

**MINERALOGIA, INTEMPERISMO E COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO DE SOLOS SAPROLÍTICOS DE ROCHAS
VULCÂNICAS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL**

Marcelo Luvison Rigo

Porto Alegre
Outubro 2005

MARCELO LUVISON RIGO

**MINERALOGIA, INTEMPERISMO E COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO DE SOLOS SAPROLÍTICOS DE ROCHAS
VULCÂNICAS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil da Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
Outubro 2005

RIGO, Marcelo Luvison

Mineralogia, Intemperismo e Comportamento Geotécnico de Solos Saprolíticos de Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral / Marcelo Luvison Rigo. – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2005.

348 p.

Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; Doutor em Engenharia.

Orientadores: Luiz Antônio Bressani e Adriano Virgílio Damiani Bica.

1. Resistência ao cisalhamento 2. Resistência residual 3. Deformabilidade 4. Solos saprolíticos 5. Formação Serra Geral 6. Mineralogia 7. Intemperismo

I. Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas básicas e ácidas da Formação Serra Geral

CCAA2

MARCELO LUVISON RIGO

**MINERALOGIA, INTEMPERISMO E COMPORTAMENTO
GEOTÉCNICO DE SOLOS SAPROLÍTICOS DE ROCHAS
VULCÂNICAS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 20 de outubro de 2005

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD, University of London
orientador

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
PhD, University of Surrey
co-orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Sandro Salvador Sandroni
(UFRJ)
PhD, University of London

Prof. José Mário Doleys Soares
(UFSM)
D.Sc., Universidade Federal do
Rio Grande do Sul

Prof. Washington Peres Nuñez
(UFRGS)
D.Sc., Universidade Federal do
Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), gostaria de agradecer pela concessão da bolsa de doutorado que possibilitou a realização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), agradeço pela concessão da bolsa de doutorado sanduíche, do Programa de Doutorado no País com Estágio no Exterior (PDEE), que considero ter sido de fundamental importância para minha formação acadêmica.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, minha querida UFRGS, agradeço pelos 13 anos de acolhida, durante os cursos de graduação, mestrado e doutorado realizados na centenária Escola de Engenharia. Devo a esta honrosa instituição minha formação acadêmica e profissional, bens de inestimável valor para mim. Quero, por isto, manifestar meu profundo reconhecimento e gratidão.

Aos meus estimados professores orientadores Luiz Antônio Bressani, Adriano Virgílio Damiani Bica e Juan Antonio Altamirano Flores, reitero solenemente meus mais profundos e sinceros agradecimentos pelo convívio, pela amizade, pelas lições de vida, pelo incentivo, pelos ensinamentos, pelo tempo dedicado e pelo exemplo recebido. Estendo meus agradecimentos aos demais professores da área de Geotecnia do PPGEC/UFRGS.

À Purdue University (EUA), agradeço pela oportunidade de realização do doutorado sanduíche. Dirijo-me em especial aos professores Rodrigo Salgado e Mônica Prezzi, aos quais dedico grande admiração. Muito obrigado pela acolhida, pela amizade, pelos conselhos, pelos ensinamentos, pelo exemplo de ética, dedicação e profissionalismo.

Aos amigos e colegas de caminhada do PPGEC/UFRGS, com os quais tive o prazer de conviver, dividir experiências, alegrias e tristezas, momentos bons e ruins, gostaria de dedicar um grande e carinhoso obrigado. Em especial a: Rinaldo J. B. Pinheiro, Jair Francisco Floriano da Silva, Pedro Miguel Vaz Ferreira, Andréa Valli Nummer, Cezar Augusto Burkert Bastos, Luciano Pivoto Specht, Diego Cosme Nacci, Gioconda Martinez, Márcio Vendruscolo, Rodrigo Silveira, Felipe Gobbi, Rodrigo Malysz, Uziel Quinino, Álvaro Pereira, Lilian Perazzolo, Juliana Bernardes e Ivan Ribas. Gostaria de mencionar também meus saudosos bolsistas de iniciação científica, Cícero Eisenberguer, Daniel Schaack, Otávio Zanol, Eduardo Corso e Cássio Rubin dos Santos.

Aos amigos e colegas que tive a felicidade de conhecer durante o doutorado sanduíche, meu muito obrigado pelos inesquecíveis meses de convivência agradável, respeitosa e extremamente saudosa. Em especial a: João Antônio Harb Carraro e Jinx O'brien, Chihyun Park, Grace Abou-Jaoude e Ioannis Zevgolis, Dimitrios Loukidis, Kwangkyun Kim, Adam Prochaska, Sang-Ho Lee, Yeoun-Ike Kang, Dipanjan Basu, Kevin Foye, Tejas Murthy, Marcelo Machado, Pedro Trana, Patrício Torres, Nathan Wirtz, Gianmateo Spadaro e Francisco Lino.

Aos amigos Mauro Jungblut, Carlos Bortoli, Lisiane Ferri e demais amigos da Profill Engenharia e Ambiente, agradeço carinhosamente pela amizade, apoio, incentivo e compreensão.

Aos meus amados pais, Remi e Noeli, não tenho palavras para expressar a gratidão que sinto. Primeiro vocês me deram a vida. Depois me deram tudo que tenho de mais precioso. Recebi muito amor, carinho e compreensão. Sei que isto custou muito a vocês: saúde, paciência, preocupação, sofrimento e lágrimas. Neste momento, creio que a melhor forma de retribuí-los é oferecendo meu infinito amor de filho e dedicando esta tese a vocês, doutores da minha vida. Aos meus queridos irmãos, Gustavo e Fernando, agradeço de coração pelo amor, carinho, amizade, apoio e incentivo dedicados. À Fabiana e à minha amada afilhada Laura, obrigado por fazerem de forma tão especial nossa família mais completa e mais feliz.

A ti minha amada Andréia, dedico meu coração em agradecimento. Podes ter a certeza de que tua participação nesta minha caminhada foi bem maior do que imaginas. Mais do que tua companhia, amor, carinho e apoio, você trouxe sentido à minha vida e me deu força e serenidade para chegar até aqui. Aos teus pais, Hilário e Angela, ao Marcos, à Deise e à minha também amada "afilhada" Ana Luíza, dedico toda minha gratidão pelo amor e carinho recebidos.

Por fim, agradeço a Deus.

RESUMO

RIGO, M. L. Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral. Porto Alegre, 2005. 348 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Os solos residuais tropicais são formados principalmente através do intemperismo químico das rochas. As características destes solos também podem ser influenciadas por processos pedogenéticos. Solos residuais fortemente intemperizados, que apresentam influência pedogenética significativa, são denominados solos lateríticos ou solos com comportamento laterítico. Por outro lado, os solos residuais menos intemperizados, onde a estrutura e a fábrica da rocha de origem ainda podem ser identificadas, são denominados solos saprolíticos. Esta tese compreende um estudo abrangente e aprofundado sobre a mineralogia, o intemperismo e o comportamento mecânico de solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas da Formação Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul. O estudo foi realizado através de análises petrográficas das rochas e solos saprolíticos correspondentes, análises de fluorescência e difração de raios-X, caracterização geotécnica, ensaios edométricos, ensaios de cisalhamento direto convencionais e especiais, ensaios *ring shear*, ensaios triaxiais isotrópicos, CID e K_0 , e microscopia eletrônica. Os resultados obtidos mostram que os solos estudados podem ser definidos como solos estruturados. Sua estrutura é formada durante o processo de intemperismo químico, caracterizado como um processo isovolumétrico de substituição pseudomórfica de minerais primários por argilominerais e hidróxidos de ferro. Devido às diferentes composições mineralógicas das rochas de origem, argilominerais do grupo das esmectitas predominam em solos saprolíticos de rochas básicas, enquanto argilominerais do grupo das caulinitas são predominantes em solos saprolíticos de rochas ácidas. O comportamento mecânico dos solos estudados é afetado significativamente pela estrutura, antes e após a ruptura. O comportamento pré-ruptura é controlado pela estrutura, seguindo genericamente o padrão proposto por Leroueil & Vaughan (1990), com pequena influência da mineralogia. A resistência ao cisalhamento residual dos solos estudados é significativamente afetada pela mineralogia. Os valores de ϕ'_r obtidos das envoltórias residuais variaram entre $7,6^\circ$ e $13,6^\circ$ para os solos saprolíticos de rochas básicas, enquanto os solos saprolíticos de rochas ácidas apresentaram valores de ϕ'_r variando entre $16,5^\circ$ e $27,2^\circ$. O comportamento pós-ruptura, especialmente a grandes deslocamentos, está associado à degradação de partículas e agregados durante o cisalhamento. Este mecanismo, juntamente com a proporção relativa entre partículas lamelares e maciças do solo, controla o tipo de comportamento do solo na mobilização da resistência residual (turbulento, transicional ou deslizante). A intensidade da degradação depende do grau de intemperismo, da estrutura do solo e da tensão normal. O grau de intemperismo e a estrutura determinam a resistência das partículas e agregados, e conseqüentemente sua suscetibilidade à degradação mecânica durante o cisalhamento sob um determinado nível de tensão normal.

Palavras-chave: solos tropicais; solos saprolíticos; grau de intemperismo; resistência ao cisalhamento; resistência ao cisalhamento residual.

ABSTRACT

RIGO, M. L. Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral. Porto Alegre, 2005. 348 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Tropical residual soils develop mainly as a result of chemical weathering of parent rock materials. Pedogenetic processes may also affect these soils to some extent. Strongly weathered residual soils with marked pedogenetic influence are generally denoted as lateritic soils or soils with lateritic behavior. On the other hand, less weathered soils in which the original structure and fabric may still be distinguished are denoted as saprolitic soils. The subject of this work comprises a comprehensive study on the mineralogy, weathering and geotechnical behavior of saprolitic soils from basic and acid volcanic rocks of the Serra Geral Formation in the state of Rio Grande do Sul, Brazil. The study included petrographic analyses of thin sections of parent rock and resulting soil, X-ray fluorescence spectroscopy and diffraction analyses, geotechnical characterization, oedometer tests, conventional and special direct shear tests, ring shear tests and isotropic, CID and K_0 triaxial tests. It has been shown that the studied soils may be defined as structured soils. The structure results from chemical weathering which is characterized as an isovolumetric process that takes place through pseudomorphic replacement of primary minerals by clay minerals and iron hydroxide. Because of the differences in mineralogical composition of parent rock, smectite group clay minerals dominate in saprolitic soils from basic volcanic rocks while kaolinite group clay minerals dominate in saprolitic soils from acid volcanic rocks. The mechanical behavior of the studied soils is significantly affected by the structure, both before and after failure. Pre-failure behavior is controlled by the soil structure, generally following the pattern proposed by Leroueil & Vaughan (1990), and soil mineralogy has little influence. The residual shear strength of the studied soils is remarkably dependant on mineralogy. Envelope residual angles of friction varied between $7,6^\circ$ and $13,6^\circ$ for soils derived from basic volcanic rocks while for soils formed from acid volcanic rocks the angles varied between $16,5^\circ$ and $27,2^\circ$. The post-failure behavior, especially at large displacements, is related to particle and aggregate degradation upon shearing. This mechanism and the relative proportion of platy to rotund particles, controls the mode of residual shear behavior (turbulent, transitional or sliding). The intensity of degradation depends chiefly on weathering degree, soil structure and normal stress. The weathering degree and soil structure determine the resistance of particles and aggregates and thus the extent to which they are susceptible to breakage under shearing at a certain level of normal stress.

