



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE
CALCÁRIO DA ENCOSTA CONTINENTAL/PE-18, PAULISTA-PE
COM ÊNFASE NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO**

**AUTORA: MARILIA MARY DA SILVA
ORIENTADOR: ROBERTO QUENTAL COUTINHO
CO-ORIENTADOR: WILLY ALVARENGA LACERDA**

RECIFE, FEVEREIRO DE 2003

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM SOLO DE CALCÁRIO DA
ENCOSTA CONTINENTAL/PE-18, PAULISTA-PE, COM ÊNFASE NA
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO**

Marilia Mary da Silva

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada por:

Roberto Quental Coutinho, D. Sc.
(Presidente)

Willy Alvarenga Lacerda, Ph. D.

José Maria Justino da Silva, D. Sc.

Luiz Antônio Bressani, Ph. D.

- S586c **Silva, Marilia Mary da.**
Caracterização geotécnica de um solo de calcário da Encosta Continental/PE-18, Paulista-PE, com ênfase na resistência ao cisalhamento / Marilia Mary da Silva. – Recife : O Autor, 2003.
xxii, 204 folhas : il.
- Inclui bibliografia, tabelas e figuras .
- Dissertação (Mestrado). Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco. Departamento de Engenharia Civil. 2003.
1. Mecânica de solos (Engenharia Civil) – Teses . – 2. Solo de calcário – Teses. – 3. Cisalhamento – Teses. – I. Título.

Dedico este trabalho a vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela inspiração na realização deste trabalho.

A minha mãe Alda Mary, por sempre me incentivar a estudar.

A Antônio Viana, pela compreensão, colaboração e incentivo durante a realização desta dissertação.

Ao professor Roberto Quental Coutinho, pela orientação e apoio durante a realização da dissertação, e ao professor Willy Alvarenga Lacerda (COPPE/ UFRJ), pelas sugestões e ajuda sempre que precisei.

Aos professores do mestrado em Geotecnia pelo apoio e incentivo recebido durante o desenvolvimento do curso, e as professoras do Departamento de Geologia, Margareth Alheiros e Lúcia Valença, pela colaboração nos trabalhos.

Aos amigos de trabalho, Ana Patrícia, Kalinny Lafayette, Joaquim Oliveira, Bruno Camargo, Rafael Galvão, Everaldo Paulo, em especial a João Barbosa e Isabela Brandão, pela ajuda sempre prestada.

A Ana Paula Fonseca, aluna de Doutorado da COPPE/UFRJ pela realização dos ensaios “Ring shear”.

Aos funcionários de Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, João Teles, em especial a Severino Costa e Antônio Brito, pelo apoio na realização dos ensaios de laboratório.

A Laudenice, secretária da Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFPE, pela atenção e colaboração.

A CAPES, ao projeto PRONEX e ao CNPq pelo apoio financeiro.

RESUMO

A presente dissertação de mestrado tem como objetivo principal o estudo das características geotécnicas, com ênfase na resistência ao cisalhamento de uma camada de argila siltosa calcífera envolvida nos deslizamentos ocorridos na área situada na BR 101 Norte, PE 18, na zona industrial de Paulista. Neste local, situa-se uma encosta com problemas de instabilidade entre a rodovia PE-18 e a antiga fábrica de fogões Continental. Esta encosta sofreu vários episódios de movimentação desde as intervenções quase simultâneas, de aterros no seu topo para a implantação da rodovia PE-18 e de cortes na sua base para a construção de uma fábrica, no início da década de 70. Diferentes obras de contenção já foram executadas no local, sem que se conseguisse sua estabilização. A maior parte da superfície de escorregamento estava contida em um material amarelado, pouco conhecido. Sendo assim, fez-se uma caracterização geotécnica deste material com base em ensaios de caracterização, compressibilidade, permeabilidade, ensaios químicos e mineralógicos. A ênfase do estudo se deu nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, principalmente na resistência residual, já que esta encosta apresenta um histórico de sucessivos deslizamentos. Devido a este fato, foram coletadas também amostras indeformadas tipo bloco deste solo em outra área da mesma encosta, na mesma camada geológica, onde se considera que o material esteja no seu estado intacto, sem ter sofrido deformações. Os resultados mostraram serem materiais semelhantes e em princípio no estado intacto. Para os ensaios de resistência, além dos ensaios de cisalhamento direto convencionais fizeram-se ainda ensaios com reversões múltiplas, ensaios de cisalhamento por torção (“Ring shear”) e de cisalhamento direto com interface lisa. Os ângulos de atrito residuais obtidos foram elevados, com valores bem próximos aos ângulos de atrito de pico. Estes valores estão dentro da faixa de $31,6^\circ$ a $32,6^\circ$ para os valores de pico e de $24,6^\circ$ a 29° para o estado residual. Estes resultados estão de acordo com a mineralogia deste solo, que apresenta na sua composição uma elevada percentagem do mineral calcita, de cerca de 70%. Foram avaliadas também, a influência da mineralogia e da química da água dos poros e a influência da velocidade de deformação nos resultados obtidos. Finalmente, as características geotécnicas deste solo de calcário foram comparados com outros materiais semelhantes encontrados na literatura, e inseridos nas correlações existentes.

ABSTRACT:

The main objective of this dissertation is the study of the geotechnical characteristics, of the layer of calcareous silty clay involved in the landslides that occurred in an area situated in highway BR 101 North, PE 18, in the industrial district of Paulista, with emphasis in its shear strength. A slope with instability problems between highway PE-18 and the old stove factory "Continental stoves". This slope was subjected to several episodes of movements since two almost simultaneous interventions in the geometry of the slope were made: one, the placement of an embankment in its top for the construction of highway PE-18, and the other a cut at the base for the construction of the factory, in the beginning of the seventies. Different solutions, usually retaining structures, were executed trying to stabilize it, but without success. Most of the sliding surface was on a single layer of a yellowish soil, and the cause of the sliding could be either through high pore pressures or a low friction angle. Since this soil was little studied, mainly with respect to its shearing strength properties, a thorough study of its geotechnical parameters was decided upon. The geotechnical characterization of this material was performed, and, compressibility, hydraulic conductivity, mineralogical and soil chemistry tests were also included. The emphasis of the study rests on the soil's shear strength parameters, chiefly its residual strength, considering that this slope has a history of reactivated slides along a preferred slip plane. Undisturbed block samples of this soil were collected in the area of the failed slope, and also at another close location, in the same geological layer, at the other side of the hill where the slides took place, considering that in this location the soil should be in its intact state, without deformations. The test results showed similar materials. The strength tests included direct shear and direct shear with multiple reversals, and also ring shear tests (Bromhead apparatus) and direct shear tests on a polished surface. The residual friction angles obtained were high, with values close to the peak friction angles. These values are situated in the range of $31,6^\circ$ to $32,6^\circ$ for the peak condition and $24,6^\circ$ a 29° for the residual condition. These results are in agreement with the mineralogy of this soil, that show in its composition a high percentage (of the order the 70%) of calcite. The influence of mineralogy and the constituent pore fluid and the influence the rates of displacement of the shear tests was also studied. At last, the geotechnical characteristics of this calcareous soil were compared with those of other similar materials found in the literature.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivos da dissertação	2
1.3. Conteúdo dos capítulos	2
 CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	 4
2.1. Introdução	4
2.1.1. Resistência ao cisalhamento na condição drenada	4
2.1.2. Estágios de resistência relacionados aos movimentos de massa	5
2.1.3. Escolha dos parâmetros de resistência na análise de estabilidade de encostas	9
2.2. Resistência residual	10
2.2.1. Hipóteses propostas para o mecanismo de resistência residual	23
2.2.2. Comparação entre o equipamento de cisalhamento direto e o equipamento de cisalhamento por torção (“ring shear”) para determinação da resistência residual	26
2.2.3. Envoltória de resistência residual	29
2.2.4. Superfícies de ruptura na condição de resistência residual	33
2.2.5. Correlações do ângulo de atrito residual com outros parâmetros do solo	36
2.2.6. Fatores que influenciam na resistência residual	44
2.2.6.1. Influência da mineralogia	44
2.2.6.2. Influência da velocidade	47
2.2.6.3. Influência dos constituintes do fluido dos poros	51
 CAPÍTULO 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E ATIVIDADES DE CAMPO REALIZADAS	 54
3.1. Localização da área de estudo	54
3.2. Aspectos climáticos da área de estudo	55

3.3. Geologia regional	55
3.4. Histórico dos deslizamentos ocorridos na Encosta Continental	58
3.5. Caracterização da Encosta Continental	59
3.5.1. Características geomorfológicas	59
3.5.2. Geologia local referente a Encosta	59
3.5.3. Descrição dos materiais que compõem a Encosta	60
3.5.4. Descrição do material estudado	61
3.5.5. Fatores de suscetibilidade envolvidos no deslizamento	61
3.6. Investigação de campo	62
3.6.1. Critério de seleção dos locais de coleta de amostras	63
3.6.2. Sondagens de simples reconhecimento	65
3.6.3. Procedimentos de coleta de amostras deformadas e indeformadas	70
CAPÍTULO 4. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	73
4.1. Introdução	73
4.2. Ensaios de caracterização	73
4.2.1. Ensaio de Granulometria	73
4.2.2. Limites de Atterberg e Densidade real dos grãos	74
4.3. Ensaios químicos	74
4.4. Ensaios mineralógicos	74
4.4.1. Fração areia	74
4.4.2. Fração silte e argila	75
4.5. Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV	75
4.6. Saturação dos corpos de prova	76
4.6.1. Introdução	76
4.6.2. Equipamento Tri Flex-2	76
4.6.2.1. Preparação do equipamento	77
4.6.2.2. Pressões utilizadas para saturação dos corpos de prova	78
4.6.2.3. Ensaio de permeabilidade utilizando o equipamento Tri flex-2	79
4.6.2.4. Acondicionamento dos corpos de prova	79
4.7. Ensaios edométricos convencionais	81

4.7.1. Equipamento utilizado	81
4.7.2. Descrição das amostras ensaiadas	82
4.7.3. Moldagem dos corpos de prova	82
4.7.4. Tensões utilizadas e tempo de duração para cada estágio de tensões	83
4.8. Ensaio de cisalhamento direto	84
4.8.1. Introdução	84
4.8.2. Considerações gerais	84
4.8.3. Características do equipamento	84
4.8.4. Amostras utilizadas	85
4.8.5. Descrição das etapas de ensaio	86
4.8.5.1. Moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios convencionais e c/ reversões múltiplas	86
4.8.5.2. Moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios c/ interface lisa	87
4.8.5.3. Montagem dos ensaios	88
4.8.5.4. Adensamento dos corpos de prova	88
4.8.5.5. Velocidade de cisalhamento e deslocamento permitido	89
4.8.5.6. Procedimentos adotados para realização do ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas	90
4.8.5.7. Procedimentos adotados para realização do ensaio de cisalhamento direto com interface lisa	91
4.8.5.8. Cisalhamento dos corpos de prova e critério de paralisação adotados nos ensaios de cisalhamento direto convencionais e com reversões múltiplas	91
4.8.5.9. Cisalhamento dos corpos de prova e critério de paralisação adotados nos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa	92
4.9. Ensaio de cisalhamento direto por torção-“ring shear”	93
4.9.1. Introdução	93
4.9.2. Equipamento utilizado	93
4.9.3. Considerações gerais	94
4.9.4. Descrição das etapas do ensaio	95
4.9.4.1. Amostras utilizadas e moldagem dos corpos de prova	95
4.9.4.2. Velocidade de cisalhamento e deslocamento permitido	96

4.9.4.3. Cisalhamento dos corpos de prova e critério de paralisação dos ensaios	96
CAPÍTULO 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	97
5.1. Considerações gerais	97
5.2. Ensaio de caracterização	97
5.2.1. Introdução	97
5.2.2. Ensaio de granulometria, limites de Atterberg e densidade real dos grãos	97
5.2.3. Classificação dos solos	102
5.3. Análise mineralógica	104
5.3.1. Fração areia	104
5.3.2. Fração silte e argila	105
5.4. Análise química	111
5.4.1. Introdução	111
5.4.2. Apresentação e análise dos resultados	112
5.4.3. Correlações do carbonato de cálcio (CaCO_3) com outros parâmetros do solo	114
5.4.4. Influência da composição química do fluido dos poros na resistência residual	116
5.5. Observação dos solos estudados ao MEV	117
5.6. Permeabilidade do solo	120
5.7. Ensaio edométrico convencional	121
5.7.1. Introdução	121
5.7.2. Apresentação e análise dos resultados	122
5.7.2.1. Pressão de Pré-adensamento (σ'_{vm})	123
5.7.2.2. Parâmetros de Compressibilidade	124
5.7.2.3. Coeficientes de adensamento vertical (C_v) e permeabilidade (K)	126
5.7.2.4. Avaliação da expansividade do material	129

CAPÍTULO 6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	131
6.1. Introdução	131
6.2. Resistência de pico	132
6.2.1. Relação tensão-deformação	132
6.2.2. Envoltórias de resistência	137
6.3. Resistência de pós-pico	138
6.4. Resistência residual	142
6.4.1. Introdução	142
6.4.2. Ensaio de cisalhamento direto com reversão múltipla	142
6.4.3. Ensaio de cisalhamento por torção (“ring shear”)	158
6.4.4. Ensaio de cisalhamento direto com interface lisa	163
6.4.4.1. Considerações gerais	163
6.4.4.2. Apresentação e análise dos resultados	164
6.5. Influência da velocidade de deformação nos ângulos de atrito residuais	168
6.6. Correlações do ângulo de atrito residual obtido com outros parâmetros do solo	172
6.7. Aplicação prática dos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos	181
CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	183
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	191
Bibliografia consultada	191
Bibliografia apenas citada	200

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- Figura 2.1. Características de resistência das argilas (SKEMPTON, 1970).
- Figura 2.2. Estágios dos movimentos de massa (LEROUEIL et al., 1996).
- Figura 2.3. Variação da resistência residual da argila marrom de Londres com o nível de tensão (BISHOP et al., 1971).
- Figura 2.4. Envoltórias de resistência residual para folhelhos (TOWNSEND & GILBERT, 1973).
- Figura 2.5. Comparação de resultados de ensaios obtidos no equipamento desenvolvido por Bishop e no equipamento desenvolvido por Bromhead (HUTCHINSON et al., 1979, a partir de VASCONCELOS, 1992).
- Figura 2.6. Resistência da argila dos morros de Olinda (GUSMÃO FILHO et al., 1986).
- Figura 2.7. Relação entre a altura da amostra e deslocamento necessário para atingir a condição residual; todos os ensaios na argila de Londres (CHANDLER & HARDIE, 1989).
- Figura 2.8. Características de resistência de amostras indeformadas e deformadas obtidas do deslizamento de Akitsu (NAKAMORI et al., 1996).
- Figura 2.9. Resistência residual drenada da argila de Laviano (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).
- Figura 2.10. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto especiais e ring shear no solo da camada cinza de Faxinal do Soturno (PINHEIRO et al., 1988).
- Figura 2.11. Curvas tensão-deformação à constante σ'_n (SKEMPTON, 1985).
- Figura 2.12. Ensaio ring shear em misturas de areia-bentonita (SKEMPTON, 1985; baseado no trabalho de LUPINI et al., 1981).
- Figura 2.13. Envoltória de resistência residual determinada com as caixas de cisalhamento direto de 60mm e 100mm e pelo equipamento de Bromhead (HAWKINS & PRIVETT, 1985).
- Figura 2.14. Variação do ângulo de atrito com a tensão normal para diferentes minerais (KENNEY, 1967; a partir de MITCHELL, 1992).
- Figura 2.15. Curvas típicas de ϕ_R' versus σ_n' e τ versus σ_n' (HAWKINS & PRIVETT, 1985, baseado no trabalho de LUPINI, et al., 1981)

- Figura 2.16. Relação entre o coeficiente de atrito residual e a tensão normal efetiva para a amostra de solo de Taiwan (GIBO & NAKAMURA, 1999).
- Figura 2.17. Envoltória de resistência residual e parâmetros de resistência para a amostra de solo de Taiwan (GIBO & NAKAMURA, 1999).
- Figura 2.18. Orientação das partículas de argila na zona de cisalhamento de superfícies de ruptura da argila de Walton's Wood (SKEMPTON, 1985).
- Figura 2.19. Estruturas de pós-ruptura em diferentes teores da fração argila da argila de Happisburgh, Londres (LUPINI et al., 1981).
- Figura 2.20. Decréscimo de ϕ'_R com o aumento da fração argila (SKEMPTON, 1964).
- Figura 2.21. Ângulo de atrito residual ϕ'_R versus índice de plasticidade IP (KANJI E WOLLE, 1977).
- Figura 2.22. Resistência residual: correlação com a fração argila (LUPINI et al., 1981).
- Figura 2.23. Resistência residual: correlação com índice de plasticidade (LUPINI et al., 1981).
- Figura 2.24. Relação entre o ângulo de atrito residual e o limite de liquidez (STARK & EID, 1994).
- Figura 2.25. Relação entre o ângulo de atrito residual e o limite de liquidez (MESRI E CEPEDA-DIAZ, 1986).
- Figura 2.26. Relação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila (MESRI E CEPEDA-DIAZ, 1986).
- Figura 2.27. Relação entre $\tan \phi'_R$ e a atividade de vários solos (SUZUKI et al., 1998).
- Figura 2.28. Variação do ângulo de atrito residual com o índice de plasticidade de vários solos (BRESSANI et al. , 2001).
- Figura 2.29. Resistência residual dos minerais (WU, 1996).
- Figura 2.30. Efeito da mineralogia da argila na envoltória de resistência residual (STARK & EID, 1994).
- Figura 2.31. Variação da resistência residual com baixas velocidades de ensaio (SKEMPTON, 1985).
- Figura 2.32. Correlação entre a resistência ao cisalhamento e a velocidade de ensaio na argila de Fujinomori (NAKAMORI et al., 1996).
- Figura 2.33. Tipos de comportamento da resistência residual com o aumento da velocidade de ensaio: a) efeito de razão neutro; b) efeito de razão negativo; c) efeito de razão positivo (TIKA et. al., 1996).

Figura 2.34. Efeito da concentração da água do mar na resistência residual das argilas de Londres (MOORE, 1991).

Figura 2.35. Envoltórias de resistências residuais com água e saturada na solução de NaCl (DI MAIO, 1996).

CAPÍTULO 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E ATIVIDADES DE CAMPO REALIZADAS

Figura 3.1. Localização da área de estudo.

Figura 3.2. Precipitações mensais registradas no Posto do Curado.

Figura 3.3. Mapa Geológico (ALHEIROS, 1998).

Figura 3.4. Vista geral da Encosta Continental.

Figura 3.5. Afloramento da argila siltosa calcífera na área do 2ºGB.

Figura 3.6. Mapa topográfico da área de estudo. Fonte: FIDEM.

Figura 3.7. Furo de Sondagem F-41. Fonte: DER-PE (1985).

Figura 3.8. Furo de Sondagem F-27. Fonte: DER-PE (1985).

Figura 3.9. Furo de Sondagem F-25. Fonte: DER-PE (1985).

Figura 3.10. Furo de Sondagem F-03. Fonte: DER-PE (1985).

Figura 3.11. Furo de Sondagem F-49. Fonte: DER-PE (1985).

Figura 3.12. Perfil geotécnico da Encosta Continental. Fonte: DER-PE (1985).

Figura 3.13. Moldagem do bloco.

Figura 3.14. Preparação do bloco para parafinação.

Figura 3.15. Preparação do bloco para parafinação.

Figura 3.16. Acondicionamento do bloco.

CAPÍTULO 4. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Figura 4.1. Equipamento Tri Flex – 2.

Figura 4.2. Detalhe do corpo de prova na célula de acrílico do equipamento Tri Flex-2.

Figura 4.3. Colocação do tubo de PVC no corpo de prova saturado no Tri Flex-2.

Figura 4.4. Acondicionamento dos corpos de prova.

Figura 4.5. Prensas de adensamento.

Figura 4.6. Detalhe da peça de aço utilizada nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas.

Figura 4.7. Cravação do moldador no solo.

Figura 4.8. Seccionamento da base da amostra.

Figura 4.9. Peças utilizadas no ensaio de cisalhamento direto com interface lisa.

Figura 4.10. Princípio do Ensaio “Ring Shear” (BISHOP et al., 1971).

Figura 4.11. Vista superior do Equipamento de cisalhamento por torção utilizado (BROMHEAD, 2000).

CAPÍTULO 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Figura 5.1. Curvas granulométricas (amostra localizada na encosta Continental).

Figura 5.2. Curvas granulométricas (amostra localizada no 2ºGB).

Figura 5.3. Carta de plasticidade para as margas de Corinth (ANAGNOSTOPOULOS et al., 1989).

Figura 5.4. A) e B). Análise com lupa binocular - Fração areia (0,062mm a 2mm).

Figura 5.5. Solo calcário proveniente da Austrália com a predominância de foraminíferos FAHEY (1997).

Figura 5.6. Difratogramas de Raio X referentes a fração argila saturado com potássio à temperatura ambiente, aquecido a 550°C e magnésio saturado com glicerol (amostra da área da encosta Continental).

Figura 5.7. Difratogramas de Raio X referentes a fração argila saturado com potássio à temperatura ambiente, aquecido a 550°C e magnésio saturado com glicerol (amostra da área do 2ºGB).

Figura 5.8. Difratogramas de Raio X referentes a fração silte da amostra da área da encosta Continental.

Figura 5.9. Difratogramas de Raio X referentes a fração silte da amostra da área do 2º GB.

Figura 5.10. Correlação do IP com o teor de CaCO_3 para alguns solos carbonáticos da África (HORTA, 1989).

Figura 5.11. Correlação entre os Limites de Atterberg e o teor de calcita de solos calcários HAWKINS & McDONALD (1992).

Figura 5.12. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 2600 x - 5 μ m).

Figura 5.13. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 5800 x - 5 μ m).

Figura 5.14. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 1600 x - 5 μ m).

Figura 5.15. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 2400 x - 5 μ m).

Figura 5.16. Fotografia do solo da área do 2ºGB obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 7800 x - 5 μ m).

Figura 5.17. Fotografia do solo da área do 2ºGB obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 2400 x - 5 μ m).

Figura 5.18. Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Figura 5.19. Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Figura 5.20. Variação do coeficiente de compressão volumétrica com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Figura 5.21. Variação do coeficiente de adensamento vertical com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Figura 5.22. Variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Figura 5.23. Variação da permeabilidade com o índice de vazios.

CAPÍTULO 6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Figura 6.1. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (condição saturada) na argila siltosa calcífera (amostras da encosta Continental). Curvas: τ vs. dh e dv vs. dh .

Figura 6.2. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (condição saturada) na argila siltosa calcífera (amostras do 2º GB). Curvas: τ vs. dh e dv vs. dh .

Figura 6.3. Envoltória de resistência de pico dos dois locais de investigação.

- Figura 6.4. Envoltória de resistência de pós-pico dos dois locais de investigação obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.
- Figura 6.5. Variação do ângulo de atrito de pós-pico (considerando interceptos de coesão nulos) dos dois locais de investigação com a tensão normal.
- Figura 6.6. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 25kPa (amostra da encosta Continental).
- Figura 6.7. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 50kPa (amostra da encosta Continental).
- Figura 6.8. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 100kPa (amostra da encosta Continental).
- Figura 6.9. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 150kPa (amostra da encosta Continental).
- Figura 6.10. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 200kPa (amostra da encosta Continental).
- Figura 6.11. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 25kPa (amostra do 2ºGB).
- Figura 6.12. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 100kPa (amostra do 2ºGB).
- Figura 6.13. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 200kPa (amostra do 2ºGB).
- Figura 6.14. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (condição saturada) na argila siltosa calcífera (amostra encosta Continental). Curvas: τ vs. dh . (Tensão normal - 400kPa).
- Figura 6.15. Fotografia da superfície de ruptura do ensaio de cisalhamento direto com reversão múltipla (amostra submetida a tensão normal de 400kPa), obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação $-78x$ $-500\mu m$).
- Figura 6.16. Envoltórias de resistência residual dos dois locais de investigação.
- Figura 6.17. (A) e (B) Envoltórias de resistência de pico, pós-pico e residual obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto dos dois locais de estudo.
- Figura 6.18. Resultados dos ensaios de cisalhamento por torção -“ring shear” (amostras da encosta Continental). Curvas: τ vs. dh .

- Figura 6.19. Envoltórias de resistência residual obtidas através dos ensaios “ring shear” e dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (amostras da encosta Continental).
- Figura 6.20. Variação do ângulo de atrito residual com a tensão normal considerando interceptos de coesão nulos (amostras - encosta Continental).
- Figura 6.21. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa (amostras da encosta Continental). Curvas: τ vs. dh e dv vs. dh .
- Figura 6.22. Envoltórias de resistência residual obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, ensaios de cisalhamento direto com interface lisa e dos ensaios “ring shear” (amostras da encosta Continental).
- Figura 6.23. (A) e (B) Influência da velocidade de deformação na resistência residual. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto. Curvas: τ vs. dh .
- Figura 6.24. (A) e (B) Envoltórias de resistência residual obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas utilizando diferentes velocidades de deformação.
- Figura 6.25. Resistência residual: correlação com a fração argila (LUPINI et al., 1981).
- Figura 6.26. Resistência residual: correlação com o índice de plasticidade (LUPINI et al., 1981).
- Figura 6.27. Relação entre o ângulo de atrito residual e o limite de liquidez (MESRI & CEPEDA-DIAZ, 1986).
- Figura 6.28. Ensaios “ring shear” em misturas de areia-bentonita (SKEMPTON, 1985; baseado no trabalho de LUPINI et al., 1981).
- Figura 6.29. Resistência residual e ensaios “ring shear” em areias, caulim e bentonita (SKEMPTON, 1985).
- Figura 6.30. Correlação entre o teor de calcita (CaCO_3) e o ϕ'_R de algumas argilas calcárias HAWKINS & McDONALD (1992).
- Figura 6.31. Correlação entre os limites de Atterberg e ϕ'_R de solos calcários (HAWKINS & McDONALD, 1992).
- Figura 6.32. Correlação entre o IP e ϕ'_R de solos calcários (HAWKINS & McDONALD, 1992).
- Figura 6.33. ϕ'_R versus o teor de carbonato de cálcio presente na fração argila (FRYDMAN et al., 1996).

Figura 6.34. ϕ'_R versus o teor de carbonato de cálcio presente nos solos (FRYDMAN et al., 1996).

Figura 6.35. Variação do ângulo de atrito residual com o índice de plasticidade de vários solos (BRESSANI et al., 2001).

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E ATIVIDADES DE CAMPO REALIZADAS

Tabela 3.1. Estratigrafia da encosta proposta por ALHEIROS (1998).

CAPÍTULO 4. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Tabela 4.1. Pressões aplicadas para saturação dos corpos de prova no equipamento Tri Flex – 2.

Tabela 4.2. Relação de amostras utilizadas nos ensaios edométricos.

Tabela 4.3. Relação de amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 4.4. Resumo dos ensaios realizados.

CAPÍTULO 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Tabela 5.1. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização com as frações dos solos enquadrados segundo a escala do Sistema Internacional (SI).

Tabela 5.2. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização com as frações dos solos enquadrados segundo a escala da ABNT.

Tabela 5.3 . Resultados das análises químicas (NEG-LABISE).

Tabela 5.4. Resultados das análises químicas (AGROLAB).

Tabela 5.5. Condições iniciais e finais do corpo-de-prova ensaiado (ensaios edométricos na condição saturada).

Tabela 5.6. Pressões de pré-adensamento (kPa).

Tabela 5.7. Dados de compressibilidade do solo estudado (argila siltosa calcífera).

Tabela 5.8. Valores do E'_{oed} para ambos locais de estudo.

Tabela 5.9. Condições iniciais e finais do corpo-de-prova ensaiado (ensaios edométricos na umidade natural).

CAPÍTULO 6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Tabela 6.1. Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Tabela 6.2. Condições dos corpos de prova na ruptura referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Tabela 6.3. Condições dos corpos de prova no pós-pico referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Tabela 6.4. Variação dos ângulos de atrito de pós-pico com a tensão vertical para os dois locais de estudo ($c' = 0$).

Tabela 6.5. Condições dos corpos de prova na residual referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Tabela 6.6. Condições iniciais dos corpos-de-prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto por torção -“ring shear” (amostras da encosta Continental).

Tabela 6.7. Condições dos corpos de prova na residual referentes aos ensaios de cisalhamento direto por torção -“ring shear” (amostras da encosta Continental).

Tabela 6.8. Variação dos ângulos de atrito residuais das amostras da encosta Continental referentes aos ensaios de cisalhamento direto com reversões e “ring shear”.

Tabela 6.9. Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa (amostras da encosta Continental).

Tabela 6.10. Condições dos corpos de prova na residual referentes aos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa (amostras da encosta Continental).

Tabela 6.11. Valores do ângulo de atrito residual para $c' = 0$.

Tabela 6.12. Limites de Atterberg, fração argila ($< 2\mu\text{m}$) e teor de calcita dos dois locais de estudo.

Tabela 6.13. Comparação entre os parâmetros de resistência residual obtidos no presente estudo para as amostras da encosta Continental.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma análise de estabilidade significa verificar se a encosta ou talude é estável através da determinação de um fator de segurança associado a uma superfície potencial de deslizamento. Dentre os dados necessários para uma análise de estabilidade os parâmetros de resistência passam a ter grande influência. Independente das condições envolvidas no problema, a definição dos parâmetros de resistência poderá ser obtida por meio de uma análise detalhada de resultados de ensaios de laboratório ou através de retroanálises. Daí a importância na obtenção de parâmetros que retratem o estágio atual do movimento de massa de uma encosta em questão (LEROUEIL et al., 1996).

A resistência a ser considerada na avaliação da estabilidade de um talude dependerá do nível de tensão e deformação a que este vem sendo submetido. Dois níveis extremos podem ser considerados, a resistência de pico, representativa de um material intacto que não tenha sofrido deformações expressivas. Em geral mobilizada durante a primeira ruptura de um talude e, a resistência residual, representativa de um material que tenha sofrido grandes deformações. É a mínima resistência que um material pode apresentar. Esta, em geral, é mobilizada ao longo de uma superfície de deslizamento formada por um escorregamento prévio, provocando movimentos momentâneos, ao longo do tempo, devido às variações nas condições de tensões do maciço.

Desde o trabalho de SKEMPTON (1964), o qual mostrou o significado prático da resistência ao cisalhamento residual nos fenômenos de ruptura progressiva e na análise da estabilidade de taludes com deslizamentos reativados, tem se dado maior importância na escolha dos parâmetros de resistência ideais para uma eventual análise de estabilidade. Na análise da estabilidade de taludes com superfícies de ruptura pré-existente, o fator que condiciona o projeto geotécnico é a envoltória de resistência ao cisalhamento residual dos materiais envolvidos (PINHEIRO et al.,1998).

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo do presente trabalho é caracterizar geotecnicamente uma argila calcária envolvida nos sucessivos deslizamentos ocorridos na Encosta Continental, localizada na PE-18, em Paulista - Recife, PE. Para tanto, foram realizadas duas campanhas básicas de ensaios de laboratório, a primeira envolvendo ensaios de caracterização física, ensaios mineralógicos e químicos, ensaios de permeabilidade e ensaios edométricos. A segunda, que é a ênfase do estudo, diz respeito a avaliação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento residual deste material, incluindo-se também a resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico. Desta forma, foram conduzidos ensaios de cisalhamento direto convencionais, ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica de interface lisa e ensaios de cisalhamento direto por torção “ring shear”.

1.3. CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS

Esta dissertação está subdividida em sete capítulos distribuídos da seguinte forma:

No capítulo 1, aqui apresentado, pode-se ter uma visão geral do trabalho desenvolvido.

O capítulo 2, apresenta inicialmente uma revisão bibliográfica sobre os parâmetros de resistência a serem adotados numa eventual análise de estabilidade. Em seguida, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a resistência residual, envolvendo alguns fatores que influenciam os resultados. Correlações entre o ângulo de atrito residual e outros parâmetros do solo e, comparações entre os resultados obtidos no equipamento de cisalhamento direto e no equipamento de cisalhamento por torção (“ring shear”) para determinação da resistência residual, também são abordados.

O capítulo 3, apresenta as características gerais da área de estudo e as atividades de campo realizadas. Serão abordados o histórico dos sucessivos deslizamentos ocorridos na Encosta Continental, aspectos geológicos e climáticos da área, descrição do material estudado, a localização da coleta dos blocos e, finalmente a metodologia empregada na coleta das amostras.

O capítulo 4, apresenta a metodologia e os procedimentos empregados nos ensaios de laboratório ou seja, ensaios de caracterização física, ensaios mineralógicos e químicos, ensaios de permeabilidade, ensaios edométricos, ensaios de cisalhamento direto utilizando as técnicas de reversões múltiplas e de interface lisa e ensaios de cisalhamento por torção (“ring shear”).

No capítulo 5, serão apresentados e discutidos os resultados obtidos dos ensaios de caracterização física, incluindo-se a classificação dos solos. Em seguida serão avaliados os resultados dos ensaios mineralógicos (fração areia, fração silte e argila) e químicos. A estrutura do material também é avaliada com base na microscopia eletrônica de varredura. Finalmente, serão apresentados os parâmetros de compressibilidade obtidos dos ensaios edométricos e a permeabilidade do solo em estudo.

No capítulo 6, serão apresentados e discutidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, pós-pico e residual do material em estudo. A ênfase é dada na análise da resistência residual, avaliando-se os resultados obtidos através dos equipamentos e das técnicas de ensaio. A influência de alguns fatores tais como, a mineralogia, o sistema químico e a velocidade de deformação, também serão avaliados. Finalmente, os resultados obtidos serão inseridos em várias correlações presentes na literatura. Vale a pena destacar que os resultados obtidos são comparados com outros solos de calcários encontrados na literatura.

No capítulo 7, é apresentado um resumo das principais conclusões do estudo realizado, bem como sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

2.1.1. Resistência ao cisalhamento na condição drenada

Quando um solo é submetido a deformações sob uma dada tensão normal efetiva, ocorre um aumento na resistência até um determinado limite que o solo pode oferecer, sendo esta resistência denominada de “resistência de pico”. Na maioria das vezes os ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento são conduzidos até logo após a “resistência de pico” ser bem definida. Se, entretanto, o ensaio for continuado, à medida que o deslocamento aumenta, a resistência deste solo irá decrescer até atingir primeiramente uma resistência equivalente ao “estado crítico”; onde não ocorrem mudanças de volume ou teor de umidade com as deformações, para em seguida à grandes deslocamentos ser atingida a “resistência residual”. A Figura 2.1 ilustra estes três estágios de resistência através de suas respectivas envoltórias.

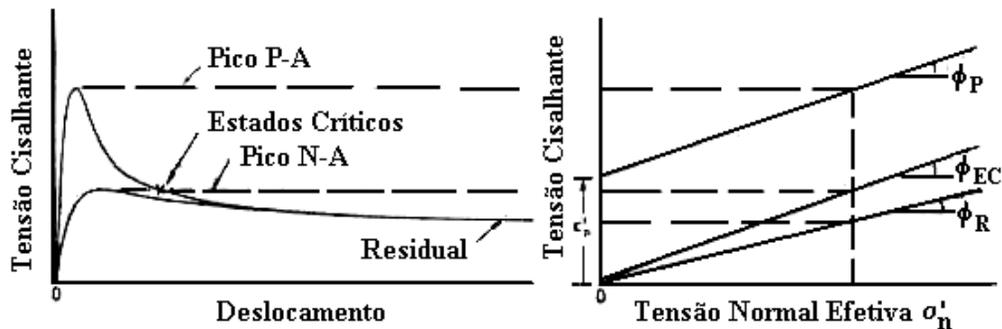


Figura 2.1. Características de resistência das argilas (SKEMPTON, 1970).

A redução na resistência ao se atingir o “estado crítico” em solos pré-consolidados, é devido ao aumento do teor de umidade com a dilatação do solo ao ser cisalhado. Observa-se que amostras de um mesmo tipo de solo tanto normalmente como pré-consolidadas, tendem a atingir a mesma condição de “estado crítico” (SKEMPTON, 1970). Para solos que contenham uma alta percentagem de fração argila, o decréscimo de resistência também é devido a uma reorientação das partículas, resultando na

obtenção de um mínimo valor de resistência apenas atingido à grandes deslocamentos (resistência residual) conforme mostra a Figura 2.1.

Verifica-se também na Figura 2.1, que menores valores são encontrados para o ângulo de atrito referente à resistência residual. Geralmente, o intercepto de coesão para o “estado crítico” e para o estado residual são aproximadamente iguais a zero, apenas a resistência de pico apresenta coesão a depender do tipo de solo em questão. A resistência de pico pode ser expressa através da seguinte equação:

$$\tau_p = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'$$

e a resistência residual pela equação:

$$\tau_R = c'_R + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'_R$$

Ao se passar da condição de pico para a residual, o intercepto de coesão c' tende a desaparecer completamente. Durante o mesmo processo, o ângulo de atrito também decresce, em alguns casos até menos do que 10° , em se tratando de solos argilosos (SKEMPTON, 1964).

A resistência residual e a resistência no “estado crítico” são significativamente diferentes para solos com alto teor da fração argila, o que não ocorre para solos com baixos teores da fração argila em que a resistência no “estado crítico” se torna igual a residual (SKEMPTON, 1985). É possível sugerir, utilizando simplificações que a resistência residual de uma argila, sob uma dada tensão normal efetiva, é a mesma não importando se a argila seja normalmente ou pré-consolidada. Com esta idéia, SKEMPTON (1964) afirma que o ângulo de atrito residual pode ser constante para um tipo particular de argila, independente da sua história de tensões, dependendo apenas da natureza mineralógica das partículas presentes.

2.1.2. Estágios de resistência relacionados aos movimentos de massa

Uma ruptura global é alcançada quando as forças cisalhantes se tornam iguais às forças resistentes e uma superfície contínua de cisalhamento se desenvolve no interior da encosta. Neste momento, alguns elementos do solo ao longo da superfície de ruptura

formada se encontram na envoltória de resistência de pico, enquanto outros se situam na linha de estados críticos ou possivelmente a caminho da envoltória de resistência residual. Desta forma, no momento da ruptura, ou antes do seu início, existe um equilíbrio entre as forças caracterizadas pela tensão cisalhante média e as forças resistentes essencialmente associadas à geometria da encosta e a gravidade. Estes últimos fatores definem também a energia potencial que começa a ser avaliada neste momento. Ao iniciar o movimento de pós-ruptura, a energia potencial decresce, sendo progressivamente dissipada em várias componentes. Uma delas seria a energia de atrito, necessária para mover a massa de solo sob a superfície de cisalhamento, variando com a amplitude do movimento. A parcela remanescente da energia potencial é avaliada em termos de deformações plásticas internas e desestruturação da massa de solo deslizada e pela energia cinética.

Se, durante prévios deslizamentos de massa, o material experimenta grandes deslocamentos ao longo de uma ou várias superfícies de cisalhamento, ocorre uma reorientação das partículas de solo ao longo da superfície de cisalhamento. Neste ponto, a resistência do solo é então caracterizada pela residual.

Partindo destas considerações, LEROUEIL et al. (1996) verificaram que quatro diferentes estágios deviam ser considerados na análise dos movimentos de massa, conforme ilustra a Figura 2.2. Como conclusão tem-se que é necessário separar estes quatro estágios para compreensão, análise e caracterização dos movimentos de massa.

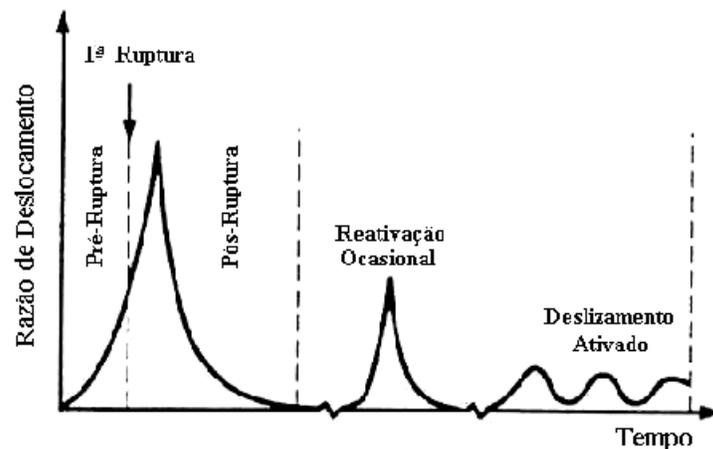


Figura 2.2. Estágios dos movimentos de massa (LEROUEIL et al., 1996).

O primeiro estágio refere-se ao estágio de pré-ruptura, incluindo-se todo o processo de deformação conduzindo à ruptura. A massa de solo está essencialmente pré-consolidada, intacta e contínua. Esse processo é determinado a relativamente pequenas razões de deslocamento. Sendo controlado principalmente pelos fenômenos de ruptura progressiva e creep. A razão de deslocamento aumenta ao se aproximar da ruptura, como conseqüência têm-se uma gradual formação e propagação da zona de cisalhamento na massa de solo. A duração do estágio de pré-ruptura depende das características do solo e do estado de tensões inicial, que pode ser extremamente variável. Como fatores agravantes para esses movimentos, podemos ter condições temporárias que venham a ter efeito na velocidade dos mesmos, como, por exemplo, carregamento no topo do talude; condições que induzam variação de poro-pressão, erosão no pé do talude, etc.

O estágio da primeira ruptura é caracterizado pela formação de uma zona ou superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Neste estágio, as forças resistentes tornam-se iguais às forças cisalhantes. Embora o processo de ruptura seja geralmente complexo e resultante de uma combinação de fatores, é geralmente caracterizado pela envoltória de tensões efetivas cisalhantes. Os parâmetros relevantes são freqüentemente difíceis de definir. As rupturas são influenciadas pelos efeitos da velocidade de deformação, ruptura progressiva e descontinuidades.

O estágio de pós-ruptura representado na Figura 2.2, descreve o movimento da massa de solo envolvida no deslizamento depois da ruptura. Inclui o movimento de massa de solo ou de rocha, envolvida no deslizamento, logo após a ruptura até ela essencialmente parar. Este estágio é geralmente caracterizado por um aumento na razão de deslocamento logo após a ruptura; seguido por um progressivo decréscimo na massa de solo mobilizada. O comportamento do material deslizante durante este estágio, depende principalmente da redistribuição da energia potencial requerida na ruptura, que se divide na energia de fricção, na energia de desagregação e na energia cinética. A duração do estágio de pós-ruptura é extremamente variável com as características mecânicas dos materiais envolvidos e com as características geométricas da encosta.

O estágio de reativação descreve o deslizamento de uma massa de solo ao longo de uma ou várias superfícies de ruptura pré-existentes. Este estágio é controlado pelo comportamento de atrito de solo após grandes deslocamentos (ângulo de atrito residual). A reativação pode ser ocasional ou contínua, com variações sazonais de velocidade de movimento.

LEROUEIL et al. (1996) mostraram detalhes desses quatro estágios e os comportamentos associados aos mesmos. Em particular, foi verificado que os parâmetros geotécnicos envolvidos e as leis de controle eram muito diferentes de um estágio para outro. Por exemplo, se movimentos associados ao estágio de pré-ruptura e ao estágio de reativação, fossem relatados em termos do fenômeno de “creep”, as leis de controle seriam completamente diferentes. Durante o estágio de pré-ruptura, onde existe “creep” em toda massa de solo, este é controlado pelo nível de tensão, deformações acumuladas, e tempo ou razão de deformação. Durante o estágio de reativação, o “creep” é localizado ao longo da superfície de ruptura pré-existente e é controlado apenas pelo nível de tensão de cisalhamento.

Quanto ao nível de tensão e deformação, dois níveis extremos de resistência há de se destacar; um deles seria a resistência de pico e o outro a resistência residual. Há materiais que podem submeter-se a consideráveis deformações, antes que seu nível máximo de resistência seja alcançado. Taludes formados por materiais dessa natureza estão, com relativa frequência, sujeitos a movimentos lentos, que podem acelerar com as variações cíclicas do nível d'água subterrâneo. Tais movimentos tendem a reduzir a resistência desses materiais, podendo vir a desencadear escorregamentos em taludes ao longo do tempo. Neste caso, o nível de resistência no momento do escorregamento é bem inferior à resistência de pico, porém superior a resistência residual. Uma descrição detalhada deste mecanismo é apresentada em SANTOS Jr. et al. (1997) e LACERDA (1997).

2.1.3. Escolha dos parâmetros de resistência na análise de estabilidade de encostas

SKEMPTON (1964) questiona o uso de parâmetros de resistência de pico ou residual na escolha dos fatores de segurança em vários deslizamentos reativados. Os parâmetros mais corretos a serem utilizados na análise deveriam ser de acordo com nível de tensões e deformações em que a encosta em questão se apresentasse. Aspectos como a presença de juntas e fissuras, grau de intemperismo e desenvolvimento de ruptura progressiva, devem ser levados em consideração ao se avaliar os parâmetros de resistência. Pode-se a princípio concluir que a presença de fissuras e juntas podem conduzir a uma ruptura progressiva num deslizamento, e o limite deste processo pode continuar até se atingir a resistência residual. Finalmente SKEMPTON (1964) sugere que em deslizamentos reativados o nível de resistência na superfície de ruptura é controlado pela resistência residual, não importando qual tipo de argila esteja envolvido.

FELL & JEFFERY (1987) também avaliaram o uso de parâmetros de resistência na análise de estabilidade de taludes com base em diferentes estágios dos movimentos de massa. Concluiu-se que resistências de pico, pós-pico ou residual poderiam ser usadas na análise de estabilidade dependendo da presença de planos de escorregamento pré-existent e fissuramentos. Estes autores concordam com a proposta de SKEMPTON (1964), e também afirmam que se existir um plano de escorregamento no talude, a resistência residual de campo deve ser utilizada na obtenção de parâmetros de resistência. Planos de cisalhamento formado por dobramentos de rochas apresentam resistências próximas a residual, e a menos que ensaios realizados nestes planos mostrem o contrário, a resistência residual deve ser utilizada na análise de estabilidade. A resistência de pico é utilizada em solos compactados, e solos que não apresentem fissuras. Dependendo da natureza, orientação, continuidade e espaçamento das fissuras; solos fissurados apresentam resistência entre a de pico e a residual.

Segundo SKEMPTON (1964, 1970) e BJERRUM (1967) a escolha de parâmetros de resistências residuais devem ser empregados em taludes que apresentem ruptura progressiva onde a resistência residual pode eventualmente ser mobilizada. SKEMPTON (1970) destacou que em algumas argilas pré-adensadas (notadamente as sem fissuras), a resistência apropriada para uma primeira ruptura (“first-time slides”), é aproximadamente igual à resistência de pico, incluindo-se aí a importância da parcela de

coesão. O uso de parâmetros de resistência nos “estados críticos” pode conduzir a fatores de segurança excessivamente baixos para estas argilas. As argilas de Londres e, provavelmente outras argilas fissuradas submetidas a perda de resistência em cortes, tendem a atingir a resistência no “estado crítico”. Um pequeno intercepto de coesão e o ângulo de atrito correspondente ao “estado crítico” podem ser adotados neste caso. CLEMENTE (1992) mesmo com base em retroanálises, onde os parâmetros de resistência se referiam ao do “estado crítico”, adotou parâmetros de resistências residuais em deslizamentos envolvendo sedimentos “marinhos”; já que havia a desconfiança deste talude apresentar o fenômeno de ruptura progressiva.

MESRI & SHAHIEN (2003) afirmam que parte da superfície de ruptura de um primeiro deslizamento (“first-time slides”) em argilas pré-adensadas pode estar na condição residual. Quando o cisalhamento numa massa de solo é localizado em pequenas faixas do solo onde as partículas de argila possam estar orientadas paralelamente a direção do cisalhamento, pequenos deslocamentos podem causar que as partículas de argila atinjam a condição residual no solo em questão.

2.2. RESISTÊNCIA RESIDUAL

A primeira determinação da resistência residual de uma argila foi publicada por Tiedemann em 1937, obtida através de ensaios na condição drenada em amostras indeformadas utilizando um equipamento de cisalhamento por torção. Ele reconheceu a existência de uma resistência constante para grandes deformações (SKEMPTON, 1964). Várias formas deste equipamento foram desenvolvidas independentemente em 1934 por Hvorslev, Gruner e Haefeli, e por Cooling e Smith (BISHOP et al., 1971).

HVORSLEV (1937) (a partir de SKEMPTON, 1964) realizou ensaios de cisalhamento por torção em amostras de argilas remoldadas. HAEFELI (1938) (a partir de VASCONCELOS, 1992) introduziu o termo “residual” ao obter resultados de ensaios de cisalhamento em solos argilosos levados a grandes deslocamentos. Crédito foi dado a ele por insistir na importância prática da resistência residual.

No trabalho de HVORSLEV em 1939 (a partir de BISHOP et al, 1971), foi admitido que os principais objetivos dos testes de cisalhamento eram: a determinação da máxima resistência ao cisalhamento; o estudo das características do efeito do “creep”; o temporário ou permanente decréscimo da resistência depois da ruptura; a relação tensão – deformação e as características de variação de volume durante o cisalhamento. Ele admitiu também que grandes deslocamentos eram necessários para a obtenção de um mínimo valor de resistência ao cisalhamento.

HAEFELI (1950) utilizando-se de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto com torção obteve resultados de resistência residual em solos argilosos. As aplicações práticas dos resultados destes ensaios foram demonstradas com o cálculo dos parâmetros de resistência para o problema de estabilidade de uma barragem. Especial atenção foi dada ao efeito do “creep” antes da ruptura. A introdução da resistência residual, permitiu estimar o fator de segurança levando-se em conta a ruptura progressiva.

SKEMPTON (1964), foi o primeiro a introduzir o conceito de resistência residual em argilas pré-adensadas ao estudar as argilas de Londres. Depois, renovou o interesse pelo estudo do comportamento de resistência pós-pico de solos argilosos, conduzindo assim a uma investigação dos problemas de medidas de resistência submetidas a grandes deslocamentos, utilizando-se de ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e ensaios triaxiais. Nos ensaios triaxiais os corpos de prova foram moldados de maneira que o ângulo formado entre a superfície de ruptura e a horizontal fosse de $(45^\circ + \phi_r'/2)$. Os resultados coincidiram com os obtidos posteriormente por CHANDLER (1966), utilizando a mesma técnica de ensaio Testes preliminares realizados, utilizando-se de baixas velocidades de deformação, sugeriram que esta técnica era bastante promissora, já que os resultados obtidos foram aproximadamente iguais aos obtidos nos ensaios de cisalhamento com reversões múltiplas feitos em amostras indeformadas submetidas a grandes deslocamentos.

Com estes resultados, SKEMPTON (1964, 1970) mostrou o significado prático da resistência residual nos fenômenos de ruptura progressiva e na análise de estabilidade de taludes com deslizamentos reativados, onde o fator de segurança calculado com a resistência de pico pode ser superestimado em taludes que já tenham históricos de várias

movimentações onde se encontrem com a resistência no nível da residual. SKEMPTON (1964) mostrou também que a resistência residual está associada com uma forte orientação das partículas de argila estando representada por um ângulo de atrito residual, que na maioria das argilas é consideravelmente menor do que os ângulos de atrito na resistência de pico.

LA GATTA (1970) (a partir de VASCONCELOS, 1992) desenvolveu um tipo de equipamento de cisalhamento por torção no qual permitia ensaiar amostras anulares e também em forma de disco. La Gatta ensaiou amostras indeformadas e remoldadas de vários solos, concluindo que a forma de preparação da amostra não influencia nos valores de resistência residual dos solos.

BISHOP, et al. (1971) com o intuito de minimizar os efeitos de atrito e a perda de solo durante os ensaios com equipamentos de torção existentes, projetou num trabalho conjunto do Imperial College com o Norwegian Geotechnical Institute um novo equipamento de cisalhamento por torção – “Ring Shear Apparatus”. O problema era aperfeiçoar o equipamento de forma que as tensões normais e cisalhantes no plano de ruptura fossem o mais uniforme possível. A descrição do equipamento, a preparação das amostras tanto indeformadas como remoldadas e os resultados de ensaios de vários solos foram apresentados e discutidos neste trabalho.

BISHOP et al. (1971), mostraram que a resistência residual é independente da história de tensões, devendo-se ao fato de existir uma relação única entre τ_R/σ_n' dependendo apenas da magnitude de σ_n' , conforme mostra a Figura 2.3. As curvas apresentadas mostraram que ϕ_R' decrescia com o aumento de σ_n' . Esse decréscimo em ϕ_R' foi presumidamente associado com o aumento do grau de orientação das partículas de argila sob tensões normais mais elevadas.

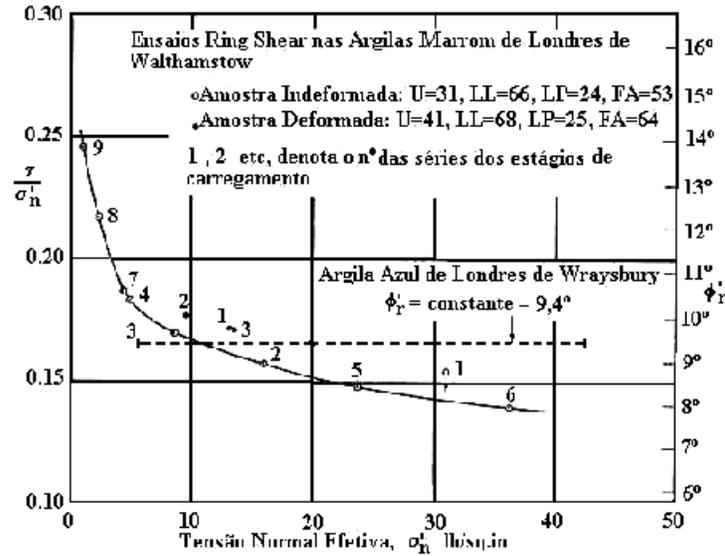


Figura 2.3. Variação da resistência residual da argila marrom de Londres com o nível de tensão (BISHOP et al., 1971).

TOWNSEND & GILBERT (1973) mediram os ângulos de atrito residual de alguns folhelhos, utilizando ensaios de cisalhamento por torção e ensaios de cisalhamento direto com reversões. Foram utilizadas amostras com superfície de cisalhamento pré-cortadas usando a técnica de multiestágio. Os resultados indicaram pouca diferença entre os ângulos de atritos residuais determinados pelos dois equipamentos acima mencionados. Sendo atribuído ao fato de tratarem-se de materiais fortemente pré-adensados, diferentemente dos analisados por BISHOP et al. (1971). Foi concluído também que o ângulo de atrito residual independia do processo de preparação das amostras, quer a amostra seja remoldada ou não. TOWNSEND & GILBERT (1973) verificaram conforme ilustrado na Figura 2.4, nas envoltórias obtidas de diferentes folhelhos, que para tensões normais maiores do que 150kPa, o ângulo de atrito residual independe da tensão normal efetiva; e os testes (c) e (e) plotados na Figura 2.4 mostram que os ângulos de atrito residual eram os mesmos tanto em condições de carregamento como descarregamento, comprovando a unicidade da curva τ_R/σ'_n versus σ'_n proposta por BISHOP et al. (1971). Conseqüentemente, para a faixa de tensões normais efetivas utilizadas nos ensaios, o ângulo de atrito residual é independente da seqüência do carregamento.

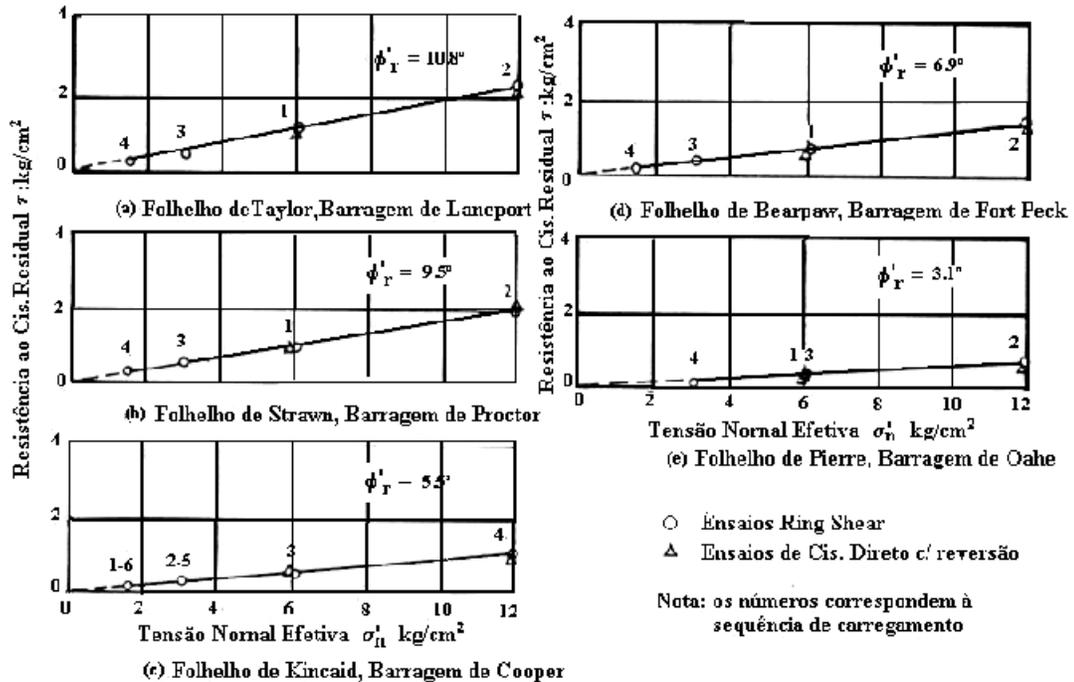


Figura 2.4. Envolvórias de resistência residual para folhelhos (TOWNSEND & GILBERT, 1973).

KANJI (1974) ensaiou amostras remoldadas no limite de liquidez utilizando-se de ensaios de cisalhamento direto para obtenção da resistência residual de solos argilosos. O diferencial em relação aos ensaios de cisalhamento convencionais era que a metade inferior da caixa de cisalhamento era preenchida com rocha polida, fazendo que a amostra de solo deslizasse sobre esta superfície. KANJI (1974) verificou que os valores do ângulo de atrito residual obtido através desta nova metodologia (método de interface solo-rocha polida) de ensaio apresentavam concordância com resultados de outras técnicas de ensaio; e que um valor mínimo de resistência era atingido com deslocamentos de 1cm. Mais tarde, KANJI & WOLLE (1977) observaram que não importava a natureza do material que compunha a superfície de contato com o solo. Mesmos valores de resistência residual eram obtidos em amostras cisalhadas em outras superfícies de contato além de rochas polidas, como alumínio, aço e outros tipos de rocha.

Como o equipamento de cisalhamento desenvolvido por BISHOP et al. (1971), teve sua utilização limitada devido ao seu alto custo e longo tempo de ensaio, estudos foram

feitos para simplificar e difundir o uso de ensaios de cisalhamento por torção. Com estes objetivos, BROMHEAD (1979) (a partir de VASCONCELOS, 1992) desenvolveu um equipamento de cisalhamento por torção menos sofisticado, construído na Kingston Polytechnic em Londres e viabilizou-o para fins comerciais. Foi obtida uma boa concordância entre os resultados dos ensaios utilizando o equipamento desenvolvido por Bishop e o desenvolvido por Bromhead (HUTCHINSON et al, 1979) (a partir de VASCONCELOS, 1992), conforme ilustra a Figura 2.5.

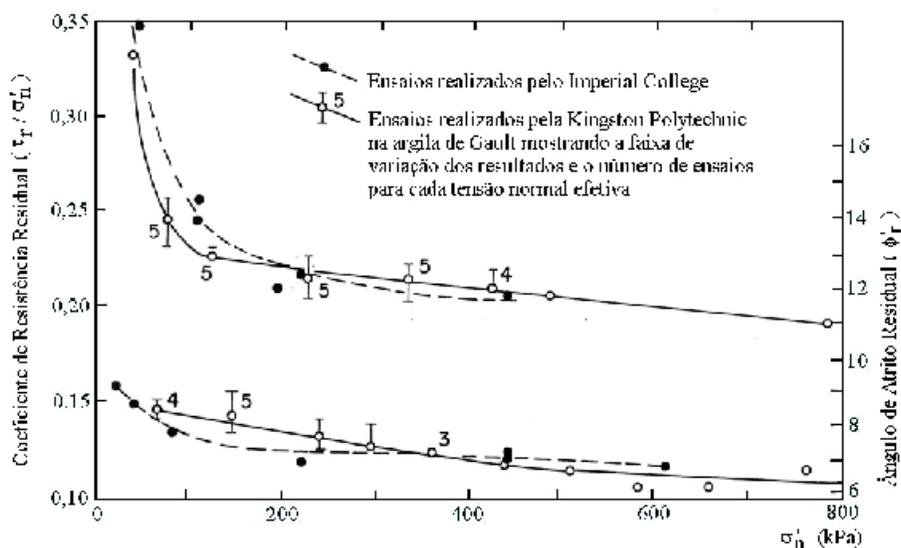


Figura 2.5. Comparação de resultados de ensaios obtidos no equipamento desenvolvido por Bishop e no equipamento desenvolvido por Bromhead (HUTCHINSON et al., 1979) (a partir de VASCONCELOS, 1992).

