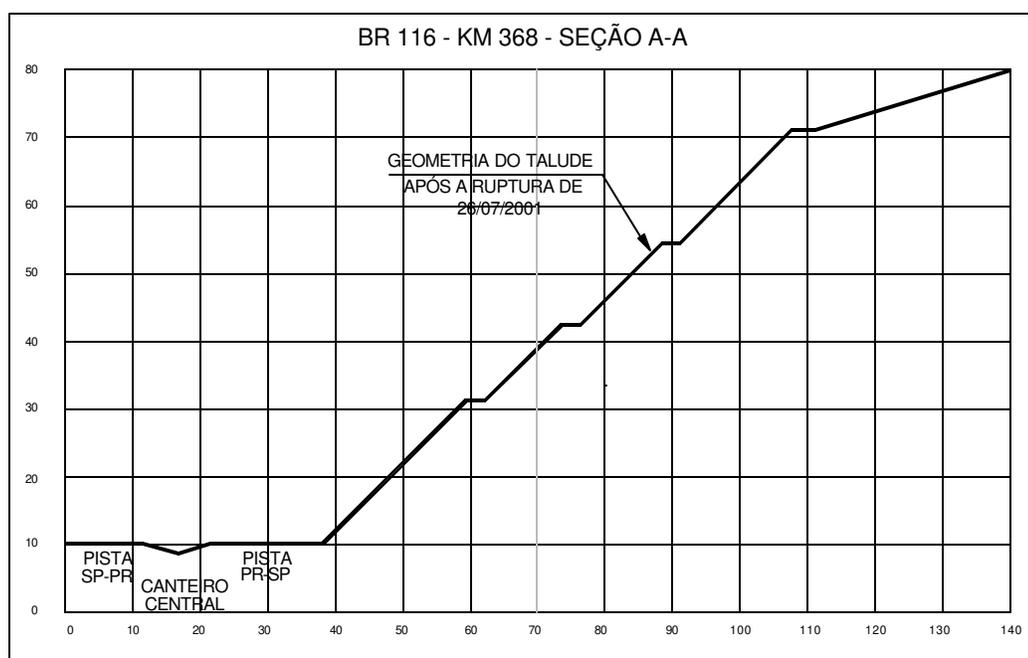


Figura 5.9 – Geometria do talude após a ruptura ocorrida em 26/07/2001

Na ocasião, não foram observados pontos de surgência d'água na região próxima à base do talude e o material rompido não apresentava, aparentemente, o mesmo grau de saturação da primeira ruptura.

Ainda segundo os depoimentos colhidos, a cicatriz de ruptura não sofreu modificações significativas após 14/08/2001. Até fevereiro de 2003, quando foram encerradas as atividades de campo referentes a este trabalho, a cicatriz mantinha-se estável, sem apresentar novas evoluções.

## 5.2.2 Caracterização Geológico-Geotécnica da Ruptura

O talude de corte afetado ocupa setor de encosta na margem esquerda do Rio São Lourenço. A face da encosta voltada para a rodovia tem direção média N45°E, com mergulho para noroeste e apresenta amplitude total de cerca de 140 metros (entre as cotas 20 e 160 aproximadamente) com declividade média entre 30° e 35°. A montante da cicatriz de ruptura, observa-se uma linha de transmissão de alta tensão aparentemente desativada e, a jusante encontra-se o Rio São Lourenço, aproximadamente a 70 m do escorregamento (Figura 5.10).

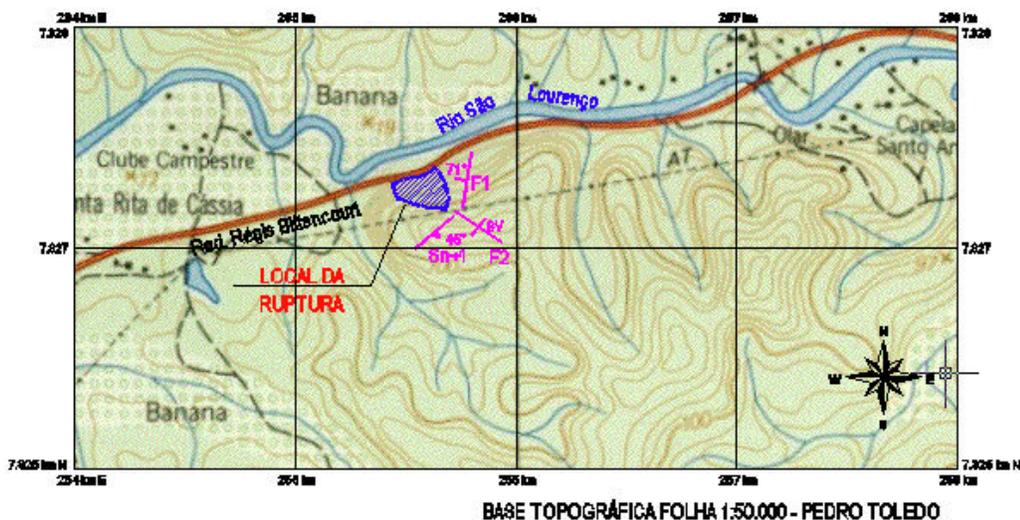


Figura 5.10 – Mapa de localização da ruptura

O setor de encosta analisado está inserido no sistema de relevo de Morros Paralelos, caracterizado por apresentar amplitudes entre 100 e 300 metros, declividades médias a altas, topos arredondados, vertentes com perfil retilíneo a convexo, alta densidade de drenagem, vales fechados a abertos e planícies aluvionares restritas (IPT, 1981a).

Na região, ocorrem duas unidades geológicas principais. A primeira delas refere-se aos sedimentos aluvionares recentes (Quaternário), abrangendo argilas, siltes, areias e cascalhos não consolidados, associados à planície de deposição do Rio São Lourenço. A segunda, que sustenta o setor de encosta afetado pelo escorregamento, engloba rochas cristalinas constituídas de migmatitos estromatíticos com paleossoma xistoso, do Complexo Embu, de idade pré-cambriana superior (IPT 1981b). Essas rochas caracterizam-se por um perfil de alteração heterogêneo, apresentando alternância de níveis silto-argilosos e micáceos (paleossoma xistoso) com níveis areno-argilosos (neossoma granítico).

Em termos de estruturas geológicas presentes no migmatito, foram identificados dois sistemas de juntas (fraturas) principais, sendo que uma delas tem direção N10°-20°E e mergulho de 60°-70° para NW. Esse sistema, denominado J1, aparentemente condicionou o limite esquerdo do escorregamento analisado (Foto 5.2). O segundo sistema de juntas (J2) apresenta direção N50°-60°W e mergulhos subverticais. A foliação apresenta direção N40°-50°E e mergulho de 40°- 50° para SE, concordante com os lineamentos regionais (Figura 5.10).

O perfil de alteração do maciço foi caracterizado através da realização do mapeamento da crista e das bordas laterais da ruptura. Na crista do talude de corte, ocorre um horizonte de solo residual maduro, homogêneo, com dois a três metros de espessura, apresentando textura argilo-arenosa e cor marrom-amarelada (Foto 5.3).



Foto 5.3 – Detalhe da crista da ruptura – Notar perfil de alteração e a família de juntas (J1).

Abaixo deste horizonte, aproximadamente entre as cotas 67 à 35 (Figura 5.12), observa-se solo saprolítico de migmatito estromatítico de paleossoma xistoso (Foto 5.3), apresentando textura silto-argilosa e micácea, com níveis areno-argilosos e cor predominante vermelho-rósea, com níveis esbranquiçados e amarelados. A foliação desse horizonte encontra-se perpendicular ao corte, conforme apresentado na Figura 5.12.

Na porção inferior do talude, entre a cota 35 e a base (Figura 5.12), ocorre solo de migmatito estromatítico de neossoma granítico, apresentando textura areno-argilosa e cor predominante vermelho-rósea, com níveis esbranquiçados. A foliação desse horizonte encontra-se oblíqua ao corte, conforme apresentado na Figura 5.12

Os dados levantados em campo apontam os seguintes aspectos principais para o escorregamento:

1. O escorregamento principal (14/08/2001) ocorreu na porção esquerda do talude (visada frontal), sendo limitado pelo sistema de juntas denominada J1 (Fotos 5.3 e 5.4);
2. A foliação é concordante com as estruturas geológicas regionais e apresenta mergulho para sudeste, ou para “dentro” do talude, sendo, portanto, favorável à estabilidade;
3. O eixo principal da movimentação foi aproximadamente ortogonal à plataforma da rodovia, com ligeiro desvio para o flanco direito (visada de montante para jusante) (Foto 5.5);
4. Na lateral direita do talude, observam-se grandes trincas de tração nas bermas e nos taludes (Foto 5.4); e
5. A existência do Rio São Lourenço nas proximidades do talude, em cota inferior à sua base (cerca de 2 à 3m), indica que na instabilização inicial (26/07/2001) devem ter atuado pressões neutras com elevação do lençol freático. O sistema de juntas J1 também pode ter contribuído para a geração dessas pressões neutras.

As geometrias do talude e da superfície de ruptura (Figura 5.11 e 5.12) foram determinadas a partir de levantamentos plani-altimétricos.

Em razão da massa rompida ainda não ter sido retirada do interior da cicatriz, realizou-se duas sondagens a trado ao longo do eixo principal da ruptura com o objetivo de determinar a cota do terreno intacto e, conseqüentemente, a localização da superfície de ruptura. Ressalta-se que as técnicas utilizadas para obter essas geometrias foram descritas no capítulo 3.

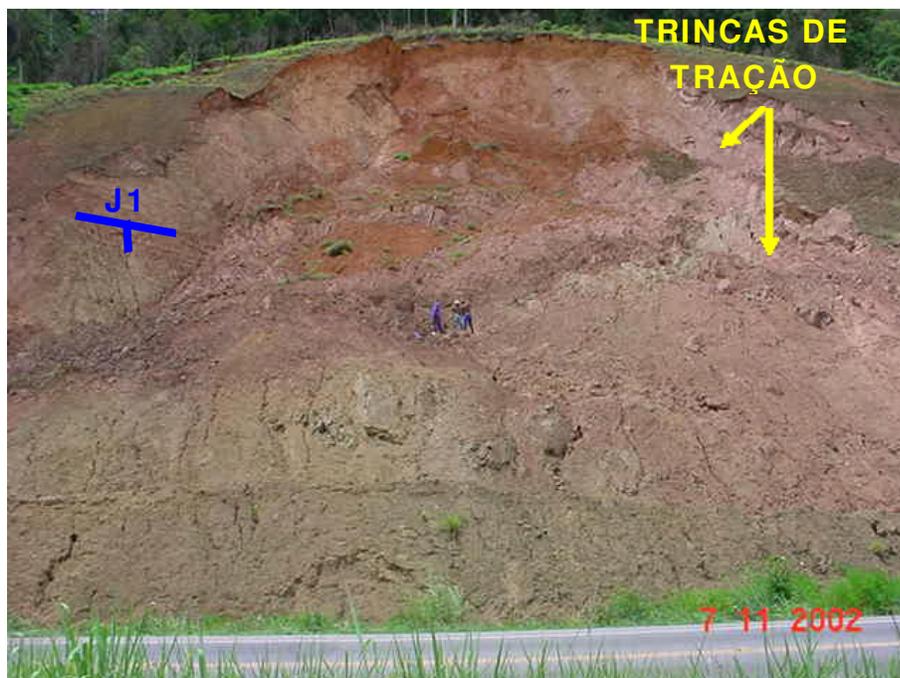


Foto 5.4 - Vista frontal da ruptura. Notar sistema de junta (J1) à esquerda e trincas de tração à direita



Foto 5.5 – Vista do escorregamento de montante para jusante. Notar o ligeiro desvio da massa rompida para a direita em relação à rodovia.