Key-words: tropical soils; saprolitic soils; weathering degree; shear strength; residual shear strength.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	p. 11
LISTA DE FOTOS.....	p. 18
LISTA DE QUADROS.....	p. 23
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	p. 25
1 INTRODUÇÃO.....	p. 27
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	p. 30
2.1 FORMAÇÃO SERRA GERAL (FSG).....	p. 30
2.1.1 Contexto geológico	p. 30
2.1.2 Estratigrafia da Bacia do Paraná no RS.....	p. 36
2.1.3 Abrangência e espessura.....	p. 39
2.1.4 Litologias, petrografia e litoquímica.....	p. 41
2.1.5 Estrutura dos derrames e morfologia das encostas.....	p. 50
2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO RESIDUAL.....	p. 53
2.2.1 Mecanismos de mobilização da resistência residual.....	p. 53
2.2.2 Influência de alguns fatores sobre a resistência residual.....	p. 58
2.2.2.1 Deslocamento, história de tensões, nível de tensões e estado inicial ...	p. 58
2.2.2.2 Composição mineralógica e composição química da água dos poros.....	p. 61
2.2.2.3 Fração argila (FA) e índice de plasticidade (IP).....	p. 65
2.2.2.4 Grau de intemperismo.....	p. 65
2.2.2.5 Velocidade de cisalhamento.....	p. 66
2.2.3 Envoltória de resistência ao cisalhamento residual.....	p. 68
2.2.4 Correlações entre ϕ'_r e propriedades índice.....	p. 71
2.2.5 Avaliação dos métodos para determinação da resistência ao cisalhamento residual.....	p. 75
2.2.6 Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais.....	p. 78
2.3 SOLOS ESTRUTURADOS.....	p. 93
2.3.1 Definição de estrutura.....	p. 93
2.3.2 Formação da estrutura.....	p. 94
2.3.2.1 Solos sedimentares.....	p. 94
2.3.2.2 Solos residuais.....	p. 96
2.3.3 Comportamento mecânico de solos estruturados.....	p. 99
2.3.3.1 Yield ou plastificação.....	p. 99
2.3.3.2 Comportamento sob compressão isotrópica e unidimensional.....	p. 103
2.3.3.3 Comportamento sob compressão triaxial.....	p. 105
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	p. 107
3.1 IDENTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS ESTUDADOS.....	p. 107
3.2 TÉCNICAS EXPERIMENTAIS.....	p. 108
3.2.1 Caracterização química, mineralógica e petrográfica.....	p. 108
3.2.1.1 Análises de fluorescência de raios X.....	p. 111
3.2.1.2 Análises de difração de raios X.....	p. 112
3.2.1.3 Análises petrográficas.....	p. 114

3.2.2	Caracterização geotécnica.....	p. 116
3.2.2.1	Índices físicos.....	p. 117
3.2.2.2	Granulometria.....	p. 117
3.2.2.3	Limites de Atterberg.....	p. 120
3.2.3	Ensaio edométrico.....	p. 123
3.2.3.1	Princípio e generalidades.....	p. 123
3.2.3.2	Equipamento e procedimentos de ensaio.....	p. 124
3.2.4	Ensaio de cisalhamento direto.....	p. 127
3.2.4.1	Princípio e generalidades.....	p. 127
3.2.4.2	Equipamento e procedimentos de ensaio.....	p. 128
3.2.4.3	Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas.....	p. 130
3.2.4.4	Ensaio de cisalhamento direto com corpo de prova de pequena altura	p. 133
3.2.4.5	Ensaio de cisalhamento direto de interface.....	p. 134
3.2.5	Ensaio de cisalhamento por torção (<i>Ring Shear</i>).....	p. 136
3.2.5.1	Princípio e generalidades.....	p. 136
3.2.5.2	Equipamento e procedimentos de ensaio.....	p. 141
3.2.6	Ensaio triaxial.....	p. 144
3.2.6.1	Princípio e generalidades.....	p. 144
3.2.6.2	Equipamento e procedimentos de ensaio.....	p. 146
3.2.7	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	p. 149
3.3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	p. 151
4	RS 453 – TEUTÔNIA.....	p. 153
4.1	DESCRIÇÃO DO LOCAL E DOS MATERIAIS AMOSTRADOS.....	p. 153
4.2	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E PETROGRÁFICA....	p. 156
4.2.1	Análises petrográficas.....	p. 156
4.2.2	Fluorescência de raios X.....	p. 161
4.2.2.1	Classificação litológica.....	p. 162
4.2.2.2	Balanço de massa.....	p. 163
4.2.2.3	Índices de intemperismo.....	p. 166
4.2.3	Difração de raios X.....	p. 167
4.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p. 168
4.3.1	Índices físicos.....	p. 169
4.3.2	Limites de consistência.....	p. 170
4.3.3	Granulometria.....	p. 170
4.4	CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA.....	p. 171
4.4.1	Ensaio de adensamento convencionais.....	p. 171
4.4.2	Ensaio de cisalhamento direto (CD).....	p. 172
4.4.2.1	Ensaio com reversões múltiplas (CDRM).....	p. 174
4.4.2.2	Ensaio com plano de cisalhamento pré-cortado (CDPC).....	p. 178
4.4.2.3	Ensaio com amostras de pequena altura (CDPA).....	p. 180
4.4.2.4	Ensaio de interface solo-rocha (CDI).....	p. 182
4.4.2.5	Comparação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	p. 184
4.4.3	Ensaio <i>ring shear</i> (RS).....	p. 187
4.4.4	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	p. 189

4.4.5	Ensaio triaxiais.....	p. 194
5	SOLOS SAPROLÍTICOS ORIUNDOS DE ROCHAS BÁSICAS.....	p. 203
5.1	DESCRIÇÃO DOS LOCAIS E DOS MATERIAIS AMOSTRADOS.....	p. 203
5.2	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E PETROGRÁFICA....	p. 206
5.2.1	Análises petrográficas.....	p. 206
5.2.2	Fluorescência de raios X.....	p. 214
5.2.2.1	Classificação litológica.....	p. 214
5.2.2.2	Balanço de massa.....	p. 217
5.2.2.3	Índices de intemperismo.....	p. 220
5.2.3	Difração de raios X.....	p. 221
5.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p. 226
5.3.1	Índices físicos.....	p. 226
5.3.2	Limites de consistência.....	p. 228
5.3.3	Granulometria.....	p. 230
5.4	CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA.....	p. 234
5.4.1	Ensaio de adensamento convencionais.....	p. 234
5.4.2	Ensaio de cisalhamento direto (CD).....	p. 239
5.4.2.1	Ensaio com reversões múltiplas (CDRM).....	p. 239
5.4.2.2	Ensaio de interface solo-rocha (CDI).....	p. 249
5.4.3	Ensaio <i>ring shear</i> (RS).....	p.252
5.4.4	Comparação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e <i>ring shear</i>	p. 260
5.4.5	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	p. 263
6	SOLOS SAPROLÍTICOS ORIUNDOS DE ROCHAS ÁCIDAS.....	p. 270
6.1	DESCRIÇÃO DOS LOCAIS E DOS MATERIAIS AMOSTRADOS.....	p. 270
6.2	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E PETROGRÁFICA....	p. 272
6.2.1	Análises petrográficas.....	p. 273
6.2.2	Fluorescência de raios X.....	p. 279
6.2.2.1	Classificação litológica.....	p. 279
6.2.2.2	Balanço de massa.....	p. 280
6.2.2.3	Índices de intemperismo.....	p. 284
6.2.3	Difração de raios X.....	p. 287
6.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p. 289
6.3.1	Índices físicos.....	p. 289
6.3.2	Limites de consistência.....	p. 290
6.3.3	Granulometria.....	p. 293
6.4	CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA.....	p. 297
6.4.1	Ensaio de adensamento convencionais.....	p. 297
6.4.2	Ensaio de cisalhamento direto (CD).....	p. 300
6.4.2.1	Ensaio com reversões múltiplas (CDRM).....	p. 300
6.4.2.2	Ensaio de interface solo-rocha (CDI).....	p. 308
6.4.3	Ensaio <i>ring shear</i> (RS).....	p. 311

6.4.4	Comparação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e <i>ring shear</i>	p. 317
7	CONCLUSÕES	p. 321
7.1	ANÁLISES DE FLUORESCÊNCIA DE RAIOS X.....	p. 321
7.2	ANÁLISES DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X.....	p. 323
7.3	ANÁLISES PETROGRÁFICAS.....	p. 324
7.4	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p. 325
7.4.1	Ensaio de granulometria.....	p. 326
7.4.2	Ensaio de limites de Atterberg (LL e LP).....	p. 326
7.5	ENSAIOS EDOMÉTRICOS.....	p. 327
7.6	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	p. 329
7.6.1	Estudo comparativo das técnicas empregadas.....	p. 329
7.6.2	Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas (CDRM)	p. 329
7.6.3	Ensaio de cisalhamento direto com corpo de prova de pequena altura (CDPA).....	p. 331
7.6.4	Ensaio de cisalhamento direto de interface solo-rocha (CDI).....	p. 331
7.7	ENSAIOS <i>RING SHEAR</i>	p. 332
7.8	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV).....	p. 336
7.9	ENSAIOS TRIAXIAIS.....	p. 336
7.10	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	p. 338
7.11	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	p. 338
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	p. 339
	GLOSSÁRIO.....	p. 347

LISTA DE FIGURAS

Capítulo II

Figura 2.1: Localização da Bacia Sedimentar do Paraná (baseado em: MELFI <i>et al.</i> , 1988).....	p. 31
Figura 2.2: Mapa geológico simplificado da Bacia do Paraná (baseado em: MELFI <i>et al.</i> , 1988).....	p. 33
Figura 2.3: Províncias geológicas do estado do Rio Grande do Sul (baseado em: IBGE, 1986).....	p. 35
Figura 2.4: Mapa geológico simplificado da Bacia do Paraná no RS (baseado em: SCHERER <i>et al.</i> , 2002).....	p. 37
Figura 2.5: Diagrama cronoestratigráfico das unidades e seqüências mesozóicas da Bacia do Paraná no RS (baseado em: SCHERER <i>et al.</i> , 2002).....	p. 37
Figura 2.6: Abrangência e distribuição do vulcanismo básico e ácido da FSG no RS (baseado em: ROISENBERG & VIERO, 2002).....	p. 40
Figura 2.7: Classificação das rochas da FSG segundo o diagrama R ₁ -R ₂ de De La Roche <i>et al.</i> (baseado em: IBGE, 1986).....	p. 45
Figura 2.8: Classificação das rochas da FSG segundo o diagrama binário SiO ₂ x Na ₂ O+K ₂ O (IBGE, 1986).....	p. 46
Figura 2.9: Distribuição dos principais tipos de rocha da seqüência vulcânica na porção meridional da Bacia do Paraná (baseado em: MELFI <i>et al.</i> , 1988).....	p. 48
Figura 2.10: Representação da estrutura de um derrame e morfologia de uma escarpa constituída por derrames basálticos (baseado em: Leinz & Amaral, 1978).....	p. 51
Figura 2.11: Estágios sucessivos de formação de uma zona de cisalhamento em solos argilosos, a partir de ensaios de laboratório (baseado em: SKEMPTON & PETLEY, 1967).....	p. 54
Figura 2.12: Curvas tensão-deformação típicas para σ'_n constante (baseado em: SKEMPTON, 1985).....	p. 56
Figura 2.13: Ensaios <i>ring shear</i> em misturas areia-bentonita (baseado em: SKEMPTON, 1985).....	p. 65
Figura 2.14: Variação da resistência ao cisalhamento residual da argila marrom de Londres com o nível de tensões (baseado em: BISHOP <i>et al.</i> , 1971).....	p. 69
Figura 2.15: Envoltória de resistência ao cisalhamento residual completa (baseado em HAWKINS & PRIVETT, 1985).....	p. 70
Figura 2.16: Correlações entre ϕ'_r e fração argila (baseado em: LUPINI <i>et al.</i> , 1981).....	p. 73
Figura 2.17: Correlações entre ϕ'_r e índice de plasticidade (baseado em: LUPINI <i>et al.</i> , 1981).....	p. 73
Figura 2.18: Correlação entre ϕ'_{rf} e fração argila (baseado em: SKEMPTON, 1985).....	p. 74
Figura 2.19: Variação de ϕ'_r em função da Atividade e fração argila (baseado em MITCHELL, 1993).....	p. 74
Figura 2.20: Correlação entre ϕ'_r , limite de liquidez e σ'_n (baseado em: STARK & EID, 1994).....	p. 75
Figura 2.21: Comparação de resultados obtidos nos equipamentos de Bishop <i>et al.</i> (1971) e Bromhead (1979) – (baseado em: HUTCHINSON <i>et al.</i> , 1980).....	p. 76