LUPINI, et al. (1981) introduziu uma terminologia em que denomina a relação entre τ_R/σ'_n como coeficiente de atrito residual, onde σ'_n refere-se a tensão normal efetiva. Verificou-se também que o ângulo de atrito residual ϕ'_r era dependente de σ'_n (BISHOP et al., 1971). Neste mesmo trabalho, LUPINI, et al. (1981), compararam resultados de três séries de ensaios para determinação da resistência residual, em que as amostras eram preparadas com diferentes misturas de solos. As mudanças do tipo de comportamento de uma areia para uma argila foram claramente demonstrados através de uma série de ensaios no “ring shear” em misturas de areia e bentonita. Mais tarde o mesmo padrão de comportamento seria encontrado em argilas naturais. Eles também confirmaram que a proporção de partículas granulares e lamelares presentes no solo e o

coeficiente de atrito interpartículas das partículas lamelares controlam o mecanismo de resistência residual.

HAWKINS & PRIVETT (1985) realizaram ensaios de cisalhamento direto com reversões em amostras remoldadas com pré-cortes, e ensaios de cisalhamento por torção com o equipamento desenvolvido por Bromhead. Obteve-se boa concordância dos resultados de resistência residuais através destes dois tipos de equipamentos.

MESRI & CEPEDA-DIAZ (1986) com o intuito de complementar os dados e análises feitas anteriormente por SKEMPTON (1964) na avaliação da resistência residual dos solos, ensaiou vários tipos de amostras de argilas pré-adensadas. Para tal, foram realizados ensaios de cisalhamento direto com reversões em amostras possuindo pré-cortes, para medidas do ângulo de atrito residual. A condição residual em geral, foi atingida após um deslocamento acumulativo de 50mm.

SKEMPTON (1985) ao comparar os resultados obtidos em laboratório através de ensaios de cisalhamento por torção, concluiu que a resistência residual obtida através deste equipamento subestima os ângulos de atrito residual obtidos em retroanálises em cerca de 1,5°. STARK & EID (1992) obtiveram fator de segurança 60% maior do que o correto utilizando resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras remoldadas. Baseados em retroanálises, os ensaios ring shear conduzidos em amostras remoldadas retrataram mais corretamente a resistência residual de campo.

BROMHEAD & DIXON (1986) correlacionaram as resistências residuais obtidas em laboratório pelo equipamento de cisalhamento por torção e em retroanálises e, consideraram que a acurácia das retroanálises para determinação da resistência residual depende de dois principais fatores que são o conhecimento de poro-pressões e da localização da superfície de ruptura. Os autores hesitaram em afirmar que os resultados obtidos de resistências residuais das retroanálises e dos ensaios “ring shear” sejam essencialmente os mesmos baseados nos poucos dados disponíveis de retroanálise e na dispersão dos resultados de cisalhamento por torção.

DUARTE (1986) através de ensaios de cisalhamento por torção (ring shear), cisalhamento direto com reversões múltiplas e cisalhamento direto com interface lisa (KANJI, 1974) determinou a resistência residual do solo da Formação Guabirota, pertencente a Bacia Sedimentar de Curitiba. Este solo apresenta semelhança entre as propriedades físicas com as argilas de Londres. Como resultado obteve-se, com os ensaios ring shear, os valores mais baixos do ângulo de atrito residual. Como, DUARTE (1986) considera que o valor da resistência residual de campo para este solo seja provavelmente superior ao obtido nos ensaios “ring shear”, ele recomenda a utilização dos resultados obtidos com o ensaio de cisalhamento direto com interface lisa, para análise de estabilidade. A diferença dos resultados deve-se a uma maior orientação das partículas de argila obtida nos ensaios “ring shear”, já que este equipamento permite maiores deslocamentos para determinação da condição residual.

GUSMÃO FILHO et al. (1986) com o objetivo de determinar o comportamento geotécnico dos solos existentes nos morros da cidade de Olinda - PE, realizaram ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas em amostras argilosas. Como a metodologia adotada era diferente da convencional, ou seja, as reversões foram realizadas sem que houvesse um período de dissipação de poro pressões (conforme recomenda esta técnica de ensaio), obteve-se uma resistência dita “quase residual”. A Figura 2.6 ilustra as envoltórias de resistência de pico e “quase residual” obtidas dos três locais estudados. Observa-se também que os ângulos de atrito ditos “quase residual” correspondem a 2/3 dos ângulos de atrito de pico.

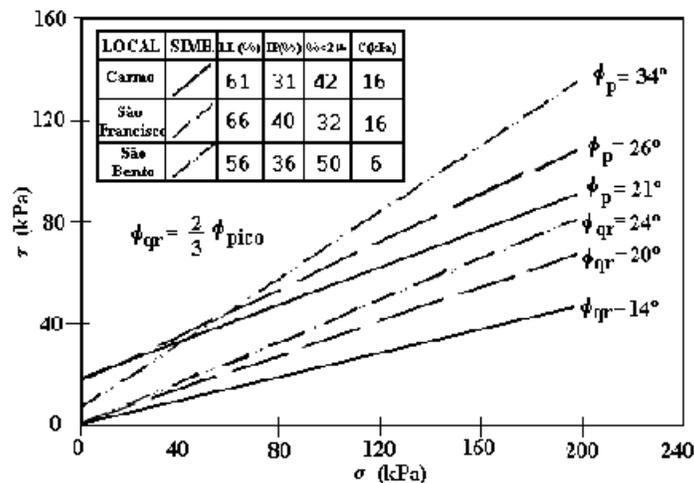


Figura 2.6. Resistência da argila dos morros de Olinda (GUSMÃO FILHO et al., 1986).

GIBO et al. (1987) avaliaram a resistência residual utilizando ensaios “ring shear”, em solos dominados pelo argilo mineral esmectita provenientes do deslizamento de Kamenose. Foi dada ênfase nas relações entre a fração argila e a orientação das partículas de argila na resistência residual. Como conclusões tem-se que a envoltória de resistência residual apresenta-se curvilínea para tensões normais efetivas abaixo de 100kPa. Verificou-se que o coeficiente de atrito residual τ_R/σ_n' (LUPINI et al., 1981) e o índice de orientação da esmectita na superfície de cisalhamento, são funções das tensões normais efetivas. A orientação das partículas de esmectita na superfície de cisalhamento faz decrescer a resistência residual, onde seus efeitos de orientação são revelados mais claramente com nível de tensões normais abaixo de 100kPa.

Desde os trabalhos de CASAGRANDE & HIRSCHFELD (1960) e BJERRUM & LANDVA (1966), já se tinha a idéia de ensaiar amostras de pequena altura para determinação da resistência ao cisalhamento.

CHANDLER & HARDIE (1989), propuseram um método de ensaio utilizando a caixa de cisalhamento direto para determinação da resistência residual; utilizando amostras de solo com pequenas alturas variando entre 1,5mm e 10mm moldadas acima do limite de liquidez. Estes autores acreditavam que esta metodologia oferecia uma simples e rápida maneira de determinação da resistência residual.

Concluiu-se que havia uma tendência de diminuição do deslocamento requerido para atingir a condição residual com a diminuição da altura das amostras. Observou-se resultados satisfatórios em amostras com 5mm de altura. Entretanto, amostras com 10mm de altura não atingiram a condição residual mesmo com 25mm de deslocamento e amostras com altura de 1,75mm também não apresentaram resultados satisfatórios, não sendo vantajosos ensaios com estas alturas. Com isso, os autores sugeriram ensaios com no mínimo 2mm e no máximo 5mm de altura das amostras para se obterem bons resultados, conforme ilustra a Figura 2.7.

Posteriormente, CHANDLER & SCHINA (1999) realizaram ensaios de cisalhamento direto utilizando a mesma técnica proposta por CHANDLER & HARDIE (1989) para determinação da resistência residual dos materiais envolvidos no deslizamento de

Malakasa, na Grécia. Boa concordância foi observada entre os valores obtidos em laboratório com os da análise de estabilidade, comprovando a eficácia da técnica de ensaio.

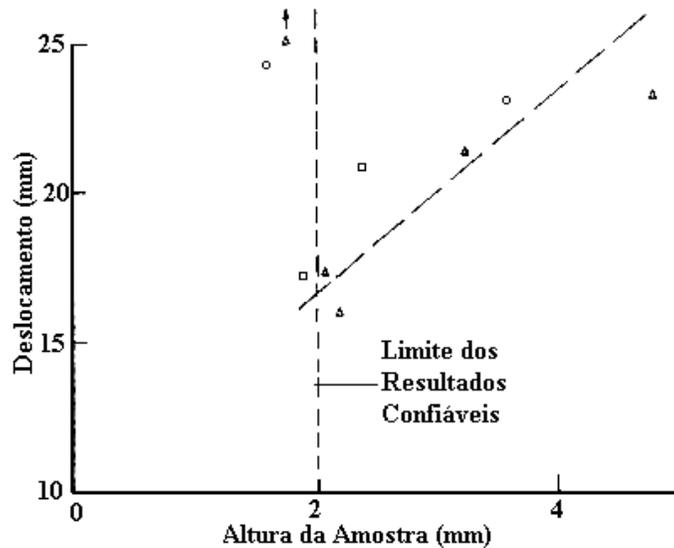


Figura 2.7. Relação entre a altura da amostra e deslocamento necessário para atingir a condição residual; todos os ensaios na argila de Londres (CHANDLER & HARDIE, 1989).

VASCONCELOS (1992) fez uso dos métodos de KANJI & WOLLE (1977) e de CHANDLER & HARDIE (1989) utilizando o equipamento de cisalhamento direto com amostras cisalhadas sob uma interface lisa, remoldadas no limite de plasticidade com altura de 5mm e, do equipamento de cisalhamento por torção desenvolvido por Bromhead, para determinação da resistência residual de amostras caulim-bentonita. Como conclusões, observou-se que a utilização conjunta das duas técnicas de ensaio utilizando o equipamento de cisalhamento direto com amostras de pequena altura (CHANDLER & HARDIE, 1989) cisalhadas sob uma interface lisa (KANJI & WOLLE, 1977), se mostrou uma alternativa eficaz para obtenção da envoltória de resistência residual, comparável com a obtenção de parâmetros residuais utilizando o equipamento de cisalhamento por torção tipo Bromhead.

NAKAMORI et al. (1996) realizaram ensaios de cisalhamento direto com reversão para determinação da resistência residual em deslizamentos de solos argilosos. Concluíram que os parâmetros de resistência residual obtidos através de ensaios de cisalhamento

direto em amostras indeformadas podiam ser utilizados para análise de estabilidade. Neste trabalho, NAKAMORI et al. (1996) chamaram a atenção para as diferenças existentes na estrutura dos solos em amostras indeformadas e deformadas e sua influência na resistência residual. A Figura 2.8 ilustra os resultados de ensaios de cisalhamento direto com reversões realizados em amostras deformadas e indeformadas referentes ao deslizamento de Akitsu, indicando que a resistência ao cisalhamento residual dessas amostras não coincide. Este fato sugere que as características microestruturais dos dois tipos de amostras não são necessariamente as mesmas ao alcançar a resistência residual. As diferenças são devidas presumidamente a diferença entre os índices de vazios destas amostras para grandes deformações.

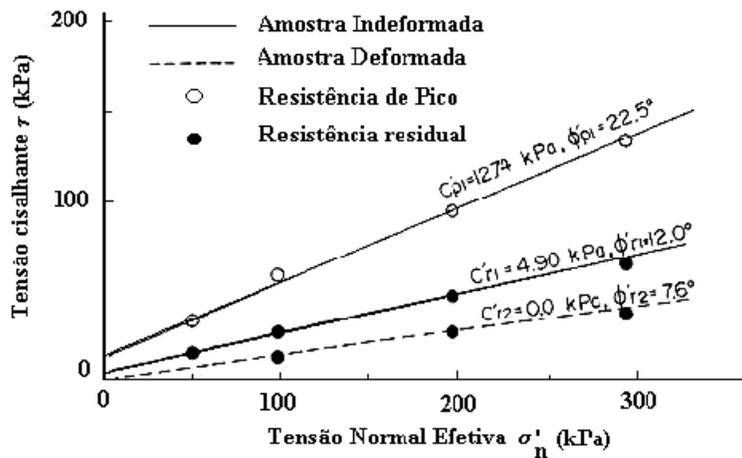


Figura 2.8. Características de resistência de amostras indeformadas e deformadas obtidas do deslizamento de Akitsu (NAKAMORI et al., 1996).

LEROUEIL & VAUGHAN (1991) também observaram que a resistência residual de amostras deformadas das argilas de Laviano, medidas por ensaios de cisalhamento direto e ensaios “ring shear”, eram significativamente menores do que as das amostras indeformadas, conforme ilustra a Figura 2.9. Esses resultados discordam dos encontrados anteriormente por SKEMPTON (1964), LUPINI et al (1981); onde estes autores mostraram que o ângulo de atrito residual independe da condição inicial da amostra. De acordo com CHANDLER (1969) os resultados obtidos por LEROUÉIL & VAUGHAN (1991) pode ser explicado apenas se o tamanho efetivo dos grãos presentes nas amostras indeformadas sejam considerados mais grossos do que os das amostras deformadas.

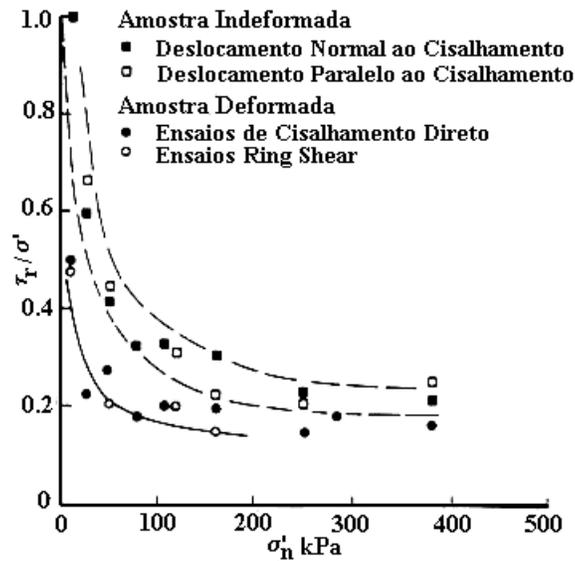


Figura 2.9. Resistência residual drenada da argila de Laviano (LEROUEIL & VAUGHAN, 1991).

BRESSANI et al. (1996) ao realizarem a análise de estabilidade de um deslizamento ocorrido na região sul do Brasil executaram ensaios de cisalhamento direto com reversões utilizando as técnicas de pré-corte e corpos de prova com pequena altura (CHANDLER & HARDIE, 1989) em amostras de uma camada de silte argiloso. Observou-se uma pequena redução na resistência com as reversões realizadas, estando de acordo com LUPINI et al. (1981), onde solos siltosos não mobilizam superfícies de ruptura bem definidas.

PINHEIRO et al. (1997, 1998) apresentaram um estudo sobre a resistência ao cisalhamento residual de alguns solos do estado de Rio Grande do Sul utilizando principalmente o equipamento “ring shear” desenvolvido por Bromhead. Para alguns solos estudados também foram utilizados ensaios de cisalhamento direto com as técnicas de reversão, pré-corte e pequena altura. A Figura 2.10 ilustra os resultados obtidos, referentes ao solo da camada cinza de Faxinal do Soturno, onde se pode observar que os pontos dos ensaios de cisalhamento direto especiais situam-se entre as envoltórias de pico (cisalhamento direto) e residual (ring shear). Com a retroanálise do deslizamento da Faxinal do Soturno verificou-se que os parâmetros de resistência obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto especiais, são os mais próximos dos

valores de campo. Os autores afirmam que o ensaio “ring shear” conduz a uma forte orientação das partículas de argila em comparação com o que ocorre no campo.

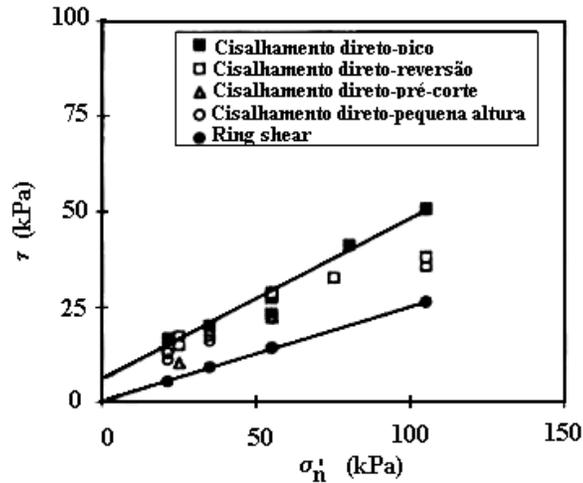


Figura 2.10. Envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto especiais e ring shear no solo da camada cinza de Faxinal do Soturno (PINHEIRO et al., 1988).

BIANCHINI et al. (1998) realizaram ensaios de cisalhamento direto convencionais e especiais, utilizando a técnica de reversões múltiplas, e ensaios por torção (ring shear) em materiais presentes numa ruptura de talude rodoviário no Rio Grande do Sul. A ruptura envolveu principalmente dois solos, sendo um areno-siltoso e o outro uma argila muito plástica. Ao comparar os resultados obtidos com os dois equipamentos, concluiu-se que a resistência residual estimada pelos ensaios de cisalhamento direto com reversão foi aproximadamente igual à resistência medida nos ensaios “ring shear” para o solo areno-siltoso. Para o solo mais argiloso, os valores de resistência obtidos nos dois ensaios foram diferenciados obtendo-se $17,2^\circ$ no cisalhamento direto e $10,5^\circ$ no ring shear; indicando que as deformações atingidas no cisalhamento direto não foram suficientes para levar a resistência à condição residual.

RIGO et al. (2000) estudou os efeitos do intemperismo na resistência ao cisalhamento de solos saprolíticos de basalto da Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul. Ensaios de cisalhamento direto especiais com múltiplas reversões foram realizados para determinação da resistência ao cisalhamento de pico e residual. Embora os solos

estudados tenham apresentado textura predominantemente granular ocorreram significativas diminuições de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos, principalmente para tensões normais superiores a 100kPa. Neste nível de tensão ocorre uma clara mudança de comportamento, aparentemente relacionada com o intemperismo dos solos observados. A resistência estrutural dos grãos parece ser diretamente responsável pela mudança de comportamento apresentada a partir de tensões normais superiores em média a 100kPa, quando ocorrem a quebra dos grãos durante o cisalhamento, fazendo com que haja um decréscimo na resistência residual com o aumento das tensões normais utilizadas.

2.2.1. Hipóteses propostas para o mecanismo de resistência residual

Segundo SKEMPTON (1985) a queda na resistência drenada pós-pico de uma argila pré-adensada no seu estado natural, pode ser considerada como devida a dois estágios. Sendo, o primeiro devido a um aumento no teor de umidade (dilatância) e, o segundo devido à reorientação das partículas de argila paralelas a direção do cisalhamento. Ao fim do primeiro estágio, a resistência no estado crítico é atingida. O segundo estágio é alcançado a grandes deslocamentos quando a reorientação das partículas de argila é completa, a resistência decresce e permanece constante num valor residual, conforme ilustra a Figura 2.11 (a). Em argilas normalmente adensadas, a queda na resistência pós-pico é devida inteiramente a reorientação das partículas. Os efeitos de reorientação das partículas são observados, apenas em argilas que contenham minerais argílicos de forma lamelar e possuam a fração argila ($\% < 2\mu\text{m}$) acima de 20-25%.

Siltes e areias argilosas com baixa fração argila exibem comportamento de resistência no estado crítico mesmo a grandes deslocamentos. A resistência neste caso é dificilmente menor do que o pico de resistência normalmente adensado, e a queda de resistência no pós-pico dos materiais pré-adensados é devida apenas ao aumento do teor de umidade, conforme ilustra a Figura 2.11 (b).

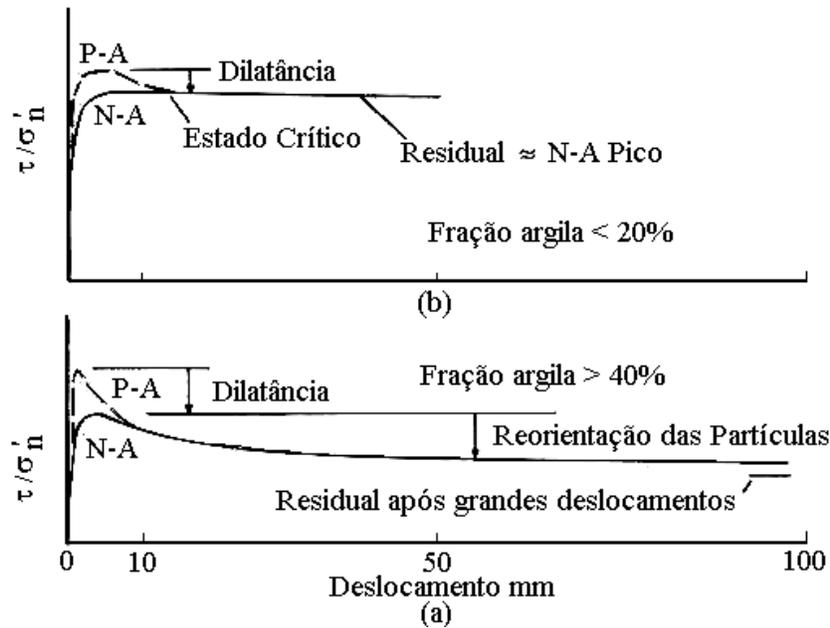


Figura 2.11. Curvas tensão-deformação à constante σ'_n (SKEMPTON, 1985).

Segundo SKEMPTON (1985), se a fração argila é menor do que 20%, a argila se comporta como um silte ou uma areia com ângulos de atrito residual maiores do que 20° . Entretanto, quando a fração argila é cerca de 50%, a resistência residual é controlada inteiramente pelo comportamento de atrito deslizante dos minerais argílicos e, qualquer aumento na fração argila tem pouco efeito sobre este comportamento. Quando a fração argila é em torno de 25% a 50%, a resistência residual depende tanto da percentagem quanto do tipo das partículas de argila.

Baseado no trabalho de SKINNER (1969), LUPINI et al.(1981) e, utilizando misturas de solos, verificaram que podem ocorrer três tipos de comportamento de resistência residual: modo “turbulento”, modo “transicional” e o modo “deslizante”, que por sua vez dependem da predominância da forma das partículas presentes num determinado tipo de solo e o coeficiente de atrito entre partículas. A Figura 2.12, apresentada no trabalho de SKEMPTON (1985) baseada no trabalho de LUPINI et al. (1981), mostra os três tipos de comportamento citados acima, com misturas areia-bentonita ensaiadas com o equipamento de cisalhamento por torção.

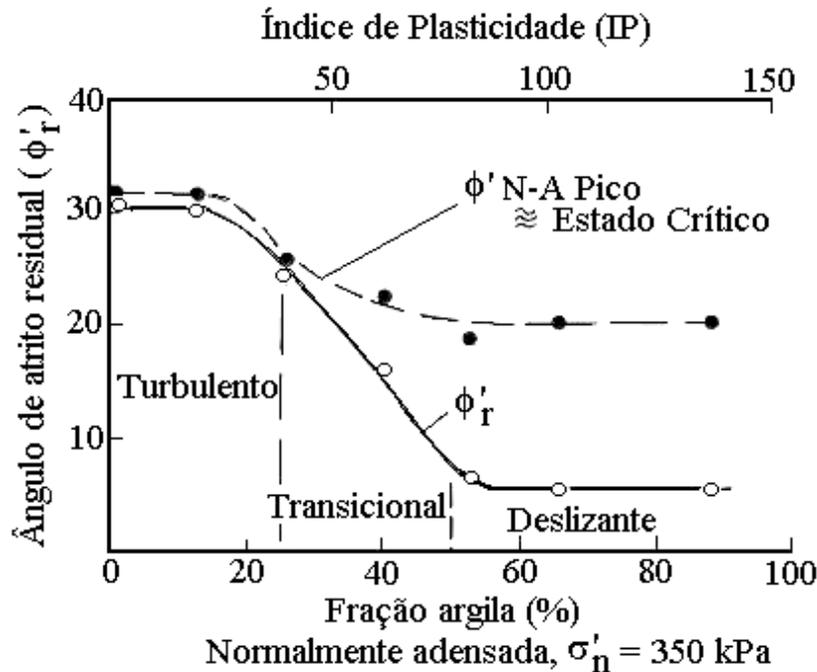


Figura 2.12. Ensaio ring shear em misturas de areia-bentonita (SKEMPTON, 1985; baseado no trabalho de LUPINI et al., 1981).

Pode-se observar na Figura 2.12, que para solos com comportamento “turbulento” os valores de resistência de pico e residual estão bem próximos comparados com solos que exibem comportamento “deslizante”, onde observa-se as maiores diferenças.

O modo “turbulento” ocorre quando o comportamento de resistência residual é dominado por partículas granulares. O ângulo de atrito residual depende da forma e do agrupamento das partículas granulares. Solos que exibem comportamento de cisalhamento “turbulento” geralmente apresentam alta resistência residual, tipicamente com valores de ϕ'_R maiores do que 25° . O estado residual envolve cisalhamento a volume constante sem orientação das partículas e, este estado é atingido a pequenas deformações. Quando a proporção de partículas com forma lamelar é pequena a resistência residual desenvolvida é devida apenas às partículas granulares. Uma alta proporção de partículas lamelares envolvendo a separação entre os contatos das partículas granulares, pode resultar numa diminuição da resistência, embora não haja nenhuma orientação preferencial das partículas de argila. Esse comportamento pode ser devido a uma maior separação das partículas granulares em função da alta fração de

partículas de argila presentes no solo, ficando desta forma o comportamento de resistência residual em função da mineralogia da argila.

O modo “deslizante” ocorre quando o comportamento de resistência residual é dominado por partículas lamelares com baixos ângulos de atrito interpartículas. O modo de resistência “deslizante” ocorre quando a proporção de partículas lamelares é suficientemente alta para formar superfícies de ruptura polidas resultando numa forte orientação das partículas de argila. O ângulo de atrito residual depende primeiramente da mineralogia e do coeficiente de atrito interpartículas. Tipicamente, o ângulo de atrito residual ϕ_R para solos que exibem comportamento “deslizante” varia entre 5° a 20°.

O comportamento “transicional” ocorre em solos que não exibem predominância na forma das partículas, e envolvem ambos, o modo “turbulento” e “deslizante” em diferentes partes da zona de ruptura. Pode-se observar na Figura 2.12, que as maiores variações no ângulo de atrito residual são observadas neste modo de comportamento a depender de uma pequena variação na percentagem da fração argila do solo.

2.2.2. Comparação entre o equipamento de cisalhamento direto e o equipamento de cisalhamento por torção (“ring shear”) para determinação da resistência residual

Vários autores têm comparado os resultados obtidos por estes dois tipos de equipamento para determinação dos parâmetros de resistência residual em diversos materiais, entre eles podemos citar CHANDLER et al. (1973) (a partir de HAWKINS & PRIVETT, 1985), DUARTE (1986), STARK & EID (1992), VASCONCELOS (1992). TOWNSEND & GILBERT (1973), realizaram ensaios utilizando estes dois tipos de equipamento e obtiveram resultados similares com ambos.

O maior fator causador de discrepâncias entre os resultados dos ensaios utilizando estes dois equipamentos, é a dificuldade em se alcançar à condição residual nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, comparado com a facilidade de obtenção desta condição ao se utilizar o equipamento “ring shear”. Outro fator a ser observado é que os ensaios de cisalhamento direto são conduzidos geralmente a tensões normais

efetivas máximas inferiores as utilizadas no equipamento “ring shear”. Sendo assim, ao se assumir a envoltória de resistência residual linear para os resultados obtidos por ambos equipamentos, poderão ocorrer diferenças entre os dois métodos utilizados. No caso do equipamento de cisalhamento direto alguns fatores podem contribuir de forma a superestimar o ângulo de atrito residual, em relação ao “ring shear”, podemos citar (STARK & EID, 1992) :

- ❑ As amostras não são sujeitas a uma contínua deformação cisalhante em apenas uma direção, resultando numa parcial orientação das partículas de argila;
- ❑ São necessárias várias reversões da caixa de cisalhamento para se atingir a condição residual;
- ❑ Mudança na área da secção da amostra durante o cisalhamento;
- ❑ Perda de material por entre as duas partes da caixa de cisalhamento durante o ensaio;
- ❑ Efeitos de atrito entre a parte superior e inferior da caixa de cisalhamento, sendo este efeito mais pronunciado para a caixa de menores dimensões.

No caso do ensaio de cisalhamento por torção (ring shear), o contínuo cisalhamento da amostra de solo numa só direção conduz a um melhor alinhamento das partículas para se atingir a condição residual. Alguma perda de material pode ser verificada, mas é proporcionalmente menor do que a verificada no ensaio de cisalhamento direto. Perda de material durante estes ensaios são diagnosticados com mais freqüência em ensaios de longa duração ou ensaios com cargas elevadas. Outra vantagem seria a constância da área da seção transversal no plano de cisalhamento durante todo o ensaio, onde as amostras são cisalhadas sem interrupção ao longo de todo deslocamento permitido pelo equipamento.

O “ring shear” apresenta uma vantagem fundamental em relação ao equipamento de cisalhamento direto para determinação da resistência residual no que diz respeito ao fator tempo. Para se obter uma completa envoltória de ruptura utilizando-se o “ring shear” pode-se gastar bem menos tempo do que com o equipamento de cisalhamento direto, ficando este último na dependência do número de reversões necessárias para se atingir a condição residual, do tipo de material e da velocidade utilizada. STARK &

EID (1992) ao realizar ensaios de cisalhamento direto em amostras de solos argilosos remoldados e com pré-corte, verificaram que foram necessários de 18 a 20 dias para se atingir a condição residual, enquanto que a mesma condição foi atingida com apenas 4 a 6 dias utilizando-se ensaios “ring shear”.

HAWKINS & PRIVETT (1985) realizaram ensaios de cisalhamento direto com reversão múltipla e ensaios “ring shear” utilizando o equipamento de cisalhamento por torção desenvolvido por Bromhead, em um solo argiloso. O objetivo era examinar possíveis discrepâncias de resultados utilizando-se os dois equipamentos. Amostras deformadas e com pré-corte foram utilizadas nos ensaios de cisalhamento com reversão, onde as caixas de cisalhamento tinham dimensões de 60mm^2 e 100mm^2 de área. Mesmo com as amostras com pré-corte foram necessários em média 10 reversões para se atingir a condição residual. As curvas obtidas dos ensaios de cisalhamento direto com reversão e dos ensaios de cisalhamento por torção apresentaram boa concordância. Os resultados dos ensaios com a caixa de cisalhamento de 60mm^2 conduziram a valores de ϕ_r' maiores do que os com a caixa de 100mm^2 , fato este atribuído a um maior efeito de atrito ao se utilizar a caixa de menores dimensões. Entretanto uma boa correlação foi encontrada entre os ensaios “ring shear” e as caixas de cisalhamento de dimensões de 100mm^2 . A Figura 2.13 ilustra a envoltória de resistência obtida através destes dois equipamentos.

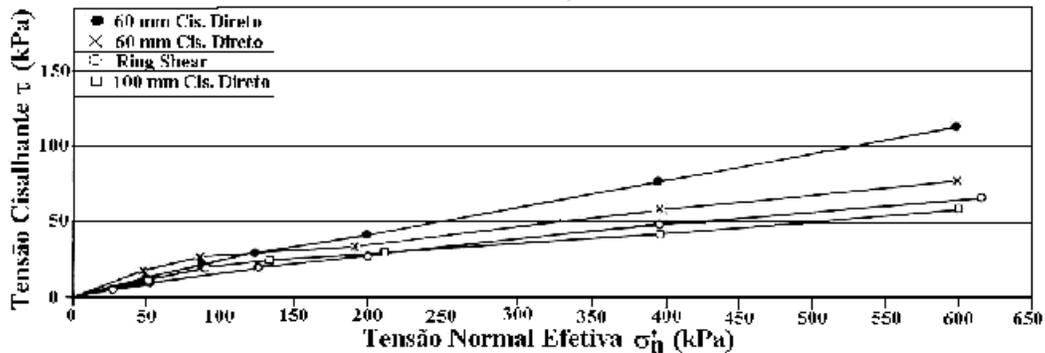


Figura 2.13. Envoltória de resistência residual determinada com as caixas de cisalhamento direto de 60mm e 100mm e pelo equipamento de Bromhead (HAWKINS & PRIVETT, 1985).

Finalmente, embora o ensaio de cisalhamento direto apresente várias limitações, o mesmo ainda é bastante utilizado face à simplicidade de operação do ensaio e também por ser um tipo de equipamento bem mais comercializado do que o “ring shear”.

2.2.3. Envoltória de resistência residual

O ângulo de resistência residual é freqüentemente dependente da magnitude da tensão normal efetiva atuando no plano de ruptura, como mostrado por diversos autores como CHANDLER (1977), BISHOP et al. (1971), LUPINI et al. (1981), SKEMPTON (1985), MAKSIMOVIC (1989) entre outros.

A curvatura na envoltória de resistência residual ainda não é bem entendida, mas pode a princípio ser atribuída a diferentes graus de orientação das partículas em forma de lâminas que aumentam o paralelismo entre si no plano de ruptura, a medida em que a tensão normal no plano de ruptura aumenta. De acordo com SKEMPTON (1964), a coesão residual (c_r) era aproximadamente igual a zero na determinação dos parâmetros de resistência residual das argilas de Londres. BISHOP et al (1971) também verificaram que o ângulo de resistência residual ϕ_R variava dependendo da magnitude da tensão normal efetiva. O intercepto de coesão em termos de tensões efetivas é convencionalmente obtido por extrapolação da envoltória com uma linha reta com intercepto no nível de tensões normais nulas e, o seu valor aparente é principalmente devido a esta não-linearidade da envoltória residual. GIBO (1987) observou a existência de c_R , e concluiu que os parâmetros de resistência variavam dependendo dos ensaios realizados e do nível de tensões utilizado para obtenção da envoltória de resistência.

KENNEY (1967) (a partir de MITCHELL, 1992) observou que a envoltória de resistência residual é dependente também da mineralogia do solo. Ele notou que solos com uma alta percentagem de minerais do grupo das esmecticas (incluindo montmorilonita) apresentaram envoltórias com curvatura acentuada. As variações dos ângulos de atrito residuais de vários minerais incluindo alguns argilo minerais puros, são ilustradas na Figura 2.14. Pode-se observar um decréscimo do ângulo de atrito residual com o aumento da tensão normal até um certo valor, tanto para a mica como

para os argilo minerais. A envoltória residual se mantém constante para minerais como quartzo, feldspato e calcita.

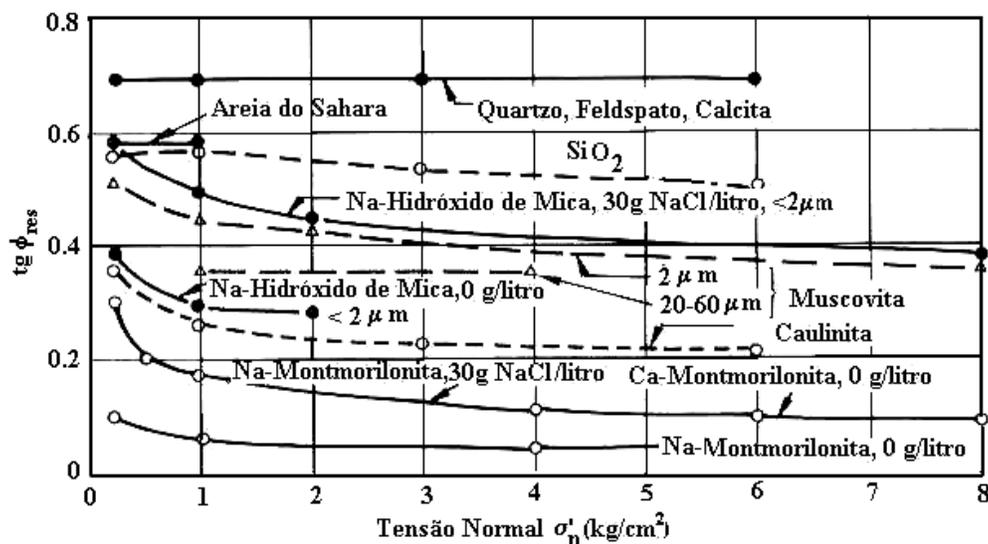


Figura 2.14. Variação do ângulo de atrito com a tensão normal para diferentes minerais (KENNEY, 1967; a partir de MITCHELL, 1992).

HAWKINS & PRIVETT (1985), durante uma série de ensaios de cisalhamento por torção em solos coesivos utilizando o equipamento “ring shear” desenvolvido por Bromhead, obtiveram curvas semelhantes às da Figura 2.15. Estes autores introduziram dois novos termos: envoltória residual completa “Complete Failure Envelope” e menor resistência residual “Lowest Residual Strength”, sendo este último termo referido quando o valor de ϕ'_R se torna constante. Os valores de resistências residuais foram plotados em termos de ϕ'_R . Pode-se observar na Figura 2.15 que o ângulo de atrito residual decresce rapidamente para baixas tensões normais efetivas aplicadas, se tornando constante para maiores valores de tensões normais. Isto significa que a resistência residual de um solo não é um parâmetro único, é dependente da tensão normal efetiva, conforme já demonstrado por BISHOP et al. (1971). Vários ensaios têm confirmado que a envoltória de resistência residual não é linear, onde se tem observado uma curvatura mais pronunciada na envoltória para menores tensões normais efetivas em solos com uma alta percentagem da fração argila, aproximando-se de um valor constante para tensões superiores.

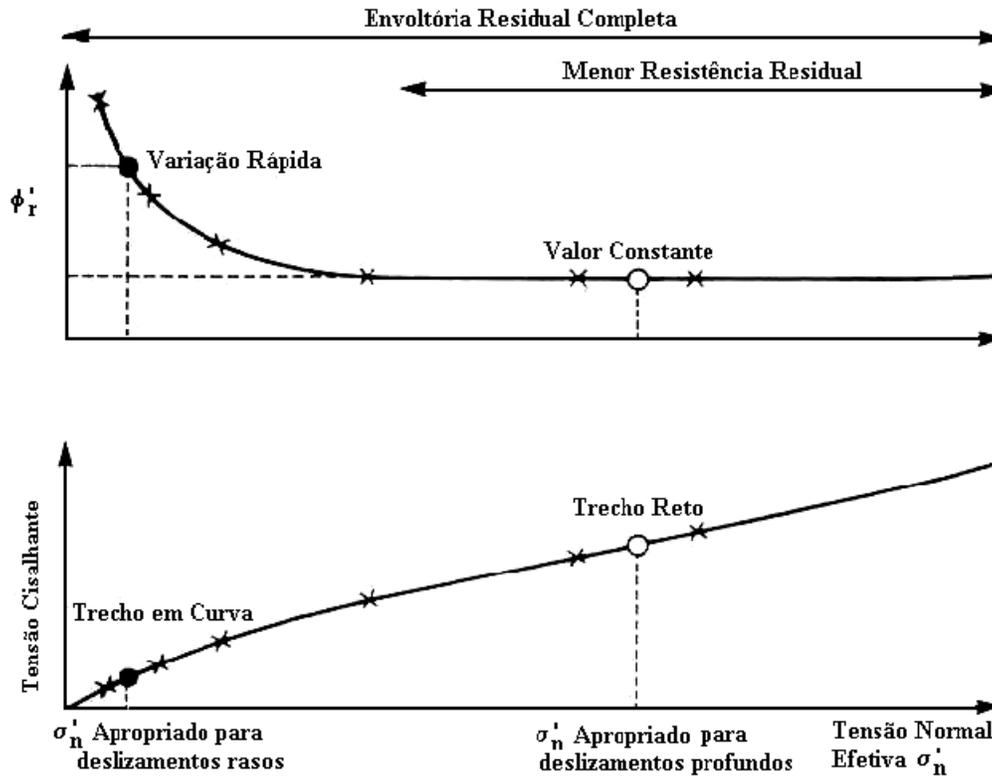


Figura 2.15. Curvas típicas de ϕ_R' versus σ_n' e τ versus σ_n' (HAWKINS & PRIVETT, 1985, baseado no trabalho de LUPINI et al., 1981)

Neste mesmo trabalho HAWKINS & PRIVETT (1985) também destacaram a importância na escolha de parâmetros de resistência tendo em vista a não linearidade da envoltória de resistência residual. Para deslizamentos rasos (1-2m) o ângulo de atrito residual pode ser 9° maior do que os encontrados para deslizamentos profundos utilizando tensões normais mais elevadas.

GIBO & NAKAMURA (1999) propuseram um método para avaliar os parâmetros de resistência residual a partir do nível de tensões efetivas normais utilizadas. O novo método consistia em se dividir a envoltória de resistência não linear em duas partes; onde os parâmetros de resistência residual eram determinados para cada parte da envoltória. A Figura 2.16 ilustra a relação entre τ_R/σ_n' versus σ_n' para as amostras de Taiwan. As tensões normais efetivas foram divididas no ponto de inflexão da curva τ_R/σ_n' versus σ_n' .

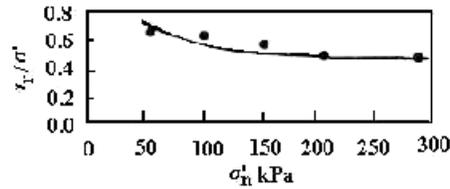


Figura 2.16. Relação entre o coeficiente de atrito residual e a tensão normal efetiva para a amostra de solo de Taiwan (GIBO & NAKAMURA, 1999).

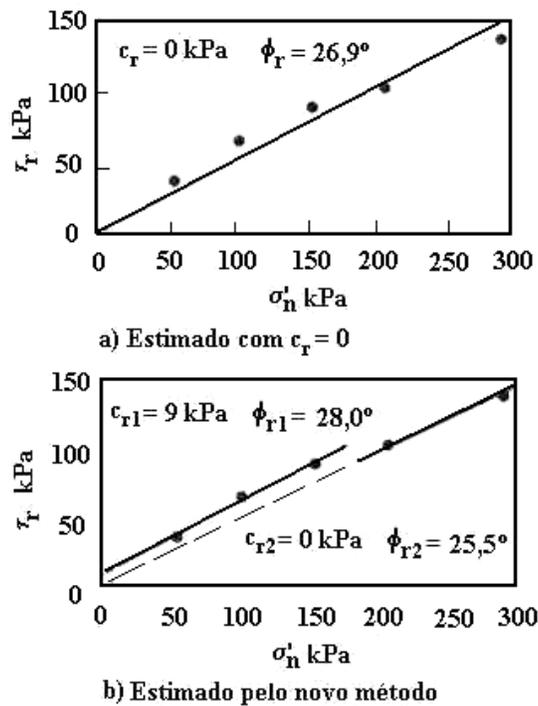


Figura 2.17. Envoltória de resistência residual e parâmetros de resistência para a amostra de solo de Taiwan (GIBO & NAKAMURA, 1999).

Para a amostra de Taiwan os parâmetros de resistência residuais $c_{R1} = 9 \text{ kPa}$ e $\phi_{R1} = 28,0^\circ$, foram obtidos para tensões normais abaixo de 150 kPa , enquanto que valores de $c_{R2} = 0 \text{ kPa}$ e $\phi_{R2} = 25,5^\circ$ para tensões acima de 200 kPa . A Figura 2.17 ilustra os parâmetros de resistência da amostra de Taiwan determinada pelo método desenvolvido.

Pode-se observar que c_R só é igual a zero para tensões normais superiores e, o ângulo de atrito residual é maior para tensões normais mais baixas. Este fato revela que o desenvolvimento da superfície de ruptura ou a orientação dos argilo minerais na

superfície de ruptura varia de acordo com a magnitude das tensões que atuam num deslizamento; conseqüentemente os parâmetros de resistência residual tendem também a variar.

STARK & EID (1994), WATRY & LADE (2000) também ressaltaram a importância de se considerar a não-linearidade da envoltória de resistência residual na determinação de parâmetros para análise de estabilidade. Segundo STARK & EID (1994), a não-linearidade da envoltória de resistência residual é significativa para solos coesivos, com fração argila maior do que 50% e limite de liquidez entre 60 e 220%

2.2.4. Superfícies de ruptura na condição de resistência residual

Conforme apresentado no item anterior (2.2.3), a resistência ao cisalhamento residual é dependente do nível de tensões normais aplicados, como conseqüências dos diferentes estágios de alinhamento de partículas argilosas.

Este alinhamento já foi observado desde o trabalho de SKEMPTON (1964), onde se verificou o desenvolvimento de finas faixas de flocos de partículas de argilas fortemente orientados na direção do cisalhamento ao ser atingida a resistência residual em campo. Para tanto foram utilizadas resinas e técnicas de impregnação em várias seções da argila de “Walton’s Wood”, mostrando o plano natural do cisalhamento conforme ilustra a Figura 2.18.

Nas regiões vizinhas ao plano de cisalhamento, observa-se uma moderada orientação das partículas de argila não necessariamente paralela à superfície do deslizamento. E, em regiões mais afastadas da superfície do deslizamento as partículas de argila não apresentaram orientação. Pode-se concluir que a resistência ao cisalhamento de uma massa de partículas de solo possuindo orientação arbitrária deve ser maior do que partículas que se encontrem com orientação paralelas umas as outras.

ASTBURY (1960) (a partir de SKEMPTON, 1964) constatou uma forte orientação das partículas de argilas em amostras deformadas submetidas à grandes deslocamentos utilizando ensaios de laboratório. Sendo assim, existem evidências decisivas da

presença de contínuas faixas de partículas de argilas apresentando perfeita orientação sujeitas a grandes deformações tanto em campo como em laboratório.

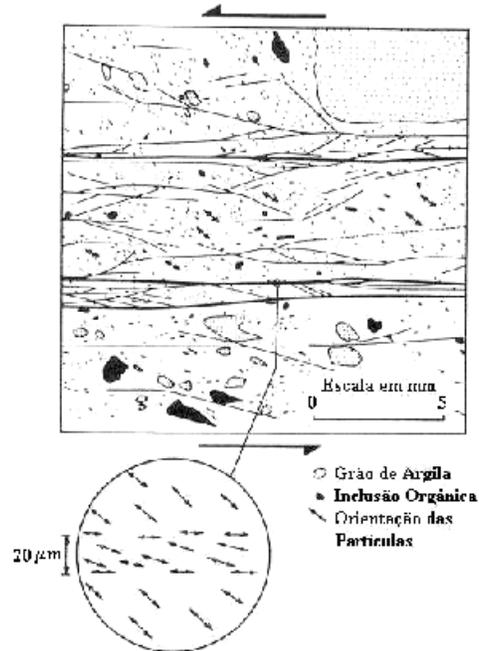


Figura 2.18. Orientação das partículas de argila na zona de cisalhamento de superfícies de ruptura da argila de Walton's Wood (SKEMPTON, 1985).

LUPINI, et al. (1981) examinou as estruturas das superfícies de cisalhamento pós-ruptura na argila de Happingburgh, Londres com diferentes percentagens da fração argila utilizando a microscopia eletrônica. A Figura 2.19 mostra as seções obtidas para teores da fração argila variando entre 20% e 48%.

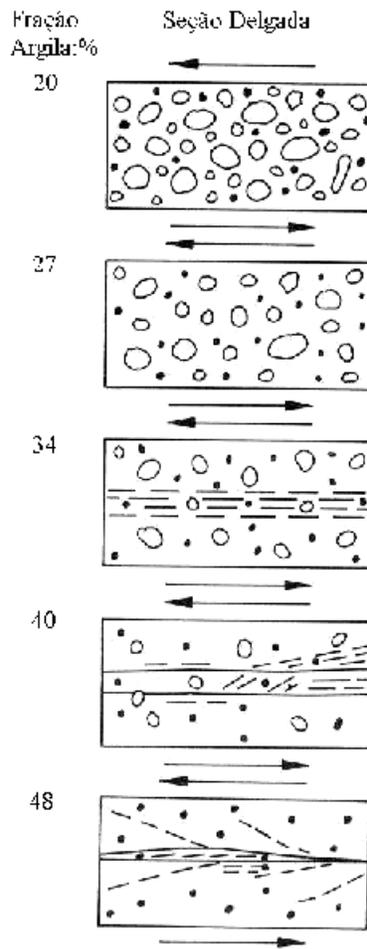


Figura 2.19. Estruturas de pós-ruptura em diferentes teores da fração argila da argila de Happisburgh, Londres (LUPINI et al., 1981).

Pode-se observar que com uma fração argila de 20% e 27% ($\% < 2\mu\text{m}$) não existe separação na zona de cisalhamento. As seções delgadas não mostram nenhuma orientação das partículas de argila. Com a fração argila de 34% observa-se que a zona de cisalhamento apresenta descontinuidades na superfície de cisalhamento paralelas a direção do cisalhamento. Com a fração argila de 48%, verifica-se uma superfície de ruptura bem mais orientada do que com a fração argila de 40%, com menos desenvolvimento de estrias e sem ondulações na direção do cisalhamento. Parcial orientação é observada nas proximidades da superfície de cisalhamento na fração argila de 48%.

2.2.5. Correlações do ângulo de atrito residual com outros parâmetros do solo

Várias correlações entre o ângulo atrito residual, as propriedades índices e a fração argila têm sido estudadas durante as últimas décadas. Dentre os resultados de ensaios já realizados por diversos autores, pode-se afirmar que o comportamento da resistência residual tende a variar significativamente quando a fração argila de solos coesivos aumenta.

HAEFELI (1950) realizou ensaios de cisalhamento por torção em solos coesivos e observou que a magnitude da queda de resistência de pico para a residual aumentava com o limite de liquidez.

SKEMPTON (1964), postulou uma correlação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila ($\% < 2\mu\text{m}$) presente num determinado tipo de solo. A Figura 2.20 mostra esta relação, onde pode-se observar que todos os solos indicam uma tendência definitiva para ϕ'_R decrescer com o aumento da fração argila. Se, o solo consistir inteiramente de partículas de argila o ângulo de atrito residual pode ser diretamente comparado com o ângulo de atrito ϕ_u medido para vários minerais incluindo biotita, talco, e clorita determinados por HORN & DEERE (1962). As propriedades físicas destes minerais não são possivelmente muito diferentes dos minerais argílicos como a illita e a caulinita.

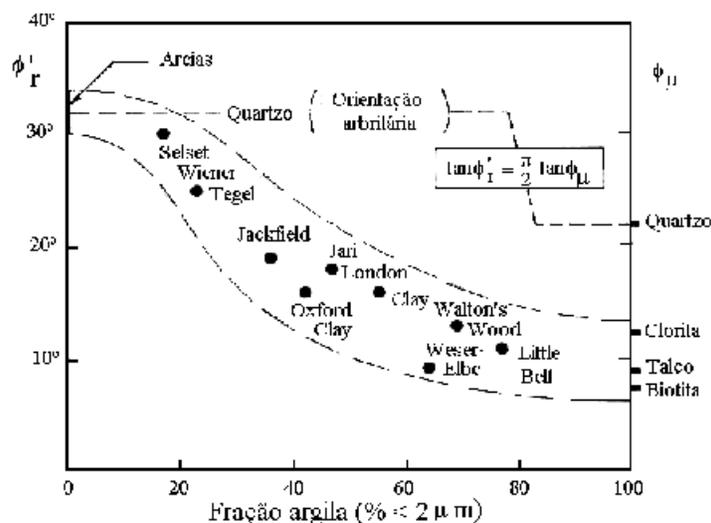


Figura 2.20. Decréscimo de ϕ'_R com o aumento da fração argila (SKEMPTON, 1964).

Os grãos de quartzo numa areia ou num silte, apresentando formas granulares, não exibem orientação. Assim, o ângulo residual ϕ_R' para as areias e siltes sempre permanecem num valor dado aproximadamente pela relação expressa por CAQUOT (1934) (a partir de SKEMPTON, 1964) para partículas com orientação arbitrária cisalhadas à volume constante:

$$\tan \phi_r''' = \frac{\pi}{2} \tan \phi_u$$

Num caso geral, onde o solo consiste de partículas de argila e silte (e areia), o silte tende a aumentar o ϕ_r' , por inibir a orientação das partículas de argila resultando desta forma num maior ângulo de resistência ao cisalhamento.

Entretanto, KENNEY (1967) (a partir de MESRI & CEPEDA-DIAZ, 1986) com base nos ensaios de cisalhamento direto em solos naturais, em minerais puros e em misturas, concluiu não haver correlações satisfatórias entre o ângulo de atrito residual, o índice de plasticidade e a fração argila presente no solo.

Também se concluiu que a resistência residual é principalmente dependente da composição mineral. WESLEY (1977) verificou que não existe uma correlação clara entre valores de resistência residual e índices de plasticidade para solos em geral, ele afirma que esta correlação só é aplicável a um grupo particular de solos.

VOIGHT (1973) catalogou vários materiais de diversos autores, relacionando o índice de plasticidade e a resistência residual. A principal conclusão da pesquisa foi confirmar que esta correlação era válida.

KANJI (1974) citou trabalhos os quais relacionavam o índice de plasticidade com o ângulo de atrito tais como KENNEY (1959), HOLT (1962), SKEMPTON (1964), BROOKER (1964), BROOKER & IRELAND (1965), MITCHEL (1965), BJERRUM (1967), DEERE (1967). Entretanto, segundo KANJI (1974), estes autores não deixaram claro se as correlações se referiam à resistência de pico ou residual. Uma correlação foi obtida por KANJI (1974) para o ângulo de atrito residual em termos do índice de plasticidade dado pela seguinte expressão (para valores de IP entre 5% e 350%):

$$\phi_R' = 46.6/IP^{0.446}$$

Posteriormente, verificou-se que esta relação era apenas aplicada a solos argilosos. Para solos siltosos a relação não se verifica. O aumento do teor de silte ou areia num solo faz decrescer os valores do índice de plasticidade e a interferência das partículas granulares dificulta a orientação das partículas de argila resultando em valores de ângulos de atrito residuais elevados.

KANJI E WOLLE (1977), conforme ilustra a Figura 2.21, correlacionaram os valores de ângulo de atrito residual versus índice de plasticidade obtidos de diversos autores, com resultados de ensaios de cisalhamento em interface solo-rocha, obtendo-se resultados concordantes para solos argilosos. GIBO et al. (1987) relacionaram a resistência residual dos solos envolvidos no deslizamento de Kamenose com a fração argila; obtendo correlação satisfatória com a literatura. OHMORI et al. (1998) e YAGI et al. (1999) também obtiveram correlação satisfatória entre o ângulo de atrito residual, a fração argila e o índice de plasticidade de argilas do Japão.

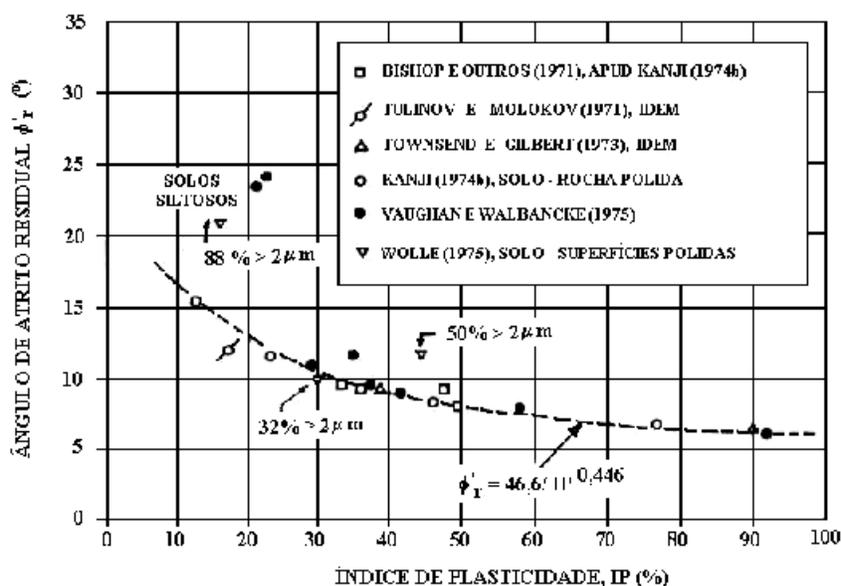


Figura 2.21. Ângulo de atrito residual ϕ'_R versus índice de plasticidade IP (KANJI E WOLLE, 1977).

Os resultados de ensaios de diversos autores como BINNIE et al. (1967), BOROWICKA (1965), BLONDEAU & JOSSEAUME (1976) (todos a partir de LUPINI et al., 1981) e SKEMPTON (1964) foram catalogados por LUPINI et al., (1981) conforme ilustra a Figura 2.22, onde pode-se verificar o decréscimo do ângulo

de atrito residual ϕ'_R com o aumento da fração argila para as faixas propostas por estes autores.

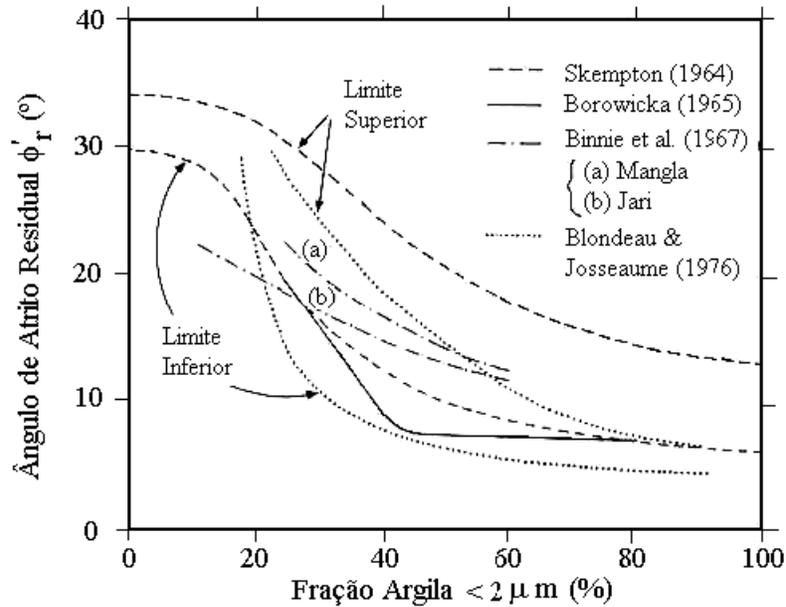


Figura 2.22. Resistência residual: correlação com a fração argila (LUPINI et al., 1981).

LUPINI et al., (1981), conforme ilustra a Figura 2.23, relaciona também o ângulo de atrito residual ϕ'_R com o índice de plasticidade baseado em curvas obtidas por diversos autores.

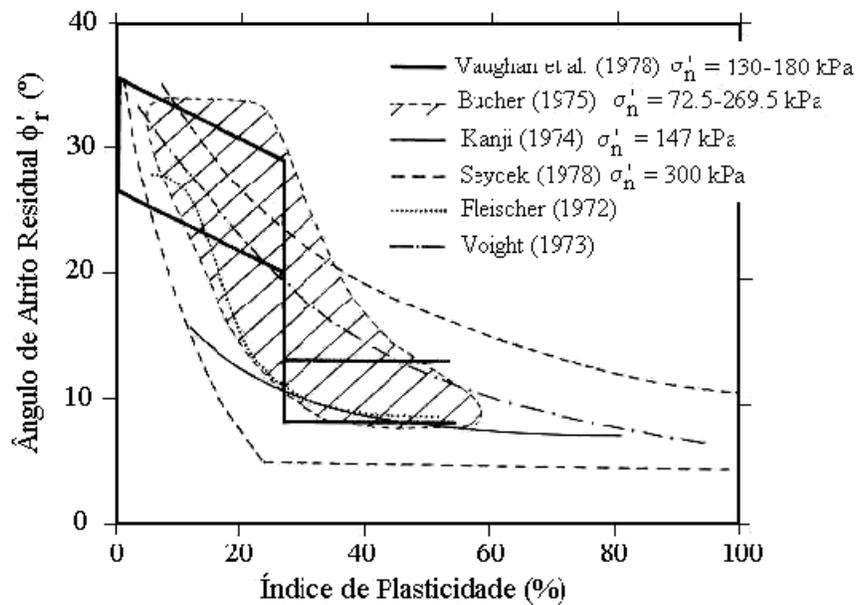


Figura 2.23. Resistência residual: correlação com índice de plasticidade (LUPINI et al., 1981).

HAWKINS & PRIVETT (1985), observaram que as correlações entre o ângulo de atrito residual ϕ_R' com o índice de plasticidade e com a fração argila presente num solo deveriam levar em consideração a tensão normal efetiva, já que o ϕ_R' varia com a mesma. Ele afirmou que estas correlações poderiam ser utilizadas apenas se todos os valores de ϕ_R' fossem calculados numa mesma tensão normal efetiva.

