

**ESTUDO DA INSTABILIDADE DE UM TALUDE  
RODOVIÁRIO EM SÃO JERÔNIMO/RS.**

**MARA REGINA BIANCHINI**

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com o parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia**.

Porto Alegre  
Dezembro de 2000

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Programa de Pós-Graduação.

---

Prof. Luiz Antônio Bressani

Orientador

---

Prof. Francisco da Paula Simões Lopes Gastal

Coordenador do PPGEC

### **BANCA EXAMINADORA**

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Adriano V. Damiani Bica

Phd pela University of Surrey, UK

Prof. Way Ying Yuk Gehling

D.Sc. pela Universidade Politécnica da Catalunya, Espanha

**Ao meu pai (*in memorium*)  
e à minha mãe**

## AGRADECIMENTOS

Ao concluir esta dissertação de mestrado desejo externar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação.

Ao professor orientador Luiz Antônio Bressani pelos ensinamentos transmitidos, pela orientação, pelo apoio e pelo incentivo para a conclusão deste trabalho, inclusive durante o período em que estive “parada”.

Aos demais professores da área de geotecnia, pelos ensinamentos complementares transmitidos e pelas contribuições a este trabalho.

À professora Regina Davison Dias, por ter me mostrado os caminhos da geotecnia na orientação de uma bolsa de iniciação científica, durante a graduação.

Ao colega, hoje doutor, Rinaldo Pinheiro, pelo auxílio na realização dos ensaios, sugestões e contribuições dadas ao trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, Jair Floriano da Silva e João Diniz pelo auxílio na execução dos ensaios de laboratório e trabalhos de campo.

Ao DAER, pelos dados fornecidos

À CAPES, pelo apoio financeiro recebido.

Aos colegas da turma de mestrado, Dalmir Verdade, Diana Denardi, Juan Díaz, Karla Heineck, Marcelo Tessari, Marcos Strauss e Pedro Ferreira, pela sagradas horas (anos), de convívio técnico-científico e sócio-cultural. Também aos colegas de turmas anteriores (Márcia, Bibiana, Luis Otávio...), de turmas posteriores (Júlio, Joel, Maribel...), de amigos e ex-temporâneos (Ana Paula, Flávia...) obrigada por fazerem com que o tempo em que convivemos se tornasse inesquecível e pela certeza de que se o convívio diminuiu, a amizade não!

Aos colegas do DAER/UNP, pelo incentivo para o término deste trabalho.

Aos demais amigos pelo incentivo carinhoso traduzido pela seguinte frase:  
“Ainda não terminou?”.

À amiga desde a infância (que até prima é), Márcia Marchi, pelo carinho, incentivo, apoio e compreensão dedicados durante esses vinte e poucos anos!

À minha família, por ter me ajudado em mais esta conquista.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	ix
LISTA DE TABELAS .....	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS .....	xiv
RESUMO .....	Xv
ABSTRACT .....	xvi
CAPÍTULO I	
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	1
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	2
1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA.....	2
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	3
CAPÍTULO II	
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 MECANISMOS DE INSTABILIDADE.....	5
2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	11
<b>2.2.1 Definições.....</b>	<b>12</b>
<b>2.2.2 Histórico .....</b>	<b>13</b>
<b>2.2.3 Envolvimentos de resistência .....</b>	<b>14</b>
<b>2.2.4 Fatores que influenciam a resistência residual .....</b>	<b>16</b>
2.2.4.1 Fração argilosa .....	16
2.2.4.2 Influência do deslocamento .....	18
2.2.4.3 Influência da velocidade do ensaio ring shear.....	19
2.2.4.4 Influência da micro-estrutura .....	21
<b>2.2.5- Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento residual, utilizando-se ensaios de cisalhamento direto especiais.....</b>	<b>23</b>
2.2.5.1 Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas..	23
2.2.5.2 Método do pré-corte .....	24
2.2.5.3 Corpos de prova de altura reduzida .....	25

2.2.5.4 Ensaio de cisalhamento direto com interface polida .....	25
<b>2.2.6 Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento residual utilizando-se ensaios de cisalhamento por torção</b> .....	26
2.2.6.1 Equipamentos.....	26
2.2.6.2 Amostras indeformadas e remoldadas.....	27
2.2.6.3 Ensaio em dois estágios e de estágio único .....	28
2.2.6.4 Comparação com resultados de outros equipamentos.....	29
<b>2.2.7 Utilização de correlações entre as propriedades e índice do solo</b> .....	30
<b>CAPÍTULO III</b>	
<b>3. DESCRIÇÃO DO LOCAL E DOS MATERIAIS DE ESTUDO</b> .....	33
3.1 LOCALIZAÇÃO .....	33
3.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOMORFOLÓGICOS DA REGIÃO .....	34
3.3 CLIMA E VEGETAÇÃO .....	37
3.4 DESCRIÇÃO DO TALUDE .....	38
3.5 MECANISMOS DE RUPTURA IDENTIFICADOS .....	40
<b>CAPÍTULO IV</b>	
<b>4 MÉTODOS LOGÍSTICOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO</b> .....	42
4.1 RETIRADA DE AMOSTRAS .....	43
4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	43
4.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO .....	44
<b>4.3.1 Descrição do equipamento</b> .....	44
<b>4.3.2 Preparação da amostra</b> .....	45
<b>4.3.3 Montagem de ensaio</b> .....	45
<b>4.3.4 Procedimento do ensaio</b> .....	45
<b>4.3.5 Velocidade do ensaio e tensões normais</b> .....	46
4.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM REVERSÃO .....	46
4.5 ENSAIOS DO TIPO RING SHEAR (CISALHAMENTO POR TORÇÃO). .....	48
<b>4.5.1 Considerações gerais</b> .....	48
<b>4.5.2 Descrição do equipamento</b> .....	48

<b>4.5.3</b>	<b>Preparação da amostra e moldagem dos corpos de prova .....</b>	<b>49</b>
<b>4.5.4</b>	<b>Procedimento do ensaio .....</b>	<b>49</b>
<b>4.5.5</b>	<b>Velocidade do ensaio e tensões nomais.....</b>	<b>50</b>
<b>4.5.6</b>	<b>Critério para o final do ensaio .....</b>	<b>50</b>
<b>4.6</b>	<b>INSTALAÇÃO DO PIEZÔMETRO .....</b>	<b>50</b>

## **CAPÍTULO V**

### **5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....**

<b>5.1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>52</b>
<b>5.2</b>	<b>ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....</b>	<b>52</b>
<b>5.2.1</b>	<b>Limites de Atterberg .....</b>	<b>52</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Índices físicos e densidade real dos grãos.....</b>	<b>53</b>
<b>5.2.3</b>	<b>Mineralogia .....</b>	<b>53</b>
<b>5.3</b>	<b>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....</b>	<b>54</b>
<b>5.4</b>	<b>ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL E COM REVERSÃO .....</b>	<b>57</b>
<b>5.4.1</b>	<b>Resultados obtidos no solo S2 .....</b>	<b>57</b>
<b>5.4.2</b>	<b>Resultados obtidos no solo S3 .....</b>	<b>61</b>
<b>5.5</b>	<b>ENSAIOS DE RING SHEAR .....</b>	<b>67</b>
<b>5.5.1</b>	<b>Resultados obtidos no solo S2 .....</b>	<b>67</b>
<b>5.5.2</b>	<b>Resultados obtidos no material cinza do solo S2 .....</b>	<b>70</b>
<b>5.5.3</b>	<b>Resultados obtidos no solo S3 .....</b>	<b>72</b>
<b>5.5.4</b>	<b>Análise dos resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento ...</b>	<b>75</b>
<b>5.6</b>	<b>ANÁLISE MICROSCÓPICA .....</b>	<b>78</b>

## **CAPÍTULO VI**

<b>6</b>	<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE.....</b>	<b>83</b>
<b>6.1</b>	<b>GEOMETRIA DO TALUDE .....</b>	<b>83</b>
<b>6.2</b>	<b>PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO ...</b>	<b>86</b>
<b>6.3</b>	<b>PORO-PRESSÃO NO TALUDE .....</b>	<b>87</b>



65 SOFTWARE MÉTODO UTILIZADOS .....	88
66 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA GEOMETRIA INICIAL .....	90
67 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA GEOMETRIA FINAL .....	95
 <i>CAPÍTULO VII</i>	
<b>7. CONCLUSÕES SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....</b>	<b>98</b>
7.1 CONCLUSÕES .....	98
7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	101
 <i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</i>	<b>102</b>

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO II

Figura 2.1	Bloco diagrama de um deslizamento/fluxo complexo de material fino (Varnes, 1978) .....	6
Figura 2.2	Principais tipos de movimentos classificados como ruptura confinada, (Hutchinson, 1988) .....	7
Figura 2.3	Principais tipos de movimentos classificados como escorregamentos rotacionais (Hutchinson, 1988) .....	8
Figura 2.4	Principais tipos de movimentos classificados como escorregamentos com postos (Hutchinson, 1988) .....	9
Figura 2.5	Principais tipos de movimentos classificados como escorregamentos translacionais (Hutchinson, 1988) .....	10
Figura 2.6	Principais tipos de movimentos classificados como tombamentos (Hutchinson, 1988) .....	10
Figura 2.7	Principais tipos de escorregamentos com plexos (Hutchinson, 1988) .	11
Figura 2.8	Resistência ao cisalhamento de pico e para condição residual em solos normalmente adensados e pré-adensados (Mitchell, 1978) .....	13
Figura 2.9	Envoltória de resistência de pico, residual e linha de estado crítico para a argila de Londres (Wood, 1990) .....	14
Figura 2.10	Envoltórias de resistência residuais típicas, (Hawkins e Privett, 1985) .....	15
Figura 2.11	Gráficos $\tau'_n$ versus deslocamento para $\sigma'_n$ constante para diferentes frações argilosas (Skempton, 1985) .....	17
Figura 2.12	Ensaio <i>ring shear</i> com misturas de areia e bentonita (Lupini et al, 1981) .....	18
Figura 2.13	Detalhe da microestrutura da zona de cisalhamento e superfície de ruptura do escorregamento da localidade de Walton's Wood (Skempton e Petley, 1967) .....	22
Figura 2.14	Correlações entre $\tau'_r$ e o IP (Lupini et al, 1981) .....	31
Figura 2.15	Resistência residual de campo ( $\tau'_{if}$ ) e ensaios de <i>ring shear</i> em areias, caulim e bentonita (Skempton, 1985) .....	32
Figura 2.16	Valores do ângulo de atrito residual para solos tropicais (Vaughan, 1990) .....	32

### CAPÍTULO III

Figura 3.1	Localização do local de estudo .....	33
Figura 3.2	Mapa geológico das regiões de Charqueadas, São Jerônimo e Arroio dos Ratos (Frank, 1989) .....	35
Figura 3.3	Foto do local à jusante da área em estudo, apresentando um açude e coxilhas inseridas em uma área suavemente ondulada .....	37
Figura 3.4	Aparência solo S2, mostrando o aspecto variegado deste solo, com as fissuras preenchidas pelo material de cor cinza .....	39
Figura 3.5	Foto do talude nas condições atuais .....	41

### CAPÍTULO IV

Figura 4.1	Fotos de equipamento de ring shear e da amostra utilizada .....	48
Figura 4.2	Instalação do piezômetro .....	51

### CAPÍTULO V

Figura 5.1	Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S2 - amostra total .....	55
Figura 5.2	Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S2 - parte vermelha .....	55
Figura 5.3	Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S2 - parte cinza .....	56
Figura 5.4	Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S3 .....	56
Figura 5.5	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2, $\sigma_n = 21$ kPa .....	57
Figura 5.6	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2, $\sigma_n = 50$ kPa .....	58
Figura 5.7	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2, $\sigma_n = 100$ kPa .....	58
Figura 5.8	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2, $\sigma_n = 150$ kPa .....	59
Figura 5.9	Curvas tensão-deformação normalizadas em função da tensão normal - ensaios iniciais, para o solo S2 .....	59
Figura 5.10	Curvas tensão-deformação normalizadas em função da tensão normal - 3ª Reversão, para o solo S2 .....	60

Figura 5.11	Envoltória de ruptura para a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2 .....	61
Figura 5.12	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3, $\sigma_n = 21 \text{ kPa}$ .....	62
Figura 5.13	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3, $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$ .....	62
Figura 5.14	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3, $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ .....	63
Figura 5.15	Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3, $\sigma_n = 150 \text{ kPa}$ .....	63
Figura 5.16	Curvas tensão-deformação normalizadas em função da tensão normal – ensaios iniciais, para o solo S3 .....	64
Figura 5.17	Curvas tensão-deformação normalizadas em função da tensão normal - 3ª Reversão, para o solo S3 .....	64
Figura 5.18	Envoltória de ruptura para a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S3 .....	65
Figura 5.19	Curvas tensão cisalhante versus deslocamento, obtidas no ring shear, para o solo S2 .....	68
Figura 5.20	Curvas tensão cisalhante normalizada em função da tensão normal versus deslocamento, para o solo S2 .....	68
Figura 5.21	Deformação vertical versus deslocamento horizontal, para o solo S2	69
Figura 5.22	Envoltória de ruptura obtida dos ensaios tipo ring shear, para o Solo S2 .....	69
Figura 5.23	Curvas tensão cisalhante versus deslocamento, obtidas no ring shear, para o solo S2 – parte cinza .....	70
Figura 5.24	Curvas tensão cisalhante normalizada em função da tensão normal versus deslocamento, para o solo S2 – parte cinza .....	71
Figura 5.25	Deformação vertical versus deslocamento horizontal, para o solo S2 – parte cinza .....	71
Figura 5.26	Envoltória de ruptura obtida dos ensaios tipo ring shear, para o Solo S2 – parte cinza .....	72
Figura 5.27	Curvas tensão cisalhante versus deslocamento, obtidas no ring shear, para o solo S3 .....	73
Figura 5.28	Curvas tensão cisalhante normalizada em função da tensão normal versus deslocamento, para o solo S3 .....	73
Figura 5.29	Deformação vertical versus deslocamento horizontal, para o solo S3	74
Figura 5.30	Envoltória de ruptura obtida dos ensaios tipo ring shear, para o Solo S3 .....	74
Figura 5.31	Comparação das envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios do tipo ring shear .....	76

Figura 5.32	Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios do tipo ring shear com paradas com as envoltórias de rupturas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, na condição limite de resistência .....	78
Figura 5.33	Microfotografias para a amostra NATURAL S2. (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x de aproximação .....	80
Figura 5.34	Microfotografias para a amostra CISALHAMENTO S3. (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x de aproximação .....	81
Figura 5.35	Microfotografias para a amostra RS S3(ring shear). (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x de aproximação .....	82

## CAPÍTULO VI

Figura 61	Geometrias inicial e atual da seção 7+460.....	84
Figura 62	Geometrias inicial e atual da seção 7+480.....	84
Figura 63	Geometrias inicial e atual da seção 7+500.....	85
Figura 64	Geometrias inicial e atual da seção 7+520.....	85
Figura 65	Poro-pressão medida no piezômetro .....	89
Figura 66	Precipitação e evaporação diárias para o período de medição automática da poro-pressão no piezômetro .....	89
Figura 67	Superfície crítica de ruptura na geometria inicial .....	90
Figura 68	Envoltórias de ruptura para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2 .....	93
Figura 69	Envoltórias de ruptura para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S3 .....	94
Figura 610	Superfície crítica de ruptura na geometria atual .....	96

## LISTA DE TABELAS

### CAPÍTULO V

Tabela 5.1	Limites de Atterberg para as camadas S2 e S3 .....	53
Tabela 5.2	Índices físicos para os solos S2 e S3 .....	53
Tabela 5.3	Minerais presentes nos solos S2 e S3 (adaptado de Leipnitz, 1995) ...	54
Tabela 5.4	Distribuição granulométrica (%), para os solos S2 e S3, com e sem o uso de defloculante .....	54
Tabela 5.5	Tensões de cisalhamento para a condição de pico e ao término das reversões, para o solo S2 e S3 .....	66
Tabela 5.6	Parâmetros da envoltória de ruptura para a condição de pico e de grandes deformações, para o solo S2 e S3 .....	67
Tabela 5.7	Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual obtidos nos ensaios <i>ring shear</i> .....	75
Tabela 5.8	Parâmetros da envoltória de ruptura na condição residual .....	75
Tabela 5.9	Parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencional, com reversão e ensaios do tipo <i>ring shear</i> .....	77

### CAPÍTULO VI

Tabela 6.1	Conjuntos de parâmetros utilizados para a análise da estabilidade. ....	88
Tabela 6.2	Fatores de segurança obtidos para a geometria inicial .....	91
Tabela 6.3	Tensões de cisalhamento para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2 e S3 .....	92
Tabela 6.4	Parâmetros obtidos para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2 e S3 .....	93
Tabela 6.5	Fatores de segurança obtidos utilizando-se parâmetros correspondentes às deformações de 1 e 3 mm após o pico, para o solo S2 e S3 .....	94
Tabela 6.6	Fatores de segurança obtidos para a geometria atual .....	96

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

e – Índice de vazios

d<sub>h</sub> – Deslocamento horizontal

d<sub>v</sub> – Deslocamento vertical

FA – Fração argila (porcentagem em peso de partículas inferiores a 2 μm)

FS – Fator de segurança

G – Densidade real dos grãos

IP – Índice de plasticidade

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

S – Grau de saturação

c' – Intercepto coesivo efetivo

φ' – Ângulo de atrito interno efetivo

φ'<sub>r</sub> – Ângulo de atrito interno residual

φ'<sub>cv</sub> – Ângulo de atrito interno com volume constante

φ'<sub>rf</sub> – Ângulo de atrito interno residual de campo

γ<sub>s</sub> – Peso específico real dos grãos

γ<sub>a</sub> – Peso específico aparente seco

γ – Teor de umidade

σ'<sub>n</sub> – Tensão normal efetiva

τ – Resistência ao cisalhamento residual

## RESUMO

Esta dissertação de mestrado apresenta uma investigação das causas que levaram um talude rodoviário à ruptura. Esse talude localiza-se no município de São Jerônimo, no Km 7+500 da rodovia RS/470. A ruptura foi progressiva, tendo início logo após a abertura do corte para a execução da rodovia e envolveu uma extensão de mais de 100 metros. Foram levantados aspectos geológicos e geomorfológicos da região, indicando tratar-se de uma área localizada na Depressão Periférica, com relevo suave ondulado. Os dois solos que compõem o talude foram descritos e amostrados. Foram realizados ensaios de caracterização e ensaios de cisalhamento para as diversas condições de deformação dos materiais. Foram feitos diversos ensaios de cisalhamento direto: a) com amostras indeformadas, buscando-se determinar parâmetros de resistência para a condição de pico e, b) ensaios especiais, utilizando a técnica de reversões múltiplas para determinar parâmetros de resistência na condição de grandes deformações. Foram feitos também ensaios de cisalhamento por torção (*ring shear*), buscando-se parâmetros de resistência para a condição residual. A estabilidade do talude foi verificada para duas geometrias, a inicial e a pós-ruptura, utilizando-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios realizados. A retro-análise da situação inicial indicou que as rupturas iniciais mobilizaram um valor de resistência ao cisalhamento correspondente a uma condição de deformação intermediária entre a condição de pico e a de grandes deformações. A retro-análise da condição atual indicou que os solos ainda não atingiram a condição residual, sendo que a resistência mobilizada é melhor representada pelos parâmetros na condição de grandes deformações.



## ABSTRACT

The monography presents a investigation of the causes of a cut slope failure. This slope is at km 7.5 of RS/470 near the town of São Jerônimo, state of Rio Grande do Sul, Brazil. The failure was of the progressive type being initiated little after the cut have been made. The length of the failure was 100m alongside the road. The region belongs to the Peripheral Depression of the state. The geology and the landform of the region are described on the text. There are two soils in the slope and both were sampled and tested. Direct shear test were carried out: a) on undisturbed samples to measure peak conditions; b) some tests with multiple reversions to determine the strength at large displacements. Ring shear tests were also carried out to determine the residual shear strength. The factor of safety was calculated for two geometries/situations: the initial and the post-failure. Shear strength parameters obtained in the laboratory tests were used. The analysis of the initial geometry indicated that the operational shear strength was not the peak but a value intermediate between the peak and the shear strength at large strains. On the other hand the post-failure analysis showed that the shear strength has not yet reached the residual condition.

## CAPÍTULO I

### 1. INTRODUÇÃO

#### 1.1 JUSTIFICATIVA

A ocorrência de instabilidades de taludes rodoviários é um problema que ocorre com certa frequência, principalmente em regiões de solos transportados onde a declividade dos cortes e a infiltração de água fazem com que a capacidade resistente do solo seja ultrapassada. A execução de cortes em taludes rodoviários é baseada na prática, apresentando inclinações típicas de 1:1,5 a 1:1. Essa solução empírica funciona para a maioria das situações e é utilizada devido à inviabilidade econômica de se realizar estudos detalhados para cada corte a ser executado na construção de uma rodovia.

Existem casos em que esta prática não funciona, tornando-se necessário estudar melhor o problema em questão. Isso ocorre, normalmente, em materiais heterogêneos e onde fatores que não são totalmente compreendidos tomam-se mais significativos. O desafio está, portanto, em conhecer adequadamente o maior número possível de fatores que tem influência na estabilidade de um talude.

Nos últimos anos, o estudo de solos não-saturados tem ganho grande destaque, devido às dúvidas e problemas encontrados na prática da Engenharia Geotécnica e diferenças fundamentais de comportamento, quando comparados com os solos saturados. Com o exemplo de solos não-saturados importantes podemos citar os solos de comportamento tropical, saprolíticos e lateríticos e os solos de origem coluvionar e éólica acima do lençol freático.

Diante da grande variação dos solos não-saturados, da complexidade do seu comportamento e das incertezas que ainda existem a esse respeito, torna-se necessário o

estudo de seu comportamento. O estudo geotécnico necessita lançar mão da geologia, geomorfologia e pedologia, com fontes de informações essenciais na solução das questões que envolvem o estudo desses solos

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal deste trabalho é estudar o fenômeno e os fatores que influenciaram a instabilidade do talude.

Para atingir o objetivo principal, vários objetivos específicos necessitam ser cumpridos, entre eles caracterização física e mecânica dos materiais que compõe o talude, com ensaios de índices físicos, análise granulométrica e limites de Atterberg, das diversas camadas de solo. Obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento nas condições de pico, através do cisalhamento direto, na condição de grandes deformações, através de ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões e na condição residual, através de ensaios de cisalhamento por torção (*ring shear*).

A condição de campo também deve ser conhecida, para isso os mecanismos de instabilização devem ser identificados, através de topografia, sondagens e identificação do tipo de superfície de ruptura encontrada em campo e determinação dos valores de poro-pressão.

Foram realizados estudos de retro-análise do talude para duas situações. O trabalho visou identificar os parâmetros de resistência que representam a resistência mobilizada durante a ruptura inicial e durante a situação pós-ruptura estudada (1997).

## 1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA

A hipótese principal é de que a instabilidade do talude foi causada pela diminuição da resistência ao cisalhamento operacional, a qual diminui com o aumento

do grau de saturação e conseqüente diminuição da sucção e com as deformações cisalhantes

Nos solos que apresentam fragilidade (pico) a resistência ao cisalhamento diminui com a deformação. A influência desta diminuição será estudada com parand o-se resultados de ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões e ensaios do tipo *ring shear*. Estes ensaios fornecem a resistência ao cisalhamento para a condição de grandes deformações e para a condição residual, respectivamente.

#### 1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Uma breve descrição da literatura é apresentada no capítulo II. Este capítulo apresenta os tipos de instabilização mais frequentes, as formas de obtenção dos parâmetros de resistência nas condições de pico, grandes deformações e na condição residual.

O capítulo III apresenta a localização da área de estudo, a geologia e a geomorfologia regional, a descrição dos solos envolvidos e a descrição da ruptura ocorrida.

No capítulo IV são descritas as metodologias utilizadas para a realização dos diversos ensaios, as particularidades, os cuidados tomados e os tipos de equipamentos utilizados

Os resultados dos ensaios realizados são apresentados no capítulo V. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencionais, buscando parâmetros para a condição de pico. Na seqüência foram realizados ensaios de cisalhamento direto especiais, utilizando-se a técnica de reversões múltiplas, buscando parâmetros para a condição de grandes deformações. Alguns ensaios de cisalhamento por torção (*ring shear*), foram realizados para obter parâmetros de resistência para a condição residual,

além de ensaios de caracterização. Este capítulo também apresenta uma análise dos resultados obtidos

O capítulo VI apresenta a análise da estabilidade para a geometria inicial e para a situação final estudada (1997). Para a geometria inicial, será apresentada uma análise da estabilidade em função das deformações, já que houve a necessidade de obtenção de parâmetros intermediários à condição de pico e à condição de grandes deformações

As conclusões do trabalho realizado são apresentadas no capítulo VII.

## CAPÍTULO II

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A presente revisão bibliográfica está dividida em duas partes, a primeira aborda os diversos mecanismos de instabilidade, suas classificações e demais aspectos julgados importantes, com enfoque voltado para a problemática que ocorre em solos. A segunda parte diz respeito à resistência ao cisalhamento, abordando aspectos das diversas condições de deformações, com portamento das envoltórias de ruptura, ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência e fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento.

#### 2.1 - MECANISMOS DE INSTABILIDADE

A ação da água, do vento e as variações de temperatura são os principais agentes erosivos que, somados à ação da gravidade e ao intemperismo são responsáveis pelas alterações do relevo. Este processo faz com que o material deslocado seja transportado para cotas mais baixas em uma permanente tendência à peneplanização. Associado a esta tendência ocorre uma série de deslocamentos de massa nas encostas, muitas vezes causada ou agravada pela ação do homem.

Vários autores propuseram sistemas de classificação para os diferentes tipos de instabilidade de taludes. Estes autores utilizaram como critério de diferenciação o tipo de material, a velocidade e o mecanismo do movimento, as deformações, a geometria e a quantidade de água envolvida no processo. Dentre os sistemas mais recentes apresentados pode-se citar Vames (1958 e 1978), Skempton e Hutchinson (1969), Bromhead (1986), Hutchinson (1988), Sassa (1989) e Cruden e Vames (1996).

O esquema proposto por Vames (1978) para classificação dos movimentos de massa baseia-se no tipo de movimento e no tipo de material transportado. Qualquer

o movimento de massa pode ser classificado e descrito por dois nomes, onde o primeiro descreve o material e o segundo o tipo de movimento. Os materiais são divididos em rochas, detritos (20% a 80% das partículas são  $> 2\text{mm}$ ) e terra (80% ou mais das partículas são  $< 2\text{mm}$ ). Os tipos de movimentos dividem-se em quedas, tombamentos, deslizamentos (rotacionais e translacionais), expansões laterais e espraiaamentos, corridas (terra, detritos e rocha) e complexos (combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos). Este autor representou os tipos de movimentos em bloco-diagramas tridimensionais. A Figura 2.1 apresenta um destes bloco-diagramas onde está representado um deslizamento/fluxo complexo de material fino (terra).

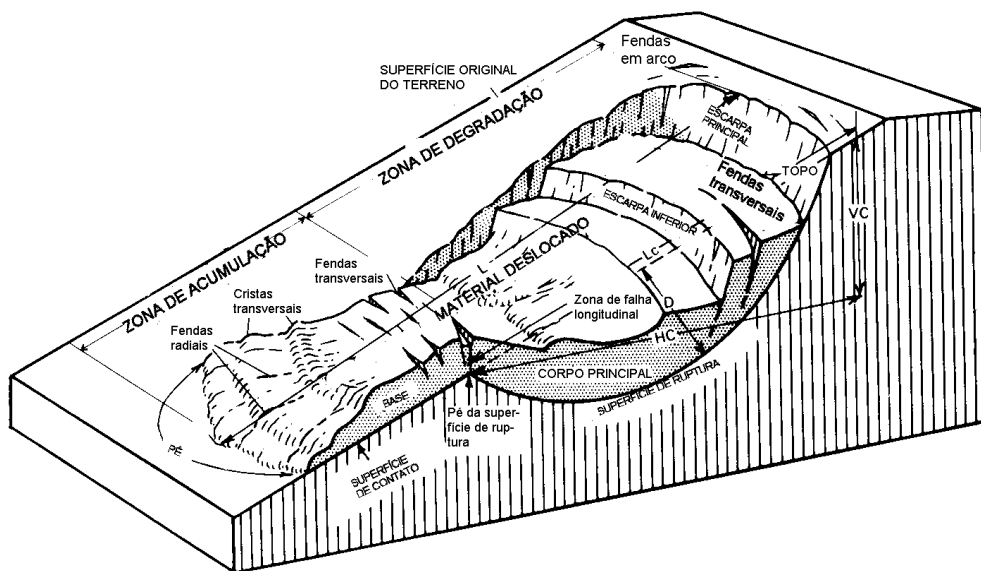


Figura 2.1 – Bloco diagrama de um deslizamento/fluxo complexo de material fino (Varnes, 1978).

Skepton e Hutchinson (1969) apresentam um sistema de classificação de escorregamentos em taludes argilosos propondo o reconhecimento de 5 tipos básicos e 6 formas complexas de movimentos de massa. Os tipos básicos de movimentos de massa foram classificados em quedas, escorregamentos rotacionais, escorregamentos com postos, escorregamentos translacionais e corridas. Os movimentos complexos foram classificados em escorregamentos sucessivos, escorregamentos retrogressivos múltiplos, corridas de terra, escorregamentos em colúvios, expansão lateral e escorregamento *bottle-neck*.

Bromhead (1986) propôs uma classificação baseada na terminologia do sistema de classificação proposto por Skempton e Hutchinson (1969). Bromhead (1986) subdivide os movimentos de massa em 3 grandes classes: escorregamentos, quedas e corridas. Este autor dá bastante ênfase à descrição dos fenômenos.

O sistema de classificação proposto por Hutchinson (1988) é um dos mais completos e complexos propostos. Este sistema baseia-se na morfologia da massa em movimento e em critérios associados ao tipo de material, ao mecanismo de ruptura, à velocidade do movimento, às condições hidrogeológicas e às características da estrutura do solo (*fabric*). Contudo, devido à sua complexidade, este sistema de classificação requer um volume grande de informações que muitas vezes dificulta a sua utilização no campo. Os tipos principais de movimentos de massa foram classificados em movimentos devido ao alívio de tensão (*rebound*), rastejo (*creep*), deformações significativas em cristas de montanha e taludes (*sagging*), escorregamentos, movimento de detritos na forma de fluxos, tombamento, quedas e movimentos complexos.

As Figuras 2.2 a 2.6 apresentam os principais tipos de movimentos classificados com o rupturas confinadas, escorregamentos rotacionais, escorregamentos com postos, escorregamentos translacionais, tombamentos e quedas. Alguns tipos de movimentos complexos de blocos e originados por percolação de água estão apresentados na Figura 2.7.

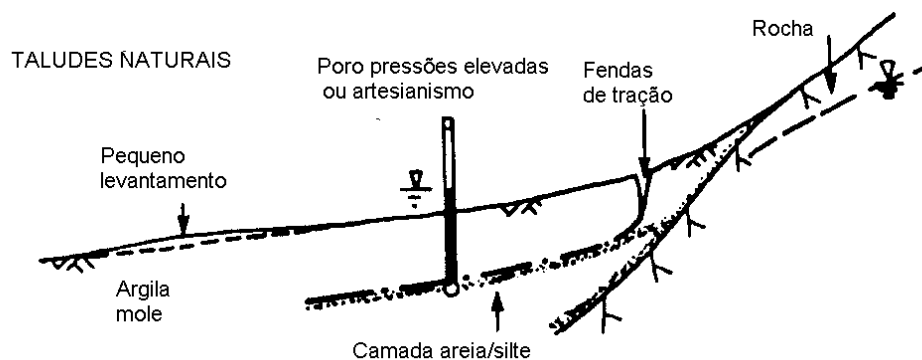


Figura 2.2 - Principais tipos de movimentos classificados com o rupturas confinada, (Hutchinson, 1988).



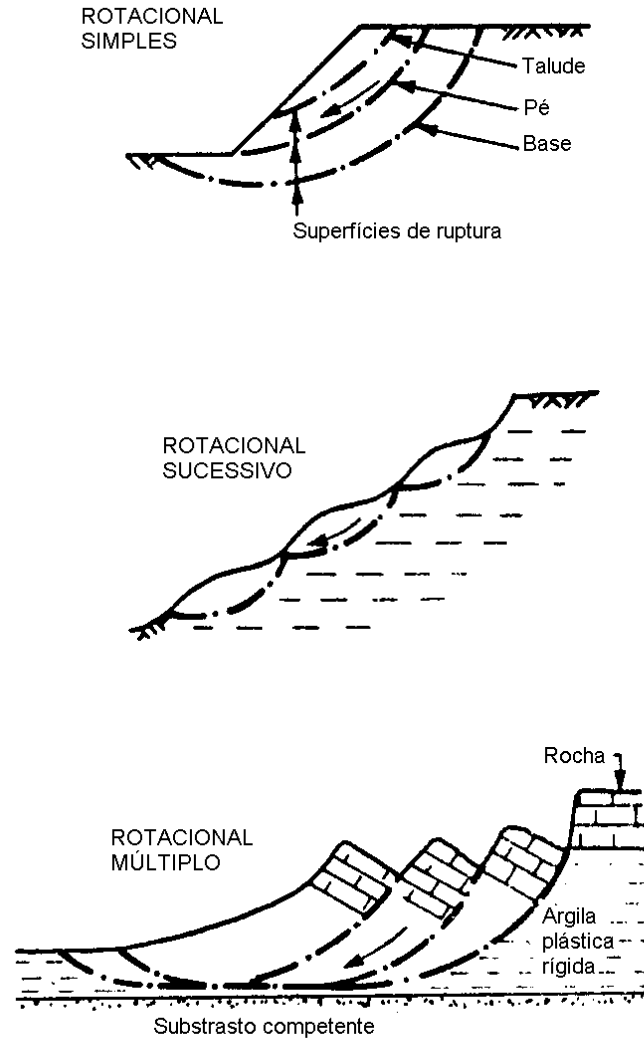
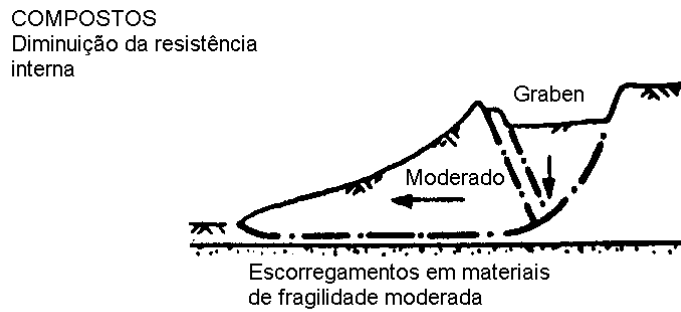


Figura 2.3 - Principais tipos de movimentos classificados com o escorregamentos rotacionais (Hutchinson, 1988).



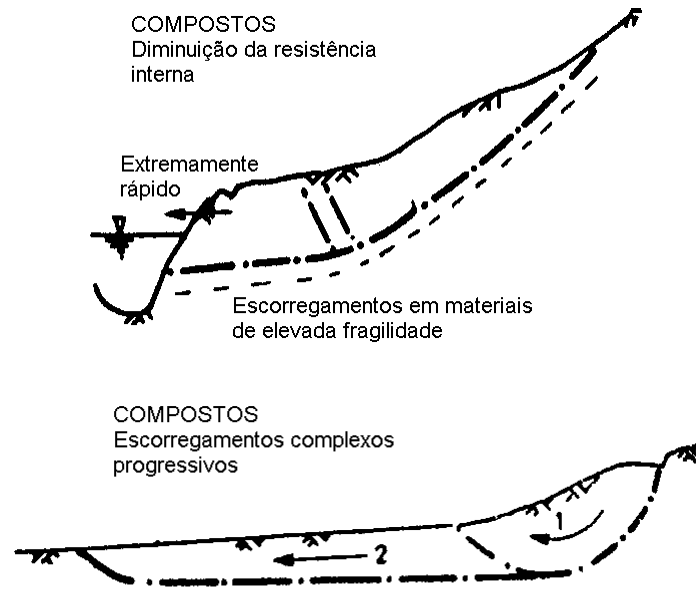
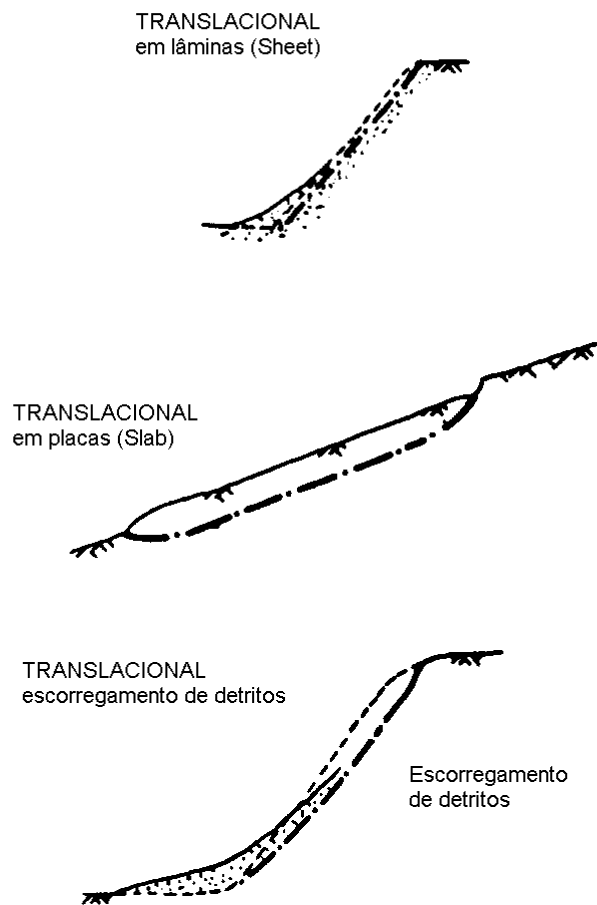


Figura 2.4 - Principais tipos de movimentos classificados com o escorregamentos compostos (Hutchinson, 1988).