Figura 2.22: Comparação de resultados de ensaios multiestágio e estágio único (baseado em: ANDERSON & HAMMOUND, 1988).....	p. 78
Figura 2.23: Valores de ϕ'_r de solos tropicais (baseado em VAUGHAN, 1989)....	p. 80
Figura 2.24: Agrupamento dos solos tropicais de acordo com os valores observados de resistência ao cisalhamento residual (Pinheiro, 2000).....	p. 84
Figura 2.25: Fatores e processos determinantes da estrutura dos solos (baseado em MITCHELL, 1993).....	p. 95
Figura 2.26: Curvas de plastificação de solos estruturados: (a) anisotropia em argilas e (b) isotropia em solos residuais e rochas brandas (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).....	p. 100
Figura 2.27: Mecanismos de plastificação da estrutura (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).....	p. 101
Figura 2.28: Compressão de solos estruturados e desestruturados em ensaio edométrico (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).....	p. 104
Figura 2.29: Ensaio K_0 em diferentes materiais estruturados: (a) argila sensível; (b) marga não intemperizada; (c) solo artificialmente cimentado; (d) talco (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).....	p. 105
Figura 2.30: Ensaio CID em solo artificialmente cimentado (baseado em: MACCARINI, 1987; <i>apud</i> LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).....	p. 106

Capítulo III

Figura 3.1a: Situação e localização dos pontos de amostragem.....	p. 109
Figura 3.1b: Situação e localização dos pontos de amostragem na RS 486 – Rota do Sol.....	p. 110
Figura 3.2: Comparação das partículas dos solos submetidas à peneiramento (esquerda) e à degradação mecânica através de leve pressão dos dedos (direita), escala - 1cm.....	p. 121
Figura 3.3: Equipamento <i>ring shear</i> de Bishop <i>et al.</i> (1971).....	p. 138
Figura 3.4: Representação geral do equipamento <i>ring shear</i> de Bromhead (1979).....	p. 140
Figura 3.5: Diagrama esquemático do sistema triaxial CKC (Li <i>et al.</i> , 1988).....	p. 147

Capítulo IV

Figura 4.1: Seção transversal esquemática do perfil do subsolo no local de amostragem do solo Teutônia.....	p. 155
Figura 4.2: Diagramas composição-volume dos elementos químicos no intemperismo do solo Teutônia: (a) mobilidade relativa e (b) mobilidade absoluta.....	p. 164
Figura 4.3: Diagrama de perdas e ganhos dos elementos químicos no intemperismo do solo Teutônia.....	p. 165
Figura 4.4: Resultados das análises de difração de raios X com o solo Teutônia: (a) amostra em pó, (b) amostra natural orientada, (c) amostra glicolada e (d) amostra calcinada.....	p. 168
Figura 4.5: Curvas granulométricas do solo Teutônia: (a) série GR1 e (b) série GR2.....	p. 171
Figura 4.6: Curvas de variação do índice de vazios com $\log \sigma'_v$ para o solo Teutônia, ensaio de compressão edométrica.....	p. 173
Figura 4.7: Curvas de variação do índice de vazios com σ'_v para o solo Teutônia, ensaio de compressão edométrica.....	p. 173
Figura 4.8: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDRM.....	p. 175
Figura 4.9: Curvas de variação do deslocamento vertical acumulado com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDRM.....	p. 175

Figura 4.10: Fragilidade do solo Teutônia, ensaios CDRM.....	p. 176
Figura 4.11: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Teutônia, ensaios CDRM.....	p. 177
Figura 4.12: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDPC.....	p. 179
Figura 4.13: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDRM e CDPC.....	p. 179
Figura 4.14: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDPA.....	p. 181
Figura 4.15: Curvas de variação do deslocamento vertical acumulado com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDPA.....	p. 181
Figura 4.16: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDRM e CDPA.....	p. 182
Figura 4.17: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal para o solo Teutônia, ensaios CDI.....	p. 183
Figura 4.18: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual - CDRM e CDI.....	p. 183
Figura 4.19: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residuais do solo Teutônia, ensaios CDRM, CDPC, CDPA e CDI.....	p. 186
Figura 4.20: Variação de ϕ'_r com a tensão normal para o solo Teutônia, ensaios CDRM, CDPC, CDPA e CDI.....	p. 186
Figura 4.21: Variação do coeficiente de atrito residual τ/σ'_n com o deslocamento para o solo Teutônia, ensaios RS.....	p. 188
Figura 4.22: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios RS.....	p. 188
Figura 4.23: Variação de ϕ'_r com σ'_n para o solo Teutônia, ensaios RS.....	p. 189
Figura 4.24: Curvas de adensamento do solo Teutônia, ensaio de compressão isotrópica.....	p. 195
Figura 4.25: Curvas de variação do índice de vazios com $\log p'$ para o solo Teutônia, ensaios de compressão isotrópica, edométrica e K_0	p. 195
Figura 4.26: Curvas de variação do índice de vazios com p' (em escala linear) para o solo Teutônia, ensaios de compressão isotrópica, edométrica e K_0	p. 196
Figura 4.27: Curvas de variação do índice de vazios com p' para o solo Teutônia, ensaios de compressão isotrópica, edométrica e K_0 (ampliação da Fig. 4.26).....	p. 198
Figura 4.28: Resultados do ensaio K_0 : (a) trajetória de tensões; (b) deformações volumétricas.....	p. 198
Figura 4.29: Resultados dos ensaios CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial; (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial....	p. 200
Figura 4.30: Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico e curva de plastificação do solo Teutônia.....	p. 201

Capítulo V

Figura 5.1: Diagrama Isocon do solo km 119+120 inferior.....	p. 217
Figura 5.2: Diagrama Isocon do solo km 119+120 superior.....	p. 218
Figura 5.3: Diagrama Isocon do solo km 113+100.....	p. 218
Figura 5.4: Diagrama Isocon do solo km 109+700.....	p. 218
Figura 5.5: Diagrama Isocon do solo km 109+180.....	p. 219
Figura 5.6: Diagrama Isocon do solo SSCaí.....	p. 219
Figura 5.7: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 119+120 inferior.....	p. 223
Figura 5.8: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 119+120 superior.....	p. 223

Figura 5.9: Difratomogramas das amostras orientadas do solo km 113+100.....	p. 223
Figura 5.10: Difratomogramas das amostras orientadas do solo km 109+700.....	p. 223
Figura 5.11: Difratomogramas das amostras orientadas do solo km 109+180.....	p. 223
Figura 5.12: Difratomogramas das amostras orientadas do solo km 0+600.....	p. 223
Figura 5.13: Difratomogramas das amostras orientadas do solo SSCaí.....	p. 224
Figura 5.14: Carta de plasticidade para os solos saprolíticos de rochas básicas	p. 229
Figura 5.15: Curvas granulométricas, solo km 119+120 inf: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 232
Figura 5.16: Curvas granulométricas, solo km 119+120 sup: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 232
Figura 5.17: Curvas granulométricas, solo km 113+100: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 232
Figura 5.18: Curvas granulométricas, solo km 109+700: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 233
Figura 5.19: Curvas granulométricas, solo km 109+180: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 233
Figura 5.20: Curvas granulométricas, solo km 0+600: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 233
Figura 5.21: Curvas granulométricas, solo SSCaí: (a) série GR1; (b) série GR2.	p. 234
Figura 5.22: Curvas de compressão do solo km 119+120 inferior.....	p. 234
Figura 5.23: Curvas de compressão do solo km 119+120 superior.....	p. 235
Figura 5.24: Curvas de compressão do solo km 113+100.....	p. 235
Figura 5.25: Curvas de compressão do solo km 109+700.....	p. 235
Figura 5.26: Curvas de compressão do solo km 109+180.....	p. 236
Figura 5.27: Curvas de compressão do solo km 0+600.....	p. 236
Figura 5.28: Curvas de compressão do solo SSCaí.....	p. 236
Figura 5.29: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 119+120 inferior.....	p. 241
Figura 5.30: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 119+120 superior.....	p. 241
Figura 5.31: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 113+100.....	p. 241
Figura 5.32: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 109+180.....	p. 241
Figura 5.33: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 0+600.....	p. 242
Figura 5.34: Resultados dos ensaios CDRM do solo SSCaí.....	p. 242
Figura 5.35: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencional do solo km 109+700.....	p. 242
Figura 5.36: Fragilidade do solo km 119+120 inferior (CDRM).....	p. 243
Figura 5.37: Fragilidade do solo km 119+120 superior (CDRM).....	p. 243
Figura 5.38: Fragilidade do solo km 113+100 (CDRM).....	p. 244
Figura 5.39: Fragilidade do solo km 109+180 (CDRM).....	p. 244
Figura 5.40: Fragilidade do solo km 0+600 (CDRM).....	p. 244
Figura 5.41: Fragilidade do solo SSCaí (CDRM).....	p. 244
Figura 5.42: Fragilidade do solo km 109+700 (CD).....	p. 244
Figura 5.43: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 119+120 inferior (CDRM).....	p. 245
Figura 5.44: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 119+120 superior (CDRM).....	p. 245
Figura 5.45: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 113+100 (CDRM).....	p. 245
Figura 5.46: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 109+180 (CDRM).....	p. 245
Figura 5.47: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 0+600 (CDRM).....	p. 246

Figura 5.48: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo SSCaí (CDRM).....	p. 246
Figura 5.49: Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico do solo km 109+700 (CD).....	p. 246
Figura 5.50: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas básicas (CDRM).....	p. 249
Figura 5.51: Resultados dos ensaios CDI do solo km 109+700.....	p. 250
Figura 5.52: Resultados dos ensaios CDI do solo km 0+600.....	p. 250
Figura 5.53: Resultados dos ensaios CDI do solo SSCaí.....	p. 251
Figura 5.54: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual para os solos saprolíticos de rochas básicas (CDI).....	p. 251
Figura 5.55: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas básicas (CDI).....	p. 252
Figura 5.56: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 119+120 inf.....	p. 254
Figura 5.57: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 119+120 sup.....	p. 254
Figura 5.58: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 113+100... ..	p. 254
Figura 5.59: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 109+180... ..	p. 254
Figura 5.60: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 0+600.....	p. 255
Figura 5.61: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo SSCaí.....	p. 255
Figura 5.62: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (RS).....	p. 257
Figura 5.63: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas básicas (RS).....	p. 258
Figura 5.64: Correlação entre ϕ'_r e IP para os solos saprolíticos de rochas básicas (RS).....	p. 259
Figura 5.65: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 119+120 inferior (CDRM e RS).....	p. 261
Figura 5.66: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 119+120 superior (CDRM e RS).....	p. 261
Figura 5.67: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 113+100 (CDRM e RS).....	p. 261
Figura 5.68: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 109+180 (CDRM e RS).....	p. 261
Figura 5.69: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 0+600 (CDRM, CDI e RS).....	p. 261
Figura 5.70: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo SSCaí (CDRM, CDI e RS).....	p. 261
Figura 5.71: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 109+700 (CDRM e CDI).....	p. 262
Figura 5.72: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 119+120 inferior (CDRM e RS).....	p. 262
Figura 5.73: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 119+120 superior (CDRM e RS).....	p. 262
Figura 5.74: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 113+100 (CDRM e RS).....	p. 262
Figura 5.75: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 109+180 (CDRM e RS).....	p. 262