STARK & EID (1994) também observaram que as correlações propostas não levavam em conta a não linearidade da envoltória de resistência residual. Desta forma estes autores sugerem uma nova correlação ilustrada na Figura 2.24, relacionando o ângulo de atrito residual como uma função do limite de liquidez, da fração argila e da tensão normal efetiva.

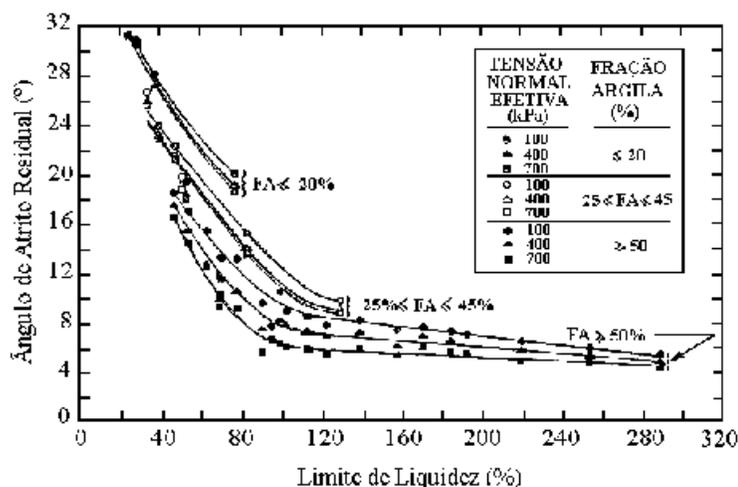


Figura 2.24. Relação entre o ângulo de atrito residual e o limite de liquidez (STARK & EID, 1994).

MESRI & CEPEDA-DIAZ (1986) correlacionaram o ângulo de atrito residual com o limite de liquidez e com a fração argila ($\% < 2\mu\text{m}$) de algumas argilas pré-adensadas. As Figuras 2.25 e 2.26 ilustram os resultados obtidos. Exceto para dois materiais, Cucaracha e Ottawa, os dados de KENNEY (1967) apresentaram boa concordância com os de MESRI E CEPEDA-DIAZ (1986), com valores do ângulo de atrito residual decrescente com o aumento do limite de liquidez. Como o argilito de Curcaracha apresenta uma estrutura com alto grau de cimentação, é provável que o limite de liquidez deste material possa ser bem maior dependendo do grau de desagregação que se imprimir a amostra.

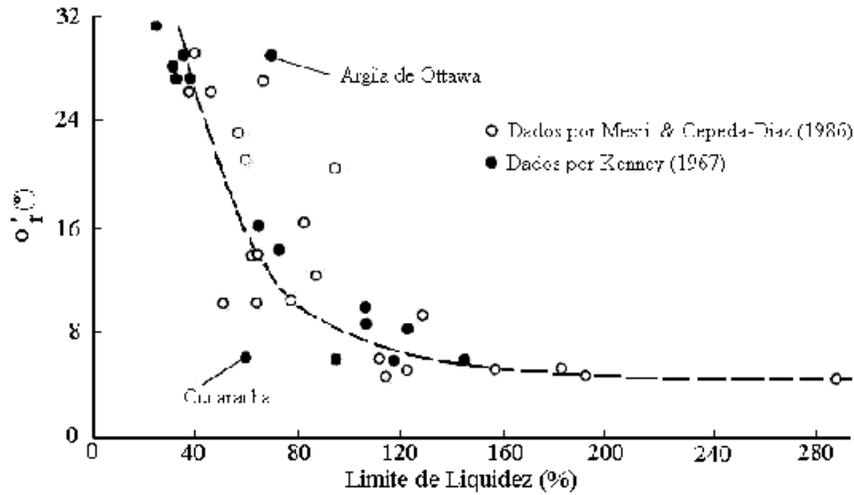


Figura 2.25. Relação entre o ângulo de atrito residual e o limite de liquidez (MESRI E CEPEDA-DIAZ, 1986).

A correlação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila ($\% < 2\mu\text{m}$) dos mesmos materiais representados na Figura 2.25 através do limite de liquidez, pode ser verificada na Figura 2.26, onde a faixa sugerida por SKEMPTON (1985) abrange a maioria das argilas estudadas por MESRI E CEPEDA-DIAZ (1986). Entretanto, algumas solos situaram-se fora da faixa proposta exibindo ângulos de atrito residuais altos se comparados com as suas frações argilas. O que ocorre, pode ser devido ao fato destes materiais apresentarem partículas finas compostas de minerais de forma não-laminar ou então conter grãos de minerais argílicos que possuam alta estabilidade.

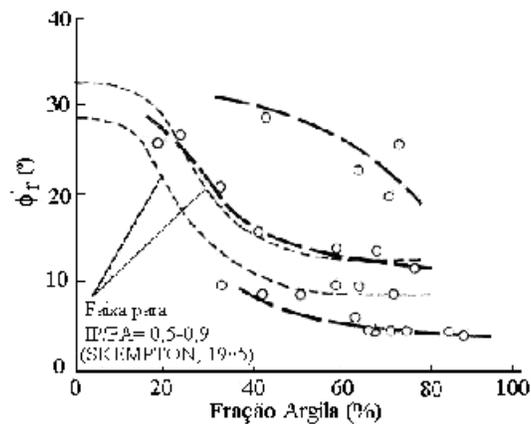


Figura 2.26. Relação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila (MESRI E CEPEDA-DIAZ, 1986).

BOYCE (1985) também questionou a validade da correlação entre o ângulo de atrito residual e a fração argila de solos sedimentares, concluindo que não poderia ser estendida para solos tropicais. Os argilo minerais comumente encontrados em regiões temperadas como ilita e caulinita apresentam forma lamelar; entretanto solos tropicais podem conter a predominância de outros argilo minerais não lamelares como o alofana e a haloisita, resultando em elevados ângulos de atrito residuais mesmo para elevados teores de argila. Esses argilo minerais comportam-se como partículas granulares, ou seja, não se orientam na direção do cisalhamento, o que faz com que a queda da resistência de pico para a residual seja pequena. SUZUKI et al. (1998) também afirmaram que para solos que contenham alofana, haloisita e mica, não existe uma correlação clara entre a resistência residual e o IP, LL ou LP.

ISHII et al. (1999) verificou não existir uma boa correlação entre o ângulo de atrito residual, o índice de plasticidade e a fração argila, nas argilas de Mikabu; onde os autores atribuem ao fato da argila conter diferentes minerais e diferentes estágios de intemperismo.

COLLOTTA et al. (1989) utilizando-se de ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas, e ensaios “ring shear” com o equipamento desenvolvido por Bromhead, correlacionaram o ângulo de atrito residual com a fração argila e os limites de Atterberg de solos coesivos. A correlação sugerida confirma que o ângulo de atrito residual é tanto influenciado pela mineralogia como pela fração argila presente num solo. Estes autores propuseram a seguinte correlação, envolvendo o ângulo de atrito residual ϕ_r , o LL e o IP e a fração argila ($\% < 2\mu\text{m}$) (CF); sendo aplicada em solos com mais de 80% passando na peneira N40 (ASTM):

$$\phi_r = f(\text{CALIP})$$

$$\text{onde, } \text{CALIP} = (\text{CF})^2 \times \text{LL} \times \text{IP} \times 10^{-5}$$

Estes autores verificaram que os ângulos de atrito residuais obtidos nos dois equipamentos são aproximadamente iguais para valores de CALIP maiores do que 60. Para menores valores, ϕ_r obtidos do ensaio de cisalhamento direto são 15% a 20% maiores do que os obtidos com o equipamento de cisalhamento por torção. SUZUKI et

al. (1998) também sugerem várias expressões matemáticas correlacionando o ângulo de atrito residual e o LL, LP, IP, atividade e a relação entre o LP/ LL para solos que contenham predominância de esmectita. Neste mesmo trabalho, SUZUKI et al. (1998) comprovaram a validade da correlação proposta por COLLOTTA et al. (1989). A Figura 2.27 ilustra a correlação entre o ângulo de atrito residual e a atividade proposta por SUZUKI et al. (1998); onde o valor de ϕ_R' decresce gradualmente com o aumento da atividade.

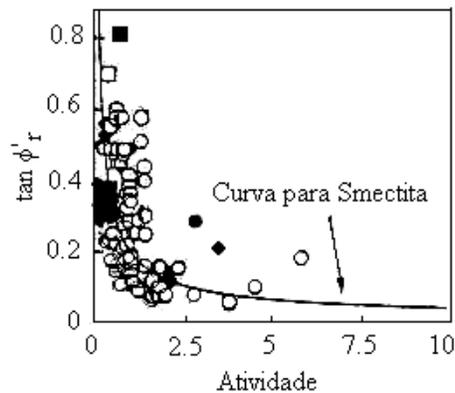


Figura 2.27. Relação entre $\tan \phi_R'$ e a atividade de vários solos (SUZUKI et al., 1998).

CLEMENTE (1991, 1992) correlacionou a resistência pós-pico e residual de argilas de alta plasticidade provenientes de sedimentos marinhos, com o índice de plasticidade destes solos, verificando-se uma tendência de decréscimo de ambas resistências para IP de até 35%. Para $IP > 35\%$ os ângulos de atrito pós-pico e residuais se mantiveram constantes.

BOYCE (1985) estudou a resistência residual de alguns solos lateríticos africanos. Como resultados, obtiveram-se elevados valores do ângulo de atrito residual correspondendo com baixos índices de plasticidade e teores de argila. TANAKA (1976) (a partir de BRESSANI et al. 1999, 2001) obteve resultados similares ao estudar solos derivados de basalto no Brasil.

LACERDA & SILVEIRA (1992) estudaram a resistência residual de solos saprolíticos brasileiros, obtendo-se baixos valores do ângulo de atrito residual em relação a baixa plasticidade do solo, sendo este resultado atribuído ao alto teor de mica presente.

BRESSANI et al. (1999, 2001) apresentaram os resultados de ensaios ring shear realizados em amostras de solos sedimentares, residuais e saprolíticos da Região Sul do Brasil. Obtiveram-se valores de ângulos de atrito residual variando entre 7° e 36°, dependendo da fração e da mineralogia das argilas e origem geológica. A Figura 2.28 ilustra a correlação obtida entre o ϕ_r' e o índice de plasticidade, mostrando a tendência geral da literatura de decréscimo do ângulo de atrito residual com o aumento do índice de plasticidade. Apenas os solos saprolíticos micáceos e os residuais de basalto caracterizaram-se por baixos valores de ϕ_r' em relação aos baixos índices de plasticidade. O alto teor de mica e a presença da caulinita foram consideradas as razões para a obtenção destes resultados.

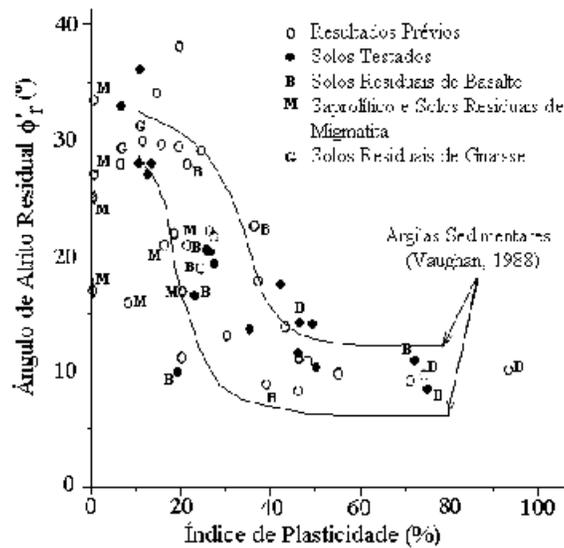


Figura 2.28. Variação do ângulo de atrito residual com o índice de plasticidade de vários solos (BRESSANI et al., 2001).

2.2.6. Fatores que influenciam na resistência residual

2.2.6.1. Influência da mineralogia

A resistência residual é atingida após grandes deslocamentos e está tipicamente associada com a formação de superfícies de cisalhamento, onde a natureza e composição dos minerais dos solos são os fatores mais importantes que governam o mecanismo de cisalhamento (LUPINI et al., 1981; SKEMPTON, 1985). A magnitude

da resistência residual é controlada pelo tipo do mineral argílico e pelo teor da fração argila (STARK & EID, 1994).

As características de atrito dos minerais comumente encontrados em rochas e solos foram investigadas experimentalmente por HORN & DEERE (1962). Estes autores concluíram que essas características podem ter uma significativa influência na estabilidade de massas de solo e juntas de rochas. Com os resultados dos ensaios pode-se verificar que a presença de fluidos na superfície de contato dos minerais aumenta o coeficiente de atrito de minerais que possuam estrutura de cristal maciça, como o quartzo e feldspatos; e diminui o coeficiente de atrito de minerais que possuam estrutura de forma laminar, como mica e clorita. KOERNER (1970) mostra que os ângulos de atrito de pico em ensaios drenados numa areia constituída por grãos de calcita variam entre 40° e 50°, dependendo da densidade relativa. O ângulo do atrito do mineral calcita puro atritando contra o próprio mineral varia de 12° (solo completamente seco) e 32° (no estado saturado), sendo superior ao valor de 25° encontrado para o quartzo puro saturado.

KENNEY (1967) (a partir de LUPINI et al., 1981) estudou a influência da mineralogia, tensão normal efetiva, sistema químico no fluido dos poros e a velocidade de deformação no ângulo resistência residual, e concluiu que a mineralogia era o fator mais importante. Resultados de ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas indicaram que os ângulos de atrito residuais mais baixos foram encontrados para solos que continham o mineral argílico montmorilonita, e os maiores ângulos em solos que continham caulinita e minerais não-argílicos.

WESLEY (1977) ao estudar a resistência residual de argilas de Java contendo os minerais argílicos alofana e haloisita, observou que havia uma pequena queda dos valores da resistência de pico destas argilas para a resistência residual. Essa pequena queda na resistência foi atribuída à presença de minerais de forma não laminar, fazendo com que não ocorresse uma reorientação das partículas.

SKEMPTON (1985) observou que quando a fração argila era de cerca de mais de 50%, a resistência residual é controlada quase inteiramente pelo atrito de deslizamento dos

minerais argílicos, entre 25% e 50% a resistência residual é dependente da natureza e da quantidade das partículas tamanho argila. MESRI & CEPEDA-DIAZ (1986) concluíram que os fatores mais importantes que caracterizam a mineralogia das argilas são a forma e o tamanho das partículas. Embora nem todos os minerais argílicos apresentam forma de placa, nos mais comuns em argilas – illita, caulinita, clorita e montmorilonita – o tamanho das partículas e o grau de laminação representam as características mais importantes. Por exemplo, partículas de montmorilonita são muito pequenas e finas, enquanto que as partículas de caulinita são maiores e mais espessas. Illita e clorita ocupam posições intermediárias. Os ângulos de resistências residuais para os três tipos mais comuns de minerais argílicos são aproximadamente 15° para a caulinita, 10° para a illita ou mica e 5° para a montmorilonita, segundo SKEMPTON (1985).

Resultados de ensaios realizados com o equipamento de cisalhamento direto convencional para determinação da resistência residual, indicaram que o ângulo de atrito residual é dependente da mineralogia do solo (WU, 1996). Como mostrado na Figura 2.29, minerais como quartzo, feldspatos e calcita, apresentam altos valores do ângulo de atrito residual, apresentando valores bastante próximos aos ângulos de atrito de pico. Entretanto, minerais argílicos mostram significativas diferenças entre os valores do ângulo de atrito de pico e residual. A maior diferença é encontrada nas argilas que possuem o mineral argílico montmorilonita, onde o ângulo de atrito residual se encontra geralmente abaixo de 10°.

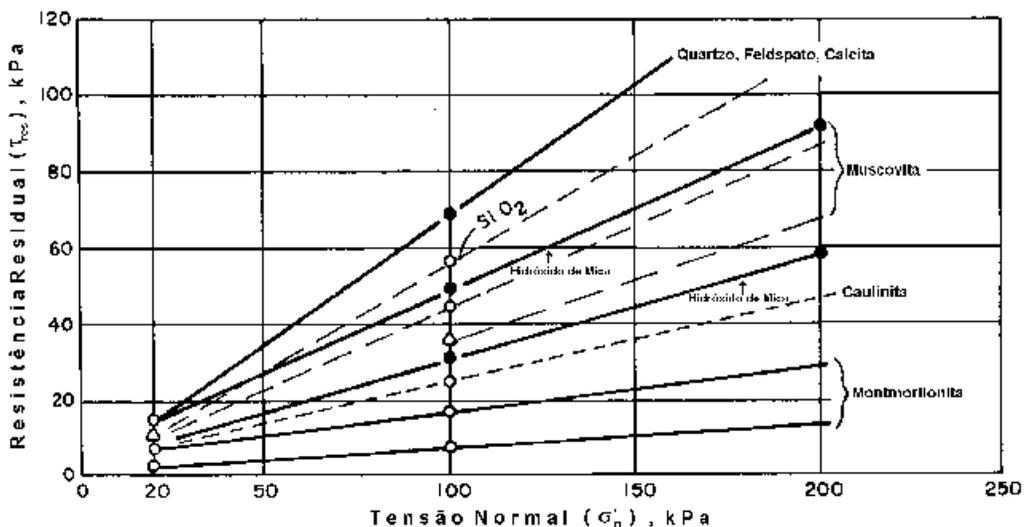


Figura 2.29. Resistência residual dos minerais (WU, 1996).

ISHII et al. (1999) também encontraram maiores valores do ângulo de atrito de pico e residual, em argilas contendo quartzo e feldspato, do que os ângulos encontrados em argilas contendo clorita e montmorilonita expansivas.

STARK & EID (1994) afirmam que o limite de liquidez e a atividade são indicadores da mineralogia da argila. Em geral, a plasticidade aumenta com o grau de laminação (“platyness”) das partículas de argila. Aumentando-se o grau de laminação das partículas, diminui-se o ângulo de atrito residual. Pode-se observar na Figura 2.30 que a resistência residual decresce com o aumento do limite de liquidez e da atividade. Verifica-se também que a não linearidade das envoltórias de resistência residuais apresentadas na Figura 2.30, são mais significativas para solos coesivos que apresentem limite de liquidez e atividade de moderada a alta.

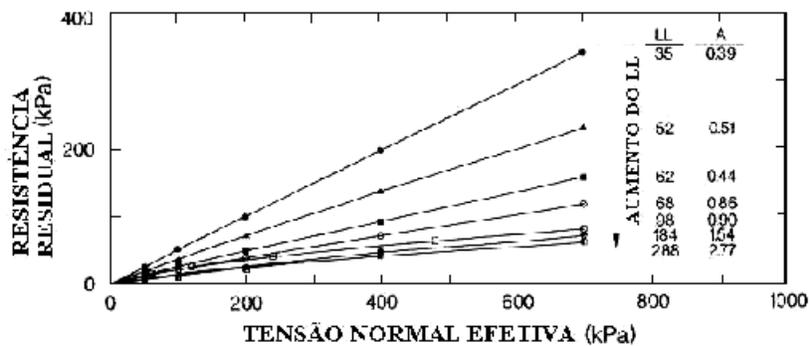


Figura 2.30. Efeito da mineralogia da argila na envoltória de resistência residual (STARK & EID, 1994).

2.2.6.2. Influência da velocidade

LA GATTA (1970) (a partir de LUPINI et al., 1981) ao ensaiar amostras tanto indeformadas como remoldadas, concluiu que ao aumentar a velocidade de deformação das amostras durante os ensaios de $0,6 \times 10^{-2}$ mm/min para 60×10^{-2} mm/min, a resistência residual aumentava em apenas 3,5%. RAMIAH, et al. (1970) (a partir de LUPINI et al., 1981) utilizando-se de ensaios de cisalhamento direto com reversões numa argila siltosa, investigou a influência da velocidade de deformação passando de 60mm/mim para 0,02mm/min, onde a diferença de valores de resistências residuais encontradas para as duas velocidades era desprezível.

SKEMPTON (1985), avaliou o efeito de baixas velocidades de cisalhamento em solos argilosos na resistência residual utilizando dados de PETLEY (1966) e LUPINI (1980) (a partir de SKEMPTON, 1985). Para tanto, foram realizados testes com velocidades 100 vezes maiores e 100 vezes menores do que a faixa usual de velocidade de 0,005mm/min utilizada em laboratório. Conforme ilustra a Figura 2.31, pode-se concluir que a variação na resistência residual é menor do que 2,5 % por ciclo logarítmico; e para velocidades usuais de laboratório de 0,002 a 0,01mm/min esta variação era desprezível.

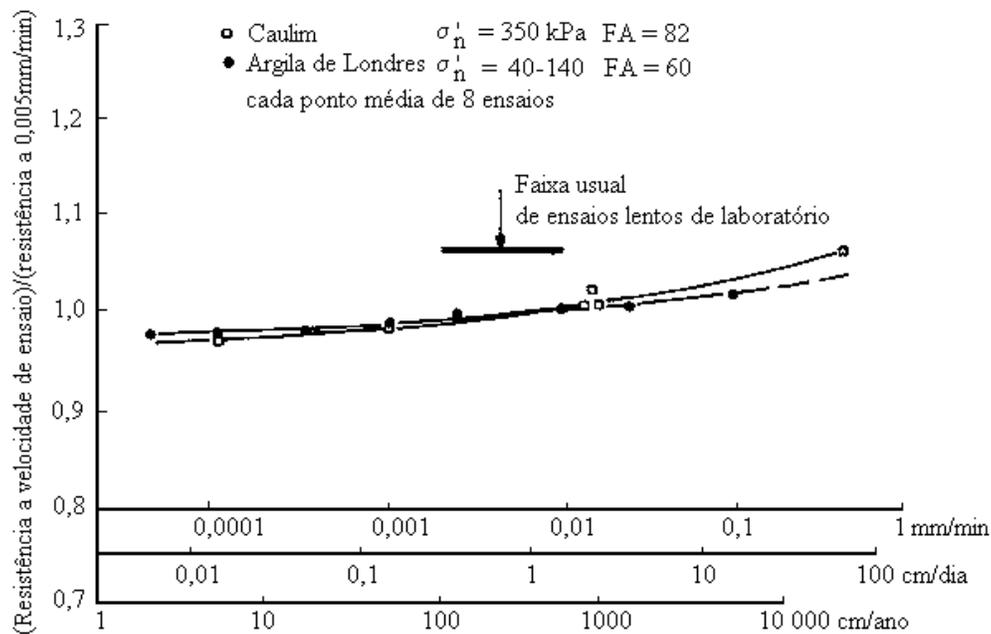


Figura 2.31. Variação da resistência residual com baixas velocidades de ensaio (SKEMPTON, 1985).

Para avaliar uma possível influência na resistência residual dos solos submetidos a altas velocidades de cisalhamento, SKEMPTON (1985) realizou ensaios de cisalhamento por torção. A princípio imprimiu-se a amostra uma velocidade de 0,01mm/min até ser atingida a condição residual, depois de uma pausa de 12 horas para dissipação das poropressões, a velocidade imposta passou para 100mm/min, onde pode-se observar um ganho de resistência. Novamente após uma pausa de 12 horas a velocidade passou a ser de 0,01mm/min com diminuição na resistência, passando em seguida para 400mm/min, onde se observou novamente um ganho de resistência desta vez ainda maior.

Para as argilas este ganho de resistência se torna mais pronunciado para velocidades maiores do que 100mm/min, quando mudanças no comportamento ocorrem. Fato este provavelmente associado com perturbações na orientação das partículas e na geração de poro-pressões negativas.

NAKAMORI et al. (1996) também avaliaram a influência da velocidade de cisalhamento nas resistências de pico e residual conforme ilustrado na Figura 2.32 ao realizar ensaios com diferentes razões de deslocamento na argila de Fujinomori. Pode-se verificar que velocidades menores do que 0,05mm/min são recomendadas para se manter a condição drenada do ensaio.

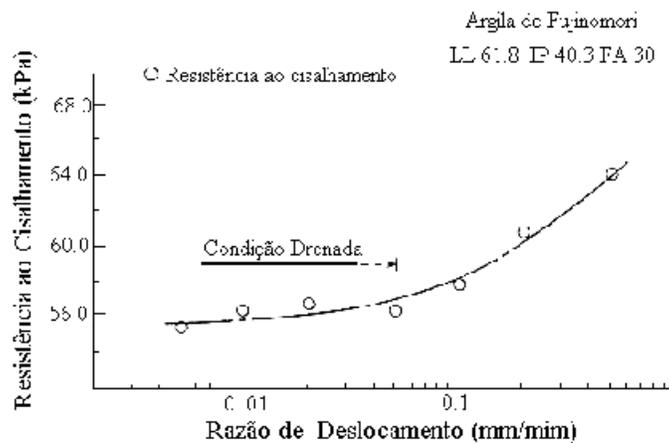


Figura 2.32. Correlação entre a resistência ao cisalhamento e a velocidade de ensaio na argila de Fujinomori (NAKAMORI et al., 1996).

TIKA et al. (1996) avaliaram a influencia de altas velocidades de cisalhamento na resistência residual, através de ensaios em amostras no equipamento ring shear. Para tanto, zonas de cisalhamento eram formadas imprimindo as amostras velocidades lentas de cisalhamento, a fim se garantir a condição drenada dos ensaios. Em seguida, os ensaios foram conduzidos alternando-se entre altas e baixas razões de deslocamento.

Os resultados indicaram três tipos de comportamento na resistência residual com o aumento da razão de deslocamento: “um efeito de razão positivo”, caracterizado em solos que apresentam aumento na resistência residual acima daquela obtida a velocidades mais lentas; “um efeito de razão neutro”, caracterizado em solos que

apresentam resistência residual constante em relação ao aumento da velocidade de cisalhante; e, “um efeito de razão negativo”, caracterizado em solos que apresentam uma significativa queda na resistência residual abaixo daquela obtida a velocidades mais lentas. Os três tipos de comportamento são ilustrados na Figura 2.33.

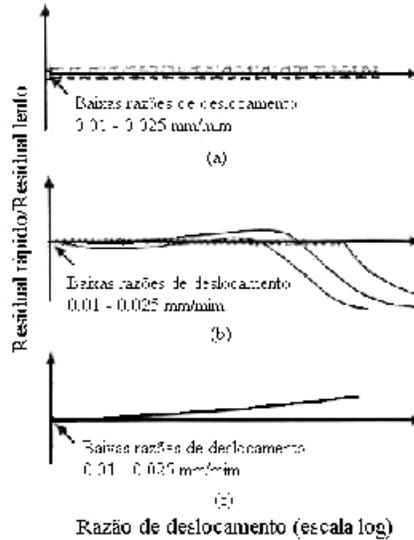


Figura 2.33. Tipos de comportamento da resistência residual com o aumento da velocidade de ensaio: a) efeito de razão neutro; b) efeito de razão negativo; c) efeito de razão positivo (TIKA et. al., 1996).

Segundo TIKA et al. (1996), solos de comportamento “turbulento” exibem efeito de razão neutro ou negativo. Alguns solos apresentam ambos os tipos dependendo do nível das tensões normais. Solos de comportamento “transicional” exibem efeito de razão negativo; e solos de comportamento “deslizante” podem apresentar tanto efeitos de razão negativos como positivos. O aumento da resistência residual acima daquela obtida a velocidades mais lentas de cisalhamento, observada nos tipos de comportamento “negativo e positivo”, pode ser devido a efeitos de viscosidade e mudanças estruturais na zona de cisalhamento. A perda de resistência verificada no comportamento “negativo” é causada pelo aumento do teor de umidade na zona de cisalhamento.

WEDAGE (1997a) ao ensaiar argilas de alta plasticidade, obteve um aumento de 3,5% na resistência residual com um aumento de 10 vezes na velocidade de cisalhamento. WEDAGE et al. (1997b) incorporou os efeitos da velocidade de cisalhamento na análise

de estabilidade do deslizamento ocorrido em Man Tor. Como resultado obteve-se uma variação do ângulo de atrito residual de 1,5% com o aumento da velocidade de deformação.

2.2.6.3. Influência dos constituintes do fluido dos poros

KENNEY (1977) estudou a resistência residual de misturas de minerais como quartzo e os argilo minerais como a montmorilonita, hidróxido de mica e caulinita. Os minerais argílicos foram preparados com diferentes cátions e diferentes concentrações de sais no fluido dos poros. Os resultados indicaram que a resistência residual dependia dos minerais presentes na mistura dos solos. Para as misturas de solos contendo o mesmo cátion adsorvido, quanto maiores as concentrações de sais, maiores foram às resistências residuais obtidas.

MOORE (1991) observou que o comportamento físico-químico das argilas influencia na magnitude da coesão. Como conclusões teve-se que a resistência ao cisalhamento é modificada por alterações no sistema químico, pelo processo de intemperismo dos minerais argílicos e pela mudança de um tipo de cátion para outro. Por esta razão, o autor chama a atenção para a importância destes fatores na aplicação e medida da resistência ao cisalhamento.

Os resultados dos ensaios realizados por MOORE (1991) em argilas, indicaram que a resistência residual variou de acordo com o tipo de mineral argílico e do tipo e concentração dos cátions presentes. Argilas contendo os minerais argílicos caulinita e montmorilonita saturadas com cátions de sódio monovalentes resultou em resistências residuais menores do que as argilas saturadas com cátions de cálcio bivalentes. A concentração de sais no fluido dos poros resulta também em diferenças nos valores de resistência residual, onde a resistência aumenta com o aumento da concentração de sais presentes.

Amostras tanto intemperizadas como não intemperizadas das argilas de Londres foram ensaiadas também por MOORE (1991) com o objetivo de se avaliar a influência dos sais presentes no mar na resistência residual. Os coeficientes de atrito residuais são

apresentados na Figura 2.34 com relação a concentração da água do mar. O gráfico mostra claramente valores mais baixos de resistências residuais nos materiais intemperizados. Um aumento na resistência com a concentração da água do mar também é observado.

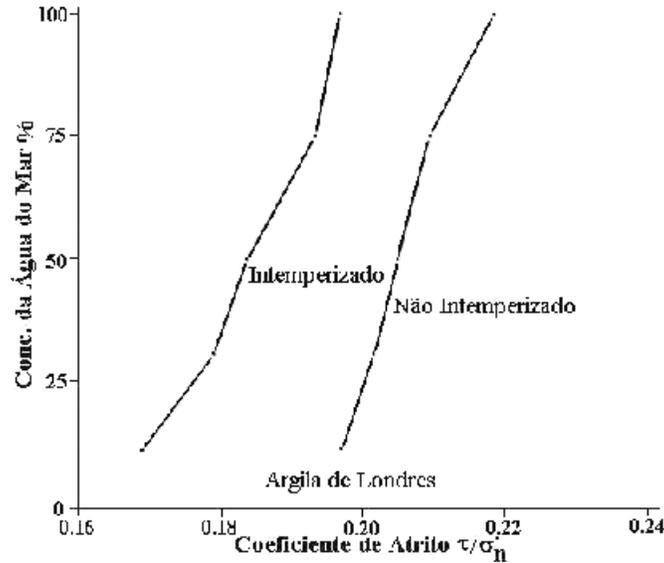


Figura 2.34. Efeito da concentração da água do mar na resistência residual das argilas de Londres (MOORE, 1991).

DI MAIO & FENELLI (1994) também avaliaram a influência do sistema químico na resistência residual, onde se verificou que a resistência residual das argilas é afetada por sua composição mineral e pela natureza dos constituintes do líquido intersticial. Em princípio, ambos fatores podem influenciar os parâmetros de resistência, mas ainda não é completamente claro como essa influência se exerce. Neste trabalho, os autores realizaram ensaios em caulim, bentonita e misturas de ambos contendo água destilada e soluções de cloreto de sódio, com várias concentrações.

Os resultados indicaram que a resistência residual do caulim não é afetada pelas soluções usadas. Entretanto, uma mudança significativa no comportamento da bentonita foi observada, onde o ângulo de atrito residual obtido com água destilada de 6° passou a ser de 18° com a solução de cloreto de sódio. Como conclusões preliminares, os autores explicam que esse aumento da resistência na bentonita e das misturas de caulim e bentonita, pode ocorrer como sendo devido a um aumento nas forças interpartículas, que

variam com a concentração de sais no fluido intersticial, por causa da existência de significativas forças físico-químicas.

Ao analisar os efeitos da difusão de íons, DI MAIO (1996) realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras remoldadas de três argilas italianas contendo os minerais argílicos caulinita, illita e esmectita. Os ensaios foram conduzidos, expondo as amostras alternadamente às combinações de água destilada e soluções de NaCl. Os valores de resistências residuais obtidos das amostras preparadas com água destilada foram menores do que os obtidos depois da difusão de Na^+ no fluido dos poros, conforme ilustra a Figura 2.35 através das envoltórias de resistência de um dos materiais estudados.

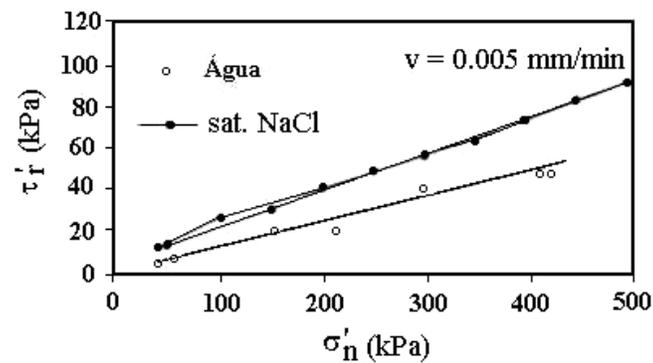


Figura 2.35. Envoltórias de resistências residuais com água e saturada na solução de NaCl (DI MAIO, 1996).

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E ATIVIDADES DE CAMPO REALIZADAS

3.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área objeto de estudo está situada em torno da Rodovia PE-18 (trecho- entroncamento BR101- Caetés), localizada em Paratibe, na cidade de Paulista, pertencente à Região Metropolitana do Recife, conforme o mapa apresentado na Figura 3.1.

Um dos locais de amostragem se situa numa encosta com problemas de instabilidade entre a Rodovia PE-18 e a Fábrica de Geradores Leon Heimer (antiga Fábrica Continental), onde ocorreram sucessivos deslizamentos e, o outro local situa-se na reserva do 2º Grupamento do Corpo de Bombeiros (2º GB), no outro lado da encosta.

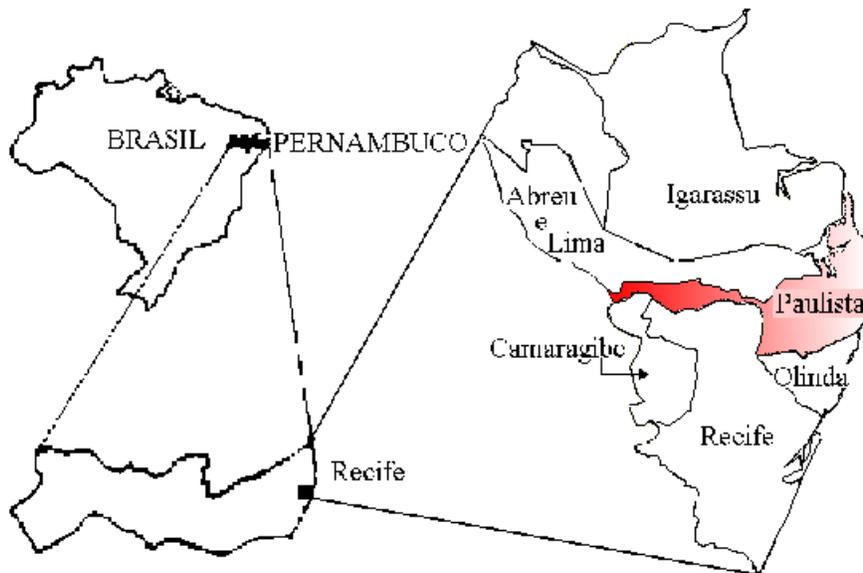


Figura 3.1. Localização da área de estudo.

Mesmo sendo a encosta em estudo atualmente de propriedade da Leon Heimer, adotaremos no decorrer de todo o trabalho, a denominação de Encosta Continental. Isto é justificado pelo fato deste local ter sido conhecido através de estudos e relatórios realizados até o momento, como Encosta Continental 2001/PE-18.

3.2. ASPECTOS CLIMÁTICOS DA ÁREA DE ESTUDO

O clima da área é classificado segundo Koppen, como As', ou seja: tropical úmido com estação chuvosa de outono-inverno. Há normalmente distintos períodos de chuvas e estiagem, com período úmido curto e período longo seco. As chuvas estão concentradas nos meses de fevereiro a julho, onde a maior incidência ocorre em maio e junho, não sendo bem distribuída, haja vista que quase 70% ocorrem no período entre abril e setembro.

Também podem ocorrer ocasionais temporais e longas estiagens. A pluviometria do Recife é mostrada na Figura 3.2, identificando as precipitações mensais registradas no posto do Curado nos anos de 1976, 1984 e 1988 correspondentes aos anos que ocorreram os deslizamentos na encosta. Infelizmente, não se dispõem dos meses em que ocorreram as sucessivas rupturas na encosta em estudo. Observa-se que maiores precipitações ocorreram nos anos de 1984 e 1988, no período de abril a julho.

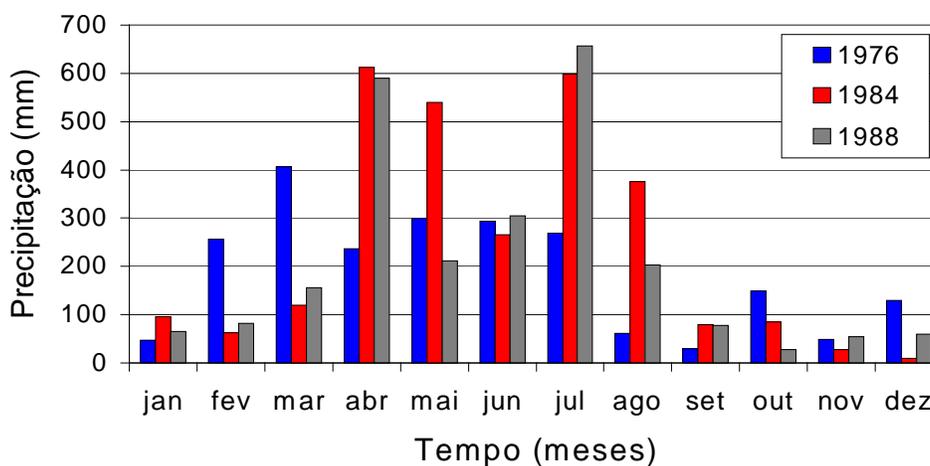


Figura 3.2. Precipitações mensais registradas no Posto do Curado.

3.3. GEOLOGIA REGIONAL

Os locais estudados situam-se na área da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba, formada durante o Período Cretáceo, em decorrência da abertura do Oceano Atlântico,

que separou os continentes americano do sul e africano (Mabesoone & Alheiros, 1988 e 1993; a partir de ALHEIROS, 1998).

Segundo ALHEIROS (1998), esse grande evento tectônico, conjugado a eventos climáticos significativos, determinaram variações relativas de nível do mar, permitindo a ocorrência de transgressões (avanço do mar sobre o continente) e regressões marinhas (recoo do mar em direção à plataforma), que controlaram a história geológica da área.

Inicialmente, durante uma fase de domínio continental, os processos fluviais desenvolvidos em grande escala permitiram a deposição de espessas camadas arenosas, denominadas de Formação Beberibe, sobre o embasamento de rochas cristalinas.

Com a ruptura e afundamento de partes da crosta e a progressiva abertura oceânica, as condições continentais foram dando espaço aos processos marinhos, até a deposição final de uma plataforma carbonática constituída por expressivas camadas de calcários denominadas de Formação Gramame, caracterizando a transgressão marinha.

Após esse máximo transgressivo, o nível do mar foi progressivamente rebaixado, deixando como registro um outro depósito carbonático ambientalmente distinto do anterior, caracterizado por calcários litorâneos e margas, denominados de Formação Marinha Farinha.

Essa regressão marinha permitiu a reativação dos processos continentais e a posterior deposição da Formação Barreiras, de origem também fluvial, que capeou parcialmente os depósitos da Bacia PE-PB .

Os sedimentos da Formação Beberibe que constituem o mais importante aquífero da região costeira norte de Pernambuco, apresentam um intervalo basal arenoso (Beberibe Inferior) com características claramente continentais e, um intervalo superior (Beberibe Superior) onde se verifica uma grande heterogeneidade sedimentológica. O Quadro Estratigráfico a seguir apresenta as relações temporais entre essas unidades.

QUADRO ESTRATIGRÁFICO (ALHEIROS, 1998)

Tempo (milhões de anos)	Período/Idade	Unidades Estratigráficas
2	Terciário / Pleistoceno	Fm. Barreiras

DISCORDÂNCIA

60	Terciário / Paleoceno	Fm. Maria Farinha
70	Cretáceo / Maastrichtiano	Fm. Gramame
80	Cretáceo / Campaniano	Fm. Beberibe

DISCORDÂNCIA

2.000	Precambriano	Maciço PE-AL (rochas cristalinas)
-------	--------------	-----------------------------------

Esse intervalo superior (Beberibe Superior) caracteriza-se como sendo de transição entre os processos continentais e marinhos, com frequentes intercalações de camadas calcárias e maior presença de cimento carbonático nos sedimentos clásticos (areias, siltes e argilas). Essas unidades em conjunto atingem espessuras superiores a 200 metros, na área mais profunda da Bacia. A Figura 3.3 mostra a geologia da área de estudo.

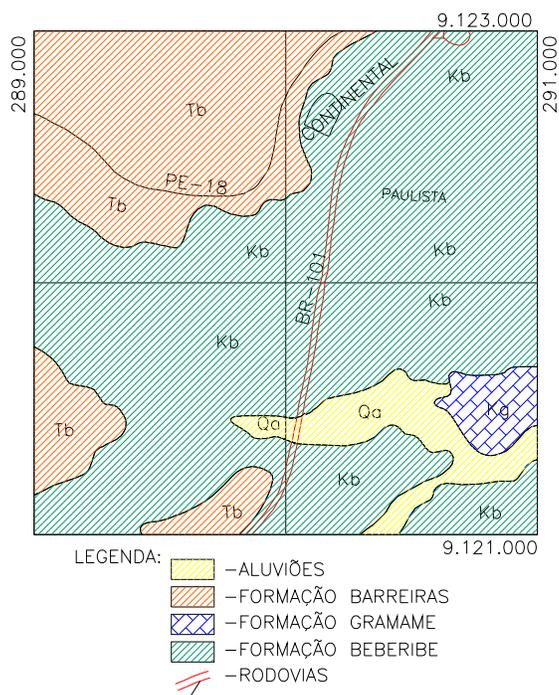


Figura 3.3. Mapa Geológico (ALHEIROS, 1998).

3.4. HISTÓRICO DOS DESLIZAMENTOS OCORRIDOS NA ENCOSTA CONTINENTAL

A área onde se encontra instalada atualmente a Leon Heimer Grupos Geradores, foi até o ano de 2001 de propriedade da Continental Nordeste S/A. A princípio a fábrica tinha sido adquirida pela Springer Carrier do Nordeste S/A em julho de 1968 (Lote A-5) e em setembro de 1969 (Lote A-4), junto ao distrito industrial de Paulista. Neste local, após terraplenagem, edificou-se a unidade fabril, hoje de propriedade da Leon Heimer.

Na mesma época concluíam-se a terraplenagem do acesso viário Nº 1 do Distrito Industrial, que veio incorporar-se ao Sistema Rodoviário Estadual sob a sigla PE-18. Em dezembro de 1976 ocorreram as primeiras rupturas de grande magnitude do maciço da então Springer, na rodovia PE-18, trecho-101-Caetés, entre as estacas 33 a 48 aproximadamente.

Em dezembro de 1977 a ENSOLOS – Engenharia e Consultoria de Solos e Fundação LTDA foi solicitada pela Springer Nordeste S/A a efetuar estudos para estabilização do maciço. Com base nestes estudos, a ENSOLO concluiu que a estabilização do maciço se daria através de um eficiente sistema de drenagem superficial e profunda.

Em dezembro de 1978, foram iniciados os trabalhos para execução da obra de estabilização proposta pela ENSOLO, tendo sido feitas algumas alterações no projeto original de drenagem, incluindo-se um reforço de cortina com 720 metros de tirantes protendidos e injeção de pasta de cimento.

No ano de 1984 a obra veio a colapsar, com exceção das ancoragens de protensão, levando a destruição da casa de força do parque fabril, ao comprometimento da parede oeste da Fábrica, a ruptura de todo o sistema de drenagem superficial, sub-horizontal e profunda existente e o desmoronamento do talude da PE-18, com redução da faixa de rolamento.

No ano seguinte (1985) novo estudo para elaboração de outro projeto de estabilização foi elaborado pelo Prof. Dr. Lauro Figueiredo (titular da cadeira de Mecânica dos Solos

– UFPE). Nesta ocasião foram realizados estudos topográficos e geotécnicos, estes últimos compostos de trinta e seis furos de sondagem.

Com base nestes estudos foi proposto um projeto de estabilização consistindo no rebaixamento do leito estradal e de toda a área entre a PE-18 e a fábrica da Springer Nordeste S/A, com remoção de um volume considerável de terra, a fim de aliviar o peso do maciço deslizante, suavizar o talude nas proximidades da fábrica e refazer toda drenagem superficial destruída. Em 1987 as obras foram concluídas, vindo à encosta a colapsar no ano seguinte.

A partir de 1989 novos projetos de estabilização foram apresentados, sendo considerados inapropriados após laudos periciais realizados pelo próprio DER-PE (Departamento de Estradas e Rodagem - PE). Atualmente, a encosta continua apresentando indícios de instabilidade, estando o trecho rodoviário com uma de suas faixas comprometida.

3.5. CARACTERIZAÇÃO DA ENCOSTA CONTINENTAL

3.5.1. Características geomorfológicas

A encosta possui dimensões de 120m x 200m, alongada na direção NE-SW, com cotas variando entre 26m e 62m, caracterizando um talude escarpado. Sua feição atual mostra duas quebras significativas de relevo, inicialmente associadas aos deslocamentos naturais de massa, sendo posteriormente acentuadas pelas obras de contenção que alteraram parte do talude. Morfologicamente, a encosta apresenta-se como um anfiteatro de concavidade suave com drenagem natural convergente e constitui o flanco sudeste de um divisor d'água que coincide aproximadamente com o eixo da PE-18, no local (ALHEIROS, 1998).

3.5.2. Geologia local referente à Encosta

A área estudada é constituída pelas unidades denominadas Formação Beberibe, que constitui a parte basal da encosta e a Formação Barreiras, sobreposta a esta, em contato direto. Esta passagem brusca para a unidade mais superior, significa que os calcários

Gramame e Maria Farinha não chegaram a se depositar no local ou, o que é mais provável, foram erodidos após sua deposição, pelos mesmos agentes continentais responsáveis, posteriormente, pela deposição da Formação Barreiras, removendo-os completamente naquele local.

Na encosta estudada, a Formação Beberibe é representada pelos sedimentos do intervalo superior que apresenta cinco fácies sedimentares principais, enquanto a Formação Barreiras apresenta duas fácies distintas. A Tabela 3.1 apresenta a conceituação estratigráfica proposta por ALHEIROS (1998).

Tabela 3.1. Estratigrafia da encosta proposta por ALHEIROS (1998).

Formação Barreiras	fácies 7	areia silte-argilosa avermelhada
	fácies 6	areia avermelhada com laterita
Formação Beberibe (Superior)	fácies 5	siltito mosqueado
	fácies 4	siltito cinza
	fácies 3	areias fluviais (canais)
	fácies 2	argilito calcífero
	fácies 1	areia amarela homogênea

3.5.3. Descrição dos materiais que compõem a Encosta

Na Formação Beberibe, o fácies 1 é constituído por uma areia, com textura variando de média a fina, coloração amarela e de origem fluvial. Este sedimento pode ser considerado como o substrato da encosta, em virtude de sua continuidade e espessura.

O fácies 3 é composto por areias de canais fluviais, com coloração esbranquiçada, podendo mostrar cores avermelhadas nos locais com maior oxidação. Apresenta-se com textura grossa e com presença de seixos. São descontínuas em seção, mas possui intercomunicações com extensões consideráveis no contexto da encosta. O fácies 4 é um siltito cinza, que se apresenta frequentemente, associado a um componente argiloso ou arenoso fino. É compacto e apresenta baixa permeabilidade.

O fácies 5 é composto por um siltito cinza mosqueado. Ocorrem de forma descontínua, às vezes em bolsões. Encontra-se estratigraficamente acima do siltito cinza, da areia de canal ou do argilito.

Na Formação Barreiras (fácies 6 e 7) predominam os materiais arenosos, com coloração avermelhada e presença de laterita.

3.5.4. Descrição do material estudado

O material estudado pertence à Formação Beberibe (fácies 2) e se constitui pela classificação geológica, de um argilito calcífero. A análise tátil visual feita através das sondagens, classifica o material como uma argila siltosa calcífera; tratando-se de um material finamente estratificado, de coloração amarela a acinzentada e de propriedades plásticas. Considerando que a provável superfície de ruptura desta encosta está presente no topo da camada deste argilito, este material foi o escolhido para estudo de parâmetros geotécnicos.

Esse sedimento apresenta-se nas sondagens como uma camada contínua e de espessura pouco variável, em torno de 10 -15 metros, entre as cotas de 22m a 40m, com uma base retilínea e praticamente horizontal, onde se dá seu contato com a camada arenosa uniforme subjacente. As mudanças de espessura devem-se principalmente à erosão em sua superfície, quando foi cortada por canais fluviais que depositaram os corpos arenosos heterogêneos e descontínuos sobre a mesma, ou a preenchimento de baixos do relevo remanescente.

3.5.5. Fatores de suscetibilidade envolvidos no deslizamento

Foi realizada uma análise de risco na encosta onde ALHEIROS (1998), considera como principais fatores à instabilidade como sendo a geologia, a topografia e o antropismo.

Com respeito à geologia, é enfatizada a litologia (natureza das camadas), a textura e a estrutura das camadas e a água subterrânea, que representa o principal agente do processo de escorregamento no local. As intercalações de camadas permeáveis e impermeáveis intensificam o fluxo na direção horizontal e possibilita a formação de pequenos aquíferos suspensos, com vários níveis freáticos simultâneos. Por outro lado, a geometria complexa desses corpos arenosos e siltosos, permite uma boa

intercomunicação da água subterrânea, que é principalmente retida sobre o argilito impermeável.

Na encosta, a Formação Barreiras, é tida como o aquífero responsável pela saturação dos sedimentos subjacentes, em virtude de sua grande extensão regional, o que lhe dá uma considerável área de recarga, além de um gradiente hidráulico regional significativo. Ressaltando-se ainda que o principal aquífero regional que é representado pela Formação Beberibe, pertencente a camada arenosa da base da encosta, tem seu nível freático bem abaixo da base da camada de argilito calcífero, não tendo influência sobre a mesma. O corte na base da encosta, expondo em alguns trechos, a superfície do argilito calcífero, associado à sobrecarga do aterro no seu topo para a construção da PE-18, com a remoção da cobertura vegetal, permitindo uma maior infiltração das águas pluviais, foram considerados os principais fatores antrópicos, suficientes para provocar a ruptura e desencadear o processo de escorregamento.

Os estudos sedimentológicos e estratigráficos sugerem que a superfície mais provável do escorregamento principal seja o topo do argilito calcífero, secundado pelas superfícies de contato entre os canais fluviais e os siltitos, que podem ser ativadas em função do movimento principal. As considerações aqui apresentadas são de caráter preliminar, visto como se baseiam apenas nas observações diretas e nos dados das sondagens.

Entre os atributos relacionados à topografia, a altura e a extensão apresentam-se como pouco expressivos, ao contrário da declividade (alta), e da forma (côncava) da encosta, que caracterizam uma situação predisponente à instabilidade.

Não se observam discontinuidades significativas nas camadas que foram movimentadas, com exceção da ruptura principal no alto da encosta, sugerindo o caráter translacional do movimento.

3.6. INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

Face a existência de estudos anteriores (sondagens, geologia), as atividades de campo na pesquisa atual consistiram apenas da campanha de amostragem, que foram realizadas

pela equipe do Laboratório de Solos Instrumentação da UFPE nos meses de janeiro e fevereiro de 2002, consistindo na obtenção de amostras indeformadas para estudo das propriedades mecânicas da camada de argila calcífera (fácies 2) e amostras deformadas para ensaios de caracterização e classificação.

No total foram retirados 4 blocos (amostras indeformadas), sendo 2 deles na encosta da Fábrica Continental à 1,70-2,00m de profundidade e 2 na área do 2º Grupamento de Bombeiros à profundidade de 1,10-1,40m.

3.6.1. Critério de seleção dos locais de coleta de amostras

Tendo como base os estudos geológicos realizados pela Geóloga e Professora da UFPE, Margareth Alheiros em 1998, é de se esperar que o material mais problemático desta encosta (Encosta Continental) com problemas de instabilidade, seja o argilito calcífero (argila siltosa calcífera), já que se supõe que a superfície de ruptura desta encosta esteja situada no topo deste material (ver item 3.5.5.).

Como esta encosta apresenta um histórico de vários deslizamentos (ver item 3.4.), o objetivo era comparar os parâmetros geotécnicos desta argila siltosa calcífera, envolvida nestes sucessivos escorregamentos, com parâmetros geotécnicos deste mesmo material em um outro local, onde se supunha que o mesmo estivesse no seu estado intacto, sem ter sofrido deformações. Vale a pena destacar que ambos locais fazem parte da mesma formação geológica (Formação Beberibe).

Foram verificados afloramentos da argila siltosa calcífera na área pertencente ao 2ºGB com a visita técnica realizada na área do deslizamento no mês de agosto de 2001. Desta forma, optou-se por fazer a amostragem também neste local, devido à facilidade da coleta de amostras. As Figuras 3.4 e 3.5 mostram a vista geral da Encosta Continental e o afloramento da argila siltosa calcífera na área do 2ºGB, respectivamente.



Figura 3.4. Vista geral da Encosta Continental.

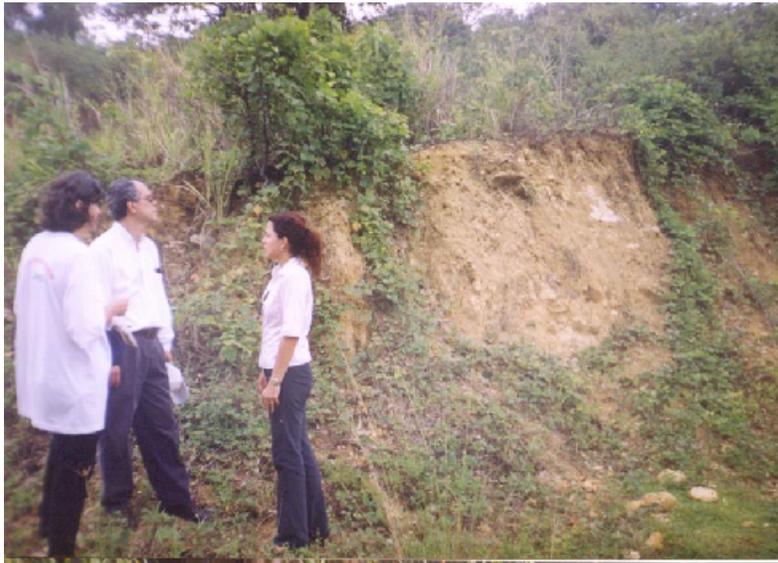


Figura 3.5. Afloramento da argila siltosa calcífera na área do 2ºGB.

A Figura 3.6 ilustra o mapa topográfico da área juntamente com a indicação das sondagens e os locais de coleta de amostras deformadas e indeformadas dos dois locais de investigação.

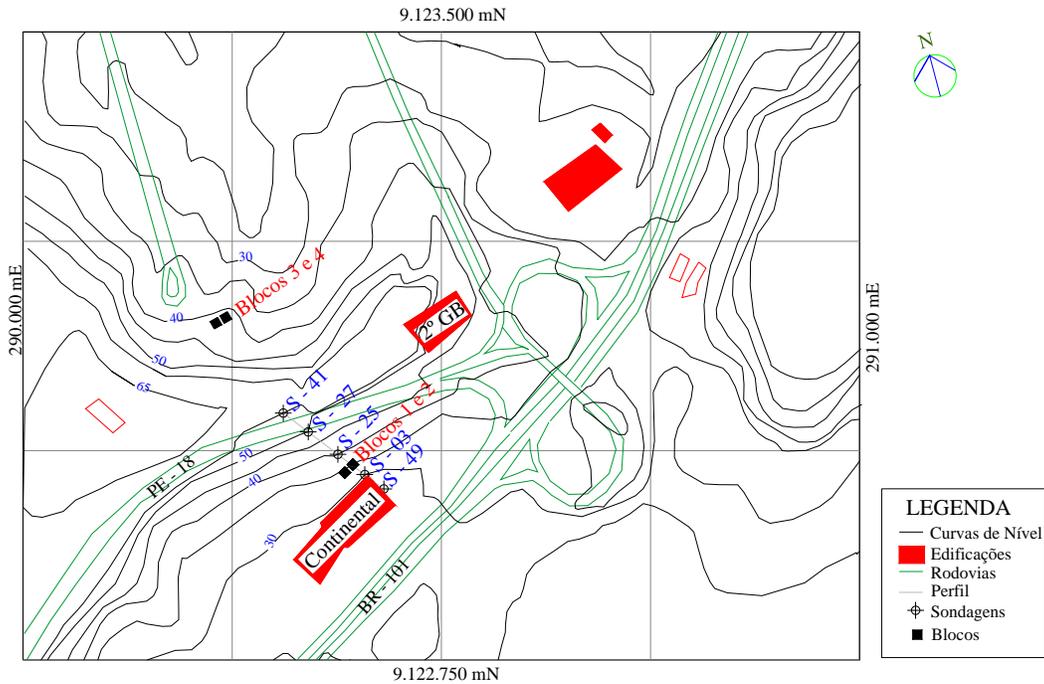


Figura 3.6. Mapa topográfico da área de estudo. Fonte: FIDEM.

3.6.2. Sondagens de simples reconhecimento

A realização das sondagens ocorreram no ano de 1985 tendo em vista o estudo para elaboração de um dos projetos de estabilização da Encosta Continental. Nesta ocasião foram realizados estudos topográficos e geotécnicos, estes últimos compostos de trinta e seis (36) furos de sondagem.

Estas sondagens fizeram parte do Projeto Executivo de Engenharia para Reabilitação: Estabilização do Maciço Talude PE-18 / Continental 2001, elaborado pela PROEC - Projetos e Obras de Engenharia Civil Ltda, em 1994.

Desta forma, a escolha do local para a coleta de amostras deformadas e indeformadas da argila siltosa calcífera na Encosta da Fábrica Continental, se fez com base nestas sondagens já existentes. A localização das sondagens utilizadas neste trabalho está representada na Figura 3.6, junto com a topografia da área estudada e, os resultados dos furos de sondagem estão apresentados nas Figuras de 3.7 a 3.11.

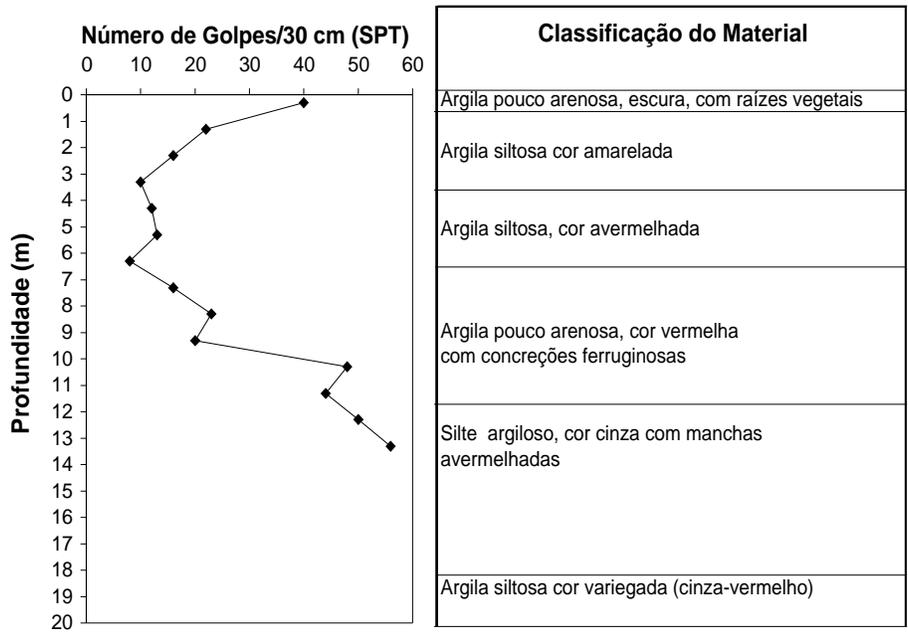


Figura 3.7. Furo de Sondagem F-41. Fonte: DER-PE (1985).