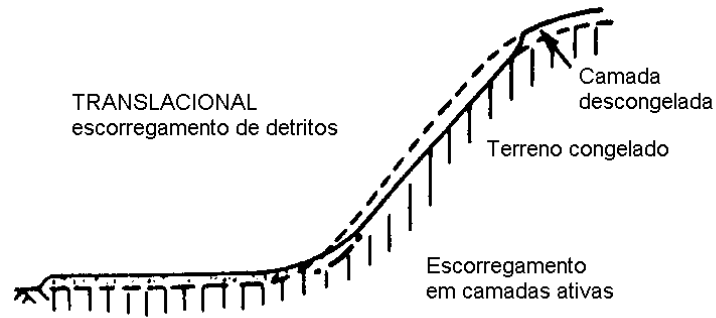


Figura 2.5 - Principais tipos de movimentos classificados com o escorregamentos translacionais (Hutchinson, 1988).

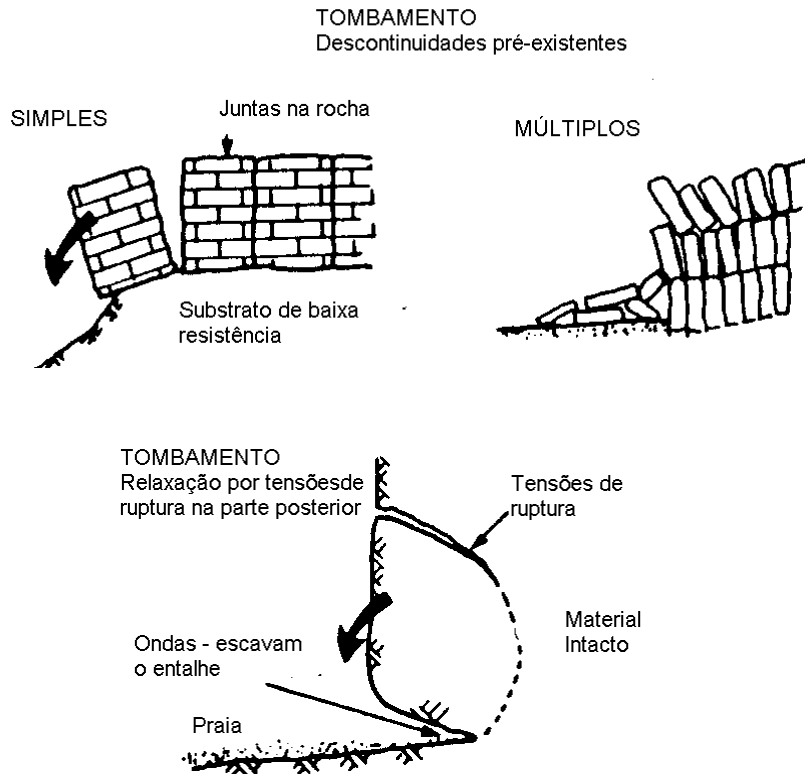
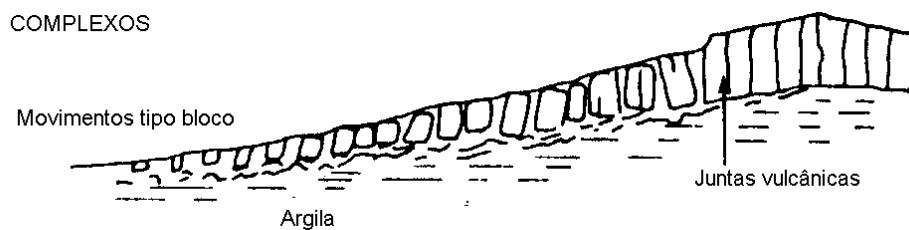


Figura 2.6 - Principais tipos de movimentos classificados com o tombamentos (Hutchinson, 1988)



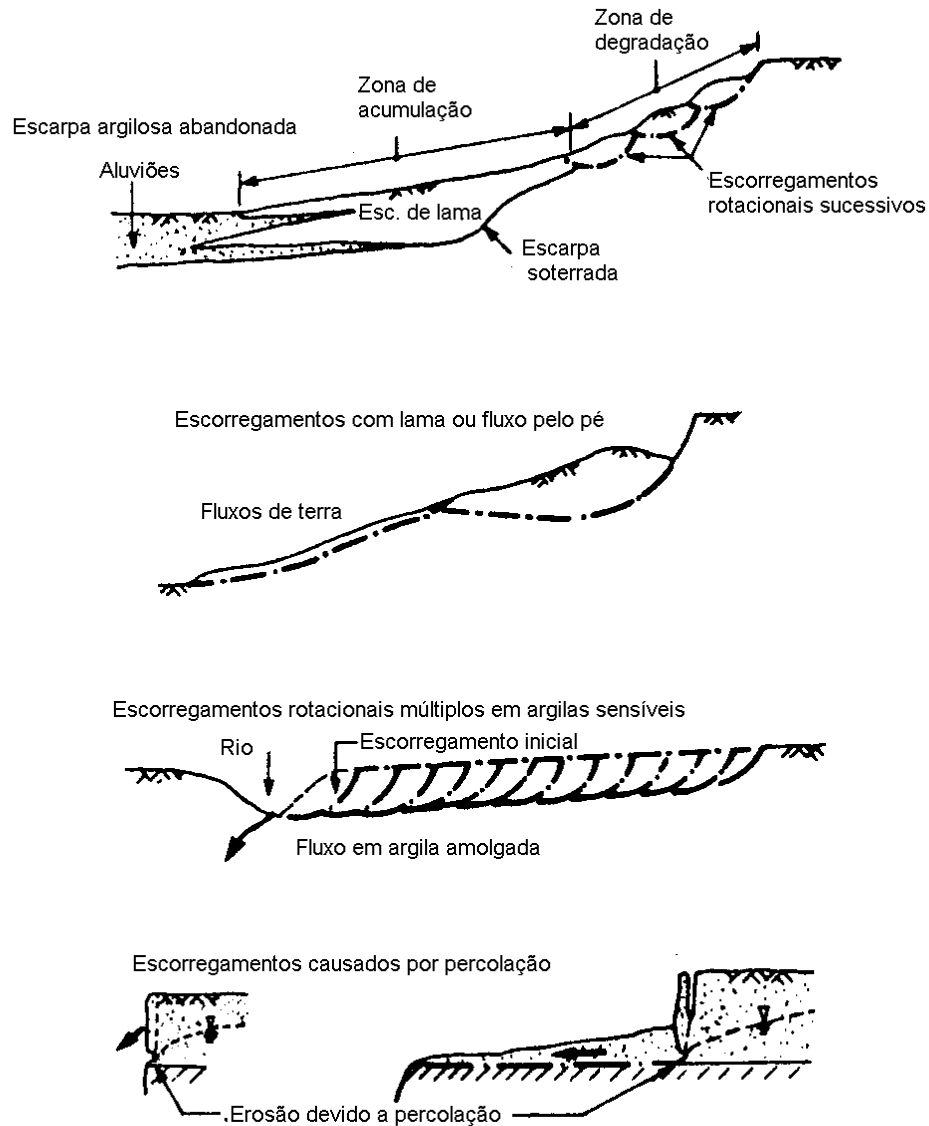


Figura 2.7 – Principais tipos de deslizamentos com plecos (Hutchinson, 1988)

Pinheiro (2000) apresenta uma ampla revisão da literatura com as principais classificações existentes e quadros comparativos das várias classificações

## 2.2 - RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser dada por dois conjuntos de parâmetros, dependendo da situação que representa. Quando estudamos um solo homogêneo, sem trincas e que durante a sua história geológica não sofreu rupturas, usamos os parâmetros de resistência de pico.

Se o solo a ser estudado é bastante argiloso e apresenta superfícies de ruptura pré-existentes, os parâmetros de resistência que caracterizam esta situação são os parâmetros de resistência residuais. Neste caso, em geral, a coesão é nula ou desprezível e a resistência é comandada pelo ângulo de atrito interno residual.

O conhecimento da resistência residual é fundamental para o estudo da estabilidade de taludes com superfícies de ruptura pré-existentes. Os parâmetros de resistência residual podem ser obtidos por correlações, por ensaios de laboratório e por retro-análise de rupturas ocorridas. Os ensaios de laboratório normalmente utilizados para determinar a resistência residual são: ensaios de cisalhamento direto especiais e ensaios de cisalhamento por torção, do tipo “ring shear”.

### **2.2.1 - Definições**

Resistência ao cisalhamento drenada na condição de pico de um solo é o valor máximo de resistência ao cisalhamento que o solo é capaz de suportar em um ensaio drenado. Este valor só é encontrado em solos que não tenham apresentado ruptura anterior.

Define-se resistência ao cisalhamento residual de um solo com o sendo o valor mínimo de resistência ao cisalhamento obtido em ensaios drenados após a imposição de grandes deslocamentos.

A resistência ao cisalhamento de uma argila pré-adensada apresenta um valor máximo (resistência ao cisalhamento de pico) correspondente a um deslocamento relativamente pequeno. Aumentando o deslocamento, a resistência diminui até atingir um valor correspondente à condição de volume constante (resistência ao cisalhamento de estado crítico). Para deslocamentos maiores, a queda de resistência prossegue até que o valor residual seja atingido. Este comportamento pode ser observado na Figura 2.8.

A queda de resistência desde o valor de pico até o de estado crítico está relacionada ao aumento do índice de vazios do solo. A queda subsequente até o valor residual deve-se à orientação das partículas de argila.

A resistência ao cisalhamento de uma argila normalmente adensada apresenta uma diminuição de índice de vazios com o deslocamento. Os valores de resistência ao

cisalhamento de pico e de estado crítico são, neste caso, semelhantes. A resistência ao cisalhamento diminui até atingir o valor residual para deslocamentos maiores, como pode ser observado na Figura 2.8.

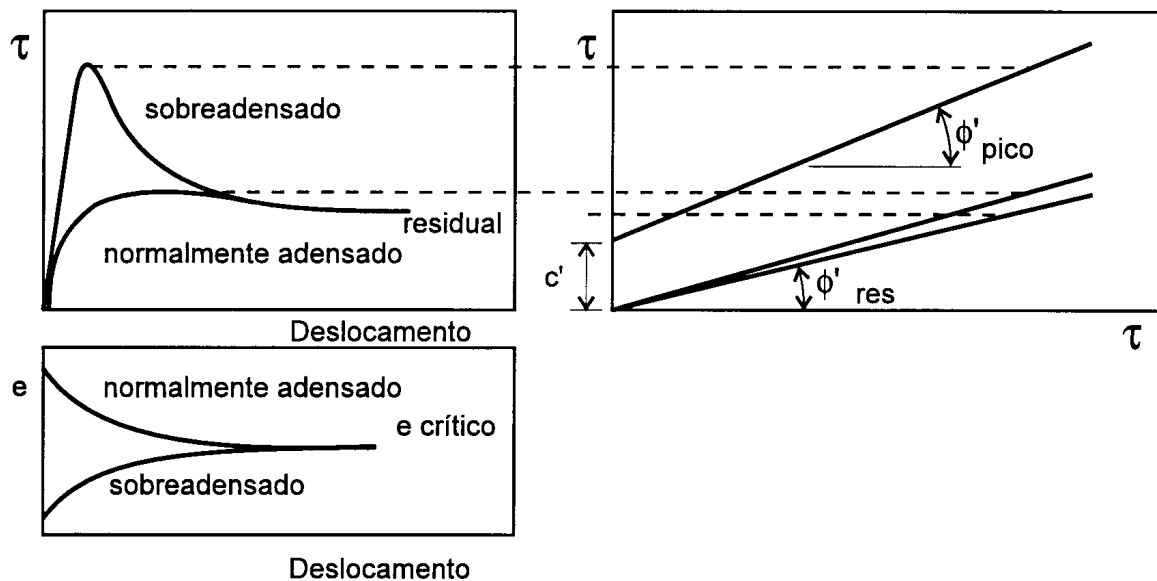


Figura 2.8 - Resistência ao cisalhamento de pico e para condição residual em solos normalmente adensados e pré-adensados (Mitchell, 1978).

### 2.2.2. Histórico

As primeiras determinações de resistência ao cisalhamento residual em amostras indeformadas e deformadas foram realizadas, respectivamente por Tiedmann e Hvorslev no ano de 1937 (apud Skempton, 1964). Hvorslev (1939) estudando o comportamento pós-pico de solos concluiu que o equipamento de cisalhamento por torção era o mais indicado para determinar os parâmetros residuais, por permitir deslocamentos contínuos em uma mesma direção.

Skempton (1964), demonstrou a importância prática da resistência residual em fenômenos de ruptura progressiva e na análise da estabilidade de taludes com deslizamentos reativados, observando que a resistência mobilizada era aproximadamente igual à resistência ao cisalhamento residual, determinada em laboratório. Skempton utilizou o equipamento de cisalhamento direto fazendo ciclos de reversões

A importância do estudo da resistência residual demonstrada por Skempton (1964), gerou uma necessidade de aperfeiçoar o equipamento de cisalhamento por torção. Bishop (1971), desenvolveram um novo equipamento onde foram resolvidos os problemas de atrito no equipamento de cisalhamento por torção, introduzindo folga entre os anéis, mas não conseguiram simplificar o equipamento e sua operação. A simplificação no equipamento de cisalhamento por torção foi apresentada por Bromhead (1979), o tamanho da amostra foi reduzido em relação ao de Bishop e o equipamento foi viabilizado para fins comerciais, sendo o equipamento utilizado até hoje.

### 2.2.3. Envoltórias de resistência

A Figura 2.9 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico, de estado crítico e residual da argila de Londres (adaptado de Wood, 1990). A envoltória de cisalhamento residual é geralmente não linear, podendo ser aproximada, para o intervalo de  $\sigma'_v$  de interesse, por um ângulo de atrito interno residual ( $\phi'_r$ ) e uma coesão efetiva residual ( $c'_r$ ). Em geral, obtém-se  $c'_r \neq 0$ .

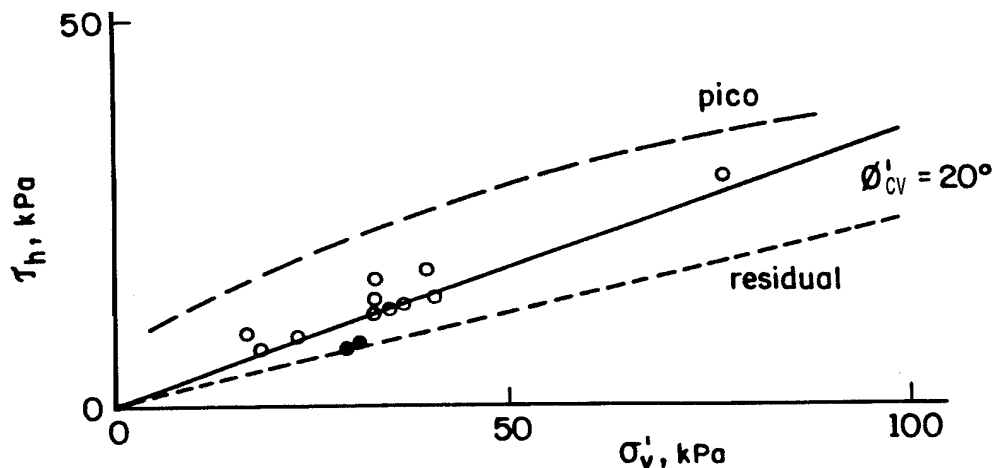


Figura 2.9 - Envoltória de resistência de pico, residual e linha de estado crítico para a argila de Londres (Wood, 1990).

A não linearidade da envoltória de ruptura residual pode ser expressa por  $\tau'_r = \tau'_{res}/\sigma'_n$ . Utilizando esta definição, Bishop et al (1971) demonstraram a existência de uma relação única entre  $\phi'_r$  e  $\phi'_n$  para cada tipo de solo. Esta relação independe da

história de tensões, do índice de vazios inicial e da estrutura do solo, ou seja, a relação entre  $\phi_r$  e  $\sigma'_n$  permanece única, seja o solo normalmente adensado ou pré-adensado, tenha sido amostrado ensaiado na condição indeformada, amolgada ou reconstituída.

A não linearidade pode ser observada até níveis médios de tensões normais aplicadas, acima disso,  $\phi_r$  torna-se constante com o aumento de  $\sigma'_n$ . Townsend e Gilbert (1973) indicaram este valor com o sendo 150 kPa e Skempton e Petley (1967) indicaram 200 kPa com o sendo o valor limite acima do qual a envoltória de ruptura torna-se retilínea.

A determinação da envoltória de ruptura completa é fundamental no caso de escorregamentos pouco profundos em solos argilosos, para os quais uma pequena variação de  $\sigma'_n$  gera uma variação significativa de  $\phi_r$ , neste caso usa-se o trecho em curva da envoltória. No caso de escorregamentos profundos, uma variação de  $\sigma'_n$  não gera variações em  $\phi_r$ , então usa-se o trecho retilíneo. Os termos “resistência residual completa” e “menor resistência residual” foram introduzidos por Hawkins e Privett (1985), para avaliar escorregamentos rasos e profundos, respectivamente. As curvas típicas apresentadas por estes autores são mostradas na Figura 2.10.

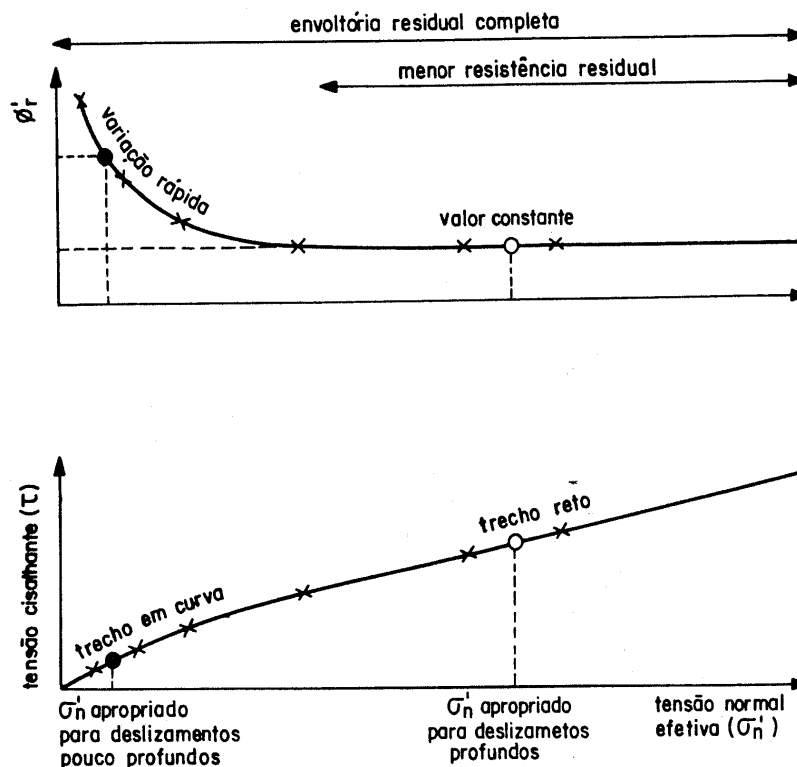


Figura 2.10– Envoltórias de resistência residual típicas (Hawkins e Privett, 1985).



## 2.2.4- Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento residual

### 2.2.4.1 - Fração argilosa

O teor de finos presente no solo influencia no comportamento e na ordem de grandeza dos valores residuais. Essa influência é devida ao alinhamento das partículas de argila durante o deslocamento.

Os solos normalmente adensados, com baixa fração argilosa (porcentagem de partículas com tamanho  $< 2\mu\text{m}$ ) não apresentam pico, ou apresentam pico pequeno, no caso de pré-adensadas e o estado residual é aproximadamente igual ao estado crítico. Os solos pré-adensados com uma fração argilosa elevada apresentam pico significativo e o estado residual é diferente do estado crítico, devido à reorientação das partículas. Isso significa que solos com fração argilosa maior necessitam de maior deslocamento para atingir a condição residual.

Na Figura 2.11, apresentada por Skempton (1985), é mostrada a influência da fração argila na obtenção da condição residual. Para  $FA < 25\%$  (fig. A), os valores de resistência no estado crítico e resistência residual são aproximadamente iguais, porque a resistência é comandada pelo atrito entre partículas de areia e silte.

Para solos com  $FA > 50\%$  (fig. B) os valores de resistência no estado crítico e resistência residual são diferentes, ocorrendo uma reorientação das partículas de argila no sentido do deslocamento. A resistência no estado crítico e a resistência residual são diferentes nos solos argilosos porque quando o solo está no estado crítico sua estrutura permanece aleatória. Já na condição residual, as partículas da superfície de ruptura estão fortemente orientadas devido aos grandes deslocamentos e, em consequência, o ângulo de atrito residual é inferior ao ângulo de atrito do estado crítico.

Solos com fração argila entre 25 % e 50 % apresentam comportamento intermediário: a resistência ao cisalhamento residual depende do valor da fração argila.

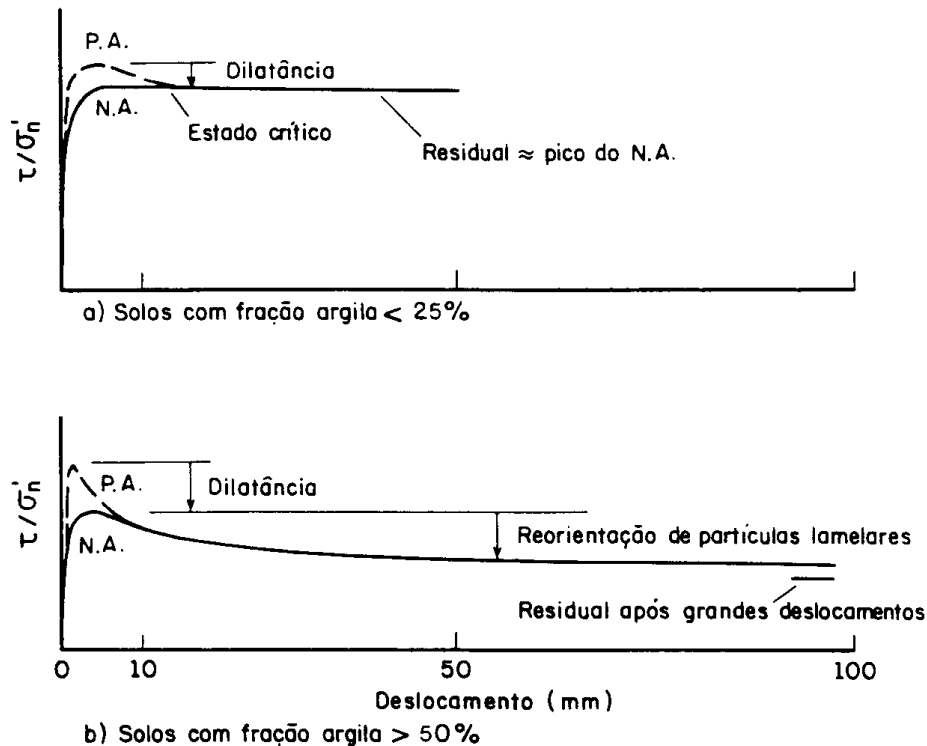


Figura 2.11 - Gráficos  $\tau/\sigma'_n$  versus deslocamento para  $\sigma'_n$  constante para diferentes frações argilosas (Ske mpton, 1985)

Lupini et al (1981) trabalhando com misturas areia-bentonita, investigaram a resistência ao cisalhamento residual. A Figura 2.12 apresenta as variações do ângulo de atrito interno no estado crítico ( $\phi'_{cv}$ ) e na condição residual ( $\phi'_r$ ) expressos em função da fração argila. Foram identificados 3 formas de mobilização de resistência ao cisalhamento residual, denominadas com portamento turbulento, com portamento transicional e com portamento deslizante.

O com portamento turbulento se desenvolve em solos com proporção elevada de partículas não lamelares. Estes solos não apresentam orientação significativa de partículas para grandes deslocamentos, o mecanismo de mobilização da resistência ao cisalhamento para grandes deslocamentos está relacionado à rolagem das partículas. Neste caso, o ângulo de atrito interno residual é semelhante ao do estado crítico, conforme mostrado na figura.

O com portamento deslizante se desenvolve em solos com proporção elevada de partículas lamelares com baixo atrito entre partículas (e.g., solos argilosos). Para

grandes deslocamentos, estes solos apresentam partículas fortemente orientadas ao longo da superfície de cisalhamento. Neste caso, o ângulo de atrito interno residual é inferior ao de estado crítico. Estes comportamentos turbulento e, principalmente o deslizante podem muitas vezes ser diferenciados através do uso de microscopia eletrônica.

O comportamento transicional se desenvolve em solos com características intermediárias, sendo que a diferença entre  $\phi'_r$  e  $\phi'_{cv}$  aumenta com o aumento da fração argilosa.

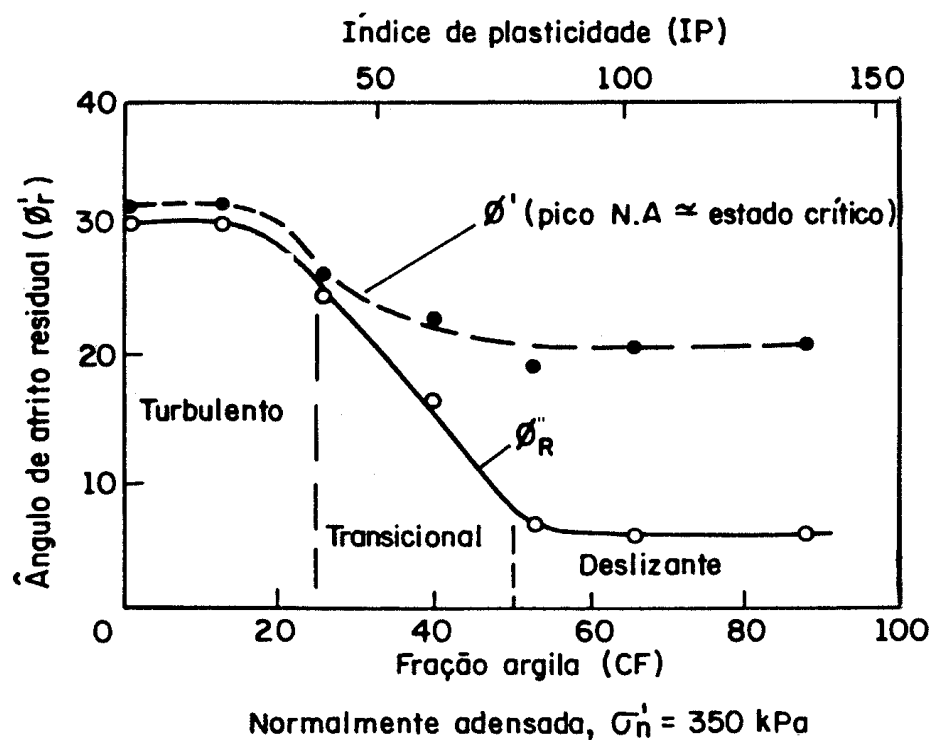


Figura 2.12 - Ensaios *ring shear* com misturas de areia e bentonita (Lupini et al, 1981).

#### 2.2.42 - Influência do deslocamento

A resistência ao cisalhamento de pico é mobilizada para deslocamentos pequenos, mas a resistência residual necessita de deslocamentos maiores. Vários autores apresentaram valores de deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual.

Segundo Skempton (1985), a resistência ao cisalhamento de pico e a resistência ao cisalhamento de estado crítico são mobilizadas para deslocamentos  $\delta < 10$  mm. Para  $\delta_n$

< 600 kPa, a mobilização da resistência ao cisalhamento residual requer  $\delta > 100$  mm e, em alguns casos,  $\delta > 500$  mm. Vasconcelos (1992) verificou que a resistência ao cisalhamento residual de misturas de caulim e bentonita é mobilizada para  $\delta \approx 60$  mm.

A resistência residual necessita de grandes deslocamentos para ser mobilizada, mas antes de se obter um valor constante da tensão cisalhante com o deslocamento, observa-se valores próximos aos residuais. Skempton (1985) observou que ângulos de atrito interno próximos de  $\phi'_r$  (por exemplo,  $\phi'_r + 1^\circ$ ) são mobilizados para  $\delta$  entre 20% e 50% do valor requerido para a obtenção de  $\phi'_r$ .

#### 2.2.43 - Influência da velocidade do ensaio ring shear

Vários pesquisadores estudaram a influência da velocidade de ensaio na resistência ao cisalhamento residual. Kenney (1967) variou a velocidade de ensaio entre 0,0170 mm /m in e 0,024 mm /m in. A influência na resistência ao cisalhamento residual foi considerada desprezível. Ramiah et al (1970) variaram a velocidade de ensaio entre 60 mm /m in e 0,02 mm /m in, para o caso de um silte argiloso. A influência na resistência ao cisalhamento residual também foi considerada desprezível. La Gatta (1970) observou que um aumento na velocidade de ensaio de 0,006 mm /m in para 0,60 mm /m in ocasionou um aumento de aproximadamente 3,5% na resistência ao cisalhamento residual de um folhelho, o que também pode ser considerado desprezível.

Segundo Lupini et al (1980), a resistência ao cisalhamento residual de solos argilosos não é afetada pela velocidade de ensaio, quando esta é inferior a 0,88 mm /m in.

Adotando como referência uma velocidade de ensaio de 0,005 mm /m in e o correspondente valor de resistência ao cisalhamento residual, Skempton (1985) variou a velocidade de ensaio desde um valor 100 vezes maior que o de referência até outro 100 vezes menor. Para velocidades de ensaio usuais, entre 0,002 mm /m in e 0,010 mm /m in, esta variação foi considerada desprezível. Para velocidades de ensaio mais elevadas, entre 0,01 mm /m in e 400 mm /m in, verificou-se um aumento de resistência ao cisalhamento residual da ordem de 2,5% por ciclo logarítmico. Skempton (1985) atribuiu este aumento de resistência à geração de poro pressões negativas e à perturbação na orientação das partículas. Yagi et al (1992) realizaram ensaios *ring shear* em corpos de

prova com 10 mm de espessura adotando 3 velocidades de ensaio diferentes. Estes autores mediram as poro-pressões geradas no centro do corpo de prova, concluindo que são insignificantes para velocidades de ensaio menores que 0,35 mm /m in.

A investigação mais completa sobre a influência da velocidade de deslocamento na resistência ao cisalhamento residual foi apresentada por Tika et al (1996). Estes autores apresentaram resultados de ensaios de laboratório em diversos solos, utilizando o equipamento de Bishop et al (1971). Nesta investigação, três tipos de efeitos foram verificados na resistência ao cisalhamento residual em função da variação da velocidade de deslocamento: (a) um efeito positivo, em solos que apresentam uma resistência ao cisalhamento residual rápida maior do que a resistência ao cisalhamento residual lenta; (b) um efeito neutro, em solos que a resistência ao cisalhamento residual é constante com a velocidade de ensaio, sendo equivalente à resistência ao cisalhamento residual lenta; e (c) um efeito negativo, em alguns solos que apresentam uma queda significativa na resistência ao cisalhamento residual com o aumento da velocidade de ensaio, principalmente quando cisalhados com velocidades maiores que um valor crítico.

Tika et al (1996) examinaram também a relação entre a magnitude da velocidade de deslocamento (rápida ou lenta) e os modos de resistência ao cisalhamento residual (turbulento, transicional e deslizante). Para solos argilosos com velocidades de deslocamento menores do que 1 mm /m in (isto é, ensaios extremamente lentos a moderadamente lentos), a variação da resistência ao cisalhamento residual com a velocidade é da ordem de  $\approx 10\%$ . Entretanto, para velocidades de deslocamento maiores do que 1 mm /m in (isto é, para ensaios rápidos a extremamente rápidos), a variação da resistência ao cisalhamento residual com a velocidade de deslocamento começa a ficar significativa nestes solos. O efeito da velocidade de deslocamento na resistência ao cisalhamento residual de solos granulares é mínimo.

As seguintes velocidades de ensaio são adotadas no equipamento *ring shear*. Segundo Clayton (1989), a Universidade de Surrey utiliza a velocidade padronizada de 0,036 mm /m in para ensaios no equipamento *ring shear* de Brom head (1979). Vasconcelos (1992) e Silveira (1993) investigaram a resistência ao cisalhamento residual de misturas de caulim e bentonita e de solos residuais de quartzo diorítico, respectivamente. Estes

autores adotaram a mesma velocidade de ensaio sugerida por Clayton (1989). Moore (1991) ensaiou solos argilosos naturais e argilas puras no equipamento *ring shear* de Brom head (1979). Uma velocidade de ensaio menor, de 0,24 mm /min, foi adotada para minimizar a extrusão de solo durante o ensaio e, também, para evitar perturbações na percolação de soluções químicas através do corpo de prova.

#### 2.2.4.4- Influência da micro-estrutura

Ske mpton e Petley (1966) realizaram investigações de campo e laboratório com o objetivo de medir a resistência ao cisalhamento ao longo de superfícies de ruptura no interior de taludes. Estes autores distinguiram entre os seguintes tipos de superfícies (a) superfícies de ruptura principais (b) superfícies de ruptura secundárias (c) superfícies polidas e estriadas em argilas (*slickensides*) e (d) contatos entre 2 camadas de argila. Ske mpton e Petley (1966) concluíram que a resistência ao cisalhamento aproximava-se do valor residual no caso de superfícies principais de ruptura, principalmente em zonas de escorregamentos e zonas de cisalhamento tectônico. A Figura 2.13 apresenta o detalhe da zona de cisalhamento na superfície de ruptura da localidade de *Walton's Wood*.

Morgenstem e Tchalenko (1966) analisaram amostras de solo coletadas de superfícies de ruptura principais em zonas de escorregamentos. A análise foi realizada em lâminas finas de solo utilizando um microscópio ótico. Estes autores concluíram que a micro-estrutura observada era dependente da composição do material, da sua plasticidade e da magnitude dos deslocamentos envolvidos. Os deslocamentos cisalhantes induziram uma orientação preferencial das partículas em alguns dos escorregamentos estudados. Wolle (1974) utilizou um microscópio eletrônico de varredura para observar a microestrutura de argilas. Kanji e Wolle (1977) observaram, através de um microscópio eletrônico, que partículas de argila apresentavam-se orientadas na zona de ruptura gerada por ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica de superfície polida.

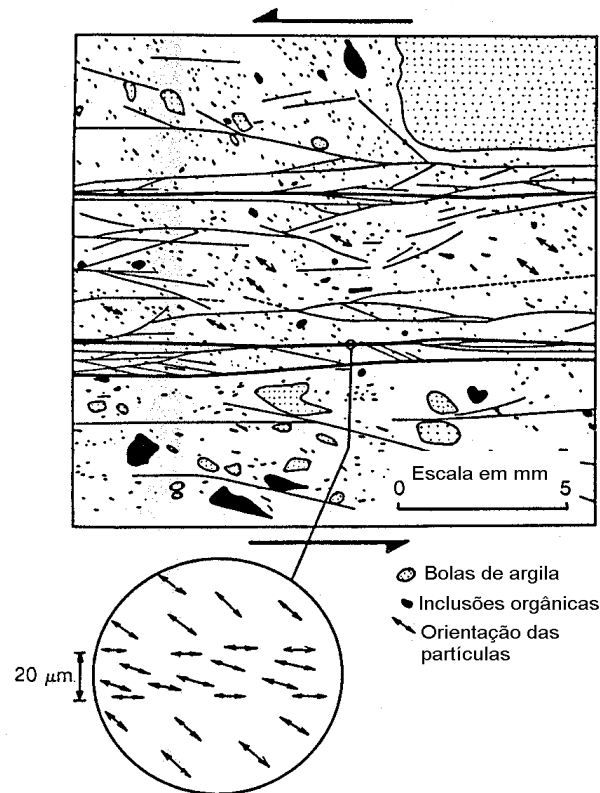


Figura 2.13 - Detalhe da microestrutura da zona de cisalhamento e superfície de ruptura do escorregamento da localidade de Walton's Wood (Skempton e Petley, 1967).

Lupini et al (1981) analisaram amostras de argila natural e misturas de argila e areia utilizando um microscópio eletrônico. Foram estudadas amostras obtidas de ensaios *ring shear* realizados no equipamento de Bishop et al (1971). Para baixas frações de argila, não foi observada a existência de zona de cisalhamento nem orientação das partículas de argila. Para frações de argila intermediárias, Lupini et al (1981) observaram o desenvolvimento de uma zona de cisalhamento no interior do corpo de prova. Esta zona era constituída por diversas superfícies de ruptura descontínuas que apresentavam partículas de argila parcialmente orientadas contornando a superfície dos grãos de areia. Para frações de argila elevadas, os mesmos autores verificaram que a superfície de cisalhamento apresentava-se com aspecto mais polido, com menos estria e ondulações. As partículas de argila apresentavam-se orientadas ao longo desta superfície.

Skempton (1970) apresentou resultados de análises de estabilidade de taludes realizadas com o objetivo de interpretar algumas rupturas de talude de corte ocorridas em argila de Londres. Estes resultados mostraram-se consistentes com a hipótese de

mobilização do ângulo de atrito interno de estado crítico (no caso,  $\phi'_{cv} = 20^\circ$ ). Exceções a esse comportamento foram notadas no caso de rupturas reativadas de taludes instáveis. Neste caso o ângulo de atrito interno mobilizado era consideravelmente inferior ao valor de estado crítico (Skepton, 1970). Quando o solo argiloso está no estado crítico, sua micro-estrutura apresenta-se aleatória, conforme observado por Wood (1990). Entretanto, quando a condição residual é mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura, as partículas de argila apresentam-se fortemente orientadas devido aos grandes deslocamentos.