Figura 5.76: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 0+600 (CDRM, CDI e RS).....	p. 263
Figura 5.77: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo SSCaí (CDRM, CDI e RS).....	p. 263
Figura 5.78: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 109+700 (CDRM e CDI).....	p. 263

Capítulo VI

Figura 6.1: Diagrama Isocon do solo Kaiser SS.....	p. 283
Figura 6.2: Diagrama Isocon do solo Kaiser AV.....	p. 283
Figura 6.3: Diagrama Isocon do solo km 51+400 Riolito.....	p. 283
Figura 6.4: Diagrama Isocon do solo km 51+400 Riodacito.....	p. 284
Figura 6.5: Diagrama Isocon do solo km 51+400 Dacito.....	p. 284
Figura 6.6: Difrátogramas das amostras orientadas do solo Kaiser SS.....	p. 287
Figura 6.7: Difrátogramas das amostras orientadas do solo Kaiser AV.....	p. 287
Figura 6.8: Difrátogramas das amostras orientadas do solo km 51+400 Riolito.....	p. 288
Figura 6.9: Difrátogramas das amostras orientadas do solo km 51+400 Riodacito.....	p. 288
Figura 6.10: Difrátogramas das amostras orientadas do solo km 51+400 Dacito.....	p. 288
Figura 6.11: Carta de plasticidade para os solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 293
Figura 6.12: Curvas granulométricas, solo Kaiser SS: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 294
Figura 6.13: Curvas granulométricas, solo Kaiser AV: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 295
Figura 6.14: Curvas granulom., solo km 51+400 Riolito: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 295
Figura 6.15: Curvas granulom., solo km 51+400 Riodacito: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 295
Figura 6.16: Curvas granulom., solo km 51+400 Dacito: (a) série GR1; (b) série GR2.....	p. 296
Figura 6.17: Curvas de compressão do solo Kaiser SS.....	p. 298
Figura 6.18: Curvas de compressão do solo km 51+400 Riolito.....	p. 299
Figura 6.19: Curvas de compressão do solo km 51+400 Riodacito.....	p. 299
Figura 6.20: Curvas de compressão do solo km 51+400 Dacito.....	p. 299
Figura 6.21: Resultados dos ensaios CDRM do solo Kaiser SS.....	p. 301
Figura 6.22: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 51+400 Riolito.....	p. 301
Figura 6.23: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 51+400 Riodacito.....	p. 302
Figura 6.24: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 51+400 Dacito.....	p. 302
Figura 6.25: Fragilidade do solo Kaiser SS (CDRM).....	p. 303
Figura 6.26: Fragilidade do solo km 51+400 Riolito (CDRM).....	p. 303
Figura 6.27: Fragilidade do solo km 51+400 Riodacito (CDRM).....	p. 303
Figura 6.28: Fragilidade do solo km 51+400 Dacito (CDRM).....	p. 303
Figura 6.29: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Kaiser SS (CDMR).....	p. 305
Figura 6.30: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 51+400 Riolito (CDMR).....	p. 305
Figura 6.31: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 51+400 Riodacito (CDMR).....	p. 305

Figura 6.32: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 51+400 Dacito (CDMR).....	p. 305
Figura 6.33: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas ácidas (CDRM).....	p. 306
Figura 6.34: Resultados dos ensaios CDI do solo Kaiser SS.....	p. 308
Figura 6.35: Resultados dos ensaios CDI do solo Kaiser AV.....	p. 308
Figura 6.36: Resultados dos ensaios CDI do solo km 51+400 Riolito.....	p. 309
Figura 6.37: Resultados dos ensaios CDI do solo km 51+400 Dacito.....	p. 309
Figura 6.38: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas – CDI.....	p. 309
Figura 6.39: Variação de ϕ'_r com a tensão normal para os solos saprolíticos de rochas ácidas – CDI.....	p. 310
Figura 6.40: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo Kaiser SS.....	p. 312
Figura 6.41: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo Kaiser AV.....	p. 312
Figura 6.42: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 51+400 Riolito.....	p. 312
Figura 6.43: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para uma caulinita comercial.....	p. 312
Figura 6.44: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas (RS).....	p. 315
Figura 6.45: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 315
Figura 6.46: Correlação entre ϕ'_r e IP para os solos saprolíticos de rochas ácidas (RS).....	p. 317
Figura 6.47: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo Kaiser SS (CDRM, CDI e RS).....	p. 318
Figura 6.48: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo Kaiser AV (CDI e RS).....	p. 318
Figura 6.49: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 51+400 Riolito (CDRM, CDI e RS).....	p. 319
Figura 6.50: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 51+400 Riodacito (CDRM).....	p. 319
Figura 6.51: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 51+400 Dacito (CDRM e CDI).....	p. 319
Figura 6.52: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo Kaiser SS (CDRM, CDI e RS).....	p. 320
Figura 6.53: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo Kaiser AV (CDI e RS).....	p. 320
Figura 6.54: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 51+400 Riolito (CDRM, CDI e RS).....	p. 320
Figura 6.55: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 51+400 Riodacito (CDRM).....	p. 320
Figura 6.56: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo 51+400 Dacito (CDRM e CDI).....	p. 320

LISTA DE FOTOS

Capítulo III

Foto 3.1: Prensas de adensamento.....	p. 124
Foto 3.2: Detalhe do consolidômetro.....	p. 124
Foto 3.3: Prensa de cisalhamento.....	p. 129
Foto 3.4: Detalhe da célula de cisalhamento e instrumentação.....	p. 129
Foto 3.5: <i>Ring shear</i> de Bromhead (1979).....	p. 142
Foto 3.6: Detalhe da célula de cisalhamento.....	p. 142
Foto 3.7: Equipamento triaxial CKC.....	p. 146
Foto 3.8: Amostras retiradas da célula de cisalhamento do ensaio <i>ring shear</i> para análise no MEV.....	p. 151
Foto 3.9: Amostras prontas para análise no MEV.....	p. 151

Capítulo IV

Foto 4.1: Foto aérea mostrando o local de amostragem do solo Teutônia.....	p. 154
Foto 4.2: Vista geral do talude na RS 453.....	p. 155
Foto 4.3: Superfície de ruptura do talude.....	p. 155
Foto 4.4: Detalhe da superfície de ruptura do talude.....	p. 155
Foto 4.5: Textura do solo saprolítico (solo Teutônia).....	p. 155
Foto 4.6: D1 – Textura da rocha (M-matriz; F-fenocristais; P-plagioclásios; Px-piroxênios; S-substituição pseudomórfica por argilominerais e hidróxidos de ferro).....	p. 159
Foto 4.7: D1 - Substituição pseudomórfica de fenocristais de piroxênio e plagioclásio (P-plagioclásios; Px-piroxênios; S-substituição pseudomórfica por argilominerais e hidróx. de ferro).....	p. 159
Foto 4.8: D1 – Amígdala preenchida por quartzo, calcedônia e opala (M-Matriz; A-amígdala; Q-quartzo; C/O-calcedônia/opala).....	p. 159
Foto 4.9: D1 - Brecha vulcano-sedimentar (V-vulcanoclastos basálticos; M-matriz arenosa).....	p. 159
Foto 4.10: D3 – Amígdala com bordas alteradas imersa na matriz da rocha (M-matriz; A-amígdala; Ag-argilominerais; O-opacos).....	p. 159
Foto 4.11: D3 – Substituição pseudomórfica da mesóstase por argilominerais e hidróxidos de ferro (P-plagioclásios; O-opacos; Ag-argilominerais; Px-piroxênios oxidados).....	p. 159
Foto 4.12: D2 (porção menos alterada) – Fenocristal de olivina pseudomorfisado (M-matriz alterada; F-fenocristal substituído por argilominerais).....	p. 160
Foto 4.13: D2 (porção menos alterada) – Textura da matriz (M-matriz preservada formada por piroxênios, plagioclásios e opacos).....	p. 160
Foto 4.14: D2 (porção menos alterada) – Fenocristais de olivina fraturados e oxidados imersos na matriz (F-fenocristais de olivina em processo de alteração).....	p. 160
Foto 4.15: D2 (solo Teutônia) – Textura/estrutura do solo (M-matriz totalmente pseudomorfisada; F-fenocristal em estágio avançado de pseudomorfismo).....	p. 160
Foto 4.16: D2 (solo Teutônia) – Fenocristal de olivina pseudomorfisado (M-matriz totalmente pseudomorfisada; F-fenocristal em estágio avançado de pseudomorfismo).....	p. 160

Foto 4.17: D2 (solo Teutônia) – Hidróxidos de ferro preenchendo cavidades no solo (M-matriz totalmente pseudomorfisada; H-cavidade preenchida por hidróxidos de ferro).....	p. 160
Foto 4.18: Aspecto da superfície de cisalhamento do solo Teutônia no ensaio CDRM com $\sigma'_n=50$ kPa.....	p. 177
Foto 4.19: Aspecto da superfície de cisalhamento do solo Teutônia no ensaio CDRM com $\sigma'_n=200$ kPa.....	p. 177
Foto 4.20: Partículas e agregados de partículas presentes nas amostras do solo Teutônia submetidas aos ensaios RS.....	p. 190
Foto 4.21: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=25$ kPa.....	p. 191
Foto 4.22: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=100$ kPa.....	p. 191
Foto 4.23: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa.....	p. 191
Foto 4.24: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=25$ kPa (ampl.)....	p. 192
Foto 4.25: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=100$ kPa (ampl.)..	p. 192
Foto 4.26: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa (ampl.)..	p. 192
Foto 4.27: Partícula degradada na superfície de cisalh. do ensaio RS com $\sigma'_n=100$ kPa.....	p. 193
Foto 4.28: Seção transversal do corpo de prova do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa	p. 193
Foto 4.29: Seção transversal da superfície de cisalh. do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa.....	p. 193
Foto 4.30: Aspecto liso, estriado e reflexivo da superfície de cisalhamento formada no ensaio triaxial CID com $\sigma'_c=400$ kPa, indicando a orientação de partículas de argila.....	p. 201

Capítulo 5

Foto 5.1: Local de amostragem do solo SSCaí.....	p. 203
Foto 5.2: Textura do solo SSCaí (úmido - escala de 1 cm).....	p. 203
Foto 5.3: Local de amostragem dos solos km 119+120 superior e inferior.....	p. 204
Foto 5.4: Aspecto dos solos km 119+120 superior e inferior em campo.....	p. 204
Foto 5.5: Textura do solo km 119+120 superior (úmido - escala de 1 cm).....	p. 204
Foto 5.6: Textura do solo km 119+120 superior (seco - escala de 1 cm).....	p. 204
Foto 5.7: Textura do solo km 119+120 inferior (úmido - escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.8: Textura do solo km 119+120 inferior (seco - escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.9: Textura do solo km 113+100 (úmido - escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.10: Textura do solo km 113+100 (seco - escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.11: Textura do solo km 109+180 (úmido – escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.12: Textura do solo km 109+180 (seco – escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.13: Textura do solo km 109+700 (úmido – escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.14: Textura do solo km 0+600 (úmido – escala de 1 cm).....	p. 205
Foto 5.15: Textura da rocha do km 119+120 – fenocristais, amígdalas e pseudomorfoses imersos na matriz (M-matriz; P-plagioclásio; O-olivina; A-amígdala).....	p. 211
Foto 5.16: Detalhe da matriz da rocha do km 119+120 – micrólitos de piroxênio, plagioclásio, opacos e argilominerais (P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco; Ag-argilominerais e hidróxidos de ferro).....	p. 211
Foto 5.17: Estrutura do solo do km 119+120 inferior – fragmentos de rocha alterada isolados por vênulas (V-vênula; Fr-fragmento de rocha alterada; P-plagioclásio; Ag-argilominerais).....	p. 212