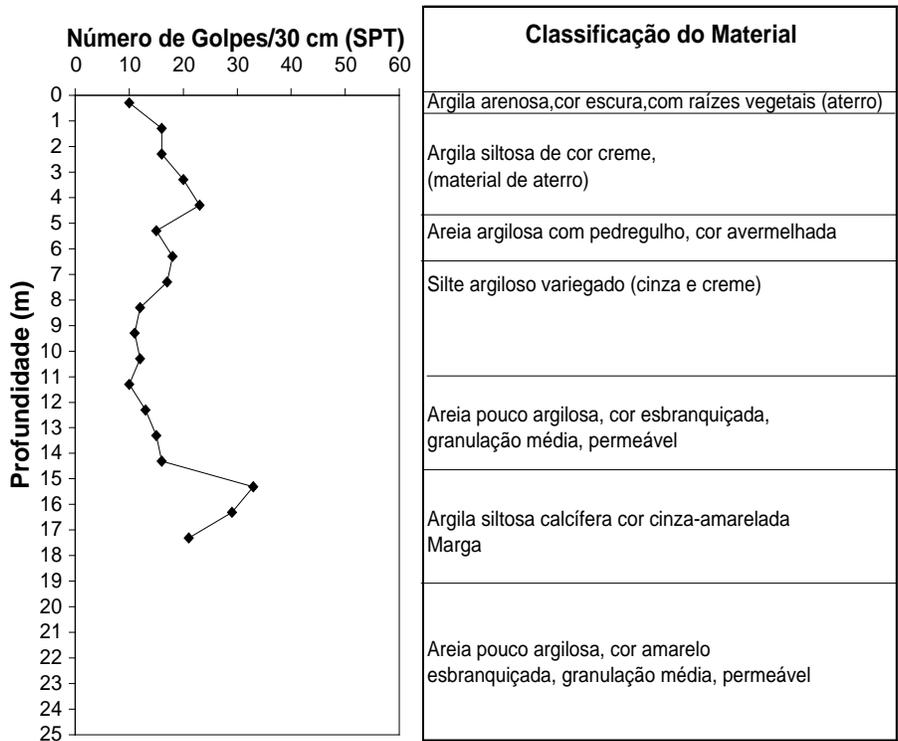


Figura 3.8. Furo de Sondagem F-27. Fonte: DER-PE (1985).

No Furo-41, os valores do SPT registrados correspondem até a profundidade de 13,30m. Inicialmente, observam-se valores de SPT de 40 golpes na camada de argila pouco arenosa. Em seguida há um decréscimo de resistência até a profundidade de 3,5m permanecendo aproximadamente constante com valores de SPT médios de 12 golpes até a profundidade de 6,30m. Na camada de argila com concreções ferruginosas é observado um acréscimo nos valores de SPT com a profundidade até atingir 48 golpes. Embora a sondagem referente ao Furo-41 registre valores de SPT até a profundidade de 13,30m o limite da sondagem se deu na profundidade de 40m. Desta forma, após atingida a profundidade de 20m, encontra-se uma camada de areia pouco argilosa com 7m de espessura, seguida de uma camada da argila siltosa calcífera com 8m de espessura e, finalmente mais uma camada de 5m de areia pouco argilosa.

No Furo-27, os valores de SPT variaram de 10 a 23 golpes até a profundidade de 14,30m aumentando em seguida até 33 golpes no início da camada de argila siltosa calcífera.

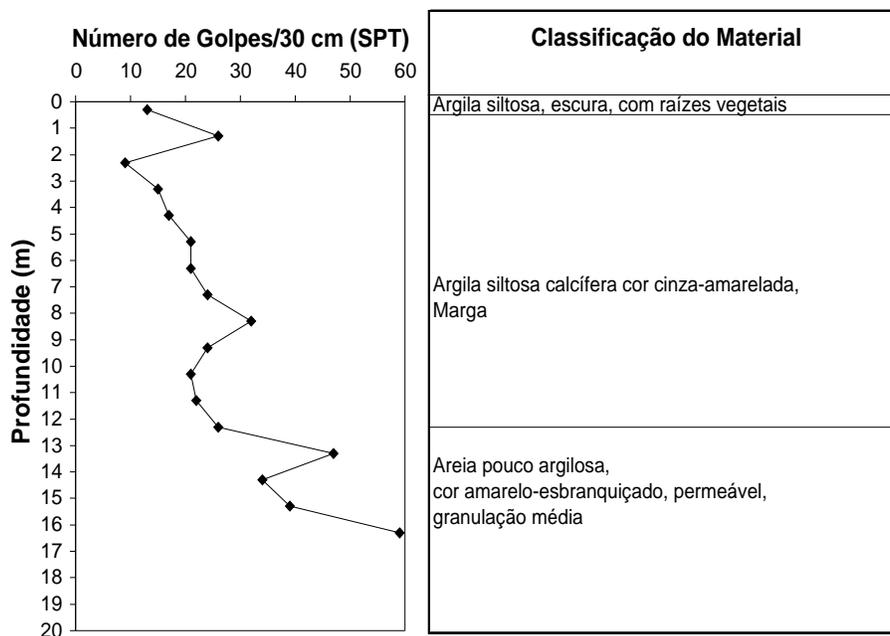


Figura 3.9. Furo de Sondagem F-25. Fonte: DER-PE (1985).

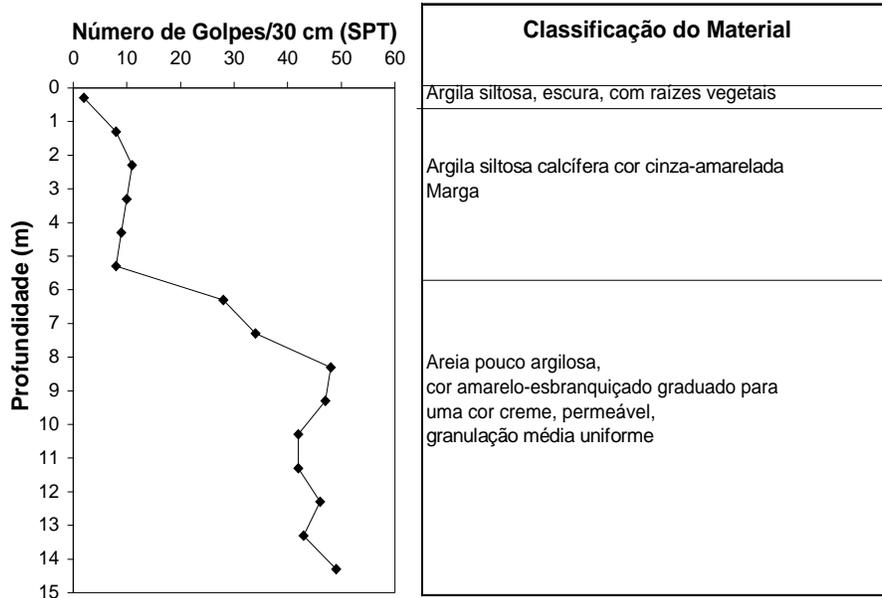


Figura 3.10. Furo de Sondagem F-03. Fonte: DER-PE (1985).

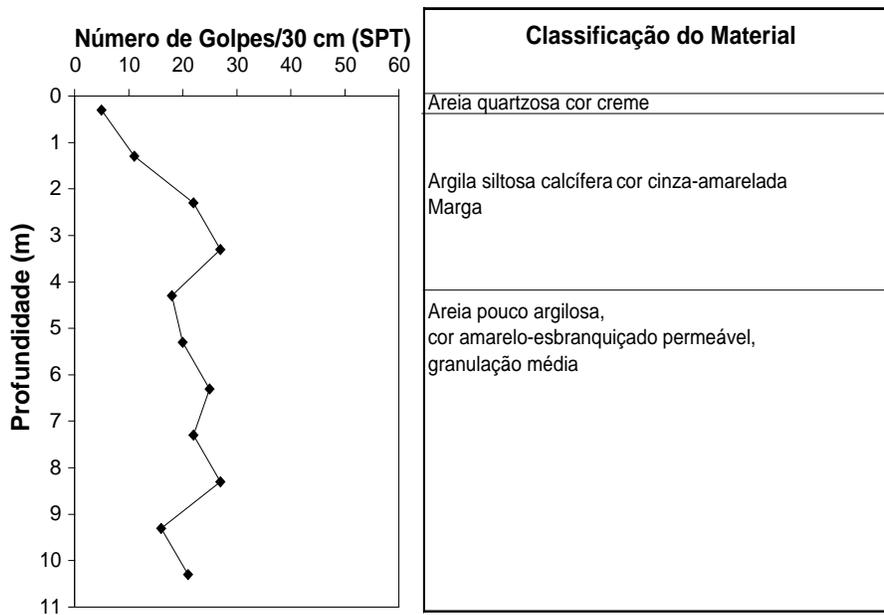


Figura 3.11. Furo de Sondagem F-49. Fonte: DER-PE (1985).

O Furo-25, apresentou valores decrescentes do SPT de 26 golpes para 9 golpes no início da camada de argila siltosa calcífera, aumentando em seguida em até 32 golpes na profundidade de 8,50m. A camada de areia pouco argilosa atingiu valores de SPT de até 59 golpes. O Furo-03 apresentou os valores mais baixos do SPT para camada de argila calcífera variando de 8 a 11 golpes. Valores de SPT de até 49 golpes foram observados na camada de areia pouco argilosa. No Furo-49, o SPT variou para a camada de argila siltosa calcífera de 6 a 27 golpes decrescendo em seguida para a camada de areia pouco argilosa.

A partir dos resultados das sondagens, foi obtido o perfil geotécnico representado na Figura 3.12 segundo a seção indicada na Figura 3.6, juntamente com a localização da coleta dos blocos. Pode-se observar que as informações baseadas nos furos de sondagens enfatizam a variabilidade das camadas ao longo de uma vertical do terreno, onde se verifica uma alternância de camadas de solos argilosos, siltosos e arenosos, de espessuras variáveis e descontínuas. O Furo-41 e o Furo-27 ilustram bem a complexa estratigrafia da encosta, podendo-se supor que possa haver outras superfícies de deslizamento além do topo da argila calcífera como, por exemplo, a camada de silte argiloso, conforme sugere ALHEIROS (1998) (ver item 3.5.5.). Entretanto, devido a dificuldades de coleta de amostras nesta camada de silte, a mesma não foi estudada no presente trabalho.

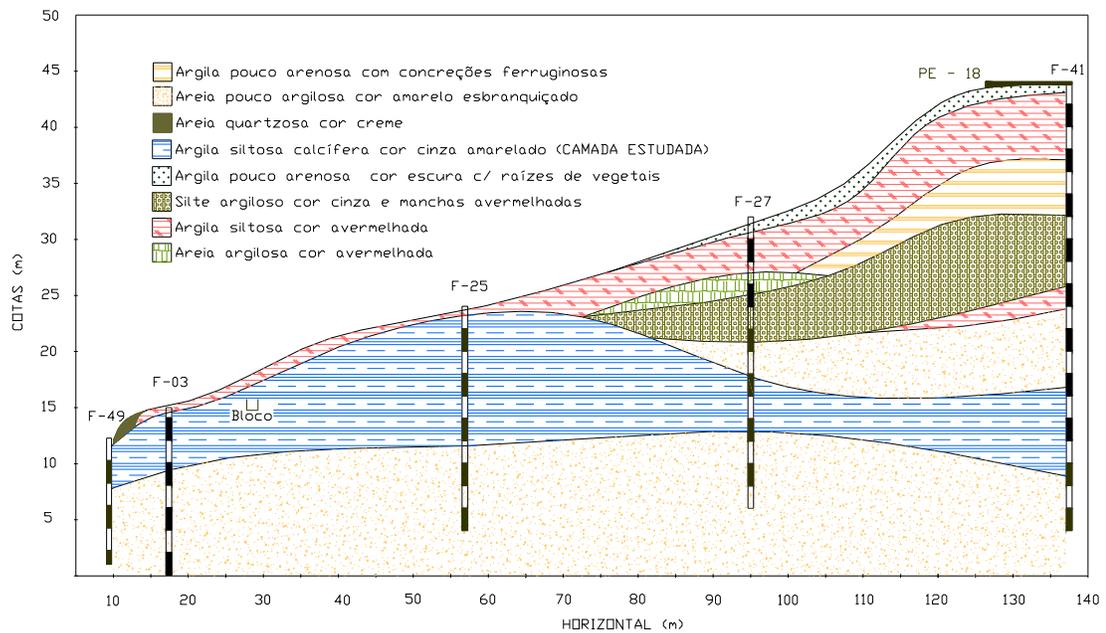


Figura 3.12. Perfil geotécnico da Encosta Continental. Fonte: DER-PE (1985).

Nos Furos 49, 03 e 25, observa-se um perfil mais homogêneo da encosta, com uma fina camada de argila siltosa de cor avermelhada de 0,60m seguida da camada de argila calcífera contínua em toda seção com espessura média de 6,0m (F-03), apenas no Furo-25 a camada deste material atinge a espessura de 12,0m. Em toda a seção no perfil apresentado na Figura 3.12, verifica-se uma camada de areia pouco argilosa de coloração variando desde a amarela até a branca, de granulação média e permeável, com espessura não definida situada na base da encosta.

3.6.3. Procedimentos de coleta de amostras deformadas e indeformadas

Os procedimentos adotados para coleta das amostras indeformadas constaram de escavação manual até a cota desejada, obtendo-se um poço exploratório; em seguida, os blocos foram moldados com uma faca afiada até atingirem seções transversais de 30 x 30 x 30 cm. Os blocos depois de moldados eram envolvidos em papel alumínio, em um tecido de algodão, sendo em seguida parafinados até formar uma capa suficientemente rígida de 1cm de espessura.

Posteriormente, a base dos blocos foram seccionadas com o auxílio de uma faca e os blocos acondicionados dentro de uma caixa de madeira contendo pó de serra, onde se realizava o fechamento das bases dos blocos. Foram colocadas etiquetas nos topos dos blocos, contendo informações como local, data da coleta, número do bloco e profundidade da coleta. Por fim, foram transportados de forma cuidadosa até a câmara úmida do Laboratório de solos e Instrumentação da UFPE.

Para cada local de amostragem foram coletadas amostras em saco (deformadas) de aproximadamente 10 kg, proveniente do material resultante do acabamento dos blocos. Essas amostras foram colocadas em sacos de boa resistência, etiquetados e transportados também para a câmara úmida do Laboratório.

Algumas dificuldades foram encontradas na moldagem dos blocos, já que à medida que se escavava o terreno, o material sofria alívio de tensões, apresentando desta forma muitas fissuras e planos de clivagem, caracterizando um comportamento de um material friável. Desta forma, algumas vezes ao se atingir a cota desejada para retirada do bloco, o mesmo se fragmentava em pedaços nas paredes laterais e no topo, fazendo com que

fosse realizada uma nova escavação para retirada de um bloco de melhor qualidade. As Figuras 3.13 a 3.16 mostram alguns detalhes da retirada dos blocos, onde pode-se observar a excelente qualidade da amostragem realizada.



Figura 3.13. Moldagem do bloco.



Figura 3.14. Preparação do bloco para parafinação.



Figura 3.15. Preparação do bloco para parafinação.



Figura 3.16. Acondicionamento do bloco.

CAPÍTULO 4

DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, serão apresentados as descrições dos equipamentos e as metodologias adotadas nos ensaios realizados em laboratório. Os ensaios de laboratório realizados são referentes a ensaios de caracterização física (granulometria, Limites de Atterberg e densidade real dos grãos), ensaios químicos e mineralógicos, ensaios de permeabilidade, ensaios edométricos simples, ensaios de cisalhamento direto convencionais, ensaios de cisalhamento direto com reversão múltipla, ensaios de cisalhamento utilizando a técnica de interface lisa e ensaios de cisalhamento direto por torção -“ring shear”.

Destaca-se que os ensaios de cisalhamento direto convencionais e com reversões múltiplas, utilizaram-se amostras indeformadas na condição saturada. Os ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica da interface lisa e os ensaios ‘ring shear’, utilizaram-se amostras moldadas no limite de liquidez. Para os ensaios edométricos foram utilizadas amostras tanto na condição saturada como na umidade natural.

Devido à dificuldade de saturação dos corpos de prova através apenas de processos convencionais de inundação, os mesmos foram saturados previamente no equipamento Tri Flex-2. A descrição do equipamento e o processo de saturação serão descritos no item 4.6.

4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.2.1. Ensaio de Granulometria

Os ensaios de granulometria no presente trabalho foram realizados através de dois procedimentos: o primeiro, empregando-se o procedimento de peneiramento associado à sedimentação conforme recomendação da NBR 7181/84; o segundo, sem o uso de defloculante no procedimento de sedimentação. Na preparação das amostras foi utilizado o procedimento com secagem prévia ao ar conforme recomendação da NBR

6457/84. O método modificado consiste basicamente em se trocar o defloculante (hexametáfosfato de sódio) prescrito na NBR 7181/84, por água destilada.

4.2.2. Limites de Atterberg e Densidade Real dos Grãos

O procedimento da NBR 6459 foi utilizado para determinação do Limite de Liquidez e o procedimento da NBR 7180 para determinação do Limite de Plasticidade, com o uso de amostra preparada com secagem prévia ao ar. Para a obtenção da densidade real dos grãos, foram utilizados os procedimentos descritos na NBR 6508/84.

4.3. ENSAIOS QUÍMICOS

A caracterização química foi realizada em amostras dos dois locais de estudo (Encosta Continental e 2º GB). As análises para determinação da percentagem de saturação, do extrato de saturação, do pH em água, dos cátions trocáveis, do carbono orgânico, do nitrogênio e do carbonato de cálcio equivalente, foram feitas no Laboratório da Agrolab - Análises Ambientais Ltda./ PE, e os métodos utilizados estão de acordo com o Manual de Métodos de Análise de Solo - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1997).

A determinação dos elementos: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , MgO , CaO , Na_2O , K_2O , TiO_2 , P_2O_5 , MnO , CaCO_3 foram realizadas no Laboratório NEG-LABISE pertencente ao Departamento de Geologia da UFPE (Universidade Federal de Pernambuco), sob orientação da Professora Valderez P. Ferreira. A metodologia empregada para análise constou à princípio de uma pulverização do material, seguida por uma varredura destes elementos presentes nas amostras de solo através do espectrômetro de fluorescência de raios x da Rigaku, Modelo RIX-3000. A análise quantitativa foi realizada utilizando-se o método de curva de calibração com materiais de referências internacionais. As amostras foram fundidas usando tetraborato de lítio e fluoreto de lítio, nas proporções: 2,25 (amostra) : 6,31 (TBL) : 0,34 (FL).

4.4. ENSAIOS MINERALÓGICOS

4.4.1. Fração areia

A análise mineralógica da fração areia foi realizada pela Professora Lúcia Valença, no LAGESE – Laboratório de Geologia Sedimentar, pertencente ao Departamento de

Geologia da UFPE. O estudo morfooscópico e composicional de grãos foi feito sobre a fração total de areia em lupa binocular.

A metodologia para esta análise constou da secagem prévia das amostras ao ar, para em seguida serem passadas nas peneiras de aberturas 2mm e 0,062mm sob água corrente. O material retido nestas duas peneiras (no caso, reteu-se material apenas na peneira de abertura 0,062mm) foi colocado na estufa a 100°C; sendo em seguida armazenados em sacos plásticos, etiquetados e levados ao Departamento de Geologia.

4.4.2. Fração silte e argila

Em relação à mineralogia da fração silte e argila procedeu-se a identificação por difração de raios X considerando-se preferencialmente os picos de 1º ordem. Utilizou-se um difratômetro da marca Rigaku – Geigerflex, com radiação K-alfa do cobre, velocidade do goniômetro de 4º/min e velocidade da carta de 40mm/min. As lâminas de argila utilizadas foram submetidas aos seguintes tratamentos: a) saturadas com magnésio e glicerol; b) saturadas com potássio e secas a 25°C; e c) saturadas com potássio e aquecidas a 550°C por duas horas.

A confecção das lâminas e o posterior tratamento foram realizados no Laboratório de Ciências do Solo pertencente a UFRPE (Universidade Federal Rural de Pernambuco) sob os cuidados do técnico Camilo Sidrak. E, a difração dos Raio-X foram realizadas pelo Professor Hugo Villaroyal, pertencente ao Departamento de Engenharia de Minas da UFPE. A análise dos difratogramas das frações argila e silte foram realizadas pela Professora Lúcia Valença, pertencente ao Departamento de Geologia da UFPE.

4.5. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA – MEV

As superfícies observadas foram obtidas por pequenas porções de solo indeformado. Para preparação das amostras, as mesmas foram secas em estufa, em seguida foram colocadas em sacos plásticos e levadas ao Laboratório Imuno Patologia Keizo Asami – LIKA, pertencente à UFPE, no setor de Microscopia Eletrônica. Para a obtenção da superfície de observação, as amostras foram fixadas a um suporte metálico, em seguida

submetidas a alto vácuo, para então serem metalizadas com feixes de ouro. Após este processo procedeu-se a realização da varredura das amostras.

O equipamento utilizado para tal fim foi o microscópio da marca Jeol JSM - T 200 (scanning microscope). Vale destacar que na MEV, as amostras utilizadas têm seção de 10mm. Os resultados das observações das superfícies das amostras são registrados através de fotografias.

4.6. SATURAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

4.6.1. Introdução

O equipamento utilizado para se fazer a saturação dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e nos ensaios edométricos na condição saturada, foi o Tri Flex-2. O item a seguir apresenta as características deste equipamento.

4.6.2. Equipamento Tri Flex-2

O Tri Flex – 2, é um equipamento utilizado para determinação da permeabilidade do solo em amostras indeformadas, podendo-se realizar até 3 ensaios simultaneamente, conforme ilustra a Figura 4.1. A principal característica deste equipamento é a sua capacidade de simular o ensaio de permeabilidade sob diferentes pressões (confinante, base e topo).



Figura 4.1. Equipamento Tri Flex – 2.

Para a realização do ensaio de permeabilidade utilizando o equipamento Tri Flex-2, o corpo de prova deve estar saturado. Desta forma, após realizar cada ensaio de permeabilidade, o corpo de prova saturado era retirado do equipamento (Tri Flex-2) para em seguida ser utilizado nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e ensaios edométricos na condição saturada.

Como os corpos de prova saturados no Tri Flex-2 possuem 10cm de altura e 10cm de diâmetro (secção circular), de cada corpo de prova, moldavam-se de 2 à 3 corpos de prova de 2cm de altura para realização dos ensaios de cisalhamento direto e ensaios edométricos acima descritos (item 4.8.5.1).

4.6.2.1. Preparação do equipamento

Toma-se o corpo de prova indeformado com dimensões de 10cm de altura e 10cm de diâmetro. Coloca-se sobre e sob o mesmo, um conjunto composto de pedra porosa, papel filtro e “top cap”, onde o papel filtro é sempre posto em contato com o solo. Encamisa-se o corpo de prova, com uma membrana e ligas de borracha, evitando seu contato lateral com a água e finalmente, insere-se o corpo de prova na célula de acrílico. A Figura 4.2 ilustra o corpo de prova na célula de acrílico.



Figura 4.2. Detalhe do corpo de prova na célula de acrílico do equipamento Tri Flex-2.

Conecta-se a célula de acrílico ao aparelho através das tubulações, abre-se a válvula lateral, permitindo a entrada de água até encher a célula, verificando se no final não existem bolhas de ar na superfície. Após este processo aplica-se uma pressão confinante de 50kPa.

Em seguida faz-se uma remoção de ar das pedras porosas e das linhas das tubulações, drenando o sistema com água destilada até que todas as bolhas de ar desapareçam das tubulações. Enche-se de água o canal da bureta, até as três buretas estarem com o nível desejado. Em seguida faz-se a desaeração do canal da bureta removendo a entrada de ar, estando o canal deaerado quando não houver bolhas de ar perceptíveis.

Aumenta-se a pressão confinante para 108kPa na amostra (Tabela 4.1- item 4.6.2.2). Fecham-se as válvulas de entrada de pressão no topo e na base corpo de prova, em seguida posiciona-se as válvulas de comando em “pressure” (no equipamento), para então serem aplicadas as pressões na base e no topo. Finalmente, abrem-se todas as válvulas de entrada de pressão.

4.6.2.2. Pressões utilizadas para saturação dos corpos de prova

Os corpos de prova foram submetidos as seguintes pressões apresentadas na Tabela 1. A cada 24 horas era verificado se a amostra estava saturada através do critério de percolação d’água no corpo de prova, onde o volume d’água que entrava pela base da amostra tinha que ser o mesmo que saia pelo topo, imprimindo-se à amostra um gradiente de fluxo ascendente de 30kPa. A saturação dos corpos de prova se deu em média por um período de 3 dias, com diferença de 8kPa entre a pressão confinante e a pressão de base.

Tabela 4.1. Pressões aplicadas para saturação dos corpos de prova no equipamento Tri Flex – 2.

σ “confinante” (kPa)	σ “base” (kPa)	σ “topo” (kPa)	Período das pressões aplicadas (horas)
108	100	100	24
158	150	150	48

4.6.2.3. Ensaio de permeabilidade utilizando o equipamento Tri flex-2

Após verificar a saturação do corpo de prova pelo processo acima descrito, era realizado o ensaio de permeabilidade. Para tanto, inicialmente fechavam-se as válvulas de inserção de pressão da base e do topo da célula onde se encontrava o corpo de prova saturado no Tri flex-2. Em seguida, imprimia-se um gradiente de fluxo ascendente de 30kPa, para se fazer percolar um volume de água destilada de 5cm³ na amostra. Finalmente, abriam-se as válvulas de topo e de base da célula e, iniciava-se a cronometragem do tempo que a água levava para percolar na amostra.

Repete-se este procedimento até a coincidência de pelo menos três leituras do tempo com variação de até $\pm 5\%$. Utilizando-se deste resultado, calcula-se o coeficiente de permeabilidade (k) por meio da seguinte expressão:

$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot T \cdot P} \quad (\text{cm/seg})$$

Onde: V= Volume percolado (5cm³);

L= Altura da amostra (10cm);

A= Área do corpo de prova (78,54cm²);

T= Tempo médio p/ percolação de 5 cm³ (s);

P= Gradiente psi x 70.37 cm/psi (cm - H₂O).

4.6.2.4. Acondicionamento dos corpos de prova

Ao término dos ensaios de permeabilidade no equipamento Tri Flex-2, os corpos de prova eram colocados dentro de um tubo de PVC rígido de 10cm de diâmetro e 10cm de altura.

O objetivo era confinar a amostra para posterior moldagem dos corpos de prova a serem utilizados tanto para os ensaios de cisalhamento direto (convencionais e com reversões múltiplas), como para os ensaios de adensamento na condição saturada. A Figura 4.3 ilustra a colocação do tubo de PVC no corpo de prova saturado no Tri Flex-2.



Figura 4.3. Colocação do tubo de PVC no corpo de prova saturado no Tri Flex-2.

Após retirar o corpo de prova do Tri Flex-2, as extremidades do tubo de PVC eram lacradas com duas tampas de acrílico envolvidas por fita crepe sendo, em seguida todo o conjunto revestido por sacos plásticos. Posteriormente, os corpos de prova eram acondicionados dentro de um dessecador (Figura 4.4), evitando desta forma o máximo possível de perda de umidade.



Figura 4.4. Acondicionamento dos corpos de prova.

4.7. ENSAIOS EDMÉTRICOS CONVENCIONAIS

Nos itens subseqüentes serão apresentados os procedimentos adotados nos ensaios utilizados para avaliação da compressibilidade do material em estudo. Vale destacar que os ensaios foram realizados com amostras na condição saturada. Estes ensaios tiveram como objetivo a obtenção de parâmetros de compressibilidade, tais como: coeficiente de adensamento vertical C_v , índice de compressão C_c , coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , o módulo edométrico E'_{oed} e o coeficiente de permeabilidade k .

Foram utilizadas duas amostras, sendo uma de cada local de estudo, na condição de umidade natural de campo, para se avaliar as possíveis características de expansividade deste material. Desta forma, foram realizados ensaios para determinação do potencial de expansão, simulando-se o peso das terras, utilizando pressões verticais de 40kPa e 26kPa para as amostras da encosta Continental e 2º GB, respectivamente.

4.7.1. Equipamento utilizado

Para a realização dos ensaios edométricos foram utilizadas prensas de adensamento fabricadas pela Ronald Top S.A, do tipo convencional com sistema de cargas através de pesos em pendural, com relação de braço 1:10 e células edométricas do tipo anel fixo. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01mm. A Figura 4.5 ilustra este equipamento.



Figura 4.5. Prensas de adensamento.

4.7.2. Descrição das amostras ensaiadas

Foram utilizadas amostras indeformadas retiradas da área de reserva do 2º Grupamento de Bombeiros e da encosta Continental. Na Tabela 4.2 está apresentada a relação de amostras utilizadas para os ensaios em questão.

Tabela 4.2. Relação de amostras utilizadas nos ensaios edométricos.

LOCAL	BLOCO (Nº)	PROF. (m)	ENSAIOS
Encosta Continental	2	1,70-2,00	Condição saturada e umidade natural
2ºGB	3	1,10-1,40	Condição saturada e umidade natural

4.7.3. Moldagem dos corpos de prova

Os procedimentos para moldagem dos corpos de prova na condição saturada segue a mesma seqüência a ser descrita no item 4.8.5.1 referente a moldagem para os ensaios de cisalhamento direto convencionais e com reversões múltiplas. Foram utilizados anéis de adensamento com diâmetro de 40cm² e 2cm de altura, obtido de amostras indeformadas, tanto para as amostras na condição saturada como para as na umidade natural.

Em todos os ensaios realizados na condição saturada, as pedras porosas eram previamente fervidas para saturação, onde sobre as quais eram colocados papéis filtro. Em seguida, os corpos de prova eram colocados em contato com o papel filtro sobre a pedra porosa, onde então as células edométricas eram montadas. Posteriormente, era feita a inundação do corpo de prova pela parte inferior da célula edométrica com água destilada, para ser mantida a condição de saturação durante todo o período do ensaio. No início e no final de cada ensaio eram medidas as umidades iniciais e finais dos corpos de prova.

Para os ensaios realizados na umidade natural, os corpos de prova foram obtidos através da cravação dos anéis de adensamento diretamente no bloco indeformado. A cravação ocorreu sempre no sentido vertical partido do topo do bloco acompanhada do desbaste do solo circundante utilizando-se de uma pequena faca afiada de lâmina reta. Em seguida, era cortado em torno de 10mm abaixo da face inferior do corpo de prova, separando-o do bloco, finalmente com o auxílio de uma faca e de uma espátula foi dado o acabamento no corpo de prova. Em todos os ensaios realizados na umidade natural, as pedras porosas eram previamente secas ao ar, onde sobre as quais eram colocados papéis filtro, para em seguida serem montadas as células edométricas. Em todos os ensaios eram coletadas cápsulas para determinação das umidades iniciais e finais dos corpos de prova.

4.7.4. Tensões utilizadas e tempo de duração para cada estágio de tensões

A análise do comportamento da compressibilidade do solo estudado, foi baseada nos resultados dos ensaios edométricos convencionais na condição saturada. O intervalo de tensões de 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa foi utilizado no carregamento e de 640, 160 e 40 kPa no descarregamento. As leituras de deformação foram realizadas à 6, 15 e 30 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 minutos.

O critério para determinação do tempo de duração de cada estágio de tensão, foi definido quando as deformações entre dois intervalos de tempo consecutivos, numa razão $(\Delta t/t)=1$, fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até o tempo anterior FERREIRA (1995). Sendo assim, os ensaios foram realizados com tempo de duração para cada estágio de tensão de 24 horas.

O potencial de expansão avaliado através das amostras na umidade natural, foi determinado colocando-se a amostra de solo no edômetro, carregada sob uma tensão vertical de modo a simular o peso das terras. As amostras eram inundadas com água destilada pela parte inferior da célula de adensamento, após serem estabilizadas as deformações. Sendo assim, o potencial de expansão foi obtido em percentual uma vez estabilizado o processo de expansão.

4.8. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

4.8.1. Introdução

No presente trabalho, foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencionais para determinação da resistência de pico e pós-pico do material. Ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica das reversões múltiplas e a técnica da interface lisa e ensaios de cisalhamento por torção (“ring shear”), foram realizados com o objetivo de determinar a resistência residual do material em estudo, comparando-se os resultados obtidos através dos três ensaios.

4.8.2. Considerações gerais

O ensaio de cisalhamento direto visa determinar a resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas utilizando o critério de ruptura de Mohr Coulomb. Mesmo sendo bastante utilizado para se avaliar a resistência dos materiais, o mesmo apresenta algumas limitações segundo HEAD (1994), tais como: a existência de um plano de ruptura pré-definido na amostra de solo, a distribuição não uniforme de tensões na sua superfície, as poro-pressões não podem ser medidas durante o ensaio, a deformação a que é submetida o solo é restrita ao comprimento do equipamento e a rotação dos planos das tensões principais durante o ensaio.

Como vantagens do ensaio pode-se citar a sua simplicidade de operação, o princípio básico do ensaio é de simples compreensão, o adensamento é relativamente rápido, o ensaio pode ser aplicado a solos pedregulhosos e, além da determinação da resistência de pico pode ser utilizado também para determinação da resistência residual pelo processo de reversão.

4.8.3. Características do equipamento

O equipamento do ensaio de cisalhamento direto utilizado é de fabricação da Ronald Top S/A, com sistema de cargas através de peso em pendural. Nas leituras das deformações verticais e deslocamento horizontal utilizou-se extensômetros da marca Mitutoyo com sensibilidade de 0,01mm e anel de carga para determinação das forças horizontais aplicadas aos corpos de prova. Já que o programa de ensaios incluía ensaios de cisalhamento direto com reversões múltipla, o equipamento foi adaptado para este

fim, utilizando-se uma peça maciça de aço de secção retangular, posicionada dentro da caixa de cisalhamento conforme ilustra a Figura 4.6. O objetivo da utilização desta peça, era de se poder realizar as reversões da parte superior da caixa de cisalhamento para sua posição inicial, mantendo a parte inferior da caixa de cisalhamento fixa.

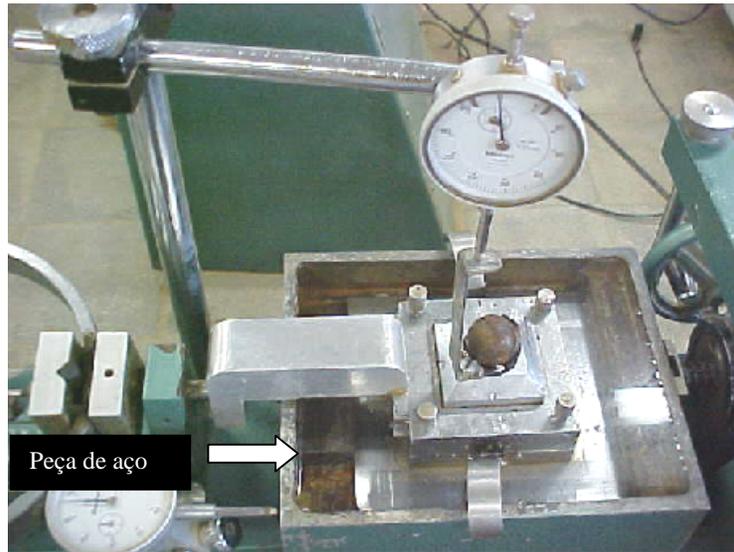


Figura 4.6. Detalhe da peça de aço utilizada nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas.

Como o equipamento de cisalhamento direto é de uso rotineiro nos laboratórios, sendo descrito em detalhes por vários autores (ex. HEAD, 1994), este não será detalhado no presente trabalho.

4.8.4. Amostras utilizadas

Os ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas foram realizados em corpos de prova saturados (indeformados) previamente no equipamento Tri Flex-2, com altura de 2cm.

Os ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica da interface lisa foram realizados em corpos de prova moldados no limite de liquidez, com altura de 1cm. Para execução de todos os ensaios, utilizou-se a caixa de cisalhamento de dimensões de 2" x 2".

As amostras utilizadas são referentes a Encosta situada na Fábrica Continental e ao 2º Grupamento de Bombeiros, conforme apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Relação de amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto.

LOCAL	BLOCO (Nº)	PROF. (m)	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO
Encosta Continental	1	1,70-2,00	Tensões 50 e 150kPa (Convencional e com Reversões múltiplas)
Encosta Continental	2	1,70-2,00	Tensões 25, 100, 200 e 400kPa (Convencional e com Reversões múltiplas)
Encosta Continental	1	1,70-2,00	Tensões 25, 100 e 200kPa (Interface lisa)
2º GB	3	1,10-1,40	Tensões 25, 100 e 200kPa (Convencional e com Reversões múltiplas)

A Tabela 4.4 indica a quantidade de ensaios realizados e as tensões normais utilizadas nas duas metodologias de ensaios.

. Tabela 4.4. Resumo dos ensaios realizados

Ensaio de Cisalhamento Direto (Convencional e com Reversões Múltiplas)		
<i>Local</i>	<i>Nº Pontos</i>	<i>Tensões Normais</i>
Encosta Continental	6	25, 50, 100, 150, 200 e 400kPa
2º GB	3	25, 100 e 200kPa
Ensaio de Cisalhamento Direto (Interface Lisa)		
<i>Local</i>	<i>Nº Pontos</i>	<i>Tensões Normais</i>
Encosta Continental	3	25, 100 e 200kPa

4.8.5. Descrição das etapas de ensaio

4.8.5.1. Moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios convencionais e c/ reversões múltiplas

Os corpos de prova foram moldados dentro do tubo de PVC descrito no item 4.6.2.4. Foram utilizados moldadores que garantissem a altura do corpo de prova de 20mm.

Sendo assim, o moldador era posicionado no centro do tubo de PVC, onde era cravado com a ajuda da prensa utilizada para ensaios triaxiais. Em seguida, retirava-se a porção da amostra a ser utilizada de dentro do tubo de PVC, com o auxílio de um extrator. Após a extração da amostra de pelo menos 3cm do tubo, passava-se um fio de arame a fim de seccionar a base da amostra. Em seguida era dado o acabamento no corpo de prova com o auxílio de uma espátula, para então o mesmo ser inserido na caixa de cisalhamento. As figuras 4.7 e 4.8 ilustram algumas etapas do procedimento descrito.



Figura 4.7. Cravação do moldador no solo. Figura 4.8. Seccionamento da base da amostra.

4.8.5.2. Moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios c/ interface lisa

Os corpos de prova foram moldados no limite de liquidez com água destilada, utilizando moldadores que garantissem a altura de 10mm. A moldagem foi feita com o auxílio de uma espátula, tendo o cuidado de evitar a formação de vazios no corpo de prova.

Com a caixa de cisalhamento montada ou seja, a metade inferior aparafusada à metade superior, com a parte inferior preenchida com a placa de aço inox polida, o moldador foi posicionado e, com o auxílio do soquete, a amostra foi introduzida na caixa. A Figura 4.9 ilustra as peças utilizadas na caixa de cisalhamento direto utilizadas nos ensaios, juntamente com a placa de aço polida.



Figura 4.9. Peças utilizadas no ensaio de cisalhamento direto com interface lisa.

4.8.5.3. Montagem dos ensaios

Para esta etapa do ensaio, seguiram-se rigorosamente os procedimentos sugeridos por HEAD (1994). Desta forma, fez-se uso dos elementos drenantes (pedras porosas e papel filtro) e das placas de distribuição de tensões.

Mesmo com as amostras já estando saturadas, os corpos de prova foram embebidos com água destilada por um período de 48 horas antes de serem iniciados os ensaios (para os ensaios utilizando a técnica da interface lisa, não foi necessário esta etapa). No início e no final de cada ensaio eram coletadas amostras para determinação das umidades iniciais e finais dos corpos de prova. Vale a pena destacar que os corpos de prova permaneceram embebidos em água destilada durante todo o período do ensaio.

4.8.5.4. Adensamento dos corpos de prova

Os corpos de prova foram adensados por um período de 24 horas, até atingir sua estabilização. As leituras de deformação foram realizadas à 6, 15 e 30 segundos e a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 minutos. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01mm. O critério utilizado para verificação da estabilização dos recalques, foi o mesmo utilizado nos ensaios edométricos convencionais. Sendo assim, quando as deformações entre dois

intervalos de tempo consecutivos, numa razão $(\Delta t/t)=1$, fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até o tempo anterior, era atingida a estabilização dos recalques, FERREIRA (1995).

4.8.5.5. Velocidade de cisalhamento e deslocamento permitido

A velocidade de cisalhamento adotada no ensaio deve ser de tal forma que não permita o desenvolvimento de poro-pressões para que o ensaio seja considerado drenado. Tal velocidade será função da permeabilidade do solo e do tempo necessário para que ocorra o adensamento primário (t_{100}). O método utilizado para encontrar o valor de t_{100} foi baseado no método gráfico de Taylor, definido a partir da curva que relaciona a deformação e a raiz do tempo (HEAD, 1994).

Para a determinação do tempo mínimo para que ocorra a ruptura do solo na condição drenada, utilizou-se a equação empírica proposta por GIBSON & HENKEL (1954) (a partir de HEAD, 1994), onde:

$$t_f = 12.7 \times t_{100} \text{ min}$$

O t_{100} foi obtido a partir do próprio adensamento dos ensaios de cisalhamento direto. Desta forma, o tempo requerido para ocorrer a ruptura foi de acordo com a equação acima exposta de:

$$t_f = 12.7 \times 6,8644 = 87 \text{ min}$$

Tendo em vista os ensaios preliminares realizados, verificou-se que as máximas tensões cisalhantes mobilizadas se deram na faixa de 2,0mm de deslocamento horizontal, para os ensaios correspondentes às menores tensões verticais. Considerando estes resultados, a máxima velocidade de cisalhamento permitida para estes ensaios seria de:

$$V = (d / t_f) = 2,0 / 87 = 0,023 \text{ mm/min}$$

Onde d = deformação horizontal (mm) na ruptura;

t_f = tempo mínimo para que ocorra a ruptura (min).

Embora, a velocidade de cisalhamento calculada acima de 0,023mm/min já satisfaça as condições drenadas do ensaio, resolveu-se adotar a velocidade de 0,009mm/min na realização dos ensaios de cisalhamento direto, dentro da faixa usual de ensaios lentos de laboratório (0,002 - 0,01mm/min) proposta por SKEMPTON (1985) para determinação da resistência residual.

Com esta velocidade de 0,009mm/min, um ciclo do ensaio (deslocamento de 7mm) foi executado em cerca de 12 horas. O deslocamento horizontal máximo permitido foi de 7,0mm para evitar efeitos de atrito. A separação entre as partes inferior e superior da caixa de cisalhamento foi de 0,5mm.

Com esta velocidade, os ensaios c/ reversões múltiplas tiveram duração de 2 semanas (c/ 6 a 7 reversões em média). Já os ensaios c/ interface lisa tiveram duração de apenas 2 dias para cada ponto (c/ 1 dia p/ adensamento e 1 dia p/ cisalhamento), conforme recomenda a metodologia deste ensaio (KANJI & WOLLE, 1977).

4.8.5.6.Procedimentos adotados para realização do ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas

Os procedimentos aqui descritos estão de acordo com os propostos por HEAD (1994). Sendo assim, primeiramente era realizado o ensaio de cisalhamento direto convencional para determinação da resistência de pico, sob velocidade de deformação constante. Em seguida, ao final do trajeto de 7mm, retirava-se a água destilada, para então a máquina ser revertida sem a carga vertical aplicada na amostra (SKEMPTON, 1985).

Desta forma, a caixa de cisalhamento era retornada para sua posição original, através de movimentos manuais de rotação da manivela. Em seguida, retirava-se a caixa de cisalhamento; a amostra então era dividida em duas partes com o auxílio de um fio de arame introduzido entre as partes inferior e superior da caixa de cisalhamento.

Logo após esta operação, a caixa de cisalhamento era retornada para a o equipamento de cisalhamento direto, onde a água destilada e o carregamento vertical eram reaplicados.

Em seguida, era feito um novo adensamento na amostra por um período de 12 horas e, por fim, após este período realizava-se um novo ciclo de cisalhamento.

As reversões foram realizadas até que se atingisse valores constantes de resistência, que deveriam corresponder, em princípio, nesta situação, aos mínimos valores de tensão cisalhante e portanto à resistência residual.

4.8.5.7. Procedimentos adotados para realização do ensaio de cisalhamento direto com interface lisa

Para a execução dos ensaios utilizou-se a caixa de cisalhamento de 2" x 2", com a metade inferior da caixa preenchida com uma placa maciça de aço inox. Sendo assim, depois das etapas de montagem do ensaio (item 4.8.5.3) e do adensamento (item 4.8.5.4), o corpo de prova era cisalhado à velocidade de 0,009mm/min até atingir o deslocamento de 7mm.

4.8.5.8. Cisalhamento dos corpos de prova e critério de paralisação adotados nos ensaios de cisalhamento direto convencionais e com reversões múltiplas

A determinação das deformações verticais e das forças horizontais, foram obtidas através de leituras no extensômetro vertical e no anel de carga, respectivamente. As leituras eram realizadas com base no extensômetro horizontal, a cada 0,10mm de deslocamento horizontal até completar 1,0mm e, a cada 0,25mm até completar 7,0mm de deslocamento.

Este limite máximo de deslocamento horizontal permitido foi adotado levando-se em conta os resultados obtidos nos ensaios preliminares realizados onde, observou-se que à partir de 7,0mm de deslocamento, além de perda de material, efeitos de atrito também foram diagnosticados.

O critério de ruptura adotado para a resistência de pico, foi baseado nos valores máximos das tensões cisalhantes obtidas. Para se atingir a resistência residual foram necessários em média de 5 a 7 ciclos de reversão, já que os valores de resistência

obtidos nos últimos ciclos, apresentaram pequena variação percentual na resistência em consecutivas reversões (BROMHEAD, 2000).

Para determinar o deslocamento necessário para se atingir a condição residual, BISHOP et al. (1971) recomendam plotar a curva tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal, este último na escala log. Este procedimento entretanto, se mostrou desnecessário para o presente trabalho, já que pequenos deslocamentos horizontais foram necessários para se atingir a condição residual.

Tendo em vista as limitações do equipamento de cisalhamento direto para determinação da resistência residual, o critério utilizado para a paralisação dos ensaios não pode ser muito rígido, como também a precisão obtida não será elevada. Em princípio, decidiu-se adotar como resultados os valores mínimos da tensão cisalhante obtidos no último ciclo realizado de cada ensaio, referentes ao deslocamento horizontal de 7,0mm nos gráficos $\tau_R \cdot x$ dh. Em alguns ensaios verificou-se que valores mais baixos de resistência não foram obtidos no último ciclo como era de se esperar. Nestes casos, considerou-se também os valores de tensão cisalhante mínimo obtidos em relação a todos os ciclos.

4.8.5.9. Cisalhamento dos corpos de prova e critério de paralisação adotados nos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa

O intervalo das leituras para determinação das deformações verticais e das forças horizontais foram os mesmos adotados nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas.

Para os ensaios de cisalhamento direto realizados com interface lisa, não foram realizadas reversões. O valor do ângulo de atrito residual foi obtido a partir do deslocamento de 7,0mm conforme recomenda a técnica deste tipo de ensaio (KANJI & WOLLE, 1977).

4.9. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO POR TORÇÃO-“RING SHEAR”

4.9.1. Introdução

Os ensaios de cisalhamento por torção – “Ring Shear”, foram realizados na UFRJ (Universidade Federal do Rio de Janeiro) no Laboratório de Solos da COPPE, pertencente à Área de Geotecnia, sob orientação de Ana Paula Fonseca, aluna de Doutorado desta instituição. A realização destes ensaios na COPPE, foi possível, tendo em vista o presente trabalho está inserido no Projeto PRONEX, que tem como objetivo a formação de grupos de excelência na área de engenharia geotécnica de encostas e planícies, sob a coordenação geral do professor Willy A. Lacerda (COPPE/UFRJ) e coordenação setorial do professor Roberto Quental Coutinho (DEC/UFPE).

4.9.2. Equipamento utilizado

O equipamento utilizado no presente trabalho refere-se ao desenvolvido por BROMHEAD (1979) (a partir de HEAD, 1994) fabricado pela Wykeham Farrance Engineering Limited – WF 25850 (1987). Segundo HEAD (1994), este equipamento ensaia amostras de $d_e = 100\text{mm}$, $d_i = 70\text{mm}$ e $h_i = 5\text{mm}$ confinadas radialmente entre anéis concêntricos. É assumido que a tensão normal e a tensão de cisalhamento na superfície de ruptura sejam ambas uniformemente distribuídas no plano de rotação quando a condição residual é alcançada. O princípio do ensaio é ilustrado na Figura 4.10.

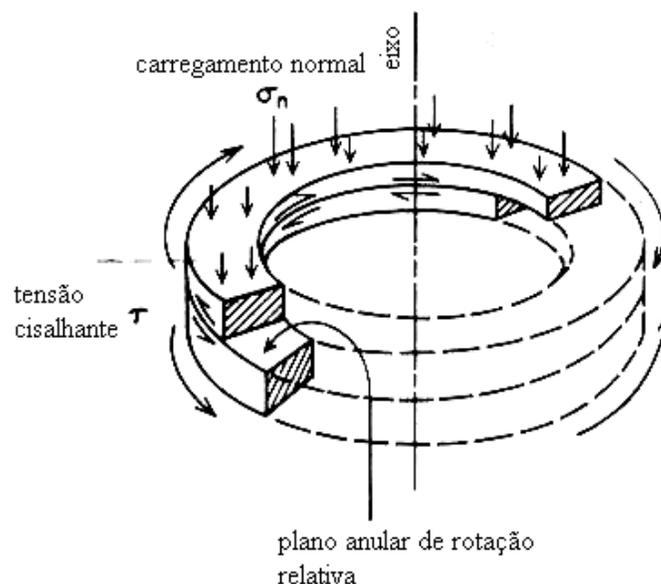


Figura 4.10. Princípio do Ensaio “Ring Shear” (BISHOP et al., 1971).

As amostras são carregadas verticalmente entre anéis porosos de bronze sinterizado, por meio de um sistema de alavanca com um braço com relação 1:10. Um motor de 1HP e um sistema de engrenagens impõe uma velocidade constante de rotação à parte inferior da célula de cisalhamento, na qual se situa a amostra.

Na parte superior da célula, assente sobre a amostra, se localiza o braço de torque. Inicialmente o solo se adere ao anel poroso superior. A rotação causa o cisalhamento da amostra, formando uma superfície de cisalhamento próximo ao anel poroso superior.

O torque transmitido através da amostra é medido por um par de anéis dinâmométricos. A Figura 4.11 mostra a vista superior do equipamento de cisalhamento por torção utilizado na campanha de ensaios.

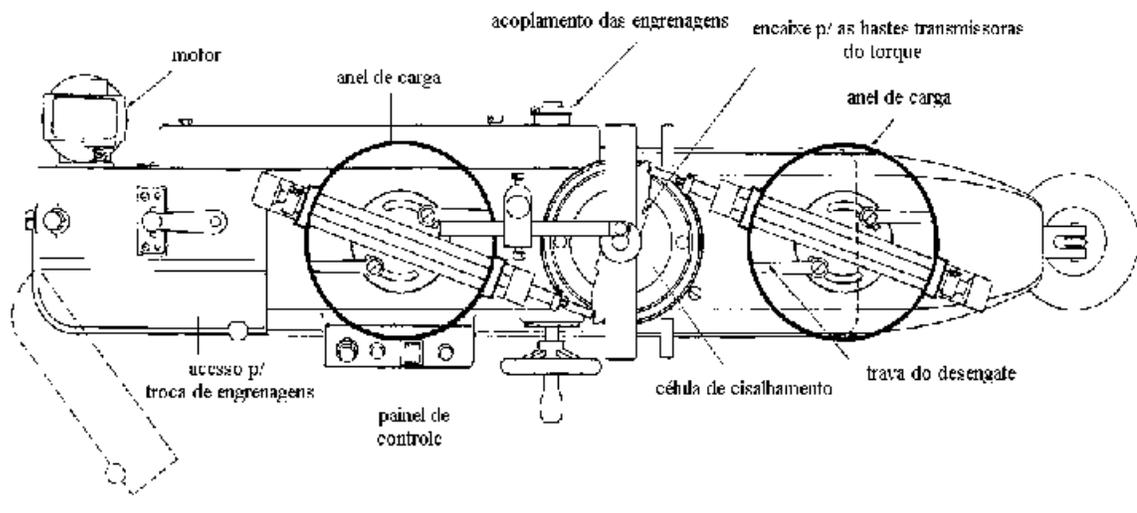


Figura 4.11. Vista superior do Equipamento de cisalhamento por torção utilizado (BROMHEAD, 2000).

4.9.3. Considerações gerais

BROMHEAD (2000) sugere moldar as amostras de solos com teor de umidade igual ou maior ao limite de plasticidade, já que à umidades abaixo deste limite o processo de formação da superfície de cisalhamento está associado a friabilidade (“brittleness”) do solo. Destaca-se também que quanto mais úmida a amostra mais material escapa da célula de cisalhamento ao serem aplicadas as tensões verticais. O equipamento

desenvolvido por BISHOP et al. (1971), permite a utilização de amostras bem mais úmidas, pois possui controle de folga entre os anéis superior e inferior.

A superfície de cisalhamento desenvolvida no equipamento de Bishop ocorre na metade da altura da amostra de solo. No equipamento desenvolvido por Bomhead, onde utilizam-se amostras mais secas para se evitar extrusões de material, o cisalhamento ocorre próximo ao anel superior. Verifica-se que neste equipamento menores deslocamentos são necessários para se atingir a resistência residual.

A formação da superfície de cisalhamento na amostra pode ser obtida através de altas velocidades de cisalhamento conforme recomenda BROMHEAD (2000). Os inconvenientes deste processo são uma substancial perda de material e a geração de poro-pressões. Desta forma, um período de baixas velocidades de cisalhamento é usualmente requerido para a completa formação da superfície de cisalhamento, a fim de serem eliminados estes inconvenientes e com isso obter uma correta condição de resistência residual. Ensaio realizado na Kingston Polytechnic, demonstraram que ao imprimir as amostras uma velocidade de forma a permitir três revoluções entre a noite e a manhã do dia seguinte, a condição residual era alcançada durante este período. Tendo em vista que as mudanças nos valores do torque aplicado nas amostras com o deslocamento eram imperceptíveis.

4.9.4. Descrição das etapas do ensaio

4.9.4.1. Amostras utilizadas e moldagem dos corpos de prova

Os ensaios de cisalhamento por torção foram realizados apenas em amostras provenientes do Bloco 2, referentes a Encosta Continental. Foram utilizadas as tensões verticais de 25, 50, 100 e 200kPa.

De acordo com BROMHEAD (2000) a amostra reconstituída com umidade igual ou inferior ao limite de plasticidade deve ser colocada na célula pressionando com os dedos ou com o auxílio de uma espátula e em seguida arrasada e nivelada com o auxílio de uma régua. Este procedimento permite o início da formação da superfície de cisalhamento com a orientação das partículas dos minerais presentes no solo.

No presente trabalho, as amostras foram moldadas próximas ao limite de liquidez, haja vista que a consistência obtida permitia ensaiar com umidades maiores, sem haver extrusão deste material da célula de cisalhamento, e com menores índices de vazios. Para se obter um melhor alinhamento das partículas de solo, deve-se imprimir as amostras duas voltas rápidas no próprio equipamento “ring shear”. Como solo em estudo apresenta-se com consistência bastante dura no limite de plasticidade, não seria possível fazer um pré alinhamento das partículas do solo neste estado. Sendo assim este seria mais um motivo para o mesmo ser moldado no limite de liquidez.

4.9.4.2. Velocidade de cisalhamento e deslocamento permitido

Estudos realizados por LUPINI et al., (1981) demonstraram que velocidades inferiores a 1°/min, em equipamentos de 100mm de diâmetro, para solos argilosos em geral, os valores de resistência residual não são influenciados. Sendo assim, a velocidade utilizada no presente trabalho se baseou na sugerida por BROMHEAD (2000) de 0,048°/min, correspondendo a velocidade de 0,035mm/min. Segundo BROMHEAD (2000), esta velocidade é a recomendada para os ensaios “ring shear” por estar a favor da segurança.

O deslocamento requerido para se atingir a condição residual foi em média de 100mm com duração em média de 48 horas para cada tensão normal aplicada.

4.9.4.3. Cisalhamento dos corpos de prova e critério de paralisação dos ensaios

Após a moldagem e preparação do equipamento, as amostras foram conduzidas ao cisalhamento. O critério de paralisação dos ensaios adotado para a medida da resistência residual, foi a constância dos valores de tensão cisalhante com o deslocamento horizontal. Conseqüentemente, os ensaios foram paralisados quando verificou-se que os valores do torque transmitido através da amostra permaneciam constantes por cerca de em média doze horas. No início e no fim dos ensaios, foram coletadas cápsulas para determinação das umidades inicial e final das amostras.

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de caracterização, ensaios mineralógicos, químicos, ensaios de permeabilidade e ensaios edométricos. A estrutura do solo também será avaliada com base na microscopia eletrônica de varredura (MEV). O objetivo desta análise é a princípio, caracterizar geotecnicamente o material em estudo (argila siltosa calcífera) presente na Encosta Continental e na área do 2º GB (2º Grupamento de Bombeiros), procurando também avaliar os parâmetros geotécnicos obtidos nos dois locais de estudo. Esta avaliação dos parâmetros geotécnicos obtidos, deve-se ao fato da Encosta Continental apresentar um histórico de sucessivos deslizamentos, podendo desta forma, o material em estudo ter sofrido deformações; enquanto que na área do 2º GB, este mesmo material apresenta-se no seu estado intacto, sem ter sofrido deformações. Finalmente, em cada ensaio realizado, se fará uma breve introdução esclarecendo de que forma serão conduzidas as análises.

5.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

5.2.1. Introdução

Nos itens subsequentes, serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios destinados à identificação e classificação dos solos dos dois locais de estudo segundo os critérios convencionais. Inicialmente, serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física para, em seguida os solos serem classificados segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS). Finalmente, no decorrer da análise deste material, o mesmo será comparado com outros similares encontrados na literatura.

5.2.2. Ensaio de granulometria, limites de Atterberg e densidade real dos grãos

Nas Figuras 5.1 e 5.2 estão apresentadas as curvas granulométricas segundo os procedimentos da ABNT para o solo situado na Encosta Continental e no 2º GB. Nestas

figuras, as frações dos solos foram enquadradas segundo o Sistema Internacional, o qual será considerado neste trabalho para efeito de análise e classificação dos solos. Como informação adicional, nas referidas Figuras foi inserida também a escala granulométrica correspondente à Norma Brasileira (ABNT).

Foram utilizadas duas amostras na mesma profundidade para cada local de estudo, sendo uma amostra preparada com defloculante (conforme recomendação da ABNT) e outra sem defloculante, com ambas passadas no dispersor. As amostras utilizadas sem defloculante tiveram o objetivo de se avaliar a granulometria do solo no estado natural, nas condições de campo. Apenas uma profundidade foi estudada para cada local, tendo em vista a homogeneidade deste material apresentada em campo em ambos os locais de coleta de amostras. As amostras da Fábrica Continental foram coletadas a profundidade de 1,70m e as do 2º GB a 1,10m.

A Tabela 5.1 apresenta um resumo dos correspondentes percentuais das frações dos solos considerando a escala do Sistema Internacional e a Tabela 5.2 considerando a escala da ABNT para os dois locais de estudo.

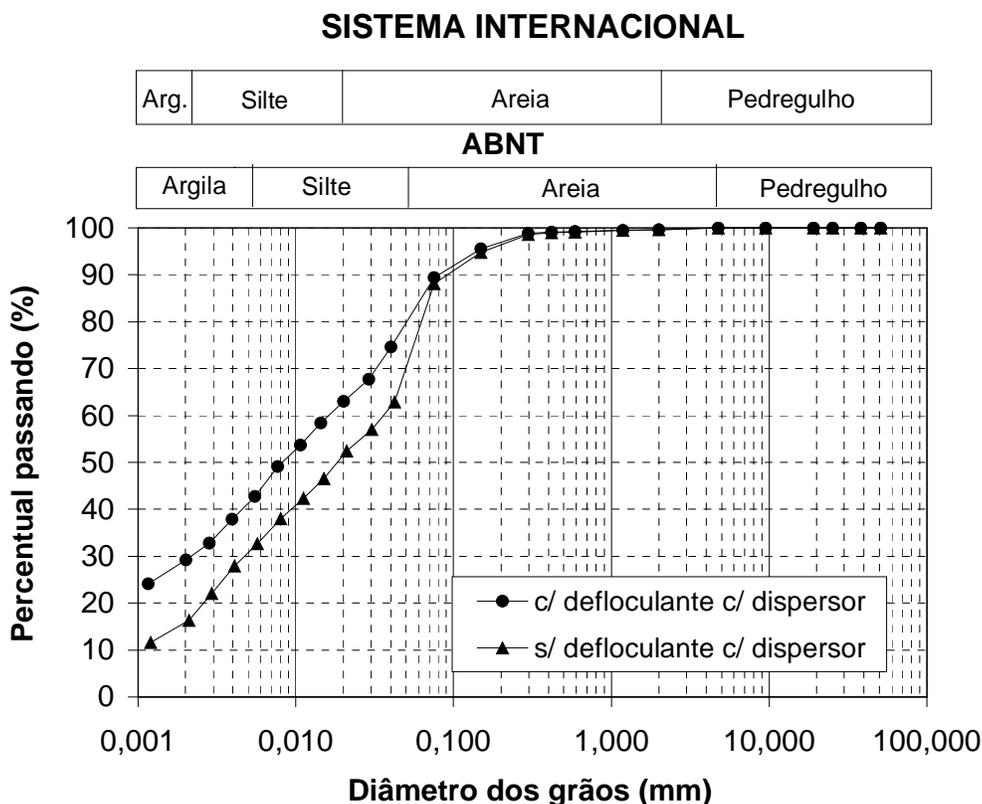


Figura 5.1. Curvas Granulométricas (amostra localizada na encosta Continental).