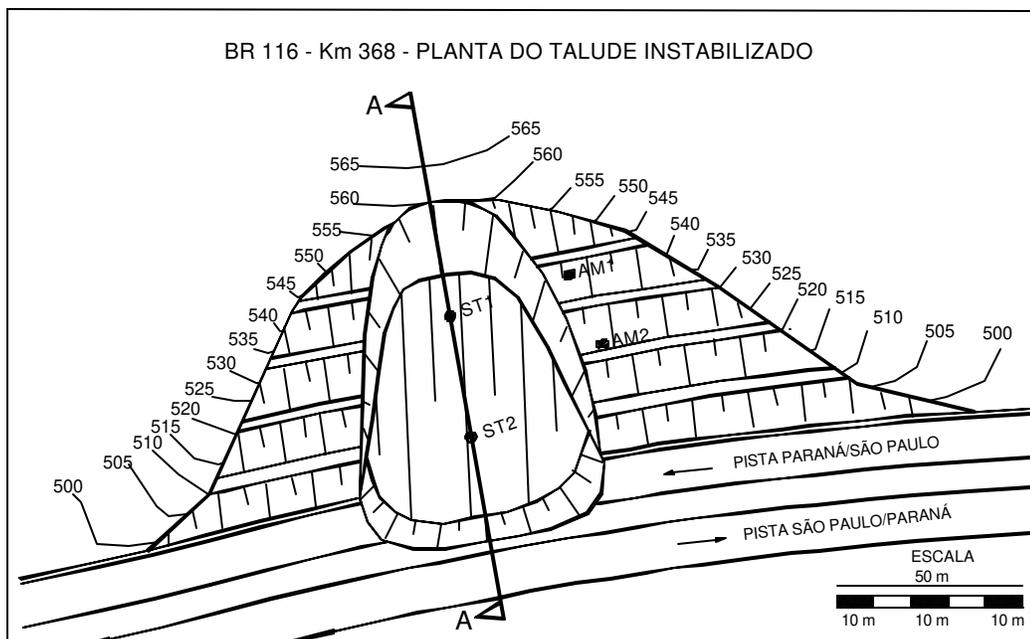


Figura 5.11 – Planta do talude instabilizado

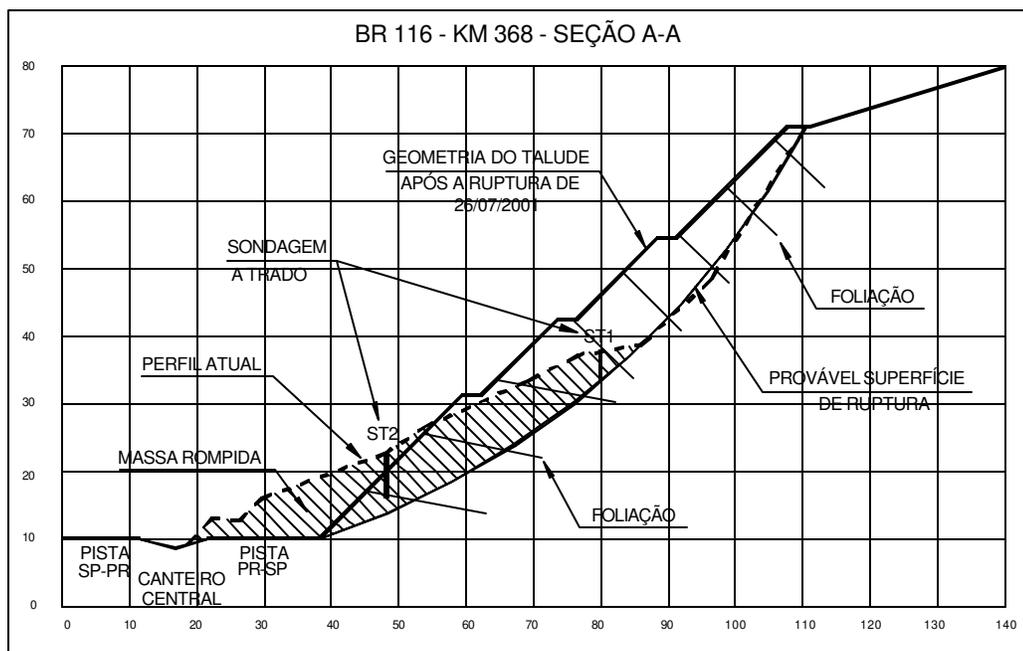


Figura 5.12 – Ruptura do talude ocorrida em 14/08/2001 - Seção A-A

Durante a execução da sondagem a trado ST2 (Figura 5.12), observou-se alternância nas características dos materiais recuperados (material rompido e intacto). Isto se deve ao fato de que, a partir de aproximadamente 4 m de profundidade, ocorriam blocos de material intacto envoltos na massa rompida, o que dificultou o avanço do furo e a identificação do exato contato da massa rompida com o terreno intacto. Outros trados foram executados nesta região, mantendo-se o problema, o que inviabilizou utilizar esta informação para auxiliar na locação da superfície de ruptura.

Desta forma, a superfície de ruptura apresentada na Figura 5.12, que doravante será chamada de ruptura medida no campo, foi determinada a partir da crista da ruptura observada em campo, estendendo-se ao longo da cicatriz de ruptura exposta no terço superior do talude e passando pelo ponto de contato (material rompido e o terreno intacto) determinado pelo trado ST1 até atingir o pé do talude.

### **5.2.3 Índices Pluviométricos**

Conforme as declarações prestadas pelos engenheiros do DINIT, as rupturas verificadas ocorreram após chuvas prolongadas. Sendo assim, realizou-se junto ao Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, pesquisa para verificar os índices pluviométricos ocorridos nos meses de julho e agosto de 2001 referentes à região onde está situado o talude.

O posto pluviométrico DAEE – F4-036 – Fazenda Pettena – Município de Miracatu SP, encontra-se relativamente próximo ao local da ruptura. Neste posto, no mês de julho de 2001, foram registrados índices pluviométricos diários elevados (Figura 5.13), principalmente nos dias que antecederam a primeira ruptura, coincidindo com as declarações colhidas. No dia da ruptura (26/07/2001) foi registrada precipitação de 58mm.

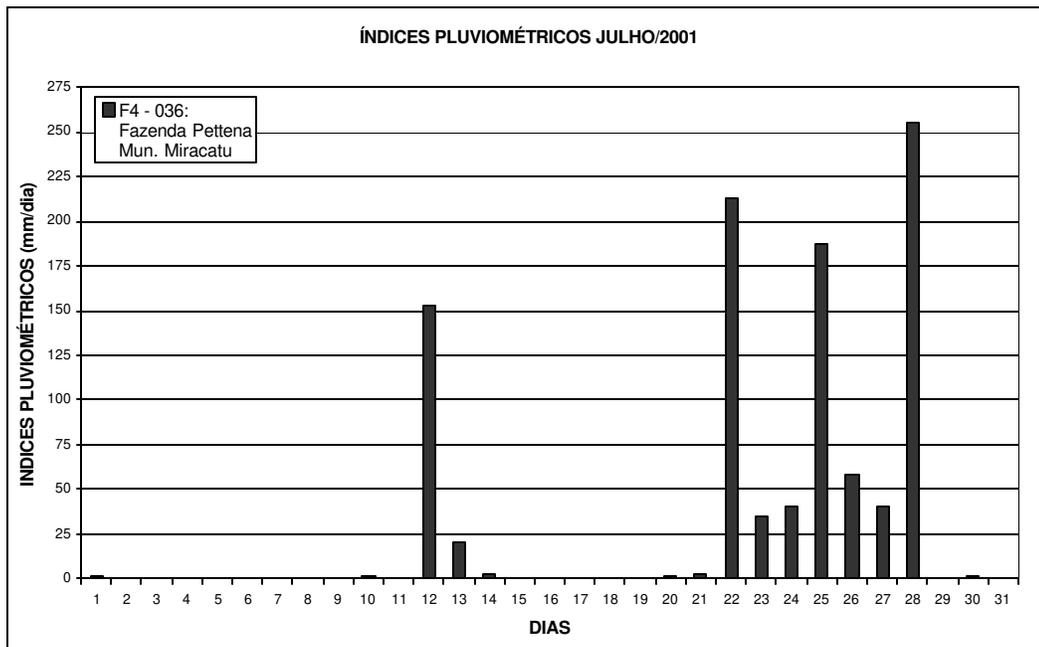


Figura 5.13 – Índices pluviométricos – Posto DAEE-F4-036 – Jul/2001

Salienta-se que em outros postos da região (DAEE-F4-006 e DAEE-F4-019) não foram registrados índices pluviométricos significativos ocorridos na época da ruptura. Sendo assim, adotou-se nas análises que se seguem os índices verificados no Posto DAEE-F4-036.

Os índices pluviométricos acumulados dos quatro dias que antecederam a ruptura são apresentados na Tabela 5.3, onde verifica-se 476 mm acumulados no quarto dia. Essa quantidade de chuva, somada a uma parcela da chuva registrada no dia da ruptura, justifica um possível aumento das pressões neutras atuantes no interior do maciço, o qual pode ter ocorrido devido a elevação do lençol freático e/ou pelo preenchimento com água das fraturas existentes no maciço. A partir desse quadro, pode-se explicar a ruptura ocorrida.

Tabela 5.3 – Índices pluviométricos acumulados – Posto F4-036

RUPTURA DO DIA 26/07/2001				
Posto	Índice Acumulado (mm) a partir de 22/jul			
	22/jul	23/jul	24/jul	25/jul
F4-036: Fazenda Pettena Mun. Miracatu	213	248	289	476

Já na segunda ruptura, ocorrida no dia 14/08/2001, não houve registro de chuvas no posto DAEE-F4-036 (Figura 5.14), bem como nos outros postos pluviométricos da região (DAEE-F4-006 e DAEE-F4-019), contrariando os depoimentos colhidos.

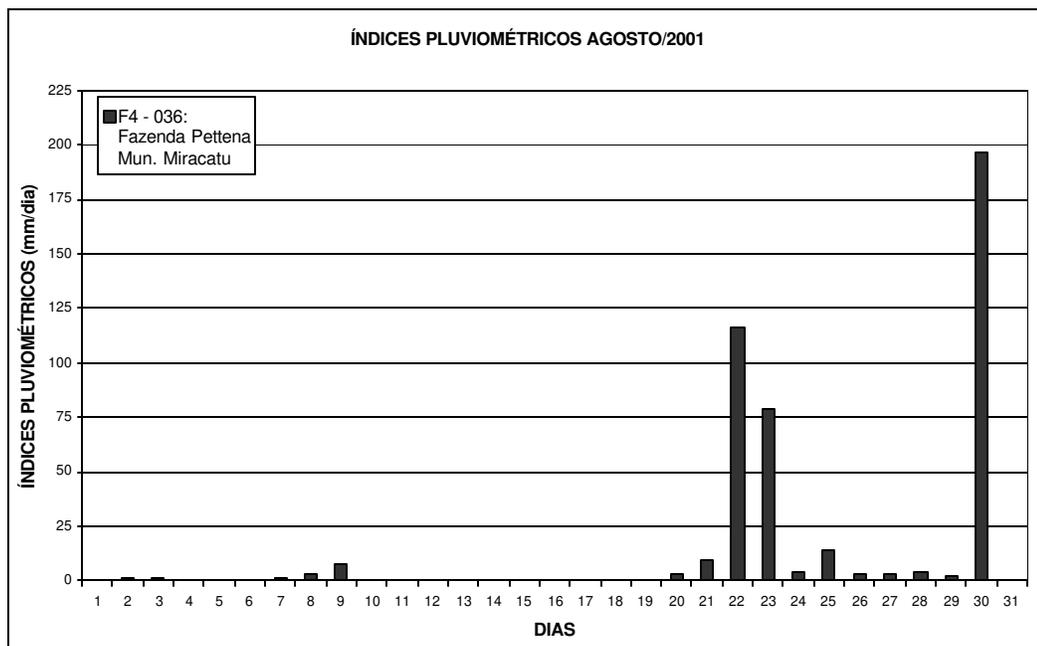


Figura 5.14 – Índices pluviométricos – Posto DAEE-F4-036 – Ago/2001

Considerando esses depoimentos e em função do local da ruptura estar muito próximo ao pé da Serra do Cafezal, podem ter ocorrido chuvas localizadas que não

foram registradas nos postos pluviométricos mencionados. Essas chuvas, associadas ao alívio de tensões do maciço provocadas pela primeira ruptura, devem ter contribuído para a ocorrência da segunda ruptura (ruptura geral) (Figuras 5.11 e 5.12).

## 5.2.4 Ensaio de Caracterização e Resistência ao Cisalhamento Realizados

Os ensaios de caracterização e de resistência ao cisalhamento foram realizados a partir de duas amostras indeformadas coletadas a 5 m da borda direita da ruptura a uma profundidade de 1,0 m em relação à superfície do terreno. A amostra 1 foi extraída da parte superior do quarto talude intermediário, contado a partir da base do corte, e a amostra 2 foi retirada no início do terceiro talude intermediário, junto à segunda berma, conforme apresentado na Figura 5.11.

Ensaio de caracterização foram realizados a partir dos materiais provenientes das amostras indeformadas 1 e 2, cujos resultados são apresentados no Anexo A. As médias dos índices físicos obtidos são apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Resultados médios dos ensaios de caracterização

	<b>w (%)</b>	<b><math>\rho</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\rho_s</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>e</b>	<b>Sr (%)</b>
Amostra 1	16,3	1,61	2,82	1,39	0,93	46,9
Amostra 2	21,8	1,71	2,72	1,40	0,91	64,0

Os resultados dos ensaios granulométricos e limites de consistência referentes às amostras 1 e 2 são registrados na Tabela 5.5. As curvas granulométricas são apresentadas nas Figuras 5.15 e 5.16.

Tabela 5.5 – Resultado dos ensaios de granulometria e limites de consistência

	Areia Média (%)	Areia Fina (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Amostra 1	6	37	35	22	47,6	25,1	22,5
Amostra 2	13	31	29	27	51,5	30,6	20,9

Para obter a resistência ao cisalhamento dos solos que constituem o talude, optou-se por realizar ensaios de cisalhamento direto, uma vez que neste tipo de ensaio o plano de ruptura é imposto. Esta condição é importante porque os solos envolvidos apresentam foliação bem definida, com mergulho para o interior do maciço (Figura 5.12), o que favorece sua estabilidade. Desta forma é possível determinar as resistências máximas (teoricamente rupturas perpendiculares à foliação) e mínimas (teoricamente rupturas paralelas à foliação).

Estes ensaios foram realizados com velocidade aproximada de 0,077 mm/min utilizando-se amostras com teor de umidade natural e na condição inundada e seus dados completos são apresentados no Anexo A. Os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) obtidos, considerando-se as tensões máximas observadas, são registrados na Tabela 5.6, onde é possível observar que, para a amostra 1, as resistências obtidas nos ensaios com ruptura perpendicular são maiores em relação aos ensaios com ruptura paralela, conforme já era esperado. Porém, para a amostra 2, acontece exatamente o oposto, as resistências obtidas nos ensaios com ruptura paralela apresentam resistências maiores em relação às verificadas nos ensaios com ruptura perpendicular.