Foto 5.18: Detalhe de um fragmento de rocha alterada isolado por vênulas no solo do km 119+120 inferior (V-vênula; Fr-fragmento de rocha alterada; Ag-argilominerais).....	p. 212
Foto 5.19: Estrutura do solo do km 119+120 superior – pseudomorfoses e fenocristais imersos em matriz argilosa (Ps-pseudomorfose; Px-piroxênio; M-matriz argilosa).....	p. 212
Foto 5.20: Detalhe da matriz argilosa do solo do km 119+120 superior (M-matriz argilosa; Ps-pseudomorfose; O-opaco).....	p. 212
Foto 5.21: Estrutura da rocha do km 113+100 – matriz fanerítica composta por plagioclásios, piroxênio e opacos (P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco).....	p. 212
Foto 5.22: Estrutura do solo km 113+100 – fenocristais alterados e pseudomorfoses imersos em matriz argilosa (M-matriz argilosa; F-fenocristal alterado; Ps-pseudomorfose).....	p. 212
Foto 5.23: Textura da rocha do km 109+700 – amígdalas, fenocristais e pseudomorfoses imersos em matriz afanítica (M-matriz; A-amígdala; Ps-pseudomorfose).....	p. 213
Foto 5.24: Estrutura do solo km 109+700 – fenocristais de piroxênio e amígdalas pseudomorfisados imersos em matriz argilosa (M-matriz argilosa; Ps-pseudomorfose; Px-piroxênio; A-amígdala substituída por argilominerais).....	p. 213
Foto 5.25: Textura da rocha do km 109+180 – fenocristais de piroxênio e plagioclásio imersos em matriz fanerítica (M-matriz; Px-piroxênio; P-plagioclásio; Ps-pseudomorfose de piroxênio).....	p. 213
Foto 5.26: Estrutura do solo km 109+180 – fragmentos de rocha alterada isolados por vênulas (Fr-fragmentos de rocha alterada; V-vênula; F-fenocristal alterados).....	p. 213
Foto 5.27: Estrutura do solo km 0+600 – fragmentos de rocha pseudomorfisados isolados por vênulas (Fr-fragmento de rocha pseudomorfisado; V-vênula).....	p. 213
Foto 5.28: Detalhe da matriz pseudomorfisada que constitui os fragmentos no solo km 0+600 (M-matriz pseudomorfisada).....	p. 213
Foto 5.29: Textura da rocha SSCaí – fenocristais de plagioclásio e piroxênio imersos em matriz fanerítica alterada (M-matriz; P-plagioclásio; Ag-argilominerais).....	p. 214
Foto 5.30: Estrutura do solo SSCaí – matriz da rocha de origem substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro (M-matriz argilosa; O-opaco).....	p. 214
Foto 5.31: Solo km 119+120 inferior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (453x).....	p. 264
Foto 5.32: Solo km 119+120 inferior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (453x).....	p. 264
Foto 5.33: Solo km 119+120 inferior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (906x).....	p. 264
Foto 5.34: Solo km 119+120 inferior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (906x).....	p. 264
Foto 5.35: Solo km 119+120 superior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (453x).....	p. 265
Foto 5.36: Solo km 119+120 superior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (453x).....	p. 265
Foto 5.37: Solo km 119+120 superior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (3900x).....	p. 265

Foto 5.38: Solo km 119+120 superior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (7800x).....	p. 265
Foto 5.39: Solo km 113+100, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (115x).....	p. 266
Foto 5.40: Solo km 113+100, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 100$ kPa (115x).....	p. 267
Foto 5.41: Solo km 113+100, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (114x).....	p. 267
Foto 5.42: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (1850x).....	p. 267
Foto 5.43: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (1850x).....	p. 267
Foto 5.44: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (3900x).....	p. 267
Foto 5.45: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (7800x).....	p. 268
Foto 5.46: Solo km 113+100, textura da amostra natural utilizada na preparação dos corpos de prova para o ensaio RS (1950x).....	p. 268
Foto 5.47: Solo km 109+180, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (463x).....	p. 269
Foto 5.48: Solo km 109+180, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (453x).....	p. 269
Foto 5.49: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (906x).....	p. 269
Foto 5.50: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (1850x).....	p. 269
Foto 5.51: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (3900x).....	p. 269
Foto 5.52: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (7800x).....	p. 269

Capítulo 6

Foto 6.1: Vista do talude instabilizado no bairro Kaiser, Caxias do Sul/RS	p. 271
Foto 6.2: Local de amostragem dos solos Kaiser AV e Kaiser SS.....	p. 271
Foto 6.3: Detalhe da Foto 6.2.....	p. 271
Foto 6.4: Textura do solo Kaiser SS e Kaiser AV (escala de 1 cm).....	p. 271
Foto 6.5: Textura do solo Kaiser AV no plano de ruptura (escala de 1 cm).....	p. 272
Foto 6.6: Textura do solo km 51+400 riolito (escala de 1 cm).....	p. 272
Foto 6.7: Textura do solo km 51+400 riolito – foto A (escala de 1 cm).....	p. 272
Foto 6.8: Textura do solo km 51+400 riolito – foto B (escala de 1 cm).....	p. 272
Foto 6.9: Local de amostragem do solo km 51+400 dacito.....	p. 272
Foto 6.10: Textura do solo km 51+400 dacito (escala de 1 cm).....	p. 272
Foto 6.11: Textura da rocha do bairro Kaiser – matriz criptocristalina em desvitrificação com micrólitos de piroxênio, plagioclásio, opacos e quartzo intersticial (M-mesóstase; P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco; Q-quartzo).....	p. 278
Foto 6.12: Detalhe da matriz da rocha do bairro Kaiser – mesóstase criptocristalina alterada com micrólitos de plagioclásio, piroxênio alterado e opacos (M-mesóstase alterada; P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco).....	p. 278

Foto 6.13: Estrutura do solo Kaiser SR - matriz alterada, amígdala de quartzo e microfratura com o solo Kaiser AV (M-matriz alterada; Q-quartzo; AV-Kaiser AV).....	p. 278
Foto 6.14: Detalhe da parede da microfratura – não há descoloração ou pigmentação do solo saprolítico (M-matriz alterada; AV-Kaiser AV).....	p. 278
Foto 6.15: Textura da rocha do km 51+400 riolito – fenocristais imersos em matriz em processo de desvitrificação (M-matriz; P-plagioclásio; Ab-anfibólio alterado).....	p. 278
Foto 6.16: Estrutura do solo km 51+400 riolito – substituição da matriz da rocha por argilominerais e hidróxidos de ferro e fenocristais em pseudomorfização (M-matriz alterada; P-plagioclásio alterado; O-opaco; Ab-anfibólio alterado).....	p. 278
Foto 6.17: Textura da rocha do km 51+400 riolito – amígdalas e fenocristais imersos em matriz em processo de desvitrificação (M-matriz; P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco; AQ-amígdala preenchida por quartzo).....	p. 279
Foto 6.18: Estrutura do solo km 51+400 riolito - substituição da matriz da rocha por argilominerais e hidróxidos de ferro e fenocristais em pseudomorfização (M-matriz; Px-piroxênio; O-opaco).....	p. 279
Foto 6.19: Textura da rocha do km 51+400 dacito – matriz vítrea com amígdalas e fenocristais de plagioclásio, anfibólio e opacos (M-matriz vítrea; AQ-amígdala preenchida por quartzo; Ab-anfibólio; P-plagioclásio).....	p. 279
Foto 6.20: Estrutura do solo km 51+400 dacito – matriz vítrea substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro com fenocristais alterados de anfibólio (M-matriz vítrea substituída; O-opaco; Ab-anfibólio alterado).....	p. 279

LISTA DE QUADROS

Capítulo II

Quadro 2.1: Fatores discriminantes utilizados na classificação dos basaltos da FSG na Bacia do Paraná (PEATE <i>et al.</i> , 1992).....	p. 50
Quadro 2.2: Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais.....	p. 85
Quadro 2.3: Resistência ao cisalhamento residual de solos brasileiros.....	p. 89

Capítulo III

Quadro 3.1: Identificação dos solos estudados e localização dos pontos de amostragem.....	p. 108
Quadro 3.2: Definição dos índices de intemperismo utilizados (<i>apud</i> DUZGOREN-AYDIN <i>et al.</i> , 2002).....	p. 112
Quadro 3.3: Classificação do grau de intemperismo segundo Fookes (1997).....	p. 116
Quadro 3.4: Resumo do programa experimental da tese de doutorado.....	p. 152

Capítulo IV

Quadro 4.1: Análises petrográficas dos materiais da RS 453 – Teutônia.....	p. 157
Quadro 4.2: Análises de fluorescência de raios X dos materiais da RS 453 – Teutônia.....	p. 162
Quadro 4.3: Índices de intemperismo do solo Teutônia.....	p. 167
Quadro 4.4: Índices físicos do solo Teutônia.....	p. 169
Quadro 4.5: Limites de consistência e atividade do solo Teutônia.....	p. 170
Quadro 4.6: Granulometria do solo Teutônia.....	p. 171
Quadro 4.7: Índices de compressão e descompressão e tensões de plastificação da estrutura do solo Teutônia.....	p. 173
Quadro 4.8: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Teutônia, ensaios CDRM.....	p. 178
Quadro 4.9: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDPC.....	p. 179
Quadro 4.10: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDPA.....	p. 180
Quadro 4.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDI.....	p. 183
Quadro 4.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios RS.....	p. 188
Quadro 4.13: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico do solo Teutônia obtidos através dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto.....	p. 202

Capítulo V

Quadro 5.1: Análises petrográficas das rochas básicas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas.....	p. 208
Quadro 5.2: Análises de fluorescência de raios X das rochas básicas e solos saprolíticos correspondentes.....	p. 215
Quadro 5.3: Perdas e ganhos percentuais de elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas básicas no intemperismo.....	p. 216
Quadro 5.4: Ordem de mobilidade relativa dos elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas básicas no intemperismo.....	p. 216
Quadro 5.5: Índices de intemperismo das rochas básicas e solos saprolíticos correspondentes.....	p. 222

Quadro 5.6: Minerais identificados nas análises de difração de raios X dos solos saprolíticos de rochas básicas.....	p. 224
Quadro 5.7: Índices físicos dos solos saprolíticos de rochas básicas.....	p. 227
Quadro 5.8: Limites de consistência e atividade dos solos saprolíticos de rochas básicas.....	p. 229
Quadro 5.9: Granulometria dos solos saprolíticos de rochas básicas.....	p. 231
Quadro 5.10: Índices de compressão e descompressão e tensões de plastificação da estrutura dos solos saprolíticos de rochas básicas.....	p. 237
Quadro 5.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (CDRM).....	p. 246
Quadro 5.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (CDI).....	p. 250
Quadro 5.13: Diferença em graus entre ϕ'_r e os valores de ϕ' para deslocamentos de 20% e 50% do deslocamento necessário para atingir a condição residual.....	p. 256
Quadro 5.14: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (RS).....	p. 258