### **2.2.5- Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento residual, utilizando-se ensaios de cisalhamento direto especiais**

Técnicas especiais para determinação da resistência ao cisalhamento residual utilizando o ensaio de cisalhamento direto têm sido adotadas para estimar a resistência residual. Destacam-se entre estas técnicas os ensaios de cisalhamento direto com reversão múltipla, com corpo de prova pré-cortado com fio de arame, com corpo de prova de altura reduzida e com uma superfície polida na metade inferior da caixa de cisalhamento.

#### **2.2.5.1 - Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas**

A técnica da reversão múltipla foi introduzida por Horslev (1966) e consiste em, após concluída a primeira etapa, que é idêntica ao ensaio convencional, retomar a caixa de cisalhamento à posição inicial e recomeçar a fase de cisalhamento. Observa-se nesta segunda etapa um valor de resistência ao cisalhamento de pico inferior ao da etapa inicial, seguido de queda progressiva de resistência para deslocamentos maiores. Este processo continua até se obter um valor de resistência ao cisalhamento constante (residual), geralmente após alguma etapa de reversão.

Os estudos de Skepton (1964) sobre a estabilidade de taludes naturais e de escavação em argila de Londres tiveram os parâmetros de resistência ao cisalhamento determinados por meio de ensaios de cisalhamento direto. A técnica de reversão



múltipla foi utilizada para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento residual.

Vários autores descrevem maneiras de realizar estas reversões Esser (1996), aplicava a tensão normal na amostra somente durante o avanço da caixa, na reversão da caixa não havia carga. Após cada ciclo, a tensão era removida e a caixa era retomada rapidamente à posição inicial. A tensão normal era reaplicada e outro ciclo era feito. Cada ciclo correspondia a um deslocamento de 12,5 mm, aproximadamente. As amostras eram indeformadas e a cada nova tensão era utilizada outra amostra. Skempton (1985) também sugeriu o descarregamento da carga vertical do corpo de prova antes de realizar a reversão ao final de cada etapa de cisalhamento.

As variações encontradas estão na presença ou ausência de carga durante a reversão e na medição ou não da resistência durante o retomo na caixa, além das diferenças do ensaio de cisalhamento direto convencional.

#### 2.2.5.2 - Método do pré-corte

Skempton e Petley (1967) descreveram a técnica de determinação da resistência ao cisalhamento residual utilizando um corpo de prova pré-cortado com fio de arame. O corpo de prova era introduzido na caixa de cisalhamento, mantendo-se um espaçamento de aproximadamente 1 mm entre as duas metades da caixa. Removidos os parafusos de fixação, um fio de arame era deslizado ao longo do espaçamento entre as metades da caixa. Formada a superfície de ruptura, o ensaio de cisalhamento direto era prosseguido da forma convencional. O objetivo desta técnica era atingir a resistência ao cisalhamento residual com um número menor de reversões.

Skempton e Petley (1967) compararam os resultados de resistência ao cisalhamento residual em argila de Londres obtidos através de ensaios triaxiais com superfície de cisalhamento pré-cortada, ensaios de cisalhamento direto com superfície de cisalhamento formada durante o ensaio (com reversão múltipla), ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova contendo uma superfície natural de cisalhamento e ensaios de cisalhamento direto com superfície pré-cortada. Os valores mais altos de resistência residual corresponderam aos ensaios de cisalhamento direto

com superfície de cisalhamento formada durante o ensaio e os mais baixos corresponderam aos ensaios de cisalhamento direto com superfícies pré-cortadas Chandler (1966) obteve resultados concordantes aos de Skempton (1964) realizando ensaios triaxiais em amostras indeformadas com superfícies de cisalhamento pré-cortadas. Ensaio triaxiais são entretanto raramente utilizados para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento residual.

#### 2.2.5.3 - Corpos de prova de altura reduzida

Chandler e Hardie (1989) propuseram uma técnica para a determinação da resistência ao cisalhamento residual utilizando o ensaio de cisalhamento direto com corpos de prova de altura pequena (variável entre 1,5 mm e 10 mm). O objetivo era mobilizar a resistência ao cisalhamento residual com deslocamentos menores em comparação aos corpos de prova com dimensões convencionais (quanto menor a altura do corpo de prova, maior é a deformação de cisalhamento para um determinado deslocamento). Estes autores concluíram que, para corpos de prova de argila de Londres com altura inicial de 2,1 mm, a resistência ao cisalhamento residual era atingida com deslocamentos de 17 mm, correspondentes a apenas três reversões da caixa de cisalhamento. Chandler e Hardie (1989) recomendaram a realização de ensaios com corpos de prova com altura entre 2 mm e 5 mm.

#### 2.2.5.4 Ensaio de cisalhamento direto com interface polida

Kanji (1974) sugeriu uma técnica para determinar a resistência ao cisalhamento residual utilizando um ensaio de cisalhamento direto modificado. Esta técnica consiste em preencher a metade inferior da caixa de cisalhamento com rocha polida, fazendo com que o corpo de prova de solo deslize sobre esta superfície. A principal vantagem indicada por este autor é a mobilização da resistência ao cisalhamento residual com deslocamentos menores. Kanji e Wolle (1977) aperfeiçoaram este método substituindo a rocha polida por outros materiais (folhas de alumínio, aço ou latão). Almeida et al (1992) utilizaram uma placa de aço polida para preencher a metade inferior da caixa.

## **2.2.6 Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento residual utilizando-se ensaios de cisalhamento por torção**

Os equipamentos de cisalhamento por torção com amostras anelares (equipamentos ring shear) são amplamente utilizados para determinar a resistência ao cisalhamento residual de solos argilosos. A principal vantagem destes equipamentos é inexistência de limite para o deslocamento horizontal entre as duas metades do corpo de prova.

### **2.2.6.1 - Equipamentos**

O equipamento ring shear mais conhecido atualmente foi desenvolvido por Bromhead (1979) e permite ensaiar um corpo de prova de argila amolgada com diâmetro externo 100 mm e diâmetro interno 70 mm. O corpo de prova é confinado lateralmente no interior de uma torre rotatória. Durante o ensaio, o corpo de prova é submetido a uma tensão normal constante, a qual é transmitida ao cabeçote por um sistema de pesos e alavancas. A tensão de cisalhamento é causada por um momento torsor, o qual é gerado pela rotação da torre em relação ao eixo vertical. O cabeçote reage contra um par de anéis dinâmométricos. Isto permite a medição do momento torsor e o cálculo da tensão de cisalhamento que atua na superfície de ruptura. O deslocamento vertical do cabeçote é medido através de um relógio com parador. Devido à pequena espessura e à forma de confinamento do corpo de prova, a superfície de ruptura tende a desenvolver-se junto à face superior.

Alguns aperfeiçoamentos foram introduzidos recentemente nestes ensaios ring shear. Estes aperfeiçoamentos consistiram geralmente de modificações do equipamento de Bromhead (1979). Os principais objetivos destas modificações são: (a) minimizar o atrito lateral entre o corpo de prova e a cavidade da torre na qual o mesmo está confinado; (b) induzir a formação da superfície de ruptura junto à metade da altura do corpo de prova; e (c) minimizar o atrito no mecanismo da torre rotatória. Stark e Vettel (1992) sugeriram uma técnica especial de ensaio para minimizar o atrito lateral no corpo de prova. Esta técnica consiste em adicionar solo periodicamente ao corpo de prova, de modo que a variação da sua espessura durante o ensaio não ultrapasse 0,75 mm. A adição de solo é realizada tanto ao final da fase de adensamento, para compensar o

recalque, com o durante a própria fase de cisalhamento, para compensar a redução de altura devida à extrusão de solo.

Com objetivo de compensar o recalque ao final da fase de adensamento, Stark e Eid (1993) modificaram a torre rotatória do equipamento ring shear de Bromhead (1979), o que possibilitou a preparação do corpo de prova com uma sobre-altura. Com esta modificação, o corpo de prova é inicialmente adensado e após rasado na espessura requerida antes da fase de cisalhamento. Esser (1996) aparafusou um par de anéis extensores na torre rotatória do mesmo equipamento. Estes anéis também permitem preparar o corpo de prova com uma sobre-altura. Após a fase de adensamento, os anéis são removidos e o corpo de prova rasado na espessura requerida. O equipamento original de Bromhead (1979) não é modificado, o que se constitui na principal vantagem desta técnica, segundo Esser (1996).

Anayi et al (1989) utilizaram o equipamento de Bromhead (1979) para a realização de ensaios ring shear, durante os quais observaram a inexistência de suficiente atrito entre o corpo de prova e o cabeçote. Visando transferir o momento torsor para o corpo de prova com maior eficiência, estes autores adaptaram pequenas palhetas na torre rotatória e no cabeçote, junto aos anéis porosos inferior e superior. Vasconcelos (1992), ao realizar ensaios ring shear em misturas de caulim e bentonita com o equipamento de Bromhead (1979), verificou que o momento torsor medido na condição residual era oscilante. A causa desta oscilação era o atrito entre a borda externa do anel poroso superior e a torre rotatória. Para minimizar este atrito, Vasconcelos (1992) realizou as seguintes modificações no equipamento: (a) remoção de 15 mm do raio externo do anel poroso superior; (b) embuchamento do encaixe do cabeçote, visando eliminar uma pequena folga existente entre este encaixe e o eixo central da torre e (c) abertura de um furo no cabeçote para evitar a formação de um bolsão de ar entre o eixo central e o cabeçote, com o objetivo de facilitar a desmontagem do equipamento ao final do ensaio. Com estas modificações, o equipamento utilizado por Vasconcelos (1992) apresentou resultados de ensaios mais consistentes nas misturas de caulim e bentonita.

2.2.62 - Amostragem indireta e amostras

A condição residual ocorre após a completa formação da superfície de cisalhamento. Durante o processo de formação, ocorrem mudanças na estrutura original do solo, tanto na superfície de cisalhamento como nas regiões vizinhas. Petley (1966) verificou que os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de amostras amolgadas e amostras indeformadas, quando ensaiadas no ensaio de cisalhamento direto, são idênticos. Townsend e Gilbert (1973) também verificaram que a condição residual independe do processo de preparação da amostra.

A constatação de que a resistência ao cisalhamento residual pode ser obtida ensaiando amostras indeformadas, amolgadas ou reconstituídas teve implicações práticas importantes. Por exemplo, ensaios ring shear são realizados quase sempre com amostras amolgadas ou reconstituídas. A preparação de corpos de prova com forma anelar a partir de amostras indeformadas é extremamente complexa (Bishop et al, 1971). Além disso, a utilização de amostras amolgadas ou reconstituídas incentivou o desenvolvimento de métodos de ensaio ring shear com corpos de prova de pequena altura (Kenney, 1967, La Gatta, 1970 e Bromhead, 1979).

### 2.2.63 - Ensaios multiestágio e de estágio único

Bromhead (1986) sugeriu a utilização da técnica de multiestágio para a determinação da envoltória de resistência ao cisalhamento residual no equipamento ring shear. Esta técnica utiliza um único corpo de prova para todos os níveis de tensão normal a serem empregados no ensaio. Bromhead (1986) sugeriu uma duração de 1 hora para cada estágio de carga, com exceção do primeiro estágio, de duração maior (no qual a superfície de cisalhamento é formada). Esta duração considera cerca de 30 minutos para a dissipação do excesso de poro pressão e outros 30 minutos para a mobilização da resistência ao cisalhamento residual. Vasconcelos (1992), utilizando a técnica de multiestágio, observou a mobilização da resistência ao cisalhamento residual após um tempo de ensaio de 2 horas para certos estágios de carga.

Segundo Bromhead (1986), a utilização correta da técnica de multiestágio requer a repetição do primeiro estágio de carga ao final do ensaio. Rejeita-se o ensaio caso a resistência ao cisalhamento residual obtida na repetição seja diferente em mais de 5% do valor encontrado no primeiro estágio. Um detalhe de ensaio a ser observado é o

descarregamento tanto da tensão de cisalhamento quanto da tensão normal ao final do último estágio de carga (a tensão normal é descarregada até o valor correspondente ao estágio inicial). Para tanto, é necessário aliviar o momento torsor aplicado, girando-se manualmente o volante do equipamento no sentido anti-horário, antes de aliviar a tensão normal. Caso contrário, deformações indesejáveis podem ocorrer nas proximidades da superfície de cisalhamento (devido à energia armazenada no sistema), desorientando as partículas de argila.

Anderson e Hammoul (1988) compararam os resultados obtidos com ensaios ring shear utilizando as técnicas de multiestágio e de estágio único em 2 tipos de argilas normalmente adensadas. Os resultados apresentados por estes autores com prova ram que a técnica de multiestágio oferece uma vantagem considerável em termos de duração do ensaio. Contudo, resultados incorretos podem ser obtidos no caso de solos com alta porcentagem de partículas argilosas lamelares. Segundo Lupini et al (1981), solos com mais de 50% de partículas menores do que  $2 \mu\text{m}$  apresentam um modo de cisalhamento deslizante. Para este modo de cisalhamento, a técnica de multiestágio ocasiona erros na determinação da resistência ao cisalhamento residual devido a fragilidade das partículas lamelares de argila. Esta fragilidade ocasiona perturbação na superfície de cisalhamento durante a execução do ensaio.

#### 2.2.64- Comparação com resultados de outros equipamentos

Hutchinson et al (1980) compararam resultados de ensaios ring shear realizados tanto no equipamento de Bishop et al (1971) com o no equipamento de Bromhead (1979), utilizando amostras amolgadas. Foi encontrada boa concordância entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual determinados com ambos os equipamentos.

Hermann e Wolfskill (1966) compararam valores de resistência ao cisalhamento residual obtidos com equipamentos ring shear, de cisalhamento direto com reversão múltipla e triaxial. Os resultados obtidos com os 2 primeiros equipamentos foram concordantes.

Bromhead e Curtis (1983) e Hawkins e Privett (1985) compararam resultados de ensaios ring shear e de cisalhamento direto com reversão múltipla, os primeiros tendo

sido obtidos com o equipamento de Bromhead (1979). Ambos os ensaios apresentaram valores de resistência ao cisalhamento residual próximos dos valores determinados através de retro-análises de taludes rompidos. Os ensaios ring shear apresentaram entretanto maior rapidez de execução, maior facilidade de preparação dos corpos de prova e maiores velocidades de cisalhamento, estas devidas à menor altura do corpo de prova.

Vasconcelos (1992) comparou ensaios ring shear com ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica da superfície polida (Kanji, 1974; Kanji e Wolle, 1977). Resultados similares foram obtidos com ambas as técnicas para misturas caulim-bentonita. Vasconcelos (1992) concluiu que a técnica da superfície polida é uma alternativa eficaz para obtenção da envoltória de resistência ao cisalhamento residual.

### 2.2.7 – Utilização de correlações entre $\phi'$ e propriedades índice do solo

A utilização de correlações para a obtenção de parâmetros residuais é a maneira mais simples, rápida e barata de obter valores de resistência residual. Seu uso é apropriado para obter estimativas e comparar resultados. Os valores obtidos das correlações serão tanto mais próximos da realidade quanto mais semelhantes forem os solos testados com os utilizados para definir a correlação.

Várias correlações são apresentadas na literatura para a obtenção do ângulo de atrito interno residual ( $\phi'$ ) sendo a maior parte delas baseadas na porcentagem de fração argila (<0002 mm) e nos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP). Mitchell (1993) relaciona o  $\phi'$  com a atividade da argila ( $A=IP/FA$ ) e a fração argilosa. Stark e Eid (1994) relacionaram o  $\phi'$  com o LL, a fração argila e a tensão normal efetiva, onde o  $\phi'$  foi obtido através de ensaios de ring shear; a mineralogia da argila foi considerada através do LL e a não-linearidade da envoltória de ruptura residual foi levada em conta na correlação através da fração argila e da tensão normal efetiva.

São inúmeras as correlações publicadas na literatura entre  $\phi'$  e as propriedades índice do solo. Stark e Eid, 1994 apresentam uma comparação de várias correlações existente entre  $\phi'$  e as propriedades índice do solo.

Dentre os autores que revisaram as correlações entre  $\phi'_r$  e IP, destaca-se o trabalho de Lupini et al (1981), conforme mostrado na Figura 2.14. Skempton (1964) sugeriu uma correlação entre  $\phi'_r$  e a fração argila. O mesmo autor também introduziu o conceito de ângulo de atrito interno residual de campo ( $\phi'_{rf}$ ), obtido a partir de retro-análises de taludes instáveis. A Figura 2.15 apresenta a correlação entre  $\phi'_{rf}$  e a fração argila sugerida por Skempton (1964 e 1985). Esta figura também inclui valores de  $\phi'_r$  determinados através de ensaios *ring shear* realizados com misturas de areia e bentonita (Lupini et al, 1981).

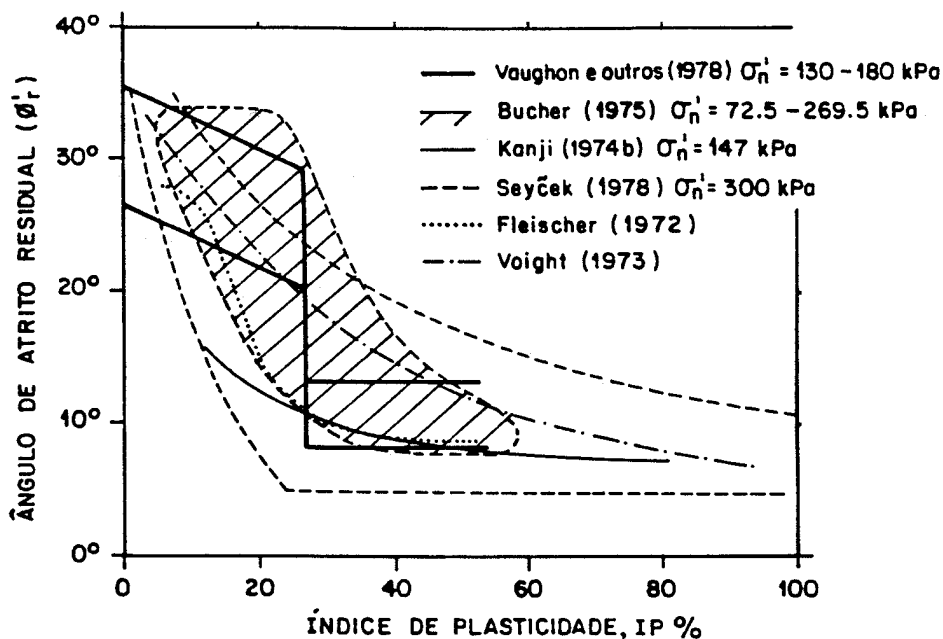


Figura 2.14 - Correlações entre  $\phi'_r$  e o IP (revisados por Lupini et al, 1981).

Hawkins e Privett (1985) argumentaram que as correlações entre  $\phi'_r$  e a fração argila, ou entre  $\phi'_r$  e IP, deveriam considerar o efeito da tensão normal efetiva, visto que o valor de  $\phi'_r$  pode variar consideravelmente para  $\sigma_n^1$  mais baixas. Stark e Eid (1994) apresentaram correlações entre o ângulo de atrito interno residual, o limite de liquidez, a fração argila e a tensão normal efetiva.



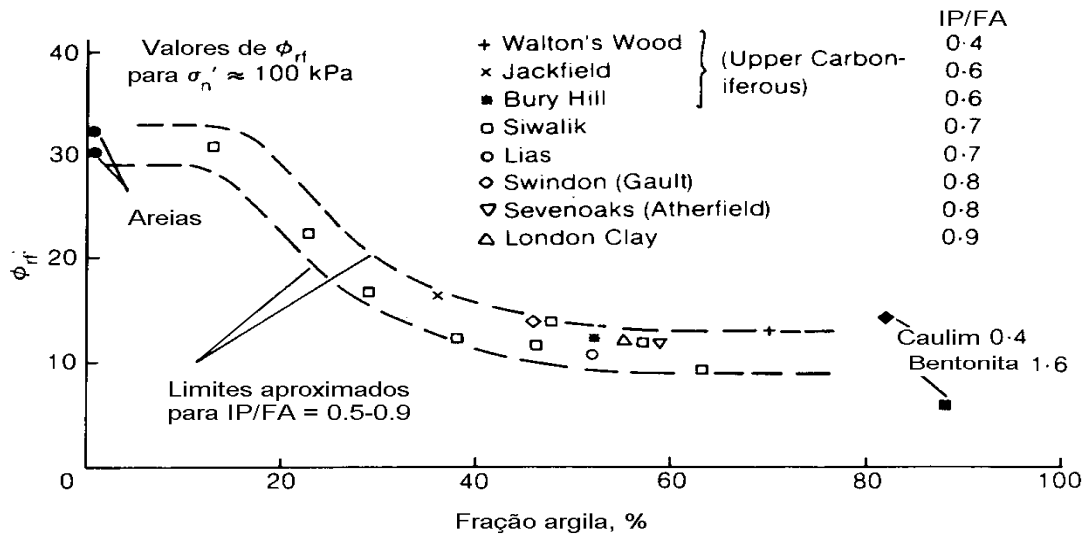


Figura 2.15 - Resistência residual de campo ( $\phi'_{rf}$ ) e ensaios de *ring shear* em areias, caulim e bentonita (Ske mpton, 1985).

Vaughan (1990) apresenta um gráfico com os valores de resistência residual ( $\phi'_r$ ) de solos tropicais (Figura 2.16). Alguns dos dados apresentados nesta figura correspondem a ensaios *ring shear* de solos lateríticos africanos

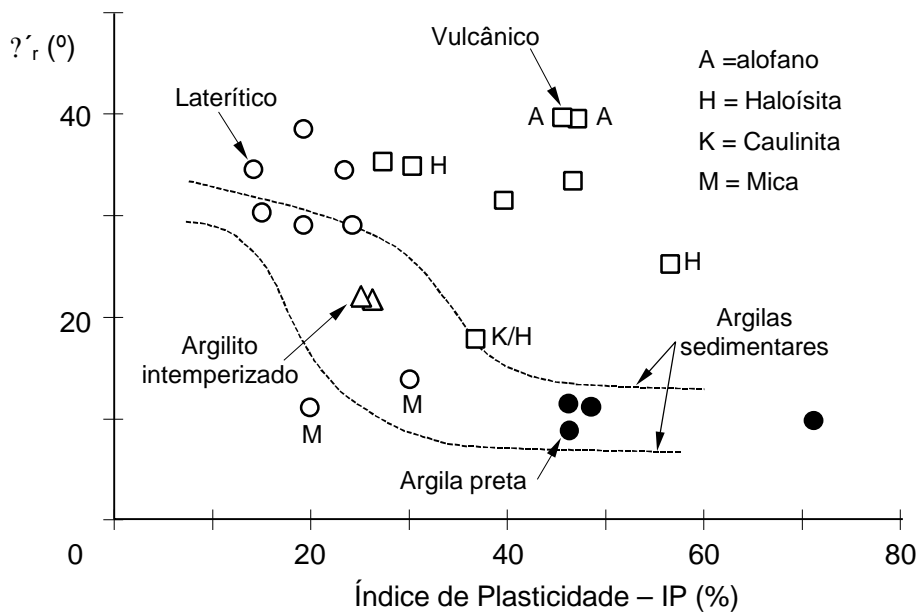


Figura 2.16 - Valores do ângulo de atrito residual para solos tropicais (Vaughan, 1990 apud Pinheiro, 2000).

## CAPÍTULO III

### 3. DESCRIÇÃO DO TALUDE DOS MATERIAIS DE ESTUDO

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO

O talude em estudo localiza-se no município de São Jerônimo, no Rio Grande do Sul, junto à Rodovia RS/470 (RS/736), que liga a cidade de São Jerônimo à rodovia BR/290. A região dista, aproximadamente, 60 km de Porto Alegre. A Figura 3.1 apresenta a localização da referida área.

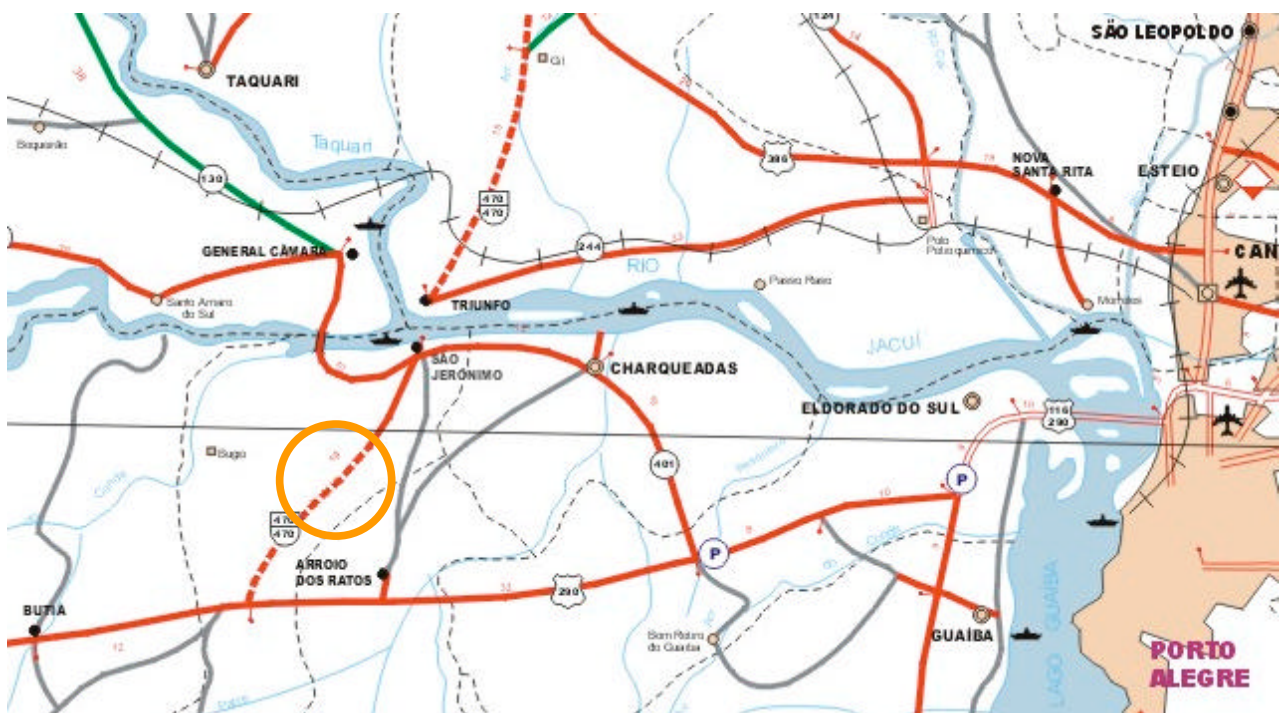


Figura 3.1 – Localização do local de estudo

### 3.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOMORFOLÓGICOS DA REGIÃO

O estado do Rio Grande do Sul é formado por quatro províncias geomorfológicas: o Escudo Sulriograndense, a Depressão Periférica, o Planalto e a Planície Costeira. A Depressão Periférica e o Planalto, em conjunto formam um importante domínio geológico, denominado Bacia da Paraná. A região em estudo situa-se na Depressão Periférica, tendo ao Sul o Escudo Sulriograndense e ao Norte, o Planalto.

A litologia da Depressão Periférica é constituída, principalmente, por rochas sedimentares do período Permiano e Triássico. Em alguns locais esta litologia foi recoberta por depósitos Cenozóicos.

Frank (1989) apresenta uma descrição detalhada dos depósitos Cenozóicos existentes nas proximidades de São Jerônimo, onde situa-se o talude em estudo. A Figura 3.2 apresenta o mapa geológico desta região.

Segundo Frank (1989), a origem destes terrenos processou-se a partir de ciclos transgressivos-regressivos do mar durante o Plioceno e o Pleistoceno, sob condições marinhas abertas, lagunares e fluviais, alternando-se estes regimes de acordo com a posição relativa da área e das amplitudes das transgressões registradas. Os terrenos Cenozóicos apresentam uma grande diversidade de feições morfológicas, a saber, depósitos de encosta, terraços fluviais, terraços lagunares, entre outros. A unidade geológico-geomorfológica que representa a área em estudo são os depósitos de encosta.

Ainda segundo Frank (1989), a designação de depósitos de encosta abrange os depósitos originados através de leques aluviais que evoluíram a partir das terras altas graníticas ou gonduânicas, para as terras baixas ou bacias de deposição, em várias gerações de leques cuja amplitude foi determinada pelo nível de erosão estabelecido pela regressão ou transgressão do momento. Somam-se a estes depósitos os elúvios e colúvios recentes que tendem sempre a suavizar o relevo da região. Esta unidade apresenta-se como um coxilhado suave, com variações pouco expressivas de altitude e um padrão de drenagem lagunado, que é bem característico.

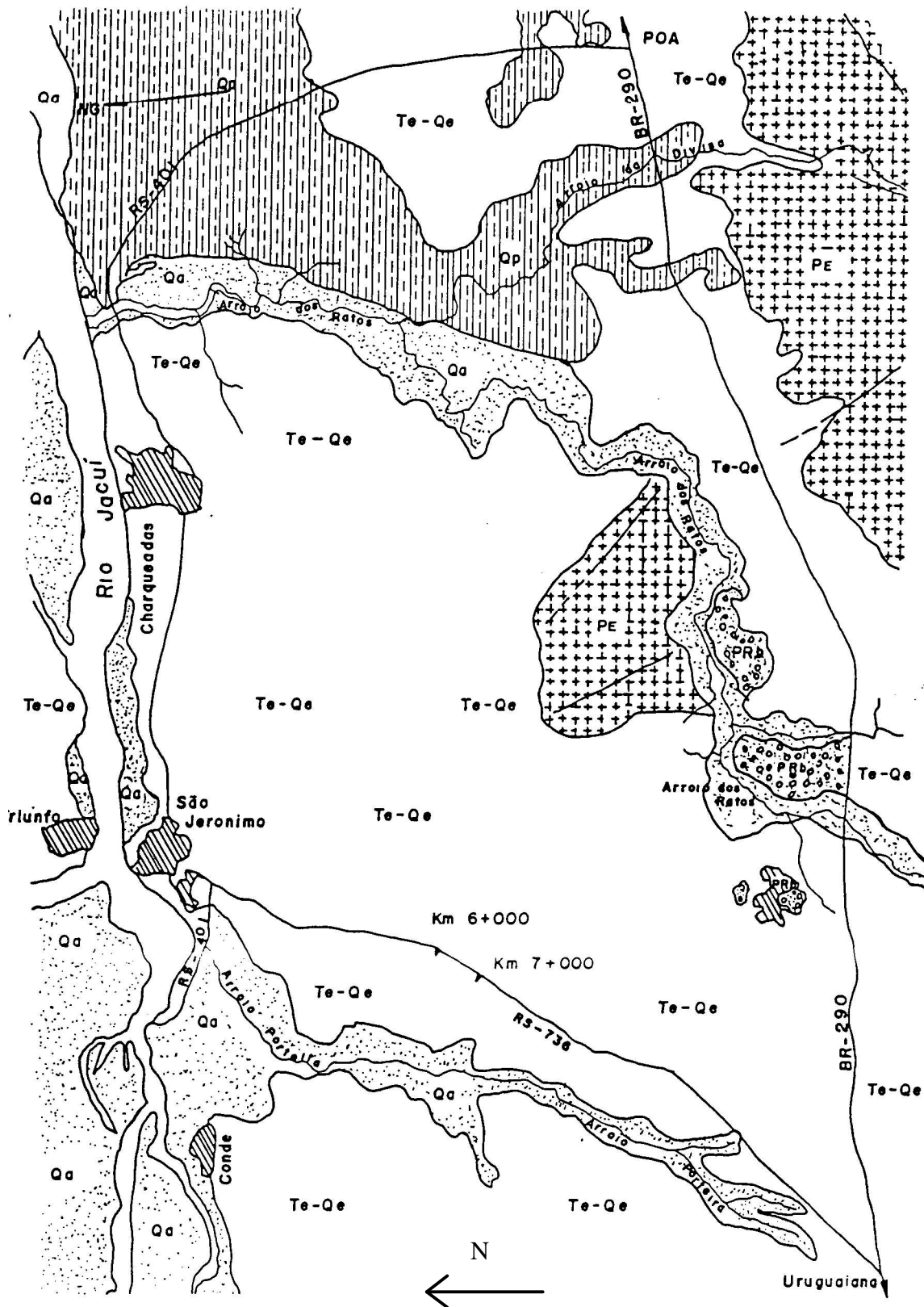
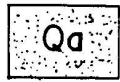


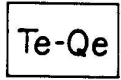
Figura 3.2 (a) – Mapa geológico das regiões de Charqueadas, São Jerônimo e Arroio dos Ratos (Frank, 1989).



- Quaternário - Depósitos fluviais formados pela sedimentação atual e sub-atual, apresentando-se como ilhas e depósitos às margens dos rios e arroios.



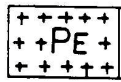
- Quaternário - Pleistoceno - Terraço lagunar formado pelo último ciclo transgressivo-regressivo no Pleistoceno. Parcialmente retrabalhado pelos cursos fluviais e recoberto de material aluvionar.



- Cenozóico - Tércio-Quaternário - Arenitos argilosos e lamitos avermelhados maciços. Depósitos gravitacionais de encosta, provenientes do embasamento cristalino e dos terrenos Gondwânicos.



- Paleozóico - Permiano - Formação Rio Bonito - Arenitos muito finos, brancos e siltes argilosos cinzas ou amarelados com poucas estruturas.



- Pré-Cambriano - Complexo granito-gnáissico com migmatitos associados a granitóides compressionais. Falhas de direção NE e diques de riolito e diabásio ocorrem em todo o complexo.

Figura 3.2 (b) – Legenda do mapa geológico das regiões de Charqueadas, São Jerônimo e Arroio dos Ratos (Frank, 1989).

As drenagens são geralmente de pequeno porte, com densa mata ciliar, pequeno volume de água e extensão reduzida. Os depósitos como um todo, apresentam uma declividade constante da área-fonte granítica ou gondwânica em direção aos vales. Observam-se depressões suaves de contornos radiais e vertentes côncavas.

Frank (1989), descreve separadamente uma sub-unidade dos depósitos de encosta, nas proximidades da área de estudo, que consiste em elevações isoladas com as mesmas características geomorfológicas descritas para os depósitos de encosta, mas inseridas em área peneplanizada, cujos limites estão bem marcados no terreno através de um degrau que a separa da área adjacente onde os depósitos de encosta estão com seu desenvolvimento normal. A dissecação deve-se à última transgressão marinha, que isolou, neste trecho, elevações formadas pelo material dos leques na extensa planície gerada.

Nas proximidades do talude em estudo observa-se a presença de várias coxilhas isoladas inseridas em uma área plana a suavemente ondulada. A Figura 3.3 apresenta uma foto do local à jusante da área em estudo onde observa-se a pouca declividade da região e a presença de um açude típico da região.



Figura 3.3 – Foto do local à jusante da área em estudo, apresentando um açude e coxilhas inseridas em uma área suavemente ondulada.

### 3.3 CLIMA E VEGETAÇÃO

O clima desta região é subtropical. Apresenta precipitações médias anuais de aproximadamente 1500mm, com chuvas mais frequentes e intensas nos meses de abril a julho. A temperatura média anual é de aproximadamente 20 °C, sendo que os meses mais quentes são de dezembro a março.

A vegetação predominante nesta região são as gramíneas, geralmente pasto nativo. A vegetação de médio e grande porte são matas ciliares nativas nas margens dos arroios e pequenas matas de eucalipto distribuídas ao longo desta área. A foto apresentada anteriormente (Figura 3.3) apresenta a vegetação típica da região.

### 3.4 DESCRIÇÃO DO TALUDE

A instabilidade no talude começou a se manifestar após a execução de um corte para a instalação da rodovia, em 1993. O corte teve 8m de altura e foi executado através de 2 camadas de uma formação sedimentar próxima a cidade de São Jerônimo. A operação de escavação foi difícil devido a elevada resistência inicial do material. Os taludes de corte originados apresentavam uma inclinação de face de aproximadamente 40°.

O talude é composto por três materiais distintos, denominados solos S1, S2 e S3. O solo S1, é originado da erosão de materiais graníticos, apresenta estrutura fraca e alta permeabilidade. No talude estudado, este solo apresenta pequena espessura e não foi considerado necessário estudá-lo em detalhe.

O solo S2, presente na maior parte do talude, é composto por dois tipos de materiais, que encontram-se mesclados tendo a aparência denominada variegada. Um dos materiais é um solo argilo-arenoso que apresenta coloração vermelho escuro. O segundo material tem coloração cinza-esbranquiçada (Figura 3.4). Este último apresenta-se preenchendo as fissuras do primeiro. O conjunto apresenta resistência moderada e alguma cimentação.

O solo S3, presente na base do talude, é de coloração cinza clara, com a presença de algumas manchas de coloração rosa. Esta camada é constituída basicamente por uma argila muito plástica. O solo foi definido com o residual de lamito ou outro depósito sedimentar cenozóico (Maciel Filho et al, 1998). Este solo argiloso apresenta aspecto pegajoso, alta plasticidade e baixa permeabilidade.

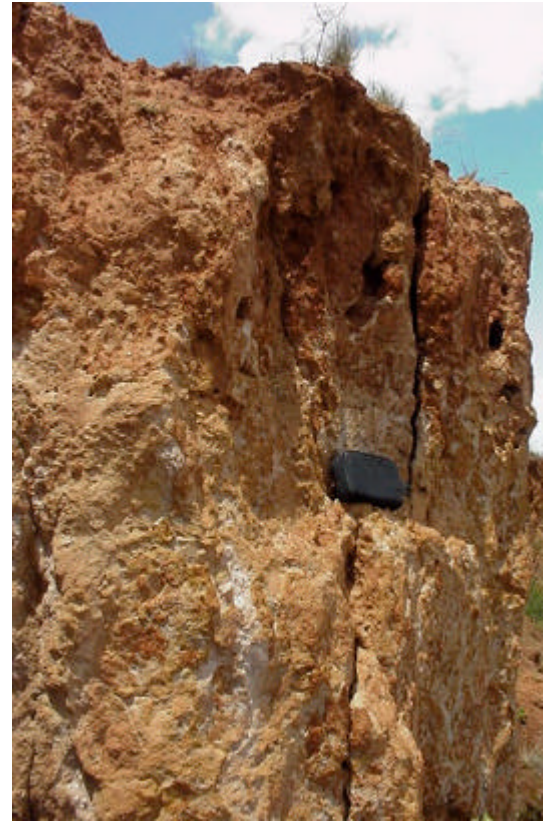


Figura 3.4 – Aparência solo S2, mostrando o aspecto variegado deste solo, com as fissuras preenchidas pelo material de cor cinza.