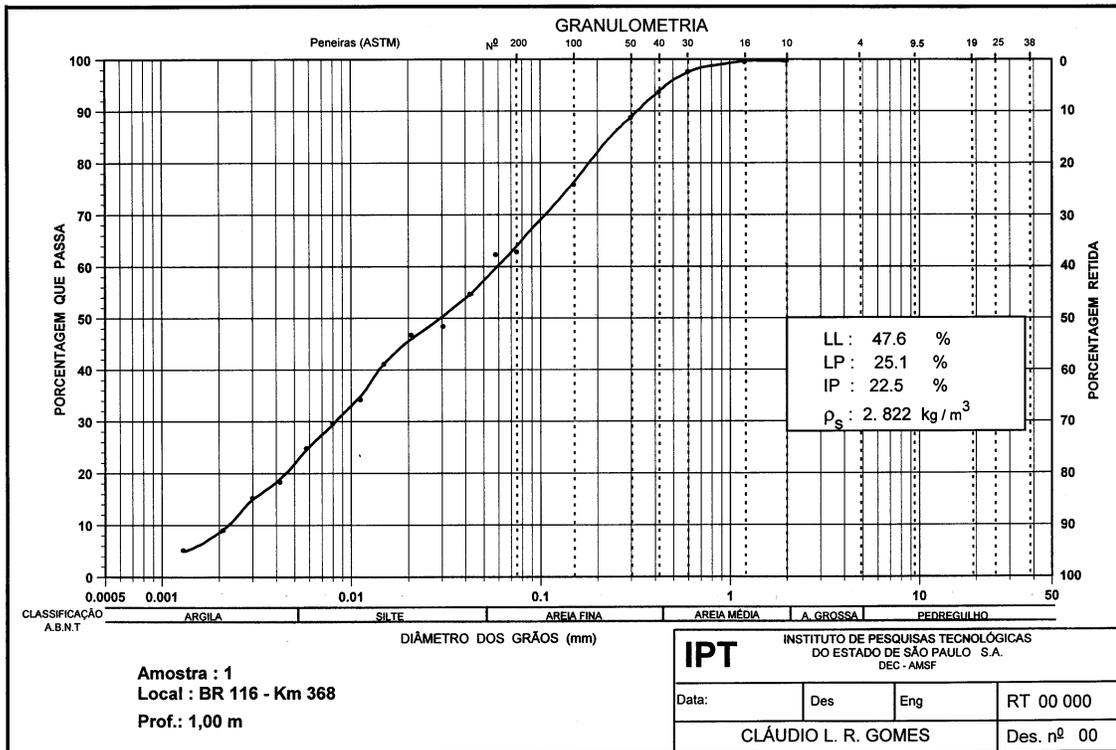


Figura 5.15 – Curva granulométrica – Amostra 1

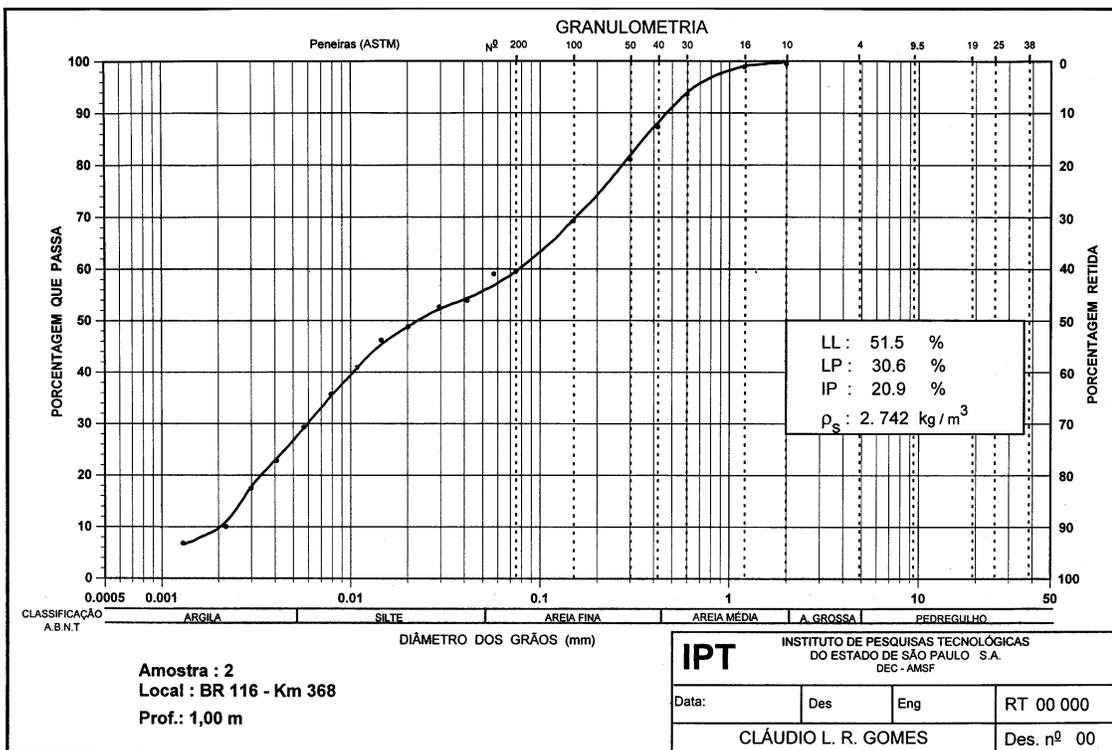


Figura 5.16 – Curva granulométrica – Amostra 2

Tabela 5.6 – Parâmetros de resistência obtidos através de ensaios de cisalhamento direto.

	Amostra 1		Amostra 2	
	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (Graus)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (Graus)
Ensaio Perpendicular à Foliação (Umidade Natural)	43	32	17	40
Ensaio Perpendicular à Foliação (Inundado)	14	30	9	30
Ensaio Paralelo à Foliação (Umidade Natural)	30	34	34	43
Ensaio Paralelo à Foliação (Inundado)	4	31	13	26

Isto pode ser explicado devido à heterogeneidade dos solos (Fotos 5.6 e 5.7). A porção inferior do talude, de onde foi extraída a amostra 2, além de ser mais heterogênea em relação à porção superior, apresenta lentes de material quartzo-feldspático com granulometria mais grosseira, o que pode alterar o efeito da foliação na resistência dos solos.

Pastore & Cruz (1993) apresentam resultados médios de ensaios de cisalhamento direto de diversos solos saprolíticos onde foram consideradas rupturas perpendiculares e paralelas à foliação. No caso de solo saprolítico de gnaiss, silte-arenoso, verificou-se que as resistências obtidas nos ensaios com ruptura paralela são ligeiramente maiores em relação aos ensaios com ruptura perpendicular.

Os valores obtidos nos ensaios realizados neste trabalho estão relativamente próximos aos apresentados em Pastore & Cruz (1993) para os solos saprolíticos de migmatitos, principalmente aqueles referentes aos ensaios com ruptura perpendicular a foliação.



Foto 5.6 – Detalhe do perfil do solo referente à amostra 1. Notar que o solo encontra-se relativamente homogêneo.



Foto 5.7 – Detalhe do perfil do solo referente à amostra 2. Notar lentes de material quartzo-feldspático de cor esbranquiçada.

As resistências apresentadas na Tabela 5.6 estão dentro da faixa de variação de parâmetros de resistência para solos residuais de migmatito apresentada por Pinto et al (1993). Salienta-se que os resultados desta faixa não consideram a anisotropia dos solos.

### **5.2.5 Retroanálise Aplicando-se a Metodologia Proposta**

As retroanálises apresentadas a seguir referem-se às rupturas ocorridas nos dias 26/07/2001 e 14/08/2001. O lençol freático considerado nestas retroanálises foi estabelecido através dos critérios de Sharp, apud Hoek (1972) conforme apresentado no capítulo 3. Baseado nos ensaios apresentados no item 5.2.4, adotou-se  $\rho$  médio de 1,60 g/cm<sup>3</sup>.

#### **5.2.5.1 Retroanálise da Ruptura Ocorrida em 26/07/2001**

Na retroanálise apresentada a seguir, considerou-se uma ruptura circular com centro nas coordenadas (31,7:25,0) e raio de 15,3 m, a qual se inicia na primeira berma de talude de corte passando pelo pé do talude (Figura 5.8), conforme os depoimentos citados no item 5.2.1. Levando-se em conta os dados pluviométricos apresentados no item 5.2.3 e as informações de que a ruptura ocorreu após um período chuvoso prolongado, adotou-se na retroanálise a elevação do lençol freático acima da base do talude.

Aplicando a metodologia proposta a partir da geometria do talude, da geometria da ruptura considerada e do lençol freático adotado (Figura 5.19), obteve-se a curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 (Figura 5.17).

Ressalta-se que a posição do lençol freático em relação ao maciço foi ajustada de modo que a ruptura crítica apontada pela metodologia permanecesse na região compreendida entre a base do talude e a primeira berma, conforme os depoimentos colhidos.

Através da Figura 5.17, pode-se observar que o intervalo do ângulo de atrito que satisfaz condição de FS = 1,00 vai de 0° até 44°, caracterizando uma extensa gama de possibilidades.

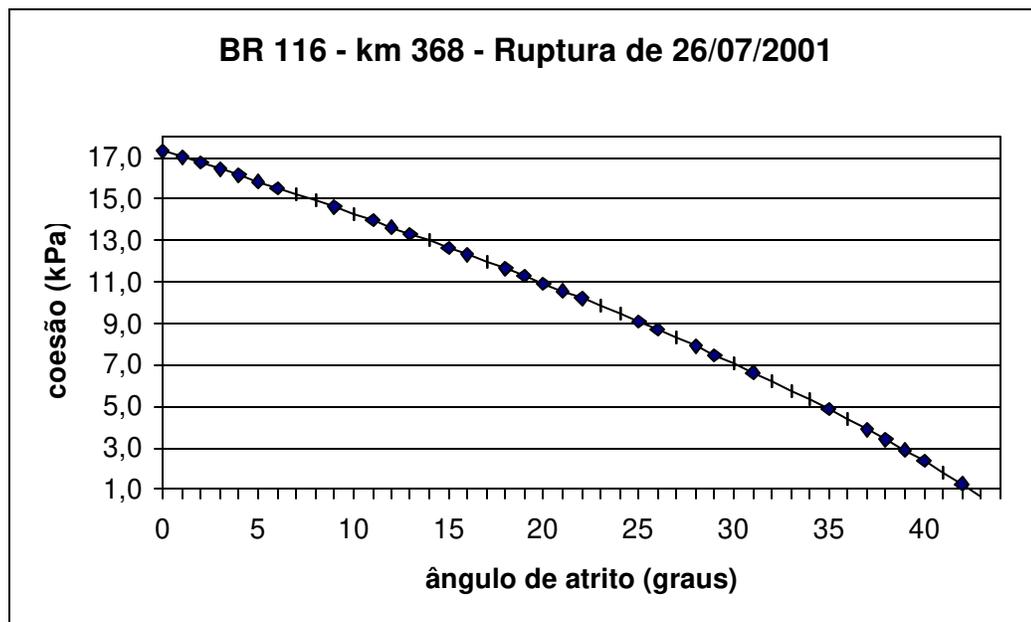


Figura 5.17 - Curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 - ruptura de 26/07/2001

A partir da curva  $c = f(\phi)$  gerada, obteve-se a curva **FS crítico versus  $\phi$**  (Figura 5.18), a qual apresenta dois comportamentos distintos. Os **FS críticos** gerados pelos pares de parâmetros com ângulo de atrito compreendido no intervalo de 0° até 28° pertencem a um universo crítico que engloba as rupturas que abrangem o talude desde a base até o seu topo. Já os pares de parâmetros com ângulo

de atrito superior a  $28^\circ$  referem-se às rupturas localizadas entre a primeira berma e a base do talude.

Nesta curva, verifica-se que o pico máximo atingido foi **FS crítico** = 0,9970, o qual corresponde a uma ruptura com centro nas coordenadas (33,31;22,15) e raio de 12,23 m. A diferença, em relação ao pico máximo teórico (FS = 1,00), é de 0,003, o que caracteriza uma ruptura geometricamente muito próxima da ruptura assumida (Figura.5.19).

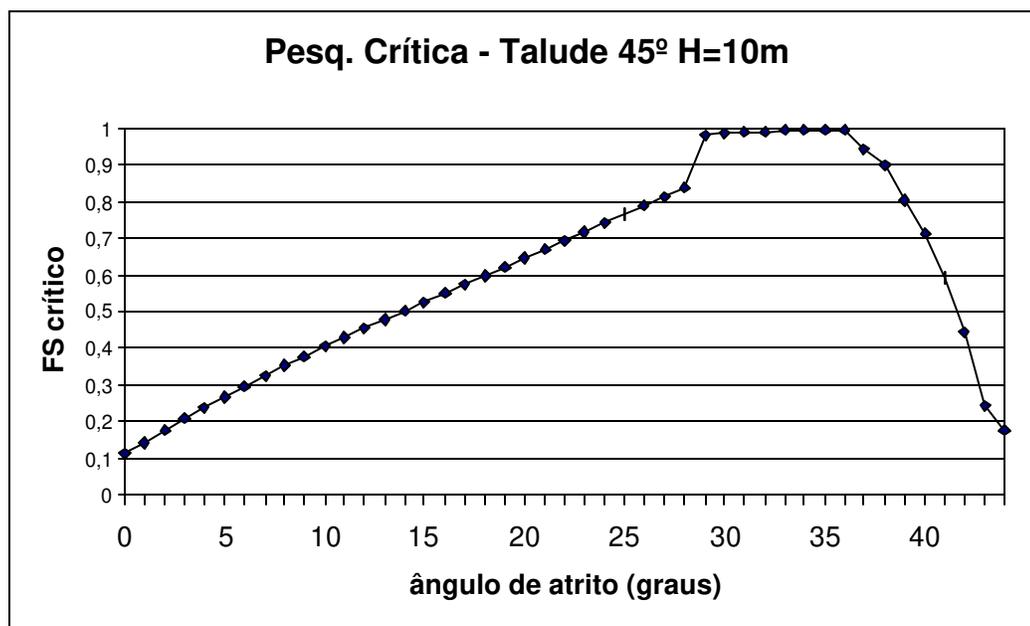


Figura 5.18 – Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - ruptura de 26/07/2001

Considerando os resultados da Figura 5.18, obtidos a partir da metodologia proposta, pode-se concluir que os parâmetros de resistência médios equivalentes do talude no instante da ruptura eram  $c = 4,9$  kPa e  $\phi = 35^\circ$ .