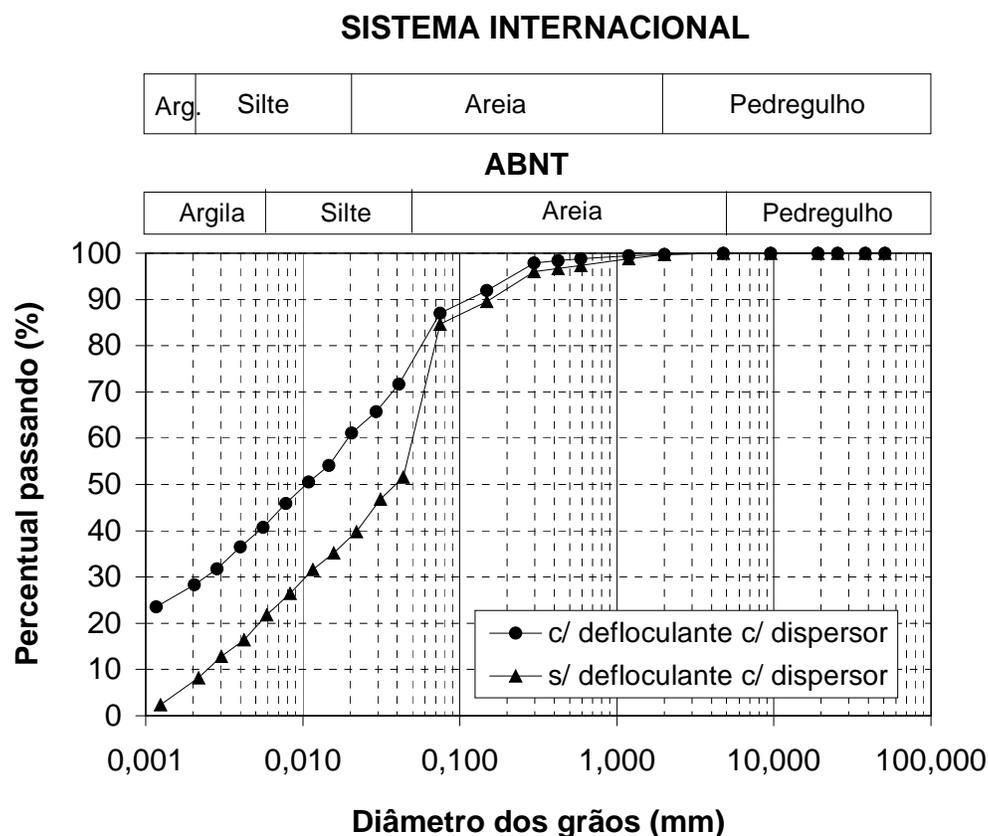


Figura 5.2. Curvas Granulométricas (amostra localizada no 2ºGB).

Considerando-se as curvas granulométricas com o uso do defloculante (conforme a ABNT), as amostras de solos deste material apresentaram textura fina (com mais de 50% passando na peneira de malha N° 200) onde os percentuais de finos (% passando na peneira N° 200) foram de 87% para a amostra da área do 2ºGB e 88% para a amostra referente a Encosta Continental.

Tabela 5.1. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização com as frações dos solos enquadrados segundo a escala do Sistema Internacional (SI).

Local		Composição granulométrica (%) - SI					Limites de Atterberg (%)			Atividade $I_a = IP / (\% \leq 2\mu)$	G_s
		Argila	Silte	Areia		Pedre g	LL	LP	IP		
				Fina	Grossa						
Encosta	c/d	29	34	34	3	0	34	18	16	0,55	2,70
Contin.	s/d	16	35	45	4	0	34	18	16	-----	2,70
2º GB	c/d	28	33	33	6	0	36	17	19	0,67	2,68
	s/d	7	31	54,5	7,5	0	36	17	19	-----	2,68

* s/d – sem defloculante; c/d – com defloculante.

Tabela 5.2. Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização com as frações dos solos enquadrados segundo a escala da ABNT.

Local		Composição granulométrica (%)-ABNT					Limites de Atterberg (%)			G _s	
		Argila	Silte	Areia			Pedreg	LL	LP		IP
				Fina	Média	Grossa					
Encosta	c/d	41,5	38,5	19	1	0	0	34	18	16	2,70
Contin.	s/d	31	39	29	1	0	0	34	18	16	2,70
2° GB	c/d	39	38	21	2	0	0	36	17	19	2,68
	s/d	19	40	38	2	1	0	36	17	19	2,68

* s/d – sem defloculante; c/d – com defloculante.

Tomando-se como base a escala granulométrica do Sistema Internacional, observa-se que a diferença dos percentuais de argila, silte e areia fina das amostras com defloculante, foi de 1% entre os dois locais de estudo. Uma diferença de 3% foi encontrada para a fração de areia grossa. Maiores diferenças foram verificadas para as amostras sem uso de defloculante, com 9,5% de diferença entre as frações areia fina, 9% para a frações argilas e 4% para a fração silte.

Observa-se também com base na escala granulométrica do Sistema Internacional, que as amostras sem o uso do defloculante, apresentaram percentuais de argila menores do que as amostras com o uso de defloculante, variando de 29% para 16% para as amostras da encosta Continental e de 28% para 7% para as amostras do 2° GB. Entretanto, os percentuais de areia fina apresentaram-se maiores sem o uso do defloculante, variando de 34% para 45% para as amostras da encosta Continental e de 33% para 54,5% para as amostras do 2° GB. Os percentuais de silte e areia grossa permaneceram praticamente inalterados com e sem o uso de defloculante. Estes resultados indicam que com a ausência do defloculante, a fração argila tende a apresentar-se agregada no seu estado natural.

Com relação aos limites de liquidez e plasticidade encontrados referentes aos dois locais de estudo, indicam que este material apresenta plasticidade relativamente baixa, com valores do índice de plasticidade de 16% para o solo proveniente da Encosta Continental e 19% para o solo da área do 2°GB (Tabelas 5.1 e 5.2). Estes valores encontrados são devido ao alto percentual de silte e calcita encontrado neste solo.

A densidade real dos grãos encontrada foi de 2,70 e 2,68 para a Encosta Continental e o 2º GB, respectivamente (Tabelas 5.1 e 5.2).

A análise tátil-visual deste material o classifica, segundo os relatórios de sondagens, como uma argila siltosa calcífera (argilito calcífero). A presença de carbonato de cálcio (CaCO_3) será posteriormente descrita e analisada com base nos ensaios químicos realizados (item 5.4).

Como era de se esperar, face a mesma origem geológica e localização na mesma encosta, os resultados são semelhantes entre os dois locais de estudo (Encosta Continental e 2º GB). Observando-se as curvas granulométricas das Figuras 5.1 e 5.2 pode-se verificar que ambos os solos estudados apresentam praticamente a mesma granulometria. A diferença dos valores obtidos das frações dos solos (argila, silte, areia), dos limites de liquidez e de plasticidade e, a densidade real dos grãos pode ser considerada apenas como variação natural dos resultados.

Vale salientar, que apesar do material presente nos dois locais estudados, apresentarem a mesma origem geológica, a distância do local de coleta entre eles foi significativa. Desta forma, é de se esperar que diferenças de deposição do material e de processos posteriores possam ter conduzido a essa variabilidade dos resultados obtidos nos ensaios.

Segundo SUGUIO (1998) e MABESOONE (1983), este material pode ser considerado uma “marga”, tendo em vista os percentuais da fração argila e a presença de elevados teores de carbonato de cálcio (determinado através de análises químicas). Este fato pode ser comprovado, a partir do trabalho de ANAGNOSTOPOULOS et al. (1989) ao estudar as margas presentes no Canal de Corinth, localizado no Mar Mediterrâneo, na Grécia. Pode-se verificar neste trabalho, que a distribuição granulométrica das margas estudadas, possuem percentagem de 88 a 100 % da fração fina, passando na peneira N°200, com fração argila ($< 2\mu\text{m}$) entre 13 e 24%, fração silte de até 75% e, pequena percentagem de areia fina e média. O limite de liquidez destas margas variam de 25 a 37% e os índices de plasticidade de 3 a 12%. Estes resultados ilustram a semelhança entre este marga e o material em estudo na presente dissertação.

Pequena diferença é encontrada com relação aos índices de plasticidade (16% e 19% - Tabelas 5.1 e 5.2), podendo ser justificado pela menor presença de silte encontrada nos materiais referentes a encosta Continental e ao 2º GB. ANAGNOSTOPOULOS et al. (1989) menciona também a cor cinza amarelada das margas de Corinth, estando desta forma, de acordo com a cor do material estudado na presente dissertação, tendo como base a Classificação de MUNSELL (1992) com 2,5 y 7/ 7/4.

No caso do presente trabalho em que se dará ênfase ao estudo da resistência residual, as curvas granulométricas fornecendo os percentuais da fração argila dos solos, servem como um indicativo da ordem de grandeza dos ângulos de atrito residuais, bem como o comportamento de resistência residual esperado (LUPINI et al., 1981).

Como a fração argila dos solos segundo o Sistema Internacional com o uso de defloculante, se apresentam na faixa de 28% a 29 % este material segundo o trabalho de LUPINI et al. (1981), se encontra entre o comportamento de resistência transicional e o turbulento, onde a resistência residual depende tanto da percentagem quanto do tipo de mineral presente na fração argila. Observa-se também que este solo estudado apresenta um considerável teor de silte e areia fina, que também influenciam bastante nos valores de resistência ao cisalhamento residual.

5.2.3. Classificação dos solos

Na Carta de Plasticidade, ilustrada na Figura 5.3, ambas as amostras de solos localizam-se acima da Linha A, com limite de liquidez (LL) < 50%, tratando-se de um solo de baixa compressibilidade.

Quanto a atividade deste solo, foram encontrados os valores de 0,55 para amostra da Encosta Continental e de 0,67 para a amostra do 2º GB. Estes valores enquadram as amostras na faixa de valores de argilas inativas (com $A < 0,75$), estando estes valores de acordo com a mineralogia encontrada na fração argila que será posteriormente analisada. Segundo MITCHELL (1992) a atividade da caulinita se encontra em torno de 0,5 e da illita entre 0,5-1,0.

Segundo a Classificação Unificada (USCS), os solos estudados em ambos locais foram classificados como solos de granulometria fina, correspondente ao Grupo CL (argila inorgânica de baixa a média plasticidade, argilas com pedregulho, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas pobres). Estes resultados coincidem com os encontrados por ANAGNOSTOPOULOS et al. (1989), conforme ilustra a Figura 5.3, onde as margas são também classificadas como argilas de baixa compressibilidade pertencente ao Grupo CL ou como siltes de baixa compressibilidade (ML, CL-ML).

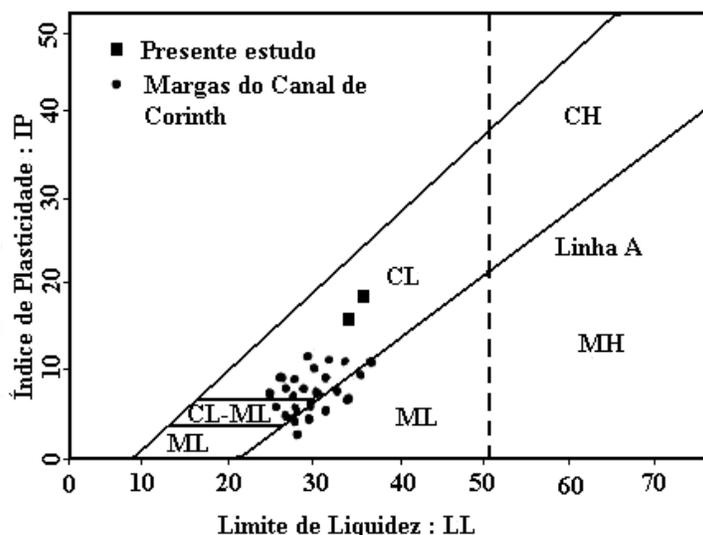


Figura 5.3. Carta de plasticidade para as margas de Corinth (ANAGNOSTOPOULOS et al., 1989).

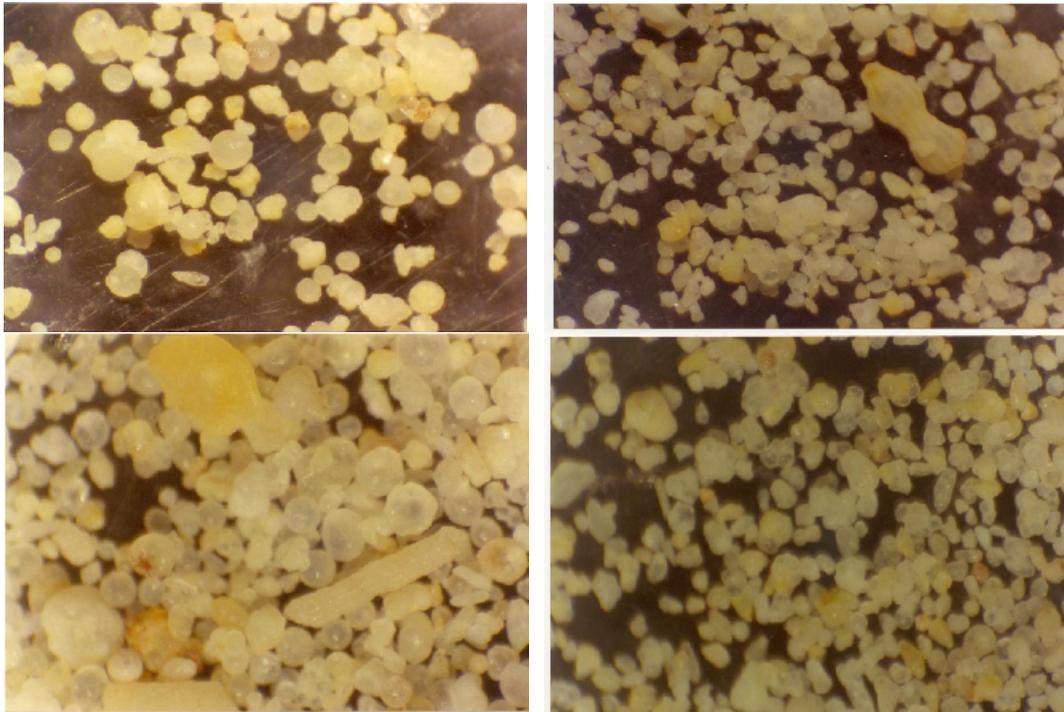
Com relação a classificação de solos carbonáticos e solos contendo gipso, HORTA (1989) sugere a inclusão de quatro novos Grupos na Classificação Unificada (USCS) como o SE, GE, MY e SY, referentes a areias de calcreto (conglomerado formado pela cimentação de cascalho por carbonato de cálcio –“calcrete”), cascalhos de calcreto, siltes e areias de gipso, respectivamente. Segundo este autor, o teor de carbonato de cálcio e de gipso destes materiais devem ser considerados como uma propriedade índice de fundamental importância para uma efetiva caracterização das propriedades do comportamento e da classificação destes tipos de solos, junto com os Limites de Atterberg. HORTA (1989) verificou que a plasticidade de solos carbonáticos está relacionada com o teor de carbonato de cálcio presente, daí a importância de se avaliar o teor de carbonato de cálcio presente neste tipo de solo.

5.3. ANÁLISE MINERALÓGICA

Nos itens subsequentes, se fará uma análise mineralógica do material em estudo (argila siltosa calcífera) tendo como base as análises realizadas por Raio X referentes a fração silte e argila e, por lupa binocular referente a fração areia, conforme item 4.4. Os resultados serão apresentados em forma de difratogramas e fotos, com relação aos dois locais de investigação. O objetivo principal destas análises é poder correlacionar os ângulos de atrito residuais obtidos com a mineralogia presente neste solo, já que esta apresenta-se como um dos fatores de maior influência nos valores de resistência residual.

5.3.1. Fração areia

A análise com lupa binocular, baseou-se na identificação visual da fração areia (0,062mm a 2 mm) dos solos estudados (argila siltosa calcífera). Como a lupa binocular utilizada provia de uma câmera fotográfica acoplada, foi possível obter fotos do material em estudo, apresentadas na Figura 5.4.



A) Amostras do 2° GB.

B) Amostras da Fábrica Continental.

Figura 5.4. A) e B). Análise com lupa binocular - Fração areia (0,062mm a 2mm).

Pode-se observar na Figura 5.4 que as amostras de ambos locais de estudo apresentam características semelhantes. Segundo VALENÇA (2002) o material em estudo refere-se a uma areia bioclástica, apresentando predominância de foraminíferos, com a presença de fragmentos de conchas e algas. Estes resultados coincidem com a história geológica da área em que se encontra a argila siltosa calcífera (argilito calcífero), já que esta foi controlada por transgressões e regressões marinhas, com a conseqüente deposição de camadas calcárias (Fm. Beberibe). Verifica-se também a presença de minerais de quartzo neste material.

Um solo calcário com características visuais semelhantes foi encontrado na costa da Austrália por FAHEY (1997). A Figura 5.5 mostra que este solo apresenta bioclastos, com a predominância de foraminíferos.

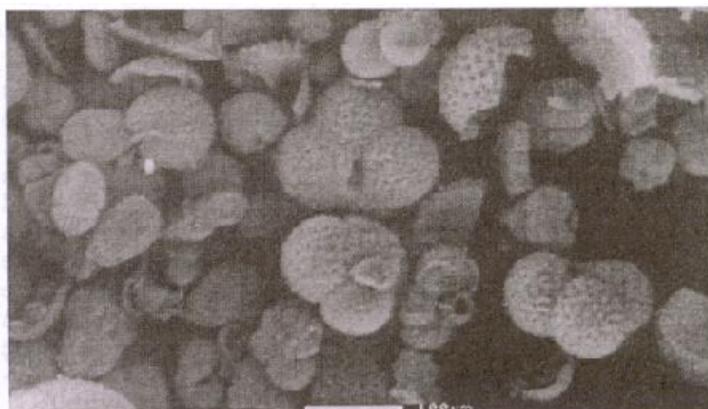


Figura 5.5. Solo calcário proveniente da Austrália com a predominância de foraminíferos FAHEY (1997).

5.3.2. Fração silte e argila

Conforme já descrito no item 4.4.2. a análise mineralógica das frações silte e argila foram realizadas através de difração de Raios X. Os difratogramas de Raios X encontrados para os dois locais de estudo, referentes a fração argila estão apresentados nas Figuras 5.6 e 5.7 e os da fração silte nas Figuras 5.8 e 5.9.

Os resultados obtidos são registros gráficos, compreendendo picos específicos através dos quais pode-se determinar o tipo de mineral presente na amostra, por comparação

com os presentes em tabelas encontradas na literatura. As lâminas foram preparadas com Mg-glicerol, com K- 25°C e com K-550°C.

As frações argila referentes as amostras da Fábrica Continental e do 2º GB apresentaram os mesmos minerais. Os picos de 1º ordem de 10A e 7,2A indicam a presença dos argilominerais illita e caulinita, respectivamente nas lâminas de K-25°C. Possivelmente pode haver também uma pequena proporção de quartzo muito fino ($<2\mu\text{m}$), sendo observado no pico de 4,26A.

Nas lâminas com tratamento de K-550°C, verifica-se apenas os picos do argilomineral illita e do mineral quartzo, nos dois locais de investigação e, a confirmação da presença da caulinita, já que ao ser aquecida tende a desaparecer.

Na presença do Mg-glicerol, observam-se apenas a presença da caulinita na amostra referente ao 2º GB e, a presença da illita, caulinita e quartzo na amostra da Fábrica Continental, indicando poder ter havido erros na preparação e armazenamento da lâmina do 2º GB com o Mg-glicerol.

Os difratogramas referentes a fração silte também apresentaram os mesmos resultados em ambos locais de estudo. Nas Figuras 5.8 e 5.9 verifica-se com base nos picos de 1º ordem, a presença dos minerais calcita (3A), quartzo (4,26A) e feldspato (3,84A). Uma grande proporção do mineral calcita pode ser verificada em relação aos demais minerais, tendo em vista não ser possível visualizar o término da definição de seu pico.

A mineralogia encontrada neste solo coincide com a encontrada em outros solos de calcário encontrados na literatura, apresentando em sua maioria os argilominerais illita e caulinita com predominância do mineral calcita. (HAWKINS & McDONALD, 1992; HORTA, 1989). Nas margas do Canal de Corinth localizado no mar Mediterrâneo (ANAGNOSTOPOULOS et al., 1989) verifica-se também a predominância do mineral calcita, seguido do quartzo, feldspatos e argilominerais como a illita e em forma de interestratificados, em menor quantidade.

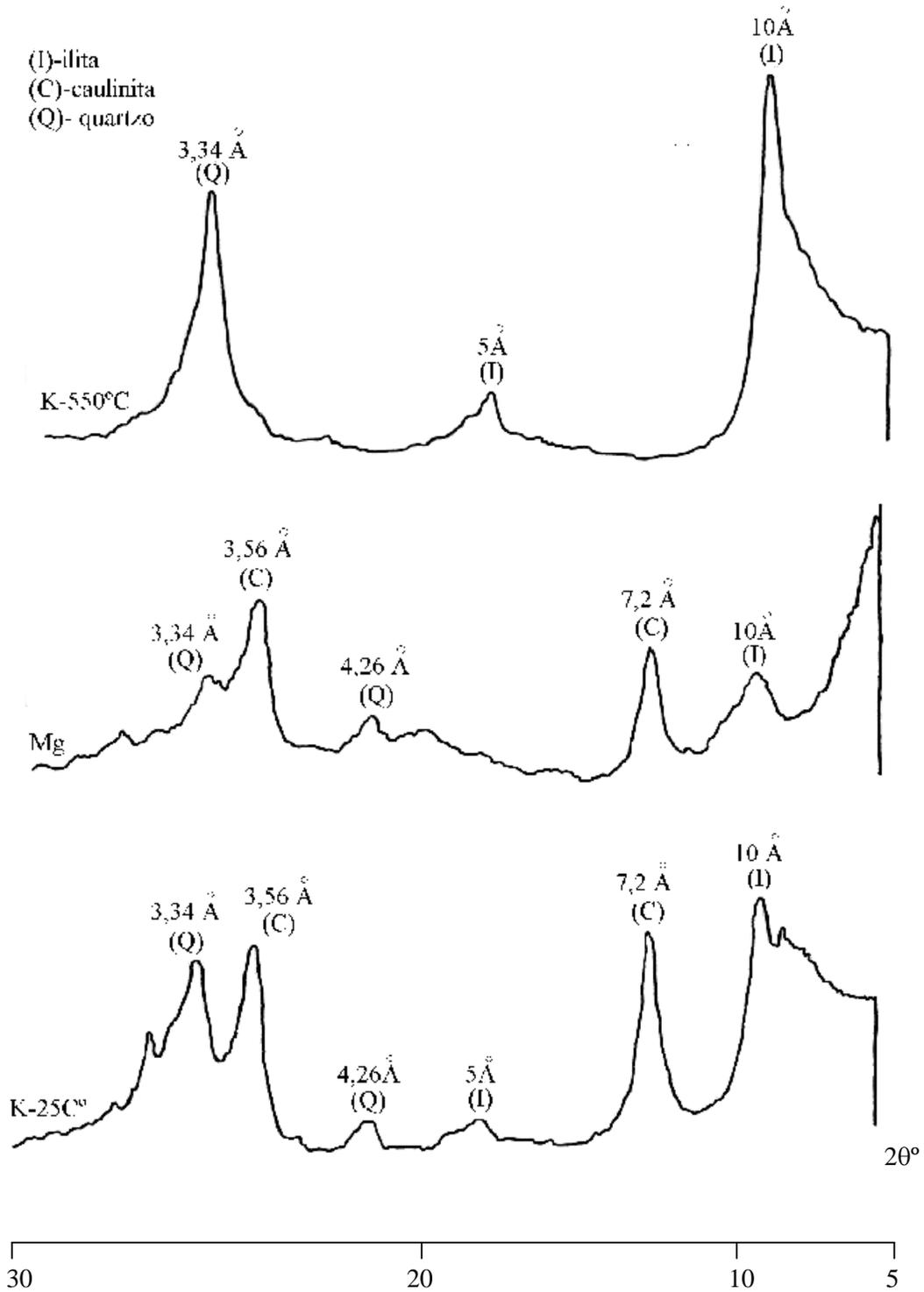


Figura 5.6. Difractogramas de Raio X referentes a fração argila saturado com potássio à temperatura ambiente, aquecido a 550°C e magnésio saturado com glicerol (amostra da área da encosta Continental).

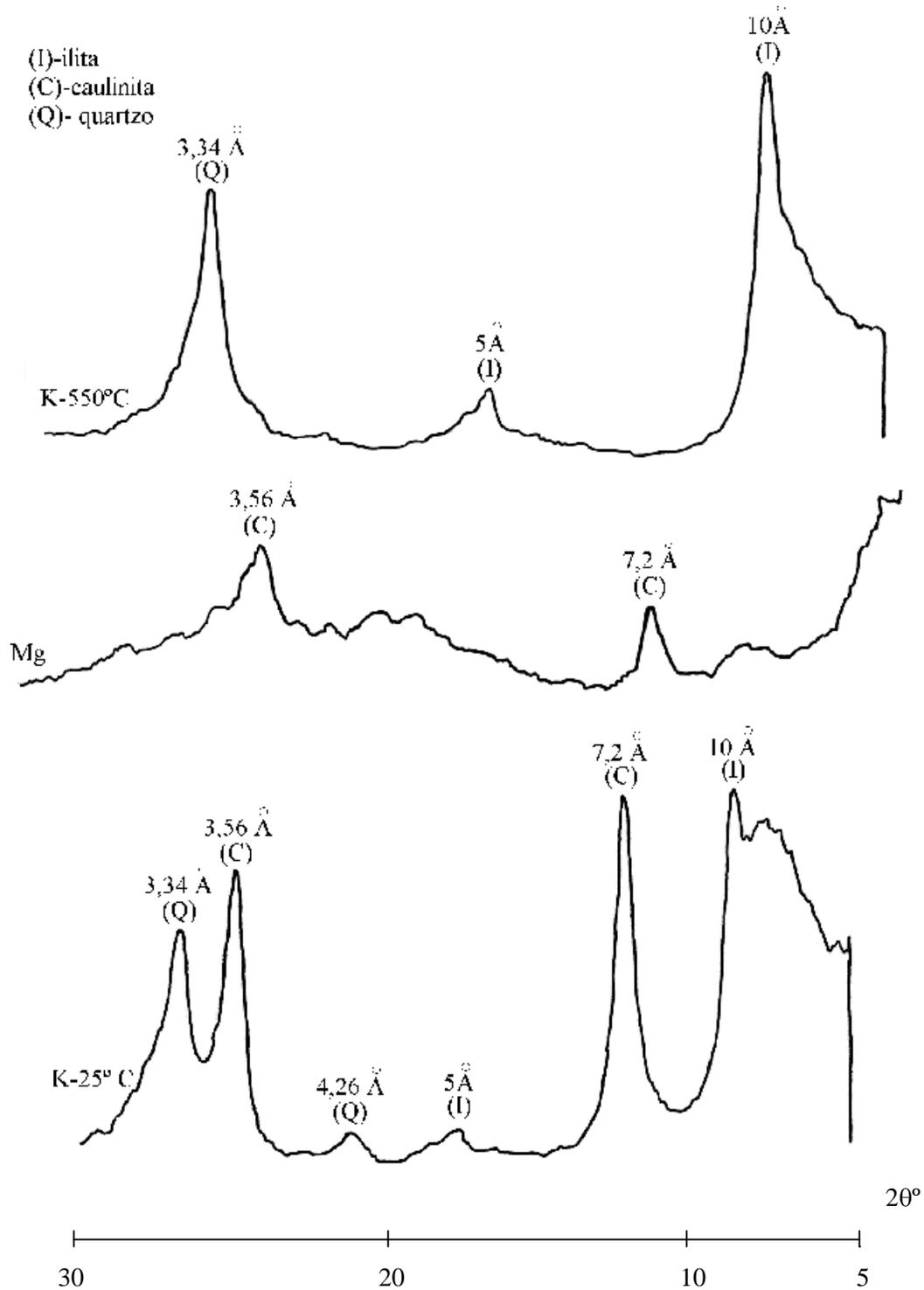


Figura 5.7. Difractogramas de Raio X referentes a fração argila saturado com potássio à temperatura ambiente, aquecido a 550°C e magnésio saturado com glicerol (amostra da área do 2°GB).

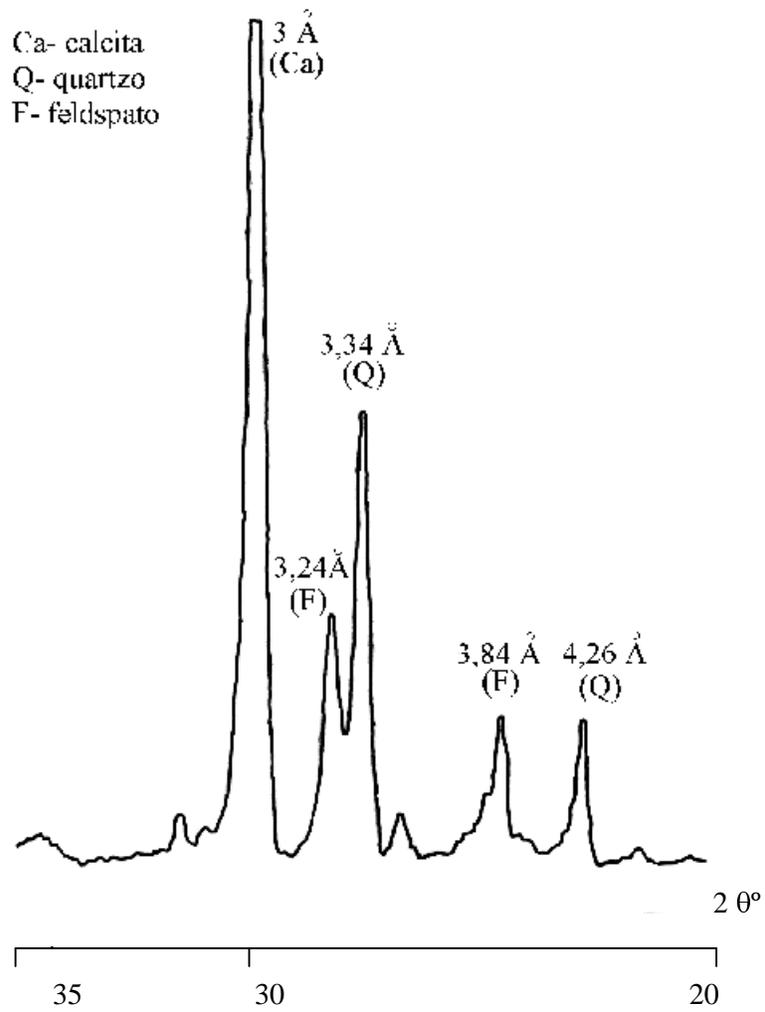


Figura 5.8. Difratogramas de Raio X referentes a fração silte da amostra da área da encosta Continental.

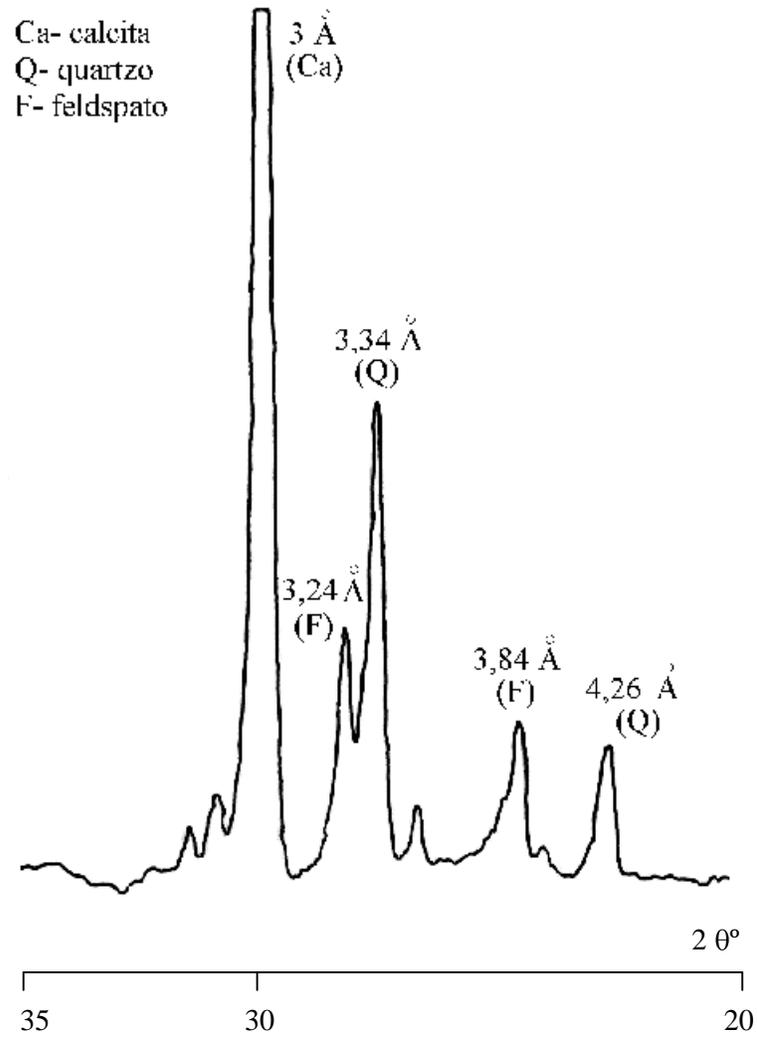


Figura 5.9. Difratoformas de Raio X referentes a fração silte da amostra da área do 2° GB.

Estas margas do Mediterrâneo coincidem também com as do presente estudo pelo fato de possuírem também na fração argila um certo percentual de quartzo muito fino ($<2\mu\text{m}$). Este fato pode gerar dúvidas na classificação proposta por LUPINI et al. (1981) para comportamento de resistência residual baseado no teor da fração argila, fazendo com que o percentual da fração argila obtido pela curva granulométrica, seja bem maior dependendo do teor de quartzo encontrado.

Como a resistência residual é atingida após grandes deslocamentos e está tipicamente associada com a formação de superfícies de cisalhamento, a natureza e a composição dos minerais dos solos são os fatores mais importantes que governam o mecanismo de cisalhamento. Vários autores tem relacionado a resistência residual com a mineralogia dos solos (HORN & DEERE, 1962; MESRI & OLSON, 1970; KENNEY, 1977; LUPINI et al., 1981; STARK & EID, 1994; SKEMPTON, 1985), observando que baixos valores dos ângulos de resistência residual estavam associados com partículas de solo de forma lamelar e elevados valores estavam associados a partículas subangulosas.

A calcita como mineral predominante no solo em estudo, apresenta-se geralmente em forma de cristais podendo apresentar-se de várias formas tais como, tabular, prismática maciça, etc. Apresenta-se estável em altas temperaturas, efervesce na presença de solução de ácido clorídrico, sendo também caracterizada pela sua dureza. Sendo assim, os valores dos ângulos de atrito tanto de pico como os residuais do solo de calcário em estudo, estão intimamente relacionados com a mineralogia encontrada, já que o mineral predominante neste solo é a calcita. KOERNER (1970) afirma que solos que contenham a predominância do mineral calcita na sua composição, apresentam elevados valores dos ângulos de atrito.

5.4. ANÁLISE QUÍMICA

5.4.1. Introdução

Neste item serão apresentados os resultados e as análises dos ensaios químicos referentes a argila siltosa calcífera presente nos dois locais de estudo. Inicialmente serão analisados os atributos químicos deste material, correlacionando os resultados obtidos com a mineralogia presente. Em seguida será dada ênfase na análise da influência do teor de carbonato de cálcio (CaCO_3) encontrado nesta argila calcífera nas propriedades

índices, comparando este material com alguns solos carbonáticos encontrados na literatura. Finalmente, será feita uma breve análise na composição do sistema químico e sua influência na resistência ao cisalhamento.

5.4.2. Apresentação e análise dos resultados

Os resultados obtidos nos ensaios químicos realizados nos laboratórios da NEG-LABISE e da AGROLAB, como descritos no item 4.3, estão apresentados nas Tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente. Como pode ser observado na Tabela 5.3, as percentagens de CaO e da perda ao fogo (CO₂), indicam a predominância do carbonato de cálcio (CaCO₃), com média de 70%. Vale destacar que as análises químicas foram realizadas sobre a amostra total de solo. Estes resultados ficam concordantes com a mineralogia deste solo, a qual indicou a predominância do mineral calcita na fração silte, caracterizando assim o material como um solo carbonático.

Inicialmente, os índices químicos compilados foram as relações moleculares (k_i e k_r). A relação molecular de sílica-alumínio ($k_i = \text{SiO}_2 \times 1,7 / \text{Al}_2\text{O}_3$) e sílica-sequíóxidos ($k_r = (\text{SiO}_2 / 0,60) / (\text{Al}_2\text{O}_3 / 1,02) + (\text{Fe}_2\text{O}_3 / 1,60)$) são utilizadas para se avaliar o grau de imtemperização do solo. Ambos os locais estudados, apresentam valores de k_i (4,42 e 3,90-Continental e 2°GB, respectivamente) e k_r (3,67 e 3,29-Continental e 2°GB, respectivamente) superiores a 3, caracterizando um solo não-laterítico, com baixo grau de imtemperização, relacionado a presença do argilomineral illita.

Tabela 5.3. Resultados das análises químicas (NEG-LABISE).

LOCAL	Fábrica Continental	2°GB
PROFUNDIDADE (m)	1,70-2,00	1,10-1,40
PESOS (%)		
SiO₂	16,73	17,06
Al₂O₃	6,43	7,43
Fe₂O₃	2,07	2,16
MgO	0,9	1,37
CaO	35,45	33,98
Na₂O	0,09	0,02
K₂O	1,52	1,24
TiO₂	0,33	0,39
P₂O₅	0,25	0,12
MnO	0,02	0,03
Total	62,8	63,8
Perda ao fogo (CO₂)	35,4	36,00
CaCO₃ (CaO + CO₂)	70,85	69,98
Total + Perda ao fogo	98,2	99,8

Os valores de SiO₂ indicam a presença do mineral quartzo conforme foi detectado nas análises mineralógicas, e possivelmente do mineral feldspato. A concentração do óxido Al₂O₃ pode estar relacionada tanto com a presença do argilomineral caulinita como a illita. Algumas illitas podem conter magnésio e ferro na sua estrutura (MARSHALL, 1964) (a partir de MITCHELL, 1992), podendo haver também correlação com as concentrações encontradas dos óxidos Fe₂O₃ e MgO nas amostras. Como as ligações das camadas intermediárias da illita são feitas por íons de potássio, a concentração do óxido K₂O pode estar relacionado com este fato.

Tabela 5.4. Resultados das análises químicas (AGROLAB).

LOCAL	Fábrica Continental	2°GB
PROFUNDIDADE (m)	1,70-2,00	1,10-1,40
Cátions Trocáveis (cmol_c/kg)		
Ca ⁺⁺	9,37	9,88
Mg ⁺⁺	2,85	3,05
K ⁺	0,24	0,23
Na ⁺	0,89	0,77
H ⁺	0,00	0,00
Al ⁺⁺⁺	0,00	0,00
S (cmol_c/kg)	13,35	13,93
T-CTC (cmol_c/kg)	13,35	13,93
V (%)	100	100
Saturação por Alumínio (%)	0,00	0,00
Saturação por Sódio (%)	6,67	5,53
pH em H₂O	8,2	8,0
Percentagem de Saturação (%)	60	50
C.E. extrato de saturação (dS/m)	0,43	0,60
C (g/kg)	4,00	6,70
N (g/kg)	0,30	0,80
MO (g/kg)	6,90	11,55
Carbonato de cálcio equivalente (g/kg)	116,0	118,0

LEGENDA:

- S (Soma de cátions trocáveis) = (Ca⁺⁺ + Mg⁺⁺ + K⁺ + Na⁺)
- T- CTC (Capacidade de Troca de Cátions) = S + (H⁺ + Al⁺⁺⁺)
- V (Percentagem de Saturação de Bases) = 100 S/T
- Saturação por Alumínio = $\frac{100 \text{ Al}^{+++}}{\text{S} + \text{Al}^{+++}}$
- Saturação por Sódio = $\frac{100 \text{ Na}^{+}}{\text{T}}$
- C = Carbono orgânico
- MO = Matéria orgânica (C x 1,724)
- N = Nitrogênio total

Com base nos resultados dos ensaios químicos expressos na Tabela 5.4, pode-se verificar pelo valor da percentagem de saturação de bases (V) superior a 50%, que o solo se classifica segundo PRADO (1995) como um solo eutrófico (solo fértil).

A capacidade de troca catiônica (CTC) representando a atividade do solo, indica que a argila siltosa calcífera presente nos dois locais de estudo, apresenta CTC inferiores a 14cmol/kg (Tabela 5.4), com predominância dos cátions de Ca^{++} e Mg^{++} . Estes valores de CTC, são inferiores ao limite de baixa atividade (24cmol/kg), caracterizando desta forma uma atividade baixa (Ta).

A condutividade elétrica do extrato de saturação ($< 4 \text{ dS/m/25}^\circ$) e a saturação com sódio ($100 \text{ Na}^+/\text{T}$), indica que este solo apresenta um baixo grau de salinidade, com teor salino de 0,43 e 0,60 para a Fábrica Continental e o 2º GB, respectivamente. O pH foi determinado em água, apresentando-se alcalino (>7) para ambos os locais. Os valores de matéria orgânica obtidos a partir do carbono orgânico são baixos.

O teor de carbonato de cálcio equivalente classifica este solo como um solo carbonático, ficando de acordo com os resultados dos ensaios químicos realizados no laboratório do NEG-LABISE, os quais demonstraram elevados valores de carbonato de cálcio. Pode-se concluir também através das análises químicas, que o material presente nos dois locais de estudo são semelhantes, como era de se esperar. A pequena diferença nos valores obtidos deve-se apenas a variação natural dos resultados (como descrito anteriormente - item 5.2.2).

5.4.3. Correlações do carbonato de cálcio (CaCO_3) com outros parâmetros do solo

Vários autores já observaram a influência do teor de carbonato de cálcio (CaCO_3) presente em solos carbonáticos com as propriedades índices e com a resistência ao cisalhamento. HORTA (1989), verificou que o índice de plasticidade de solos carbonáticos depende do teor de carbonato de cálcio (CaCO_3), decrescendo com o aumento do teor de CaCO_3 .

A Figura 5.10 ilustra esta correlação entre o IP e o percentual de CaCO_3 , para solos de calcrite provenientes da África, onde a curva representa uma mistura de argila com uma rocha calcária. A dispersão dos dados indicam que o IP dos solos de calcrite são condicionados por outros fatores além do CaCO_3 , como a mineralogia da fração argila e pela presença de quartzo, areia e silte.

Observa-se que para baixos valores de CaCO_3 , o IP não é necessariamente alto e, para um certo valor de carbonato de cálcio, ocorre uma faixa de variação considerável. Entretanto, esta faixa de variação decresce com o aumento do CaCO_3 . Ao plotar os dados do material calcário da presente dissertação na Figura 5.10, verifica-se que os mesmos se enquadram satisfatoriamente para o limite de valores de IP superiores.

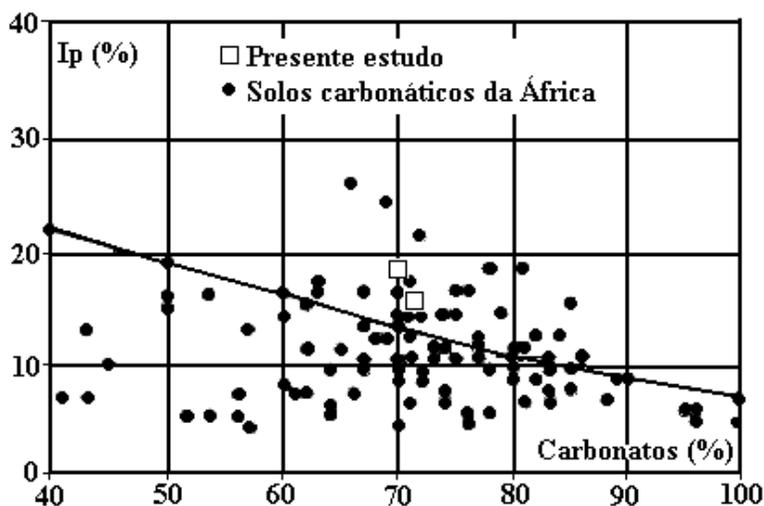


Figura 5.10. Correlação do IP com o teor de CaCO_3 para alguns solos carbonáticos da África (HORTA, 1989).

Correlações inversas entre o teor de calcita (CaCO_3) e os Limites de Atterberg também foram encontradas por HAWKINS & McDONALD (1992) ao estudar os efeitos da descalcificação de solos de calcários. Para tanto, foram realizadas progressivas descalcificações em laboratório em amostras de solo. Uma das amostras contendo 36% de calcita, resultou um aumento do limite de liquidez de 63% para 101% e no limite de plasticidade de 21% para 33%, enquanto a percentagem da fração argila aumentou de 52% para 82%, resultante do processo de descalcificação parcial.

Os componentes calcários do solo removidos pela descalcificação, consistem predominantemente de partículas de silte desta forma, a sua remoção resulta num aumento linear dos Limites de Atterberg.

A Figura 5.11 ilustra a correlação inversa entre os Limites de Atterberg e o percentual de calcita para os solos de calcários estudados por HAWKINS & McDONALD (1992), juntamente com os dados da presente dissertação. Verifica-se que os dados tendem a se enquadrar dentro da faixa sugerida para o limite de plasticidade e para o limite de liquidez, com valores elevados do teor de calcita.

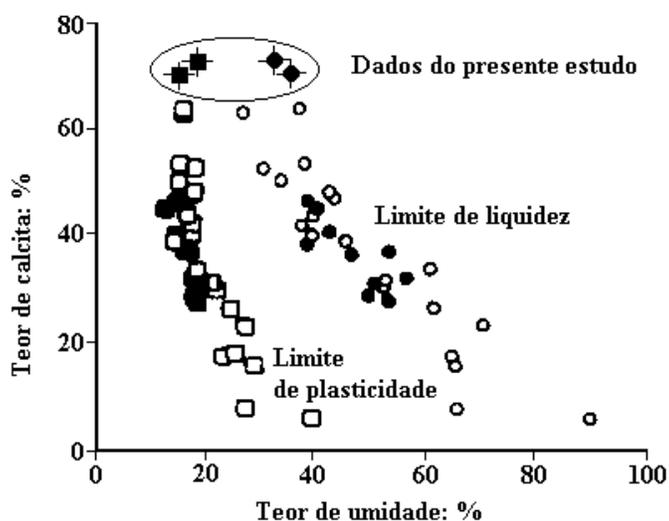


Figura 5.11. Correlação entre os Limites de Atterberg e o teor de calcita de solos calcários (HAWKINS & McDONALD, 1992).

5.4.4. Influência da composição química do fluido dos poros na resistência residual

A resistência residual das argilas é afetada tanto pela composição mineralógica, como pela natureza dos constituintes do fluido dos poros (DI MAIO & FENELLI, 1994). Em princípio, a composição dos fluidos pode influenciar a espessura da camada dupla e a força interpartículas. Sendo, este último talvez o que rege a influência dos constituintes químicos dos poros na resistência residual.

(KENNEY, 1977) observou ao ensaiar amostras com misturas de caulinita e montmorilonita, que nas misturas contendo o mesmo cátion adsorvido, as que tinham maiores concentrações de sais no fluido dos poros, exibiam maiores valores de

resistências residuais. Este aumento na resistência é presumidamente devido ao aumento das forças interpartículas, variando com a concentração dos sais por causa da presença de significativas forças físico-químicas (MOORE, 1991).

Pelos resultados dos ensaios químicos obtidos das amostras da Fábrica Continental e do 2ºGB, verifica-se com base nos valores da condutividade elétrica do extrato saturação, que este solo apresenta baixa salinidade (0,43 e 0,60 dS/m - Tabela 5.4). Desta forma, pode-se supor que os altos valores do ângulo de atrito obtidos não tenham sido influenciados por essa salinidade encontrada. Sendo assim, apenas a mineralogia das partículas deste solo parece ter influência significativa na resistência tanto de pico como a residual.

5.5. OBSERVAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS AO MEV

Para a análise da microestrutura do material em estudo, foi utilizada a microscopia eletrônica de varredura, observando amostras do solo no seu estado indeformado, com metodologia de preparação das amostras descrita anteriormente no Capítulo 4 (item 4.5).

A amostra da argila siltosa calcífera da encosta Continental, apresenta estrutura com partículas muito soltas, com presença de alguns grumos ou empacotamentos conforme ilustra a Figura 5.12.

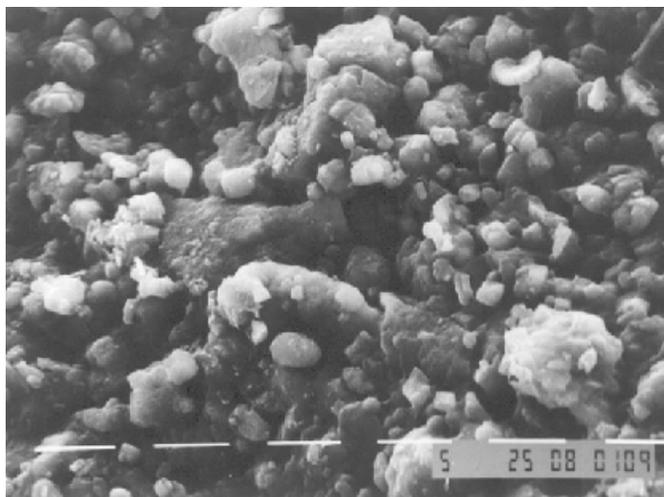


Figura 5.12. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 2600 x -5 μ m).

Verifica-se também na Figura 5.12, a presença de bioclatos (possivelmente fragmentos de foraminíferos), já detectados anteriormente na análise em lupa binocular. Observa-se a presença do mineral calcita em sua composição. Ao se ampliar em 5800 vezes a foto anterior, comprova-se na Figura 5.13, que realmente a estrutura deste material é bastante solta e, com pouco material ligante.

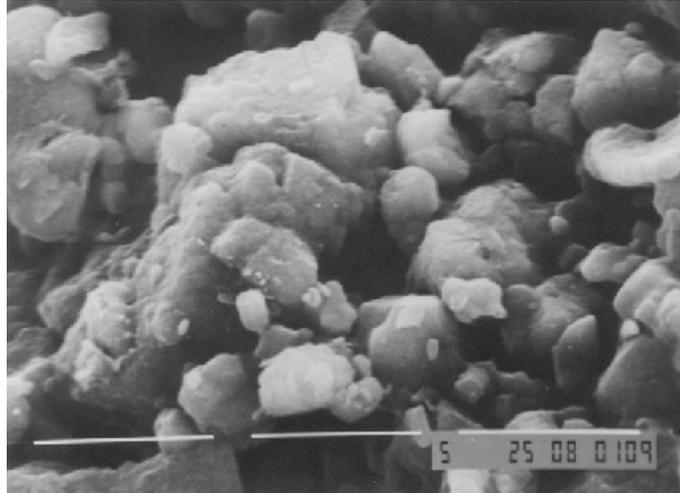


Figura 5.13. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 5800 x - 5 μ m).

A Figura 5.14, além de mostrar a presença de grumos, e confirmar que a estrutura deste material possui partículas muito soltas, pode-se identificar a presença de micro e macro poros. A presença de bioclastos é observada na Figura 5.15, sendo possivelmente espículas de ouriço.

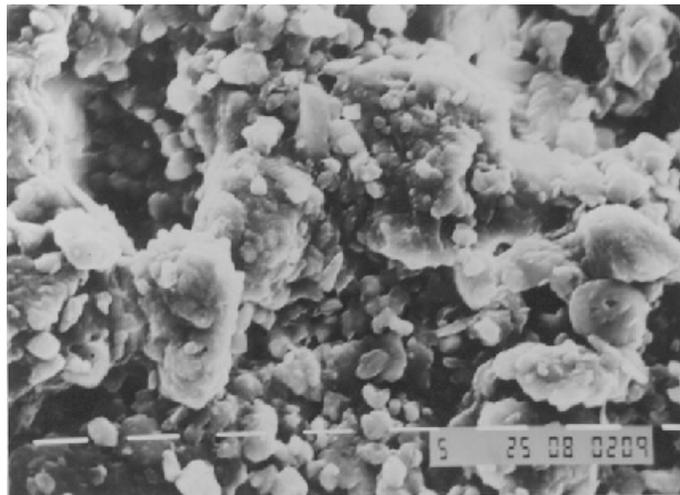


Figura 5.14. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 1600 x - 5 μ m).

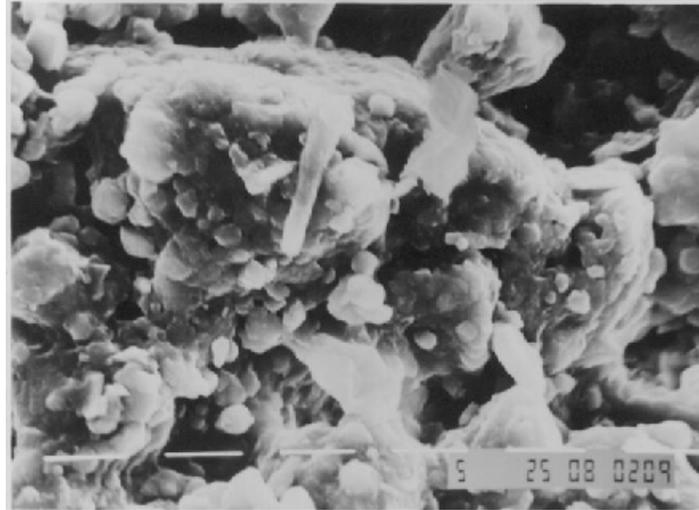


Figura 5.15. Fotografia do solo da área da encosta Continental obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 2400 x - 5 μ m).

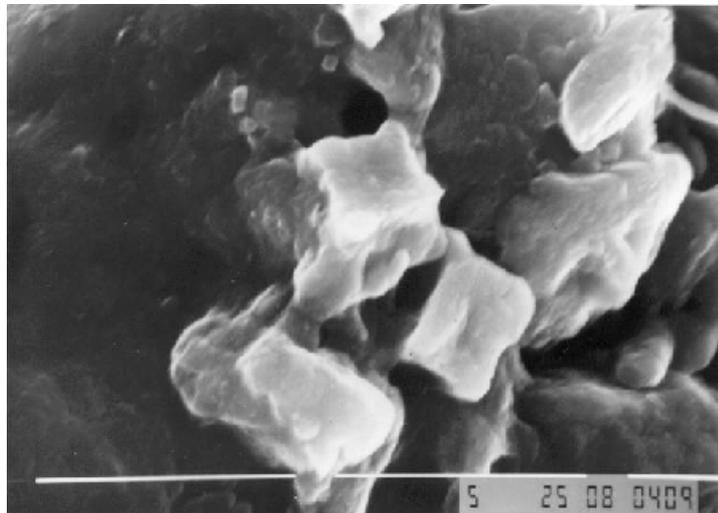


Figura 5.16. Fotografia do solo da área do 2°GB obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 7800 x - 5 μ m).

Na estrutura da argila siltosa calcífera referente a amostra da área do 2° GB, grãos do mineral calcita podem ser observados na Figura 5.16, ligados entre si. Novamente na Figura 5.17, pode-se ver a presença de grumos que se interligam por partículas com pequena quantidade de material fino. Desta forma, existe pouco material de enchimento entre os grãos. Nesta mesma foto, observa-se uma grande quantidade de bioclastos, sob diferentes formas (espícolas de ouriço, foraminíferos), com a presença também de fungos. CLEMENTINO (1993) (a partir de FUTAI, 2002) também verificou a

existência destes mesmos fungos, ao estudar a estrutura de solos coluvionares, pertencentes a escorregamentos no Rio de Janeiro.

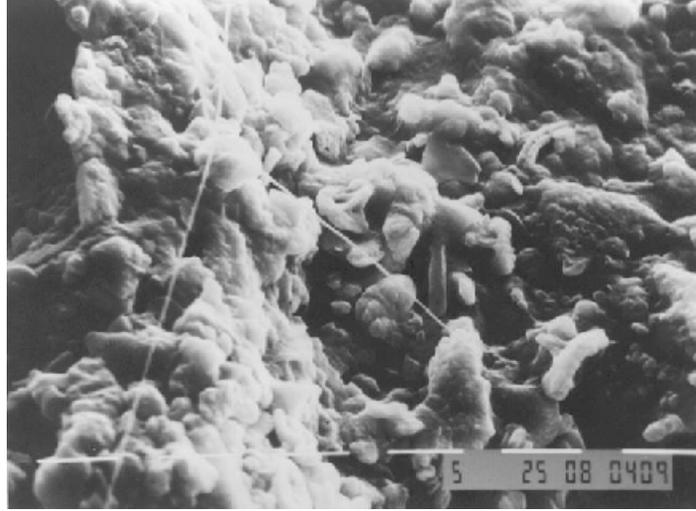


Figura 5.17. Fotografia do solo da área do 2ºGB obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação – 2400 x - 5 μ m).

5.6. PERMEABILIDADE DO SOLO

Os valores obtidos da permeabilidade do material em estudo foram determinados a partir do equipamento Tri Flex- 2, conforme descrito no item 4.6.2. Deste modo, ao ser verificada a saturação dos corpos de prova, foi realizado o ensaio para determinação da permeabilidade do material. As amostras ensaiadas referentes a encosta da Fábrica Continental estavam na profundidade de 1,70 a 2,00 m e as amostras da área do 2º GB na profundidade de 1,10 a 1,40 m.

A permeabilidade encontrada variou de $1,25 \times 10^{-8}$ m/s a $4,69 \times 10^{-8}$ m/s para o solo da área da Fábrica Continental e de $1,29 \times 10^{-8}$ m/s a $3,58 \times 10^{-8}$ m/s para as amostras de solo da área do 2º GB. Desta forma, esta argila siltosa calcífera apresenta uma permeabilidade média da ordem de 10^{-8} m/s, representando segundo HEAD (1994) e LAMBE & WHITMAN (1976), um solo argiloso de permeabilidade muito baixa. Estes resultados são concordantes com a permeabilidade de alguns siltes de Boston e do norte da Carolina, LAMBE & WHITMAN (1976). VARGAS (1977) também classifica este solo argiloso com grau de permeabilidade muito baixo.

Esta baixa permeabilidade encontrada na argila siltosa calcífera, vem confirmar as observações propostas por ALHEIROS (1998) com relação a encosta da Fábrica Continental, no que se refere a formação de pequenos aquíferos suspensos, com vários níveis freáticos simultâneos (item 3.5.5). Este fato está atribuído a presença de materiais que se alternam em camadas permeáveis e impermeáveis. Segundo ALHEIROS (1998), as águas subterrâneas encontradas são principalmente retidas sobre a argila siltosa calcífera, intensificando desta forma o fluxo horizontal presente na encosta.

5.7. ENSAIOS EDOMÉTRICOS CONVENCIONAIS

5.7.1. Introdução

No presente trabalho, os ensaios edométricos apresentam-se como parte da caracterização geotécnica básica, já que a ênfase será dada aos ensaios para determinação da resistência residual. A importância destes resultados reside no fato de serem escassos na literatura dados referentes a solos calcários de um modo geral. Desta forma, serão determinados alguns parâmetros básicos a partir dos resultados destes ensaios.