### 3.5 MECANISMOS DE RUPTURA IDENTIFICADOS

O primeiro mecanismo de instabilização identificado após o corte foi uma degradação superficial progressiva, ocorrida principalmente nas camadas inferiores. O processo de degradação iniciou com a fragmentação em pequenos pedaços do solo exposto, cerca de 10 a 20 mm de lado, seguidos por deslizamentos de cunhas rasas, aproximadamente de 0,5 m de espessura. Com o movimento da cunha, solo indeformado era exposto e o processo de degradação era reiniciado.

Este processo fez com que a geometria do talude fosse lentamente alterada, até iniciar um segundo mecanismo de instabilização, de maiores proporções. Este mecanismo consistia de uma ruptura de talude mais profunda com a mobilização de uma resistência ao cisalhamento menor do que a de pico.

O terceiro mecanismo de instabilização consistiu no subsequente tombamento das camadas resistentes superiores. O processo de ruptura em conjunto foi retrogressivo, tornando-se principalmente ativo após chuvas intensas e também após a remoção dos detritos acumulados na rodovia. A Figura 3.5 apresenta uma fotomontagem do talude nas condições em que se encontra atualmente, após as sucessivas rupturas.



Figura 3.5– Foto do talude nascondiço satiais

## CAPÍTULO IV

### 4 METODOLOGIA E TÉCNICAS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Este capítulo descreve a metodologia utilizada nos ensaios realizados nos diversos materiais que compõem o talude, incluindo a retirada de amostras, descrição do equipamento e procedimentos utilizados.

#### 4.1 RETIRADA DE AMOSTRAS

Foram retiradas amostras deformadas e indeformadas, representativas do talude e em estalo. A retirada de amostras indeformadas seguiu os procedimentos da NBR-9604 (ABNT, 1996).

As amostras deformadas, utilizadas para os limites de Atterberg, granulometria, umidade natural, peso específico real dos grãos e ensaios do tipo ring shear foram retiradas de pontos representativos do solo, em local não afetado pela intemperização superficial. Para tanto, a face do talude era escavada cerca de 30m, obtendo-se uma bancada na qual as amostras indeformadas eram moldadas. O solo retirado para conformação da bancada era utilizado para a retirada de amostras deformadas, tomando-se o cuidado de não estarem contaminadas por material solto da face do talude. As amostras eram embaladas em sacos plásticos, identificadas e transportadas para o laboratório.

Utilizou-se o talude exposto após as rupturas para a retirada de amostras do solo S2; as amostras do solo S3 foram retiradas do talude de corte imediatamente após o término da área rompida, onde o solo S3 estava exposto, já que na área rompida o solo S3 encontrava-se recoberto por detritos.

As amostras indeformadas do solo S2 foram moldadas em campo com o uso de anéis metálicos do tipo cisalhamento direto, com diâmetro de 60mm e altura de 20mm.

e do tipo com pressão confinada, com diâmetro de 50 mm e altura de 19 mm. Os anéis eram moldados com excesso de solo em ambos os lados, parafinados, envolvidos em papel alumínio e identificados, sendo transportados com proteção até o laboratório.

Pequenos blocos indeformados do solo S3, com dimensões aproximadas de 400 cm<sup>3</sup>, foram retirados em campo para moldagem de anéis em laboratório, já que era muito difícil a moldagem em campo. Esses blocos também foram parafinados, envolvidos em papel alumínio, identificados e transportados em caixa com serragem até o laboratório.

Um procedimento especial foi utilizado para retirada de amostras deformadas da parte cinza de S2, que consiste de camadas de pequena espessura que recobrem os blocos de coloração avermelhada. Foram feitas raspagens, utilizando-se uma espátula, da parte cinza presente nas fissuras de S2. Esta camada pode ser observada nas fotos apresentadas na Figura 3.4 (Capítulo 3). As amostras assim obtidas foram utilizadas nos ensaios de caracterização e nos ensaios do tipo ring shear.

#### 4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de determinação do Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), foram realizados conforme as NBR 6459 e NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente, sendo que houve secagem prévia das amostras. A densidade real dos grãos foi obtida conforme a norma NBR 6508 (ABNT, 1984).

A análise granulométrica foi realizada conforme a NBR 7181 (ABNT, 1984), sendo que foram executadas as duas fases da análise, com posta por sedimentação e peneiramento. A análise foi feita com e sem o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio). Os limites granulométricos utilizados para classificar foram os apresentados na NBR 6502 (ABNT, 1995), que especifica os seguintes diâmetros das partículas

Pedregulho: > 2,00 mm

Areia grossa: Q6a 2,0 mm

Areia média: Q2 a Q6 mm

Areia fina: Q06a Q2 mm

Silte : 002 a 006mm

Argila : <002 mm

### 4.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras indeformadas para os solos S2 e S3, buscando obter parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos de pico e residuais, ou seja o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) e a coesão ( $c'$ ), para as duas situações. Admitindo-se que os corpos-de-prova estejam saturados e que a velocidade do cisalhamento seja adequada, obtêm-se parâmetros de resistência ao cisalhamento correspondentes à condição drenada.

Procurou-se cisalhar os corpos-de-prova até o final do curso permitido pelo equipamento, o que representa um deslocamento relativo de 7 a 8 mm.

#### 4.3.1 - Descrição do equipamento.

Foi utilizado um equipamento de cisalhamento direto com deformação controlada e tensão normal obtida pela colocação de pesos em pendural simples ou com braço de alavanca. O equipamento era do tipo convencional, da marca Wykeham Farrance. A caixa de cisalhamento era circular, com diâmetro de 60 mm e altura de 20 mm.

As medições de forças e deslocamentos horizontais eram feitas manualmente através de leituras diretas no defletômetro do anel dinamométrico e no defletômetro que mede o deslocamento horizontal relativo das metades da caixa de cisalhamento. O deslocamento vertical era obtido a partir da leitura direta do extensômetro posicionado na vertical, no topo da caixa de cisalhamento.

A caixa de cisalhamento bi-partida dispunha de duas pedras porosas e duas chapas perfuradas e ranhuradas para garantir a aderência do corpo-de-prova no topo e na base da caixa de cisalhamento, forçando a ruptura no meio do corpo-de-prova, na altura da divisão da caixa.

#### 43.2 - Preparação do corpo-de-prova.

A amostra trazida de campo, confinada no anel metálico, era cuidadosamente talhada, de forma a deixar as duas superfícies lisas e exatamente da altura do anel. Os excessos de solo retirados foram utilizados para determinação do teor de umidade do corpo-de-prova natural. O conjunto anel e corpo-de-prova era pesado para obter-se a determinação do índice de vazios.

#### 43.3 - Montagem do ensaio.

O anel metálico contendo o corpo-de-prova era colocado sobre a caixa de cisalhamento e com a ajuda de uma ferramenta de madeira, o corpo-de-prova era empurrado para a caixa de cisalhamento. Antes do cisalhamento todos os corpos-de-prova foram inundados durante 12 a 14 horas. A inundação era efetuada após a aplicação da carga normal em que o corpo-de-prova seria cisalhado.

#### 43.4 - Procedimento do ensaio.

Depois que os deslocamentos verticais causados pelo carregamento cessavam ("adensamento"), retiravam-se os parafusos fixadores da caixa de cisalhamento e, com o auxílio dos parafusos espaçadores, as metades da caixa eram separadas. O motor era ligado e iniciavam-se as leituras nos extensômetros de deslocamento horizontal e vertical e do anel dinâmométrico, em intervalos pré-determinados de deformação.

Anomalias observadas durante o ensaio, como inclinação do top cap ou heterogeneidade do corpo-de-prova, observada após o desmonte do ensaio ou ainda ruptura irregular da superfície, eram anotadas e em alguns casos o ensaio era descartado.

#### 43.5 - Velocidade do ensaio e tensões normais

A velocidade do cisalhamento nos ensaios drenados de amostras saturadas depende das características dos corpos-de-prova, isto é, da sua permeabilidade e da sua espessura. Nos ensaios realizados, todos os corpos-de-prova possuem a mesma espessura, apenas a permeabilidade ( $k$ ) é diferente.

Foi adotada a velocidade de cisalhamento do corpo-de-prova menos permeável, solo S3, e esta velocidade foi utilizada para ensaiar os demais corpos-de-prova. Foi adotada a velocidade de 000096 mm/min, baseado na experiência anterior neste mesmo solo (Leipnitz, 1995).

As envoltórias de ruptura foram realizadas para faixas baixas a médias de tensões normais. Para cada material foram realizados no mínimo quatro ensaios, cada um correspondendo a uma diferente tensão normal. As tensões normais adotadas foram 21 kPa, 50kPa, 100kPa e 150kPa.

#### 4.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM REVERSÃO

A realização das reversões no ensaio de cisalhamento direto tinha por objetivo avaliar a resistência ao cisalhamento na condição residual. Supõe-se atingida a condição residual quando, após grandes deslocamentos, a tensão cisalhante tende a um valor constante, para uma determinada tensão normal aplicada.

O ensaio de cisalhamento direto com reversão era feito seguindo-se a mesma metodologia do ensaio típico, a partir do corpo-de-prova já cisalhado resultante do ensaio de cisalhamento direto. Cada corpo-de-prova era submetida a três ciclos de reversão, além do ensaio típico, utilizando-se a mesma tensão normal do ensaio.

Na presente dissertação, um ciclo de reversão é referido com o sendo o avanço da caixa de cisalhamento com velocidade controlada e medição de deformações até o limite permitido pelo equipamento e o posterior retorno da caixa à posição inicial, de forma manual e rápida, com 2 a 3 minutos de tempo de retorno. A reversão ocorria sem carga e sem quaisquer medições de deformações ou tensões.

O corpo-de-prova permanecia inundado durante os três ciclos de reversão. Após a primeira fase do ensaio a caixa de cisalhamento era trazida à posição inicial; esperava-se um período de estabilização de 2 a 3 horas e então realizava-se a primeira reversão, anotando-se leituras como no ensaio convencional. Esse procedimento era repetido para obter-se a 2ª e a 3ª reversões. A medição de deformações era feita somente durante o avanço da caixa de cisalhamento, pois durante o retorno da caixa de cisalhamento não havia nenhuma medição.

Tipicamente os corpos-de-prova eram colocados na caixa de cisalhamento no final da tarde, ficavam inundados durante a noite e na manhã seguinte eram submetidos ao ensaio inicial. Na tarde do mesmo dia, realizava-se a primeira reversão e, no dia seguinte, a segunda e a terceira reversões. Um deslocamento de 8 mm correspondia a aproximadamente 4 horas de ensaio. Os ensaios com reversões utilizaram as mesmas tensões normais e velocidade de cisalhamento da primeira fase.

Na representação dos resultados o deslocamento horizontal foi considerado de forma cumulativa, ignorando-se o deslocamento causado pelo retorno da caixa de cisalhamento à posição inicial.

O número de 3 reversões foi adotado com o padrão para o término do ensaio. Em geral havia clara estabilização ou tendência de estabilizar a tensão cisalhante no terceiro ciclo. Um fator limitante a um número maior de reversões é a perda de solo pela divisão da caixa de cisalhamento. A partir da terceira reversão esta perda passava a ser significativa, principalmente no solo S2, mais granular.

## 4.5 ENSAIOS DO TIPO RING SHEAR (CISALHAMENTO POR TORÇÃO).

### 4.5.1 Considerações gerais

O ensaio de cisalhamento por torção ou ring shear, utilizado nesta pesquisa, é do tipo proposto por Bromhead (1979). O ensaio tipo ring shear apresenta a vantagem de atingir a condição residual de forma rápida em solos arenosos e relativamente rápida em solos argilosos, já que o cisalhamento ocorre sempre no mesmo sentido. Outra vantagem é o fato da área de cisalhamento permanecer constante durante todo o ensaio. A pequena espessura do corpo de prova, 5 mm, e as características do equipamento permitem uma drenagem eficiente, já que a superfície de cisalhamento se forma próxima ao topo.

Com a realização desses ensaios pretendia-se avaliar os parâmetros de resistência na condição residual e compará-los com os parâmetros residuais estimados pelo ensaio de cisalhamento direto com reversão.



O princípio do ensaio se baseia na aplicação de uma tensão normal constante sobre um corpo-de-prova anelar confinado e posterior cisalhamento através da imposição de momentos torsores. O torque é medido por um par de anéis dinamo-métricos de mesma rigidez, obtendo-se assim a força média de corte atuante no plano de cisalhamento. O ensaio também permite a medição do deslocamento vertical através de um extensômetro vertical.

Os ensaios de ring shear foram executados em três materiais presentes no talude: os solos S2 e S3 e o solo acinzentado que preenche a fissura de S2.

#### 4.5.2 Descrição do equipamento.

O equipamento utilizado para a realização desses ensaios foi fabricado pela empresa Wykeham Farrance Ltd. a partir do projeto de Bromhead (1979). O equipamento possui um sistema mecânico que aplica deslocamentos angulares constantes com o tempo. As leituras de carga cisalhante e deformação durante o ensaio são feitas manualmente nos anéis dinamo-métricos e no extensômetro vertical. Uma descrição detalhada do equipamento, incluindo cuidados necessários durante a montagem e realização dos ensaios, encontra-se em Pinheiro et al (1997). A Figura 41 apresenta o equipamento utilizado e o corpo-de-prova deste ensaio, já moldado na célula de cisalhamento.

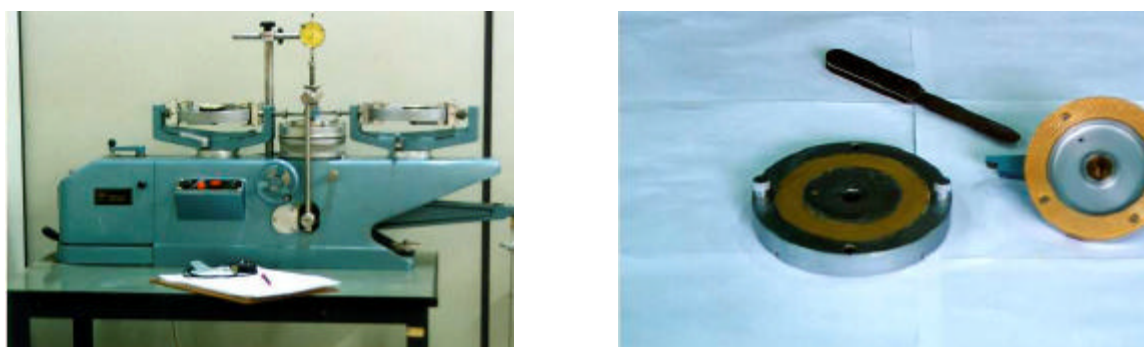


Figura 41 – Fotos de equipamento de ring shear e do corpo-de-prova moldado na célula de cisalhamento.

O equipamento permite ensaiar um corpo de prova com diâmetro externo = 100 mm, diâmetro interno = 70 mm e altura inicial = 5 mm. O corpo-de-prova fica confinado radialmente entre anéis concêntricos que compõem a célula de cisalhamento.

#### 4.5.3 Preparação da amostra e moldagem do corpo de prova.

Este ensaio utiliza corpos de prova preparados a partir de amostras remoldadas ou reconstituídas, sendo estas as utilizadas nesta pesquisa. O solo a ser ensaiado era seco ao ar, destorroado e passado na peneira de 0,425 mm (#40). Ao solo era acrescentada água até atingir um teor de umidade entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

O corpo de prova era moldado colocando-se pequenas quantidades de solo na cavidade da célula de cisalhamento. O solo era então levemente pressionado e a superfície do corpo de prova era nivelada com uma espátula, em movimentos radiais a partir do centro do anel.

O teor de umidade de moldagem do corpo-de-prova era determinado com o excesso de solo da moldagem.

Após a moldagem do corpo de prova, procedia-se à fixação da célula de cisalhamento à torre giratória e ao ajuste dos demais acessórios.

#### 4.5.4 Procedimento do ensaio.

Foi utilizada a técnica de estágio único, que consiste em utilizar um corpo-de-prova para cada tensão normal aplicada. Neste caso necessita-se de vários ensaios para determinação da envoltória de resistência residual.

Após a fixação da célula de cisalhamento à torre giratória, aplica-se a tensão normal. Um período de 15 a 30 minutos era deixado após a aplicação da carga para permitir a estabilização das deformações verticais do corpo-de-prova na umidade de moldagem.

A superfície de cisalhamento era formada antes do início do ensaio através de uma rotação completa da torre giratória em relação à célula de cisalhamento. A rotação era efetuada girando-se manualmente o volante do equipamento no sentido horário.

Antes de iniciar o ensaio, o momento torsor causado durante a formação da superfície de cisalhamento era aliviado. A partir daí, dava-se início ao ensaio.

Todos os ensaios foram realizados na condição inundada, com a célula de cisalhamento permanentemente cheia de água destilada.

#### 4.5.5 Velocidade do ensaio e tensões normais

A velocidade adotada para o cisalhamento foi de  $0,089 \text{ mm/m in}$  ( $0,127 \text{ mm/in}$ ), para todos os corpos de prova, mesmo que esse valor fosse conservador para o solo menos argiloso (S2). O deslocamento médio atingido nos ensaios era obtido em 48 horas de cisalhamento contínuo.

As tensões normais utilizadas nos ensaios de ring shear foram as mesmas utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto, ou seja, 20kPa, 50kPa, 100kPa e 150kPa.

#### 4.5.6 Critério para o final do ensaio.

À medida que o ensaio era realizado, a curva tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, em escala logarítmica, era plotada. O ensaio era interrompido quando obtinha-se um trecho horizontal na curva tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, correspondendo à condição residual sendo atingida.

#### 4.6 INSTALAÇÃO DO PIEZÔMETRO.

Foi instalado um piezômetro, tipo Casagrande, com medidor automático de nível d'água, na estaca 7 + 480. O local escolhido para a instalação do piezômetro foi a parte superior do talude, em um local de maior avanço da frente de ruptura, onde espera-se a pior situação. O furo foi feito aproximadamente a 10 metros da frente de ruptura, onde esperava-se que o nível d'água não sofresse rebaixamento significativo por influência da face do talude. Além disto, havia a preocupação de que o avanço das rupturas não atingisse o piezômetro.

A medição do nível d'água neste piezômetro foi feita através de um medidor automático, com capacidade para armazenar 1800 leituras. A frequência de leituras foi

programada a cada 30 minutos, resultando em uma autonomia de 37 dias de leituras contínuas. O medidor utilizado foi Orion Tiny Logger Manager, com um programa específico para sua programação (OTLM Software).

O furo foi executado com um trado mecanizado de 4 polegadas (10cm), o tubo utilizado para o piezômetro foi de PVC, com diâmetro comercial de 25mm. Na ponta do piezômetro foram feitas ranhuras em 80cm a partir da base (ranhuras com serra manual). A ponta do piezômetro foi revestida com duas camadas de malha plástica (#50). Foi colocada uma pequena camada de areia no fundo do furo e a seguir o tubo do piezômetro foi introduzido. Colocou-se areia por todos os lados do tubo até atingir a altura de 1,5m, formando o filtro.

Um lacre de bentonita foi colocado acima do filtro de areia. Foi utilizada bentonita em pó e água. Uma pequena camada de bentonita era colocada, adicionava-se água e usando-se um tubo auxiliar fazia-se a mistura. Este procedimento foi repetido várias vezes até atingir uma espessura de 1 metro. Após o lacre de bentonita, o furo foi preenchido com solo local até o nível do terreno. A Figura 42 mostra o piezômetro na sua forma final.

O medidor automático foi introduzido até o fundo do piezômetro, ficando permanentemente em campo. A caixa de aquisição de dados ficou na parte superior, em um pote plástico hermeticamente fechado, enterrado ao lado do piezômetro para evitar atos de vandalismo e pisoteamento por animais.

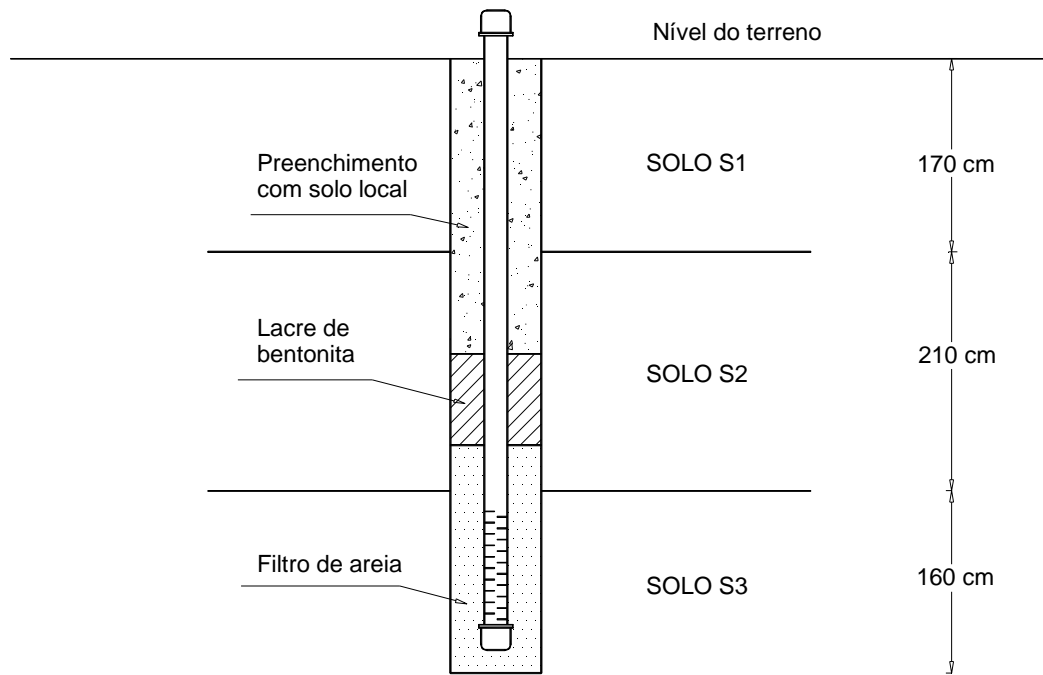


Figura 42 – Croqui da instalação do piezômetro, do tipo Casagrande.

## CAPÍTULO V

### 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

#### 5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos solos e da análise granulométrica. São também apresentados os resultados dos ensaios de laboratório para determinação das propriedades mecânicas do solo que compõe o talude em estudo: ensaios de cisalhamento direto convencional, de cisalhamento direto com reversão e ensaios do tipo ring shear.

Os resultados serão apresentados de forma a permitir uma comparação entre os diferentes solos e entre as diferentes tensões normais a que os corpos de prova foram submetidos.

#### 5.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

##### 5.2.1 - Limites de Atterberg

Os resultados obtidos para os índices de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade), para os solos presentes no talude, são apresentados na Tabela 5.1. Pode-se observar nesses resultados que não existem diferenças significativas entre as partes constituintes do solo S2, mesmo quando analisadas separadamente. Os dois materiais constituintes do solo S2 apresentam baixos valores de IP (10 e 11). O solo S3 apresenta-se muito mais plástico, com um valor de IP de 50.

Tabela 5.1 - Limites de Atterberg para as camadas S2 e S3.

Solo	LL	LP	IP
S2 - total	36	26	10
S2 - parte vermelha	36	27	11
S2 - parte cinza	36	26	10
S3	83	33	50

### 5.2.2 - Índices físicos e densidade real dos grãos

Os índices físicos dos solos que compõem o talude, apresentados na Tabela 5.2 foram obtidos a partir da moldagem dos corpos de prova de amostras naturais utilizadas para ensaios de cisalhamento direto. A densidade real dos grãos foi obtida conforme a norma NBR 6508. Com o nestes ensaios são utilizadas amostras naturais, não foram determinadas as características da fração cinza de S2.

Tabela 5.2 - Índices físicos para os solos S2 e S3.

Solo	w (%)	e	Sr (%)	G
S2	16	0,74	62	2,89
S3	24	0,89	73	2,69

### 5.2.3 - Mineralogia.

Leipnitz (1995) realizou uma análise mineralógica de solos similares presentes em um talude nas proximidades deste estudo. A Tabela 5.3 apresenta uma síntese da análise realizada. Observa-se claramente a grande quantidade de argila montmorilonita no solo S3, compatível com os valores de IP e LL medidos.

Tabela 5.3 - Minerais presentes nos solos S2 e S3 (adaptado de Leipnitz, 1995).

Minerais presentes	S2	S3
Caolinita	> 50%	10%
Ilita - Montmorilonita	10%	5%
Montmorilonita	5%	>50%
Quartzo	restante	restante

### 5.3 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

As curvas granulométricas foram obtidas realizando-se as duas fases da análise, sedimentação e peneiramento. A análise foi feita com e sem o uso do agente defloculante (hexametáfosfato de sódio). A Tabela 5.4 apresenta as frações granulométricas dos solos

Tabela 5.4 - Distribuição granulométrica (%), para os solos S2 e S3, com e sem o uso de defloculante.

SOLO		Pred.	AG	AM	AF	Silte	Argila
S2 total	- sem defloculante	0	4	14	63	15	4
S2 vermelha	- sem defloculante	0	8	14	49	26	3
S2 cinza	- sem defloculante	0	8	13	34	36	9
S3	- sem defloculante	0	0		35	25	40
S2 total	- com defloculante	0	4	12	27	15	42
S2 vermelha	- com defloculante	0	8	14	17	16	48
S2 cinza	- com defloculante	0	8	13	12	19	48
S3	- com defloculante	0	0	0	4	14	82

As Figuras 5.1 a 5.4 mostram as curvas granulométricas para todos os materiais presentes no talude, sendo que cada Figura compara o resultado da amostra com o uso de defloculante com o resultado obtido sem uso de defloculante.



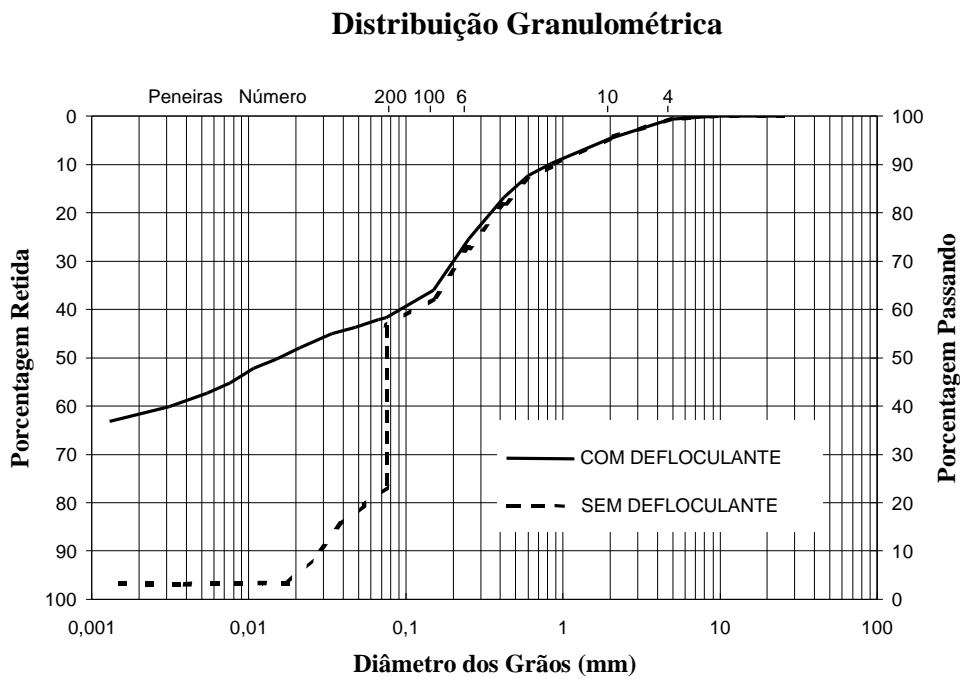


Figura 5.1 - Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S2 - amostra total.

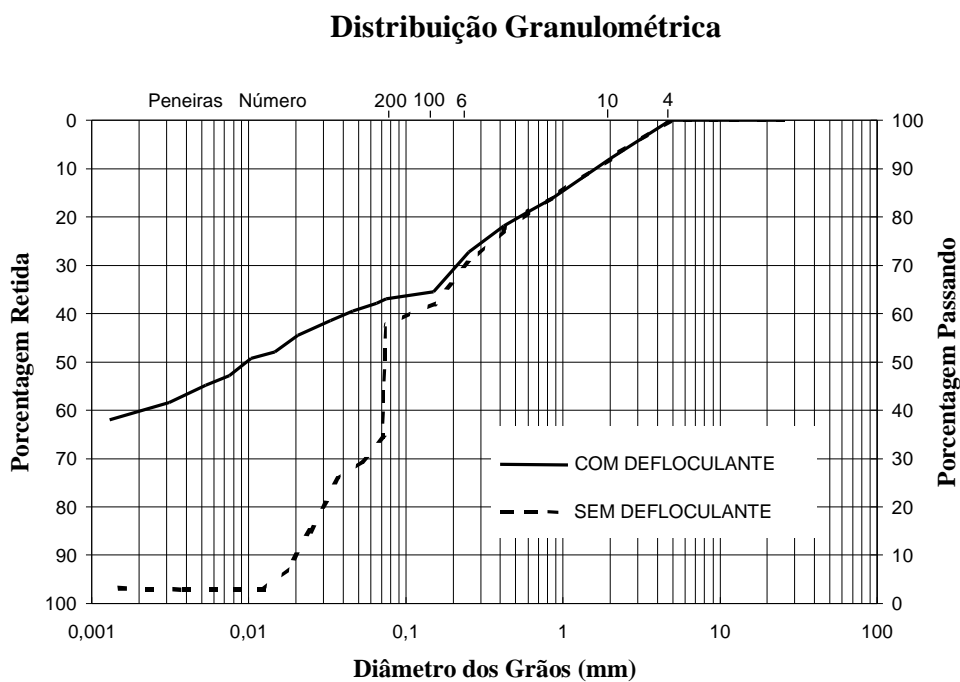


Figura 5.2 - Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S2 - parte vermelha.

### Distribuição Granulométrica

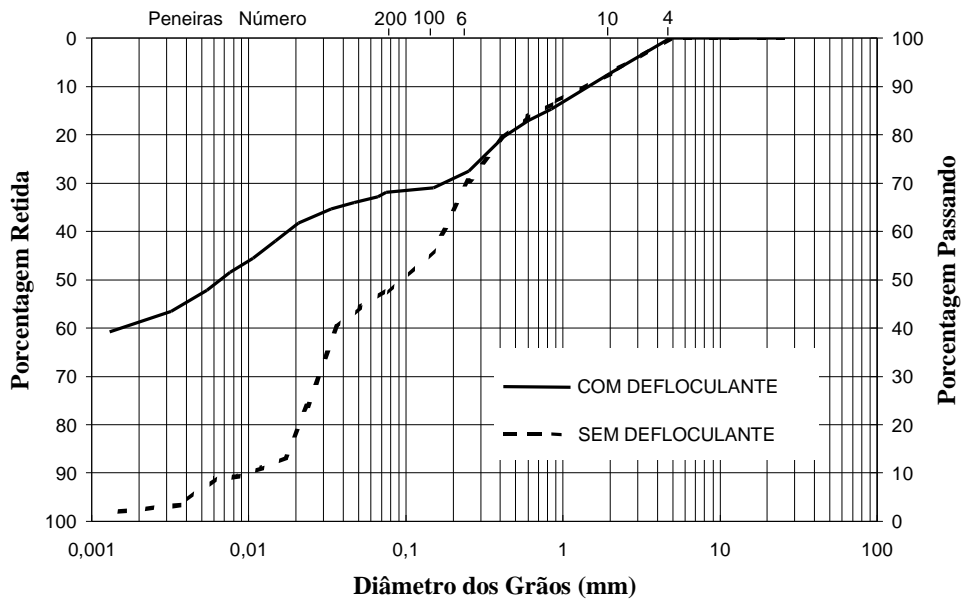


Figura 5.3 - Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o material cinza do solo S2.

### Distribuição Granulométrica

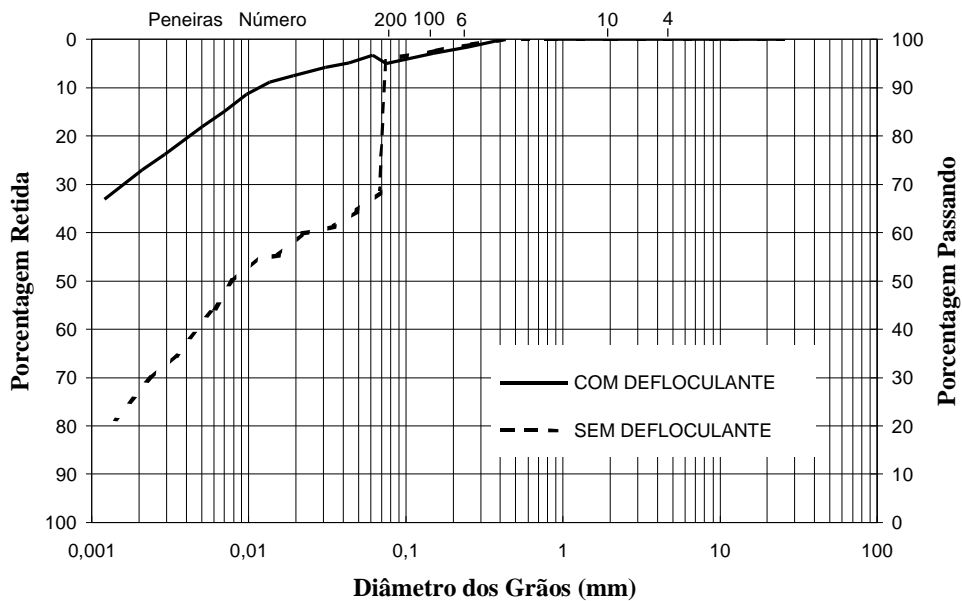


Figura 5.4 - Curvas granulométricas obtidas com e sem o uso de defloculante, para o solo S3.

Nas figuras apresentadas pode-se observar um pequeno aumento da fração silte e argila na fração cinza do solo S2, quando comparado à amostra total do solo S2. O solo S3 apresenta uma fração argila muito superior aos outros materiais. Todos os materiais têm uma grande diferença quando utiliza-se ou não o defloculante o que indica a presença de partículas agregadas.

#### 5.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL COM REVERSÃO.

##### 5.4.1 - Resultados obtidos no solo S2

As Figuras 5.5 a 5.8 mostram a curva tensão cisalhante-deslocamento horizontal ( $\tau$  x  $d_h$ ) para as 4 diferentes tensões normais aplicadas. Os gráficos mostram o ensaio convencional, com a amostra indeformada, apresentando pico e a seguir as três reversões com a amostra já rompida. O deslocamento é acumulado, ignorando-se o deslocamento produzido durante o retorno da caixa de cisalhamento.

As Figuras 5.9 e 5.10 mostram a curva tensão cisalhante-deformação horizontal normalizadas em função da tensão normal ( $\tau/\sigma_n$  x  $d_h$ ), para o ensaio convencional e para a 3ª reversão, respectivamente.