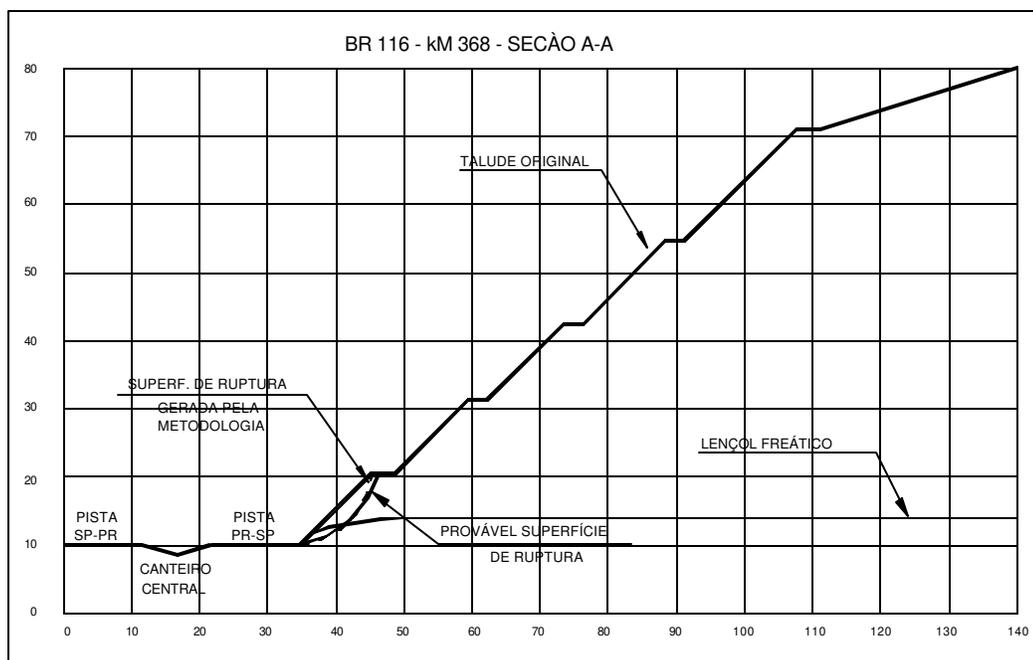


Figura 5.19 – Retroanálise da ruptura ocorrida em 26/07/2001 – lençol freático acima da base do talude

### 5.2.5.2 Retroanálise da Ruptura Ocorrida em 14/08/2001

A retroanálise apresentada na seqüência foi realizada a partir da ruptura com centro nas coordenadas (168,0;129,76) e raio de 126,0 m, obtida através dos levantamentos topográficos e sondagens a trado mencionadas no item 5.2.3. Quanto às condições de pressão neutra no interior do maciço, foram analisadas duas possibilidades, ou seja, na primeira o lençol freático estaria posicionado abaixo da base do talude e na segunda o lençol freático seria igual ao assumido na ruptura de 26/07/2001.

Aplicando-se a metodologia proposta, para o maciço com lençol freático abaixo da base do talude, obteve-se a curva  $c = f(\phi)$ , apresentada na Figura 5.20, onde pode-

se observar que o intervalo referente ao ângulo de atrito vai de 0° até 37°, menor que o intervalo registrado na retroanálise da ruptura ocorrida em 26/07/2001 (0° a 44°).

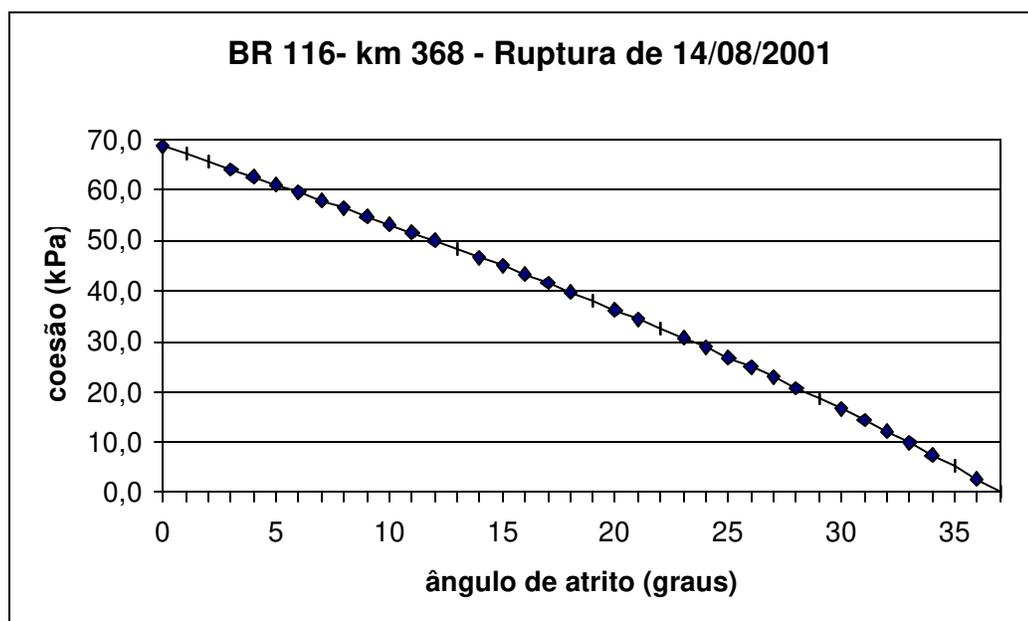


Figura 5.20 - Curva  $c = f(\phi)$  para FS = 1,00 - ruptura de 14/08/2001

A curva **FS crítico** versus  $\phi$  (Figura 5.21), gerada a partir curva  $c = f(\phi)$  correspondente, tem como pico máximo **FS crítico** = 0,9915, para a ruptura com centro nas coordenadas (157,3;150,0) e raio de 148,71 m. Esta ruptura apresenta-se geometricamente muito próxima da ruptura medida em campo conforme pode ser verificado na Figura 5.22. A diferença registrada no **FS crítico** em relação ao pico máximo teórico (FS = 1,00) foi de 0,0085.

Através da aplicação da metodologia proposta, obtiveram-se os parâmetros  $c = 12,1$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ , os quais representam os parâmetros de resistência médios equivalentes do referido talude no instante da ruptura.

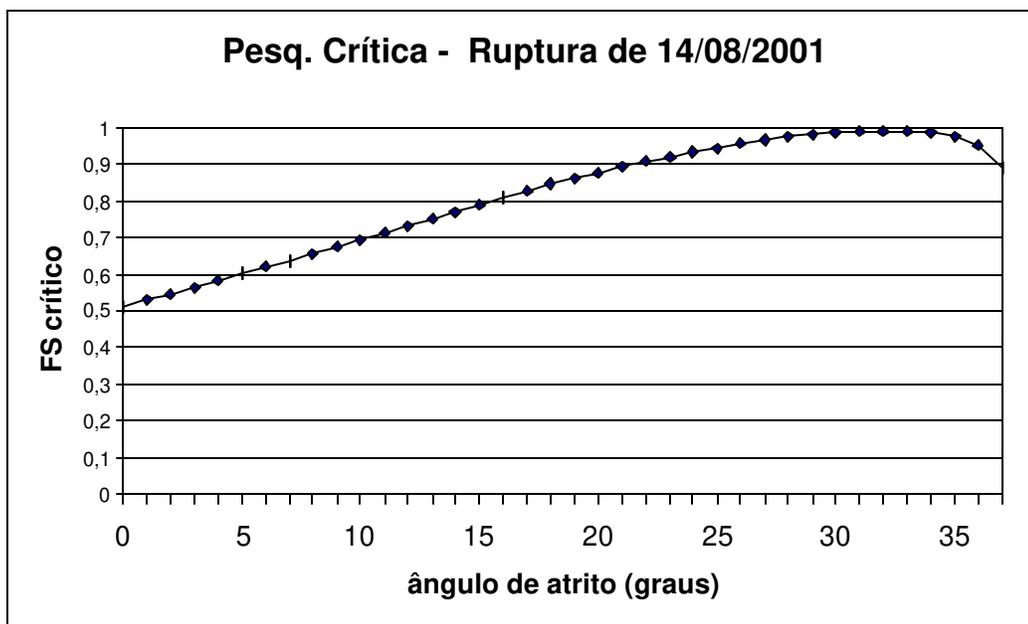


Figura 5.2.1 - Pesquisa da ruptura crítica da curva  $c = f(\phi)$  - ruptura ocorrida em 14/08/2001 – lençol freático abaixo da base do talude

Na retroanálise que considerou o lençol freático igual ao estabelecido na ruptura do dia 26/07/2001 (acima da base do talude), obteve-se como parâmetros de resistência médios equivalentes do talude no instante da ruptura o par  $c = 12,7$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ . Esse resultado é praticamente igual ao da retroanálise com lençol freático abaixo da base do talude. Isto se deve ao fato de que a presença de um lençol freático ligeiramente acima da base do talude pouco influi no resultado da retroanálise, visto que a maior parte da ruptura desenvolveu-se acima do lençol conforme a Figura 5.23. Sendo assim, descartou-se os resultados da retroanálise com lençol freático acima da base do talude.

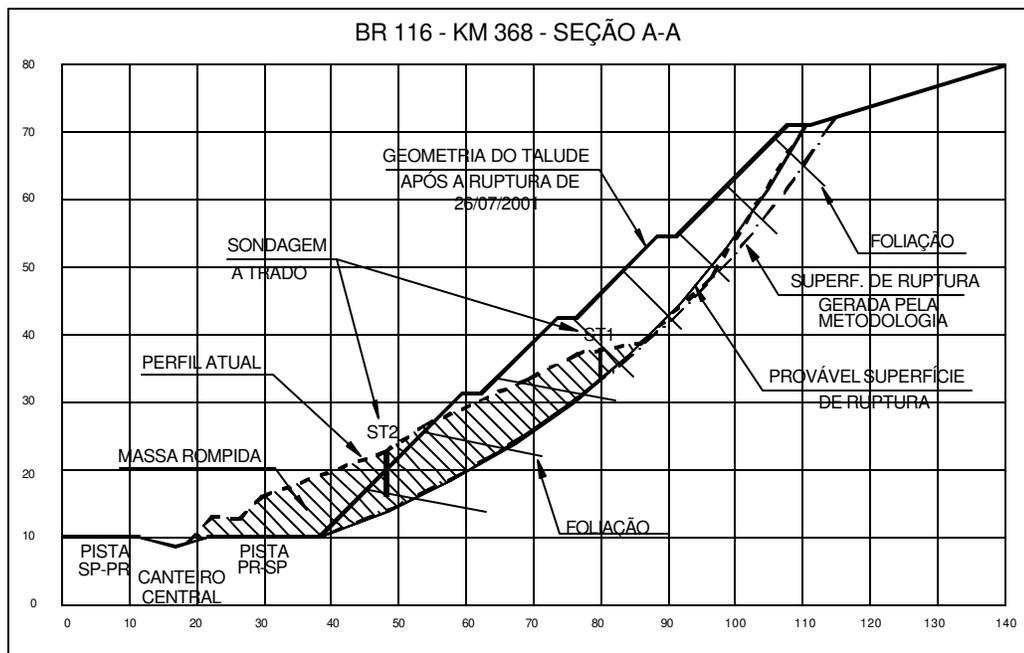


Figura 5.22 - Retroanálise da ruptura ocorrida em 14/08/2001 - lençol freático abaixo da base do talude

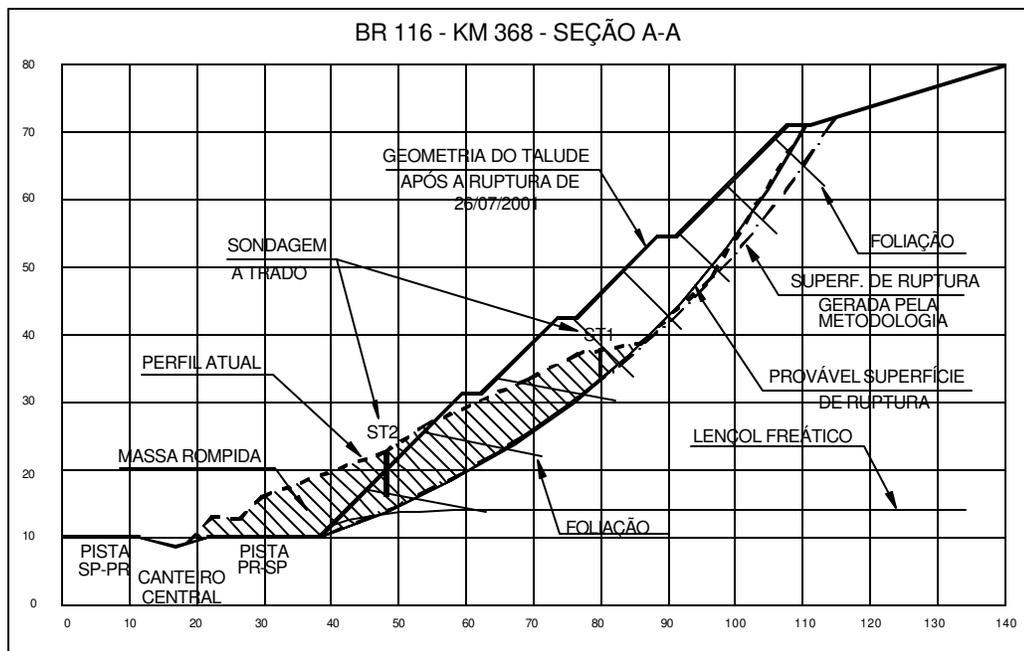


Figura 5.23 - Retroanálise da ruptura ocorrida em 14/08/2001 - lençol freático acima da base do talude

## 5.2.6 Considerações Sobre os Resultados Obtidos

A aplicação da metodologia proposta neste caso teve um comportamento similar aos casos simulados apresentados no capítulo 4 e ao caso real analisado no item 5.1.

Procurou-se, como na análise do caso descrito no item 5.1, verificar se os parâmetros de resistência médios equivalentes do talude, obtidos através da metodologia proposta, estão coerentes com os resultados dos ensaios de resistência apresentados no item 5.2.4.