Capítulo VI

Quadro 6.1: Análises petrográficas das rochas ácidas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas.....	p. 274
Quadro 6.2: Análises de fluorescência de raios X das rochas ácidas e solos saprolíticos correspondentes.....	p. 281
Quadro 6.3: Perdas e ganhos percentuais de elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas ácidas no intemperismo.....	p. 282
Quadro 6.4: Ordem de mobilidade dos elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas ácidas no intemperismo.....	p. 282
Quadro 6.5: Índices de intemperismo das rochas ácidas e solos saprolíticos correspondentes.....	p. 286
Quadro 6.6: Minerais identificados nas análises de difração de raios X dos solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 289
Quadro 6.7: Índices físicos dos solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 291
Quadro 6.8: Limites de consistência e atividade dos solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 292
Quadro 6.9: Granulometria dos solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 296
Quadro 6.10: Índices de compressão e descompressão e tensões de plastificação da estrutura dos solos saprolíticos de rochas ácidas.....	p. 298
Quadro 6.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas (CDRM).....	p. 307
Quadro 6.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas – CDI.....	p. 310
Quadro 6.13: Diferença em graus entre ϕ'_r e os valores de ϕ' para deslocamentos de 20% e 50% do deslocamento necessário para atingir a condição residual.....	p. 313
Quadro 6.14: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas (RS).....	p. 316

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

CD: cisalhamento direto
CDI: cisalhamento direto de interface solo-rocha polida
CDPA: cisalhamento direto com amostra de pequena altura
CDPC: cisalhamento direto com plano de cisalhamento pré-cortado
CDRM: cisalhamento direto com reversões múltiplas
CID: ensaio triaxial consolidado isotropicamente - drenado
FSG: Formação Serra Geral
GR1: série de ensaios de granulometria executada com manipulação do solo durante a lavagem do material na peneira #200 após o ensaio de sedimentação
GR2: série de ensaios de granulometria executada sem manipulação do solo durante a lavagem do material na peneira #200 após o ensaio de sedimentação
ICL: linha de compressão intrínseca
K₀: ensaio triaxial com deformação radial nula
NA: normalmente adensado
NCL: linha de compressão normal
Ma.: mega annum (milhões de anos)
PA: pré-adensado
RS: *ring shear*
SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

Siglas

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM: American Society for Testing Materials
DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
JCPDS: Joint Committee on Powder Diffraction Standards
NBR: Norma Brasileira Registrada
RS: Rio Grande do Sul
SC: Santa Catarina
UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Símbolos

τ : resistência ao cisalhamento, tensão cisalhante
 τ_r : resistência ao cisalhamento residual
 τ/σ'_n : coeficiente de atrito residual
 μ'_r : coeficiente de atrito residual (τ/σ'_n)
 σ'_n : tensão normal efetiva
 σ'_v : tensão vertical efetiva
 σ'_{vm} : tensão de pré-adensamento
 σ'_c : tensão confinante efetiva
 $\Delta\sigma'_c$: incremento de tensão confinante efetiva
 σ'_d : tensão desvio ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)
 σ_1 : tensão principal maior
 σ_2 : tensão principal intermediária
 σ_3 : tensão principal menor
 σ'_1 : tensão principal maior efetiva
 σ'_2 : tensão principal intermediária efetiva
 σ'_3 : tensão principal menor efetiva

q' : tensão desvio efetiva ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)
 p' : tensão confinante efetiva média [$(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3)/3$]
 p'_0 : tensão confinante efetiva média inicial
 ε_a : deformação axial
 ε_v : deformação volumétrica
 ϕ' : ângulo de atrito interno
 ϕ'_r : ângulo de atrito interno residual
 ϕ'_{cv} : ângulo de atrito interno de estado crítico
 ϕ'_{pico} : ângulo de atrito interno de pico
 ϕ'_{rf} : ângulo de atrito interno residual de campo
 c' : intercepto coesivo
 c'_r : intercepto coesivo residual
 c'_{pico} : intercepto coesivo de pico
 K_0 : trajetória de tensões de compressão unidimensional (deformação radial nula)
 C_v : coeficiente de adensamento primário
 C_α : coeficiente de adensamento secundário
 C_c : índice de compressão
 C_s : índice de descompressão
 ΔH : variação de altura
 t : tempo
 dH : deslocamento horizontal do corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto
 dV : deslocamento vertical do corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto
 Ba, ba_1, ba_3, B, β : índices de intemperismo
 n : número de comprimentos de onda do raio incidente sobre o mineral; porosidade
 λ : comprimento de onda do raio incidente sobre o mineral
 θ : ângulo de difração do raio incidente sobre a superfície do mineral
 d : distância entre planos atômicos ou basais
 Å : Angstrom
 LP : limite de plasticidade
 LL : limite de liquidez
 IP : índice de plasticidade
 ΔPI : distância vertical em relação à linha A da carta de plasticidade
 A : atividade ($A = IP/FA$)
 FA : fração argila
 Xi : mobilidade absoluta de um elemento químico ou óxido
 Xi/mo : mobilidade relativa de um elemento químico ou óxido
 mo : teor de um elemento químico ou óxido na rocha original
 ma : teor de um elemento químico ou óxido no material de alteração da rocha
 do : densidade relativa da rocha original
 da : densidade relativa do material de alteração da rocha
 Fv : fator volume
 Mo : massa total de um elemento químico na rocha original
 Ma : massa total de um elemento químico no material de alteração da rocha
 γ_s : peso específico real dos grãos
 G : densidade real dos grãos
 γ_t : peso específico aparente úmido
 γ_d : peso específico aparente seco
 ω : teor de umidade
 S : grau de saturação
 e : índice de vazios

CAPÍTULO I

1 INTRODUÇÃO

A tese de doutorado ora apresentada tem como objetos de estudo as propriedades e o comportamento geotécnico dos solos saprolíticos formados a partir das rochas vulcânicas básicas e ácidas da Formação Serra Geral (FSG) no estado do Rio Grande do Sul (RS). A Formação Serra Geral abrange toda a metade norte do RS, estendendo-se também aos estados de Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Mato Grosso e Mato Grosso do Sul, além dos territórios do Uruguai, Argentina e Paraguai. A área onde afloram as rochas da FSG é estimada em aproximadamente 1.200.000 km².

Em função da sua grande abrangência, o conhecimento das propriedades e do comportamento geotécnico dos solos formados a partir das rochas da FSG tem grande importância prática e científica para a engenharia geotécnica. Mesmo assim, ainda são escassos os dados existentes na literatura sobre o comportamento geotécnico destes solos, sobretudo dos solos saprolíticos.

No estado do RS, tem-se verificado com frequência uma importante influência do comportamento geotécnico dos solos saprolíticos da FSG como condicionante de instabilidades de encostas nas regiões serranas, principalmente ao longo de rodovias. A resistência ao cisalhamento residual destes solos pode ser considerada como o aspecto de maior importância prática para a estabilidade de encostas, tendo sido esse o aspecto em que a pesquisa realizada foi concentrada.

A maior parte dos solos estudados foi coletada ao longo da rodovia estadual RS 486 – Rota do Sol, principalmente no trecho Aratinga-Terra de Areia, que atualmente encontra-se em construção. O grande número de instabilidades de taludes que vem ocorrendo neste trecho tem contribuído significativamente para o atraso e aumento dos custos da obra. A conclusão do trecho é considerada de grande importância para a melhoria da infra-estrutura de transportes da região nordeste do RS, fornecendo uma alternativa de transporte de menor custo e extensão na ligação com o litoral norte do RS, estados de Santa Catarina e Paraná, e centro do país. Atualmente, esta ligação ocorre através das rodovias BR 116 e BR 290/BR 101. A BR 116, embora de menor extensão na ligação com a região de Curitiba e centro do país, não apresenta características técnicas e operacionais favoráveis ao transporte dos produtos agrícolas e industriais produzidos na região nordeste do RS. A ligação BR 290/BR 101, passando por Porto Alegre, embora de maior extensão, acaba constituindo-se na melhor alternativa para o transporte de produtos e para o fluxo de veículos leves com origem na região nordeste do RS e destinos litoral norte do RS, leste de Santa Catarina, região de Curitiba e centro do país.

A área de influência do empreendimento, segundo relatório do DAER denominado “Estudos de Tráfego para Rotas Alternativas entre Caxias do Sul e Curitiba, Litoral Norte do Rio Grande do Sul e Leste de Santa Catarina”, de junho de 1994, engloba nove municípios da Microregião Vitivinícola de Caxias do Sul (Antônio Prado, Caxias do Sul, Flores da Cunha, São Marcos, Bento Gonçalves, Carlos Barbosa, Farroupilha, Garibaldi e Veranópolis), três municípios da Microregião dos Campos de Vacaria (Bom Jesus, Cambará do Sul e São Francisco de Paula) e oito municípios da Microregião Colonial do Alto Taquari (Casca, David Canabarro, Guaporé, Nova Araçá, Nova Bassano, Nova Prata, Paraí e Serafina Corrêa). Dentre os municípios da área de influência mencionada, destacam-se os da região de Caxias do Sul, cuja economia diversificada baseia-se na indústria metal-mecânica pesada, na indústria moveleira, na viticultura e na indústria vinícola. A atividade econômica predominante nos demais municípios da área de influência é a agricultura.

O objetivo desta tese de doutorado foi caracterizar de forma substancial as propriedades e o comportamento geotécnico dos solos saprolíticos da Formação Serra Geral no RS. A consecução deste objetivo foi buscada por meio do estudo sistemático de um significativo número de amostras, através de uma variada gama de análises e ensaios de laboratório, que visaram a caracterização integrada da mineralogia, da microestrutura, dos processos de intemperismo responsáveis pela formação dos solos, da resistência ao cisalhamento e da deformabilidade. Com os estudos mineralógicos pretendeu-se obter informações que ajudem na interpretação do comportamento mecânico dos solos, elucidando mecanismos que o justifiquem. Os estudos mineralógicos foram realizados através de microscopia ótica de lâminas delgadas de rocha e solo, análises de difração e fluorescência de raios-x e microscopia eletrônica. A caracterização geotécnica foi realizada através dos ensaios usuais de peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e granulometria. Os ensaios mecânicos incluíram ensaios de cisalhamento direto (normais, reversões múltiplas, plano pré-cortado, pequena altura e interface), ensaios *ring shear*, ensaios triaxiais (CID, K_0 e compressão isotrópica) e ensaios de adensamento unidimensional.

Os aspectos geológicos e mineralógicos da FSG são abordados na primeira parte da revisão bibliográfica apresentada no Capítulo II – Item 2.1. A revisão bibliográfica encontra-se dividida em três partes principais, sendo que a segunda parte aborda a questão da resistência ao cisalhamento residual de solos (Item 2.2) e a terceira parte o comportamento de solos estruturados (Item 2.3).

No Capítulo III é feita a descrição dos materiais estudados e da metodologia de pesquisa. Os objetivos de cada análise ou ensaio são apresentados de maneira específica. Procurou-se sempre apresentar uma breve descrição de cada técnica e de seu embasamento teórico. A efetividade e aplicabilidade de algumas técnicas e procedimentos aos solos estudados foram discutidas com base nas dificuldades e resultados encontrados.

O Capítulo IV foi dedicado exclusivamente à apresentação e discussão dos resultados obtidos para o solo denominado Teutônia. De todos os solos estudados, este solo foi o único submetido a todos os tipos de análises e ensaios do programa experimental da tese. Primeiramente são descritos o local de amostragem e os materiais amostrados. A esta descrição seguem os resultados da caracterização química, mineralógica e petrográfica, da caracterização geotécnica e da caracterização geomecânica, nessa mesma ordem. A experiência e os resultados obtidos com o solo Teutônia serviram como referência para o estabelecimento do programa experimental a que seriam submetidos os demais solos. A forma de análise dos resultados obtidos com os demais solos estudados e também algumas das hipóteses que se pretendia verificar foram estabelecidos a partir dos resultados obtidos para o solo Teutônia.