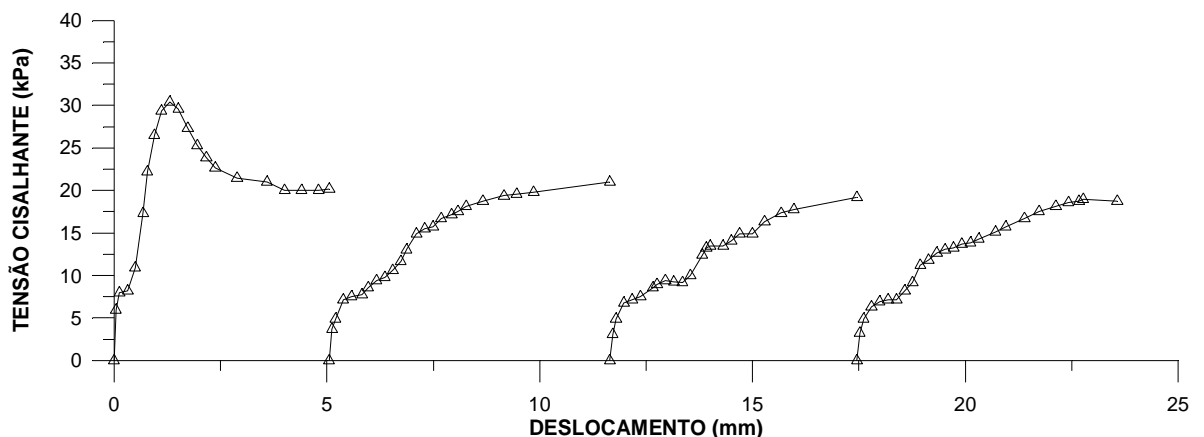


Figura 5.5 - Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2,  $\sigma_n = 21$  kPa

A Figura 5.11 apresenta as envoltórias de ruptura para a condição de pico e a grandes deformações, estimada a partir da 3ª reversão do ensaio de cisalhamento direto, para o solo S2. Para a condição de grandes deformações, foram calculados os parâmetros de resistência correspondentes à envoltória de melhor ajuste aos pontos experimentais, que resulta em um pequeno valor para a coesão. Foram calculados também os parâmetros de resistência para uma envoltória com  $c' = 0$

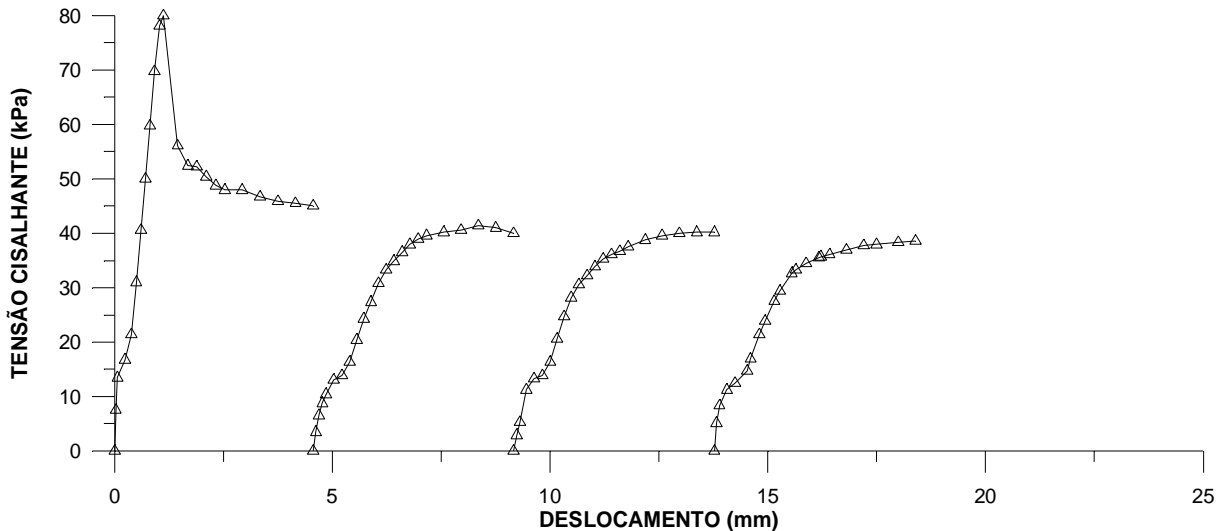


Figura 5.6- Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2,  $\sigma_n = 50\text{kPa}$

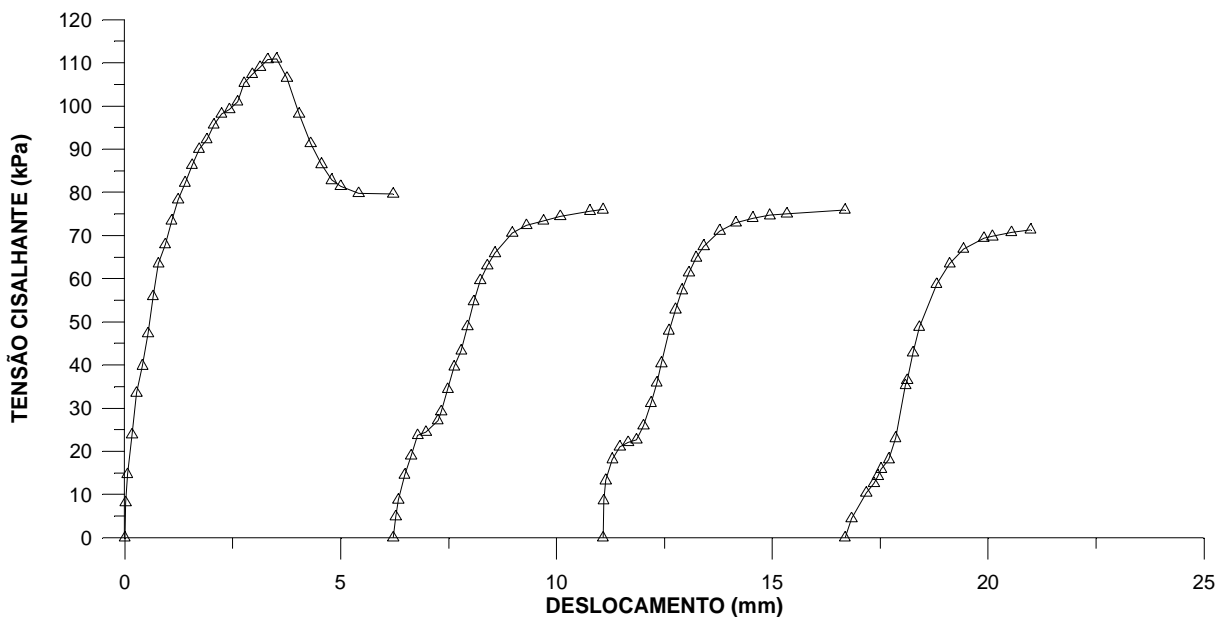


Figura 5.7- Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2,  $\sigma_n = 100\text{kPa}$

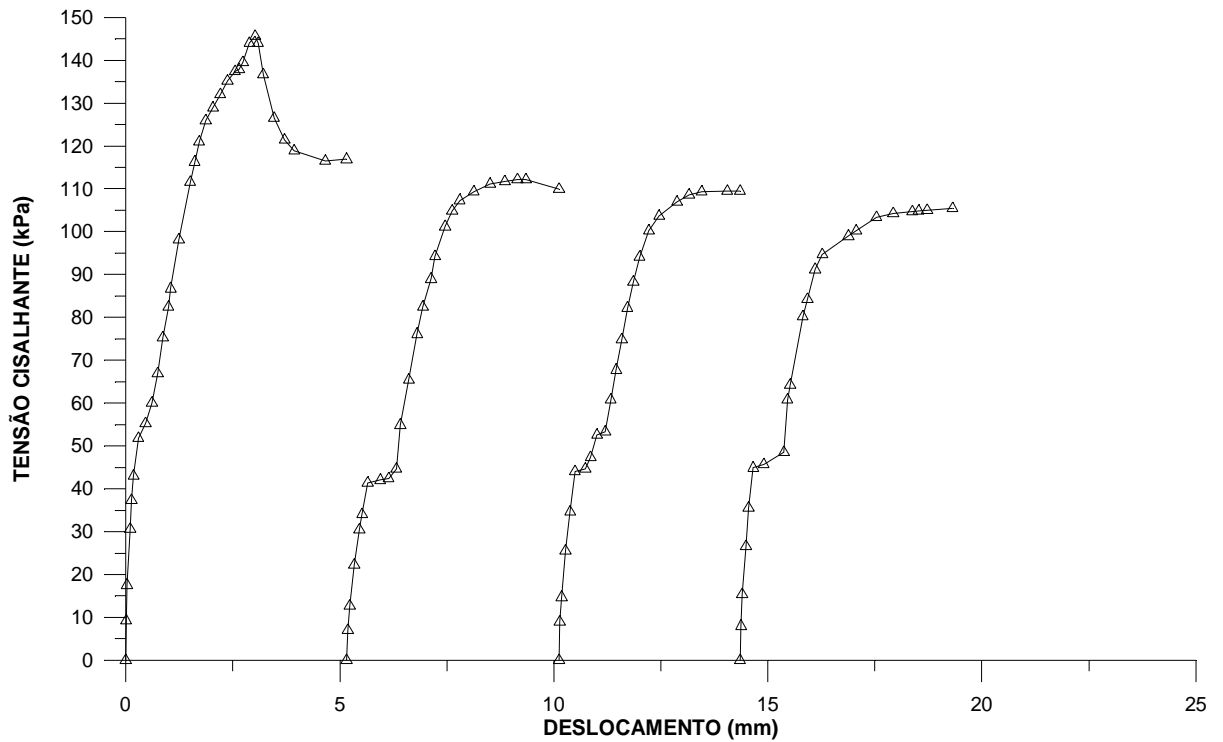


Figura 5.8 - Cisalhamento direto com reversão, para o solo S2,  $\sigma'_v = 150 \text{ kPa}$

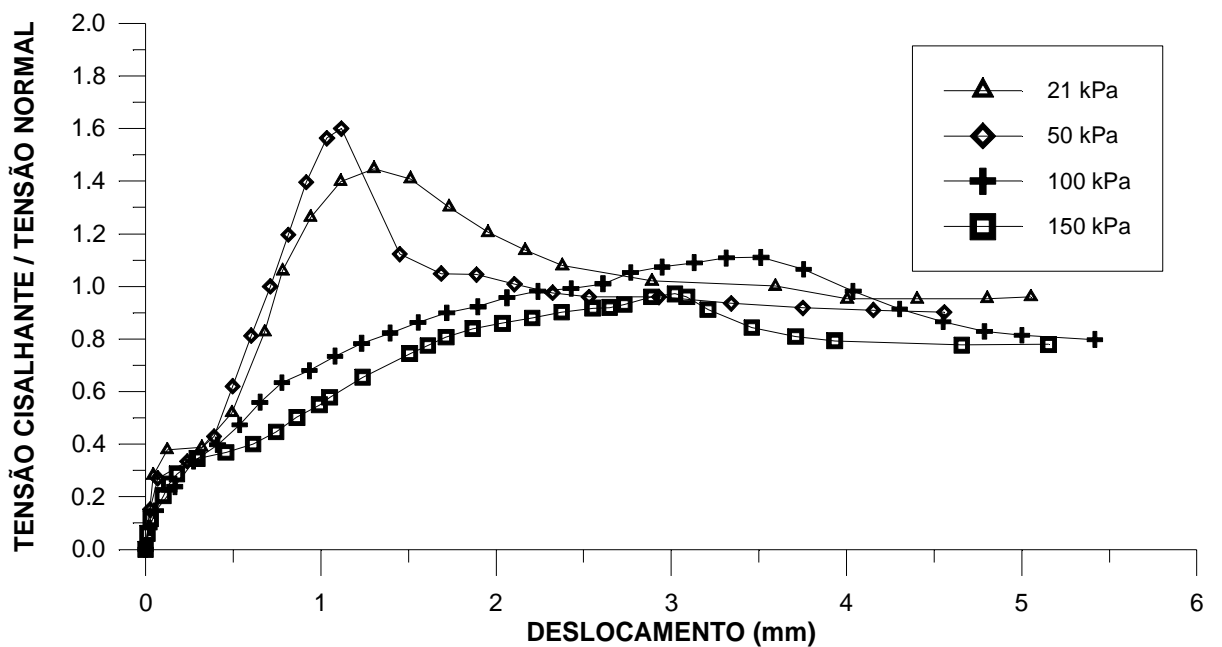


Figura 5.9 - Curvas tensão cisalhante-deslocamento horizontal normalizadas em função da tensão normal - ensaios iniciais

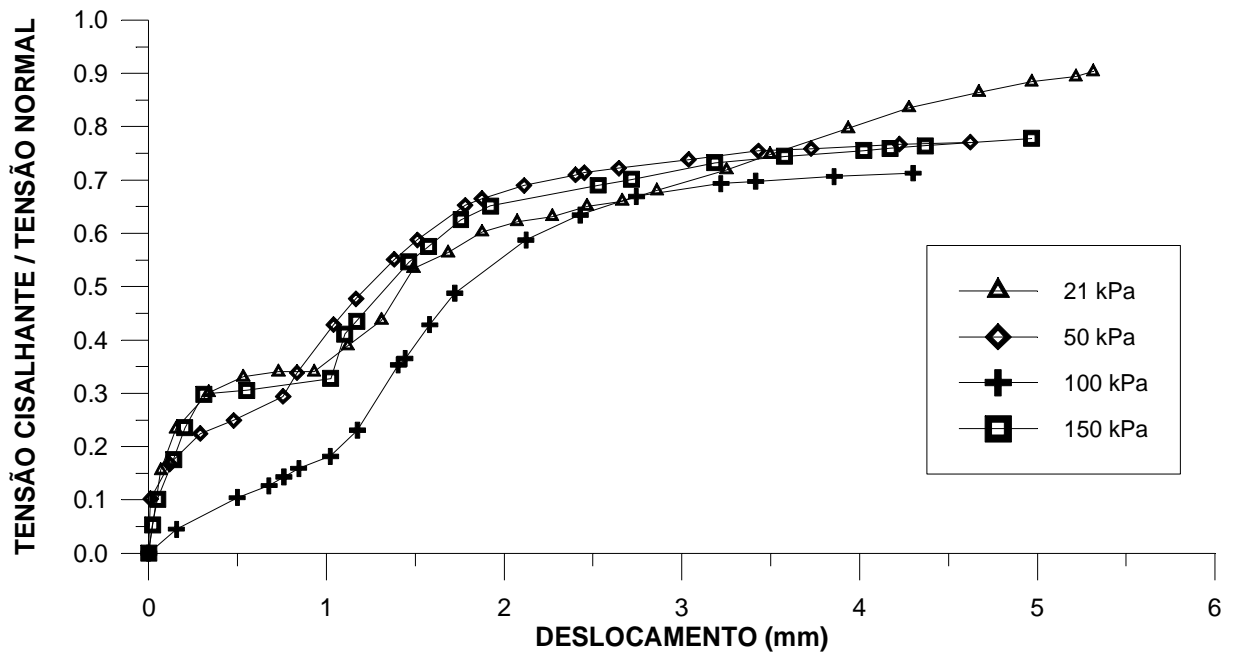


Figura 5.10- Curvas tensão cisalhante-deslocamento horizontal normalizada em função da tensão normal - 3ª Reversão, para o solo S2.

Na curva apresentada é possível observar que:

a) As três reversões realizadas para tensão normal mostram uma tendência de estabilização da tensão cisalhante com o aumento do deslocamento, sugerindo que uma condição limite de resistência está sendo atingida.

b) A normalização mostrada na Figura 5.9 indica claramente um pico acentuado nas tensões normais de 21 kPa e 50 kPa que não ocorrem mais para as duas tensões maiores. Para deslocamentos da ordem de 5 mm, todos os quatro ensaios tendem a um valor para  $\tau/n$  em torno de 0,8–0,9. Examinando-se os gráficos da Figura 5.10 pode-se observar que, exceto para o ensaio realizado a 21 kPa, existe uma tendência de estabilização das tensões cisalhantes na 3ª reversão para valores de  $\tau/n$  de 0,70–0,75.

c) O solo S2, com fração arenosa predominante e baixa porcentagem de argila, se considera um solo sem defloculante, apresenta altos valores para os ângulos de atrito interno tanto na condição de pico ( $40^\circ$ ) quanto a grandes deformações ( $33,8^\circ$ ).

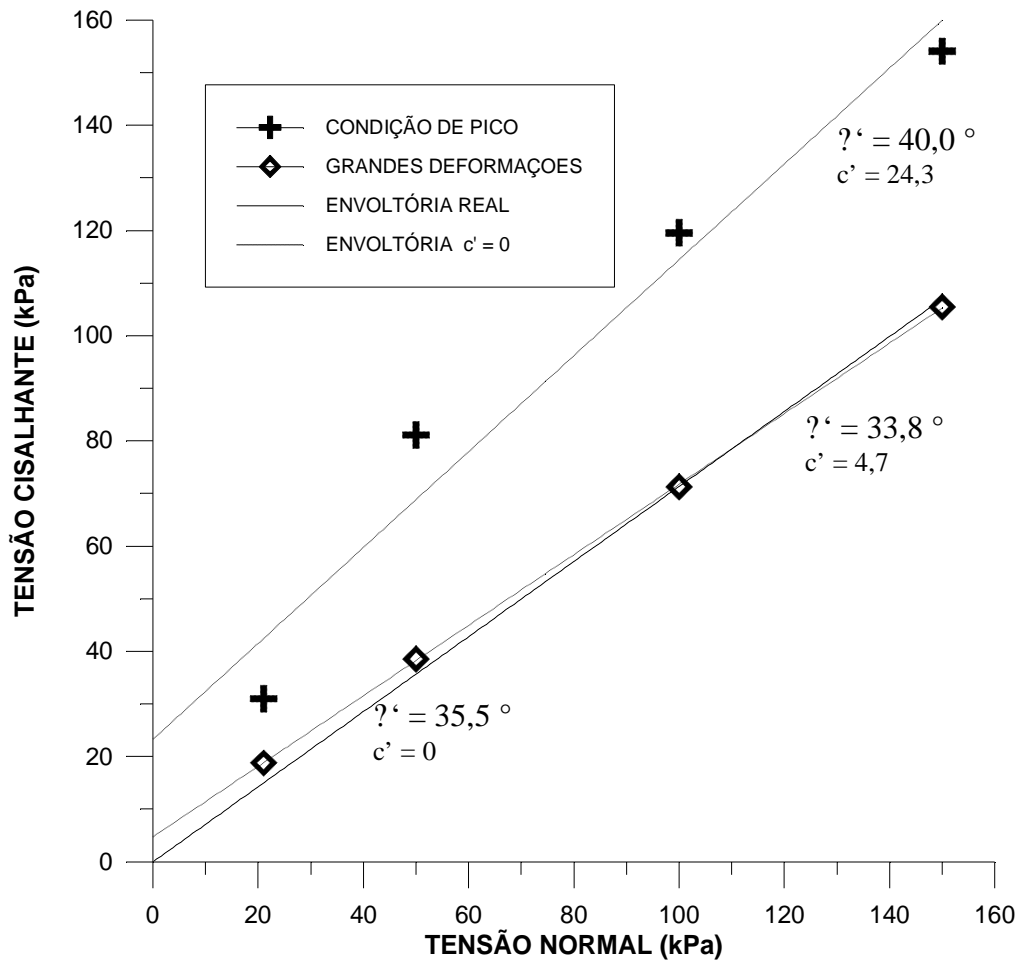


Figura 5.11 - Envoltória de ruptura para a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2.

#### 5.42 - Resultados obtidos no solo S3

As Figuras 5.12 a 5.15 mostram as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal ( $\tau$  x  $d_h$ ) obtidas no ensaio convencional sobre amostras indeformadas. Todos os ensaios apresentaram pico no primeiro ciclo de carga. Depois do pico houve uma progressiva redução da resistência à medida que o deslocamento induzido pelas reversões aumentava. Em face dos resultados, foram realizados ensaios adicionais com  $\sigma_n = 40$  e  $125$  kPa.

As Figuras 5.16 e 5.17 mostram as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal normalizadas em função da tensão normal ( $\tau/\sigma_n$  x  $d_h$ ), para o ensaio convencional e para a 3ª reversão, respectivamente e a Figura 5.18 mostra os pontos de

ruptura e as envoltórias de pico e de grandes deformações derivadas destes dados. Assim como para o solo S2, calculou-se duas envoltórias de ruptura para a condição de grandes deformações, a primeira, a envoltória de melhor ajuste aos pontos experimentais, apresentando um pequeno valor para a coesão  $c'$ , e a segunda, uma envoltória com  $c' = 0$ .

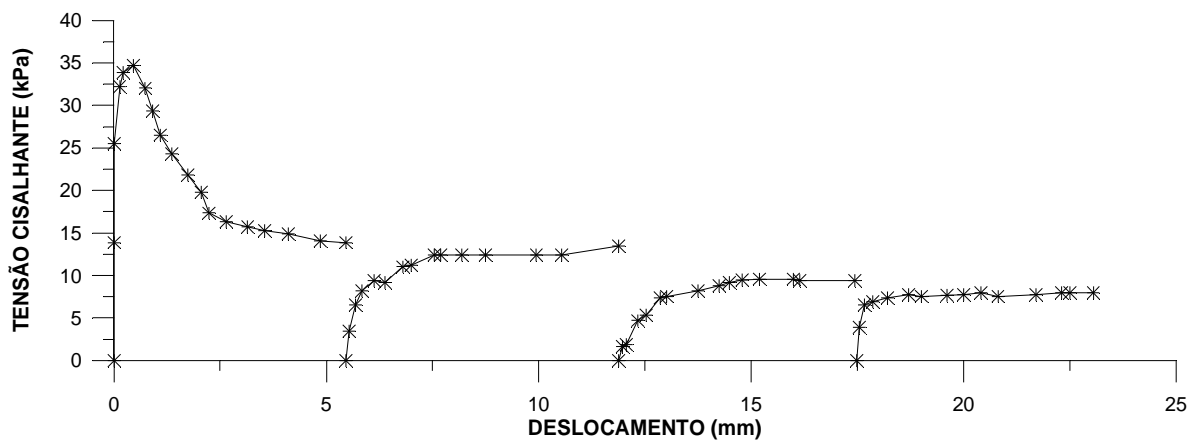


Figura 5.12 - Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3,  $\sigma_n = 21$  kPa

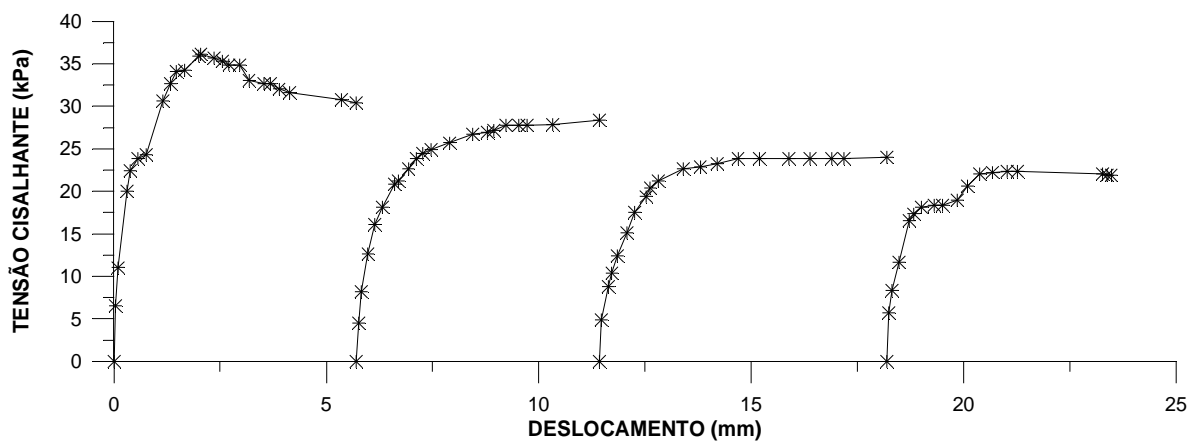


Figura 5.13 - Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3,  $\sigma_n = 50$  kPa



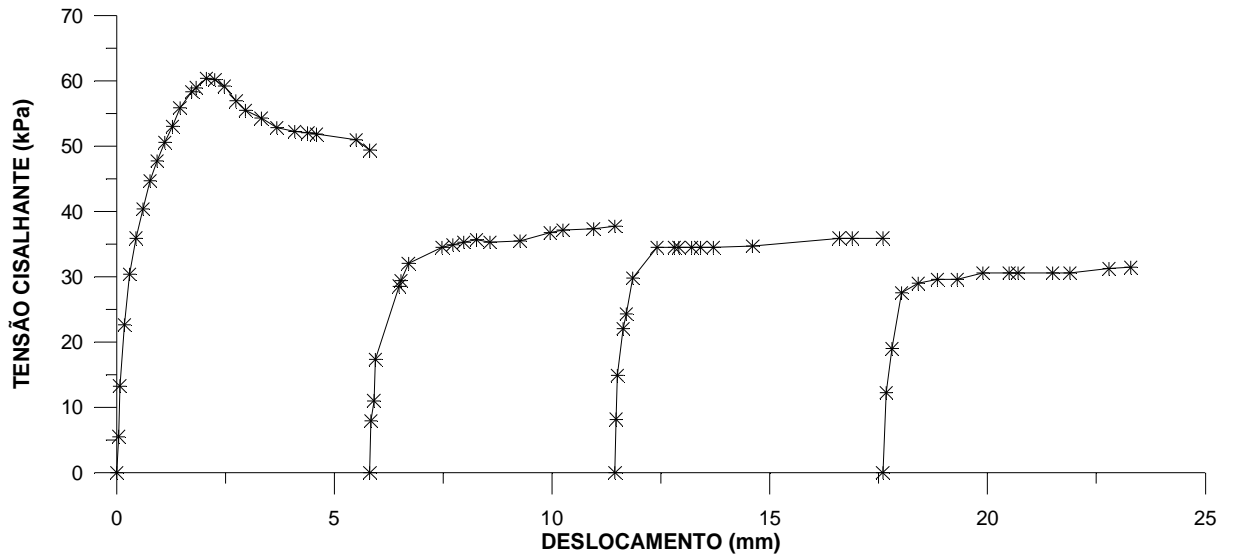


Figura 5.14 - Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3,  $\sigma_n = 100\text{ kPa}$

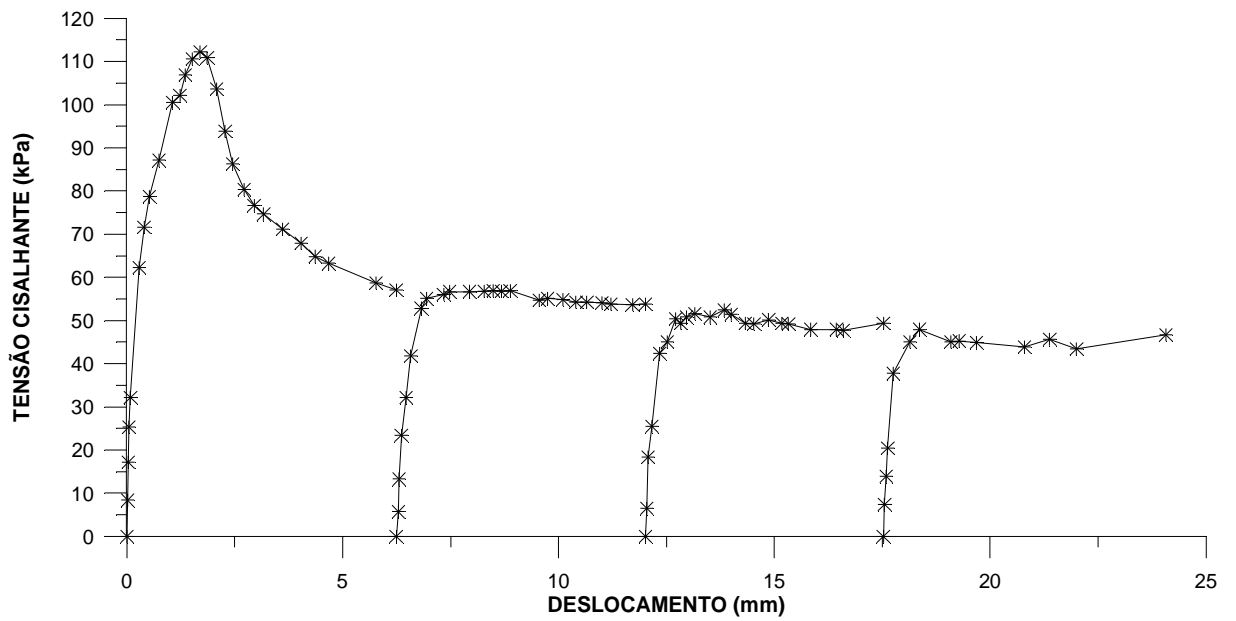


Figura 5.15 - Cisalhamento direto com reversão, para o solo S3,  $\sigma_n = 150\text{ kPa}$

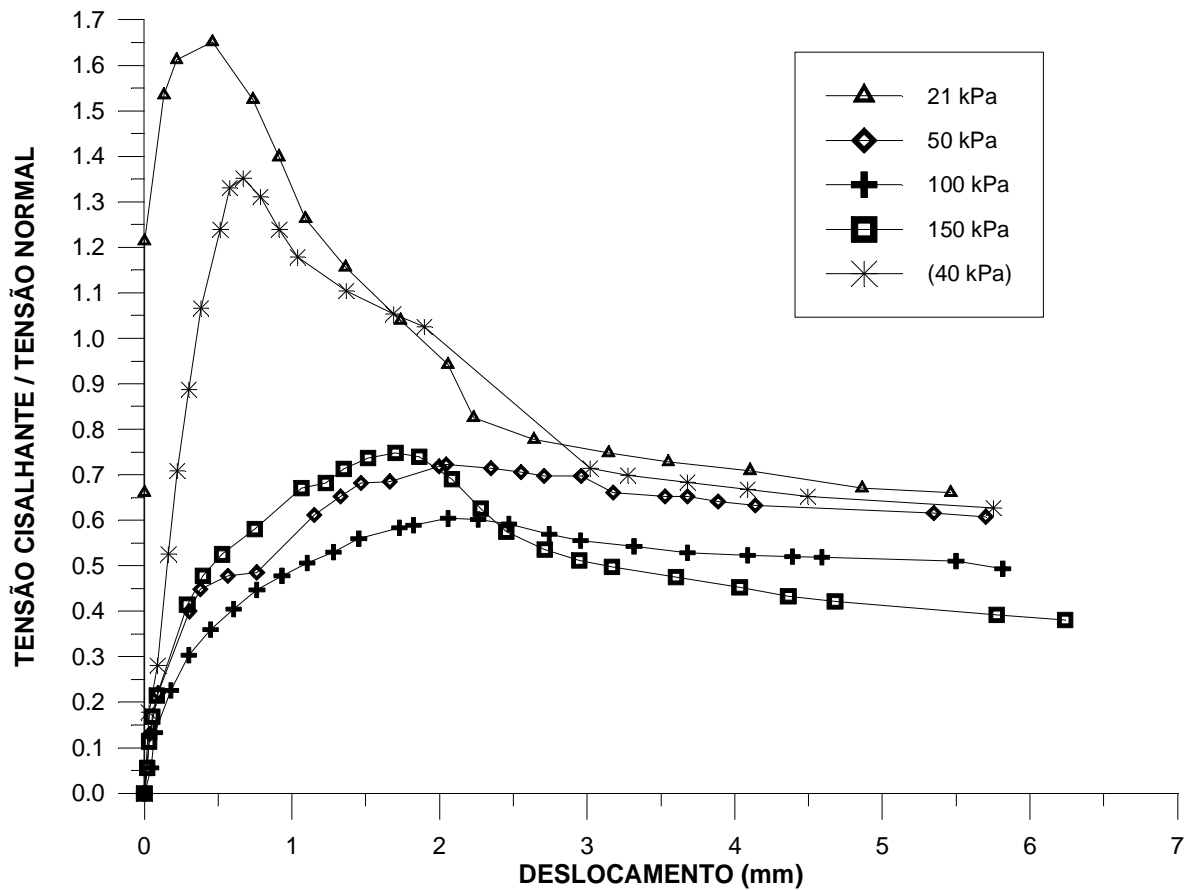


Figura 5.16- Curvas tensão cisalhante-deformação horizontal normalizadas em função da tensão normal – ensaios iniciais

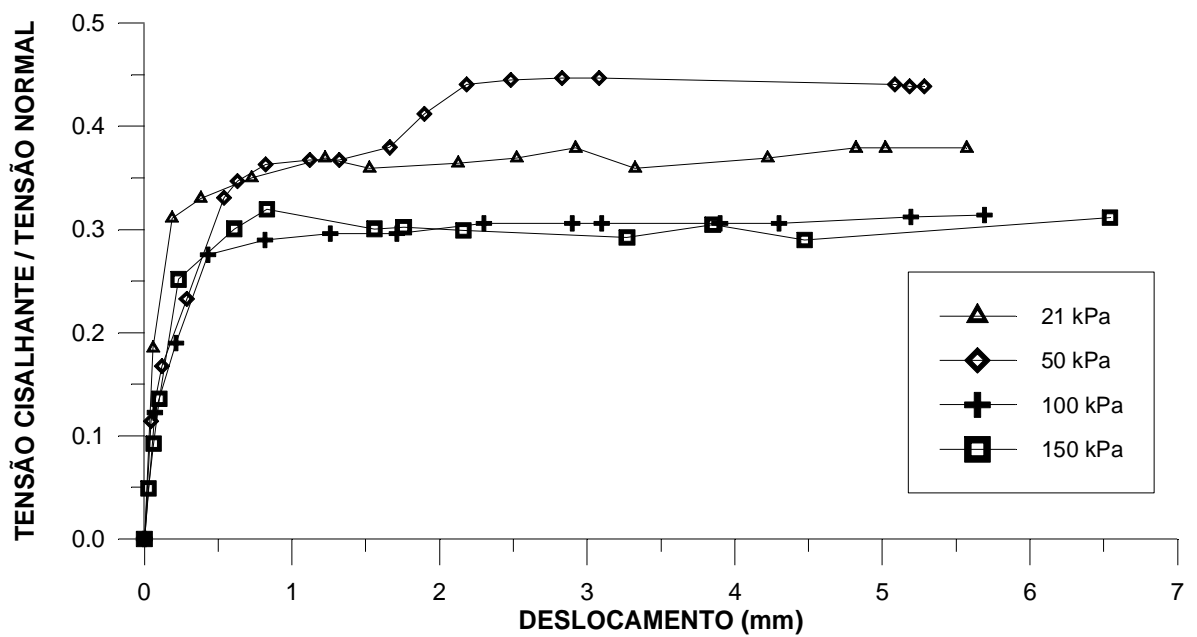


Figura 5.17 - Curvas tensão cisalhante-deformação horizontal normalizadas em função da tensão normal - 3ª. reversão

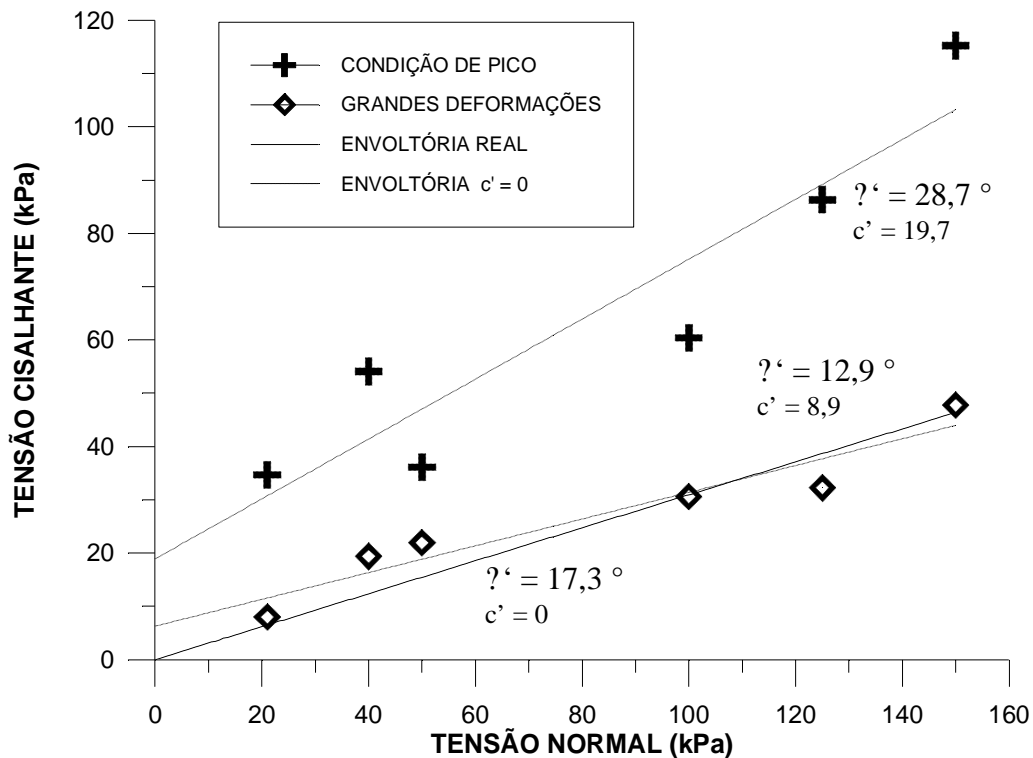


Figura 5.18 - Envoltória de ruptura para a condição de pico a grandes deformações, para o Solo S3.

As figuras 5.18 e 5.19 mostram que as reversões provocam uma queda suave na tensão cisalhante ( $\tau$ ), tendendo a um valor baixo de resistência. Alguns aspectos importantes que foram observados nestes ensaios e que os diferenciam dos resultados obtidos no solo S2:

a) Para uma mesma tensão vertical, o solo S3 apresenta valores de tensão cisalhante bem menores que o solo S2, especialmente no final da 3ª reversão. Uma explicação para este comportamento pode ser a alta fração argilosa (40% de argila no ensaio sem defloculante). Isto se reflete nos valores mais baixos para o ângulo de atrito interno para a condição de pico (28,7°) e a grandes deformações (12,9°).

b) O valor da tensão cisalhante diminui significativamente com as reversões (aumento do deslocamento), sugerindo que a condição limite de resistência não pode ser atingida com ensaios de cisalhamento direto com reversões, servindo apenas com o estimativa. Isto pode ser devido à grande porcentagem de argila presente no solo 3 que necessita de deslocamentos maiores que o solo S2 para atingir a condição residual.

A Tabela 5.5 apresenta os valores obtidos para a tensão cisalhante ( $\tau$ ), em função da tensão normal ( $\sigma'_n$ ) em ensaios de cisalhamento direto, para os dois solos ensaiados. São indicados valores para a condição de pico, correspondentes à máxima tensão cisalhante obtida com a amostra na condição indeformada e valores para a 1ª, 2ª e 3ª reversões, correspondentes à tensão cisalhante obtida ao término de cada ciclo de reversão.

Tabela 5.5 – Valores de tensões de cisalhamento para a condição de pico e ao término das reversões, para o solo S2 e S3.

Solo		Tensão normal aplicada (kPa)			
		21	50	100	150
Solo S2	Pico	30,4	80,0	110,8	145,7
	1ª reversão	21,0	40,0	76,0	110,0
	2ª reversão	19,2	40,2	75,9	109,5
	3ª reversão	18,8	38,6	71,3	105,5
Solo S3	Pico	34,7	36,1	63,4	112,2
	1ª reversão	13,5	28,4	37,7	53,9
	2ª reversão	9,4	24,0	35,9	49,4
	3ª reversão	8,0	21,9	30,6	46,7

A Tabela 5.6 apresenta um resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios. Os parâmetros para a condição de pico são correspondentes aos ensaios de cisalhamento direto convencional, representando o comportamento do solo indeformado. Os parâmetros para a condição de grandes deformações são estimados a partir das reversões do cisalhamento direto, representando o comportamento do solo após a formação da superfície de ruptura. Conforme exposto no capítulo 4, os mesmos corpos de prova são submetidos a reversões após a realização do ensaio convencional, portanto, os resultados serão apresentados em conjunto.

Tabela 5.6- Parâmetros da envoltória de ruptura para a condição de pico e de grandes deformações, para o solo S2 e S3.