Conforme apresentado na Figura 5.24, foram *plotados* os seguintes dados:

1. os parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) apresentados na Tabela 5.6;
2. as médias dos parâmetros de resistência referentes aos ensaios com ruptura perpendicular a foliação realizados com amostras na umidade natural e na condição inundada;
3. as médias dos parâmetros de resistência referentes aos ensaios com ruptura paralela a foliação realizados com amostras na umidade natural e na condição inundada; e
4. as curvas  $c = f(\phi)$  referentes à ruptura inicial (26/07/2001) e à geral (14/08/2001). Lembra-se que a curva  $c = f(\phi)$  da ruptura geral aqui analisada refere-se à retroanálise com lençol freático abaixo da base do talude.

Em função do horizonte de alteração superior do talude (migmatito com paleossoma xistoso) ter aproximadamente a mesma espessura da porção inferior do talude (migmatito com neossoma granítico) e as amostram indeformadas serem, aparentemente, representativas desses horizontes, optou-se por considerar a média simples das resistências obtidas nos ensaios, conforme descrito no parágrafo anterior.

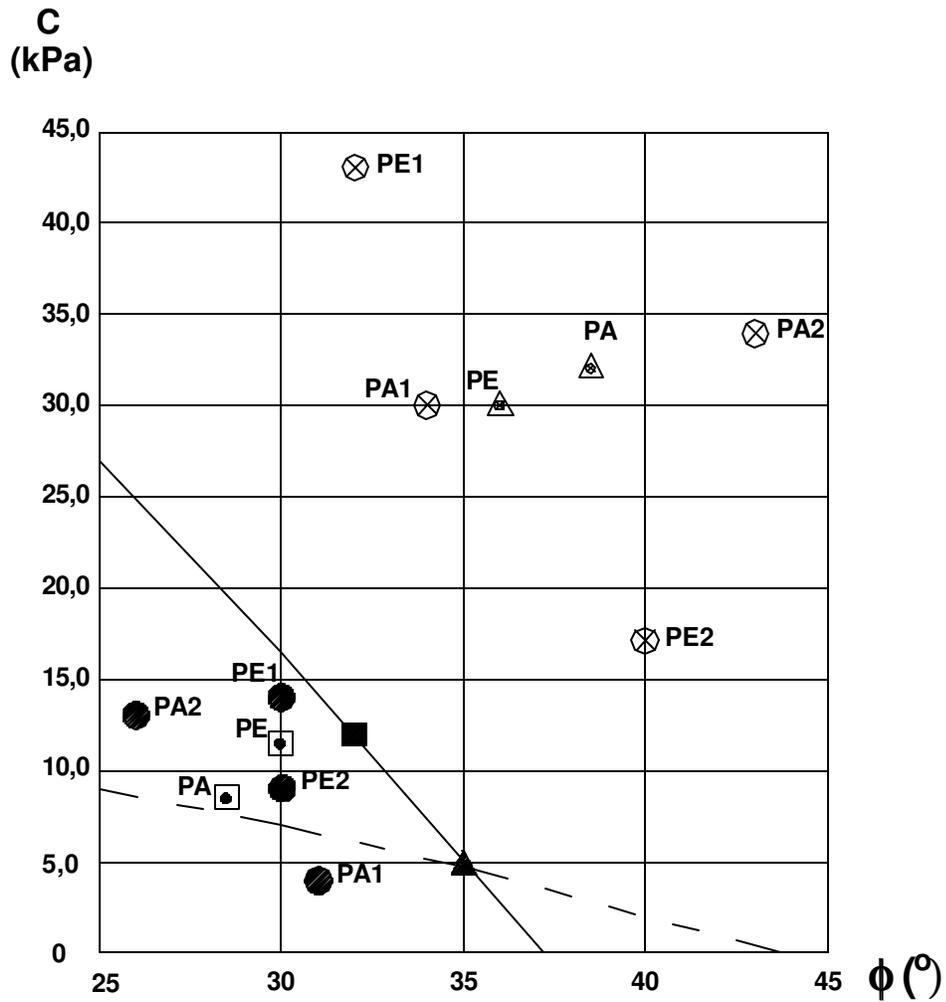
Através da Figura 5.24 pode-se constatar que:

1. os resultados obtidos através dos ensaios com amostras na umidade natural encontram-se todos acima da curva  $c = f(\phi)$  obtida a partir da ruptura geral, apontando que o talude estaria estável para qualquer dos pares de parâmetros citados ( $FS > 1,00$ ). Já os resultados obtidos através dos ensaios com amostras na condição inundada encontram-se todos abaixo desta curva, indicando que o talude estaria instável para qualquer dos pares de parâmetros mencionados ( $FS < 1,00$ ). O par de parâmetros médios equivalentes do talude no momento da ruptura indicado pela metodologia proposta foi  $c = 12,1$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ ;
2. a curva  $c = f(\phi)$ , referente à ruptura inicial (26/07/2001), situa-se abaixo da grande maioria dos resultados dos ensaios realizados com amostras na condição inundada. Através da metodologia proposta, obtiveram-se os parâmetros  $c = 4,9$  kPa e  $\phi = 35^\circ$  como sendo aqueles que representam os parâmetros médios equivalentes do talude no momento da ruptura; e
3. o ponto médio dos ensaios com ruptura perpendicular à foliação realizados com amostra inundadas ( $c = 11,5$  kPa e  $\phi = 30^\circ$ ) está muito próximo ao indicado pela metodologia proposta ( $c = 12,1$  kPa e  $\phi = 32^\circ$ ). É importante acrescentar que os resultados dos ensaios com ruptura perpendicular à foliação, teoricamente, devem representar melhor as resistências ao cisalhamento ocorridas durante o escorregamento, visto que a foliação encontra-se perpendicular ou oblíqua à superfície de ruptura, conforme demonstrado na Figura 5.12.

A partir destas constatações, pode-se concluir que os resultados obtidos pela metodologia proposta referente à ruptura geral ocorrida em 14/08/2001, a qual foi efetivamente medida no campo, mostraram-se consistentes com os resultados médios dos ensaios de resistência realizados.

Quanto aos resultados da retroanálise da ruptura inicial, pode-se dizer que estes estão menos consistentes com os resultados médios dos ensaios de resistência realizados. Entretanto, é importante acrescentar que a ruptura considerada não foi efetivamente medida no campo e sim, estimada a partir de depoimentos colhidos.

Como no caso do item 5.1, a metodologia proposta para o talude retroanalisado apresentou o desempenho esperado e se mostrou ser eficiente ao apontar resultados compatíveis com as médias dos ensaios realizados, principalmente com os ensaios com ruptura perpendicular a foliação.



ENVOLTÓRIAS INDIVIDUAIS	ENSAIOS	MÉDIA
⊗	CIS. DIRETO - UMID. NAT.	△
●	CIS. DIRETO - INUNDADO	◻
PE - RUPTURA PERPENDICULAR A FOLIAÇÃO PA - RUPTURA PARALELA A FOLIAÇÃO 1 - AMOSTRA DA PORÇÃO SUPERIOR DO TALUDE 2 - AMOSTRA DA PORÇÃO INFERIOR DO TALUDE		
- - - CURVA $C = f(\phi)$ p/ FS = 1,00 - RUPTURA INICIAL — CURVA $C = f(\phi)$ p/ FS = 1,00 - RUPTURA GERAL		
▲ RETROANÁLISE - PARÂMETROS MÉDIOS - RUP. INICIAL ■ RETROANÁLISE - PARÂMETROS MÉDIOS - RUP. GERAL		

Figura 5.24 – Análise dos parâmetros de resistência do talude

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSÕES

O presente trabalho propõe uma metodologia capaz de: facilitar a aplicação das técnicas de retroanálise em rupturas de taludes que possam ser consideradas circulares; melhorar a qualidade dos resultados obtidos; e ser implementada nos programas computacionais de análise de estabilidade de taludes. Esta metodologia, a partir das condições de contorno do problema pré-estabelecidas, gera automaticamente a curva  $c = f(\phi)$  para  $FS = 1,00$  e aponta o par de parâmetros  $(c, \phi)$  desta curva que melhor representa os parâmetros médios equivalentes do talude no instante da ruptura.

Com a aplicação desta metodologia, elimina-se o procedimento extremamente trabalhoso que vem sendo atualmente adotado para gerar cada par de parâmetros da curva  $c = f(\phi)$ , no qual, por meio de tentativas e cálculos repetitivos, fixa-se o ângulo de atrito e estima-se a coesão até que  $FS$  seja igual a 1,00. Elimina-se também a escolha de um dos pares de parâmetros desta curva, de forma empírica, realizada com base na experiência do profissional envolvido.

A metodologia proposta foi implementada no software IPT-ESTAB1 – Análise de Estabilidade de Taludes em Solo, o que possibilitou verificar seu desempenho e eficiência através de retroanálises de casos simulados e reais.

Para os casos simulados, foram realizadas retroanálises de taludes com várias geometrias, tipos de solo e condições de pressão neutra. A metodologia proposta mostrou-se, independentemente das condições de contorno do problema, ter bom desempenho e eficiência, uma vez que os parâmetros de resistência obtidos foram compatíveis com o tipo de solo simulado.

Ainda nos casos simulados, foi possível comparar, em relação ao par de parâmetros indicado pela metodologia, a influência que os pares de parâmetros vizinhos (3º acima e 3º abaixo), exercem na estabilização de taludes através de retaludamento. Nos casos analisados, verificou-se que, dependendo da geometria do talude, as áreas de corte necessárias para estabilizá-lo com FS igual a 1,30 chegaram a ser respectivamente 19,0% maiores e 21,0% menores em relação ao corte correspondente aos parâmetros gerados pela metodologia. Fixando-se os cortes mencionados, e utilizando-se os parâmetros indicados pela metodologia proposta, obtiveram-se fatores de segurança da ordem de 5,5% acima e abaixo do necessário (FS = 1,30).

Sendo assim, pôde-se concluir que é fundamental identificar com a maior precisão possível o par de parâmetros que melhor representa as resistências médias equivalentes do talude no instante da ruptura, principalmente quando estes parâmetros forem utilizados no projeto de estabilização do talude retroanalisado.

Foram também realizadas duas retroanálises de rupturas ocorridas na Rodovia Engenheiro Thales de Lorena Peixoto, SP 318, km 261 e na Rodovia Régis Bittencourt, BR 116, km 368 - SP. Os dados da primeira ruptura referentes ao talude, superfície de ruptura, condições de pressão neutra e parâmetros de resistência obtidos através de ensaios de laboratório foram extraídos de literatura. Já para a segunda ruptura, estes mesmos dados foram obtidos através de levantamentos de campo e ensaios de laboratório, os quais foram realizados especificamente para esta análise.

Nestas retroanálises verificou-se que a metodologia proposta teve o mesmo desempenho observado para os casos simulados e seus resultados mostraram-se compatíveis com os resultados médios dos ensaios de resistência realizados em laboratório. Verificou-se também que, quanto mais precisos forem os levantamentos de campo, melhores serão os resultados obtidos, razão pela qual, neste trabalho, são recomendadas algumas técnicas para melhorar a qualidade das informações referentes aos dados da geometria do talude, da superfície de ruptura e das condições de pressão neutra no instante da ruptura.

Considerando-se as retroanálises realizadas, principalmente as dos casos reais, pôde-se concluir que a aplicação da metodologia proposta representa um avanço na obtenção dos parâmetros de resistência médios equivalentes do talude no instante da ruptura, uma vez que indica o par de parâmetros que melhor representa as condições medidas em campo. Esta informação, somada aos resultados de ensaios de laboratório e a experiência do profissional envolvido, contribui para a melhoria da qualidade dos projetos de estabilização de taludes, realizados a partir de retroanálises, principalmente aqueles que levam em consideração a variação do fator de segurança em função das alterações propostas para o talude.

Embora a metodologia proposta tenha apresentado resultados consistentes, seria recomendável aplicá-la em outros casos reais, onde as informações referentes às condições de contorno do problema fossem bem conhecidas e que apresentassem resultados de ensaios laboratoriais de resistência ao cisalhamento.

Tendo em vista o que foi apresentado e considerando a necessidade da metodologia proposta abranger situações que não foram analisadas neste trabalho, recomenda-se como pesquisa futura avaliar quais são as adequações necessárias para que a metodologia possa ser aplicada em rupturas não circulares, ou em taludes com fendas de tração com ou sem água. Outra linha interessante de pesquisa seria verificar o comportamento e a eficiência da metodologia em situações de ruptura de taludes estabilizados através de obras de contenção ou solo reforçado.

## CAPÍTULO 7

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AUGUSTO FILHO, O. & VIRGILI, J. C. (1998), Geologia de Engenharia, Cap. 15, Estabilidade de Taludes, *ABGE*, São Paulo, p. 243-269.

BISHOP, A. W. (1955), The Use of The Slipse Circle in The Stability Analiysis of Slopes, *Geotechnique*, v. 5, n. 1, p. 7-17.

CACHAPUZ, F. G. M. (1978), Estabelecimento de Parâmetros Geotécnicos para Análise de Estabilidade de Taludes de Corte a Serem Executados em Terrenos Virgens, *I Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*, Rio de Janeiro, p. 157-172.

CANCINO CALLE, J. A. (2000), Análise de Ruptura de Talude em Solo Não Saturado, *Dissertação de Mestrado*, EESC, São Carlos, 156p.

CARVALHO, P. A. S. (Coord.) (1991), Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: Orientação para Diagnóstico e Soluções de Seus Problemas, *Publicação IPT 1843*, São Paulo, 410p.

FELLENIUS, W. (1936), Calculation of the Stability of Earth Dams, *2<sup>nd</sup> Congrese on Large Dams*, p. 445-463.

DUNCAN, J. M. (1996), State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.122, n.7, p.577-596.

GAIOTO, N. & QUEIROZ, R. C. (1993), Taludes Naturais em Solos, *Mesa Redonda - Solos do Interior de São Paulo*, ABMS e ABEF, São Paulo, p. 207-242.