Os resultados obtidos com os demais solos estudados são apresentados e discutidos nos capítulos V e VI. O Capítulo V foi dedicado aos solos formados a partir de rochas básicas da FSG. O Capítulo VI foi dedicado aos solos formados a partir de rochas ácidas. A seqüência e a forma de análise dos resultados destes capítulos segue o padrão do Capítulo IV, relativo ao solo Teutônia. As conclusões da tese são apresentadas no Capítulo VII.

CAPÍTULO II

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica encontra-se dividida em três partes principais. A primeira parte (Item 2.1) aborda os aspectos geológicos e mineralógicos da Formação Serra Geral. A segunda parte (Item 2.2) trata da resistência ao cisalhamento residual de solos. A terceira parte (Item 2.3) tem como objeto o comportamento de solos estruturados.

2.1 FORMAÇÃO SERRA GERAL (FSG)

Os solos saprolíticos formados a partir das rochas da FSG constituem o objeto de estudo desta tese. Suas características físicas e mineralógicas, e conseqüentemente suas propriedades e comportamento geotécnico, são determinadas pelas características dos materiais de origem, ou seja, as rochas, e pelos processos de intemperismo atuantes sobre esses materiais.

Sendo assim, é importante conhecer as características geológicas e mineralógicas dos materiais de origem, para que se possa compreender seu comportamento e o comportamento de maciços que envolvem esses materiais.

Por estes motivos, serão abordados nesta revisão da literatura os seguintes aspectos: (a) o contexto geológico em que se insere a FSG na Bacia Sedimentar do Paraná; (b) a estratigrafia desta importante bacia sedimentar; (c) a abrangência e espessura da FSG; (d) suas litologias e aspectos relativos à petrografia e litoquímica; e (e) a estrutura dos derrames e morfologia resultante das encostas.

2.1.1 Contexto geológico

A FSG é constituída basicamente por uma sucessão de derrames de lavas que apresenta uma seqüência inferior formada por rochas de composição predominantemente básica, como basaltos e andesitos, e uma seqüência superior formada por rochas de composição predominantemente ácida, como riolitos e dacitos.

O contexto geológico onde está inserida a FSG no estado do Rio Grande do Sul pode ser considerado como representativo dos processos de evolução geológica ocorridos a partir do Proterozóico Superior, há aproximadamente 900 milhões de anos (Ma.= Mega annum). Durante o Ciclo Brasileiro (700 a 450 Ma.), a deriva continental associada aos mecanismos de tectônica de placas provocou uma série de colisões entre antigos continentes (crátons), originando um supercontinente denominado Gondwana. Ao final

do processo colisional, no Período Ordoviciano (450 Ma.), o Gondwana aglutinava em um único continente ancestral os crátons correspondentes aos atuais continentes da América do Sul, África, Antártida, Austrália e Índia, além de fragmentos menores que hoje pertencem à América do Norte e Europa. De especial interesse para o contexto geológico abordado neste trabalho são os crátons Rio de La Plata e Kalahari, que uniram-se para formar a porção sul da atual América do Sul e da África, constituindo atualmente o embasamento cristalino do estado do Rio Grande do Sul (UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 1998; HOLZ, 1999).

Ainda no Ciclo Brasileiro, iniciou-se no Gondwana a formação de uma bacia sedimentar intracratônica denominada atualmente como Bacia Sedimentar do Paraná. Esta bacia foi extensamente afetada pelos eventos tectônicos, metamórficos e magmáticos ocorridos durante o Ciclo Brasileiro.

A Bacia do Paraná apresenta o formato de um "J", com eixo principal de direção NE-SW, que está relacionado à reativação de estruturas tectônicas mais antigas do embasamento cristalino, as quais promoveram maior subsidência nas direções NE, NNE e NW. Atualmente, a Bacia do Paraná localiza-se na porção centro-oriental da América do Sul (Fig. 2.1), abrangendo uma área de 1.600.000 km² e fazendo parte dos territórios do Brasil, Argentina, Uruguai e Paraguai. No Brasil, a Bacia do Paraná está presente nos estados de Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul.

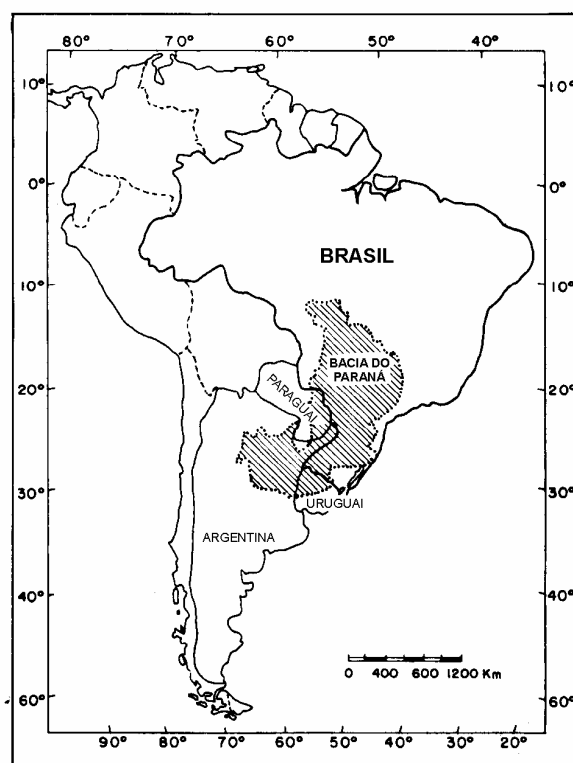


Figura 2.1: Localização da Bacia Sedimentar do Paraná (baseado em: MELFI *et al.*, 1988)

As características tectônicas mais importantes da Bacia do Paraná consistem em estruturas positivas e alongadas denominadas arcos, originadas a partir dos movimentos de soerguimento da crosta terrestre que acompanharam a evolução da bacia. Estes movimentos foram particularmente ativos no período que antecedeu o início da atividade vulcânica que originou a FSG. Os arcos circundam a Bacia do Paraná, com exceção de sua margem continental. Outras estruturas tectônicas importantes são os lineamentos tectônicos e magnéticos. As estruturas de direção NNE e NE incluem principalmente arcos e estão provavelmente relacionadas aos lineamentos do embasamento cristalino. As estruturas de direção NW, perpendiculares ao eixo principal NE da bacia, incluem arcos, lineamentos tectônicos e magnéticos, e a sinclinal de Torres (Fig. 2.2).

A evolução da Bacia do Paraná a partir do Ciclo Brasileiro ocorreu concomitantemente com o movimento do Gondwana em direção ao hemisfério norte, onde havia se formado outro supercontinente, denominado Laurásia. Este continente ancestral era formado pelos atuais continentes da América do Norte, Europa e Ásia. A colisão continental entre o Gondwana e a Laurásia culminou, no Período Triássico (245 Ma.), com a formação de um único e gigantesco continente que aglutinava todas as massas continentais emersas do planeta, denominado Pangéia.

Entre o início do Período Siluriano (439 Ma.), na Era Paleozóica, e o final do Período Jurássico (145 Ma.), na Era Mesozóica, a evolução da Bacia do Paraná ocorreu principalmente através de processos de deposição sedimentar, subsidência e tectonismo. Esta evolução foi caracterizada por uma taxa decrescente de sedimentação e por uma mudança no ambiente de deposição, passando de condições marinhas a continentais. Tais processos originaram diversas formações sedimentares de origem marinha, fluvial e lacustre.

Durante o Jurássico, ocorreu na Pangéia a formação de um dos maiores desertos de que se tem registro na história do planeta, o deserto Botucatu. Este deserto estendeu-se por toda a região sul da Pangéia, cobrindo completamente a Bacia do Paraná e marcando o clímax da evolução da Pangéia.

Segundo Melfi *et al.* (1988), a evolução da Bacia do Paraná pode ser dividida em quatro estágios. Os dois primeiros estágios foram caracterizados por acumulação sedimentar e subsidência, com a bacia assumindo características sinformes, e os dois últimos estágios foram caracterizados por movimentos de soerguimento e vulcanismo, com a bacia assumindo características antifformes. O primeiro estágio estendeu-se do Período Devoniano (408 Ma.) ao Carbonífero Inferior (360 Ma.), correspondendo à deposição de sedimentos marinhos. A formação dos arcos de Assunção e Ponta Grossa iniciou-se no final do Siluriano e início do Devoniano, o que promoveu a reativação de estruturas NW do embasamento cristalino, exercendo importante controle sobre a deposição de sedimentos. O final do primeiro estágio foi caracterizado por movimentos epirogenéticos e falhamentos, responsáveis pela superfície erosiva que marca uma das mais importantes descontinuidades estratigráficas da Bacia do Paraná.

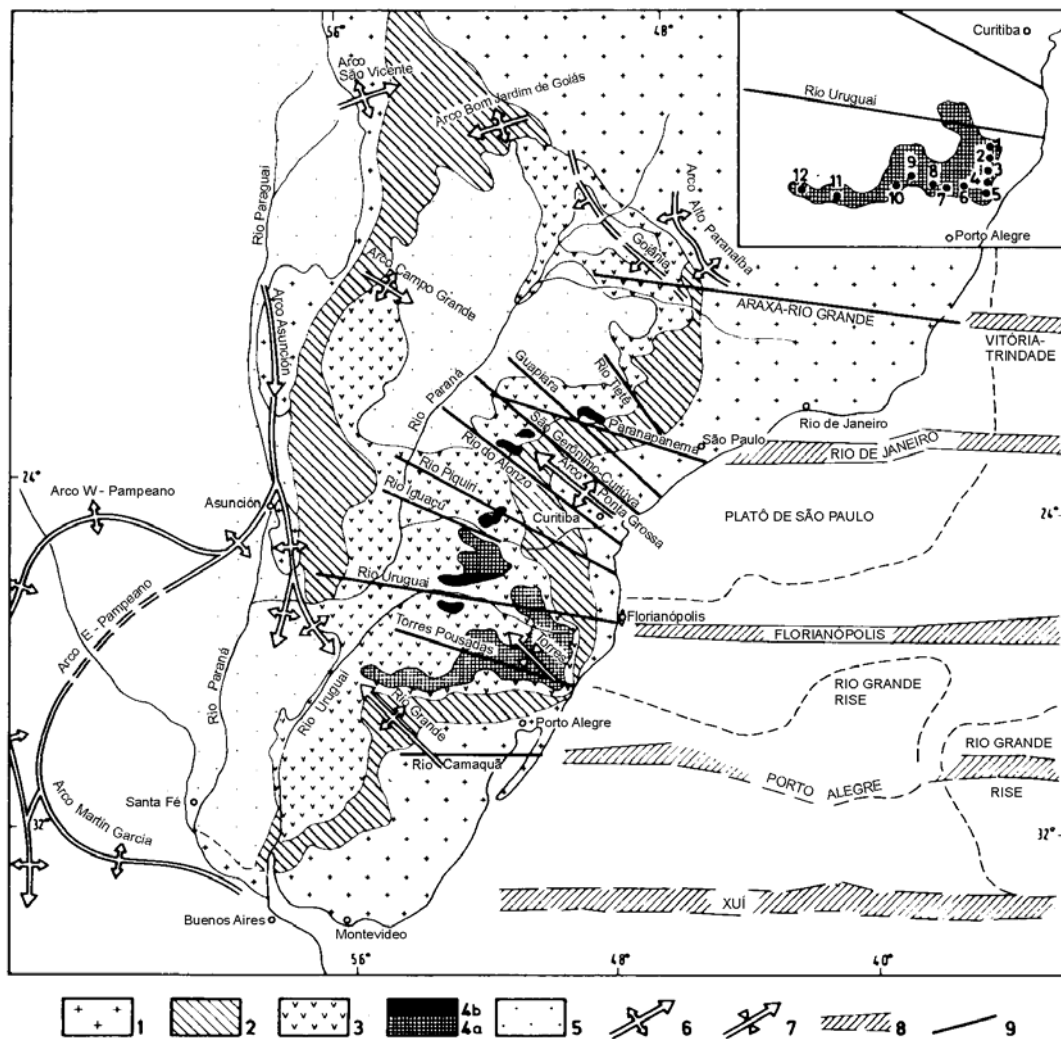


Figura 2.2: Mapa geológico simplificado da Bacia do Paraná (baseado em: MELFI *et al.*, 1988)

O segundo estágio estendeu-se do Carbonífero Inferior ao Período Permiano, e iniciou-se com importantes movimentos tectônicos. As principais estruturas tectônicas encontravam-se ativas e a sedimentação ocorreu preferencialmente na direção NNE. Esses depósitos são formados por sedimentos marinhos e continentais (Formação Itararé) e estiveram sujeitos à glaciação. Seguiu-se então um período de relativa estabilidade tectônica, caracterizado por lenta subsidência. A sedimentação inicial foi de origem fluvial e deltaica, passando a uma sedimentação de plataforma marinha e de ambientes costeiros alagadiços (formações Rio Bonito, Palermo e Irati).