Primeiramente, será determinada a Pressão de Pré-Adensamento (σ'_{vm}), entendida como a máxima tensão vertical efetiva a que o solo esteve submetido no terreno, e a partir desta a Razão de Pré-adensamento (OCR), ou seja, a razão entre σ'_{vm} e a pressão vertical atuante no terreno sobre a amostra de solo ensaiada. Ambos são dados imprescindíveis para a análise do comportamento geomecânico do solo.

Serão determinados os parâmetros de compressibilidade tais como, coeficiente de compressão volumétrica (m_v), módulo edométrico (E'_{oed}), os índices de compressão (C_c) e expansão (C_e). Será calculado também o coeficiente de adensamento vertical (C_v), estimado a partir das curvas de deformação vertical x raiz do tempo (Método gráfico de Taylor), dando a idéia da capacidade de dissipação de pressão neutra do material. Sendo desta forma, importante para se estabelecer um critério de escolha das velocidades de deslocamento a serem adotadas para serem garantidas as condição drenada dos ensaios de cisalhamento direto. Além disso, através dos valores de C_v , pode-se estimar o coeficiente de permeabilidade (k) do solo, bem como a sua variação em função do índice de vazios.

5.7.2. Apresentação e análise dos resultados

A Figura 5.18 apresenta os resultados dos ensaios edométricos dos dois locais de estudo, através das curvas que relacionam o índice de vazios em escala linear e tensão vertical de consolidação em escala logarítmica. A Figura 5.19 apresenta as curvas deformação volumétrica específica em escala linear e tensão vertical de consolidação em escala logarítmica. A Tabela 5.5 ilustra as condições iniciais e finais dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 5.5. Condições iniciais e finais do corpo-de-prova ensaiado (ensaios edométricos na condição saturada).

LOCAL	δ	Condições iniciais				Condições finais			
		W_0	γ_{s0}	e_0	S_0	W_f	γ_{sf}	e_f	S_f
Continental	2,70	18,56	1,75	0,55	91,93	17,60	1,76	0,46	100
2° GB	2,68	21,17	1,59	0,69	82,46	21,96	1,58	0,51	100

W (%) teor de umidade; γ_{s0} (t/m^3) peso específico seco inicial, γ_{sf} (t/m^3) peso específico seco final; S (%) grau de saturação; e (índice de vazios).

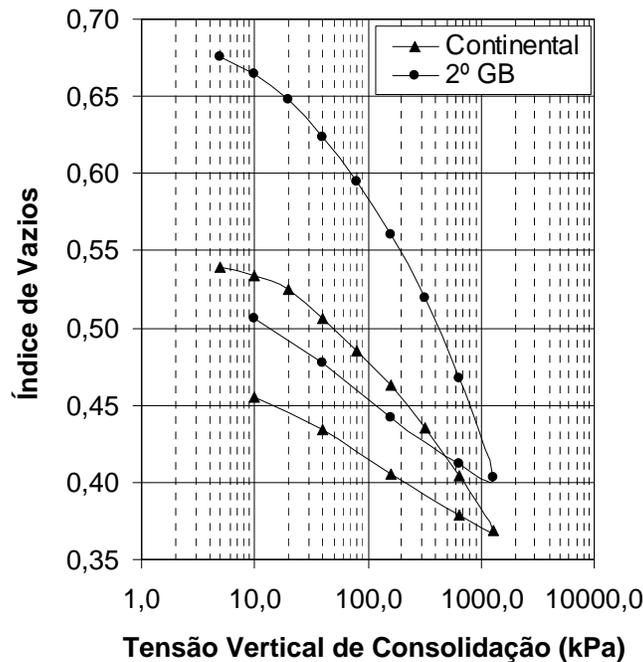


Figura 5.18. Variação do índice de vazios com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

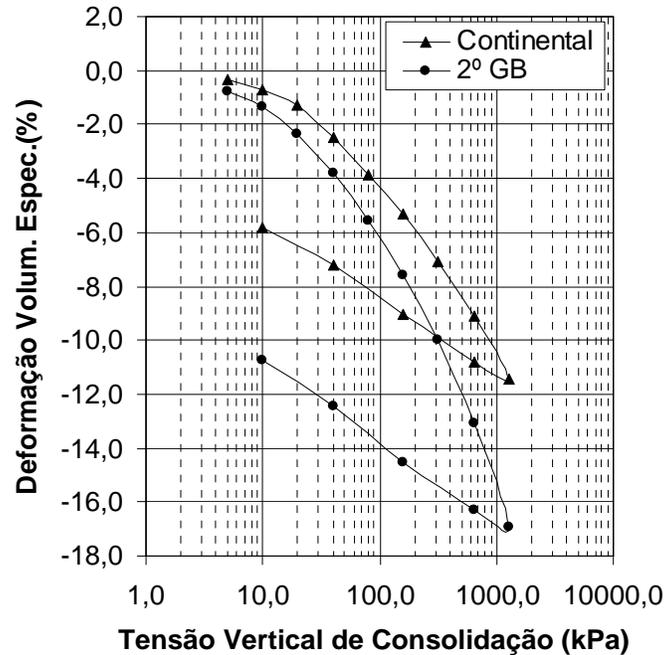


Figura 5.19. Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Verifica-se que a variação do índice de vazios para a amostra de solo referente a Fábrica Continental é menor do que a variação para o 2º GB. Mesmo os dois locais de estudo pertencerem a mesma formação geológica, é de se esperar que diferenças de deposição do material nos dois locais e de processos posteriores possam ter conduzido a essa variabilidade dos resultados obtidos nos ensaios (ver item 5.2.2). A diferença na compressibilidade entre as duas amostras está relacionada com o índice de vazios inicial encontrado.

5.7.2.1. Pressão de Pré-adensamento (σ'_{vm})

A determinação da pressão de pré-adensamento é feita graficamente a partir da curva $e \log \sigma$. Para tal determinação, o processo mais conhecido é o proposto por Casagrande. No entanto, este processo envolve a determinação do ponto de maior curvatura da curva acima citada, o que é feito de maneira subjetiva, ficando os resultados sujeitos a variações. Como as curvas obtidas não definem bem este ponto, preferiu-se empregar o método proposto por Pacheco Silva. Os resultados para os dois locais de estudo são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6. Pressões de pré-adensamento (kPa).

LOCAL	Prof. (m)	Método	σ_{v0} (kPa)
		Pacheco Silva (kPa)	
Continental	1,70-2,00	70	40
2° GB	1,10-1,40	100	26

A argila siltosa calcífera estudada encontra-se pré-adensada. O pré-adensamento deste material está de acordo com o processo de formação geológico da área em estudo, onde segundo ALHEIROS (1998) ocorreram erosões das formações Gramame e Maria Farinha, assentes sobre a formação Beberibe, a qual refere-se a presença da argila siltosa calcífera. Desta forma, é provável que este sobreadensamento encontrado nos dois locais de investigação, se deva principalmente ao alívio de tensões causado pela erosão de camadas de sedimentos sobrepostos ao material em estudo.

5.7.2.2. Parâmetros de Compressibilidade

Na Figura 5.20 estão apresentadas as variações no coeficiente de variação volumétrica com o logaritmo da tensão vertical de consolidação aplicada.

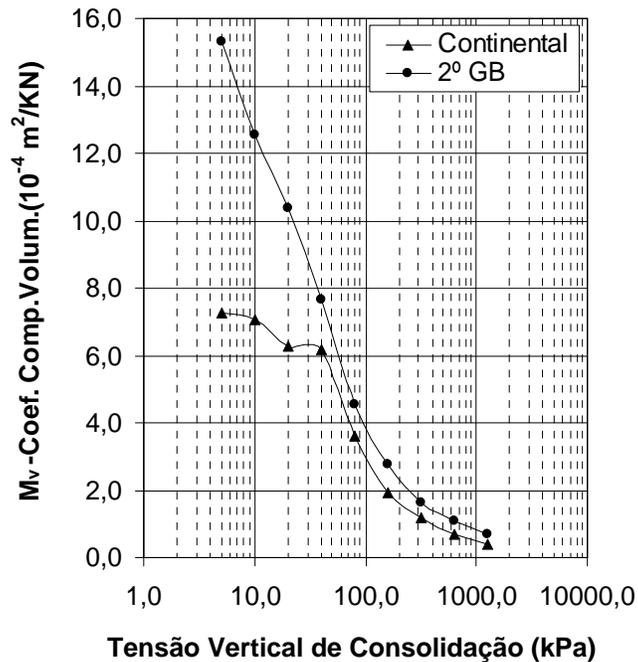


Figura 5.20. Variação do coeficiente de compressão volumétrica com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Observa-se na Figura 5.20 uma redução nos valores do coeficiente de variação volumétrica com a tensão vertical para ambos locais de estudo. Verifica-se também, maiores valores de m_v para a amostra de solo da área do 2º GB, os quais estão compreendidos na faixa de 0,70 a $15,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{KN}$, confirmando o comportamento mais compressível desta amostra, quando comparado com a amostra da área da Fábrica Continental.

Para o solo da área da Fábrica Continental, a faixa de valores situa-se entre 0,41 e $7,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{KN}$. Entretanto, esta diferença no coeficiente de variação volumétrica, tende a diminuir com o aumento da tensão, tornando-se cada vez mais próximos após a tensão de 80kPa.

Os índices de compressão e expansão foram obtidos com base nas curvas $e \times \log \sigma$. Para ambos locais (referentes a encosta Continental e ao 2ºGB), o índice de compressão (C_c) foi calculado para a reta aproximada definida entre $320\text{kPa} < \sigma < 1000\text{kPa}$ e o índice de expansão (C_e) para o trecho entre $160\text{kPa} < \sigma < 640\text{kPa}$, na curva de descarregamento. Os resultados são apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7. Dados de compressibilidade do solo estudado (argila siltosa calcífera).

LOCAL	C_c	C_e
Continental	0,10	0,04
2º GB	0,18	0,05

Os módulos edométricos (E'_{oed}), calculados através dos valores de m_v , estão apresentados na Tabela 5.8. Os valores obtidos para a área da Fábrica Continental variaram de 13,81 a $246,39 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$ e de 6,54 a $143,30 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$ para o 2º GB.

Tabela 5.8. Valores do E'_{oed} para ambos locais de estudo.

TENSÕES (kPa)	E'_{oed} ($\times 10^2$ KN/m ²)	
	Continental	2° GB
5	13,81	6,54
10	14,16	7,98
20	15,96	9,62
40	16,26	13,02
80	27,81	22,05
160	51,29	36,23
320	84,84	60,78
640	145,73	90,38
1280	246,39	143,30

5.7.2.3. Coeficientes de adensamento vertical (C_v) e permeabilidade (K)

A velocidade de recalque de um solo será função da compressibilidade e permeabilidade, podendo ser expressa através do coeficiente de adensamento (C_v) para os diversos estágios de tensão.

Estes parâmetros são estimados a partir das curvas deslocamento vertical x raiz tempo para cada carregamento, conhecido como método gráfico de Taylor. Vale destacar que a determinação dos coeficientes do adensamento se fez com base no valor de t_{90} , que corresponde teoricamente a 90% do adensamento primário.

Os valores de t_{90} para os dois locais de estudo estiverem compreendidos na faixa de 0,64 a 4,41 minutos. Desta forma, considerando os valores de t_{90} obtidos, foram calculados os coeficientes de adensamento C_v para cada estágio de tensão vertical de consolidação. A Figura 5.21 apresenta as curvas do coeficiente de adensamento vertical (C_v) em escala linear e a tensão vertical de consolidação em escala logarítmica dos dois locais de estudo.

Na Figura 5.21 pode-se verificar que a variação do coeficiente de adensamento (C_v) se deu na faixa de $2,20 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a $2,58 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para a amostra da área referente a encosta Continental e, de $1,73 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a $2,55 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ para o 2º GB.

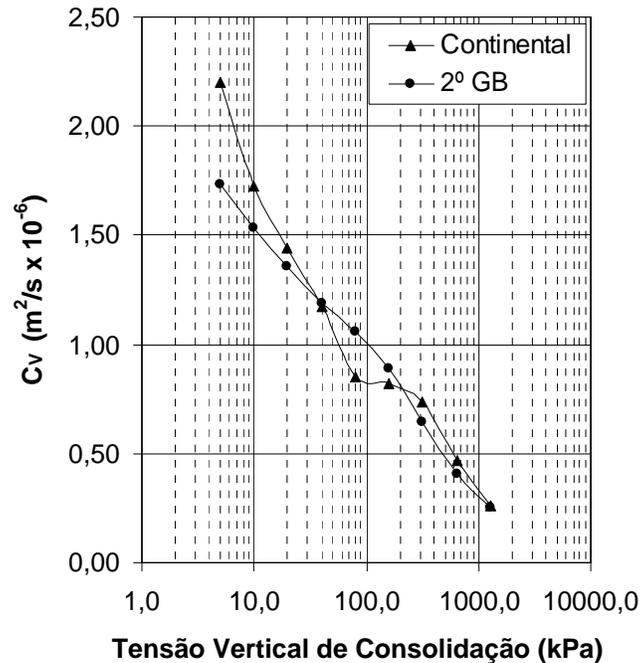


Figura 5.21. Variação do coeficiente de adensamento vertical com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

Verifica-se uma tendência clara de diminuição do C_v com o aumento da tensão vertical de consolidação em ambas as curvas. Maiores valores e maiores diferenças nos valores de C_v são observados para tensões de até 80kPa em ambos locais de estudo, onde o efeito de estrutura é mais significativo. Para maiores tensões, os valores de C_v dos dois locais praticamente coincidem, à medida em que as ligações estruturais do solo são quebradas.

A estimativa do coeficiente de permeabilidade (k) através das curvas de deslocamento vertical x raiz tempo de ensaios edométricos é problemática, por envolver uma série de incertezas decorrentes de falhas da teoria empregada e da configuração do ensaio. O valor de k é dependente do valor estimado de C_v . Este valor é pouco confiável, pelo fato da condição de drenagem do solo na natureza ser diferente da simulada em laboratório. Ainda assim, estas estimativas servem para que se possa ter uma idéia da ordem de

grandeza destes parâmetros. A Figura 5.22 apresenta as curvas que relacionam a permeabilidade (k) em escala linear e a tensão vertical de consolidação em escala logarítmica.

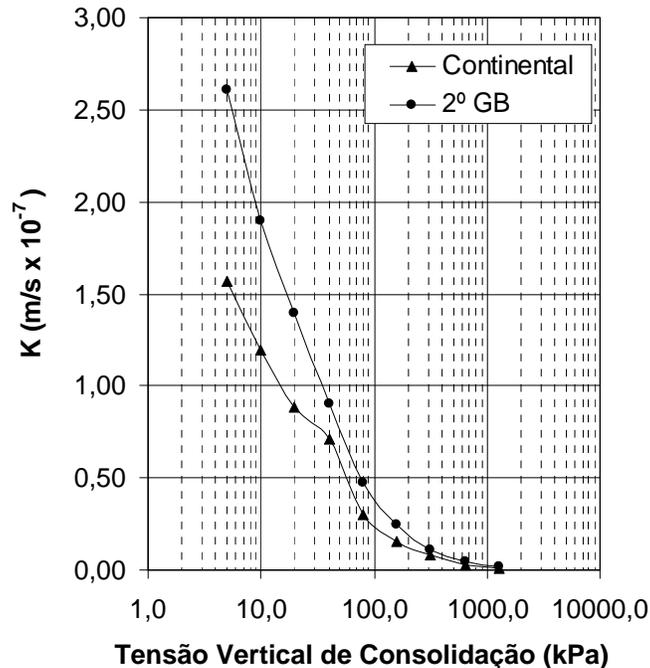


Figura 5.22. Variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão vertical de consolidação (corpos de prova na condição saturada).

O mesmo comportamento de C_v pode ser observado na Figura 5.22 com relação a permeabilidade (k) do material, com redução de k com o aumento da tensão. Os valores de k se deram na faixa de $1,56 \times 10^{-7}$ m/s a $1,0 \times 10^{-9}$ m/s para a encosta Continental e, de $2,60 \times 10^{-7}$ m/s a $1,80 \times 10^{-9}$ m/s para o 2º GB.

Esta faixa de valores classifica também este material através destes ensaios como um solo argiloso de permeabilidade muito baixa segundo HEAD (1994) e LAMBE & WHITMAN (1976). As curvas apresentadas na Figura 5.22, mostram também uma diferença nos valores de k até a tensão de 20kPa, entre os dois locais de investigação, ficando depois com valores bem próximos com o aumento das tensões. Esta diferença inicial pode estar também relacionada com os valores do índice de vazios dos dois locais, onde a amostra da área do 2º GB apresenta os maiores valores.

Mesmo levando-se em conta as diferenças existentes na aplicação de tensões entre o adensamento edométrico, onde as tensões aplicadas são unidimensionais, e o equipamento Tri Flex -2, onde as tensões aplicadas são tridimensionais, os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos através do equipamento Tri Flex-2 realizados em amostras dos dois locais de investigação, da ordem de 10^{-8} m/s se enquadram dentro da faixa de valores de k obtidos com a faixa do ensaio edométrico acima descrita.

Ao plotar a curva permeabilidade versus índice de vazios, observa-se que a relação $e \times \log k$ aproxima-se de uma reta, como é verificado para a maioria dos solos. A Figura 5.23 ilustra esta relação, onde a permeabilidade aumenta com o aumento do índice de vazios.

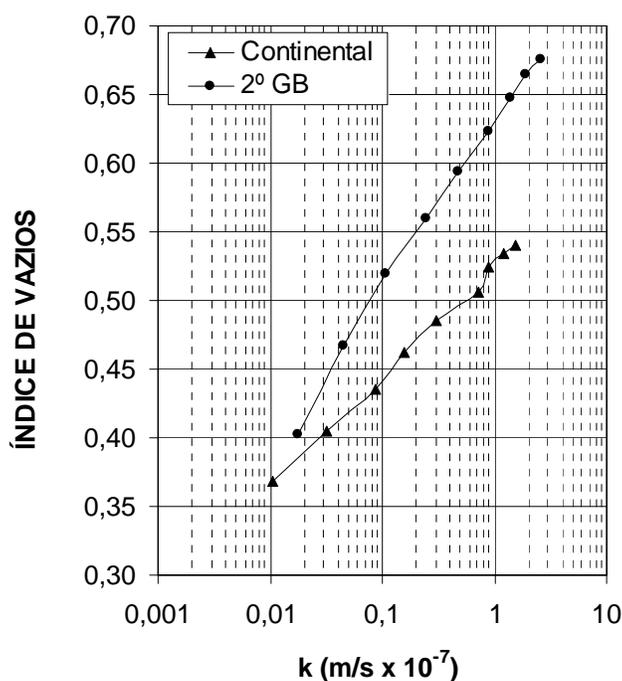


Figura 5.23. Variação da permeabilidade com o índice de vazios.

5.7.2.4. Avaliação da expansividade do material

Para avaliação da expansividade do solo de calcário em estudo, seguiu-se a metodologia descrita no Capítulo 4 (item 4.7.4). Sendo assim, as amostras foram submetidas ao peso das terras de 26kPa e de 40kPa, referentes a área do 2º GB e da Fábrica Continental, respectivamente. Após serem atingidas as estabilizações dos recalques, as amostras foram inundadas, onde em seguida foram acompanhadas as deformações verticais. A

estabilização da expansão ocorreu no período de 24 horas. A Tabela 5.9 ilustra as condições iniciais e finais dos corpos de prova.

Tabela 5.9. Condições iniciais e finais do corpo-de-prova ensaiado (ensaios edométricos na umidade natural).

LOCAL	δ	Condições iniciais				Condições finais			
		W_0	γ_{s0}	e_0	S_0	W_f	γ_{sf}	e_f	S_f
Continental	2,70	13,35	1,88	0,43	82,90	14,97	1,86	0,40	100
2° GB	2,68	15,88	1,82	0,48	89,33	17,45	1,79	0,45	100

W (%) teor de umidade; γ_{s0} (t/m^3) peso específico seco inicial, γ_{sf} (t/m^3) peso específico seco final; S (%) grau de saturação; e (índice de vazios).

Para as condições em que se encontram as amostras, os valores dos potenciais de expansão calculados ($\Delta H/H_i$), onde ΔH é a variação da altura do corpo de prova provocado pela inundação, são de 0,13% e de 0,32% para a amostra da Continental e do 2°GB, respectivamente. Com estes resultados, pode-se concluir que para os teores de umidade natural encontrados, processos de expansão não são significativos neste material. Para teores de umidades iniciais menores, provocadas por variações do nível d'água, este material se apresentará mais expansivo.

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento da argila siltosa calcífera em estudo. Vale a pena destacar que será dada ênfase na análise de resistência residual do referido material. Para tanto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencionais, para determinação da resistência de pico e de pós-pico; ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, ensaios de cisalhamento direto com a técnica de interface lisa e ensaios de cisalhamento por torção (“ring shear”), para determinação da resistência residual.

Tendo em vista o estudo desenvolvido na presente dissertação, os sucessivos escorregamentos ocorridos na Encosta Continental provocaram consideráveis deformações das camadas de solo existentes. Supunha-se que na área deslizada a resistência dos materiais envolvidos podia ter sido reduzida a níveis de resistência inferior à de pico; podendo na superfície de ruptura ter alcançado o nível de resistência residual. Diante destas hipóteses, resolveu-se avaliar a resistência ao cisalhamento, com ênfase na determinação da resistência residual, da argila siltosa calcífera envolvida nos sucessivos deslizamentos ocorridos nesta encosta.

A princípio serão apresentados os resultados de resistência de pico e pós-pico deste material, em seguida será dado enfoque a resistência residual, analisando e comparando os resultados obtidos com outros semelhantes encontrados na literatura. Será verificado também o efeito da influência da velocidade de deformação e da mineralogia na resistência residual. Finalmente, os ângulos de atrito encontrados serão correlacionados com outros parâmetros do solo conforme proposto pela literatura.

6.2. RESISTÊNCIA DE PICO

6.2.1. Relação tensão-deformação

Nas Figuras 6.1 e 6.2 estão apresentadas as curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal) e dv vs. dh (deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal) referentes as amostras da encosta Continental e do 2º GB. As Tabelas 6.1 e 6.2 apresentam as condições iniciais e na ruptura dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto diretos convencionais e nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas.

Foram utilizados um total de 9 corpos de prova, sendo 6 da encosta Continental e 3 do 2º GB. Todos os ensaios para avaliação da resistência tanto de pico quanto a residual, foram realizados em amostras na condição saturada.

Tabela 6.1. Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Local	Prof. (m)	CP (Nº)	σ_n (kpa)	G_s	W_0 (%)	$\gamma_{Nat.}$ (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	e_0	S_0 (%)	$S_{após}$ o adens. (%)
Encosta Continental	1,70-2,00	01	25	2,70	17,78	2,05	1,73	0,56	86,45	91,57
		02	50		16,51	2,03	1,74	0,55	80,61	84,15
		03	100		19,09	2,02	1,69	0,59	87,04	97,51
		04	150		17,70	2,07	1,76	0,54	88,97	95,82
		05	200		18,84	2,10	1,76	0,53	95,53	100
		06	400		19,82	2,03	1,69	0,59	90,38	100
2º GB	1,10-1,40	01	25	2,69	21,92	1,95	1,60	0,68	86,43	92,10
		02	100		20,80	1,96	1,62	0,66	84,54	93,98
		03	200		20,30	1,96	1,62	0,65	83,50	98,44

Tabela 6.2. Condições dos corpos de prova na ruptura referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Local	Prof. (m)	CP (N°)	σ_n (kpa)	dh (mm)	dv (mm)	l_p (kPa)	τ_p / σ_n	W_f (%)
Encosta Continental	1,70-2,00	01	25,99	1,93	0,03	44,15	1,70	20,92
		02	53,55	3,37	0,05	86,00	1,60	20,02
		03	103,72	1,82	-0,14	115,11	1,11	21,97
		04	155,35	1,75	-0,05	159,89	1,03	20,08
		05	217,22	4,02	-0,62	149,83	0,69	20,88
		06	423,02	2,76	-0,50	318,01	0,75	21,05
2° GB	1,10-1,40	01	26,41	2,71	-0,29	26,20	0,99	25,33
		02	106,57	3,13	-0,42	79,29	0,74	22,91
		03	213,83	3,28	-0,54	141,86	0,66	21,01

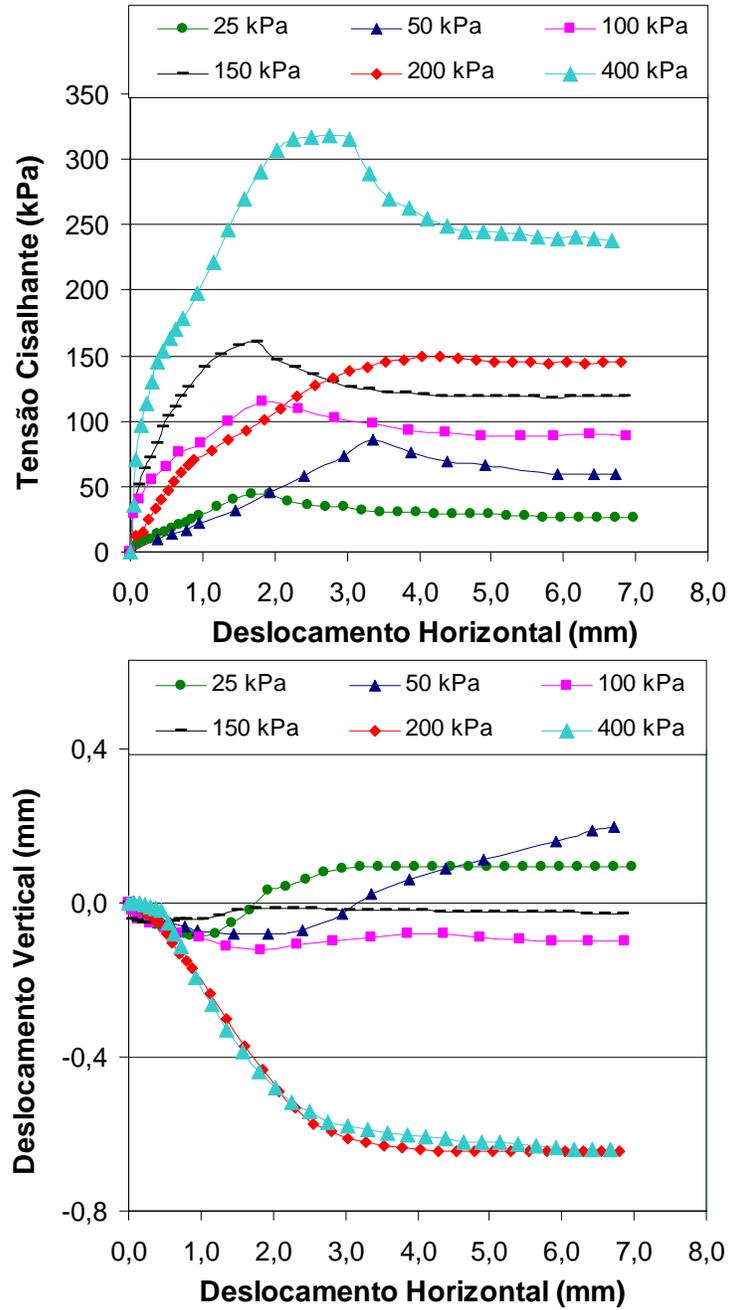


Figura 6.1. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (condição saturada) na argila siltosa calcífera (amostras da encosta Continental). Curvas: τ vs. dh e dv vs. dh .

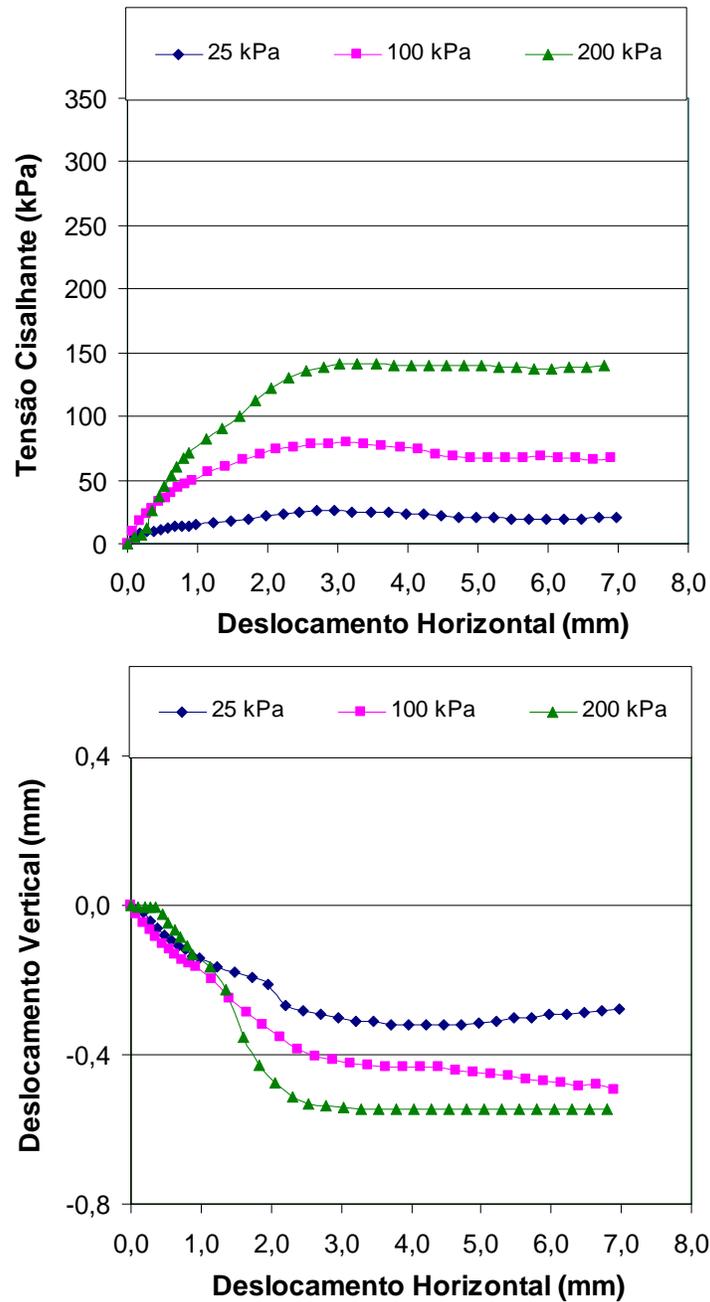


Figura 6.2. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (condição saturada) na argila siltosa calcífera (amostras do 2º GB). Curvas: τ vs. dh e dv vs. dh .

As curvas τ vs. dh , referentes as amostras da encosta Continental (Figura 6.1), apresentaram em geral picos bem definidos para os níveis de tensões normais adotados. As mobilizações das tensões cisalhantes máximas ocorreram para deslocamentos

horizontais da ordem de 2,00mm para valores de $\sigma_n \leq 150\text{kPa}$ (com exceção da tensão de 50kPa, que apresentou mobilização da tensão cisalhante máxima para o deslocamento horizontal de 3,37mm) e de 4,00mm e 2,7mm para σ_n de 200kPa e 400kPa, respectivamente. Observa-se em geral um decréscimo significativo da resistência para todas as tensões normais aplicadas após alcançado o pico, atingindo posteriormente patamares constantes.

O decréscimo na resistência após atingido o pico é mais pronunciado para as tensões de 25kPa e 50kPa, onde a estrutura exerce maior influência no comportamento do solo. Essa queda na resistência em se tratando na análise de estabilidade da encosta em estudo, pode representar rupturas bruscas considerando-se um primeiro deslizamento de terra. Para a tensão normal de 200kPa, além de não se verificar uma significativa redução na resistência após o pico, o valor máximo de resistência atingido é inferior ao de 150kPa.

Nas curvas dv vs. dh (Figura 6.1), este material apresentou deslocamentos verticais mínimos tanto no que diz respeito ao comportamento de compressão como de dilatação. Apenas as curvas referentes as tensões normais de 200kPa e 400kPa apresentaram comportamento total de compressão, com os maiores deslocamentos verticais da ordem de 0,64 mm.

Observam-se para as tensões normais de 100kPa e 150kPa, também um comportamento de compressão, mas com uma tendência de dilatação ao atingir o deslocamento horizontal da ordem de 2,00mm, justamente no instante da ruptura dos corpos de prova. A tensão normal de 150kPa apresentou deslocamentos verticais praticamente nulos ($dv_{\text{máx}}=0,028\text{mm}$), e a de 100kPa deslocamentos verticais da ordem de 0,10mm. Essa maior compressão verificada na tensão normal de 100kPa, está relacionada com um maior índice de vazios desta amostra. Um comportamento dilatante é observado para as tensões normais aplicadas de 25kPa e 50kPa, sugerindo um estado mais estruturado neste nível de tensão, semelhante a um solo pré-consolidado ou a uma areia compacta.

As curvas τ vs. dh , referentes as amostras da área do 2º GB (Figura 6.2), não apresentaram em geral picos bem definidos para os níveis de tensões normais adotados, com mobilizações das tensões cisalhantes máximas para deslocamentos horizontais da

ordem de 3,00mm. Observa-se que em relação aos resultados obtidos da encosta Continental, que estas amostras não apresentaram uma significativa queda na resistência após atingido o pico.

As curvas dv vs. dh (Figura 6.2), exibem sempre comportamento de compressão, com maiores deslocamentos verticais da ordem de 0,55mm para a tensão normal de 200kPa.

6.2.2. Envoltórias de resistência

As envoltórias de resistência de pico referentes aos resultados dos ensaios dos dois locais de estudo estão apresentadas na Figura 6.3. Os pontos plotados correspondem aos valores das tensões cisalhantes máximas obtidas nos ensaios e a correspondente tensão normal aplicada.

Para o intervalo de tensões normais aplicadas (25kPa a 400kPa) referentes a envoltória do solo da encosta Continental, o ângulo de atrito de pico obtido foi de $32,6^\circ$ com o correspondente intercepto de coesão de 41,0kPa. Para o solo da área do 2º GB (intervalo de tensões normais aplicadas de 25kPa a 200kPa), obtiveram-se os valores de $31,6^\circ$ e 11,3kPa para o ângulo de atrito de pico e o intercepto de coesão, respectivamente. Estes valores foram obtidos através de regressões lineares. Os ângulos de atrito de pico encontrados são próximos aos 30° encontrados por ANAGNOSTOPOULOS et al. (1989), também em solos calcários.

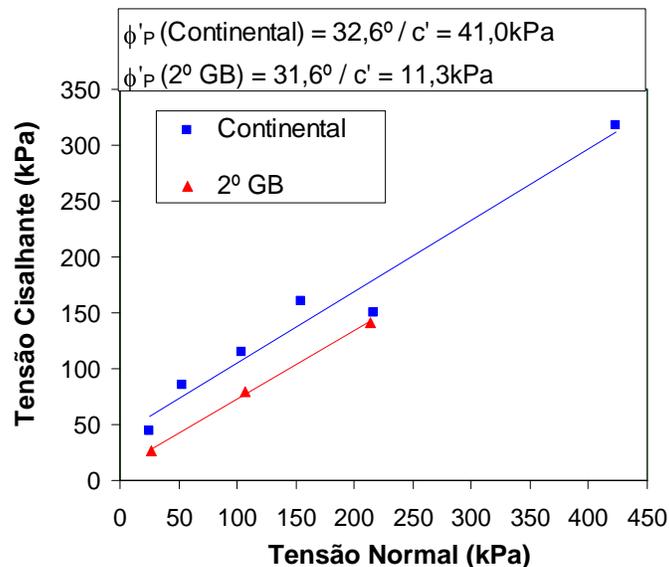


Figura 6.3. Envoltória de resistência de pico dos dois locais de investigação.

Para a envoltória da Continental, pode-se verificar uma certa curvatura inicial no trecho entre as tensões normais de 25kPa e 100kPa, coincidindo estar este trecho próximo ao valor da tensão de pré-adensamento deste solo. Em decorrência do limitado número de corpos de prova da envoltória do 2º GB (3 corpos de prova), não observou-se com clareza alguma tendência de curvatura no trecho inicial das envoltórias.

ANAGNOSTOPOULOS et al. (1989) também observou uma certa curvatura na envoltórias de margas calcárias presentes no Canal de Corinth. Ele associou este fato ao aumento na quebra das ligações cimentantes com o aumento das tensões normais. A presença de carbonatos (calcita) é responsável pela existência destas ligações, atuando como um agente cimentante das partículas do solo.

Como a encosta estudada apresenta um histórico de vários deslizamentos, poderia ocorrer que o ângulo de atrito de pico fosse bem mais inferior ao obtido na área do 2ºGB, onde supunha-se que este material nunca tivesse sofrido deformações. Pode-se dizer que a diferença encontrada entre os ângulos de atrito de pico nos dois locais de estudo, é devida a diferenças de deposição do material e de processos posteriores que possam ter conduzido a essa variabilidade nos resultados obtidos, conforme abordado no Capítulo 5 (item 5.2.2). É provável que a estrutura original do solo das amostras referentes a encosta Continental, não tenha sofrido perturbações no local onde foram coletadas, mesmo considerando-se os sucessivos deslizamentos ocorridos nesta encosta.

Outro fato a ser observado, é que os elevados ângulos de atrito tanto de pico como residuais obtidos nesta argila siltosa calcífera estão relacionados com a mineralogia deste material, onde foram encontrados um alto percentual do mineral calcita KOERNER (1970). O intercepto de coesão encontrado da ordem de 41,0kPa também pode estar relacionado com a mineralogia deste solo, sendo resultado de ligações químicas entre as partículas de carbonatos, gerando assim cimentação das partículas do solo (MITCHELL, 1992).

6.3. RESISTÊNCIA DE PÓS-PICO

Segundo SKEMPTON (1970), podemos considerar que as mudanças que ocorrem na resistência após atingido o pico, é composta de dois estágios sucessivos. O primeiro,

ocorrendo apenas em solos pré-adensados, seria um efeito de dilatância, conduzido pelo aumento do teor de umidade, culminando desta forma numa queda de resistência até ser atingido o nível de “estado crítico”. O segundo estágio seria devido a reorientação das partículas do solo.

O término do primeiro estágio acima referido (resistência no nível de “estado crítico”), denominaremos no presente trabalho de resistência de pós-pico. A Tabela 6.3 apresenta as condições dos corpos de prova no pós-pico (considerando o deslocamento horizontal máximo de 7,0mm referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais).

Na Figura 6.4, estão apresentadas as envoltórias de resistência de pós-pico para os dois locais estudados. Os pontos plotados correspondem aos valores das tensões cisalhantes obtidas nos ensaios com deslocamento horizontal máximo de 7,0mm e a correspondente tensão normal aplicada, no intervalo de 25kPa a 200kPa. Os ângulos obtidos foram de 29,0° para a encosta Continental e de 30,7° para o 2° GB. Os interceptos de coesão foram de 19,5kPa e 1,1kPa para as amostras da encosta Continental e 2° GB, respectivamente.

Tabela 6.3. Condições dos corpos de prova no pós-pico referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Local	Prof. (m)	CP (N°)	σ_n (kpa)	dh (mm)	dv (mm)	τ_{PP} (kPa)	τ_{PP} / σ_n
Encosta Continental	1,70-2,00	01	28,97	6,96	0,09	26,58	0,91
		02	57,62	6,71	0,20	59,3	1,03
		03	115,65	6,87	-0,10	88,92	0,76
		04	173,31	6,83	-0,02	118,56	0,68
		05	230,89	6,79	-0,64	145,30	0,63
2° GB	1,10-1,40	01	28,97	6,97	-0,28	20,12	0,69
		02	115,73	6,90	-0,49	66,73	0,57
		03	230,93	6,80	-0,54	139,60	0,60

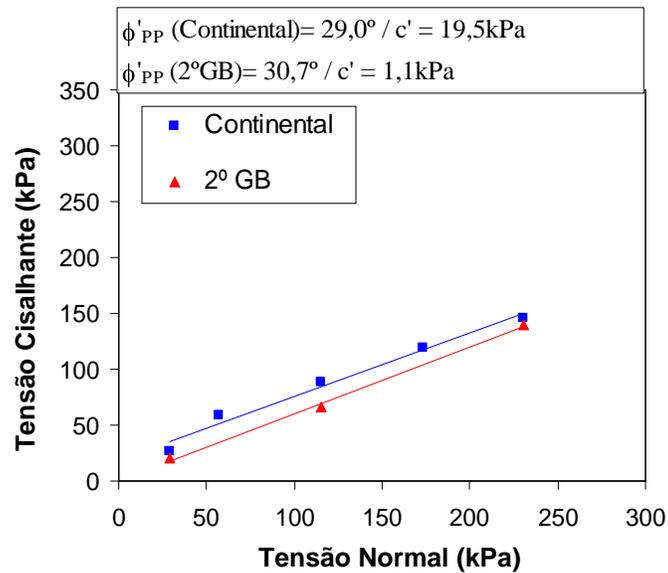


Figura 6.4. Envoltória de resistência de pós-pico dos dois locais de investigação obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

O uso dos parâmetros de resistência de pós-pico em análise de estabilidade de encostas já foram adotados por SKEMPTON (1970, 1985) ao analisar uma primeira ruptura ocorrida nas argilas pré-adensadas de Londres. Um pequeno intercepto de coesão e o ângulo de atrito de pós-pico foram adotados para este caso. CLEMENTE (1992) ao fazer a retroanálise de rupturas em argilas pré-adensadas de Washington verificou que os parâmetros de resistência indicados para uma análise de estabilidade seriam os de pós-pico. LEROUEIL et al. (1996) recomenda que ao menos para solos não coesivos, o conceito de “estado crítico” pode ser utilizado para análise do comportamento no estágio de pós-ruptura.

A Figura 6.5 mostra que as envoltórias de resistência de pós-pico referentes a Figura 6.4 para os dois locais de estudo, apresentam uma certa não linearidade para o intervalo de tensões utilizado, tendendo a diminuir o ângulo de atrito de pós-pico (ϕ'_{PP}) com o aumento das tensões normais aplicadas. Única exceção deve-se a tensão normal de 25kPa referentes as amostras da encosta Continental, podendo ser justificado por problemas operacionais do ensaio.

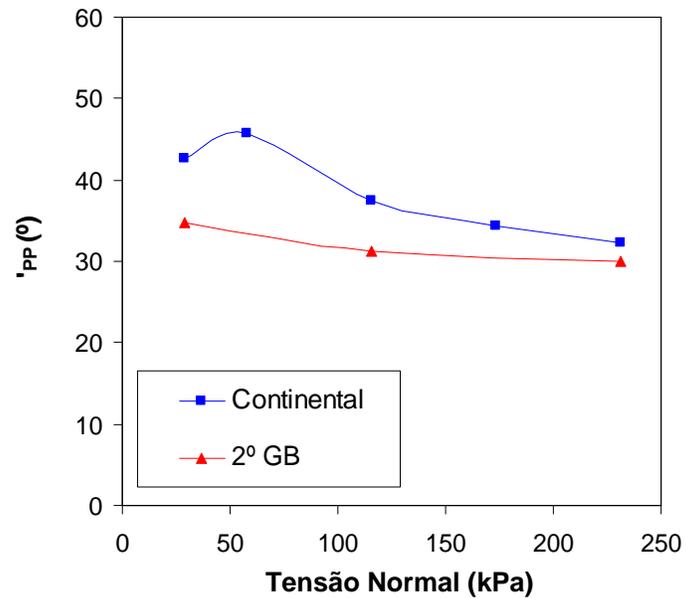


Figura 6.5. Variação do ângulo de atrito de pós-pico (considerando interceptos de coesão nulos) dos dois locais de investigação com a tensão normal.

A faixa de variação dos ângulos de atrito de pós-pico (considerando interceptos de coesão nulos) foram maiores para as amostras da encosta Continental (45,8° a 32,1°) do que para as amostras do 2º GB (34,7° a 29,9°). A Tabela 6.4 ilustra os ângulos obtidos.

Tabela 6.4. Variação dos ângulos de atrito de pós-pico com a tensão normal para os dois locais de estudo ($c' = 0$).

σ_n (kpa)	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO DE PÓS-PICO (°)	
	LOCAL	
	2º GB	Encosta Continental
25	34,7	42,5
50	---	45,8
100	31,1	37,5
150	---	34,3
200	29,9	32,1

6.4. RESISTÊNCIA RESIDUAL

6.4.1. Introdução

Nos itens subsequentes serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios para determinação da resistência residual, utilizando-se o equipamento de cisalhamento direto convencional e o equipamento de cisalhamento por torção (“ring shear”). Nos ensaios de cisalhamento direto serão apresentadas duas metodologias, a primeira diz respeito a técnica das reversões com pré-corte em amostras indeformadas e, a segunda utilizando a técnica de KANJI (1974) em amostras remoldadas no limite de liquidez, cisalhadas sobre uma interface lisa.

Desta forma, foram avaliadas as vantagens e desvantagens de cada ensaio, e as diferenças no comportamento do solo. Para os ensaios de cisalhamento direto utilizando a técnica das reversões, foi observada a superfície de ruptura desenvolvida na amostra submetida a tensão de 400kPa, utilizando a microscopia eletrônica de varredura.

6.4.2. Ensaio de cisalhamento direto com reversão múltipla

Para a realização destes ensaios, foram utilizadas amostras indeformadas na condição saturada onde, após a determinação da resistência de pico, as amostras foram submetidas a um pré-corte, conforme descrito no item 4.8.5.6.

Para a área da Fábrica Continental utilizaram-se 6 amostras com diferentes tensões normais e 3 amostras para a área do 2º GB. A Tabela 6.5 apresenta as condições dos corpos de prova utilizados ao atingir a condição residual. As Figuras 6.6 a 6.13 apresentam os resultados obtidos expressos através das curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal).

Tabela 6.5. Condições dos corpos de prova na residual referentes aos ensaios de cisalhamento direto convencionais e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (ensaios na condição saturada).

Local	Prof. (m)	CP (N°)	σ_n (kpa)	dh (mm)	τ_r (kPa)	τ_r/σ_n
Encosta Continental	1,70-2,00	01	28,98	55,80	14,73	0,51
		02	57,92	41,44	38,07	0,65
		03	115,72	55,18	69,60	0,60
		04	173,41	54,73	102,49	0,59
		05	231,00	47,60	130,33	0,56
2° GB	1,10-1,40	01	28,98	48,85	14,38	0,49
		02	115,79	48,45	49,90	0,43
		03	231,11	47,75	115,35	0,50

Pode-se observar de um modo geral, principalmente para maiores tensões normais, que a determinação do ponto na qual a resistência residual é atingida não é bem evidente, sugerindo que maiores deslocamentos horizontais fossem realizados, para se ter um patamar de resistência bem definido.

Para as tensões normais maiores do que 50kPa, a resistência apresenta-se sempre crescente com as deformações, tornando difícil estabelecer a condição de resistência mínima para cada condição do ensaio (condição residual). Observa-se que para as menores tensões utilizadas, de 25kPa e 50kPa, principalmente a de 25kPa, o acréscimo na resistência com os deslocamentos vai diminuindo a medida em que vão se realizando outras reversões.

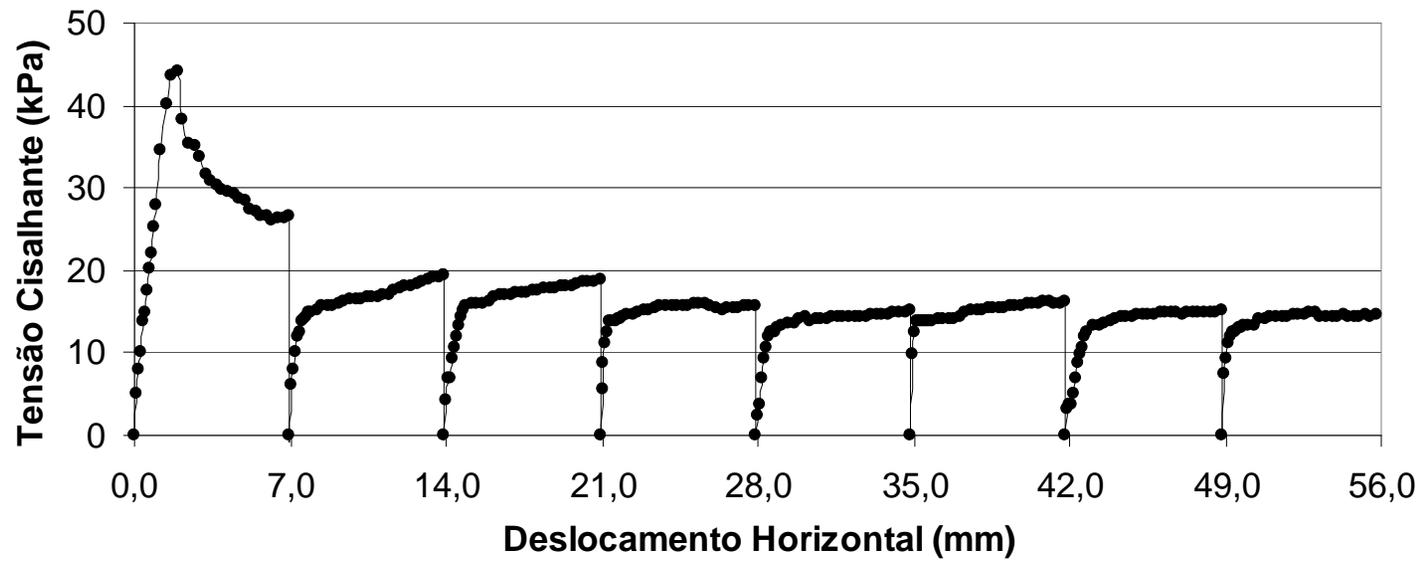


Figura 6.6. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 25kPa (amostra da encosta Continental).

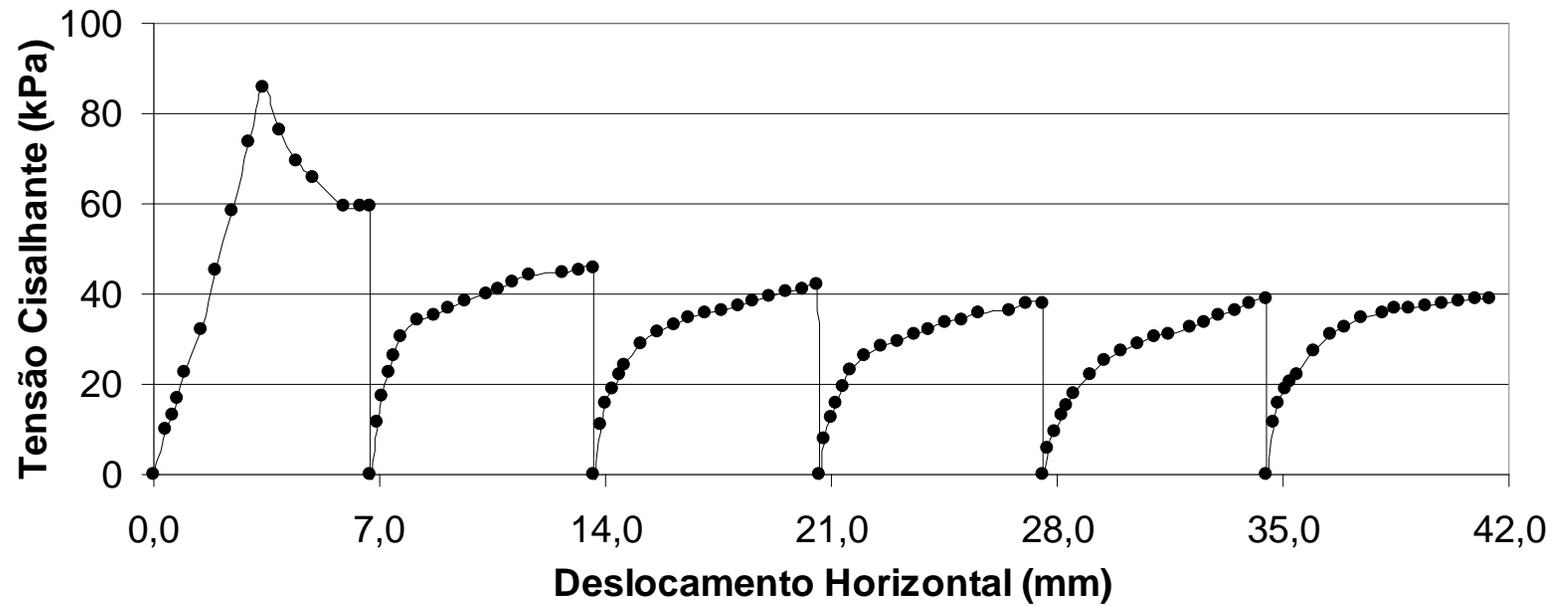


Figura 6.7. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 50kPa (amostra da encosta Continental).

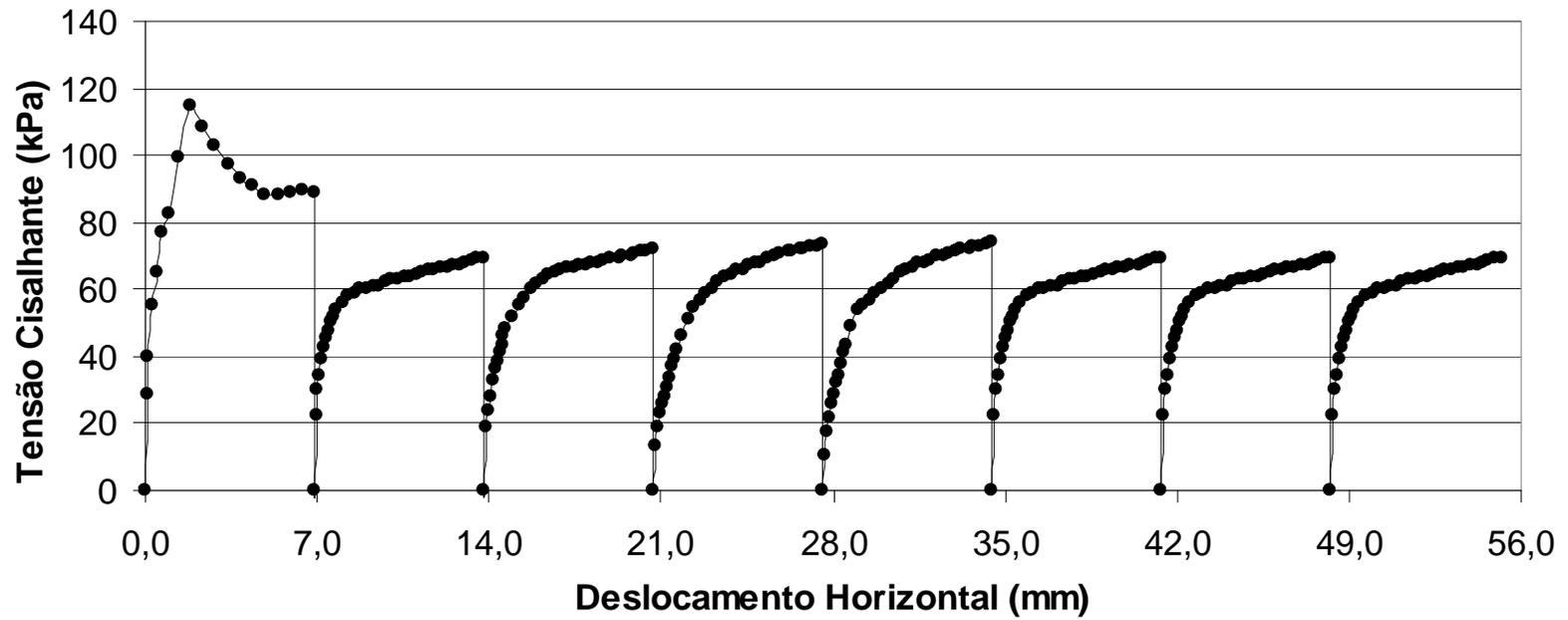


Figura 6.8. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 100kPa (amostra da encosta Continental).

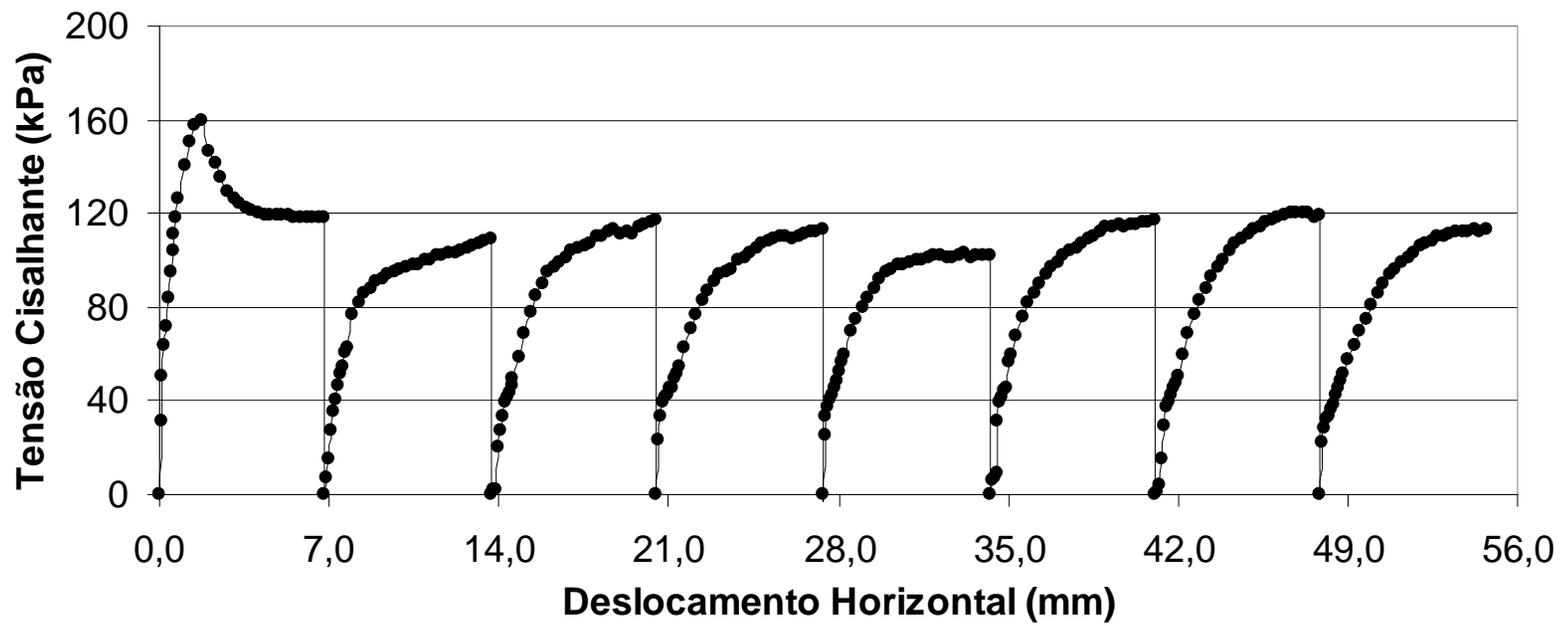


Figura 6.9. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 150kPa (amostra da encosta Continental).

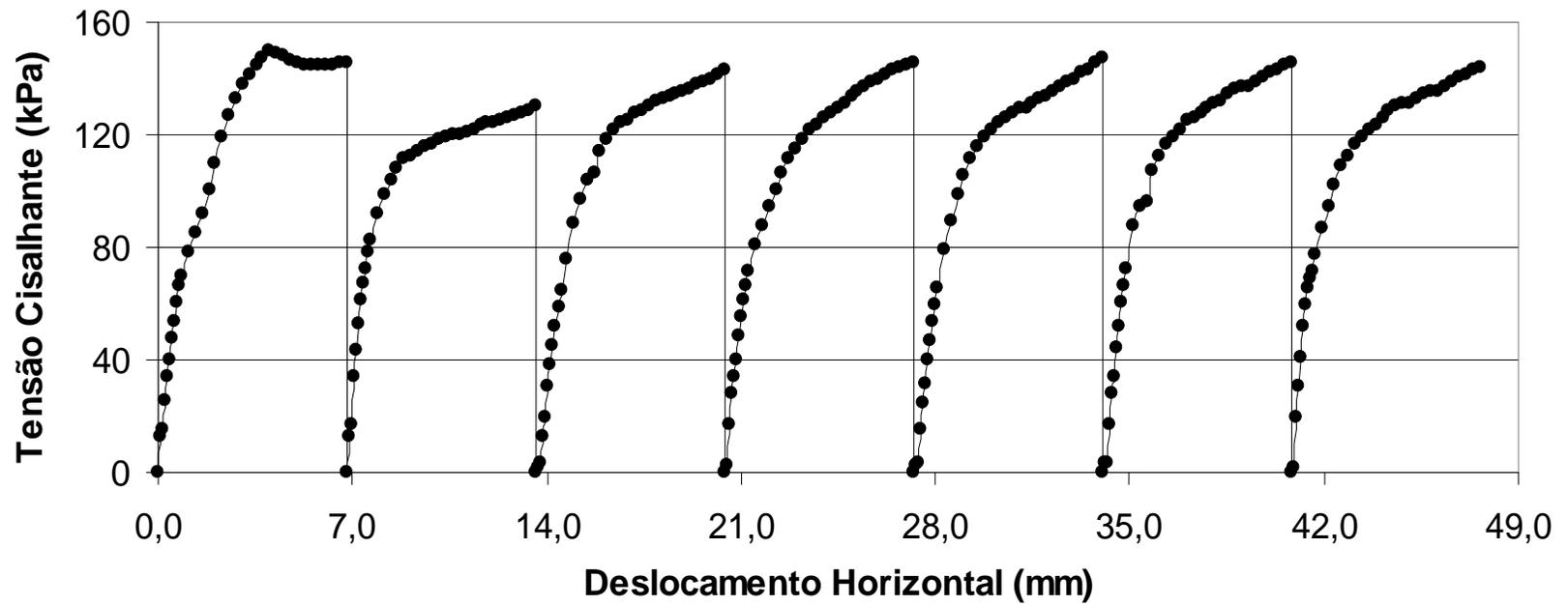


Figura 6.10. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 200kPa (amostra da encosta Continental).