GILBERT, R. B., WRIGHT, S. G. & LIEDTKE, E. (1998), Uncertainty in Back Analysis of Slopes: Kettleman Hills Case History, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 124, n. 12, p.1167-1176.

GOMES, C. L. R. (1998), IPT-ESTAB1, Análise de Estabilidade de Taludes Utilizando o Método de Bishop Simplificado com Recursos Gráficos e Interação com o Usuário, *Microgeo'88 – Simpósio Sobre Aplicações de Micropomputadores em Geotecnia*, ABMS, CBMR e ABGE, São Paulo, p.55-66.

GOMES, C. L. R. (1992), IPT-ESTAB1/PC, Análise de Estabilidade de Taludes – Experiências no Desenvolvimento e Implantação, *XIII CILANCE – Congresso Ibero Latino Americano Sobre Métodos Computacionais para a Engenharia*, UFRGS, Porto Alegre-RS., v.2, p.498-507.

GUIDICINI, E. & NIEBLE, C. M. (1976), Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação, *Editora Edgard Blücher Ltda*, São Paulo, 170p.

HOEK, E. (1972), Estimando a Estabilidade de Taludes Escavados em Minas a Céu Aberto, *Tradução n. 4, APGA*, São Paulo, 58p.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNÓLOGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT (1981a), Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo, escala 1:1.000.000, *Publicação IPT n. 1183*, São Paulo, IPT, 2v. 94p.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNÓLOGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT (1981b), Mapa Geológico do Estado de São Paulo, escala 1:500.000, *Publicação IPT n. 1184*, São Paulo, IPT, 2v. 126p.

JANBU, N. (1954), Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, *Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes*, Stockholm, v.3, p. 43-49.

LOVELL, C. W. (1988), Information Report, Use Guide for PCSTABL5M, *Joint Highway Research Project*, Purdue University, Indiana, 132p.

MASSAD, F., PINTO, C. S. & NADER, J. J. (1992), Resistência e Deformabilidade, *Mesa Redonda - Solos da Cidade de São Paulo*, ABMS e ABEF, São Paulo, p. 141-179.

MELLO, V. F. B.(1972), Thoughts on Soil Mechanics Applicable to Residual Soils, *Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, 3, Hong-Kong, Proceedings, p.5-34.

MORGENSTERN, N. R. & PRICE, V. E. (1965), The Analysis of The Stability of General Slip Surface, *Geotechnique*, v.15, n.1, p. 79-93.

NBR 11682 (1991), Estabilidade de Taludes, *ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas*, Rio de Janeiro, 39p.

NEGUYEN, V. U. (1984,a), A Technique for the Back Analysis of Slope Failures, *4th Australia-New Zealand Conference Geomechanics*, Perth, p.617-622.

NEGUYEN, V. U. (1984,b), Back Calculation of Slope Failures By the Secant Method, *Geotechnique*, v.34, n.3, p. 423-427.

NELDER, J. A. & MEAD, R. (1965), A Simplex Method for Function Minimization, *Computer Journal*, v.7, p. 308-303.

PASTORE, E. L. & CRUZ, P. T. (1993), Resistência ao Cisalhamento de Maciços de Solos Saprolíticos, *Publicação IPT n. 2052*, São Paulo, 25p.

PINTO, C. S., GOBARA W., PERES, J. E. E. & NADER, J. J. (1993), Propriedades dos Solos Residuais, *Mesa Redonda - Solos do Interior de São Paulo*, ABMS e ABEF, São Paulo, p. 94-142.

QUEIROZ, R. C. (1986), Aplicação do Método de Retroanálise no Estudo da Estabilidade de Taludes de Estradas Situadas em Solos Oriundos da Formação Adamantina, *Dissertação de Mestrado*, EESC-USP, São Carlos-SP, 274p.

SARMA, S. K. (1973), Stability Analysis of Embankments and Slopes, *Geotechnique*, v.23, n.3, p. 423-433.

SERRA FILHO, E. & OJIMA, L. M. (1998), Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos, *Geologia de Engenharia, Cap. 13*, ABGE, São Paulo, p. 211-226.

SILVEIRA, K. D., GIACHETI, H. L. & QUEIROZ, R. C. (1997), Retroanálise em Talude Ferroviário de Sedimento Cenozóico, *2nd COBRAE - Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas*, Rio de Janeiro, v.1, p. 453-460.

SPENCER, E. (1967), A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces, *Geotechnique*, v.17, p. 11-26.

URROZ LOPES, J. A. (1981), Algumas Considerações Sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais e Rochas Sedimentares Subhorizontais, *III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*, ABGE, Itapema-SC., v.3, p. 167-186.

VARGAS, M. (1974), Mecânica dos Solos, *EPUSP*, São Paulo, 203p.

VARGAS, M. (1981), As Lições dos Escorregamentos da Serra do Mar, *Encontro Técnico – Estabilização de Taludes*, ABMS, São Paulo, p. 1-17.

VARGAS, M. (1985), Discussion, Theme 3.2 – Slope Stability, *International Conference on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, 1, Brasília, v.3, p.379-381, 391-392.

WESLEY, L. C. & LEELARATNAM, V. (2001), Shear Strength Parameters From Back Analysis of Single Slips, *Geotechnique*, v. 51, n. 4, p. 373-374.

WOLLE, C. M., GUIDICINI, G., ARAUJO, J. S. & PEDROSA, J. A. B. A. (1977), Caracterização de Um Mecanismo de Escorregamento nas Encostas da Serra do Mar, *Publicação IPT 1079*, São Paulo, 23p.

WOLLE, C. M. (1980), Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança, *Dissertação de Mestrado*, EPUSP, São Paulo, 345p.

WOLLE, C. M. (1981), A Instrumentação nos Estudos de Estabilização de Taludes Naturais e de Escavação, *Curso de Extensão Universitária - Obras de Terra e Fundações Especiais*, ABMS/Universidade de Brasília, Apostila, p.C-II/01-34.

WOLLE, C. M. (1985), Slope Stability in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, *ISSMFE Committee on Tropical Soils*, Progress Reprt 1982-1985, ABMS, São Paulo, p.164-221.

WOLLE, C. M. & CARVALHO, P. A. S. (1987), Ruptura de um Talude Rodoviário Condicionada por Estruturas Reliquiáres e Sua Estabilização, *V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*, ABGE, São Paulo, v. 2, p. 135-151.

WOLLE, C. M. (1988), Análise dos Escorregamentos Translacionais Numa Região da Serra do Mar no Contexto de Uma Classificação de Mecanismos de Instabilização de Encostas, *Tese de Doutorado*, EPUSP, São Paulo, 406p.

WOLLE, C. M. & SILVA, L. C. R. (1992), Taludes, *Mesa Redonda - Solos da Cidade de São Paulo*, ABMS e ABEF, São Paulo, p. 249-277.

WOLLE, C. M. & CARVALHO, C. S. (1994), Taludes Naturais, *Mesa Redonda - Solos do Litoral de São Paulo*, ABMS, São Paulo, p. 179-203.

WRIGHT, S. G. (1974), SSTAB1 – A General Computer Program for Slope Stability Analyses, *Research Report n. GE-74-1*, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin.

YAMAGAMI, T. & UETA, Y. (1992), Back Analysis of Strength Parameters for Landslide Control Works, *6<sup>nd</sup> International Symposium on Landslides*, Christchurch, v.1, p. 619-624.

YAMAGAMI, T., UETA, Y. & JIANG, J. C. (1997), A Back Analysis Method for Unsaturated Soil Strength Parameters, *2<sup>nd</sup> COBRAE – Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas*, Rio de Janeiro, v.1, p. 511-519.

## **ANEXO A**

### **DADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

Tabela A1 – Características dos corpos de prova dos ensaios realizados – Amostra 1

<b>AMOSTRA 1. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO S/ INUNDAÇÃO - PERPENDICULAR À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	14,9	2,67	1,606	1,398	0,91	43,8
147,1	16,9	2,67	1,639	1,402	0,90	49,8
294,2	18,1	2,67	1,565	1,325	1,02	47,7

<b>AMOSTRA 1. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO - PERPENDICULAR À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	16,9	2,67	1,600	1,370	0,95	47,4
147,1	16,9	2,67	1,596	1,365	0,96	47,1
294,2	16,2	2,67	1,644	1,414	0,89	48,8

<b>AMOSTRA 1. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO S/ INUNDAÇÃO - PARALELO À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	16,1	2,67	1,662	1,431	0,87	49,8
147,1	16,7	2,67	1,586	1,359	0,96	46,1
294,2	16,8	2,67	1,594	1,365	0,96	47,0

<b>AMOSTRA 1. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO - PARALELO À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	14,8	2,67	1,611	1,403	0,90	43,8
147,1	15,3	2,67	1,634	1,417	0,88	46,3
294,2	15,8	2,67	1,597	1,379	0,94	45,0

Tabela A2 – Características dos corpos de prova dos ensaios realizados – Amostra 2

<b>AMOSTRA 2. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO S/ INUNDAÇÃO PERPENDICULAR À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	19,8	2,67	1,697	1,416	0,89	59,7
147,1	22,1	2,67	1,635	1,339	0,99	59,3
294,2	20,6	2,67	1,736	1,439	0,86	64,4
294,2	15,6	2,67	1,826	1,579	0,69	60,4

<b>AMOSTRA 2. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO - PERPENDICULAR À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	23,8	2,67	1,581	1,276	1,09	58,3
147,1	22,8	2,67	1,699	1,384	0,93	65,4
294,2	25,5	2,67	1,526	1,216	1,20	56,9

<b>AMOSTRA 2. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO S/ INUNDAÇÃO - PARALELO À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	17,0	2,67	1,737	1,484	0,80	56,9
147,1	19,5	2,67	1,764	1,476	0,81	64,3
294,2	16,2	2,67	1,864	1,604	0,67	65,2

<b>AMOSTRA 2. ENSAIO CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO - PARALELO À FOLIAÇÃO</b>						
$\sigma_v$ (kPa)	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	Sr (%)
49,0	28,5	2,67	1,682	1,309	1,04	73,2
147,1	27,1	2,67	1,666	1,310	1,04	69,9
294,2	25,2	2,67	1,790	1,430	0,87	77,7

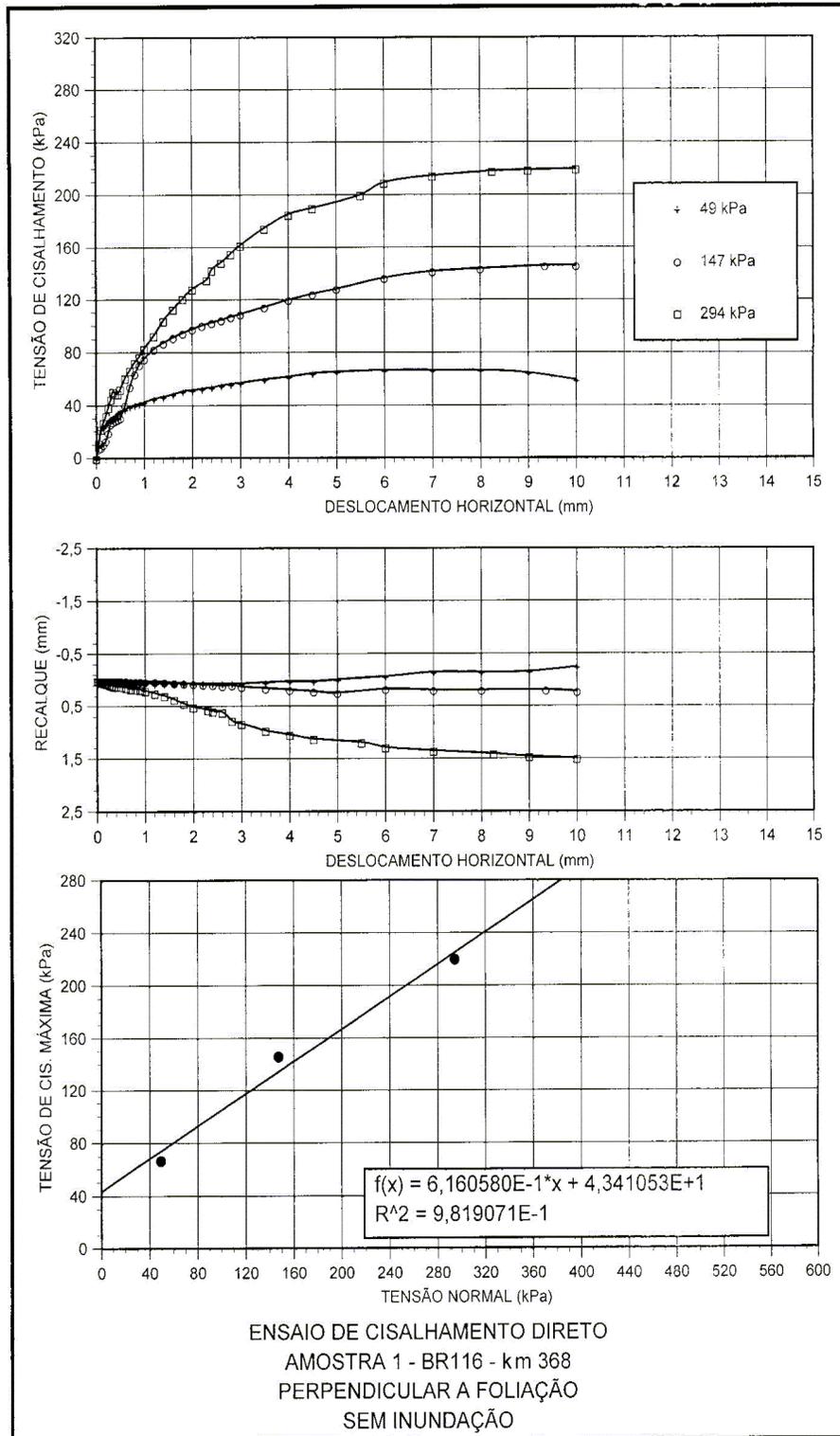


Figura A1 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura perpendicular a foliação  
 Amostra 1 – umidade natural