Solo	$\phi'$ pico (o)	$c'$ pico (kPa)	$\phi'$ gr. defom. (o)	$c'$ gr. defom. (kPa)
Solo S2	400	243	33.8	47
Solo S3	29.4	18.9	12.9	8.9

## 5.5- ENSAIOS DE RING SHEAR

Os ensaios de ring shear foram realizados nos 3 materiais presentes no talude: o solo S2 e o solo S3, cujos resultados de cisalhamento direto convencional e com múltiplas reversões já foram apresentados e o material cinza que preenche as fissuras de S2. Esse solo pode ser ensaiado no ring shear já que, neste ensaio, são utilizadas amostras moldadas.

### 5.5.1 – Resultados obtidos no solo S2

A Figura 5.19 mostra as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal ( $\tau$  x dh), para as 4 tensões normais aplicadas e a Figura 5.20 mostra as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal normalizadas em função da tensão normal ( $\tau/\sigma'_n$  x dh). Estes gráficos demonstram que o solo atingiu uma condição limite em todos os ensaios.

A curva de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal é apresentada na Figura 5.21, onde se observa uma pequena e constante variação da altura provocada, provavelmente, por perda de solo pela abertura da caixa de cisalhamento do equipamento.

A Figura 5.22 mostra a envoltória de ruptura, para o solo S2, obtida a partir dos ensaios de ring shear. Observa-se um ajuste bastante bom dos resultados à linha definida por  $c' = 0$  e  $\phi' = 35,8^\circ$ .

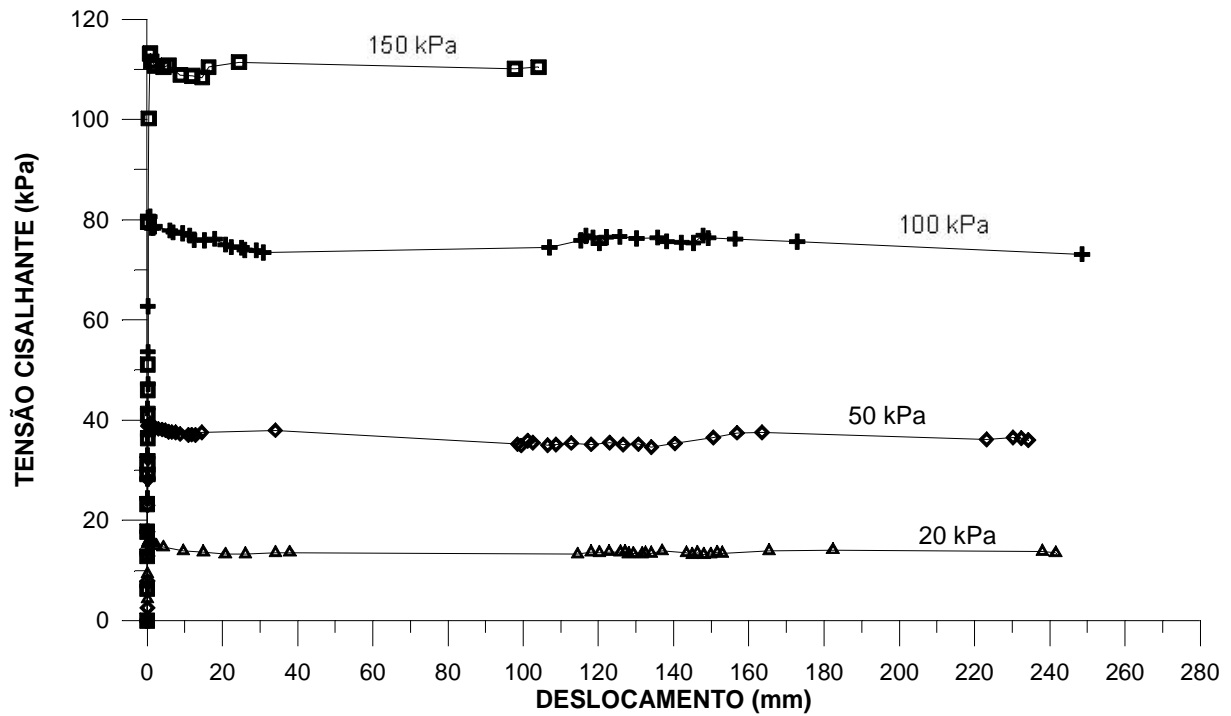


Figura 5.19 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, obtidas no ensaio ring shear, para o solo S2.

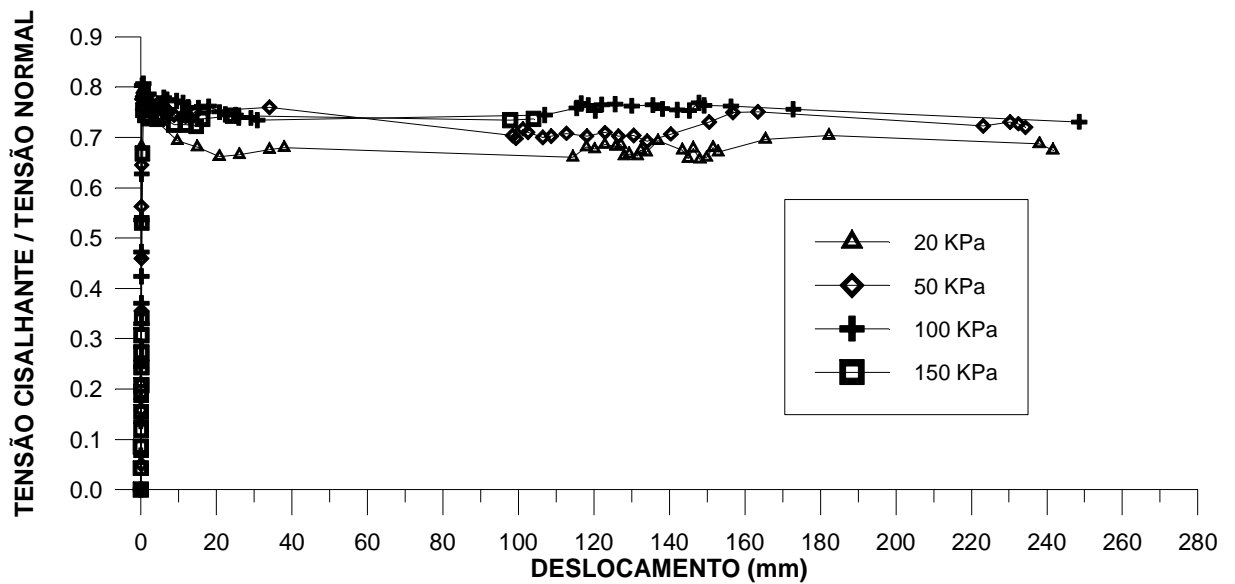


Figura 5.20 - Curvas tensão cisalhante normalizada em função da tensão normal versus deslocamento horizontal, para o solo S2.

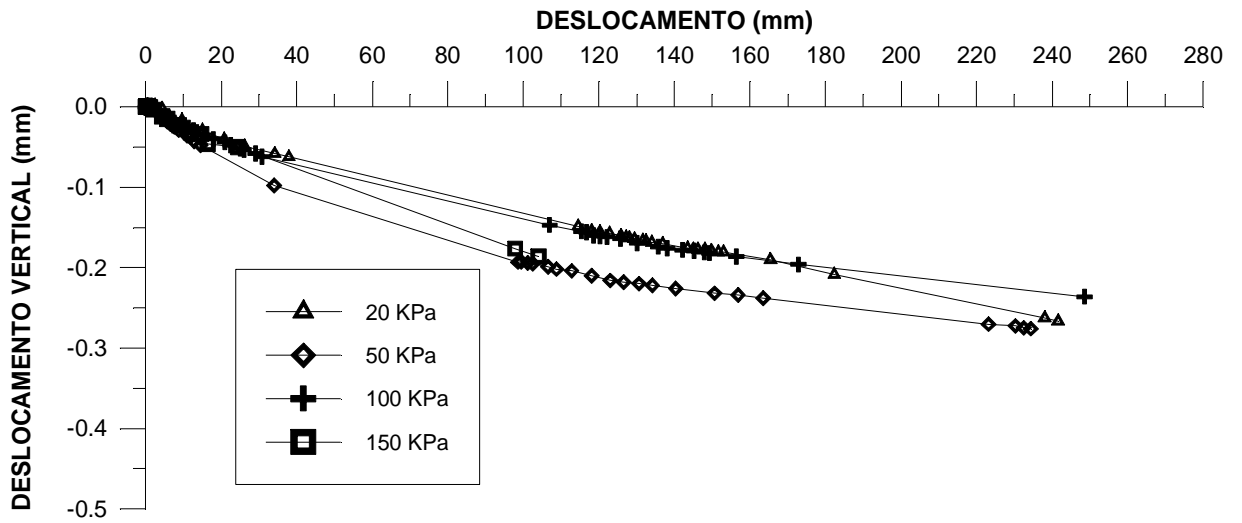


Figura 5.21 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, para o solo S2.

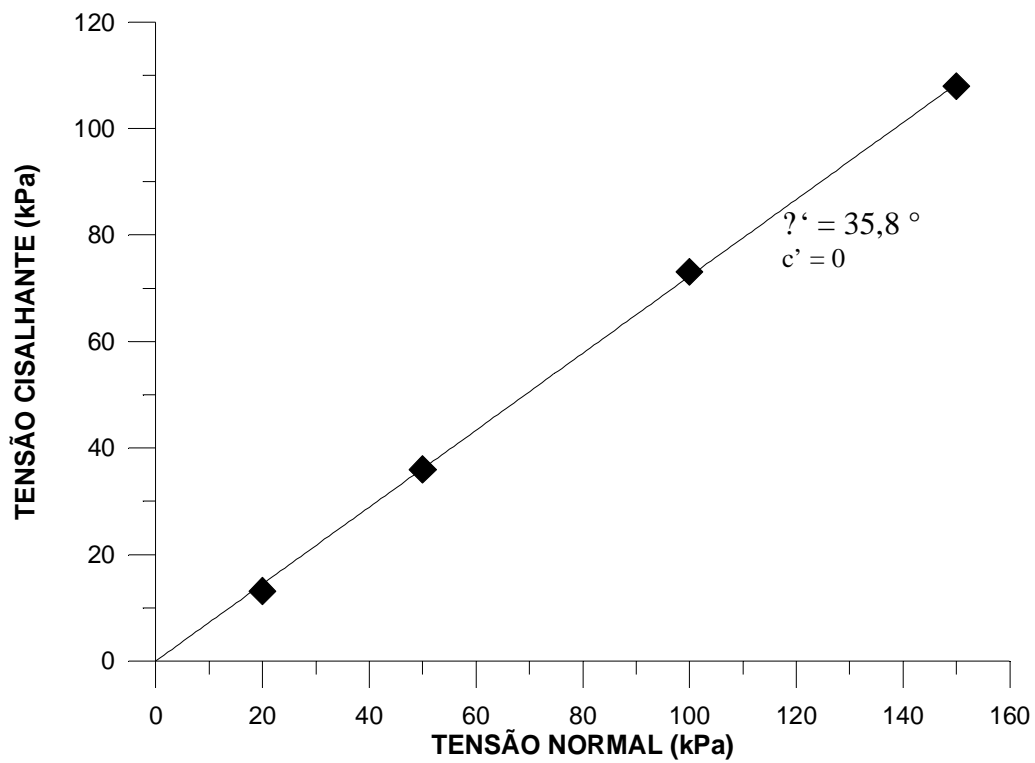


Figura 5.22 - Envoltória de ruptura obtida dos ensaios tipo ring shear, para o Solo S2.

### 5.5.2 – Resultados obtidos no material cinza do solo S2.

Este material foi obtido por raspagem das fissuras do solo S2. A Figura 5.23 mostra as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal ( $\tau \times d h$ ), para as 4 tensões normais aplicadas e a Figura 5.24 mostra as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal normalizadas em função da tensão normal ( $\tau/\sigma'_n \times d h$ ). Nesta Figura pode-se observar que os valores normalizados de tensão cisalhante tendem a valores muito próximos (em torno de 0,55) para deslocamentos maiores que 40 mm. Novamente a variação volumétrica não é significativa, sendo devida provavelmente, à perda de solo que ocorre no ensaio (Figura 5.25). Os dados de ruptura são plotados na Figura 5.26. Observa-se que neste intervalo de tensões normais a envoltória de resistência ao cisalhamento pode ser muito bem descrita por uma linha reta com  $c' = 0$  e  $\phi' = 26,3^\circ$ .

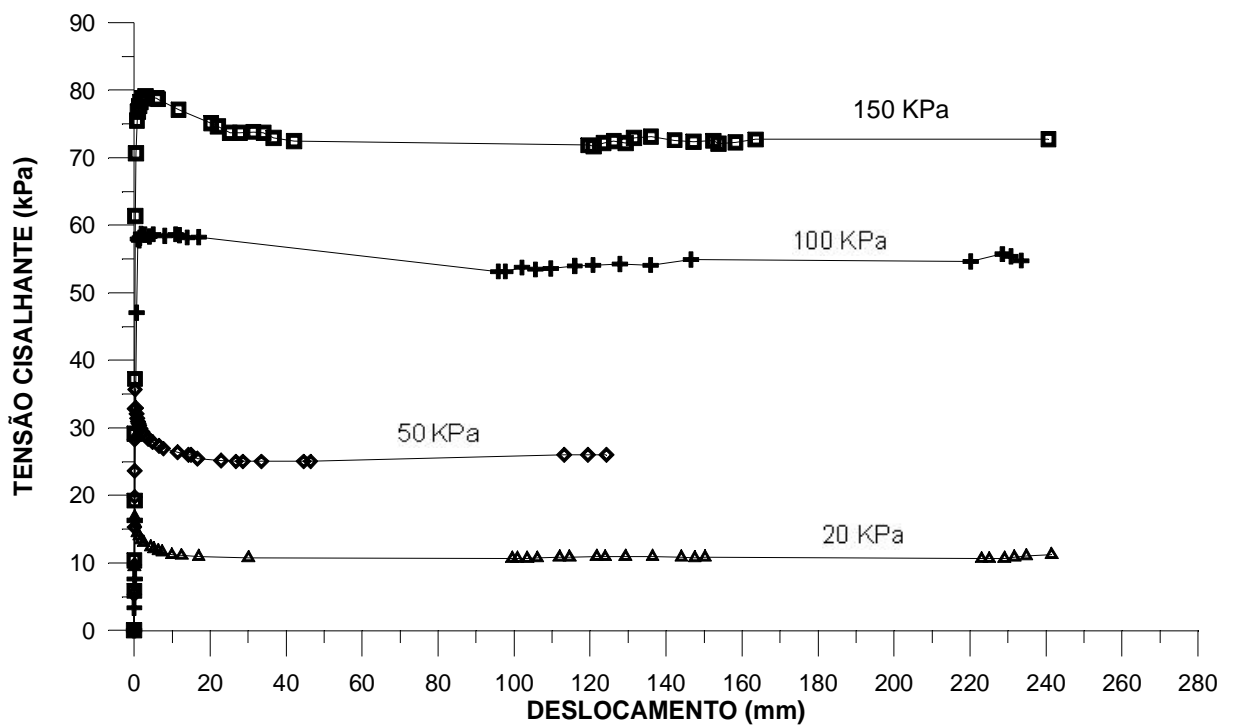


Figura 5.23 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, obtidas no ensaio ring shear, para o material cinza do solo S2.



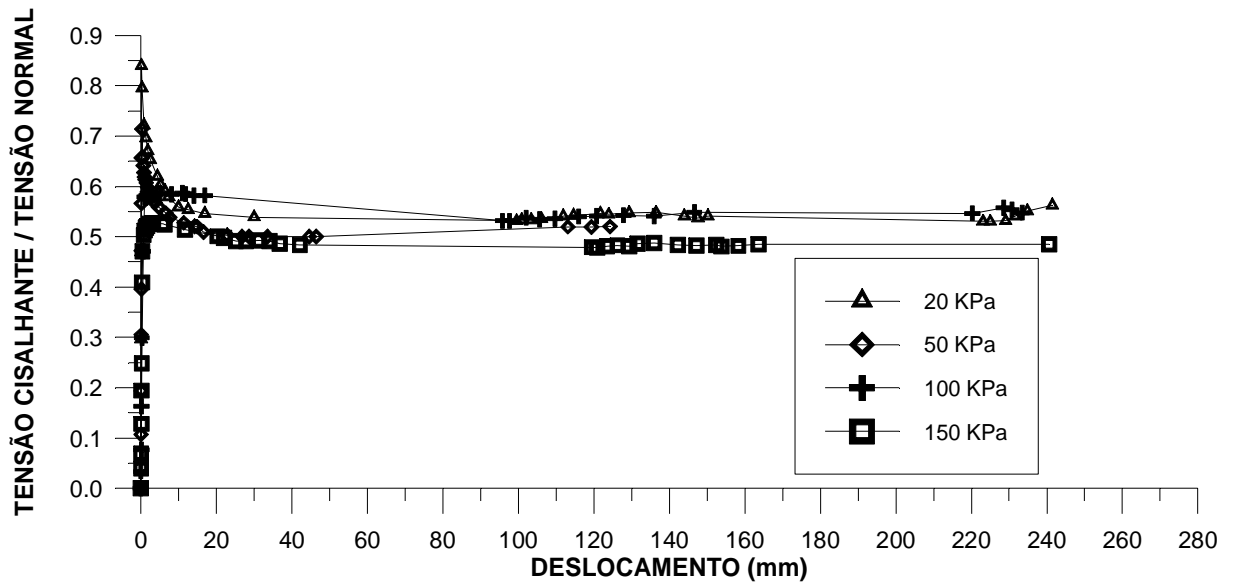


Figura 5.24- Curva tensão cisalhante normalizada em função da tensão normal versus deslocamento horizontal, para o material cinza do solo S2.

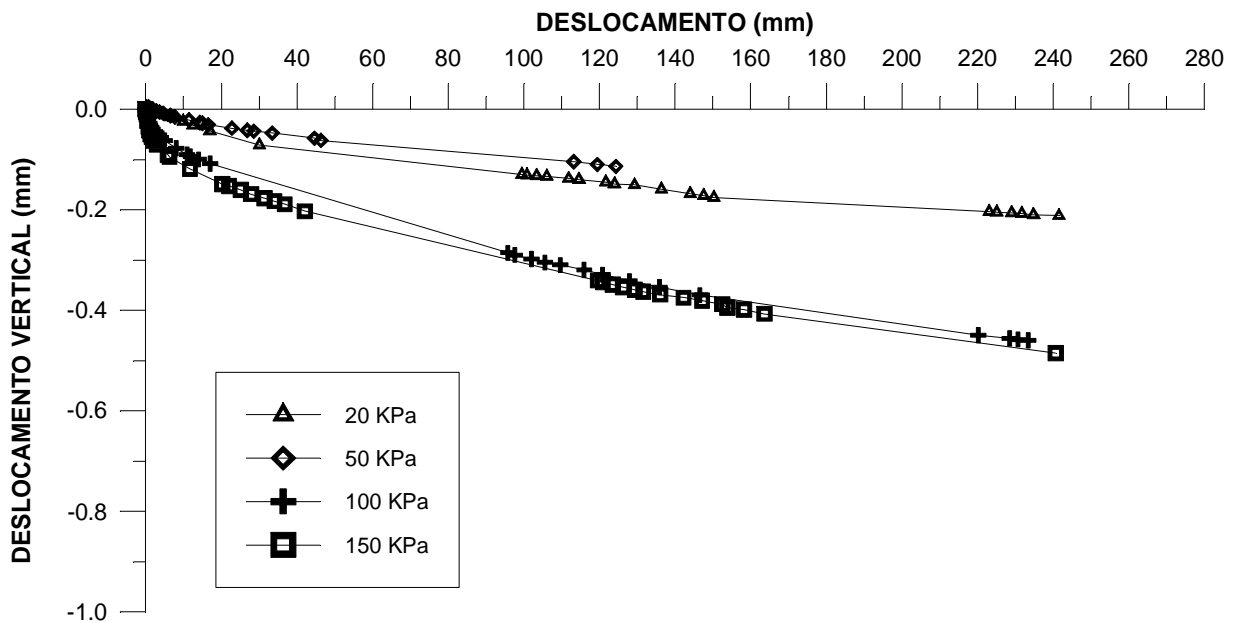


Figura 5.25- Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, para o material cinza do solo S2.

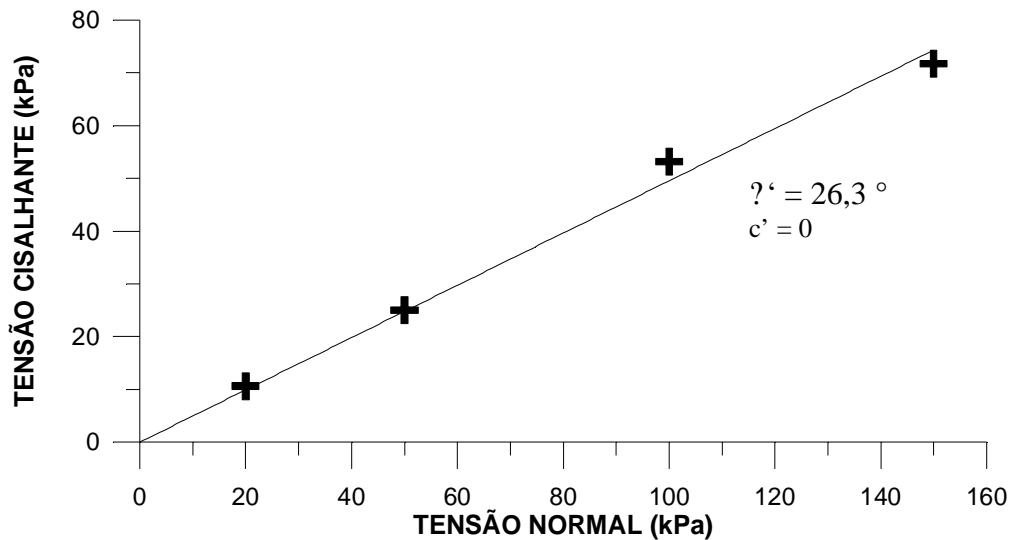


Figura 5.26- Envoltória de ruptura obtida dos ensaios tipo ring shear, para o material cinza do solo S2.

### 5.5.3 – Resultados obtidos no solo S3.

A Figura 5.27 mostra as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal ( $\tau$  x dh), para as 4 tensões normais aplicadas e a Figura 5.28 mostra as curvas tensão cisalhante-deformação horizontal normalizada em função da tensão normal ( $\tau/\sigma'_n$  x dh). Observa-se que um valor estável de resistência só foi obtido para deslocamentos de cerca de 200 mm. A tensão normalizada de todos os ensaios tendeu aos mesmos valores. Isto novamente implicou em uma envoltória de resistência reta (Figura 5.30, com os pontos experimentais bastante bem ajustados à envoltória definida por  $c' = 0$  e  $\phi' = 10,5^\circ$ ). O deslocamento vertical versus deslocamento horizontal é apresentada na Figura 5.29 tendo, com o antes, pequenos valores de deslocamento vertical.

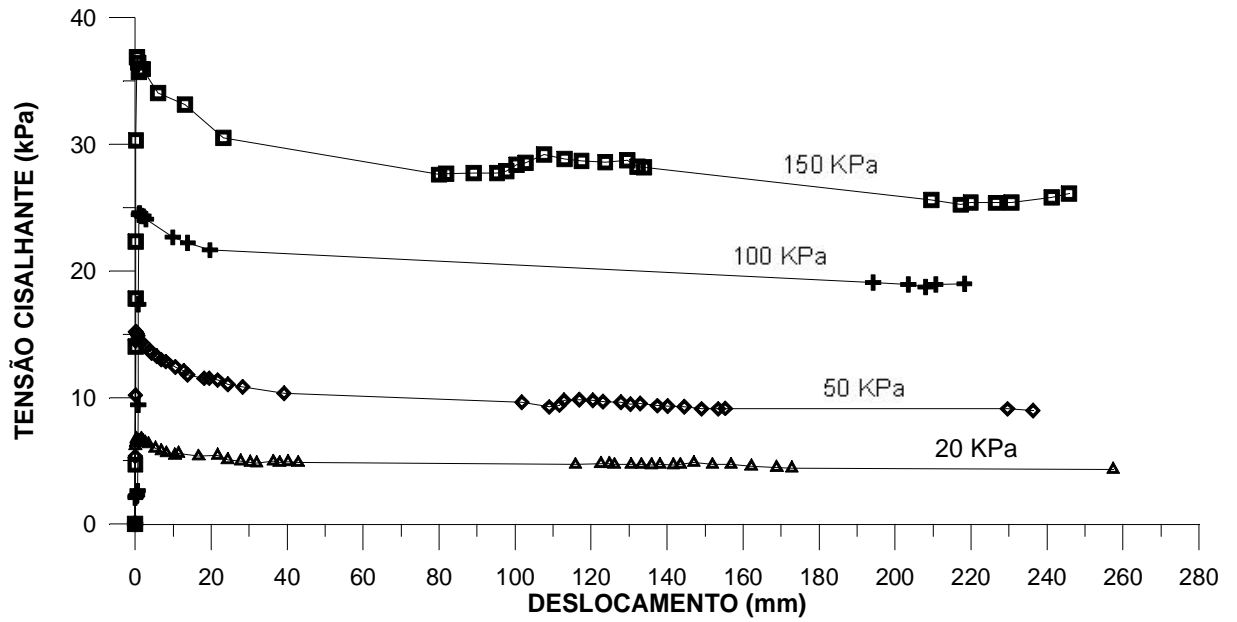


Figura 5.27 - Curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal do solo S3 obtidas nos ensaios tipo ring shear.

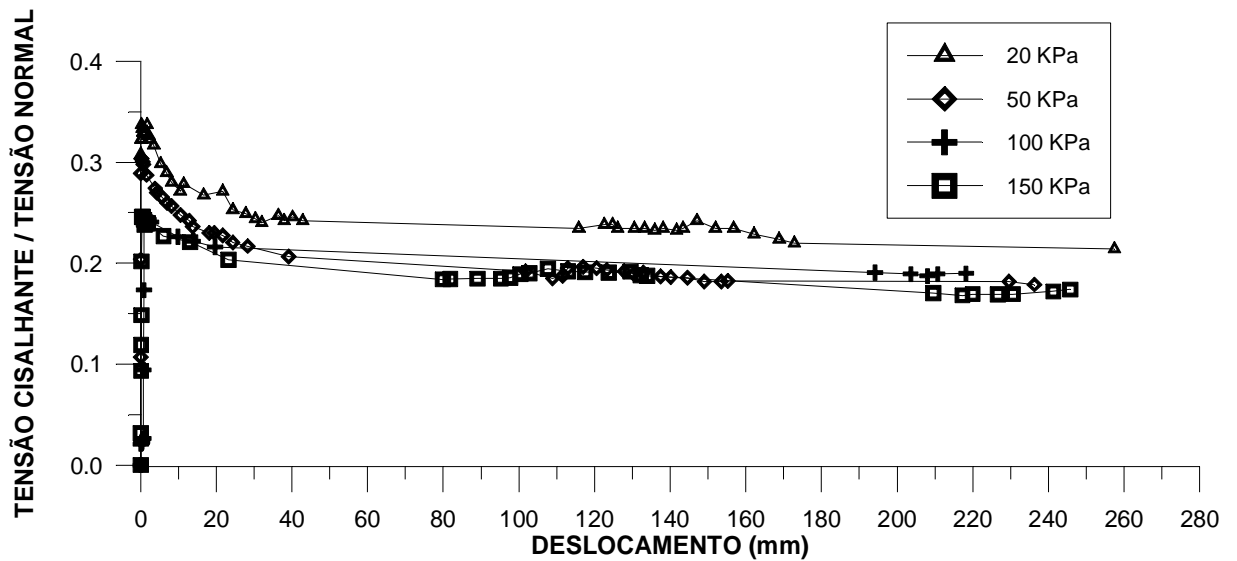


Figura 5.28 - Curvas de tensão cisalhante normalizada em função da tensão normal versus deslocamento horizontal, para o solo S3.

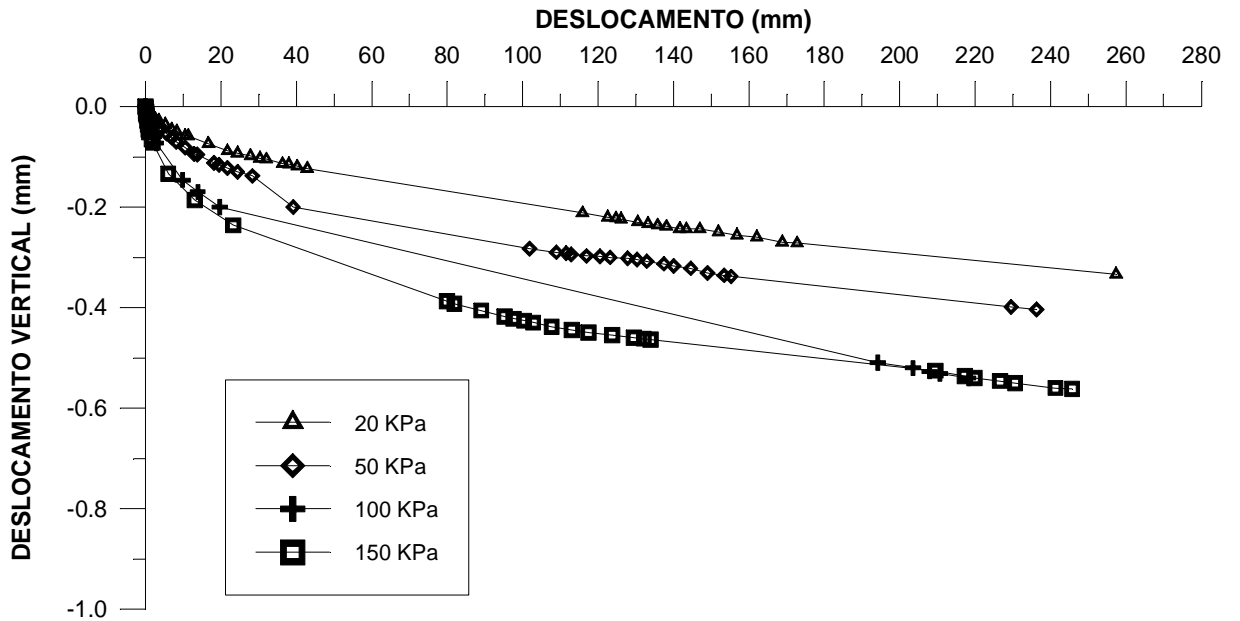


Figura 5.29 - Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, para o solo S3.

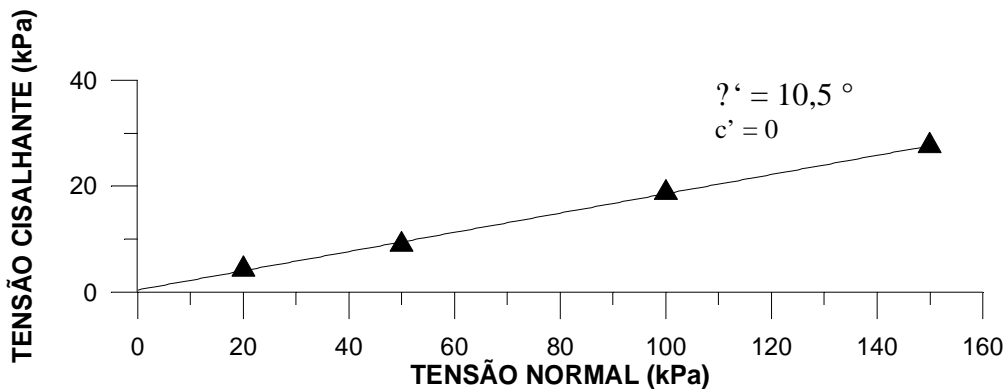


Figura 5.30 - Envoltória de ruptura obtida nos ensaios de tipo ring shear, para o solo S3.

A Tabela 5.7 apresenta os valores obtidos para a tensão cisalhante ( $\tau$ ), em função da tensão normal ( $\sigma'_n$ ), para os três materiais ensaiados no ring shear. Na Tabela 5.8 são apresentados os resultados para o ângulo de atrito interno na condição de resistência residual ( $\phi'_r$ ), obtidos nos ensaios de ring shear.

Tabela 5.7 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual obtidos nos ensaios ring shear.

Solo	$\sigma'_n$ (kPa)	$\tau$ (kPa)	$\tau/\sigma'_n$	$\phi'_r$ (°)
Solo S2	20	13,5	0,67	34,0
	50	36,0	0,72	35,8
	100	73,1	0,73	36,2
	150	110,5	0,74	36,4
Parte cinza de S2	20	11,3	0,56	29,4
	50	26,0	0,52	27,5
	100	54,8	0,55	28,7
	150	72,7	0,48	25,9
Solo S3	20	4,3	0,21	12,1
	50	9,0	0,18	10,1
	100	19,0	0,19	10,8
	150	26,1	0,17	9,9

Tabela 5.8 - Parâmetros da envoltória de ruptura na condição residual.

Solo	$\phi_{cv}$ (°)
Solo S2	35,8
Parte cinza de S2	26,3
Solo S3	10,5

#### 5.5.4 – Análise dos resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento.

A Figura 5.31 mostra as envoltórias de ruptura obtidas dos três materiais ensaiados no ring shear. Observa-se que os três materiais apresentam dispersões muito pequenas

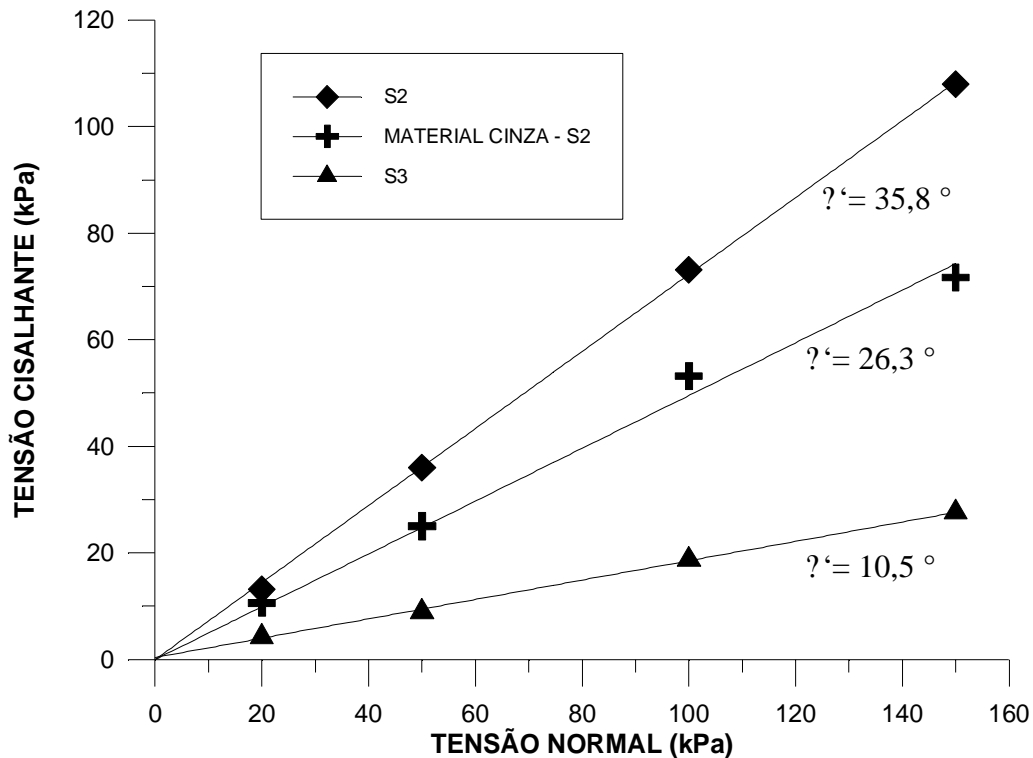


Figura 5.31 – Comparação das envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios do tipo ring shear.

O solo S2 apresenta um ângulo de atrito interno residual de  $35,8^\circ$  (ensaio de ring shear). Este valor é praticamente coincidente com o valor obtido no ensaio de cisalhamento direto com 3 reversões (Figura 5.11). O que chama a atenção é a alta porcentagem de argila presente neste solo (42%, Tabela 5.4 análise com defloculante).

O solo S3 apresentou um ângulo de atrito interno residual de  $10,5^\circ$ , compatível com o IP e a fração argila deste solo (IP = 50 e FA = 82%). Este valor é consideravelmente mais baixo do que o valor determinado nos ensaios de cisalhamento direto com 3 reversões ( $17,2^\circ$  - Figura 5.18). Parece que neste solo as reversões foram incapazes de orientar a argila de modo eficiente.

O material cinza presente nas fissuras do solo S2 apresentou um comportamento interessante. Seu ângulo de atrito interno medido no ring shear foi de  $26,3^\circ$ , bastante menor que o ângulo do solo S2 com o todo. Este resultado é interessante porque o material apresenta o mesmo valor de IP do que o solo S2 e um conteúdo um pouco maior de silte e argila (Tabela 5.4). Este resultado dá suporte à observação de campo de que as movimentações de blocos se dão ao longo destes materiais.

A Tabela 5.7 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição de pico obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencional e os parâmetros obtidos nos ensaios com reversão (parâmetros correspondentes à condição de grandes deformações) calculados para duas situações. A primeira adota uma envoltória de melhor ajuste aos pontos experimentais e a segunda adota uma envoltória com  $c' = 0$ . Também são mostrados os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual obtidos nos ensaios tipo ring shear.

Uma comparação entre os resultados do cisalhamento direto com reversão e os ensaios de ring shear, podem ser vistos na Figura 5.32. Foram utilizadas as envoltórias de resistência para a condição de grandes deformações correspondentes à condição de  $c' = 0$ .

Tabela 5.7 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em ensaios de cisalhamento direto convencional (pico), com reversões (grandes deformações) e em ensaios do tipo ring shear.