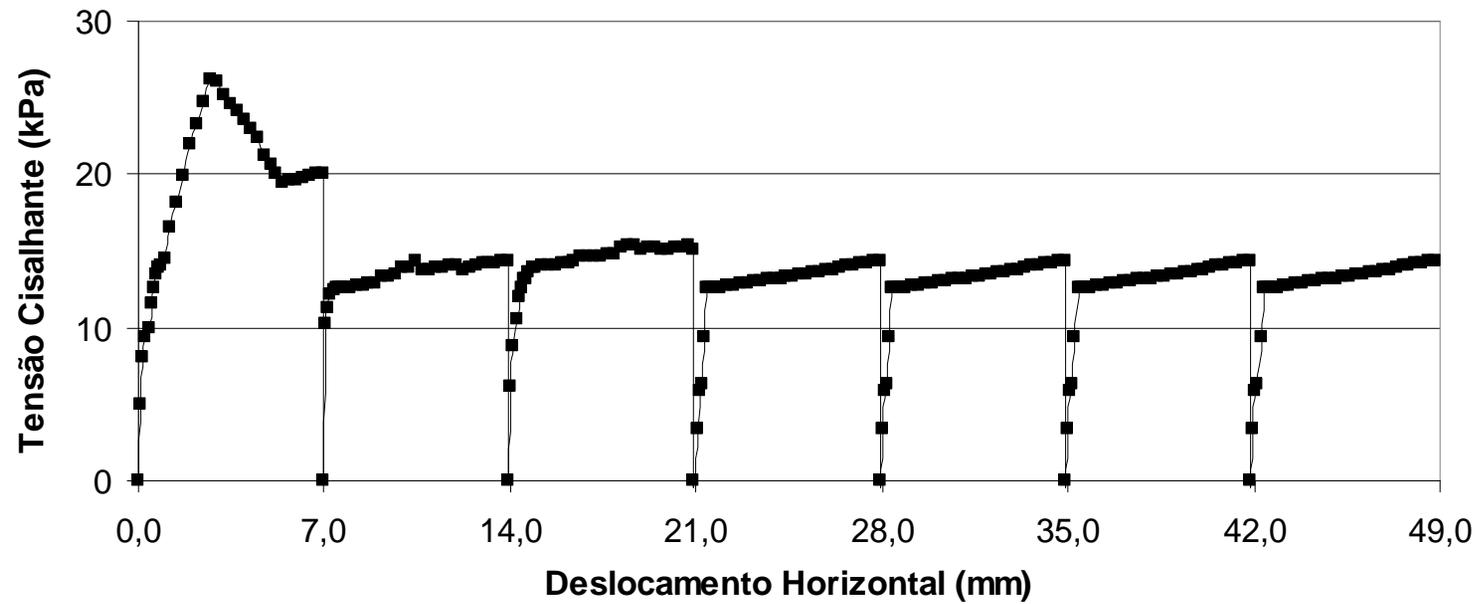


Figura 6.11. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 25kPa (amostra do 2ºGB).

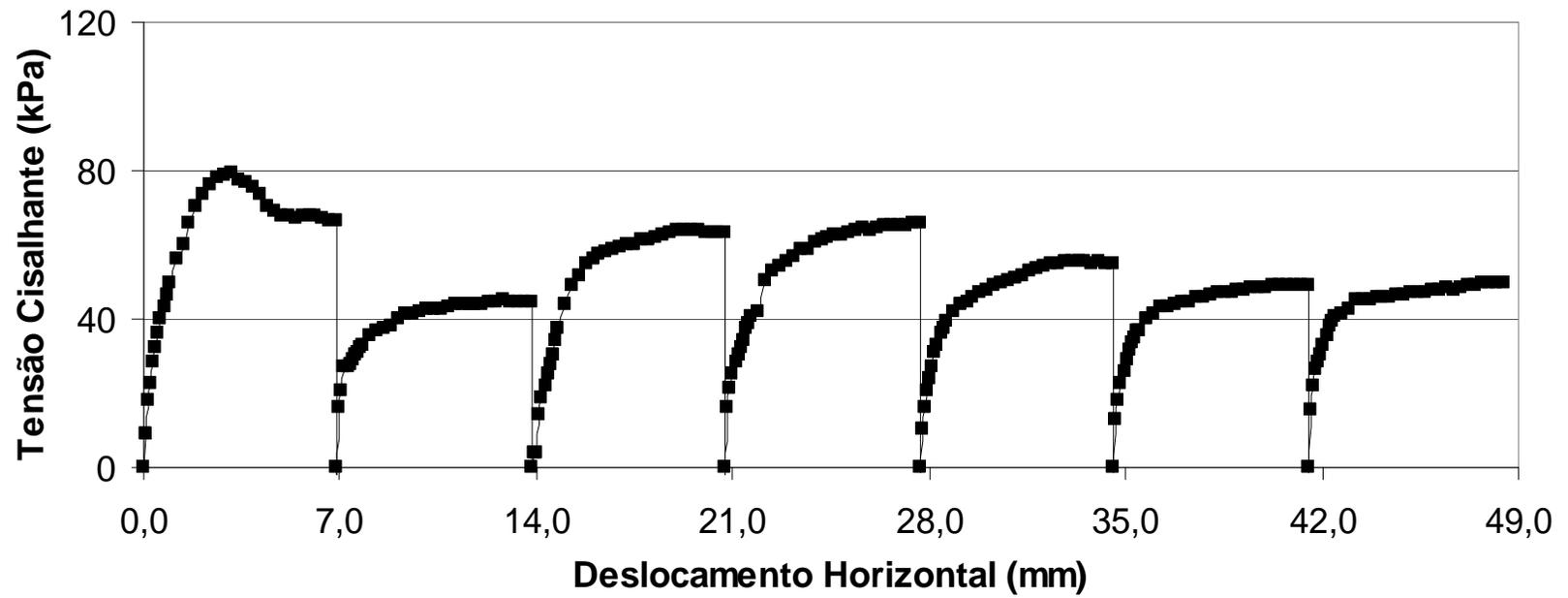


Figura 6.12. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 100kPa (amostra do 2ºGB).

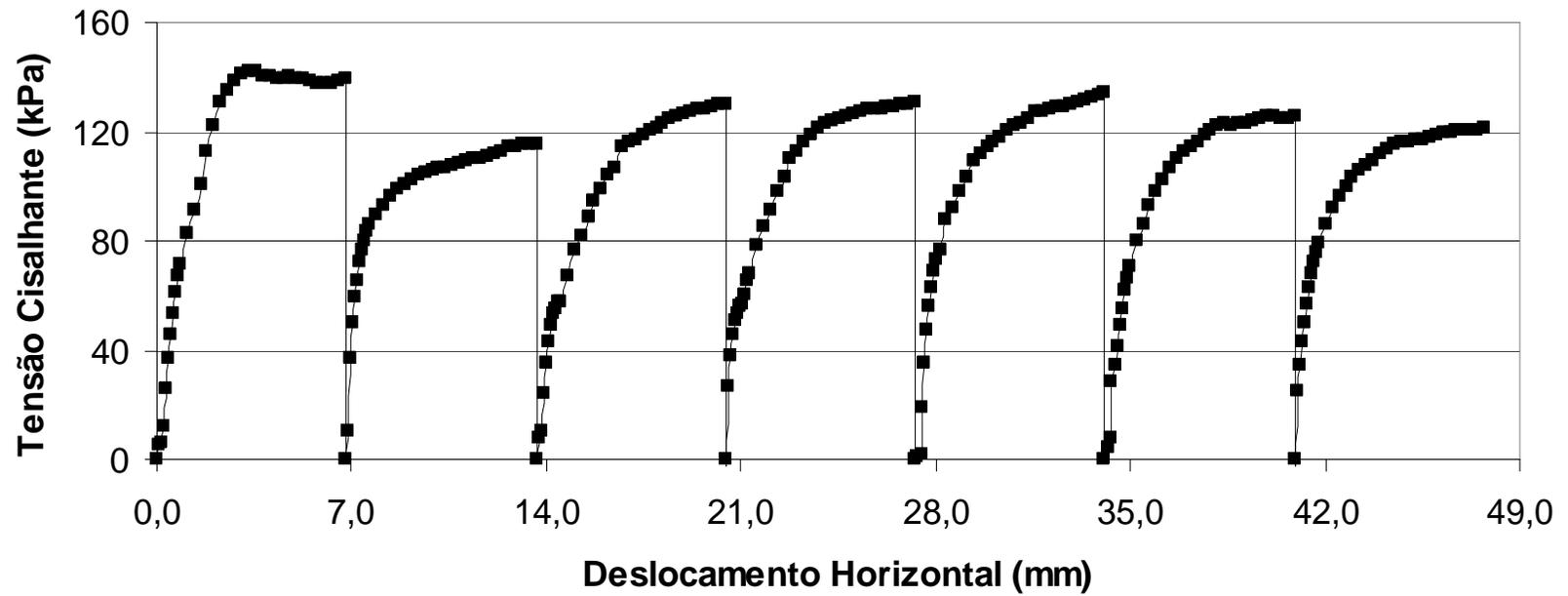


Figura 6.13. Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas- tensão normal 200kPa (amostra do 2ºGB).

Pode-se concluir, conforme ilustram as curvas τ vs. dh das tensões normais de 200kPa (Figuras 6.10 e 6.13), que quanto maiores as tensões normais utilizadas, mais evidente é o acréscimo da resistência com os deslocamentos. Este fato sugere que para maiores tensões normais o ensaio de cisalhamento direto torna-se limitado para determinação da resistência residual.

A Figura 6.14 apresenta os resultados obtidos com a tensão normal de 400kPa (amostra da encosta Continental). Pode-se observar o comportamento semelhante ao da tensão normal de 200kPa, com o acréscimo de resistência com os deslocamentos, representando assim, resultado não satisfatório para determinação da resistência residual.

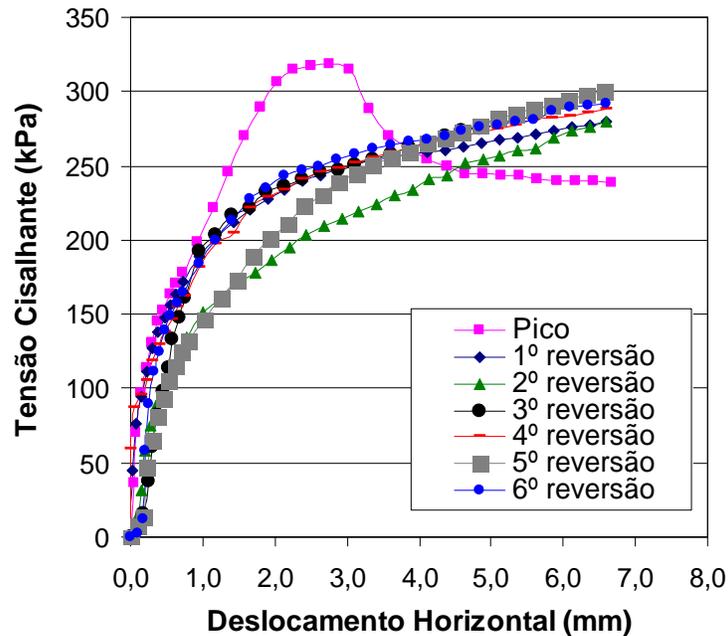


Figura 6.14. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (condição saturada) na argila siltosa calcífera (amostra encosta Continental). Curvas: τ vs. dh . (Tensão normal - 400kPa).

Desta forma, a amostra submetida a tensão normal de 400kPa (encosta Continental) não foi utilizada nas análises de resistência de pós-pico e residual, já que a resistência residual apresentou valores que superaram os valores de resistência de pós-pico.

Esse acréscimo na resistência com os deslocamentos também foram verificados por DUARTE (1986), ao realizar ensaios de cisalhamento direto em amostras argilosas da Formação Guabirotuba. VASCONCELOS (1992) ao ensaiar amostras contendo 100% de caulim, também observou este problema a partir do segundo curso de cada ensaio, onde a tensão cisalhante a princípio caía, recuperando, no entanto para maiores deslocamentos, o valor atingido no primeiro curso. Segundo SKEMPTON (1985), este tipo de comportamento, com aumento aparente da resistência com o deslocamento, é típico de ensaios com reversão múltipla, tornando difícil a determinação da resistência residual. Estando este fato atribuído a configuração do ensaio, e não ao comportamento do solo.

Algumas hipóteses podem ser atribuídas a esse comportamento verificado. Uma delas seria que conforme eram progredidos os deslocamentos horizontais, sempre eram observados escape do material dos corpos de prova, principalmente para as tensões normais maiores. Desta forma, é possível que parte deste material extrudado permanecesse entre as partes superior e inferior da caixa de cisalhamento, gerando efeitos de atrito, e conseqüentemente interferindo nos resultados obtidos. Vale a pena destacar que os ensaios foram realizados com a caixa de cisalhamento de 2" x 2", o que por si só já acarreta maiores efeitos de atrito conforme verificado por HAWKINS E PRIVETT (1985).

Uma outra hipótese, relacionada com o exposto no parágrafo anterior, seria que o plano de ruptura das amostras, feito com o pré-corte, pode sofrer pequenas rotações durante o processo de cisalhamento. Este fato é embasado por tombamentos do "top-cap" verificados no decorrer dos ensaios utilizando tensões normais elevadas.

Verifica-se também que a etapa na metodologia empregada nos ensaios, em se tirar o carregamento vertical das amostras durante as reversões, conforme sugerido por SKEMPTON (1985), pode ter feito com que as curvas τ vs. dh não apresentassem picos iniciais, no início dos deslocamentos das sucessivas reversões.

Esses picos no início de cada reversão, devem-se ao fato de ocorrer um esforço adicional necessário para reorientar as partículas no sentido do movimento. Esta é uma

das desvantagens do ensaio de cisalhamento direto com reversões, já que as partículas na superfície de cisalhamento são orientadas primeiro no sentido dos deslocamentos e, posteriormente no sentido contrário no momento das reversões, fazendo com que esse falso pico inicial de resistência seja observado. Desta forma, ao se seguir a metodologia proposta por SKEMPTON (1985), minimiza-se a orientação das partículas em sentido contrário, fazendo com que não sejam registrados picos iniciais no início de cada reversão.

Com relação a superfície de ruptura do ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas da tensão normal de 400kPa, pode-se observar na Figura 6.15, um certo alinhamento das partículas, na parte mais escura situada no lado direito da foto. Um sutil estriamento pode ser verificado. Este fato só vem a confirmar os elevados ângulos de atrito residuais obtidos face a mineralogia deste solo ser predominantemente constituída do mineral calcita. Esse alinhamento pode ser devido aos argilo minerais também presentes na composição deste solo.

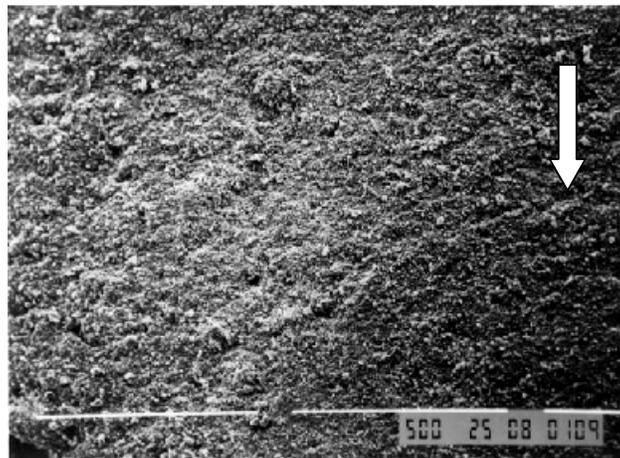


Figura 6.15. Fotografia da superfície de ruptura do ensaio de cisalhamento direto com reversão múltipla (amostra submetida a tensão normal de 400kPa), obtida através do microscópio eletrônico de varredura (Ampliação $-78\times$ $-500\mu\text{m}$).

Embora, tenha-se realizado em média de 5 a 7 ciclos de reversão nos ensaios, verifica-se que os valores de resistência obtidos não variaram muito de um ciclo para outro,

permanecendo sempre dentro de uma pequena faixa de valores, sendo justificado pela mineralogia deste solo, que permitiu apenas um certo alinhamento de partículas.

As envoltórias de resistência residuais referentes aos resultados dos ensaios dos dois locais de estudo estão apresentadas na Figura 6.16. Os pontos plotados correspondem aos valores das tensões cisalhantes mínimas obtidas nos ensaios e a correspondente tensão normal aplicada no intervalo de 25kPa a 200kPa.

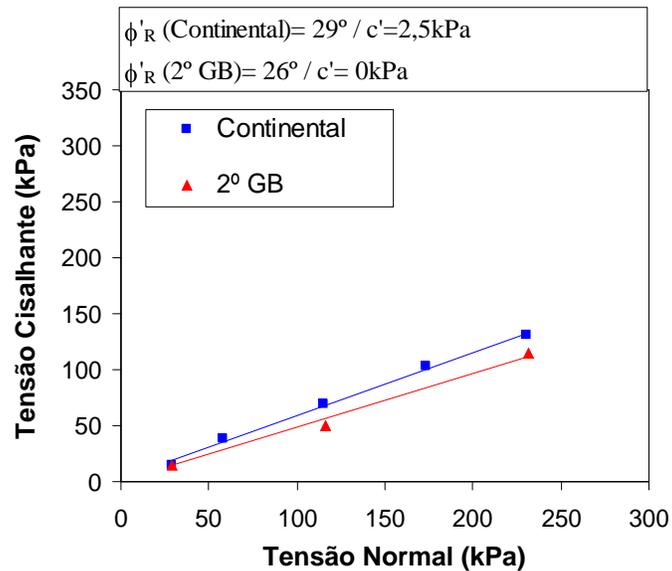


Figura 6.16. Envoltórias de resistência residual dos dois locais de investigação.

Os ângulos de atrito residuais obtidos foram de 29° para as amostras da área da encosta Continental e de 26° para a área do 2º GB. Esta diferença nos resultados obtidos, pode ser atribuída a diferenças de deposição do material nos dois locais de estudo, conforme abordado no item 6.2.2. Observa-se um pequeno intercepto de coesão de 2,5kPa na envoltória das amostras da Continental. Esse intercepto também foi observado por diversos autores, tais como BISHOP et al. (1971), SKEMPTON (1964, 1985) e LUPINI et al. (1981). Segundo BISHOP et al. (1971), este fato indica que a resistência residual é dependente da tensão normal efetiva, diminuindo com o aumento das tensões normais aplicadas. Os ângulos e os interceptos de coesão foram obtidos através de regressões lineares. Admitindo intercepto de coesão nulo ($c'_R = 0$) para a envoltória da Continental, obtêm-se um ϕ'_R de 30°.

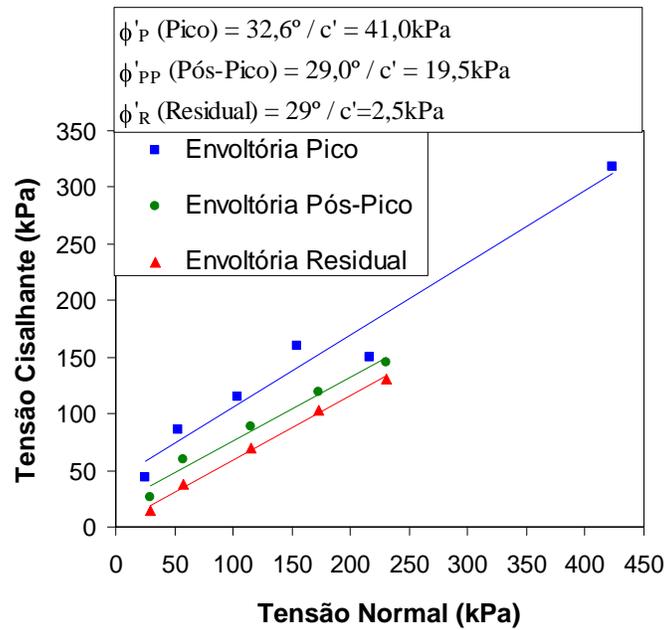
Como já descrito anteriormente, a encosta Continental apresenta histórico de vários deslizamentos, daí todo o trabalho realizado de determinação da resistência ao cisalhamento da argila siltosa calcífera, já que uma possível hipótese é que a superfície de ruptura desta encosta esteja no topo da camada deste material.

Pelos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencionais e nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, pode-se supor que pelo menos na área da encosta Continental em que foram coletadas as amostras, a resistência do material em estudo apresenta-se no seu estado intacto.

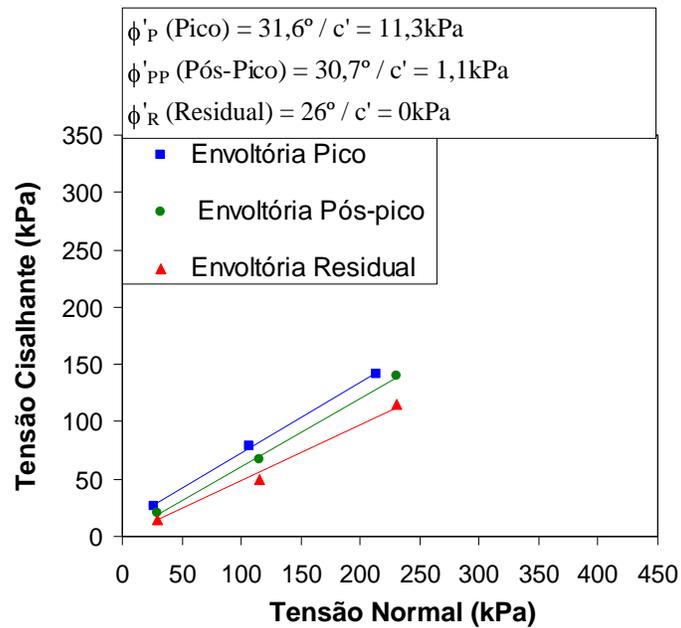
Estas conclusões acima descritas também levaram-se em conta os parâmetros de resistência obtidos com as amostras situadas na área do 2º GB, onde o material não havia sofrido deformações. As diferenças nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos entre os dois locais de estudo podem ser consideradas devido apenas a variação natural dos resultados (diferenças de deposição do material e de processos posteriores entre os dois locais de amostragem).

As Figuras 6.17 (A) e (B) mostram as envoltórias de pico, pós-pico e residual obtidas dos ensaios de cisalhamento direto dos dois locais de estudo, ilustrando a análise acima descrita.

Pode-se concluir que no local onde foram coletadas as amostras, a uma profundidade de em média 1,70 a 2,0m a resistência deste material aparentemente não foi afetada pelos sucessivos deslizamentos ocorridos nesta encosta.



(A) Amostras da encosta Continental.



(A) Amostras do 2º GB.

Figura 6.17. (A) e (B) Envoltórias de resistência de pico, pós-pico e residual obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto dos dois locais de estudo.

6.4.3. Ensaio de cisalhamento por torção (“ring shear”)

Os ensaios de cisalhamento por torção foram realizados apenas em amostras de solos referentes a área da encosta Continental. Para tanto foram utilizadas 4 tensões normais. A Tabela 6.6 ilustra as condições iniciais dos corpos de prova utilizados.

Tabela 6.6. Condições iniciais dos corpos-de-prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto por torção -“ring shear” (amostras da encosta Continental).

Prof. (m)	CP (Nº)	σ_n (kpa)	G_s	W_0 (%)	γ_s (g/cm ³)	e_0	S_0 (%)
1,70-2,00	01	25	2,70	35,85	1,44	0,86	100
	02	50		31,60	1,45	0,85	100
	03	100		31,57	1,53	0,76	100
	04	200		34,15	1,48	0,82	100

A Figura 6.18 apresenta os resultados obtidos expressos através das curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal).

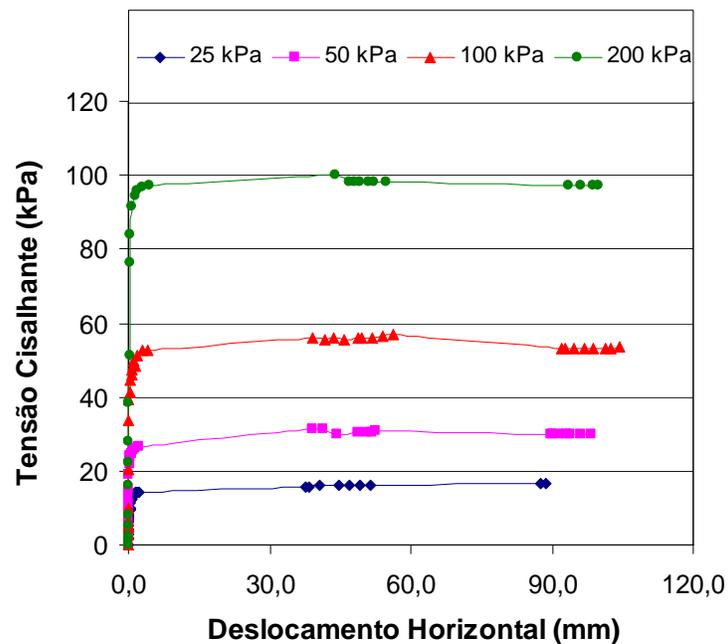


Figura 6.18. Resultados dos ensaios de cisalhamento por torção -“ring shear” (amostras da encosta Continental). Curvas: τ vs. dh .

Não foram observados picos em nenhum dos ensaios realizados, conforme ilustram as curvas τ vs. dh . Pode-se observar de um modo geral, que houve uma insignificante variação da resistência com o aumento dos deslocamentos. Verifica-se desta forma, um patamar praticamente constante de resistência durante o decorrer de todos os ensaios. Apenas um ligeiro decréscimo é observado nas tensões de 50kPa, 100kPa e 200kPa ao atingir deslocamentos da ordem de 70mm.

Mesmo com estes valores de resistência constantes, a resistência residual em cada ensaio foi determinada através da verificação de leituras constantes feitas por um período de 12 horas. Os ensaios tiveram duração média de 48 horas. As condições residuais dos corpos de prova utilizados nos ensaios “ring shear”, são apresentadas na Tabela 6.7.

Tabela 6.7. Condições dos corpos de prova na residual referentes aos ensaios de cisalhamento direto por torção -“ring shear” (amostras da encosta Continental).

Prof. (m)	CP (N°)	σ_n (kpa)	dh (mm)	τ_r (kPa)	τ_r / σ_n
1,70-2,00	01	25	88,64	16,45	0,65
	02	50	98,22	29,70	0,59
	03	100	104,21	53,62	0,53
	04	200	100,00	97,21	0,48

A mineralogia tem influência direta no comportamento deste solo, conforme expressa os resultados obtidos. A constância de um modo geral nos valores de resistência desde o início dos deslocamentos, indica que as partículas do solo presentes neste material sofreram orientação quase insignificante ao se atingir a condição residual. Isto é explicado pelo fato deste solo apresentar em sua mineralogia predominância de 70% em média do mineral calcita em sua composição. Alguma orientação ocorrida pode ser devida a presença dos argilominerais caulinita e illita, também presentes na composição deste solo.

As envoltórias de resistência residuais referentes as amostras da encosta Continental são apresentadas na Figura 6.19. Estas envoltórias referem-se as obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto por torção - “ring shear” e dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas. Os ângulos e os interceptos de coesão também foram obtidos através de regressões lineares. O ângulo de atrito residual obtido para o ensaio de cisalhamento por torção foi de $24,6^\circ$ com um intercepto de coesão de $6,2\text{kPa}$. Considerando-se $c'_R = 0$, tem-se ϕ'_R de $26,7^\circ$. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto já foram comentados nos itens anteriores.

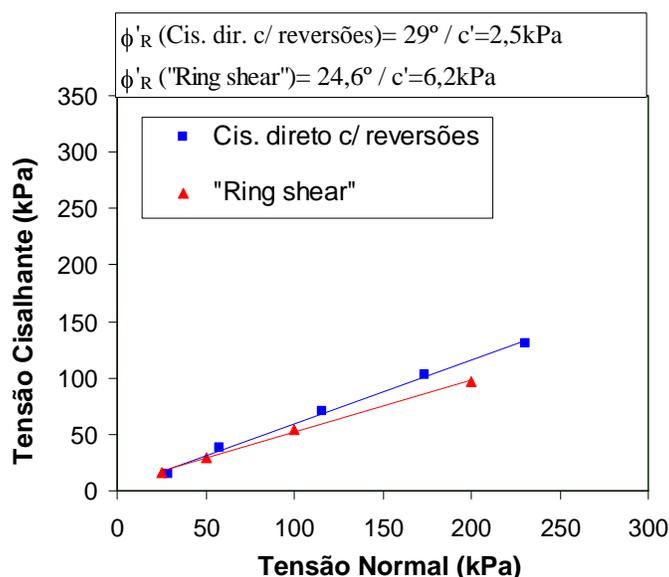


Figura 6.19. Envoltórias de resistência residual obtidas através dos ensaios “ring shear” e dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (amostras da encosta Continental).

Observando os ângulos de atrito de pico ($31,6^\circ$ - $32,6^\circ$) e os ângulos de atrito residuais ($24,6^\circ$ - 29°), verifica-se que a diferença entre os valores obtidos é pequena. WU (1996) ao realizar ensaios em amostras contendo os minerais quartzo, calcita e fedspatos, obteve altos valores dos ângulos de atrito residuais, com valores bastante próximos aos ângulos de atrito de pico. Este fato está relacionado a pouca orientação ocorrida nas partículas de solo desta natureza. Desta forma, os elevados valores dos ângulos de atrito tanto de pico como os residuais obtidos no solo de calcário em estudo, estão intimamente relacionados com a mineralogia encontrada, já que o mineral predominante neste solo é a calcita, apresentando em sua composição 70% deste mineral. KOENER

(1970) também mostrou ângulos de atrito, da ordem de 32° (no estado saturado), em areias constituídas por grãos de calcita. Os ângulos de atrito residuais obtidos na presente dissertação apresentaram-se inferiores aos 32° obtidos por KOENER (1970), tendo em vista existirem outros minerais como a ilita e a caulinita, podendo ter gerado uma certa orientação das partículas do solo em estudo.

Os elevados ângulos de atrito residuais obtidos, estão também de acordo com os encontrados para outros solos de calcário encontrados na literatura. ANAGNOSTOPOULOS et al. (1989) obteve ângulos residuais da ordem de 31° a 32° , para solos com percentual de 80% de calcita em média. HORTA (1989) também obteve elevadas resistências para solos contendo carbonatos e gipso. HAWKINS & McDONALD (1992), obtiveram ângulos residuais variando de 5° a 39° , dependendo do percentual de calcita presente no solo variando de 8-64%.

A diferença encontrada nos valores obtidos dos ângulos de atrito residuais e nos interceptos de coesão utilizando os ensaios de cisalhamento com reversão múltipla e por torção (“ring shear”), deve-se principalmente as condições de cada ensaio. Nas envoltórias apresentadas na Figura 6.19 pode-se observar que para as tensões normais de até 100kPa, os pontos plotados praticamente coincidem. Entretanto, para maiores tensões (no caso a de 200kPa) há uma maior diferença nos resultados. Este fato deve-se as dificuldades encontradas ao serem utilizadas elevadas tensões normais nos ensaios de cisalhamento direto com reversões, já comentado no item 6.4.2, influenciando diretamente nos parâmetros de resistência residuais obtidos.

Embora as envoltórias apresentadas na Figura 6.19 não mostrem com clareza nenhum trecho curvo, os pequenos interceptos de coesão obtidos sugerem uma certa não linearidade das envoltórias. A Figura 6.20 e a Tabela 6.8 ilustram a variação do ângulo de atrito residual com a tensão normal, considerando-se interceptos de coesão nulos, para os ensaios de cisalhamento direto e “ring shear” realizados nas amostras da encosta Continental.

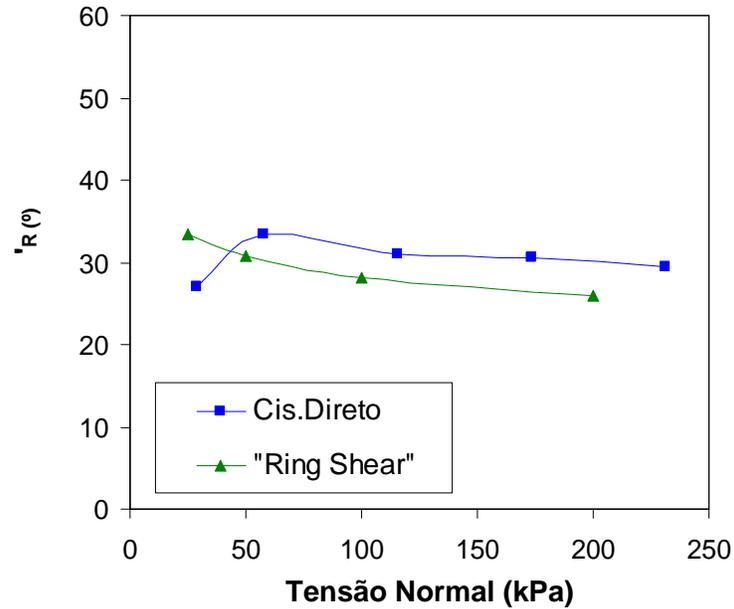


Figura 6.20. Variação do ângulo de atrito residual com a tensão normal considerando interceptos de coesão nulos (amostras - encosta Continental).

A faixa de variação dos ângulos de atrito residuais foram de 33,3° a 29,4° para os ensaios de cisalhamento direto com reversões e de 33,3° a 25,9° para os ensaios “ring shear”. Essa maior variação nos ângulos de atrito residuais nos ensaios “ring shear”, deve-se a uma maior orientação das partículas do solo neste ensaio com o aumento das tensões normais. Apenas os resultados da tensão normal de 25kPa do ensaio de cisalhamento direto não foram satisfatórios, ficando fora da tendência de decréscimo do ϕ'_R com o aumento das tensões normais (BISHOP et al., 1971).

Tabela 6.8. Variação dos ângulos de atrito residuais das amostras da encosta Continental referentes aos ensaios de cisalhamento direto com reversões e “ring shear”.

σ_n (kpa)	VALORES DO ÂNGULO DE ATRITO RESIDUAL P/c'=0 (°)	
	ENSAIOS	
	“RING SHEAR”	CIS. DIRETO C/ REVERSÕES
25	33,3	26,9
50	30,7	33,3
100	28,2	31,0
150	---	30,5
200	25,9	29,4

6.4.4. Ensaio de cisalhamento direto com interface lisa

6.4.4.1. Considerações gerais

SKEMPTON (1964), indicou a importância da resistência residual dos solos argilosos na estabilidade a longo prazo de taludes, mostrando que, com o tempo, os taludes rompidos tinham parâmetros retro-analisados correspondentes aos da resistência residual. SKEMPTON & PETLEY (1967) (a partir de KANJI, 1998), estenderam aquelas investigações a argilas duras, pré-adensadas, e demonstraram que o conceito de resistência residual era também aplicável e válido para as discontinuidades das argilas duras fissuradas, nas quais, com deslocamentos muito pequenos, a resistência desses planos, frequentemente apresentando estrias de fricção, já se reduzia ao valor residual. Partindo desta idéia, DEERE & PATTON (1968) (a partir de VASCONCELOS, 1992), comprovaram que resistência em contatos solo-rocha seria menor que a de pico do solo, e que era inadequada como parâmetro de projeto.

A partir disso, KANJI (1969,1970,1972) (a partir de KANJI, 1998) realizou ensaios de cisalhamento direto em contatos solo-rocha, utilizando diferentes solos e superfícies rochosas com diferentes rugosidades, concluindo que, efetivamente, a resistência de contatos com superfície rochosa rugosa era igual à do solo, mas que a resistência com superfície lisa e polida apresentava valores muito inferiores, coincidentes com o atrito residual.

A metodologia proposta por KANJI (1974) consiste em ensaiar amostras no equipamento de cisalhamento direto, moldadas no limite de liquidez e cisalhadas sobre uma placa de aço polida. Os ensaios de interface propostos por KANJI (1974, 1998), constituem em alternativa para estimativa preliminar do valor do ângulo de atrito residual de solos argilosos, com fração argila menor do que 2 μ m igual ou superior a cerca de 70% ou com partículas predominantemente de forma placóide.

Sendo assim, os ensaios realizados na presente dissertação utilizando a metodologia de KANJI (1974) acima descrita, tem como objetivo avaliar se este ensaio é adequado para o tipo de material investigado, tendo como base os resultados obtidos deste material

através dos ensaios “ring shear” e dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas.

6.4.4.2. Apresentação e análise dos resultados

Para obtenção da envoltória de resistência, foram utilizadas 3 corpos de prova com altura de 10mm, referentes a amostras obtidas na encosta Continental, submetidas as tensões normais de 25kPa , 100kPa e 200kPa. A metodologia empregada nestes ensaios já foi descrita no item 4.8. A Tabela 6.9 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova utilizados.

Tabela 6.9. Condições iniciais dos corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa (amostras da encosta Continental).

Prof. (m)	CP (N°)	σ_n (kpa)	G_s	W_0 (%)	$\gamma_{Nat.}$ (g/cm³)	γ_s (g/cm³)	e_0	S_0 (%)
1,70-2,00	01	25	2,70	36,11	2,19	1,60	0,68	100
	02	100		33,05	2,17	1,58	0,65	100
	03	200		38,08	2,30	1,66	0,62	100

Os resultados das curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal) e dv vs. dh (deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal) obtidos são ilustrados na Figura 6.21. As condições dos corpos de prova ao atingir a condição residual são apresentadas na Tabela 6.10.

Tabela 6.10. Condições dos corpos de prova na residual referentes aos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa (amostras da encosta Continental).

Prof. (m)	CP (N°)	σ_n (kpa)	dh (mm)	τ_r (kPa)	τ_r / σ_n
1,70-2,00	01	28,98	6,99	6,47	0,22
	02	115,91	6,97	19,76	0,17
	03	231,55	6,92	55,27	0,24

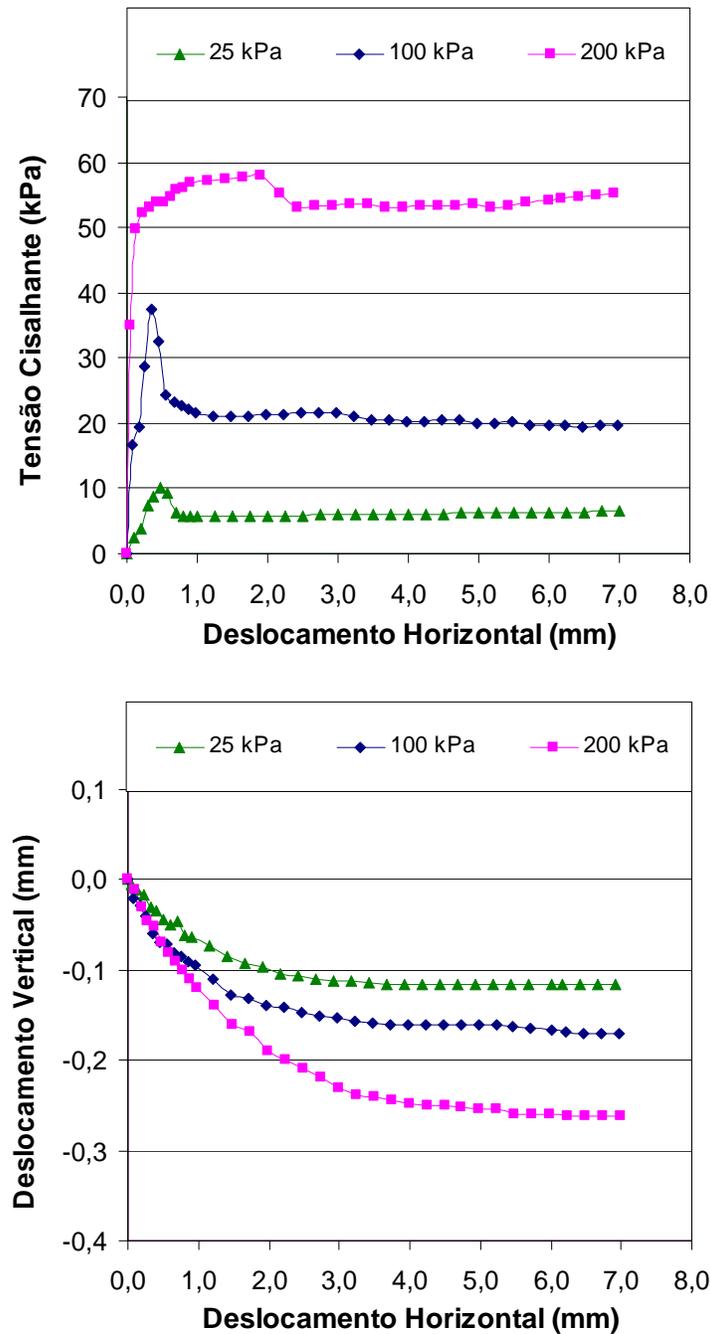


Figura 6.21. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto com interface lisa (amostras da encosta Continental). Curvas: τ vs. dh e dv vs. dh .

O comportamento da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal verificado nos ensaios, está de acordo com as observações de KANJI & WOLLE (1977), onde a resistência máxima é observada a pequenos deslocamentos, com uma queda rápida na

resistência após o pico, atingindo em seguida patamares constantes de resistência. KANJI & WOLLE (1977) afirmam que uma resistência mínima constante (resistência residual) é atingida em até 1cm. A amostra submetida a tensão de 200kPa, não apresentou pico de resistência bem definido. Os valores dos ângulos de atrito residuais foram obtidos no deslocamento máximo horizontal de 7mm, conforme recomenda esta técnica de ensaio KANJI & WOLLE (1977).

As curvas que expressam a variação nos deslocamentos verticais com os deslocamentos horizontais, apresentaram para todos as tensões comportamento de compressão, indicando um comportamento semelhante a de um solo normalmente adensado.

Esta rápida queda na resistência com o deslocamento após atingido o pico, ocorre devido a uma rápida orientação das partículas de argila do solo em contato com a superfície de cisalhamento lisa, atingindo assim rapidamente resistências mínimas a pequenos deslocamentos. A explicação da obtenção da resistência residual com o pequeno deslocamento da caixa usual de cisalhamento direto foi feita neste mesmo trabalho de KANJI & WOLLE (1977), pela realização de ensaios de cisalhamento direto em argilas com e sem a presença de interface rígida, seguida do exame da superfície de ruptura por microscópio eletrônico de varredura. Observou-se que, a interface lisa, gerava uma perfeita orientação paralela das partículas, a qual era alcançada com deslocamentos inferiores a 1cm, facilitada pela presença da superfície rígida.

A Figura 6.22 apresenta a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida utilizando esta técnica de ensaio, juntamente com a envoltória do ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas e do ensaio “ring shear”. Estas envoltórias referem-se apenas a amostras da área da encosta Continental.

O ângulo de atrito residual obtido através de regressão linear, utilizando-se a técnica solo-interface lisa proposta por KANJI (1974), foi de 12,7° com intercepto de coesão nulo. Observa-se uma grande diferença no valor do ângulo de atrito residual obtido com relação ao ensaio de cisalhamento direto com reversões e “ring shear”.

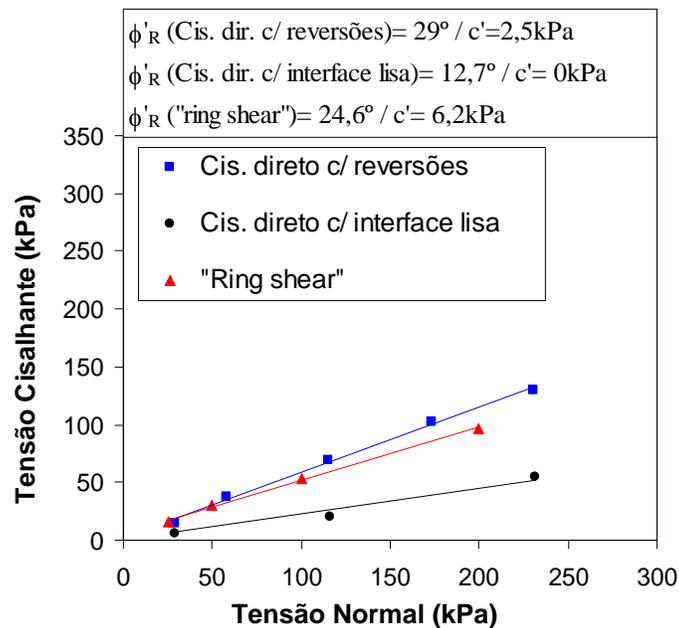


Figura 6.22. Envoltórias de resistência residual obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, ensaios de cisalhamento direto com interface lisa e dos ensaios ‘ring shear’ (amostras da encosta Continental).

DUARTE (1986), ao realizar o estudo geotécnico de um solo argiloso da Formação Guabirotuba, caracterizou o ângulo de atrito residual deste material, realizando ensaios de cisalhamento direto por reversões múltiplas e de interface lisa, e também por ensaios rotativos tipo “ring shear”. VASCONCELOS (1992) também realizou ensaios no equipamento “ring shear” desenvolvido por Bromhead e ensaios de interface lisa, em solos com 100% de caulinita, mas com a percentagem de diâmetro de partículas menores que $2\mu\text{m}$ de apenas 10%. Os resultados dos ensaios de interface e de “ring shear” são praticamente coincidentes para o solo estudado por DUARTE (1986). Nos ensaios de VASCONCELOS (1992) a variação dos ângulos de atrito residuais pelos dois ensaios, foi inferior a 2%. Apesar da fração argila menor que $2\mu\text{m}$ ser muito baixa neste solo caulínico, as partículas tem forma placóide, resultando num mecanismo “deslizante”.

Tendo em vista o exposto, conclui-se que os ensaios de DUARTE (1986) e VASCONCELOS (1992) demonstram que os ensaios de interface lisa fornecem valores bastante próximos aos obtidos com equipamentos rotativos, constituindo-se em

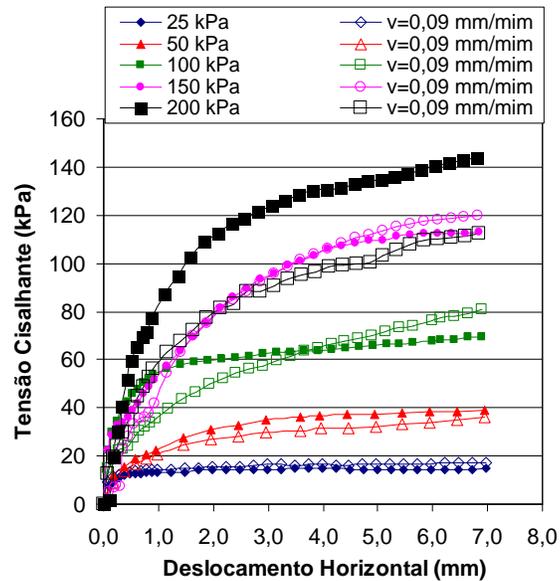
interessante alternativa para a estimativa preliminar do valor do ângulo de atrito residual de solos argilosos, com fração argila igual ou superior a cerca de 70% ou com partículas predominantemente placóides (KANJI, 1998).

Desta forma, pode-se a princípio concluir que os resultados obtidos através desta técnica de ensaio para o solo em estudo foram considerados insatisfatórios, já que o ângulo residual obtido apresenta-se bem inferior aos obtidos através dos ensaios “ring shear” e cisalhamento direto com reversões. O ângulo de atrito obtido encontra-se na faixa do ângulo de atrito residual dos argilominerais illita (10°) e caulinita (15°). Vale a pena destacar que os resultados obtidos através da metodologia proposta por KANJI (1974, 1998) coincidiram com os resultados obtidos por outros ensaios (“ring shear” e cisalhamento direto com reversões múltiplas) apenas para solos argilosos com mais de 70% de fração argila ou com partículas predominantemente placóides, conforme descrito acima. No caso do presente estudo, a fração argila menor que 2 μ m é de 29% e a calcita, como o mineral predominante na composição deste solo, apresenta forma não placóide.

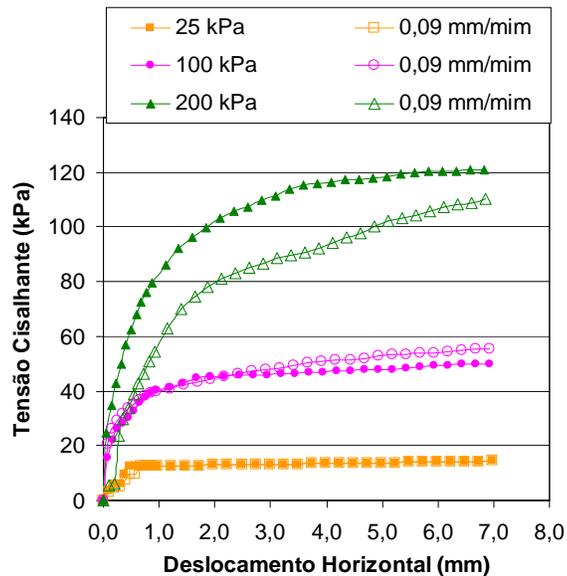
6.5. Influência da velocidade de deformação nos ângulos de atrito residuais

Para avaliar a influência da velocidade de deformação nos resultados obtidos, utilizou-se nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, uma velocidade 10 vezes mais rápida do que a velocidade padrão de 0,009mm/min. Para tanto, após atingida a condição residual de cada amostra utilizada, mudavam-se as engrenagens da prensa de cisalhamento a fim de utilizar uma velocidade de 0,09mm/min. Com esta velocidade o período para se alcançar os 7mm de deformação horizontal, foi de aproximadamente 1 hora. Os ensaios à velocidades rápidas foram conduzidos após decorrido um período de 12 horas ao término das últimas reversões. O objetivo principal destes ensaios, foi verificar a influência do fator tempo nos resultados obtidos, já que uma das desvantagens dos ensaios de cisalhamento direto para determinação da resistência residual dos solos, é a necessidade de realização de várias reversões e, a depender da velocidade utilizada os ensaios podem durar vários meses para a obtenção de uma envoltória de resistência. No caso do presente trabalho, foram gastos 4 meses para obtenção das envoltórias dos dois locais de estudo.

A Figura 6.23 apresenta as curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal) obtidas das amostras da área da encosta Continental e do 2º GB. As curvas representadas por símbolos cheios correspondem aos últimos ciclos de reversão de cada tensão normal, utilizando a velocidade de 0,009mm/min, correspondente aos ensaios de cisalhamento direto. As curvas com símbolos vazios, correspondem aos ensaios nas mesmas amostras, utilizando uma velocidade 10 vezes maior (0,09mm/min).



(A) Amostras da encosta Continental.



(B) Amostras do 2º GB

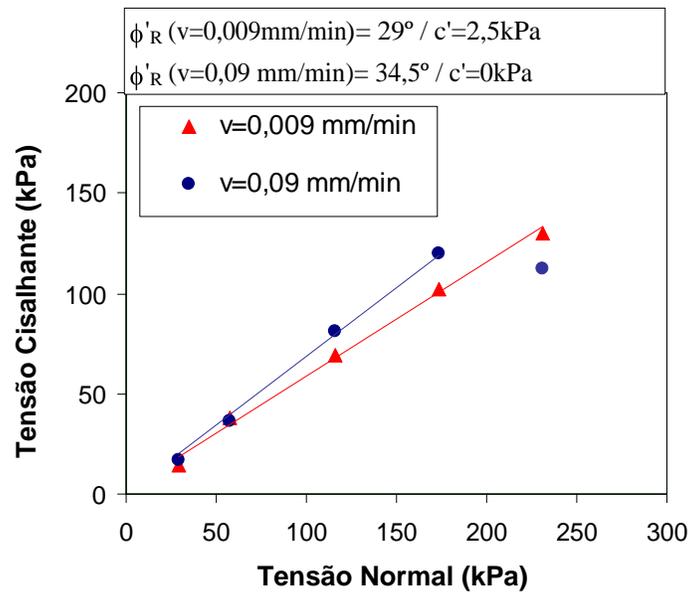
Figura 6.23. (A) e (B) Influência da velocidade de deformação na resistência residual.

Resultados dos ensaios de cisalhamento direto. Curvas: τ vs. dh .

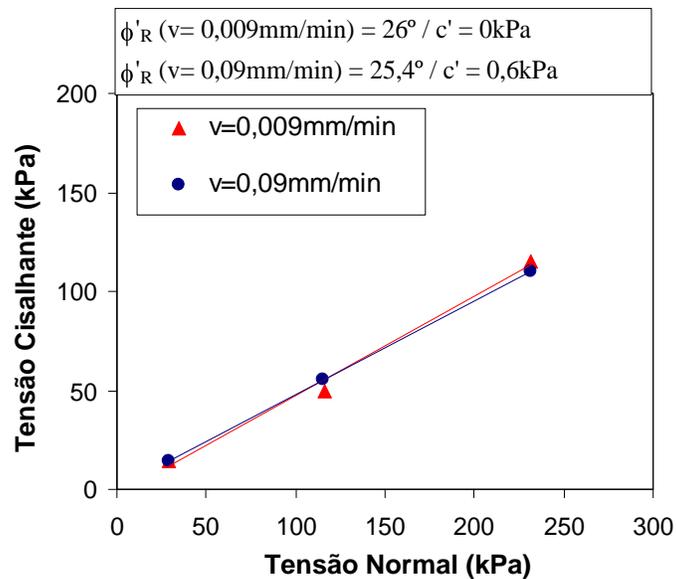
Verifica-se nas curvas da Figura 6.23 (A), referentes as amostras da encosta Continental, que a tensão cisalhante em geral aumenta com o aumento da velocidade. Exceções ocorreram com a amostra submetida a tensão normal de 50kPa, em que a resistência obtida com a velocidade mais rápida foi um pouco menor. Observa-se também que para as tensões normais de 100kPa e 150kPa, a princípio os valores da tensão cisalhante foram menores, ao utilizar a velocidade mais rápida (0,09mm/min), onde para deslocamentos da ordem de 3,5mm e de 1,0mm, estas mesmas amostras, respectivamente apresentaram tensão cisalhante crescente com os deslocamentos atingindo valores superiores aos da velocidade mais lenta. A amostra submetida a tensão normal de 200kPa, apresentou decréscimo significativo da tensão cisalhante com o aumento da velocidade. Este resultado pode ser considerado errôneo, devido a uma grande perda de material ocorrida durante este ensaio, o que pode ter influenciado os resultados obtidos.

A Figura 6.23 (B) ilustra os resultados obtidos da área do 2° GB. Pode-se verificar praticamente o mesmo comportamento das curvas τ vs. dh (tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal) em relação as amostras da encosta Continental onde, para as menores tensões normais, a variação na resistência é mínima.

As envoltórias de resistência residuais obtidas utilizando-se as duas velocidades, são representadas na Figura 6.24 (A) e (B), com as amostras da encosta Continental e 2° GB, respectivamente. Observa-se na Figura 6.24 (A), que o ângulo de atrito residual obtido para as amostras da encosta Continental, utilizando-se uma velocidade de deformação 10 vezes maior, aumenta de 29° para 34,5° com decréscimo no intercepto de coesão de 2,5kPa até atingir valor nulo. Não foi utilizado o resultado da tensão normal de 200kPa na envoltória obtida, por causa de problemas decorrentes do ensaio, já descritos anteriormente. Observa-se também que para as tensões normais de 25kPa e 50kPa, os resultados são bem próximos, aumentando a diferença com o aumento das tensões. Para as amostras da área do 2° GB, a variação nos ângulos de atrito residuais e nos interceptos de coesão obtidos utilizando as duas velocidades é mínimo, conforme ilustra a Figura 6.24 (B).



(A) Amostras da encosta Continental.



(B) Amostras do 2°GB.

Figura 6.24. (A) e (B) Envoltórias de resistência residual obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas utilizando diferentes velocidades de deformação.

Para a maioria das amostras a resistência residual apresentou acréscimo na resistência com o aumento na velocidade de deformação. Os resultados obtidos estão de acordo com a faixa de valores de velocidades proposta por SKEMPTON (1985), onde

velocidades de ensaio maiores que 0,01mm/min, geram maiores valores na resistência residual. Este fato estar provavelmente associado com perturbações na orientação das partículas, na geração de poro-pressões e mudanças estruturais na zona de cisalhamento (TIKA et al., 1996). NAKAROMI et al. (1996), também encontrou maiores valores de resistência para ensaios conduzidos a velocidades maiores de 0,05 mm/min.

Segundo TIKA et al. (1996), existem três tipos de comportamento na resistência residual (efeito de razão positivo, negativo e neutro) com o aumento da velocidade de deformação, aos quais ele associa aos modos “turbulento”, “transicional” e “deslizante” (LUPINI et al., 1981). Para o presente trabalho, face aos poucos dados disponibilizados, tais como poucas amostras ensaiadas e apenas duas velocidades utilizadas, fica difícil estabelecer em que tipo de comportamento o material em estudo se enquadra segundo a proposta de TIKA et al. (1996). Pode-se apenas concluir que a velocidade de deformação tem influência na determinação da resistência residual, podendo conduzir a diferentes parâmetros de resistência. Desta forma, é de fundamental importância a escolha da faixa de velocidade de deformação a poder ser utilizada a depender de cada caso em estudo.

6.6. Correlações do ângulo de atrito residual obtido com outros parâmetros do solo

Diversas correlações envolvendo o ângulo de atrito residual, a fração argila e as propriedades índices dos solos, já foram propostas por vários autores durante as últimas décadas. Desta forma, os resultados obtidos na presente dissertação serão inseridos em várias correlações existentes na literatura. A Tabela 6.11 ilustra os ângulos de atrito residuais obtidos em todos os ensaios realizados considerando intercepto de coesão nulo e o intervalo de tensões normais de 25kPa a 200 kPa.

Os Limites de Atterberg, a porcentagem da fração argila menor do que $2\mu\text{m}$ e o teor de calcita dos dois locais de estudo, os quais serão também utilizados nas correlações propostas a serem apresentadas neste item, são ilustrados na Tabela 6.12.

Tabela 6.11. Valores do ângulo de atrito residual para $c' = 0$.

LOCAL	ENSAIOS	
	Cis. direto c/ reversões	“Ring shear”
Encosta Continental	30°	26,7°
2° GB	26°	---

Tabela 6.12. Limites de Atterberg, fração argila ($< 2\mu\text{m}$) e teor de calcita dos dois locais de estudo.

Local	Argila (% $< 2\mu\text{m}$)	Limites de Atterberg (%)			Teor de Calcita (%)
		LL	LP	IP	
Continental	29	34	18	16	71
2° GB	28	36	17	19	70

LUPINI et al. (1981), conforme ilustra a Figura 6.25, correlacionou faixas de valores propostas do decréscimo do ϕ'_R com o aumento da fração argila menor do que $2\mu\text{m}$ de diversos autores. Os resultados da presente dissertação apresentados nas Tabelas 6.11 e 6.12, se enquadram dentro das faixas propostas por SKEMPTON (1964) e BLONDEAU & JOSSEAUME (1976) (a partir de LUPINI et al., 1981), estando situados próximos aos seus limites superiores.

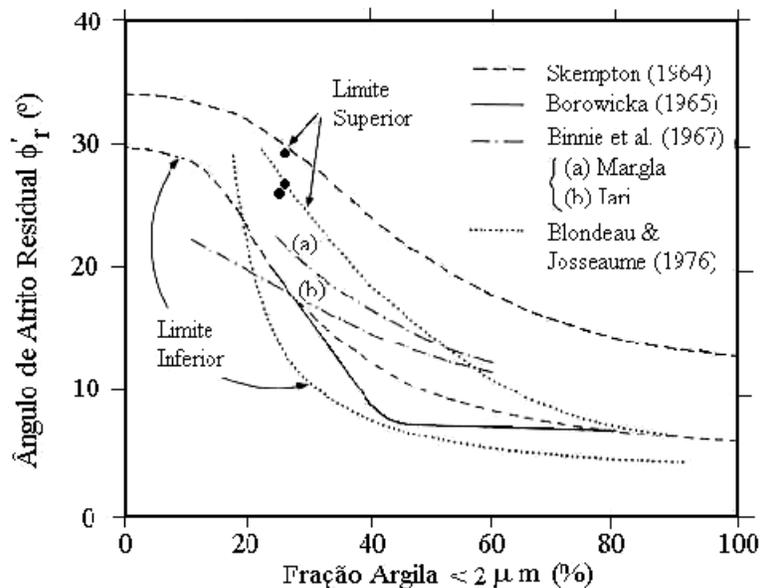


Figura 6.25. Resistência residual: correlação com a fração argila (LUPINI et al., 1981).