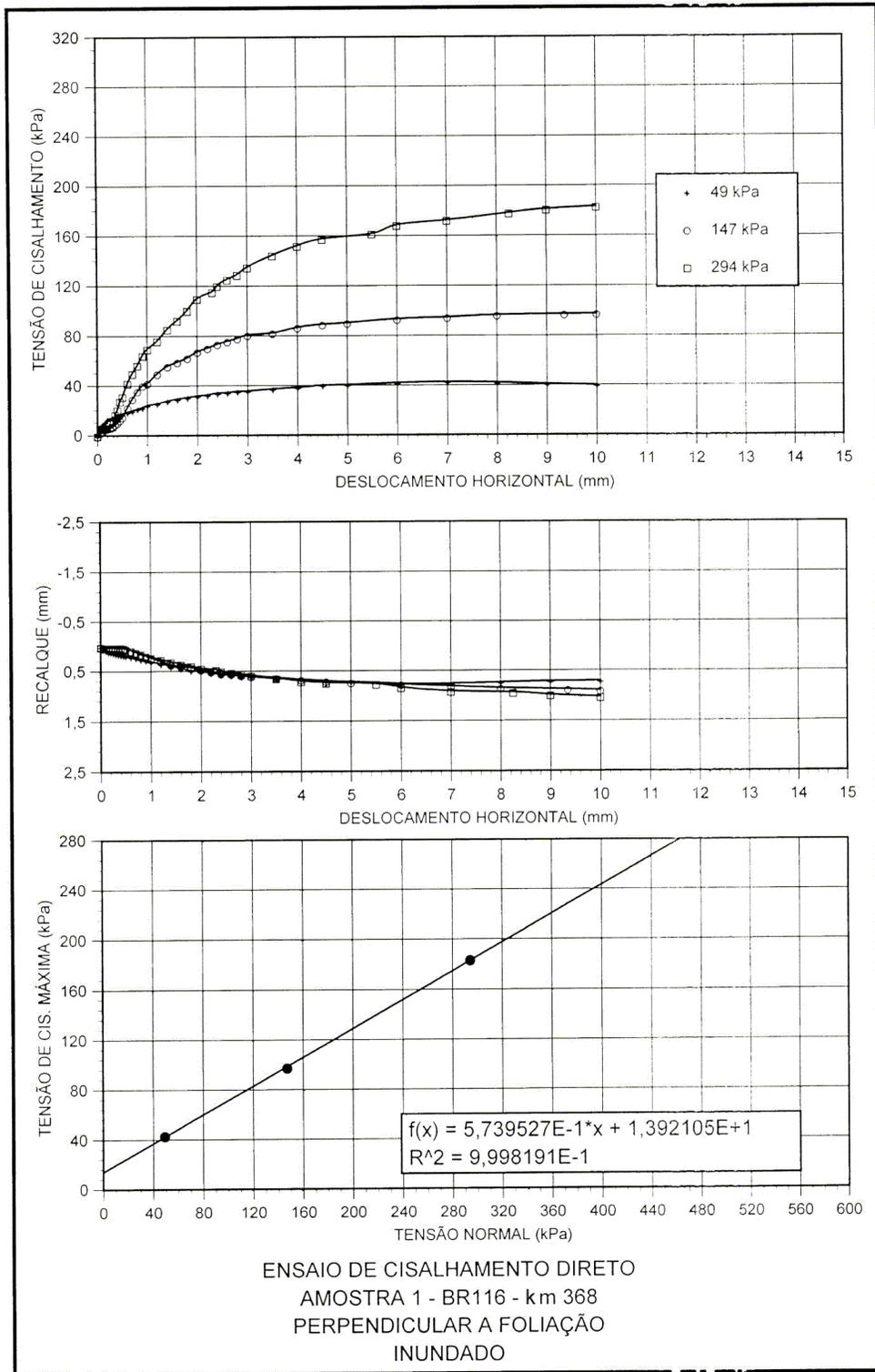


Figura A2 –Ensaio de cisalhamento direto - ruptura perpendicular a foliação  
 Amostra 1 – inundada

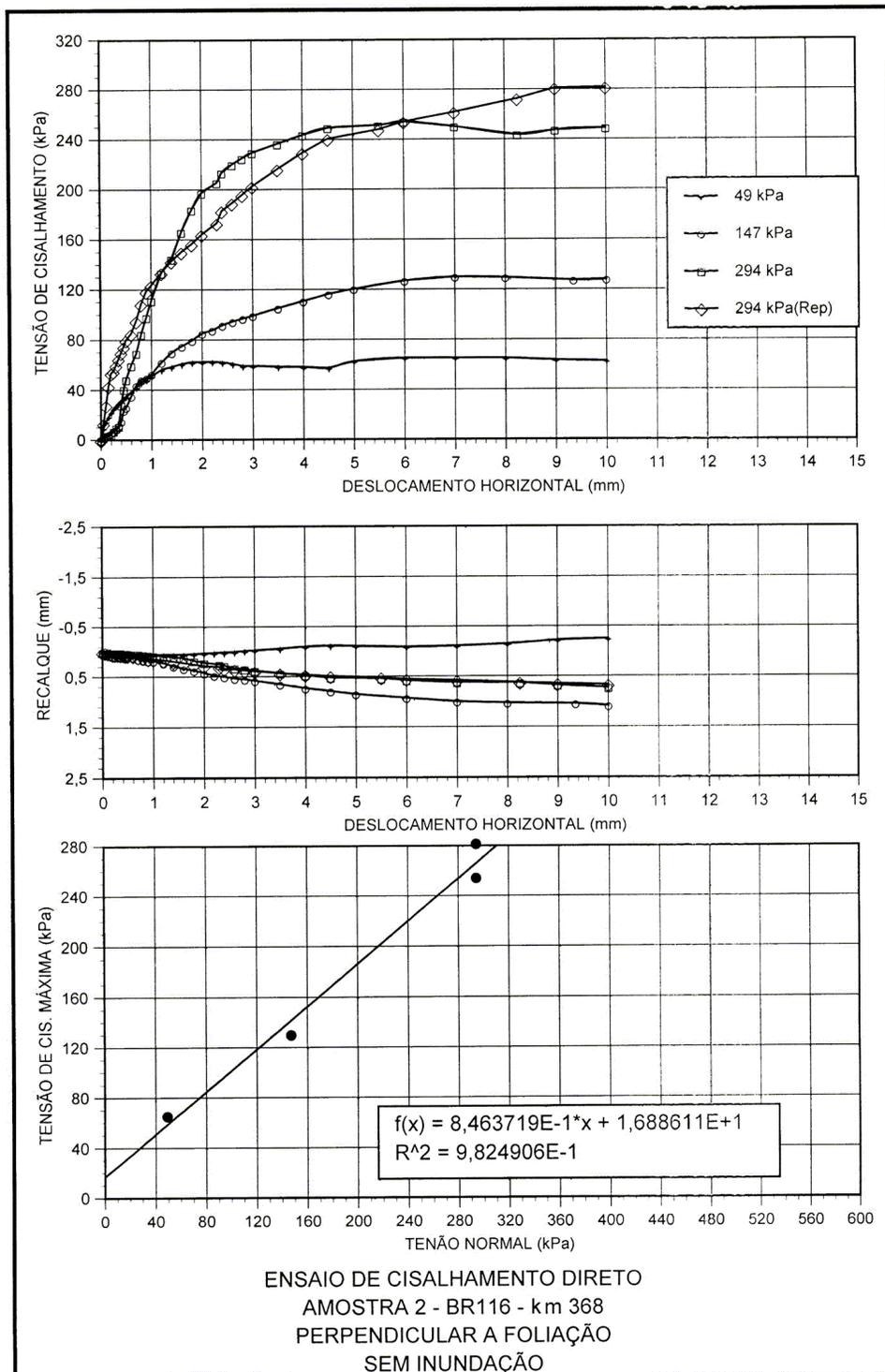


Figura A3 –Ensaio de cisalhamento direto – ruptura perpendicular a foliação  
 Amostra 2 – umidade natural

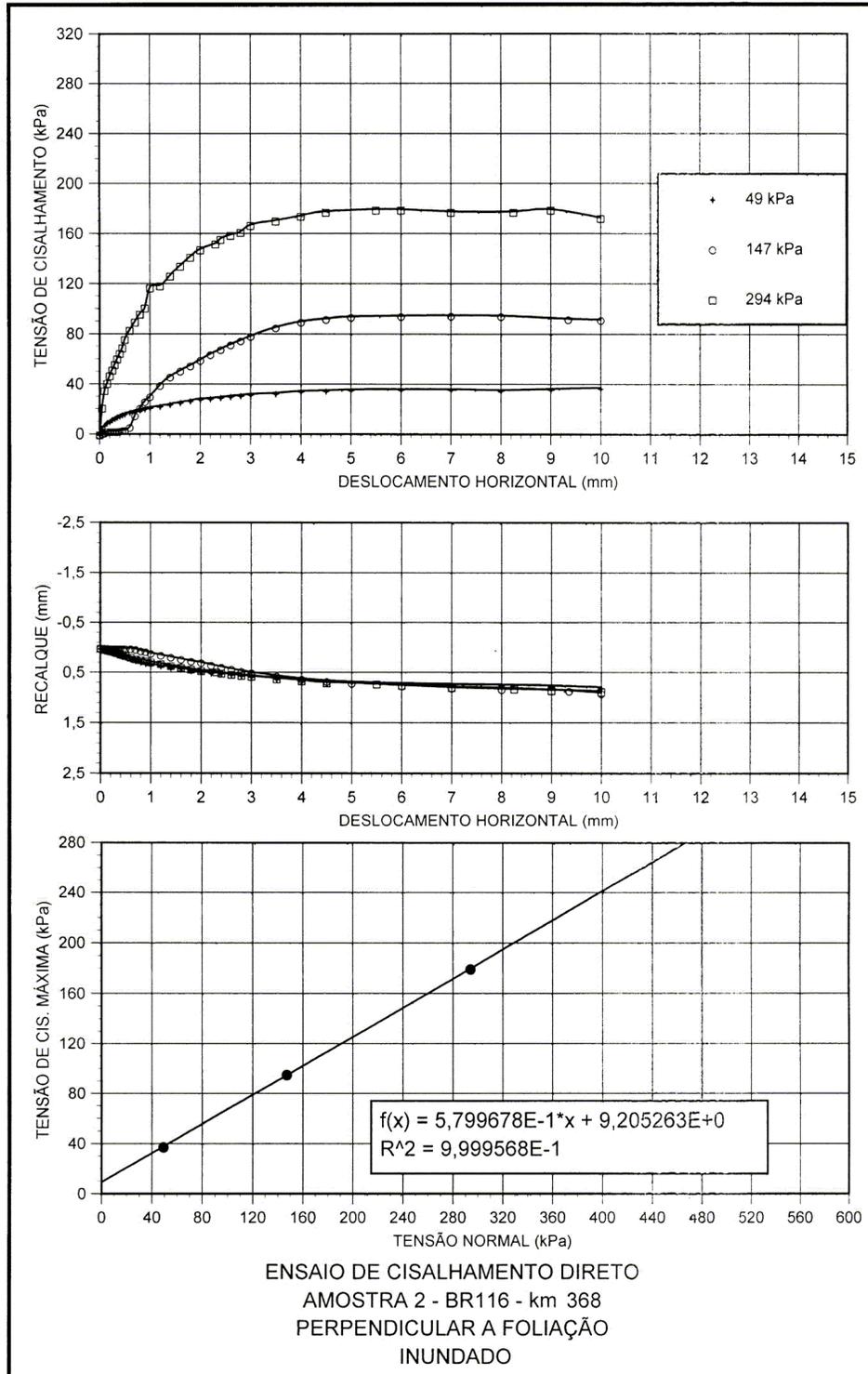


Figura A4 –Ensaio de cisalhamento direto - ruptura perpendicular a foliação  
 Amostra 2 – inundada