Solo	Pico		Grandes deformações				Residual	
			Melhor ajuste		$c' = 0$		(ring shear)	
	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )	$c'$ (kPa)	$\phi_{cv}$ ( $^{\circ}$ )	$c'$ (kPa)
Solo S2	40,0	243	33,8	47	35,5	0	35,8	0
S2 – parte cinza	-	-	-	-	-	-	26,3	0
Solo S3	28,7	19,7	12,9	8,9	17,3	0	10,5	0

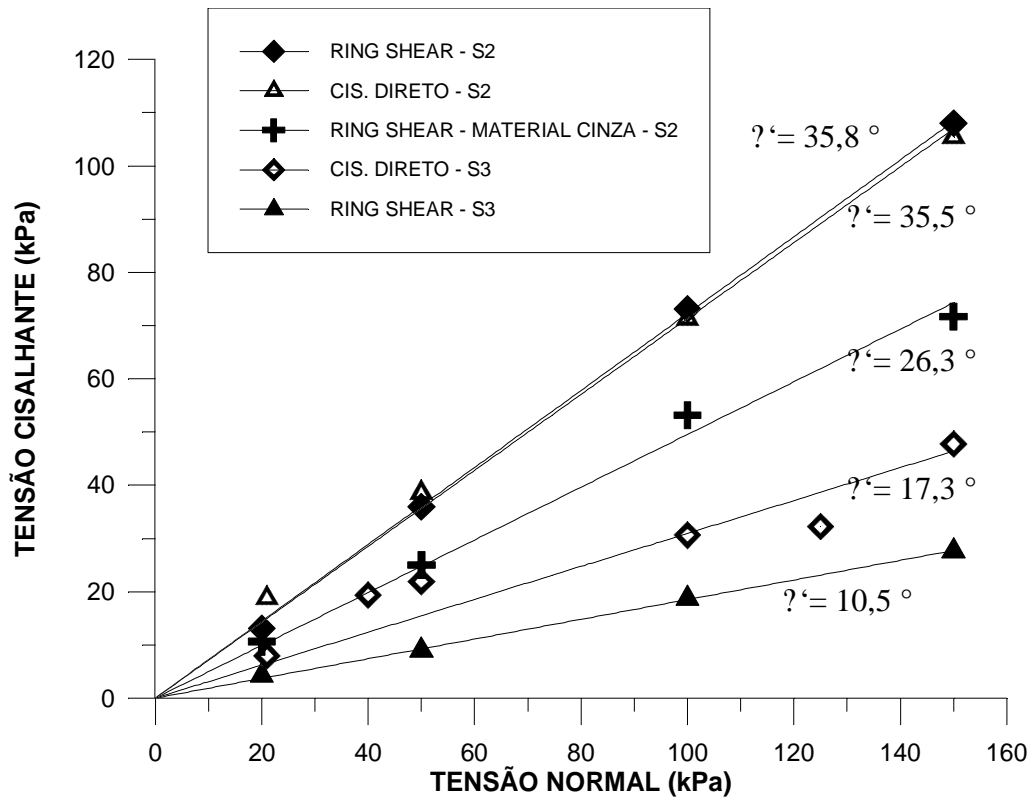


Figura 5.32 - Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios do tipo ring shear com paradas com as envoltórias de rupturas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, na condição limite de resistência.

Para a camada S3, argilosa, os valores de  $\phi'$  foram bem diferentes, obtendo-se 17,2° para o cisalhamento direto e 10,5° para o ring shear, indicando que as deformações atingidas pelo cisalhamento direto não foram suficientes para levar a resistência ao cisalhamento à condição limite ou condição residual. Os deslocamentos atingidos no ensaio ring shear, cerca de 250 mm, são responsáveis por uma maior orientação nas partículas de argila, atingindo a condição residual.

## 5.6- ANÁLISE DE MICROSCOPIA

Foram realizadas microfotografias das superfícies de ruptura encontradas em campo e das obtidas em ensaios de laboratório. As ampliações fotográficas realizadas foram de 250x, 500x, 2000x e 4000x, obtendo-se na última ampliação, a visualização de algumas partículas de argila.



### Descrição das amostras examinadas

NATURAL S2: Amostra retirada de uma superfície de ruptura de campo, do solo S2. A ruptura atravessava o material cinza apresentando superfície polida. A amostra foi seca em estufa antes de se realizar as microscopias

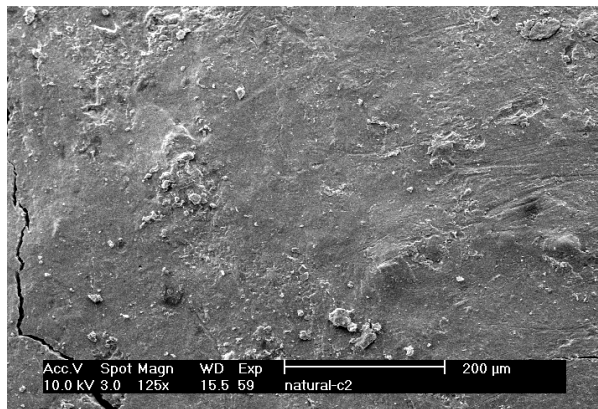
CISALHAMENTO S3: Amostra retirada da superfície de ruptura de um corpo de prova de solo S3 após o ensaio de cisalhamento direto com três reversões. O corpo de prova foi cuidadosamente retirado e seco, tendo sido escolhida para microscopia uma porção polida e sem fissuras

RS S3: Amostra do solo S3 obtida após ensaio do tipo ring shear, com deslocamento de aproximadamente 250 mm. Parte da superfície de ruptura da parte inferior da caixa foi cuidadosamente retirada com bisturi e posta a secar. Depois de seca, uma parte sem fissuras e sem danos aparentes na superfície de ruptura foi selecionada para a análise microscópica.

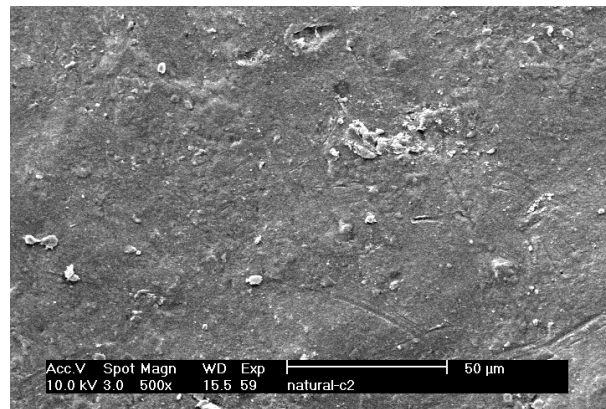
Em relação ao solo S2, não foi possível retirar amostras da superfície de ruptura formada nos ensaios de cisalhamento direto. Ou a superfície não era identificada ou apresentava-se contaminada pelo material do ensaio.

A análise de microscopia foi realizada em um microscópio eletrônico de varredura (MEV). As amostras, obtidas conforme descrito anteriormente, foram secas em estufa a 60°C. As amostras, com aproximadamente 1 cm<sup>3</sup>, foram coladas em bases metálicas do aparelho. No dia da análise, as amostras foram submetidas à aplicação de vácuo, por um período de cerca de 30 minutos, para a retirada da umidade porventura ainda existente. Após as amostras foram cobertas com uma fina película de ouro, depositada por pulverização. Depois destes procedimentos, as amostras eram colocadas na câmara de alto vácuo do equipamento de microscopia eletrônica para serem examinadas

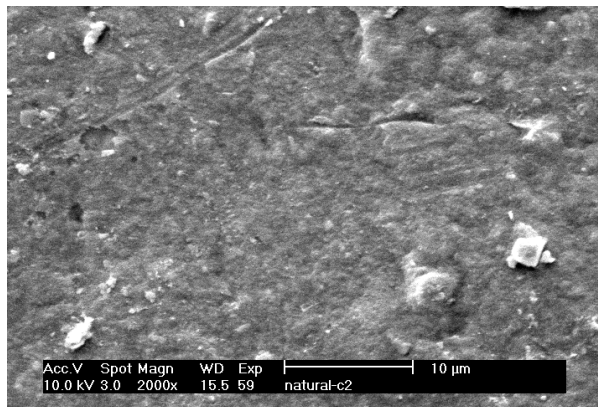
A Figura 5.33 mostra as microfotografias da amostra NATURAL S2, descrita acima. Quatro diferentes ampliações são mostradas (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x. Nesta amostra não é possível perceber nenhuma estria formada por deslocamento, mas parece haver uma grande orientação das partículas criando um aspecto maciço na imagem.



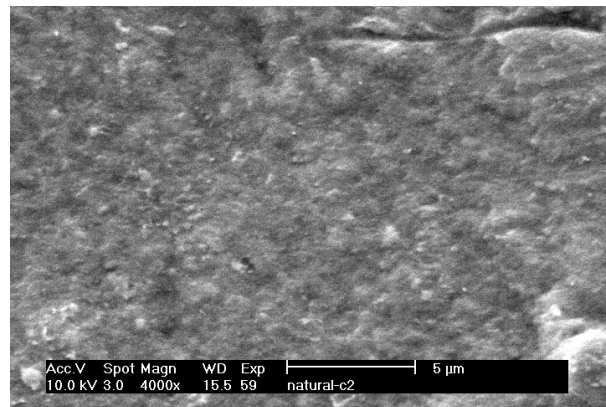
(a)



(b)



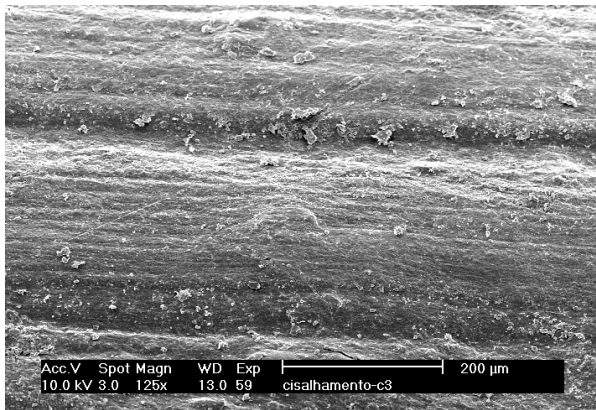
(c)



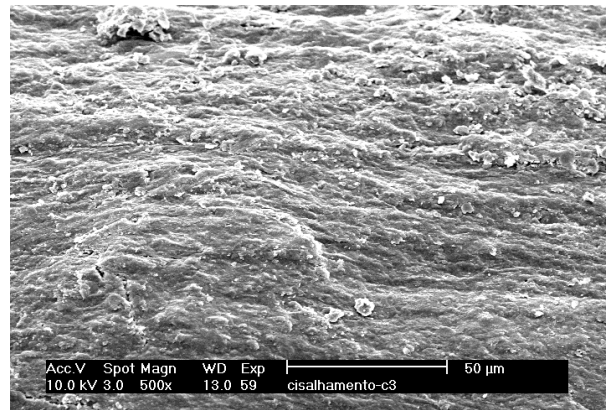
(d)

Figura 5.33 - Microfotografias para a amostra NATURAL S2. (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x de aproximação.

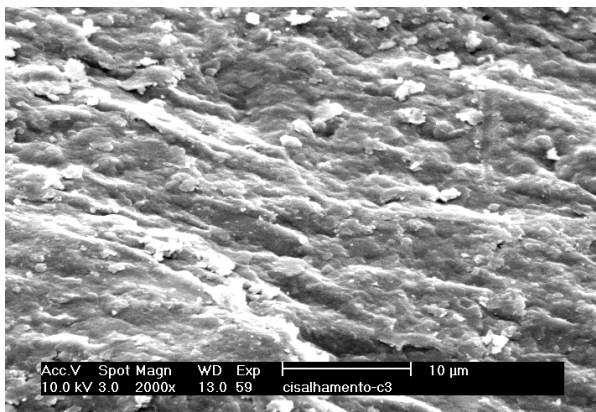
A Figura 5.34 mostra as microfotografias para a amostra CISALHAMENTO S3, descrita acima. Com o antes, quatro diferentes ampliações foram realizadas (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x. Nesta amostra é possível observar a orientação das partículas devida ao ensaio. A amostra foi orientada de forma que a direção do deslocamento no ensaio esteja representada na horizontal. Na Figura 5.36 (a) observamos o alinhamento que pode ser visto a olho nú, após o ensaio de cisalhamento. Em (c) observa-se claramente os minerais de argila alinhados na direção do movimento.



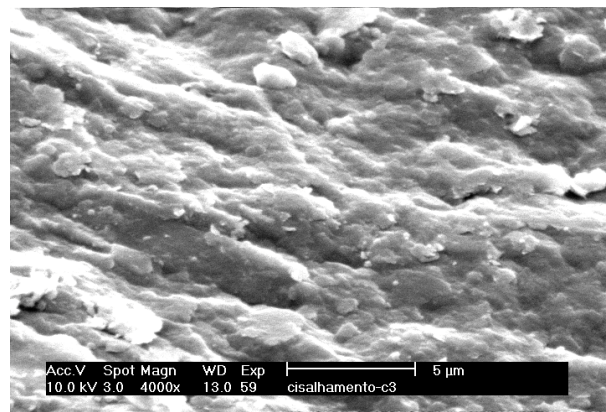
(a)



(b)



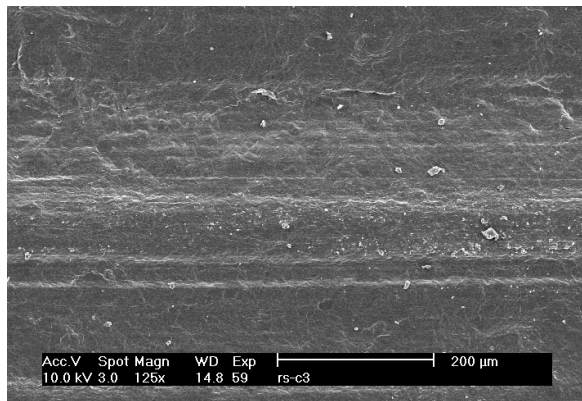
(c)



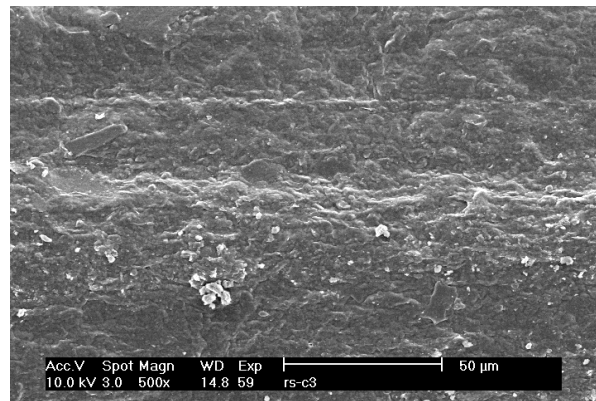
(d)

Figura 5.34 - Microfotografias para a amostra CISALHAMENTO S3. (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x de aproximação.

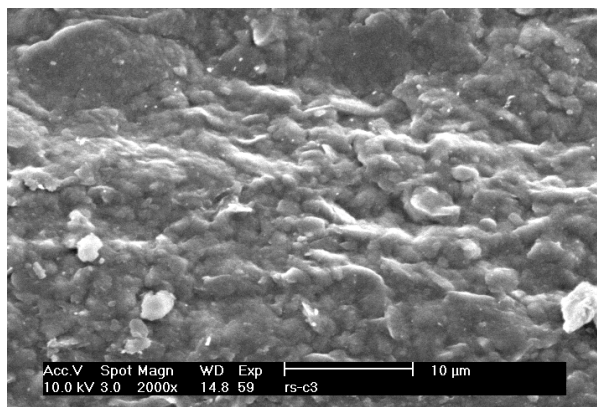
A Figura 5.35 mostra as quatro microfotografias da amostra RS S3, obtida a partir da superfície de ruptura retirada do ensaio de ring shear. Nesta amostra também é possível observar a orientação das partículas. Como antes, a amostra foi orientada de forma que a direção do deslocamento fosse fotografada na horizontal.



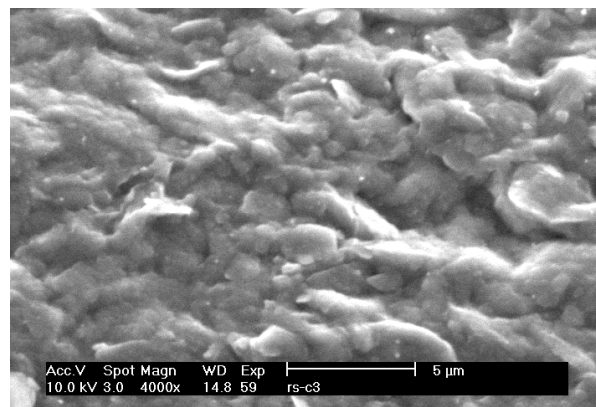
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.35 - Microfotografias para a amostra RS S3 (ring shear). (a) 125x, (b) 500x, (c) 2000x e (d) 4000x de aproximação.

## CAPÍTULO VI

### 6 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE

Este capítulo apresenta as análises de estabilidade realizadas, descrevendo as hipóteses adotadas, as diversas geometrias utilizadas, os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados nas várias simulações e a poro pressão medida em campo.

#### 6.1 GEOMETRIA DO TALUDE.

O escorregamento estudado tem uma extensão superior a 100 m atingindo, de forma significativa, quatro seções transversais: 7+460, 7+480, 7+500 e 7+520.

Foram consideradas duas geometrias para cada seção transversal. A geometria inicial, ou de projeto, corresponde ao corte executado no momento da abertura da rodovia. O talude apresentava uma inclinação de aproximadamente 40°. A geometria final estudada corresponde à situação após rupturas sucessivas do talude. A topografia das seções transversais correspondentes às geometrias inicial e final foram executadas pelo DAER em julho de 1993 e janeiro de 1997, respectivamente.

A seção 7+480 representa a região do talude com maior avanço da frente de ruptura. Em todas as seções foram feitas análises da estabilidade de forma preliminar, e legendando a seção mais crítica onde foi feita uma análise mais detalhada. As Figuras 61, 62, 63 e 64 mostram as quatro seções transversais de interesse.

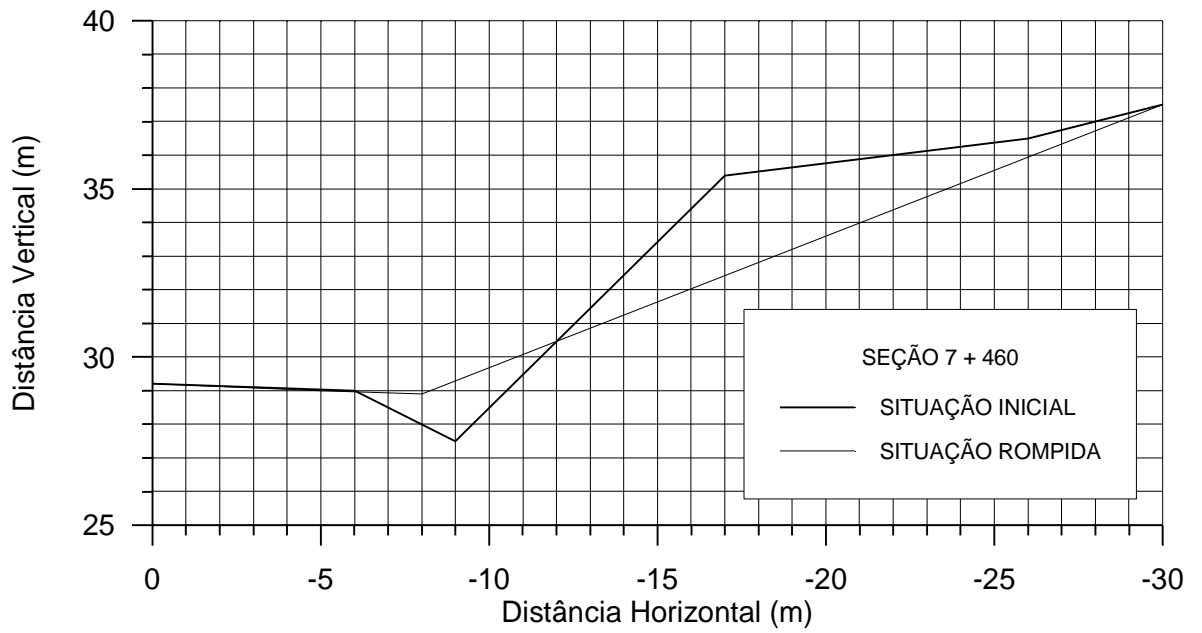


Figura 61 - Geometrias inicial e atual da seção 7+460

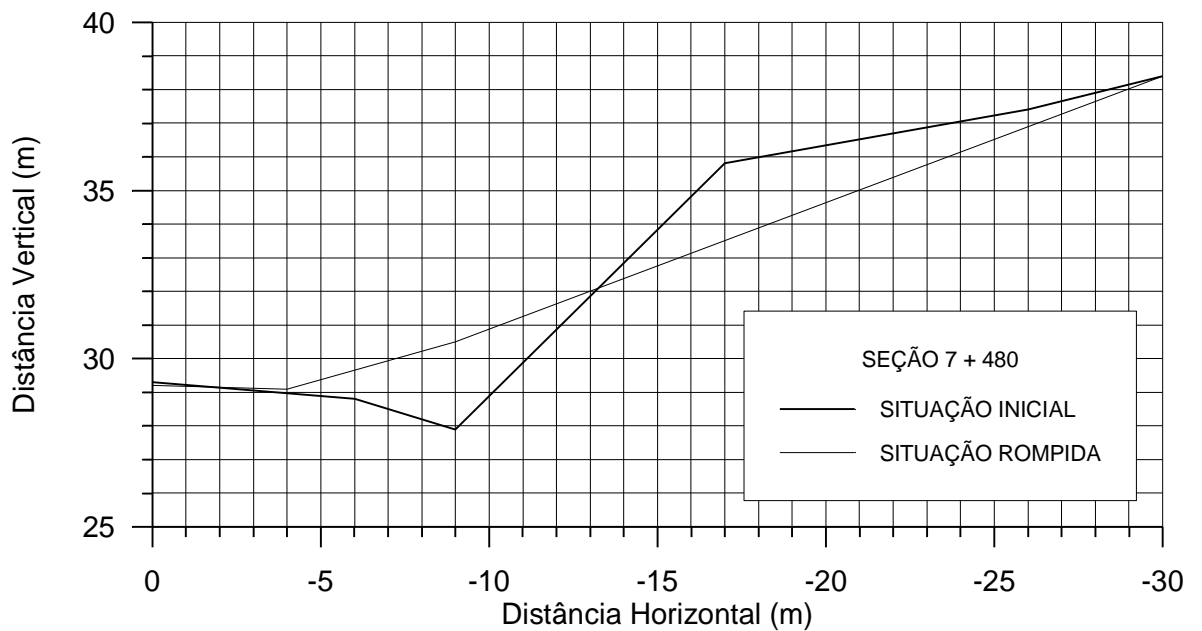


Figura 62 - Geometrias inicial e atual da seção 7+480

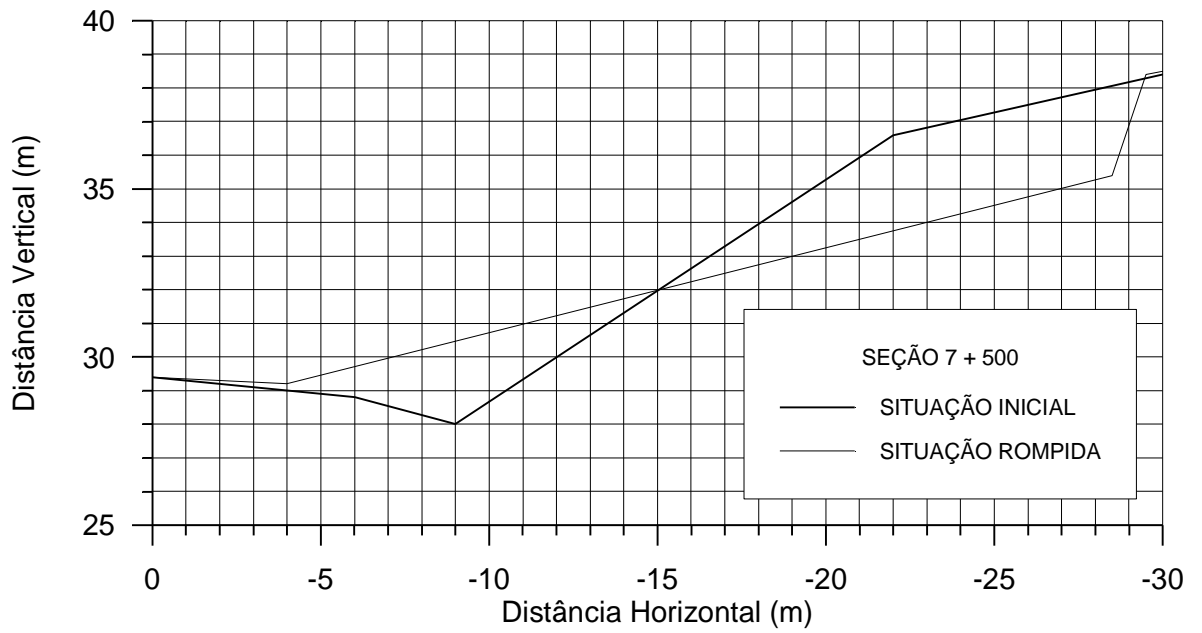


Figura 63 - Geometrias inicial e atual da seção 7+500

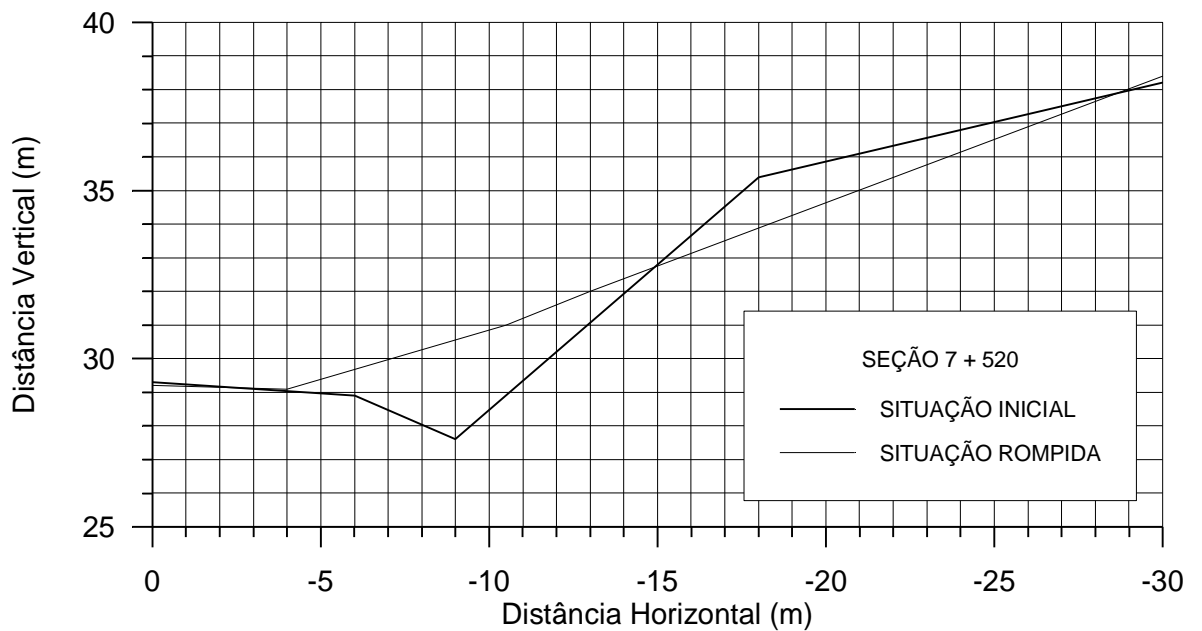


Figura 64 - Geometrias inicial e atual da seção 7+520

## 62 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, nas diversas condições pico, grandes deformações e residual, foram apresentados no Capítulo 5. Para as análises de estabilidade adotaram-se as seguintes combinações de parâmetros, a síntese destas combinações está apresentada na Tabela 61:

Combinação 1: parâmetros obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto, na condição de pico, tanto para o solo S2 quanto para o solo S3. Este conjunto de parâmetros foi utilizado para analisar a geometria inicial.

Combinação 2A: parâmetros obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto convencional, representando a condição de pico, para o solo S2. Para o solo S3 foram utilizados os parâmetros de cisalhamento direto com reversão, correspondendo à condição de grandes deformações (envoltória de melhor ajuste). Esse conjunto de parâmetros foi utilizado para analisar as geometrias inicial e final.

Combinação 2B: da mesma forma que o conjunto anterior, apenas utilizando para o solo S3 os parâmetros de resistência com a envoltória de ruptura com coesão nula.

Combinação 3A: parâmetros obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto com reversão, correspondendo à condição de grandes deformações (envoltória de melhor ajuste), para o solo S2. Para o solo S3 foram utilizados os parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencional, representando a condição de pico. Esse conjunto de parâmetros é utilizado para analisar a geometria inicial.

Combinação 3B: da mesma forma que o conjunto anterior, apenas utilizando para o solo S2 os parâmetros de resistência com a envoltória de ruptura com coesão nula.

Combinação 4A: parâmetros obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto com reversão, correspondendo à condição de grandes deformações. Os parâmetros nesta condição são utilizados tanto para o solo S2 quanto para o solo S3 (envoltória de melhor ajuste). Este conjunto de parâmetros é utilizado para analisar as geometrias inicial e final.



Combinação 4B: da mesma forma que o conjunto anterior, utilizando os parâmetros de resistência com a envoltória de ruptura com coesão nula para os dois solos

Combinação 4C: idem, utilizando os parâmetros de resistência obtidos com a envoltória de melhor ajuste para o solo S2 e com envoltória com coesão nula para o solo S3.

Combinação 4D: idem, utilizando os parâmetros de resistência obtidos com a envoltória com coesão nula para o solo S2 e com envoltória de melhor ajuste para o solo S3.

Combinação 5: parâmetros obtidos a partir dos ensaios de ring shear, que correspondem à condição residual. Os parâmetros nessa condição são utilizados tanto para o solo S2 quanto para o solo S3, sendo que os parâmetros utilizados para o solo S2 são os correspondentes à fração cinza de S2. Esse conjunto é utilizado para analisar somente a geometria final.

Combinação 6A: parâmetros obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto com reversão (envoltória real), para o solo S2. Para o solo S3, utilizando os parâmetros obtidos a partir dos ensaios de ring shear. Esse conjunto é utilizado para analisar somente a geometria final.

Combinação 6B: da mesma forma que o conjunto anterior, apenas utilizando os parâmetros de resistência obtidos com a envoltória de ruptura com coesão nula para o solo S2.

### 63 PORO-PRESSÃO NO TALUDE

O piezômetro, tipo Casagrande, instalado na estaca 7 + 480 a aproximadamente 35 metros do eixo da rodovia foi dotado de medidor automático, conforme descrito no capítulo 4. Este medidor forneceu leituras da poro-pressão ao longo de 34 dias, com leituras a cada 30 minutos. O período de medição foi de 18 de setembro a 22 de outubro de 1997, durante um período de fortes precipitações.

A Figura 65 apresenta as leituras obtidas. Durante o período medido, a poro-pressão mínima foi de cerca de 1,20 metro/coluna d'água, ou seja, a aproximadamente 40 cm abaixo do contato entre o solo S2 e o solo S3. A coluna d'água máxima medida foi de

aproximadamente 2,70 metros, o que resulta em 1,10 metro acima do contato entre o solo S2 e o solo S3. Este foi o nível d'água utilizado na análise da estabilidade do talude.

As precipitações médias diárias durante o período de medição, são mostradas na Figura 66 juntamente com as evaporações correspondentes. Estes dados foram obtidos junto ao 8º Distrito de Meteorologia, para a estação de Triunfo, a mais próxima da área estudada.

Tabela 61 – Combinações de parâmetros utilizados para a análise da estabilidade.

COMBINAÇÃO	S2		S3		GEOMETRIA
	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	
1	400	243	28.7	19.7	Inicial
2A	400	243	12.9	8.9	Inicial/Final
2B	400	243	17.3	0	Inicial/Final
3A	33.8	47	28.7	19.7	Inicial
3B	35.5	0	28.7	19.7	Inicial
4A	33.8	47	12.9	8.9	Inicial/Final
4B	35.5	0	17.3	0	Inicial/Final
4C	33.8	47	17.3	0	Inicial/Final
4D	35.5	0	12.9	8.9	Inicial/Final
5	263	0	10.5	0	Final
6A	33.8	47	10.5	0	Final
6B	35.5	0	10.5	0	Final

#### 6.4 SOFTWARE E MÉTODOS UTILIZADOS

O software utilizado para a análise da estabilidade foi o PCSTABL5 (versão 5M), da Universidade de Purdue (Achilleos, 1988). Este programa utiliza várias rotinas baseadas em métodos de equilíbrio limite, permitindo a simulação de superfícies de ruptura circulares e não-circulares. O operador define condições com o: região de início e de término da superfície de ruptura, linhas delimitadoras, cargas externas, além de dados sobre a geometria do talude, parâmetros do solo, nível d'água, etc.

Dentre os métodos de equilíbrio limite disponíveis no software, optou-se pelo método de Janbu irregular, já que a sua superfície de ruptura é a que melhor se aproxima da superfície de ruptura observada em campo.

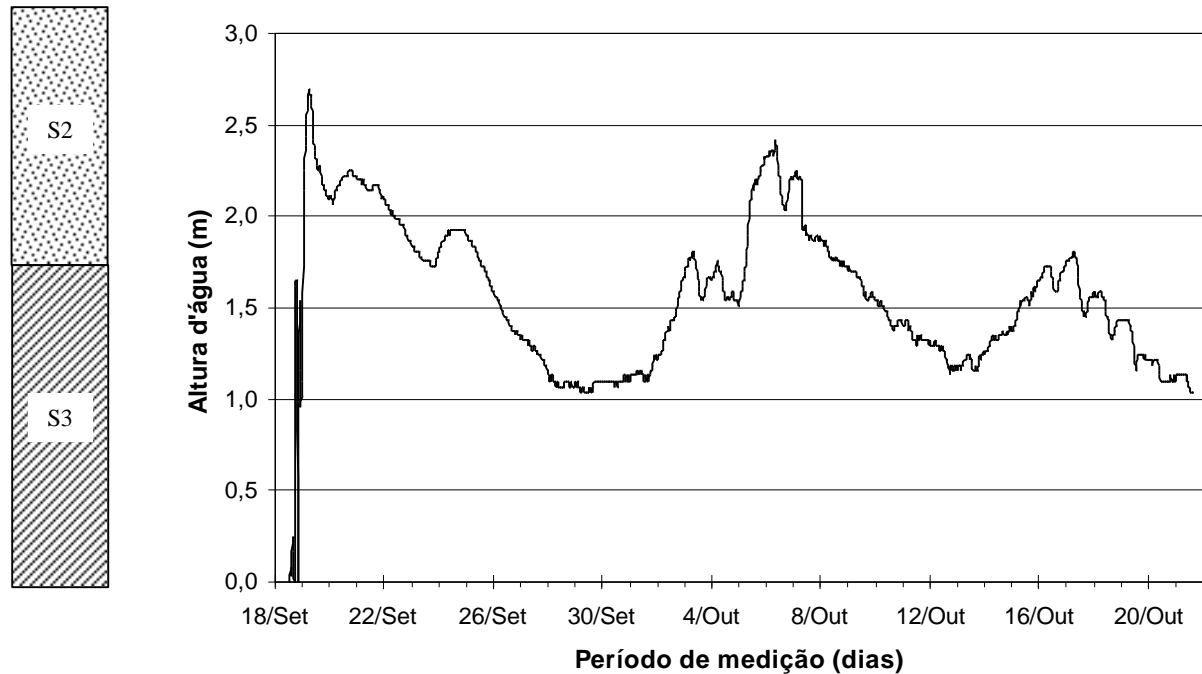


Figura 65 – Poro-pressão medida no piezômetro

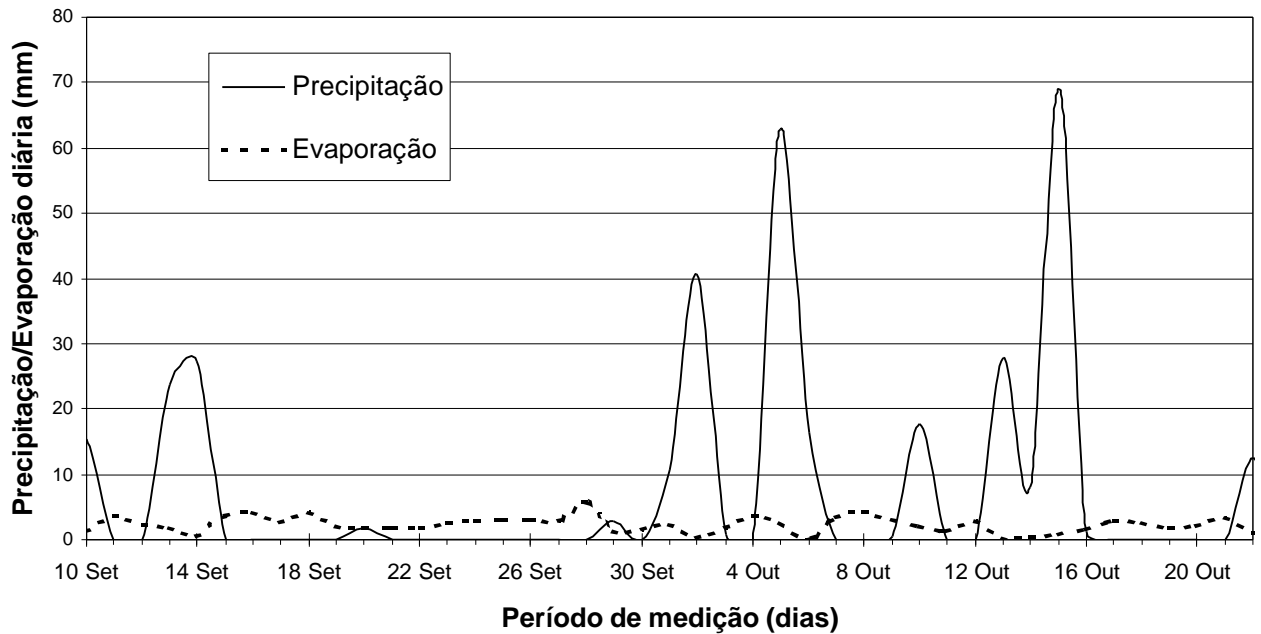


Figura 66 – Precipitação e evaporação diárias para o período de medição automática da poro-pressão no piezômetro.