A Figura 6.26 correlaciona o ϕ'_R com o índice de plasticidade, em faixas propostas por diversos autores. Verifica-se que os dados da presente dissertação (Tabelas 6.11 e 6.12) se enquadram nas faixas propostas por VAUGHAN et al. (1978), BUCHER (1975) e SEYCEK (1978) (todos a partir de LUPINI et al., 1981), com decréscimo do ângulo de atrito residual com o aumento do índice de plasticidade.

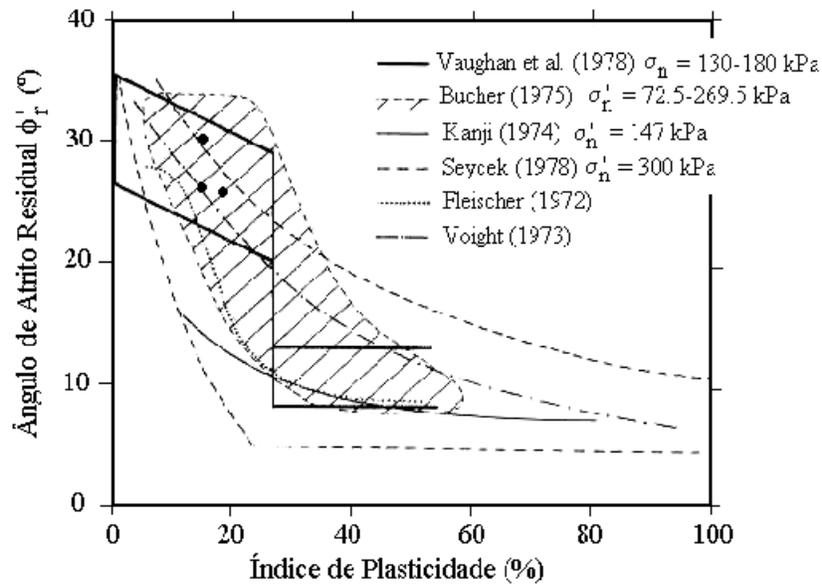


Figura 6.26. Resistência residual: correlação com o índice de plasticidade (LUPINI et al., 1981).

O ângulo de atrito residual obtido nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e o limite de liquidez (Tabelas 6.11 e 6.12), são plotados na Figura 6.27, junto com outros materiais catalogados por MESRI & CEPEDA-DIAZ (1986). Verifica-se que os resultados da presente dissertação se enquadram satisfatoriamente na correlação proposta por MESRI & CEPEDA-DIAZ (1986). Os valores plotados seguem a tendência proposta, com elevados ângulos de atrito residual correspondentes a baixos valores dos limites de liquidez.

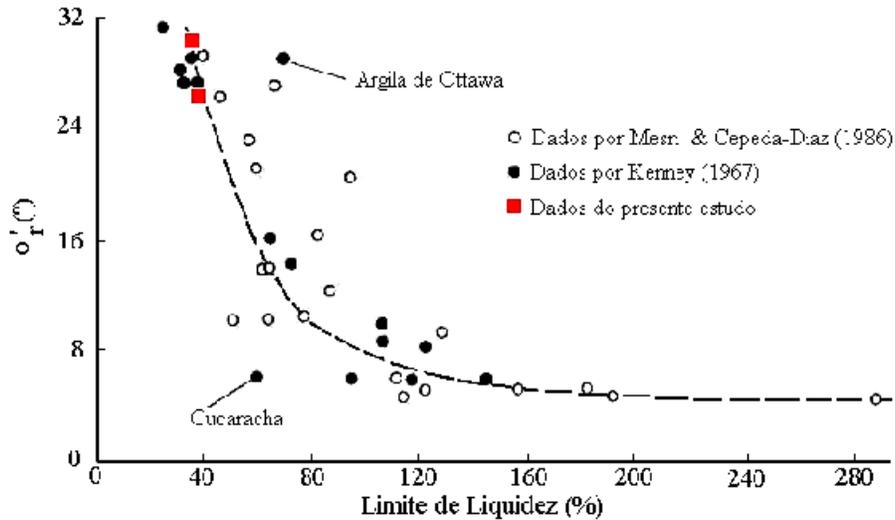


Figura 6.27. Relação entre o ângulo de atrito residual e o limite de liquidez (MESRI & CEPEDA-DIAZ, 1986).

A Figura 6.28 apresenta os três mecanismos de comportamento da resistência residual propostos por LUPINI et al. (1981), “modo turbulento”, “transicional” e “deslizante”, para misturas de areia e bentonita, ensaiadas no equipamento “ring shear”. Ao se plotar nesta figura, o ponto correspondente ao resultado do ensaio “ring shear” do presente estudo, observa-se que este solo situa-se próximo aos limites de comportamento “turbulento” e “transicional”, com fração argila menor do que $2\mu\text{m}$ de 29% e, com ângulo de atrito residual de $26,7^\circ$.

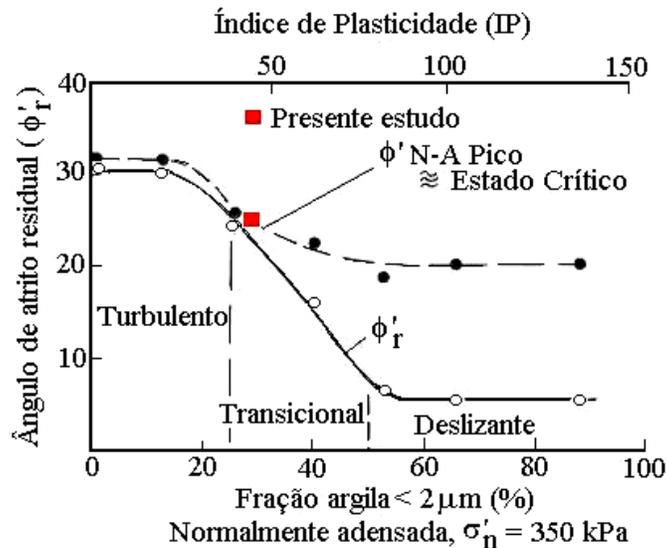


Figura 6.28. Ensaio “ring shear” em misturas de areia-bentonita (SKEMPTON, 1985; baseado no trabalho de LUPINI et al., 1981).

Na Figura 6.29, ao se plotar o resultado do ensaio “ring shear” da presente dissertação, para a tensão normal de 100kPa, verifica-se que este solo calcário (de atividade 0,55), não se enquadra na faixa proposta por SKEMPTON (1985), para solos contendo areia, caulim e bentonita, com atividade variando de 0,4 a 1,6.

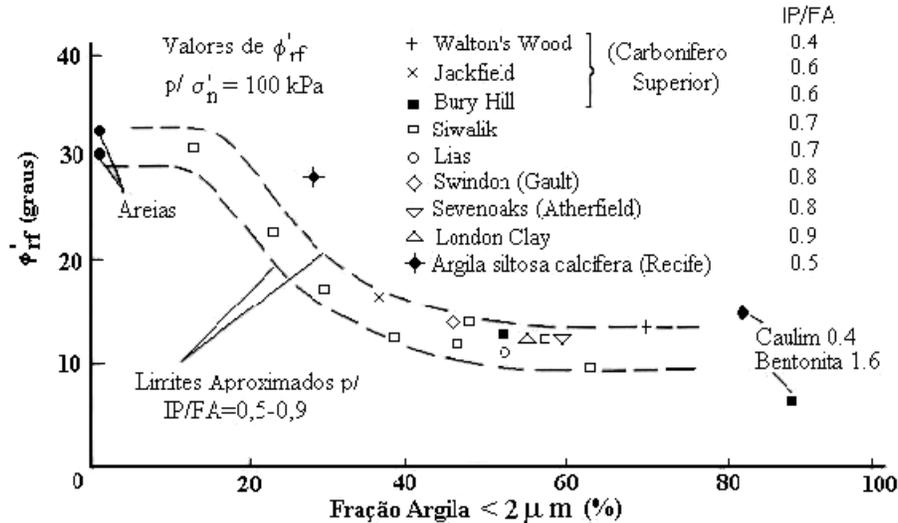


Figura 6.29. Resistência residual e ensaios “ring shear” em areias, caulim e bentonita (SKEMPTON, 1985).

ANAGNOSTOPOULOS et al., 1989, ao estudar margas calcárias do Mediterrâneo, observou que enquanto a fração argila (<2 μ m) encontrava-se na faixa de 13-24%, apenas um pequeno percentual de argilo minerais 4–8,5% foi encontrado. O autor atribui este fato a presença na fração argila de um certo percentual de quartzo e calcita muito finos (<2 μ m), típico de materiais calcários. Vale a pena destacar, que a análise mineralógica do presente estudo, também indicou a presença do mineral quartzo na fração argila. Desta forma, o percentual <2 μ m, referente apenas a fração argila pode também ser menor do que o encontrado, classificando desta forma, este solo como de comportamento “turbulento” (ver Figura 6.28), conforme proposto por LUPINI et al. (1981) enquadrando-se também na faixa proposta por SKEMPTON (1985) conforme ilustra a Figura 6.29.

Sabe-se que a resistência ao cisalhamento residual é bastante influenciada pela mineralogia das partículas. Desta forma, HAWKINS & McDONALD (1992) descalcificando parcialmente amostras de solos calcários, avaliaram a influência do teor

de calcita presente com os valores de resistência residuais obtidos. A Figura 6.30 ilustra a correlação entre o teor de calcita e o ângulo de atrito residual. Pode-se observar que os dados se dividem em dois agrupamentos. O primeiro corresponde as amostras com teor de calcita, em que o ϕ'_R varia em torno de 16° a 32° , geralmente aumentando com o teor de calcita e, um segundo grupo corresponde a valores de ϕ'_R de 5° a 11° , com aparentemente pouca influência do teor de calcita.

Estes autores, relacionaram os resultados obtidos com o trabalho de LUPINI et al. (1981), afirmando que o primeiro grupo de dados com percentuais maiores de calcita apresentam comportamento “transicional”, e o outro grupo apresenta comportamento “deslizante” a partir do ponto em que o processo de descalcificação não produz efeitos significativos de redução de ϕ'_R . Esse ponto diz respeito ao teor de 28% de calcita.

Os resultados dos ângulos de atrito residuais obtidos do material calcário em estudo, são incluídos na Figura 6.30 (Tabelas 6.11 e 6.12). Observa-se que os resultados se enquadram dentro da faixa de comportamento “transicional” sugerida por HAWKINS & McDONALD (1992), com elevados ângulos de atrito residuais para percentuais de 70% em média de carbonato de cálcio (calcita). Com esses resultados fica clara a influência dos constituintes minerais nos valores de resistência residuais.

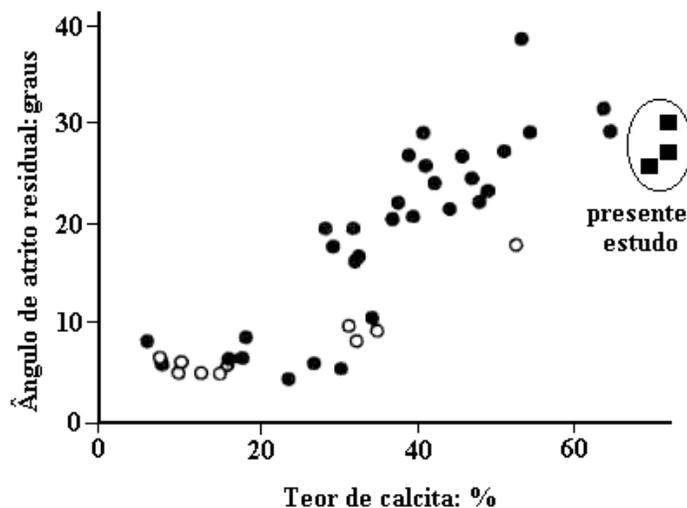


Figura 6.30. Correlação entre o teor de calcita (CaCO_3) e o ϕ'_R de algumas argilas calcárias HAWKINS & McDONALD (1992).

Neste mesmo trabalho, HAWKINS & McDONALD (1992) obtiveram correlações satisfatórias entre o ângulo de atrito residual, os limites de Atterberg e o índice de plasticidade com relação aos mesmos solos calcários descalcificados. As Figuras 6.31 e 6.32 ilustram os resultados obtidos, em solos com diferentes percentuais de mineral calcita. Pode-se observar que os dados do presente estudo (Tabelas 6.11 e 6.12) se enquadram dentro das faixas propostas por estes autores, com os ângulos de atrito residuais decrescentes com o aumento dos limites de Atterberg e os índice de plasticidade. Elevados valores do ϕ'_R também são associados a elevados percentuais de calcita.

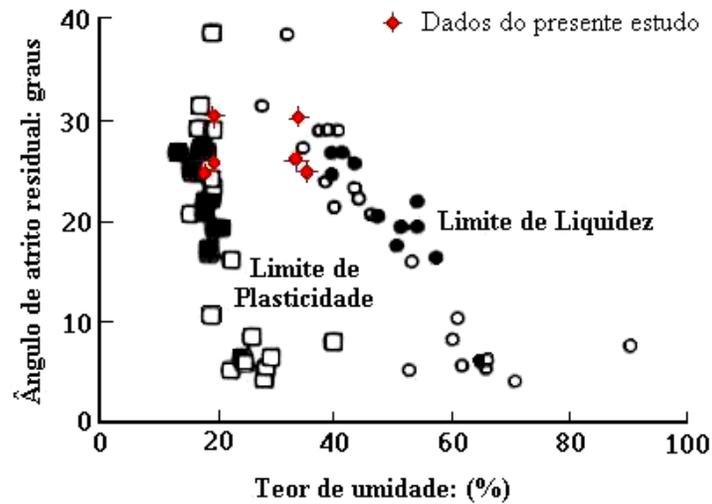


Figura 6.31. Correlação entre os limites de Atterberg e ϕ'_R de solos calcários (HAWKINS & McDONALD, 1992).

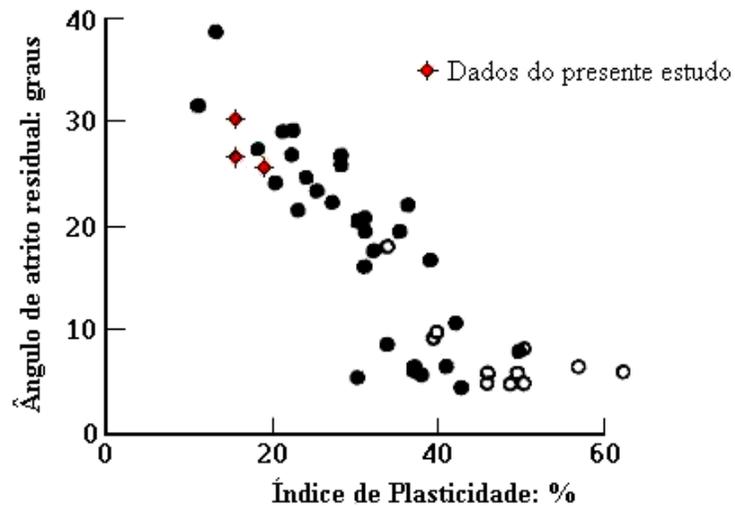


Figura 6.32. Correlação entre o IP e ϕ'_R de solos calcários (HAWKINS & McDONALD, 1992).

A Figura 6.33 mostra também uma clara correlação entre ϕ'_R e o teor de carbonato de cálcio (calcita) na fração argila de solos argilosos calcários de Israel (FRYDMAN et al., 1996). Observa-se que para estes solos o teor de carbonato de cálcio tem uma grande influência no ϕ'_R , resultando em altos valores correspondentes à teores de carbonato de cálcio a partir de 30%.

FRYDMAN et al. (1996) afirmam que para teores de carbonato de cálcio na fração argila de cerca de até 30%, desenvolve-se aparentemente um comportamento “transicional” e, para teores maiores do que 30%, o modo de cisalhamento desenvolvido é o “turbulento”, controlado pelos carbonatos que possuem forma não lamelar, com valores de ϕ'_R da ordem de 30°.

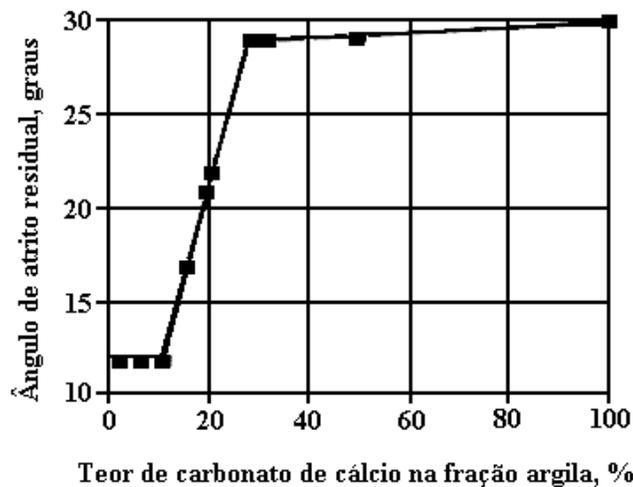


Figura 6.33. ϕ'_R versus o teor de carbonato de cálcio presente na fração argila (FRYDMAN et al., 1996).

Os dados de ϕ'_R e de carbonato de cálcio obtidos da argila calcífera estudada foram plotados na Figura 6.34 (Tabelas 6.11 e 6.12) junto com os valores obtidos dos solos argilosos calcários de Israel. Verifica-se uma certa correlação entre ϕ'_R e o teor de carbonato presente nos solos, embora alguma dispersão dos dados seja observada. Verifica-se para os dados obtidos do presente estudo, que os altos ângulos de atrito residuais encontrados coincidem também com elevados teores de carbonato de cálcio. Pode-se concluir que o mecanismo de resistência residual desenvolvido nestas amostras é controlado pelo alto percentual de partículas de calcita FRYDMAN et al. (1996), confirmando que a resistência residual é fortemente dependente da mineralogia deste solo.

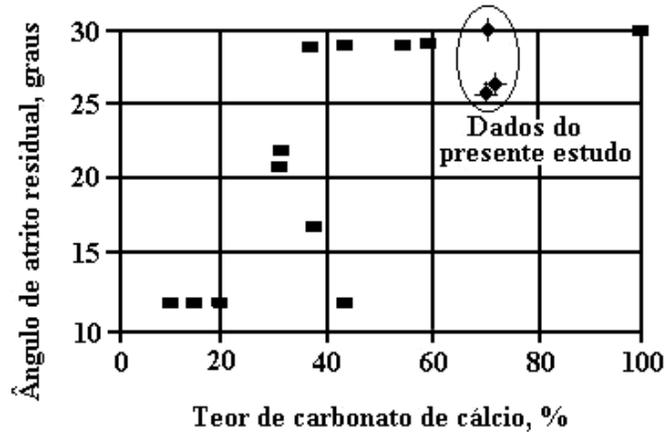


Figura 6.34. ϕ'_R versus o teor de carbonato de cálcio presente nos solos (FRYDMAN et al., 1996).

VAUGHAN (1988) (a partir de BRESSANI et al., 2001) também propõe, conforme mostra a Figura 6.35, uma correlação entre o ângulo de atrito residual e o índice de plasticidade de algumas argilas sedimentares. Nesta mesma Figura, BRESSANI et al. (2001), inserem dados obtidos de solos brasileiros sedimentares, residuais e saprolíticos da Região Sul do Brasil. Observa-se a mesma tendência encontrada na literatura, de decréscimo do ϕ'_R com o aumento do IP. O resultado do ensaio “ring shear” da presente dissertação (Tabelas 6.11 e 6.12), encontra-se plotado na Figura 6.35, onde observa-se que o mesmo situa-se na faixa proposta por VAUGHAN (1988) (a partir de BRESSANI et al., 2001).

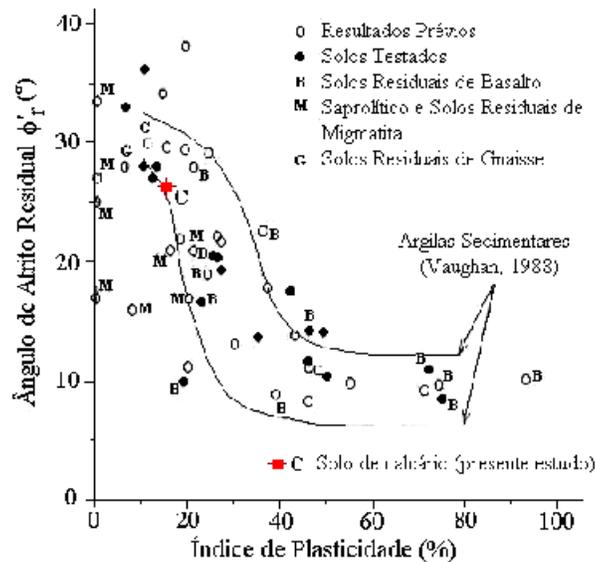


Figura 6.35. Variação do ângulo de atrito residual com o índice de plasticidade de vários solos (BRESSANI et al., 2001).

6.7. Aplicação prática dos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos

Segundo LEROUEIL et al.(1996), a reativação de um deslizamento pode ocorrer quando uma ruptura é localizada ao longo de uma ou várias superfícies de cisalhamento pré-existentes. Este autor sugere que os parâmetros de resistência a serem adotados para uma eventual análise de estabilidade de uma encosta que se encontre em estágio de reativação, sejam os parâmetros de resistência residual. Desta forma, como a encosta Continental em estudo apresenta histórico de vários deslizamentos sucessivos, os parâmetros de resistência residuais também devem ser adotados para o caso.

Ao se considerar a aplicabilidade dos parâmetros de resistência residuais numa análise de estabilidade desta encosta, obtidos através dos ensaios realizados na presente dissertação, pode-se verificar que os ensaios “ring shear” fornecem os menores ângulos de atrito residuais confiáveis, conforme mostra a Tabela 6.13.

Tabela 6.13. Comparação entre os parâmetros de resistência residual obtidos no presente estudo para as amostras da encosta Continental.

ENSAIOS	ϕ'_R (°)	c'_R (kPa)
Cis. direto c/ reversões múltiplas	29	2,5
“Ring shear”	24,6	6,2
Cis. direto c/ interface lisa	12,7	0

Os resultados dos ensaios utilizando a interface lisa não podem ser considerados numa eventual análise de estabilidade deste material, tendo em vista os aspectos já comentados anteriormente no item 6.4.4. Sendo assim, a escolha dos parâmetros de resistência residuais baseiam-se nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e nos ensaios “ring shear”.

SKEMPTON (1985) verificou, com base em retroanálises de escorregamentos reativados em argilas, que os ensaios de cisalhamento direto conduzidos em amostras obtidas na zona de cisalhamento, próprias dos escorregamentos ocorridos, desde que os

ensaios fossem realizados na condição drenada e a orientação das partículas já tenham se dado no terreno, a resistência residual era atingida a pequenos deslocamentos.

BISHOP et al. (1971) ao realizar ensaios de cisalhamento direto por torção no equipamento “ring shear” desenvolvido por eles em materiais com alto teor de argila, encontraram ângulos de atrito residuais menores de 1° a 2° do que os valores de resistência residual de campo. A sugestão para explicar este fato foi dada por SKEMPTON (1985), baseado na idéia de que o cisalhamento no equipamento “ring shear” é mais concentrado e intenso do que o que ocorre no campo.

Esta questão porém continua polêmica, especialmente após os resultados obtidos por BROMHEAD & CURTIS (1983) (a partir de SKEMPTON, 1985), onde a resistência residual obtida em um outro equipamento “ring shear” desenvolvido por Bromhead, foi concordante com valores da resistência residual de campo, para as argilas de Londres. Baseado em estatísticas dos vários deslizamentos estudados, SKEMPTON (1985), afirma que não se deve esperar concordância melhor do que mais ou menos 10% entre resultados de retroanálises e ensaios de laboratório. BROMHEAD & DIXON (1986) afirmam que para a determinação da resistência residual é necessário o conhecimento da localização da superfície de ruptura e das poro-pressões.

Tendo em vista o exposto, deve-se considerar que a princípio não se pode descartar a aplicabilidade prática dos ensaios “ring shear” e dos ensaios de cisalhamento direto com reversões realizados no presente trabalho. Embora o ensaio de cisalhamento direto apresente vantagens como simplicidade operacional e custo do equipamento, o ensaio “ring shear” parece ser mais vantajoso no que diz respeito ao menor tempo gasto para obtenção dos resultados.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Tendo em vista os sucessivos deslizamentos ocorridos na Encosta Continental, situada entre a PE-18 a antiga fábrica de fogões Continental, foi conduzida uma caracterização geotécnica no solo considerado ser o material mais problemático desta encosta, pertencente a Formação Beberibe. Baseado em relatórios geológicos feitos anteriormente a realização deste estudo, pode-se considerar como uma possível hipótese que a superfície de ruptura principal desta encosta seja o topo da camada de uma argila siltosa calcífera. Diante do exposto, a ênfase da presente dissertação foi avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, incluindo-se ensaios para avaliação da resistência residual deste material. Paralelamente, também foram realizados ensaios para caracterização física, química e mineralógica, ensaios edométricos, ensaios de permeabilidade e análise da estrutura do solo através da microscopia eletrônica de varredura. Todos os ensaios acima descritos também foram realizados no mesmo solo encontrado na área do 2º GB (2º Grupamento de Bombeiros), situada no outro lado da encosta, com o intuito de se avaliar os parâmetros do material obtidos na encosta. Pode-se concluir que o material coletado na encosta e do 2º GB, são semelhantes e encontram-se no seu estado intacto. As diferenças nos valores obtidos nos ensaios nos dois locais de investigação, podem ser atribuídas a variação natural dos resultados, devido a distância do local de coleta entre eles ser significativa (podendo ter ocorrido diferenças de deposição do material entre os dois locais de estudo e de processos posteriores).

Desta forma, baseado nos resultados obtidos, as seguintes conclusões puderam ser registradas:

- ❖ As amostras de solos deste material apresentaram textura fina (com mais de 50% passando na peneira de malha N° 200) onde os percentuais de finos (% passando na peneira N° 200) encontrados estão na faixa de 87% a 88%. A análise táctil-visual deste material o classifica, segundo os relatórios de sondagens, como uma argila siltosa calcífera (argilito calcífero).

- ❖ Segundo SUGUIO (1998) e MABESOONE (1983), este material pode ser considerado uma “marga”, tendo como base os percentuais da fração argila e a presença de elevados teores de carbonato de cálcio.
- ❖ Com relação aos limites de liquidez (34% e 36%) e de plasticidade (17% e 18%) encontrados referentes aos dois locais de estudo, indicam que este material apresenta plasticidade relativamente baixa, com valores do índice de plasticidade de 16% e 19%. Estes valores encontrados são devido ao alto percentual de silte e calcita encontrado neste solo. A densidade real dos grãos encontrada foi de 2,70 e 2,68.
- ❖ Na Carta de Plasticidade, este solo localiza-se acima da Linha A, com limite de liquidez (LL) < 50%, tratando-se de um solo de baixa compressibilidade. A atividade deste solo localizam-no na faixa de valores de argilas inativas (com $A < 0,75$). Segundo a Classificação Unificada (USCS), o solo estudado corresponde ao Grupo CL (argilas siltosas).
- ❖ A análise mineralógica da fração silte indicou a predominância do mineral calcita na composição deste solo. A fração argila indicou a presença dos argilominerais caulinita e illita, e possivelmente pode haver também uma pequena proporção de quartzo muito fino com diâmetro das partículas menor do que $2\mu\text{m}$. A análise mineralógica da fração areia, caracteriza o material em estudo como uma areia bioclástica, apresentando predominância de foraminíferos com a presença de fragmentos de conchas e algas.
- ❖ Os ensaios químicos indicaram a elevada percentagem de 70%, em média, do carbonato de cálcio (CaCO_3 -calcita) presente na composição deste solo. Os valores de k_i e k_r superiores a 3, caracterizam um solo não-laterítico, com baixo grau de intemperização. Segundo PRADO (1995), este material se classifica como um solo eutrófico (solo fértil). A capacidade de troca catiônica (CTC), caracteriza uma atividade baixa. A condutividade elétrica do extrato de saturação, indica que este solo apresenta um baixo grau de salinidade (0,43 e 0,60). Desta forma, pode-se supor que os altos valores do ângulo de atrito obtidos não tenham sido influenciados pela salinidade encontrada.

- ❖ Quanto a estrutura deste solo observada no microscópio eletrônico de varredura, podemos dizer que trata-se de uma estrutura com partículas muito soltas, com pouco material ligante apresentando-se geralmente sob a forma de grumos ou empacotamentos.
- ❖ Com relação a superfície de ruptura do ensaio de cisalhamento direto com reversões, observada no microscópio eletrônico de varredura, pode-se observar apenas um sutil estriamento. Este fato só vem a confirmar os elevados ângulos de atrito residuais obtidos face a mineralogia deste solo ser predominantemente constituída do mineral calcita. Esse certo estriamento pode ser devido aos argilo minerais também presentes na composição deste solo.
- ❖ A permeabilidade encontrada através do equipamento Tri Flex-2, foi da ordem de 10^{-8} m/s, representando segundo HEAD (1994) e LAMBE & WHITMAN (1976), um solo de permeabilidade muito baixa.
- ❖ Os módulos edométricos (E'_{oad}), calculados através dos valores de m_v obtidos variaram de 6,54 a $246,39 \times 10^2$ KN/m². O índice de compressão (C_c) e o índice de expansão (C_e), foram de 0,10 e 0,18 e de 0,04 e 0,05. A variação do coeficiente de adensamento (C_v) se deu na faixa de $1,73 \times 10^{-6}$ m²/s a $2,58 \times 10^{-7}$ m²/s.
- ❖ Para as condições em que se encontram as amostras em campo, os valores dos potenciais de expansão calculados ($\Delta H/H_i$), onde ΔH é a variação da altura do corpo de prova provocado pela inundação, são de 0,13% e de 0,32% (considerando-se o peso das terras de 40kPa e 26kPa, respectivamente). Com estes resultados, pode-se concluir que para os teores de umidade encontrados, processos de expansão não são significativos neste material.
- ❖ As mobilizações das tensões cisalhantes máximas, obtidas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, ocorreram para deslocamentos horizontais da ordem de 2,00mm e de 3,00mm em média para as amostras ensaiadas. Observa-se um decréscimo significativo da resistência para todas as tensões normais aplicadas após atingido o pico, até serem atingidos patamares constantes. Este efeito é mais

pronunciado para as tensões de 25kPa e 50kPa, onde a estrutura exerce maior influência no comportamento do solo.

- ❖ Para o intervalo de tensões normais aplicadas nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, os parâmetros de resistência de pico obtidos foram de 32,6° e de 31,6° para os ângulos de atrito de pico, com os correspondentes interceptos de coesão de 41,0kPa e de 11,3kPa para as amostras da encosta Continental e 2° GB, respectivamente.
- ❖ Os parâmetros de resistência de pós-pico obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencionais foram de 29,0° para a encosta Continental e de 30,7° para o 2° GB, referente aos ângulos de atrito de pós-pico, com interceptos de coesão de 19,5kPa e 1,1kPa referente a encosta Continental e ao 2° GB, respectivamente.
- ❖ As envoltórias de resistência de pós-pico, obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto convencionais, referentes aos dois locais de estudo, apresentam uma certa não linearidade para o intervalo de tensões utilizado, tendendo a diminuir o ângulo de atrito de pós-pico (ϕ'_{pp}) com o aumento das tensões normais. A faixa de variação dos ângulos de atrito de pós-pico (considerando-se interceptos de coesão nulos) foram de 45,8° a 32,1° para as amostras da encosta Continental e de 34,7° a 29,9° para o 2° GB. Estes resultados revelam que a resistência de pós-pico é dependente da tensão normal aplicada.
- ❖ Os parâmetros de resistência residuais obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas foram de 29° para as amostras da área da Fábrica Continental e de 26° para a área do 2° GB, referentes aos ângulos de atrito residuais. Um pequeno intercepto de coesão de 2,5kPa foi obtido na envoltória das amostras da encosta Continental.
- ❖ Os parâmetros de resistência residual obtidos através dos ensaios de cisalhamento por torção (“Ring Shear”) foi de 24,6° referente ao ângulo de atrito residual, com um intercepto de coesão de 6,2 kPa (amostras da encosta Continental).

- ❖ Observando os ângulos de atrito de pico ($31,6^\circ - 32,6^\circ$) e os ângulos de atrito residuais ($24,6^\circ - 29^\circ$), verifica-se que a diferença entre os valores obtidos é pequena. Os elevados valores dos ângulos de atrito tanto de pico como os residuais obtidos no solo de calcário em estudo, estão intimamente relacionados com a mineralogia encontrada, já que o mineral predominante neste solo é a calcita, estando de acordo com valores encontrados na literatura.
- ❖ Os pequenos interceptos de coesão obtidos (6,2kPa e 2,5kPa) sugerem uma certa não linearidade das envoltórias residuais obtidas através dos ensaios “ring shear” e de cisalhamento direto com reversões múltiplas para as amostras da encosta Continental. Considerando-se interceptos de coesão nulos, a faixa de variação dos ângulos e atrito residuais foram de $33,3^\circ$ a $29,4^\circ$ para os ensaios de cisalhamento direto com reversões e de $33,3^\circ$ a $25,9^\circ$ para os ensaios “ring shear”, significando um decréscimo nos ângulos de atrito residuais com o aumento das tensões normais, conforme verificado por BISHOP et al. (1971). Essa maior variação nos ângulos de atrito residuais nos ensaios “ring shear”, deve-se a uma maior orientação das partículas do solo neste ensaio com o aumento das tensões normais.
- ❖ O ângulo de atrito residual obtido utilizando-se a técnica solo-interface lisa proposta por KANJI (1974), foi de $12,7^\circ$ com intercepto de coesão nulo. Observa-se uma grande diferença no valor do ângulo de atrito residual obtido com relação aos outros dois ensaios (cisalhamento direto com reversões e “ring shear”). Vale a pena destacar que os resultados obtidos através da metodologia proposta por KANJI (1974, 1998) coincidiram com os resultados obtidos por outros ensaios (“ring shear” e cisalhamento direto com reversões múltiplas) apenas para solos argilosos com mais de 70% de fração argila ou com partículas predominantemente placóides (DUARTE, 1986 e VASCONCELOS, 1992). No caso do presente estudo, a fração argila menor que $2\mu\text{m}$ é de 29% e a calcita, como o mineral predominante na composição deste solo, apresenta forma não placóide.
- ❖ Para a maioria dos corpos de prova ensaiados a resistência residual apresentou acréscimo na resistência com o aumento na velocidade de deformação. Os resultados obtidos estão de acordo com a faixa de valores de velocidades proposta

por SKEMPTON (1985), onde velocidades de ensaio maiores que 0,01mm/min, geram maiores valores na resistência residual.

- ❖ Correlações satisfatórias entre o ângulo de atrito residual, os limites de Atterberg e o índice de plasticidade foram encontrados para o solo em estudo, com relação a solos de calcários encontrados na literatura, com diferentes percentuais de mineral calcita. Pode-se observar que os dados presentes se enquadram dentro das faixas propostas por HAWKINS & McDONALD (1992), com os ângulos de atrito residuais decrescentes com o aumento dos limites de Atterberg e os índices de plasticidade.
- ❖ Os resultados obtidos se enquadram dentro das faixas que correlacionam o decréscimo do ϕ'_R com o aumento da fração argila menor do que 2 μ m propostas por SKEMPTON (1964) e BLONDEAU & JOSSEAUME (1976) (a partir de LUPINI et al., 1971) próximas aos seus limites superiores.
- ❖ Os resultados obtidos se enquadram satisfatoriamente na correlação proposta por MESRI & CEPEDA-DIAZ (1986), a qual relaciona o ângulo de atrito residual obtido nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e o limite de liquidez. Os valores plotados seguem a tendência proposta, com elevados ângulos de atrito residual correspondentes a baixos valores dos limites de liquidez.
- ❖ Os resultados também se enquadram satisfatoriamente na correlação proposta por VAUGHAN (1988) (a partir de BRESSANI et al., 2001), a qual relaciona o ângulo de atrito residual obtido nos ensaios “ring shear” e o índice de plasticidade de algumas argilas sedimentares. Observa-se a mesma tendência encontrada na literatura de decréscimo do ϕ'_R com o aumento do IP.
- ❖ Com relação ao tipo de comportamento de resistência residual proposto por LUPINI et al. (1981), observa-se que o solo estudado, situa-se próximo aos limites de comportamento “turbulento” e “transicional”, com fração argila menor do que 2 μ m de 29% e, com ângulo de atrito residual de 26,7°. Vale a pena destacar, que a análise mineralógica do presente estudo, indicou a presença do mineral quartzo na fração argila. Desta forma, o percentual de partículas com diâmetro menor do que 2 μ m,

referente apenas a fração argila pode também ser menor do que o encontrado, classificando desta forma, este solo como de comportamento “turbulento”, conforme proposto por LUPINI et al. (1971).

- ❖ Com os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, pode-se supor que pelo menos na área em que foram coletadas as amostras, a resistência não atingiu a condição residual, já que o ângulo de atrito de pico é superior ao residual. Pode-se concluir que o material em estudo apresenta-se com elevado grau de estruturação.
- ❖ Deve-se considerar que a princípio não se pode descartar a aplicabilidade prática dos ensaios “ring shear” e dos ensaios de cisalhamento direto com reversões realizados no presente trabalho. Embora o ensaio de cisalhamento direto apresente vantagens como simplicidade operacional e custo do equipamento, o ensaio “ring shear” parece ser mais vantajoso no que diz respeito ao menor tempo gasto para obtenção dos resultados.

Como recomendações para pesquisas futuras, sugere-se para complementação da caracterização geotécnica do material em estudo (argila siltosa calcífera):

- ❖ Estudo da resistência ao cisalhamento do material, através do ensaio de cisalhamento direto na umidade natural e do ensaio de cisalhamento direto com controle da sucção;
- ❖ Ampliação do estudo da influência da velocidade de deformação na resistência residual utilizando os ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas e ensaios “ring shear”.

Como sugestões visando o problema de instabilidade que se encontra na encosta Continental, sugere-se:

- ❖ Caracterização geotécnica dos outros materiais possivelmente envolvidos nos sucessivos deslizamentos mediante uma campanha de ensaios de laboratório;

- ❖ Avaliação da resistência ao cisalhamento residual dos outros materiais possivelmente envolvidos no deslizamento, através de ensaios “ring shear” e ensaios de cisalhamento direto com reversões;

- ❖ Análise de estabilidade, através da identificação da superfície (ou superfícies) de deslizamento e do regime de fluxo subterrâneo da encosta através de uma instrumentação adequada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ALHEIROS, M. M. (1998). “Estudos geológicos na Encosta Continental/PE-18”. Relatório Técnico.
- ANAGNOSTOPOULOS, A.; CHRISTOULAS, S. T.; KALTEZIOTIS, N. & TSIAMBAOS, G. (1989). “Some geotechnical aspects of the marls of Corinth Canal”. Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp.491-494.
- BIANCHINI, M. R.; BRESSANI L. A.; BICA, A. V .D. & PINHEIRO, R. J. B. (1998). “Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo, RS”. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília.pp 1273-1280.
- BISHOP, A. W; GREEN, G. E.; GARGA,V. K.; ANDRESEN, A. & BROWN, J. D. (1971). “A New Ring Shear Apparatus And Its Application to The Measurement Of Residual Strength”. Geotechnique, Vol. 21, nº 4, pp.273-328.
- BJERRUM, L. & LANDVA, A. (1966). “Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay”. Geotechnique, Vol. 16, nº 1, pp.1-20.
- BJERRUM, L. (1967). “ Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay-shales”. The Third Terzaghi Lecture, Jnl Am. Soc. Civ. Engrs 93, SM5, Part 1, 1-49.
- BOYCE, J. R. (1985). “Some observations on the residual strength of tropical soils”. First International Conference on Geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils. Brasilia, Brazil, Vol. 1, pp.229-237.
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. & MACIEL FILHO, C. L. (1996). “A slope instability study of a mudstone in Southern Brazil”. 7th International Symposium on Landslides. Trondheim, Norway, Vol.2, pp. 1079-1084.

- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B. & RIGO, M. L. (1999). "Residual shear strength of some tropical soils from Rio Grande do sul". WORKSHOP-Encontro sobre Pesquisas no Sistema Encosta-Planície Costeira, Bananal, São Paulo. Organização COPPE, GEOHECO (UFRJ).
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B. & RIGO, M. L. (2001). "Residual shear strength of some tropical soils from Rio Grande do sul". Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia. Vol.24, Nº2, pp.103-113.
- BROMHEAD, E. N. & DIXON, N. (1986). "The field residual strength of London clay and its correlation with laboratory measurements, especially ring shear tests". Geotechnique, Vol. 36, nº 3, pp.449-452.
- BROMHEAD, E. N. (2000). "The stability of slopes". London, Spon Press. Second edition.
- CASAGRANDE, A. & HIRSCHFELD, R. C. (1960). "Stress-deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight". American Society of Civil Engineers, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado, pp. 359-417.
- CHANDLER, R. J. (1966). "The Measurement Of Residual Strength In Triaxial Compression". Geotechnique, Vol. 16, nº 3, pp.181-186.
- CHANDLER, R. J. (1969). "The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl". Geotechnique, Vol. 19, nº 3, pp.321-334.
- CHANDLER, R. J. (1977). "Back analysis techniques for slope stabilization works: a case record". Geotechnique, Vol. 27, nº 4, pp.479-495.
- CHANDLER, R. J. & HARDIE, T. N. (1989). "Thin-sample technique of residual strength measurement". Geotechnique, Vol. 39, nº 3, pp. 527-531.

- CHANDLER, R. J. & SCHINA, S. (1999). "Landslide at Malakasa, Greece: Investigation, analysis, remedial works". Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering. Japan, Vol. 2, pp. 775-780.
- CLEMENTE, J. L. M. (1991). "Cut slopes in "marine" sediments in the Washington, D.C. Area". IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña Del Mar, Chile, Vol. 1, pp.281-294.
- CLEMENTE, J. L. M. (1992). "Strength parameters for cut slope stability in "marine" sediments". Stability and Performance of Slopes and Embankments – II, ASCE Geotech. Special Publ. N° 31, Vol.1, pp. 865-875. New York: American Society of Civil Engineers.
- COLLOTTA, T.; CANTONI, R.; PAVESI, U.; RUBERL, E. & MORETTI, P. C. (1989). "A correlation between residual friction angle, gradation and the index properties of cohesive soils". Geotechnique, Vol. 39, n° 2, pp. 343-346.
- DER-PE (1985). "Estabilização do maciço talude PE-018/ Continental 2001". Projeto executivo de engenharia para reabilitação.
- DI MAIO, C. & FENELLI, G. B. (1994). "Residual strength of kaolin and bentonite: the influence of their constituent pore fluid". Geotechnique, Vol. 44, n° 4, pp. 217-226.
- DI MAIO, C. (1996). "The influence of pore fluid composition on the residual shear strength of some natural clayey soils". Proc. of the 7th International Symposium on Landslides. Trondheim, Norway, Vol.2, pp. 1189-1194.
- DUARTE, J. M. G. (1986). "Um estudo geotécnico sobre o solo da Formação Guabirotuba, com ênfase na determinação da resistência residual". Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

- EMBRAPA (1997). “Manual de métodos de análise de solo”. Ministério da Agricultura e do Abastecimento, 2º edição.
- FAHEY, M. (1997). “Panel discussion: Some unusual calcareous soils”. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Vol. 4, pp.2197-2198.
- FELL, R. & JEFFERY R. P. (1987). “Determination of drained shear strength for slope stability analysis”. Soil Slope Instability and Stabilisation- Proceedings of Extension Course on Soil Slope Instability and Stabilization, Balkema, Rotterdam.
- FERREIRA, S. R. M. (1995). “Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação”. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- FRYDMAN, S.; SHVARZMAN, A. & TALESNICK, M. (1996). “Residual strength of Israeli cohesive soils”. Proceedings of the Seventh International Symposium on Landslides. Trondheim, Vol. 2, pp.1225-1230.
- FUTAI, M. M. (2002). “Estudo teórico – experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: aplicação a um caso de voçorocamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ.
- GIBO, S.; EGASHIRA, K. & OHTSUBO, M. (1987). “Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan”. Can. Geotech. J. Vol. 24, pp. 456–462.
- GIBO, S. & NAKAMURA, S. (1999). “Parameters for curvilinear residual strength envelope”. Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering. Japan, Vol. 2, pp. 727-730.
- GUSMÃO FILHO, J. A.; DA SILVA, J. M.; JUCÁ, J. F. T. & FERREIRA, S. R. M. (1986). “Parâmetros geomecânicos dos solos dos morros de Olinda”. VIII

Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, RS, pp 199-210.

HAEFELI, R. (1950). "Investigation and measurement of the shear strengths of saturated cohesive soils". *Geotechnique*, Vol. 2, nº 3, pp.186-208.

HAWKINS, A. B. & McDONALD, C. (1992). "Descalcification and residual shear strength reduction in Fuller's Earth Clay". *Geotechnique*, Vol. 42, nº 3, pp.453-464.

HAWKINS, A. B. & PRIVETT, K..D. (1985). "Measurement and use of residual shear strength of cohesive soils". *Ground Engineering*, Vol 18, nº 8, pp. 22-29.

HEAD, K. H. (1994). *Manual of soil laboratory testing*. London, Pentech Press, Second edition, Vol 2.

HORN, H. M. & DEERE, D. U. (1962). "Frictional characteristics of minerals". *Geotechnique*, Vol 12, nº 4, pp. 319- 335.

HORTA, J. C DE O. S. (1989). "Carbonate and gypsum soils properties and classification". *Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp.53-56.

ISHII, T.; YATABE, R.; YAGI, N. & YOKOTA, K. (1999). "Influence of clay minerals on strength characteristics of landslide clay in Mikabu". *Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering*. Japan, Vol. 2, pp. 697-700.

KANJI, M. A. (1974). "The relationship between drained friction angles and Atterberg limits of natural soils". *Geotechnique*, Vol 24, nº 3, pp. 671- 674.

KANJI, M. A.; WOLLE, C. M. (1977). "Residual strength –New testing and microstructure". *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp. 153- 154.

- KANJI, M. A. (1998). “Determinação de ϕ_{res} de solos argilosos por ensaios de cisalhamento direto de interface lisa”. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília. pp 713-719.
- KENNEY, T. C. (1977). “Residual strengths of mineral mixtures”. Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, pp. 155- 160.
- KOERNER, R. M. (1970). “Behavior of single mineral soils in triaxial shear”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division- ASCE, Vol.98, SM6, July, pp. 1373-1390.
- LACERDA, W. A. & SILVEIRA, G. C. (1992). “Shear strength and compressibility characteristics of the colluvium and residual soils from the Soberbo slope, RJ”. 1 st Brazilian Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 2, pp.479-490.
- LACERDA, W. A. (1997). “Stability of natural slopes along the tropical coast of Brazil”. Proc. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Ed. Almeida. Rio de Janeiro, pp. 17-39.
- LAMBE, T. W. & WITMAN, R. V. (1976). “Mecânica de solos”. Limusa, Mexico.
- LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P. R. (1991). Discussion -“The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks”. Geotechnique, Vol 40, nº 2, pp. 281- 284.
- LEROUEIL, S; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.; LOCAT, J.; LEE, H. & FAURE, R. (1996). “Geotechnical characterization of slope movements”. Invited Lecture, 7th International Symposium on Landslides, Trondheim. pp. 27-48.
- LUPINI, J. F.; SKINNER, A. E. & VAUGHAN, P. R. (1981). “The drained residual strength of cohesive soils”. Geotechnique, Vol 31, nº 2, pp. 181- 213.

- MABESOONE, J. M. (1983). *Sedimentologia*. Ed. Universitária, Recife- Brasil.
- MAKSIMOVIC, M. (1989). “ On the residual shearing strength of clays”.
Geotechnique, Vol 39, nº 2, pp. 347- 351.
- MESRI, G. & OLSON, R. E. (1970). “Shear strength of montmorillonite”.
Geotechnique, Vol. 20, nº 3, pp. 261- 270.
- MESRI, G. & CEPEDA- DIAZ, A. F. (1986). “Residual shear strength of clays and shales”. *Geotechnique*, Vol 36, nº 2, pp. 269- 274.
- MESRI, G. & SHAHIEN, M. (2003). “Residual shear strength mobilized in first-time slope failures”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering- ASCE*, Vol.129, nº 1, January, pp. 12-31.
- MITCHELL, J. K. (1992). “Fundamentals of soil behavior”. Second Edition, John Wiley & Sons. Berkeley, California.
- MOORE, R. (1991). “The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays”. *Geotechnique*, Vol 41, nº 1, pp. 35- 47.
- MUNSELL (1992). “Soil color charts”. Macbeth division of kollmorgen instruments corp.
- NAKAMORI, K.; YANG, P. & SOKOBIKI, H. (1996). “Strength characteristics of undisturbed landslide clays in tertiary mudstone”. *Soils and Foundations*, Vol. 36, Nº 3, pp. 75- 83.
- OHMORI, K.; OHTA, H.; HIROSE, T.; YASUTANI, I. & TAZAKI, K. (1998). “Strength and mineral composition of clay seams along the sliding surface”. *Proceedings of the International Symposium on Problematic Soils*. Sendai, Japan, Vol. 1, pp.633-636.

- PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A. & BICA, A. V. D. (1997). “ A study on the residual shear strength of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul”. 2nd Pan- American Symposium on Landslides, 2nd COBRAE, Rio de Janeiro, pp. 443-452.
- PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. & BIANCHINI, M. R. (1998). “Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos do estado do Rio Grande do Sul”. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Brasília, Vol 1, pp. 35-42.
- PRADO, H. (1995). Solos tropicais, potencialidades, limitações, manejo e capacidade de uso. Piracicaba -São Paulo, Brasil
- RIGO, M. L.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. & FLORES, J. A. A. (2000). “Efeitos do intemperismo na resistência ao cisalhamento de solos saprolíticos de basalto”. II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL” 2000, Porto Alegre, RS, pp. 105-114.
- SANTOS Jr., O. F.; LACERDA, W. A. & EHRLICH, M. (1997). “Triaxial tests with cyclic pore-pressure variation for simulation of the seasonal variation of water level in slopes”. Proc. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Ed. Almeida. Rio de Janeiro, pp. 279-282.
- SKEMPTON, A. W. (1964). “Long-term stability of clay slopes”. Geotechnique, Vol. 14, n° 2, pp.77-102.
- SKEMPTON, A. W. (1970). “First-time slides in over-consolidated clays”. Geotechnique, Vol. 20, n° 3, pp.320-324.
- SKEMPTON, A. W. (1985). “Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory ”. Geotechnique, Vol. 35, n° 1, pp. 3-18.

- SKINNER, A. E. (1969). "A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. *Geotechnique*, Vol. 19, nº 1, pp. 150-157.
- STARK, T. D. & EID, H. T. (1992). "Comparison of field and laboratory residual strengths". *Stability and Performance of Slopes and Embankments – II*, ASCE Geotech. Special Publ. Nº 31, Vol.1, pp. 876-889. New York: American Society of Civil Engineers.
- STARK, T. D. & EID, H. T. (1994). "Drained residual strength of cohesive soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, Nº 5 pp. 856-871.
- SUGUIO, K. (1998). *Dicionário de geologia sedimentar e áreas afins*. Bertrand, Brasil.
- SUZUKI, M.; YAMAMOTO, T.; UMEZAKI, T. & KAWAKAMI, H. (1998). "The correlation between the residual strength and index properties". *Proceedings of the International Symposium on Problematic Soils*. Sendai, Japan, Vol. 1, pp.661-664.
- TIKA, T. E.; VAUGHAN, P. R. & LEMOS, J. L. J. (1996). "Fast shearing of pre-existing shear zones in soil". *Geotechnique*, Vol. 46, nº 2, pp. 197-233.
- TOWNSEND, F. C. & GIBERT, P. A. (1973). "Tests to measure residual strength of some clay shales". *Geotechnique*, Vol 23, nº 2, pp. 267- 271.
- VALENÇA, L. (2002). *Comunicação pessoal*.
- VARGAS, M. (1977). "Introdução à Mecânica dos Solos". Ed. da Universidade de São Paulo.
- VASCONCELOS, M. F. (1992). "A resistência residual dos solos determinada através do ensaio de cisalhamento por torção". *Tese de Mestrado*, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ.

- VOIGHT, B. (1973). "Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils". *Geotechnique*, Vol. 23, n° 2, pp.265-267.
- WATRY, S. M. & LADE, P. V. (2000). "Residual shear strengths of bentonites on Palos Verdes Peninsula, California". *Slope Stability 2000 - ASCE Geotech. Special Publ. N° 101*, pp. 323-342. Denver, Colorado: American Society of Civil Engineers.
- WEDAGE, A. M. P. (1997a). "Rate effects on residual strength of clays". *Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Hamburg, Vol. 1, pp.225-228.
- WEDAGE, A. M. P. (1997b). "Analysis of Man Tor landslide considering rate effects on the residual strength of shear zone". *Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Hamburg, Vol. 1, pp.229-232.
- WESLEY, L. D. (1977). "Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia". *Geotechnique*, Vol. 27, n° 2, pp.125-136.
- WU, T. H. (1996). "Soil strenght properties and their measurement". *Landlides, Investigation and Mitigation*. Special Report.
- YAGI, N.; YATABE, R.; YOKOTA, K. & BHANDARY, N. P. (1999). "Strength of landslide clay from mineralogical point of view". *Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering*. Japan, Vol. 2, pp. 701-704.

BIBLIOGRAFIA APENAS CITADA

- ASTBURY, N. F. (1960). "Science in the ceramic industry". *Proc. Roy. Soc. A.*, 258: pg 27-46.
- BINNIE, M. A., CLARK, J. F. F. & SKEMPTON (1967). "The effect of discontinuities in clay bedrock on the design of dams inthe Mangla project". *Trans 9th Int. Congr. Large Dams*. Istambul 1, pp.165-183.

- BLONDEU, F. & JOSSEAUME, H. (1976). "Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle em laboratoire". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Stabilité de talus 1, versants naturels, numéro spécial II, pp 90-106.
- BOROWICKA, H. (1965). "The influence of the colloidal content on the shear strength of clay". Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech., Montreal 1, pp. 175-178.
- BROMHEAD, E. N. (1979). "A simple ring shear apparatus". Ground Engineering, Vol.12, N°5, pp. 40-44.
- BROMHEAD, E. N. & CURTIS, R. D. (1983). " A comparison of alternative methods of measuring the residual strength of London Clay. Ground Engng 16, 39-41.
- BROOKER, E. W. (1964). " The influence of stress history on certain properties of remolded cohesive soils". PhD thesis, University of Illinois, pp. 216.
- BROOKER, E. W. & IRELAND, H. O. (1965). "Earth pressures at rest related to stress history". Can. Geot. Jnl 2, N° 1, pp.1-15.
- BUCHER, F. (1975). "Die restscherfestigkeit naturlicher boden, ihre einflussgrossen und beziehungen als ergebnis experimenteller untersuchungen. Report No. 103. Zurich: Institutes fur Grundbau und Boden-mechanik Eidgenossische Technische Hochschule.
- CAQUOT, A. (1934). "Equilibre des massifs à frottement interne". Gauthier-Villars, Paris.
- CHANDLER, R. J.; PACHAKIS, M.; MERCER, J. & WRIGHT, J. (1973). "Four long term failures of embankments founded on landslips". Q.J.Eng. Geol., London, Vol. 6, pp.405-422.
- CLEMENTINO, R. V. (1993). "Características dos solos coluvionares e residuais de granito do escorregamento da Rua Licurgo, RJ. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro/ UFRJ.
- DEERE, D. U. (1967). " Shale mylonites – their origin and engineering properties". Ass. Eng. Geol., Nat. Meeting, Dallas, Texas.

- DEERE, D. U. & PATTON, F. (1968). Comunicação verbal.
- FLEISCHER, S. (1972). "Scherbruch- und Schergleitfestigkeit von Bindigen Erdstoffen. Neue Bergbautechnik 2, nº 2, 98-99. Freiburg: Mning Academy.
- GIBSON, R. E. & HENKEL, D. J. (1954). "Influence of Duration of tests at constant rate of strain on measured drained strength" Geotechnique, Vol 4, Nº 1, pp.6-15.
- HAEFELI, R. (1938). "Mechanische Eigenschaften Von Lockergesteinen". Schweiz. Bauztg, 111, pp. 299-30 e pp.321-325.
- HOLT, J. K. (1962). "The soils of Hong Kong's coastal waters".Symp., Hong Kong Joint Group Committee, 33-51. Hong Kong : Inst. Civ., Mech. and Elect. Engrs.
- HUTCHINSON, J. N.; BROMHEAD, E. N. & LUPINI, J. F. (1979). "Additional observations on the Coastal Landslides of Folkestone Warren". Q. Jl. Eng. Geot. In press.
- HVORSLEV, M. J. (1937). "Uber Die Festigkeitseigenschaften Gestorter Bindiger Boden". Ingenior. Skrifter A., Copenhagen, Nº45.
- HVORSLEV, M. J. (1939). "Torsion Shear Tests and Their Place in The Determination of The Shearing Resistance of Soils". Proc.Am.Soc.Test. Mater, Vol. 39, pp. 999-1022.
- KANJI, M. A. (1969). "Resistência ao cisalhamento ao longo de interfaces solo-rocha" Anais, 1ª Sem. Paul. Geol. Aplic., APGA, Vol. 3, 12p.
- KANJI, M. A. (1970). "Shear strength of soil-rock interfaces" M.S. Thesis, University of Illinois, 69p.
- KANJI, M. A. (1972). "Resistência ao cisalhamento de contatos solo-rocha" Tese Doutorado, IGUSP, Universidade de S. Paulo, 160p.
- KENNEY, T. C. (1959). "Discussion on Geotechnical properties of glacial lake clays". Jnl Am. Soc. Civ. Engrs 85, SM3, Part 1, pp. 67-79.

- KENNEY, T. C. (1967). "The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils". Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo, Vol.1, pp. 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.
- LUPINI, J. F. (1980). "The residual strength of soils". PhD thesis, University of London.
- MABESOONE, J. M. & ALHEIROS, M. M. (1988). "Origem da Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba". Rev. Bras. Geoc. 18 (4): 476-482.
- MABESOONE, J. M. & ALHEIROS, M. M. (1993). "Evolution of the Pernambuco-Paraíba basin and the problem of the South Atlantic Connection". Geologie en Mijnbouw. The Netherlands. Vol.71, p. 351-362.
- MARSHALL, C. E. (1964). "The physical chemistry and mineralogy of soils". Vol. 1: Soil materials, Wiley, New York.
- MITCHELL, N. W. R. (1965). "Direct shear tests on thin samples of remolded shales from the Bighorn Mountains, Wyoming. MS thesis, University of Illinois, pp 49.
- PETLEY, D. J. (1966). "The shear strength of soils at large strains". PhD thesis, University of London.
- RAMIAH, B. K.; DAYALU, N. K. & PURUSHOTHAMARAJ, P. (1970). "Influence of chemicals on residual strength of silty clay". Soil and Foundation 10, 25-36.
- SEYCEK, J. (1978). "Residual shear strength of soils". Bull. Int. Ass. Engng Geol. 17, 73-75.

- TANAKA, A. (1976). "Some considerations on the shear strength of the São Simão residual soil of basalt". M. Sc. Dissertation, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil (in Portuguese).
- TIEDEMANN, B. (1937). "Über Die Schubfestigkeit Bindiger Boden". Bautechnik, 15, pp.433-435.
- TULINOV, R. & MOLOKOV, I. (1971). "Role of joint filling material in shear strength of rocks". Int. Soc. Rock Mech., Symposium on Rock Fracture, Nancy, Vol.2, pp. 13.
- VAUGHAN, P. R. & WALBANCKE, H. J. (1975). "The stability of cut and fill slopes in Boulder Clay". Proceeding of Symposium on Engineering Behaviour of Glacial Materials, pp. 29-219. Birmingham: Midland Society Soil Mechanics.
- VAUGHAN, P. R.; HIGHT, D. W.; SODHA, V. G. & WALBANCKE, H. J. (1978). "Factors controlling the stability of clay fills in Britain. Clay fills, 203-217. London: Institution of Civil Engineers.
- VAUGHAN, P. R. (1988). "Keynote lecture: Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soil". 2nd Int. Conf. On Geomech. In Tropical Soils, Singapore, v.2, p.469-487. Rotterdam: Balkema.
- WOLLE, C. (1975). "Resistência de contatos solo-rocha". Seminário, Escola Politécnica, USP, pp. 38.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.