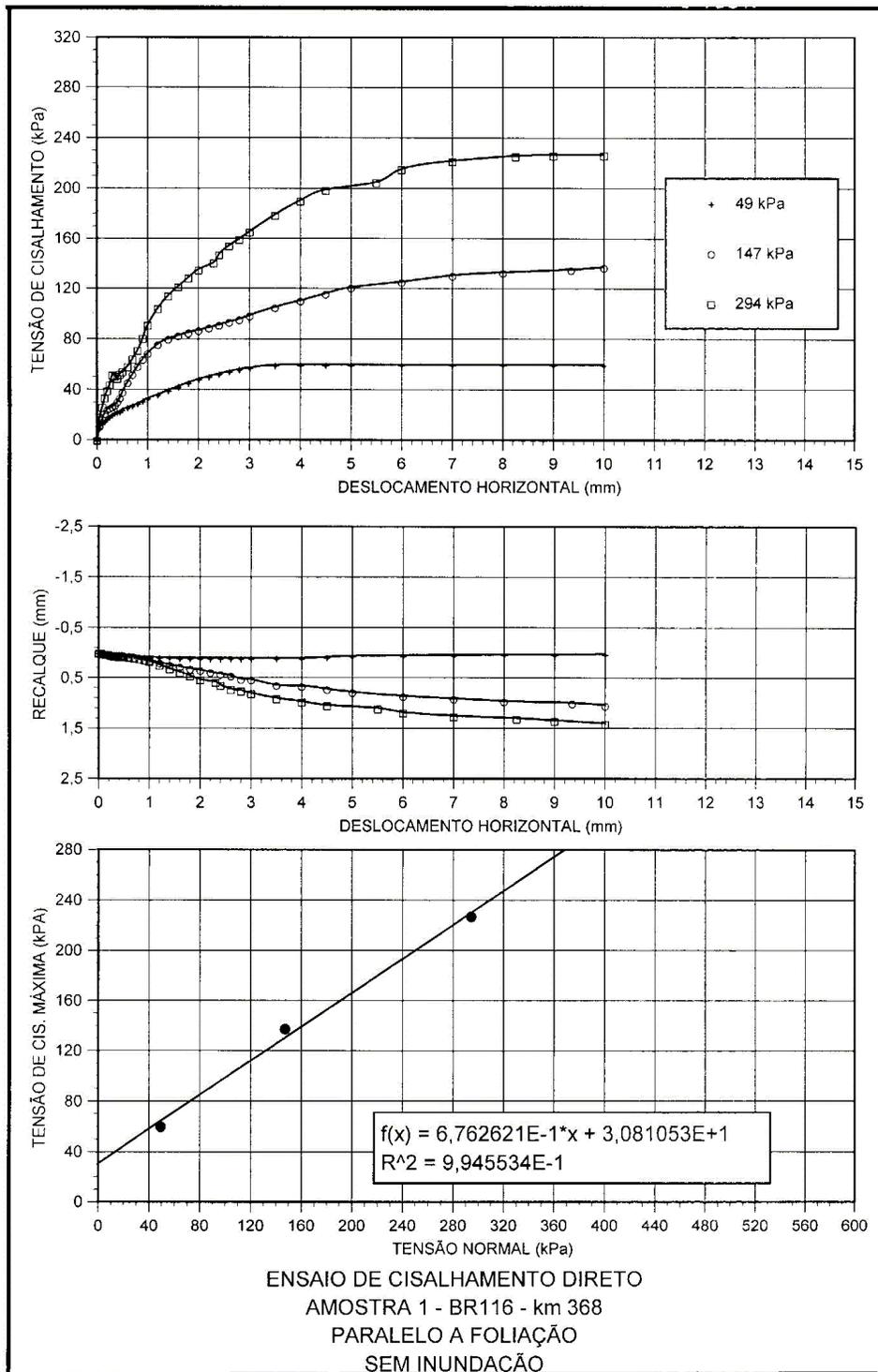


Figura A5 –Ensaio de cisalhamento direto - ruptura paralela a foliação  
 Amostra 1 – umidade natural

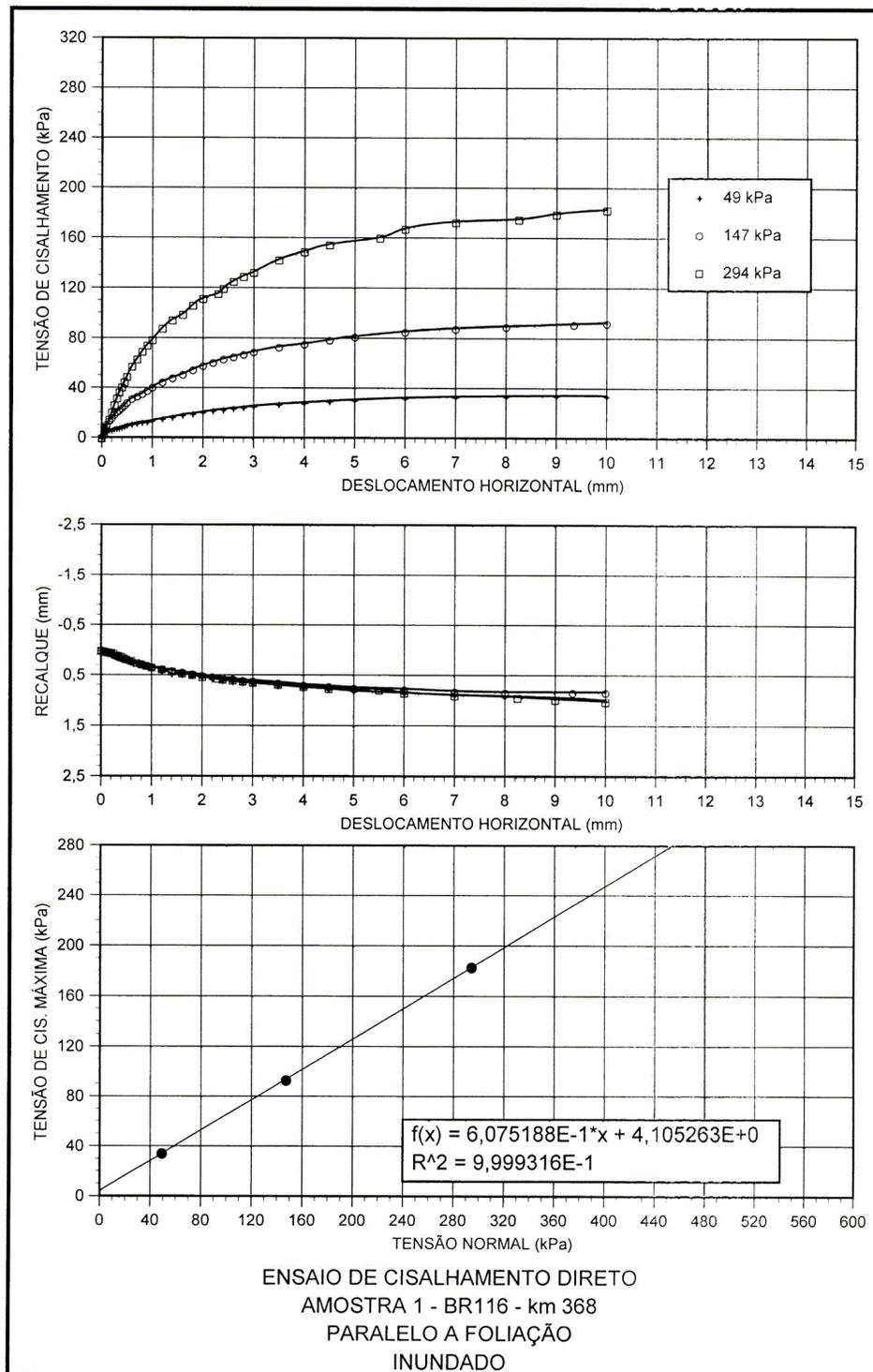


Figura A6 –Ensaio de cisalhamento direto - ruptura paralela a foliação  
 Amostra 1 – inundada

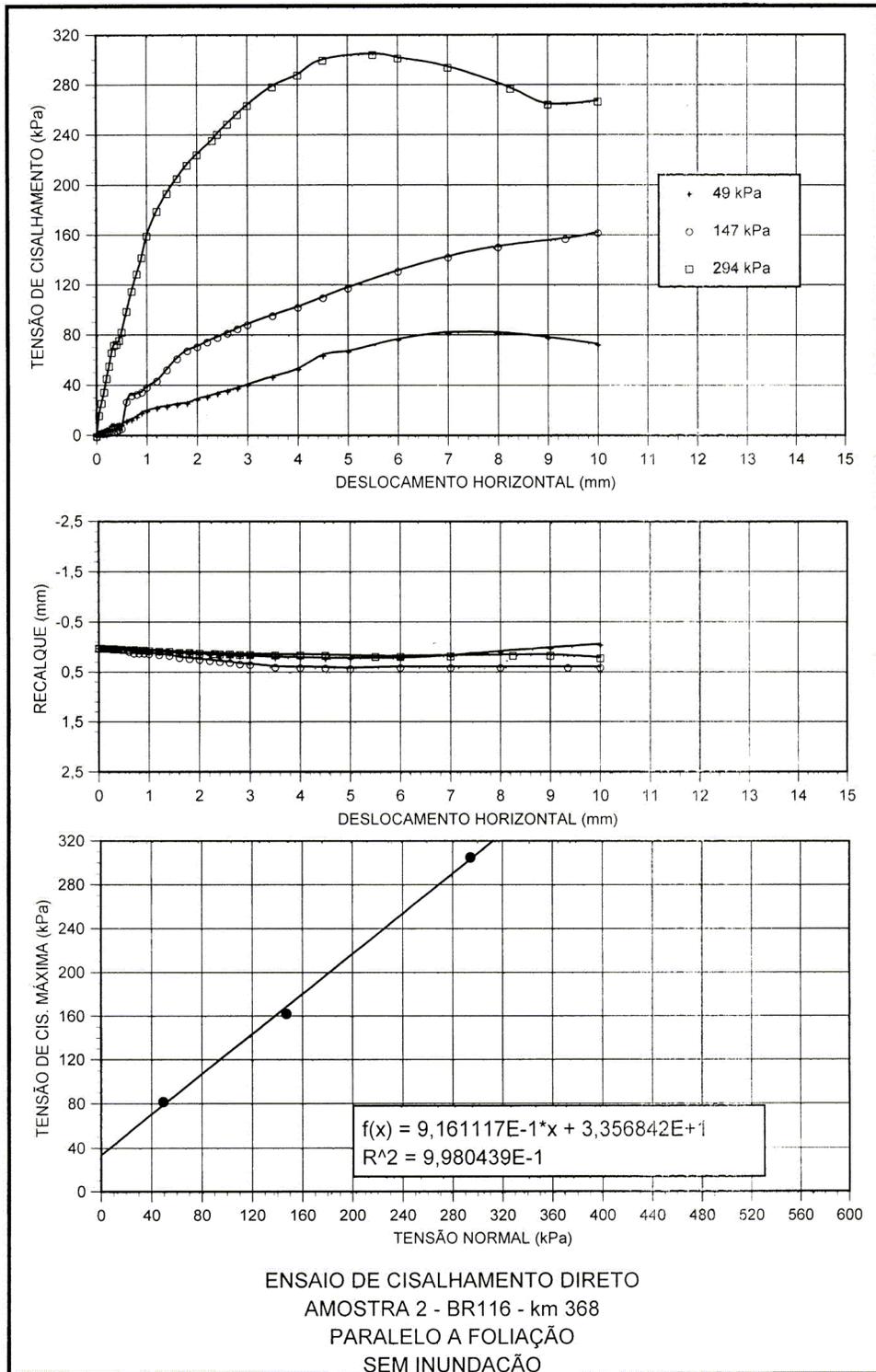


Figura A7 –Ensaio de cisalhamento direto- ruptura paralela a foliação  
 Amostra 2 – umidade natural

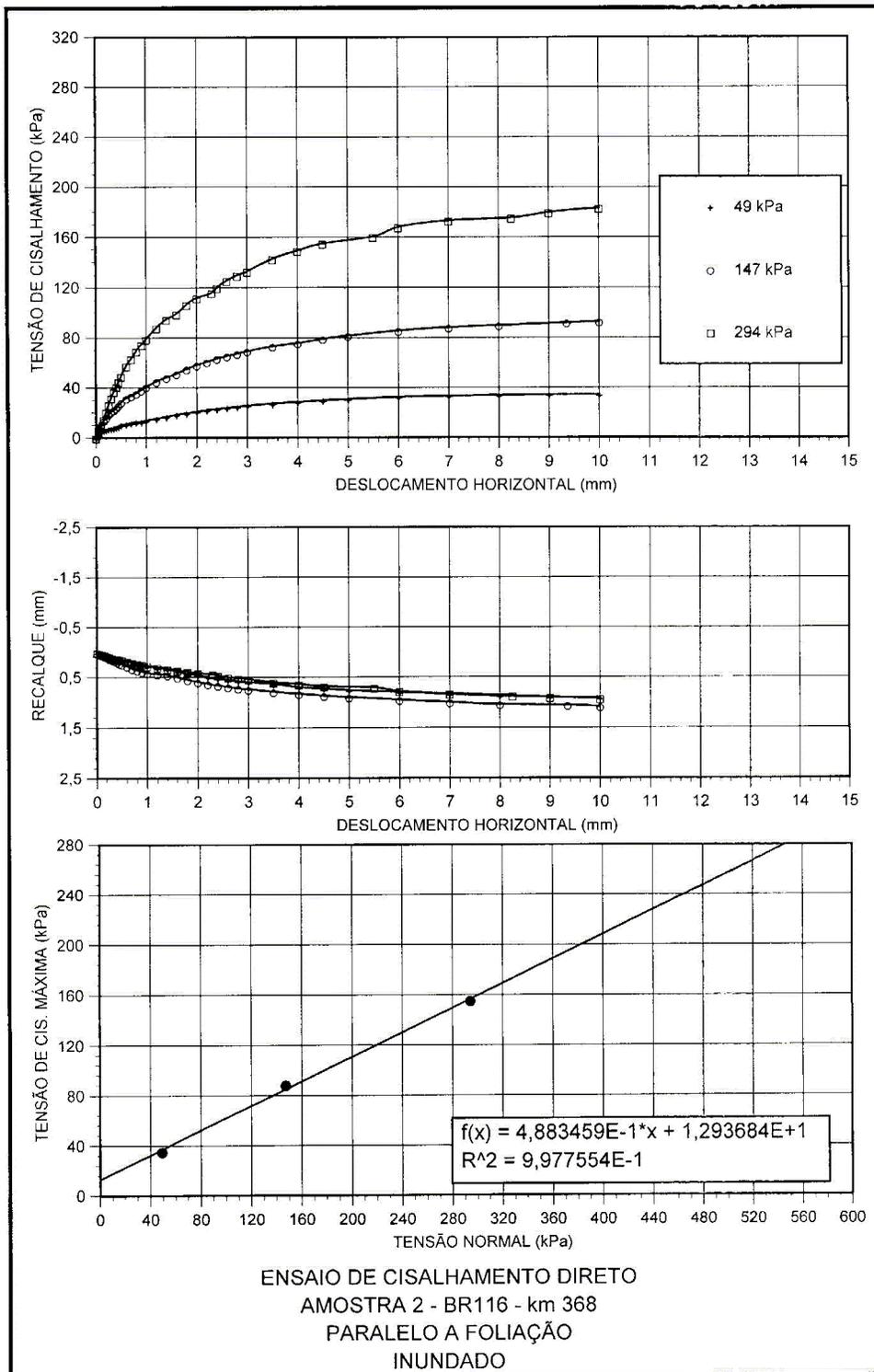


Figura A8 –Ensaio de cisalhamento direto - ruptura paralela a foliação  
 Amostra 2 – inundada