## 65 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA GEOMETRIA INICIAL

Em uma primeira etapa da análise, definiu-se a seção mais crítica, dentre as quatro consideradas, que seria submetida a uma análise detalhada. A análise preliminar confirmou a seção 7+480 como sendo a mais crítica (menor fator de segurança quando as quatro seções foram submetidas à mesma análise, com os mesmos parâmetros). Essa seção localiza-se aproximadamente no meio da área rompida, em um local de maior avanço da frente de ruptura e já havia sido escolhida para a instalação do piezômetro.

A Figura 67 apresenta a superfície de ruptura que provavelmente ocorreu em uma primeira fase do escorregamento e a linha do nível d'água adotada.

Observa-se que a superfície de ruptura crítica, obtida na análise da estabilidade, passa pela base do corte, no ponto mais baixo da vala de drenagem e estende-se até uma distância em torno de dois metros além da crista do talude. Apesar de sofrer algumas alterações na sua forma com a variação dos parâmetros de resistência, a superfície crítica apresentada na figura é representativa das superfícies críticas encontradas

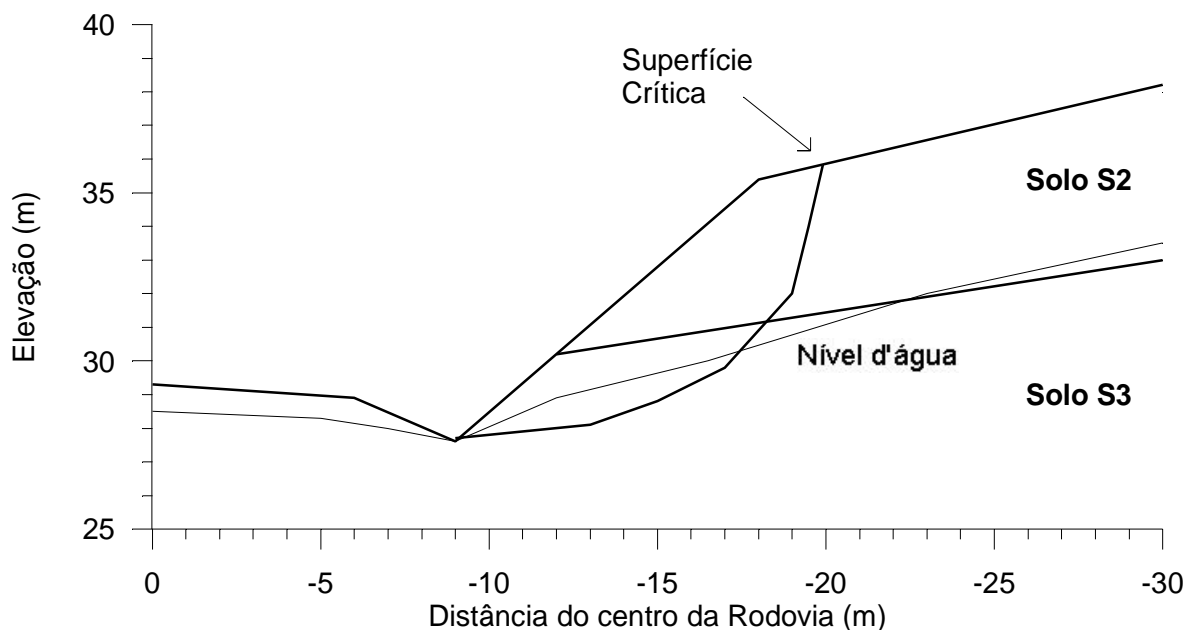


Figura 67 – Superfície crítica de ruptura na geometria inicial

Os fatores de segurança obtidos com a variação dos parâmetros do solo, para a geometria inicial, são apresentados na tabela 62.

Tabela 62 – Fatores de segurança obtidos para a geometria inicial

COMBINAÇÃO	Condição do solo		Fator de segurança	Observações
	S2	S3		
1	pico	pico	1,85	
2A	pico	gr. deform.	Q89	
2B	pico	gr. deform.*	Q75	
3A	gr. deform.	pico	1,34	Sup. crítica só em S2
3B	gr. deform.*	pico	Q93	Sup. crítica só em S2
4A	gr. deform.	gr. deform.	Q68	
4B	gr. deform.*	gr. deform.*	Q46	
4C	gr. deform.	gr. deform.*	Q53	
4D	gr. deform.*	gr. deform.	Q63	

\*envoltória com coesão nula

Analisando-se os resultados mostrados na Tabela 62 observa-se que quando são utilizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento na condição de pico (Combinação 1), obtêm-se um fator de segurança muito elevado ( $FS = 1,8$ ), o que não justificaria a ruptura ocorrida. Já a utilização de parâmetros de resistência na condição de grandes deformações (Combinação 4), resulta em fatores de segurança muito baixos ( $FS$  entre Q5 e Q7).

Estes resultados indicam que a resistência mobilizada durante a ruptura é representada por parâmetros de resistência ao cisalhamento inferiores aos da condição de pico e superiores aos de grandes deformações. As combinações de parâmetros que utilizam a condição de pico em um solo e de grandes deformações para o outro (Combinações 2 e 3), resultaram em fatores de segurança mais próximos de 1. É interessante observar que a superfície crítica encontrada (Figura 67) reproduz razoavelmente bem a situação de campo.

A busca por parâmetros que explicassem a ruptura ( $FS = 1$ ), levou a uma análise em função da deformação, tendo como objetivo encontrar parâmetros de resistência ao cisalhamento em níveis iguais de deformações para ambos os solos, o que provavelmente ocorre na realidade.

A análise foi feita tomando-se a deformação de pico como referência. Foram fixados valores de deformações de 1 e 3 mm após o pico. Das curvas tensão-deformação, apresentadas no capítulo 5, foram obtidas as tensões cisalhantes correspondentes aos níveis desejados de deformação, para cada nível de tensão aplicado. Os valores da tensão cisalhante são apresentados na Tabela 63.

As envoltórias de ruptura obtidas para os níveis de deformação utilizados são apresentadas na Figura 68, para o solo S2 e na Figura 69 para o solo S3. Para fins de referência, as mesmas figuras também apresentam as envoltórias de ruptura para as condições de pico e a grandes deformações.

Tabela 63 – Tensões de cisalhamento para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2 e S3.

Solo		Tensão normal aplicada (kPa)			
		21	50	100	150
	Pico	30,39	79,96	110,77	145,65
Solo S2	Pico + 1 mm	22,64	50,38	86,49	118,92
	Pico + 3 mm	19,99	45,49	79,55	116,88
	3ª reversão	18,77	38,55	71,29	105,46
	Pico	34,68	36,11	62,58	112,19
Solo S3	Pico + 1 mm	25,29	34,88	55,48	86,29
	Pico + 3 mm	15,30	30,80	51,36	63,24
	3ª reversão	7,95	21,93	30,60	46,71

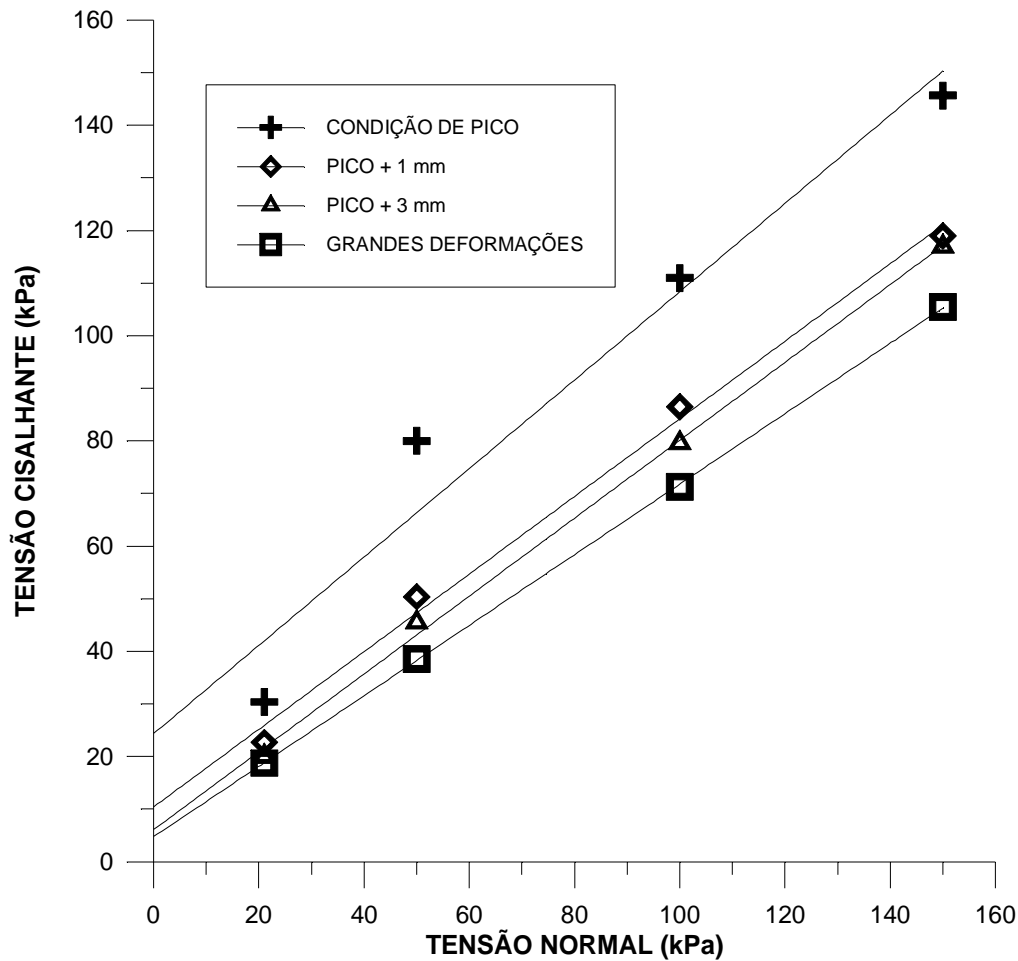


Figura 68 – Envoltórias de ruptura para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, ou seja, 1 e 3 mm após o pico, para o solo S2 e S3, são apresentados na Tabela 64.

Tabela 64 - Parâmetros obtidos para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S2 e S3.

Solo	Condição de pico		Condições intermediárias				Grandes deformações	
	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'
	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)
Solo S2	40,0	24,3	36,4	10,4	36,5	6,1	33,8	4,7
Solo S3	28,7	19,7	24,7	16,4	22,1	10,0	12,9	8,9

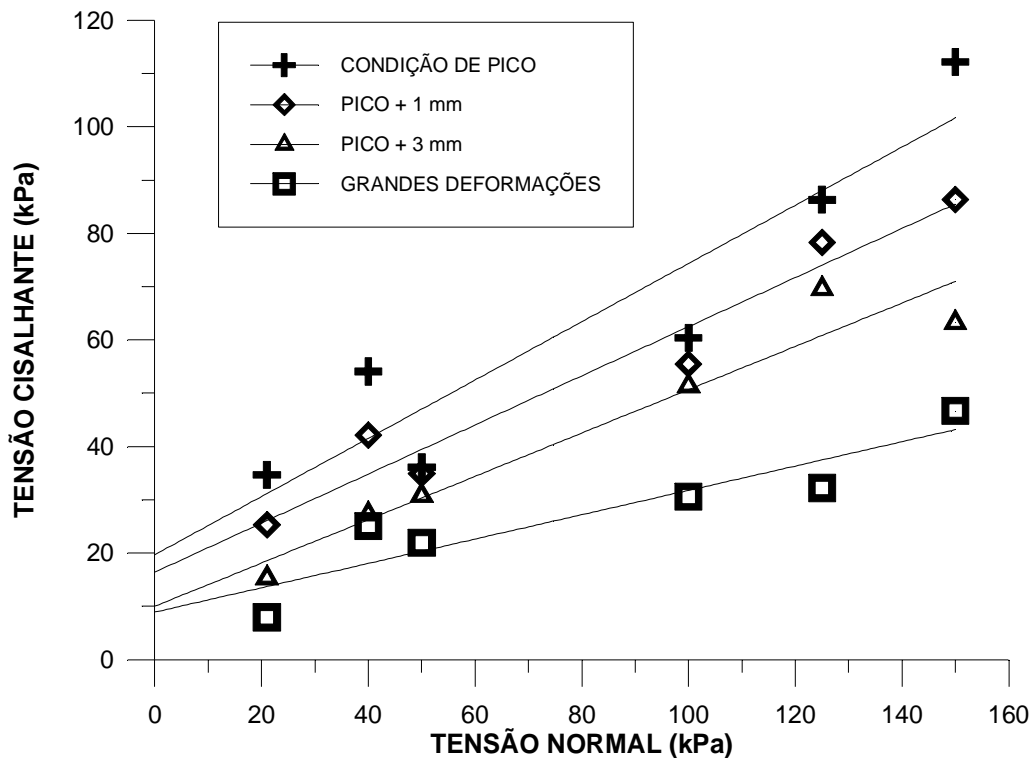


Figura 69 – Envoltórias de ruptura para condições intermediárias entre a condição de pico e a grandes deformações, para o solo S3.

Nesta análise em função da deformação observada, à semelhança do que foi apresentado no capítulo 5, que para um mesmo nível de deformação, os parâmetros de resistência são reduzidos mais rapidamente no solo S2 quando comparado ao solo S3.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento correspondentes às deformações de 1 e 3 mm após o pico foram utilizados na análise da estabilidade, obtendo-se os fatores de segurança apresentados na Tabela 65.

Tabela 65 – Fatores de segurança obtidos utilizando-se parâmetros correspondentes às deformações de 1 e 3 mm após o pico, para o solo S2 e S3.

Condição de deformação para o solo S2 e S3	Fator de segurança (FS)
Pico + 1m m	1,36
Pico + 3m m	1,08



Os parâmetros de resistência ao cisalhamento calculados para a deformação de 3 mm após pico resultaram em um fator global de segurança muito próximo de 1.0. Isto permite concluir que a resistência ao cisalhamento média mobilizada nos solos S2 e S3 deve ser compatível a um certo grau de deformação.

Uma outra explicação seria a de que a resistência ao cisalhamento não é mobilizada de forma total ao mesmo tempo ao longo de toda a superfície de ruptura. Enquanto parte da superfície ainda não atingiu a resistência de pico, parte do solo já ultrapassou o pico e apresenta uma resistência menor. Este comportamento foi simulado numericamente por Potts et al (1997) na argila pré-adensada de Londres. Entretanto, na falta de análise numérica, a comprovação de que a ruptura pode ser simulada por parâmetros de resistência ao cisalhamento a um nível de deformação compatível é um resultado interessante.

## 66 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA GEOMETRIA FINAL

A seção escolhida para a análise detalhada da geometria atual foi a seção 7+480, a mesma analisada na geometria inicial.

A Figura 610 apresenta a superfície de ruptura que provavelmente ocorre na massa de solo rompida, após a sequência de escorregamentos inicia-se apresenta a linha do nível d'água adotada.

Observa-se que superfície de ruptura crítica passa pela massa de solo já rompida. Com a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, durante a análise da estabilidade, a superfície de ruptura crítica sofre algumas alterações na sua forma, principalmente na sua profundidade e extensão da ruptura do lado montante.

Os fatores de segurança obtidos com a variação dos parâmetros do solo, para a geometria final, são apresentados na Tabela 66

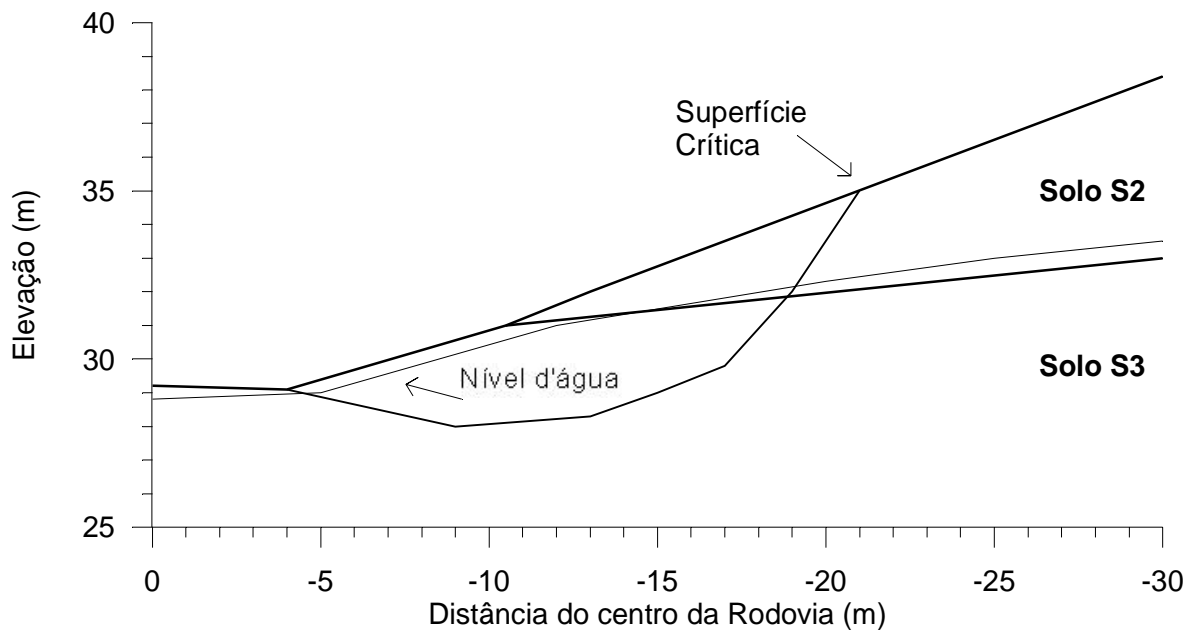


Figura 610– Superfície crítica de ruptura na geometria atual

Tabela 66– Fatores de segurança obtidos para a geometria final

COMBINAÇÕES	Condição do solo		Fator de segurança	Observações
	S2	S3		
2A	pico	gr. deform.	2,68	
2B	pico	gr. deform.*	2,59	
4A	gr. deform.	gr. deform.	1,21	
4B	gr. deform.*	gr. deform.*	0,78	
4C	gr. deform.	gr. deform.*	0,84	
4D	gr. deform.*	gr. deform.	1,14	
5	residual	residual	0,47	
6A	gr. deform.	residual	0,48	
6B	gr. deform.*	residual	0,48	

\*envoltória com coesão nula

Analisando-se os resultados obtidos para a geometria final, observa-se que quando são utilizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento na condição de pico apenas para o solo superior (Combinação 2), obtêm-se fatores de segurança muito elevados ( $FS = 2,68$ ), não justificando as rupturas sucessivas que ocorrem no talude já rompido. Já a utilização de parâmetros de resistência na condição residual, para ambos

os solos ou apenas para um deles (Combinações 5 e 6), resulta em fatores de segurança muito baixos ( $FS = 0,5$ ), indicando que as deformações ocorridas na massa de solo não foram suficientes para levar a resistência a uma condição residual.

A utilização de parâmetros de resistência ao cisalhamento na condição de grandes deformações (Combinação 4), resulta em fatores de segurança no entorno de 1,0 ( $FS$  entre 0,8 e 1,2), dependendo da combinação de envoltórias de ruptura utilizadas, melhor ajuste e coesão nula.

Com estes resultados, pode-se afirmar que a resistência ao cisalhamento mobilizada durante as rupturas ocorridas na massa de solo já rompida, situação final, pode ser representada por parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição de grandes deformações.

## CAPÍTULO VII

### 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

#### 7.1 CONCLUSÕES

O trabalho descreve a ruptura de um talude envolvendo principalmente dois solos de uma formação sedimentar, com uma pequena capa de solo superficial. O talude localiza-se nas proximidades da cidade de São Jerônimo. O solo superior, denominado S2, é um solo transportado, derivado de rochas graníticas, com textura argilo-arenosa. Apresenta  $IP = 10$ , índice de vazios natural de 0,74, porcentagem de fração argila de 42%. Esta argila apresenta-se bastante floclada pois sem o uso de defloculante este teor cai para 4%. O solo denominado S3, de posição inferior, é residual de formação sedimentar terciária (Maciel Filho et al., 1998), argiloso, muito plástico e de cor cinza. Seu  $IP$  é de 50, índice de vazios natural de 0,89, porcentagem de fração argila de 82%. Existe ainda um material cinza encontrado em fissuras do solo S2. Este material tem  $IP = 10$  e teor de argila de 48%.

Foram feitos ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas inundadas dos solos S2 e S3, obtendo-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição de pico. As mesmas amostras foram submetidas a três reversões no ensaio de cisalhamento direto, obtendo-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição de grandes deformações. Foram ajustadas duas envoltórias de ruptura para os dados experimentais desta última condição. A primeira, obtida pela reta de melhor ajuste, apresentando pequenos valores de coesão, e a segunda, obtida pela reta que passasse pela origem (coesão nula). A Tabela 5.6 mostra os principais parâmetros de ruptura encontrados. Todos os ensaios foram feitos com inundação dos corpos de prova.

As reversões realizadas no solo S2 mostraram uma tendência de estabilização da tensão cisalhante com o aumento do deslocamento, sugerindo que uma condição limite de resistência estava sendo atingida. A fração arenosa predominante neste solo se reflete

em altos valores dos ângulos de atrito interno de pico e a grandes deformações,  $40^\circ$  e  $33,8^\circ$ , respectivamente.

As reversões realizadas no solo S3 mostraram um significativo e contínuo decréscimo da tensão cisalhante com o aumento do deslocamento, sugerindo que a condição limite não havia sido atingida nestes ensaios. A alta fração argilosa deste solo contribuiu para este comportamento e também se reflete nos baixos valores do ângulo de atrito interno para a condição de pico e a grandes deformações,  $28,7^\circ$  e  $12,9^\circ$ , respectivamente.

Foram também realizados ensaios do tipo ring shear em amostras deformadas dos solos S2 e S3. O solo S2 foi ensaiado na sua totalidade e, isoladamente, foi ensaiada a fração de cor cinza que preenche suas fissuras. Nestes ensaios foram obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição residual.

Nos ensaios do tipo ring shear, o solo S3 apresenta o menor ângulo de atrito interno residual,  $10,5^\circ$ . O material cinza presente nas fissuras do solo S2 apresenta um  $\phi'_r = 26,3^\circ$  e o solo S2 integral apresenta  $\phi'_r = 35,8^\circ$ . A comprovação experimental de que o ângulo de atrito interno residual é menor na fração cinza de S2 do que no solo integral é condizente com a observação de campo de que as rupturas passam por estas finas camadas.

Para o solo S2, argilo-arenoso, a resistência residual estimada pelos ensaios de cisalhamento direto com reversão foi aproximadamente igual à resistência medida nos ensaios de ring shear. Para o solo S3, argiloso, os valores  $\phi'_r$  foram bem diferentes, obtendo-se  $17,3^\circ$  no cisalhamento direto e  $10,5^\circ$  no ring shear. Isto indica que as deformações atingidas pelo cisalhamento direto não foram suficientes para levar a resistência ao cisalhamento à condição limite ou condição residual. Os deslocamentos atingidos no ring shear, 250 mm, são responsáveis por uma maior orientação nas partículas de argila.

Foram obtidas microfotografias de uma superfície de ruptura encontrada em campo, de superfície obtida nos ensaios de cisalhamento direto com reversão e de superfície obtida no ensaio do tipo ring shear. As microfotografias das superfícies de

ruptura obtidas nos ensaios de laboratório mostram claramente o alinhamento das partículas de solo provocado pelo deslocamento. Nas microfotografias da superfície de ruptura de campo as partículas estão tão alinhadas que não é possível percebê-las individualmente.

Na parte central do talude rompido, foi instalado um piezômetro dotado de medidor automático do nível d'água e a medição foi feita durante um período de 34 dias. O nível d'água máximo medido, aproximadamente 1,20m acima do contato entre as camadas de solo S2 e S3, foi utilizado para definir a linha d'água na seção transversal que teve a análise da estabilidade realizada.

Foram feitas análises da estabilidade, utilizando o software PCSTABL5 e método de Jambu irregular, para a geometria inicial e para a atual.

A análise da estabilidade para a geometria inicial, de projeto, utilizando os parâmetros de resistência para a condição de pico, resultou em um Fator de Segurança,  $FS = 1,8$ , o qual não justificaria a ruptura ocorrida no talude. Quando a análise foi feita utilizando-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição de grandes deformações, obteve-se  $FS = 0,7$ . Diversas combinações de parâmetros foram testadas para obter um  $FS \geq 1,0$ . Os parâmetros de resistência ao cisalhamento que levam o talude à ruptura situam-se entre a condição de pico e a de grandes deformações, indicando que a ruptura inicial já envolvia um decréscimo de resistência considerável pelo acúmulo de deformações.

Buscou-se parâmetros de resistência ao cisalhamento que explicassem a ruptura com os solos S2 e S3 nas mesmas condições de deformação; para isso foram feitas envoltórias de ruptura para ambos os solos em níveis de deformação de 1 e 3 mm após o pico. Estes parâmetros utilizados na análise da estabilidade forneceram  $FS = 1,4$  para a condição de pico + 1 mm e  $FS = 1$  para a condição de pico + 3 mm.

A análise da estabilidade para a geometria pós-ruptura (1997), rompida, utilizando os parâmetros de resistência para a condição de grandes deformações (envoltória real), resultou em  $FS = 1,2$ .  $FS \geq 1$  é obtido quando utiliza-se uma envoltória com menor intercepto coesivo.

A utilização de parâmetros de resistência ao cisalhamento residual na análise da situação pós-ruptura (ring shear), resultou em fatores de segurança muito baixos, inferiores a Q5. Isto indica que as deformações sofridas pelo solo após a ruptura inicial não foram suficientes para levá-lo a uma situação de resistência ao cisalhamento residual.

Os ensaios de cisalhamento direto com reversão, que forneceram os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a condição de grandes deformações, foram essenciais para a compreensão do mecanismo de ruptura estabelecido.

## 7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Monitorar futuros cortes que venham a ser executados nesta mesma região, instrumentando os deslocamentos de taludes recém abertos.

Medir características dos solos do talude com métodos como o cross-hole ou pressômetro para avaliar a degradação mecânica.

Estudar mais detalhadamente o solo S3, de fração argilosa predominante, em relação ao comportamento da resistência ao cisalhamento residual. Para tanto, realizar ensaios do tipo ring shear, atingindo-se deslocamentos maiores que os alcançados neste trabalho e avaliar a estabilização da tensão cisalhante trabalhando-se com os deslocamentos em escala logarítmica.

Verificar a estabilidade dos taludes utilizando-se softwares mais sofisticados para reproduzir melhor a realidade existente. Utilizar, por exemplo, o software SLOPEW.

Realizar análises paramétricas avaliando a sensibilidade dos diversos fatores envolvidos na análise da estabilidade, com os parâmetros dos solos e nível d'água no talude.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1980) - Grãos de solo que passam na peneira 4,8mm - determinação da massa específica dos sólidos Norma Técnica NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1982). Solo - Análise granulométrica. Norma Técnica NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1982). Solo - Determinação do limite de plasticidade. Norma Técnica NBR 7180 Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1984). Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e caracterização. Norma Técnica NBR 6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1984). Solo - Determinação do limite de liquidez. Norma Técnica NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ABNT (1995). Rochas e Solos Norma Técnica NBR 6502. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.
- ACHILLEOS, E. (1988). User Guide for PC Stabl 5M. Informational Report JHRP-88/19, Purdue University.
- ALMEIDA, M.S.S.; VASCONCELOS, M.F.C. & LACERDA, W.A. (1992). Novas técnicas e equipamentos para determinação da resistência residual de solos. I Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas Rio de Janeiro.
- ANAYI, J.T.; BOYCE, JR.; ROGERS, C.D.F. (1989). Modified Bromhead Ring Shear Apparatus Geotechnical Testing Journal, v.12, n.2, p.171-173.
- ANDERSON, W.F.; HAMMOUD, F. (1988). Effect of Testing Procedure in Ring Shear Tests Geotechnical Testing Journal, v.11, n.3, p.204-207.



- BIANCHINI, M.R.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; PINHEIRO, R.JB. (1998). Estudo da Instabilidade de um Talude Rodoviário em São Jerônimo, RS. In: XI COMBRAMSEG, Brasília. Anais ABMS, v.II, p. 1273-1280.
- BISHOP, A.W., GREEN, G.E, GARGA, V.K., ANDRESEN, A. EBROWN, JD. (1971). A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. *Géotechnique*, v.21, n.4 p. 273-328.
- BRESSANI, L. A., BICA, A.V.D. ETNON, J (1995). Principais tipos de instabilidade de taludes junto a rodovias do Rio Grande do Sul. 29ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPV, Cuiabá, MT, v. 2, p. 516-527.
- BROMHEAD, E. D. & DIXON, N. (1986). The field residual Strength of London clay and its correlation with laboratory measurement, especially ring shear test. *Geotechnique*, v.36 n.3, p.449-452.
- BROMHEAD, EN. (1979). A simple ring shear apparatus *Ground Engineering*, v.12, n.5, p. 40-44
- BROMHEAD, EN. (1986). *The Stability of Slopes* 2 ed. Glasgow: Blackie Academic & Professional, 411p.
- BROMHEAD, EN; CURTIS, R.D. (1983). A Comparison of Alternative Methods of Measuring the Residual Strength of London Clay. *Ground Engineering*, v.16 n.39, p.39-41.
- CHANDLER, R.J EHARDIE, T.N. (1989). Thin-sample technique of residual strength measurement. *Géotechnique*, v.39, n.3, p.527-531.
- CLAYTON, C.R. (1989). *The Ring Shear Test*. University of Surrey.
- CRUDEN, D.M.; VARNES, D.J (1996). *Landslide Types and Processes* In: TURNER, A.K.; SHUSTER, R.L. (eds), *Landslide Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, Washington DC, p. 36-75.

- ESSER, A.J (1996). Case study of a landslide in heavily overconsolidated lacustrine clay. Proc. of the 7th Int. Symp. on Landslides Trondheim. v. 2, p. 707-714
- FRANK, H.T. (1989). Geologia e geomorfologia das folhas de Morretes, São Leopoldo, São Jerônimo, Guaíba e Arroio dos Ratos –RS. Dissertação de Mestrado, Curso de Pósgraduação em Geociências, UFRGS.
- HAWKINS, A.B.; PRIVET, K.D. (1985). Measurement and Use of Residual Shear Strength of Cohesive Soils. Ground Engineering, v.18, p.22-29.
- HUTCHINSON, JN. (1988). General Report Morphological and Geotechnical Parameters on Landslide in Relation to Geology and Hydrogeology. 5th INT. SYMPOSIUM ON LANDSLIDE, Lausanne. Proc., v.1, p.3-35.
- HUTCHINSON, JN.; BROMHEAD, EN.; LUPINI, JF. (1980). Additional Observations on Coastal Landslide of Folkestone Warren. Quarterly Journal Eng. Geot. v.13, p.1-31.
- HVORSLEV, M.J (1960). Physical Components of Shear Strength of Saturated Clays In: CONF. SHEAR STRENGTH COHESIVE SOILS, Boulder, Proc., ASCE, p.169-273.
- KAN J, M.A. (1974) - The relationship between drained friction angles and Atterberg limits of natural soils. Géotechnique, v. 24, n.4 p. 671-674
- KAN J, M.A. (1974). Unconventional Laboratory Tests for the Determination of the Shear Strength of Soil-Rock Contacts In: 3th INT. SOC. ROCK MECH., Denver. Proc., v. VII A, p. 241-247.
- KAN J, M.A.; WOLLE, C.M. (1977). Residual Strength – New Testing and Microstructure. In: 9th ICSMFE, Tokyo. Proc. Rotterdam: Balkema, v.1, p.153-154
- KENNEY, T.C. (1967). The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils. In: GEOTECH, CONF. ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCKS, Oslo. Proc., v.1, p. 123-129.

- LA GATTA, D.P. (1970). Residual Strength of Clays and Clay-Shales by Rotation Shear Tests Harvard Soil Mechanics Series, n. 86 Cambridge, Massachusetts Harvard University.
- LEIPNITZ, P.R. (1995). Instabilidade de um Talude Rodoviário da RS 736/470 – São Jerônimo. Dissertação de Mestrado. CPGEC/UFGRS.
- LUPINI, J.F., SKINNER, A.E. EVAUGHAN, P.R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils *Géotechnique*, v.31, n.2, p. 181-213.
- MACIEL FILHO, C.L.; PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; GEHLING, W.Y.Y.; BIANCHINI, M.R. (1998). A Slope Failure in a Brecciated Clay in Southern Brazil. In: 8<sup>o</sup> IAEG, Vancouver, Canada. Proc.: Balkema /Rotterdam /Brookfield, v. III, p. 1779-1785.
- MITCHELL, J.K. (1978). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons New York.
- MITCHELL, J.K. (1993). Fundamentals of soil behavior. 2.ed. New York: John Wiley & Sons 437p.
- MOORE, R. (1991). The chemical and mineralogical controls upon the residual of pure and natural clays *Géotechnique*, v.41, n.1, p.35-47.
- MORGENSTERN, N.R.; TCHALENKO, J.S. (1967). Microstructural Observations on Shear Zones from Slips in Natural Clay. In: GEOTECHNICAL CONF. ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOIL AND ROCK, Oslo, Norway. Proc., NGI, v.1, p. 147-152.
- PINHEIRO, R.J.B. (2000). Estudo de alguns casos de instabilidade da Encosta de Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul. Tese de doutorado, PPGEC/UFGRS.
- PINHEIRO, R.J.B.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.D.V. (1997). Avaliação da Resistência Residual com o Equipamento Ring Shear no CPGEC/UFGRS. Caderno de Engenharia – CE – 55. Publicação Interna, CPGEC, 59p.
- RAMIAH, B.K.; DAYALU, N.K.; PURUSHOTHAMARAJ P. (1970). Influence of Chemicals on residual Strength of Silty Clay. *Soil and Foundation*, v.10, p.25-36

- SASSA, K. (1989). Geotechnical Classification of Landslide. *Landslide News*, nº 3, p 21-24
- SILVEIRA, G.C. (1992). Características geomecânicas dos solos residuais e colúmbionares do escorregamento na estrada do Sobrão-RJ Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ
- SKEMPTON, A. W. (1970). First time slides in over-consolidated clays *Géotechnique*. v.20 n. 3, p.320-324
- SKEMPTON, A.W. (1964). Long-term stability of clay slopes *Geotechnique*. v.14, n.2, p.75-101.
- SKEMPTON, A.W. (1985). Residual Strength of clays in landslides, folded strata and laboratory. *Geotechnique*. v.35, n.1, p.3-18.
- SKEMPTON, A.W.; HUCHINSON, J.N. (1969). Stability of Natural Slopes and Embankment Foundation. State-of-the-art Report. 7th ICSMFE Mexico, Proc.: State-of-the-art vol, p. 291-340
- SKEMPTON, A.W.; PETLEY, D.J (1967). The Strength along Structure Discontinuities in Stiff Clay. In: *GEO TECHNICAL CONF. ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCK*, Oslo, Norway. Proc., v.2, p. 29-46
- STARK, T.D. & EID, H.T. (1994). Drained Residual Strength of Cohesive Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. v.120 n.5, p.856-871.
- STARK, T.D. EVETTEL, J.J (1992). Bromhead ring shear testing procedure. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, v. 15, n. 1, p. 24-32.
- STARK, T.D.; EID, H. (1993). Modified Bromhead Ring Shear Apparatus *Geotechnical Testing Journal*, v.16 n.1, p. 100-107.
- TIKA, T.E, VAUGHAN, P.R. ELEMOS, L.L.L.J (1996). Fast shearing of pre-existing shear zones in soil. *Géotechnique*, v. 46 n.2, p. 197-233.
- TOWNSEND, F.C. EGILBERT, P.A. (1973). Tests to measure residual strength of some clay shales *Géotechnique*, v.23, n. 1, p.267-271.

- VASCONCELOS, M.F.C. (1992). A resistência residual de solos de termínada através do ensaio de cisalhamento por torção. Dissertação de Mestrado, COPPE/FRJ
- VARNES, D.J (1958). Landslide Types and Processes In: ECKEL, E.B. (ed s), Highway Research Board, Special Report, v. 29, p. 20-47.
- VARNES, D.J (1978). Slope Movement and Types and Processes In: SCHUSTER, R.L.; KRIZEK, R.J (ed s), Landslides, Analysis and Control. Transportation Research Board Special Report 176 National Academy of Sciences Washington DC, p.11-33.
- VAUGHAN, P.R. (1990). Keynote Lecture: Characterizing the Mechanical Properties of In-Situ Residual Soil. In: 2nd INT. CONF. ON GEOMECH. IN TROPICAL SOILS, Singapore, p. 469-487.
- WYKEHAM FARRANCE ENG. LTD. (1987). WF 25850 – The Bromhead Ring Shear Test.
- WOLLE, C.M. (1981). Considerações de caráter Metodológico sobre Estabilizações de Taludes In: 3a. CBGE, Itapema, SC. Anais São Paulo, ABGE v.2, p.409-412.
- WOOD, D. M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics Cambridge University Press
- WYKEHAM FARRANCE ENG. LTD. (1987). WF 25850 - The Bromhead Ring Shear Test.
- YAGI, N.; YATABE, R.; ENOKI, M. (1992). Stability Analysis for Landslides Using Ring Shear Results In: 6th INT. SYMP. ON LANDSLIDES, Christchurch Proc., v.1, p. 607-612.