O terceiro estágio, entre o final dos períodos Permiano (245 Ma.) e Jurássico (145 Ma.), correspondeu a movimentos generalizados de soerguimento que promoveram significativos processos erosivos e o desenvolvimento final dos arcos de direção NW. A sedimentação mesozóica foi do tipo continental, originando arenitos e siltitos de origem fluvial, pertencentes à Formação Pirambóia. No início do Jurássico as condições desérticas que dominaram toda a Bacia do Paraná originaram a deposição dos arenitos eólicos da Formação Botucatu.

O quarto estágio estendeu-se do final do Jurássico até o Cretáceo Inferior, entre 140 e 120 Ma., iniciando-se com importantes eventos tectônicos relacionados à fragmentação da Pangéia e ao processo de separação continental dos atuais continentes da América do Sul e da África, e conseqüente abertura do Oceano Atlântico. O vulcanismo de fissuras associado ao processo de separação continental extravasou volumes colossais de lavas que cobriram grande parte da Bacia do Paraná, dando origem à FSG. Este processo estendeu-se até o Período Terciário (65 Ma.), na Era Cenozóica, quando ocorreu a completa separação da América do Sul e da África. A ocorrência de intercalações com corpos de arenitos interderrame da Formação Botucatu indicam a persistência das condições desérticas após o início da atividade vulcânica.

O vulcanismo Serra Geral afetou uma área total muito superior à ocorrência atual, fato indicado pelos numerosos corpos hipabissais que ocorrem nos sedimentos paleozóicos e no embasamento cristalino. Os processos erosivos atuantes foram os responsáveis pelo recuo da linha de escarpa da Formação Serra Geral à posição atual. Os sedimentos gerados pelos processos erosivos ocorridos desde o início da separação continental vêm sendo depositados junto à costa atual, na Bacia Sedimentar de Pelotas. O retrabalhamento desses sedimentos e a flutuação do nível do mar foram os principais processos responsáveis pelo delineamento da morfologia costeira atual junto aos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Essa morfologia foi definida somente nos últimos 400 mil anos, no Período Quaternário, com a ocorrência de quatro grandes ciclos de transgressão e regressão marinha, a 400, 325, 120 e 5 mil anos, os quais estabeleceram sucessivos depósitos do tipo laguna-barreira.

Tendo em vista o panorama descrito anteriormente, o arcabouço geológico do estado do Rio Grande do Sul é formado pelas seguintes províncias geológicas (Fig. 2.3): Província Mantiqueira, Província Paraná e Província Costeira (ALMEIDA *et al.*, 1981; FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE, 1986). As províncias geológicas constituem extensas regiões caracterizadas por história geológica similar ou por aspectos estruturais, petrográficos ou fisiográficos semelhantes. A seqüência estratigráfica do estado é similar à de outros estados brasileiros situados na porção oriental da Bacia do Paraná. Em linhas gerais, essa seqüência é formada, a partir da base, pelo embasamento cristalino, pelos sedimentos depositados sobre o embasamento, pelos derrames vulcânicos da FSG e pelos sedimentos litorâneos.

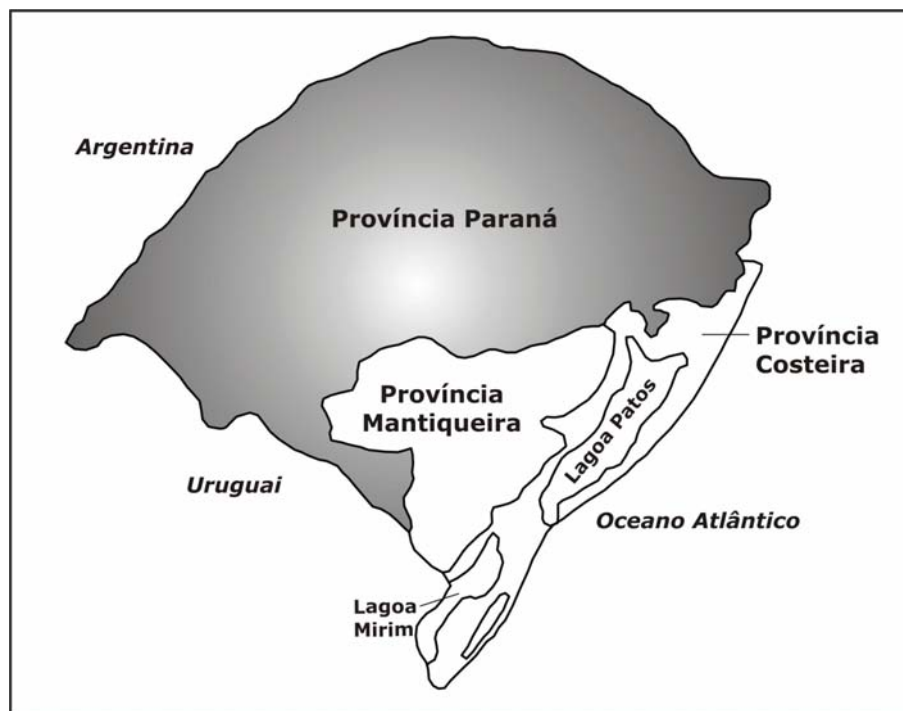


Figura 2.3: Províncias geológicas do estado do Rio Grande do Sul (baseado em: IBGE, 1986)

A Província Mantiqueira constitui o embasamento cristalino e abrange as rochas sedimentares, ígneas e metamórficas que constituem o Escudo Sul-Rio-Grandense. Esta província encontra-se recortada por grandes falhamentos, mostrando uma estruturação em blocos delimitados por estes falhamentos, sendo que cada bloco apresenta estilo deformacional, grau metamórfico, idade e significado geotectnico próprio. De oeste para leste, a Província Mantiqueira encontra-se subdividida nos seguintes compartimentos: Bloco São Gabriel, Coberturas Paraplataformais do Sudeste, Faixa de Dobramentos Tijucas e Maciço Pelotas, este último formado pelos blocos Encruzilhada do Sul e Dom Feliciano. As rochas ígneas e metamórficas mais comuns são os granitóides, gnaisses, migmatitos e xistos. As rochas sedimentares incluem conglomerados, arenitos, siltitos e lamitos.

A Província Costeira constitui uma faixa alongada paralela à costa, situada na porção leste do Rio Grande do Sul. Esta província corresponde a um conjunto de formas de acumulação recentes, sendo constituída por depósitos arenosos, síltico-argilosos, argilosos e conglomeráticos, fracamente consolidados ou inconsolidados, provenientes de acumulações coluviais, fluviais, lacustres, eólicas e marinhas ocorridas no Quaternário.

A Província Paraná coincide em seus limites com a Bacia Sedimentar do Paraná. A seqüência de rochas sedimentares desta província  constituída pelas formações Rio do Sul, Rio Bonito, Palermo, Irati, Estrada Nova, Rio do Rasto, Rosário do Sul e Botucatu. Estas rochas afloram na porção central do estado do Rio Grande do Sul, constituindo uma faixa arqueada de direção leste-oeste e infletida para o sul. No leste do estado a

seqüência sedimentar encontra-se parcialmente recoberta por depósitos sedimentares da Província Costeira. Recobrando essa seqüência e abrangendo também grande parte do norte do estado encontram-se as rochas vulcânicas da FSG, as quais são recobertas em alguns locais por rochas sedimentares do Terciário, pertencentes à Formação Tupanciretã.

2.1.2 Estratigrafia da Bacia do Paraná no RS

A seqüência estratigráfica do Mesozóico na Bacia do Paraná foi objeto de grandes discussões em trabalhos realizados principalmente a partir da década de 50 (WHITE, 1908; GORDON JUNIOR, 1947; GAMERMANN, 1973; BORTOLUZZI, 1974; ANDREIS *et al.*, 1980; IBGE, 1986; FACCINI, 1989; LAVINA, 1991; LAVINA & FACCINI, 1993; LAVINA & SCHERER, 1997; SCHERER & LAVINA, 1997).

Scherer *et al.* (2002) apresentaram uma discussão da evolução dos conhecimentos estratigráficos sobre o pacote mesozóico do Rio Grande do Sul, analisando os trabalhos já realizados sobre o assunto. Através da síntese desses trabalhos e da análise crítica de seus resultados, os autores procuraram reproduzir o estado da arte sobre o pacote mesozóico da Bacia do Paraná.

Scherer *et al.* (*op. cit.*) individualizaram cinco unidades estratigráficas ou seqüências, limitadas por superfícies erosivas regionais. As seqüências individualizadas, denominadas com base no intervalo de tempo no qual ocorreu a maior parte de sua sedimentação, foram as seguintes: (1) Seqüência Eoscytiana; (2) Seqüência Ladiniana-Eonoriana; (3) Seqüência Rética; (4) Seqüência Neojurássica; e (5) Seqüência Neocomiana. A individualização das seqüências baseou-se fundamentalmente em observações de afloramentos, com seus limites definidos por variações faciológicas e idades inferidas a partir de dados paleontológicos e geocronológicos. As Fig. 2.4 e 2.5 apresentam, respectivamente, o mapa geológico simplificado das unidades litoestratigráficas neopermianas e mesozóicas do RS e o diagrama cronoestratigráfico dessas unidades.

A Seqüência Eoscytiana corresponde litoestratigraficamente à Formação Sanga do Cabral, aflorando em uma faixa contínua que abrange toda a porção central e oeste do Rio Grande do Sul, entre os municípios de Venâncio Aires e Santana do Livramento. Apresenta espessuras variando de 50 a 100 metros, sendo seu limite inferior marcado por uma desconformidade erosiva dos depósitos permianos subjacentes, representados pelas formações Rio do Rasto e Pirambóia, e seu limite superior caracterizado por uma superfície erosiva regional sobre a qual se depositam os sedimentos da Seqüência Ladiniana-Eonoriana, na porção central, e da Seqüência Neojurássica, na porção oeste do estado. A Formação Sanga do Cabral é constituída por arenitos grossos a conglomeráticos intercalados com arenitos finos de laminação plano-paralela.

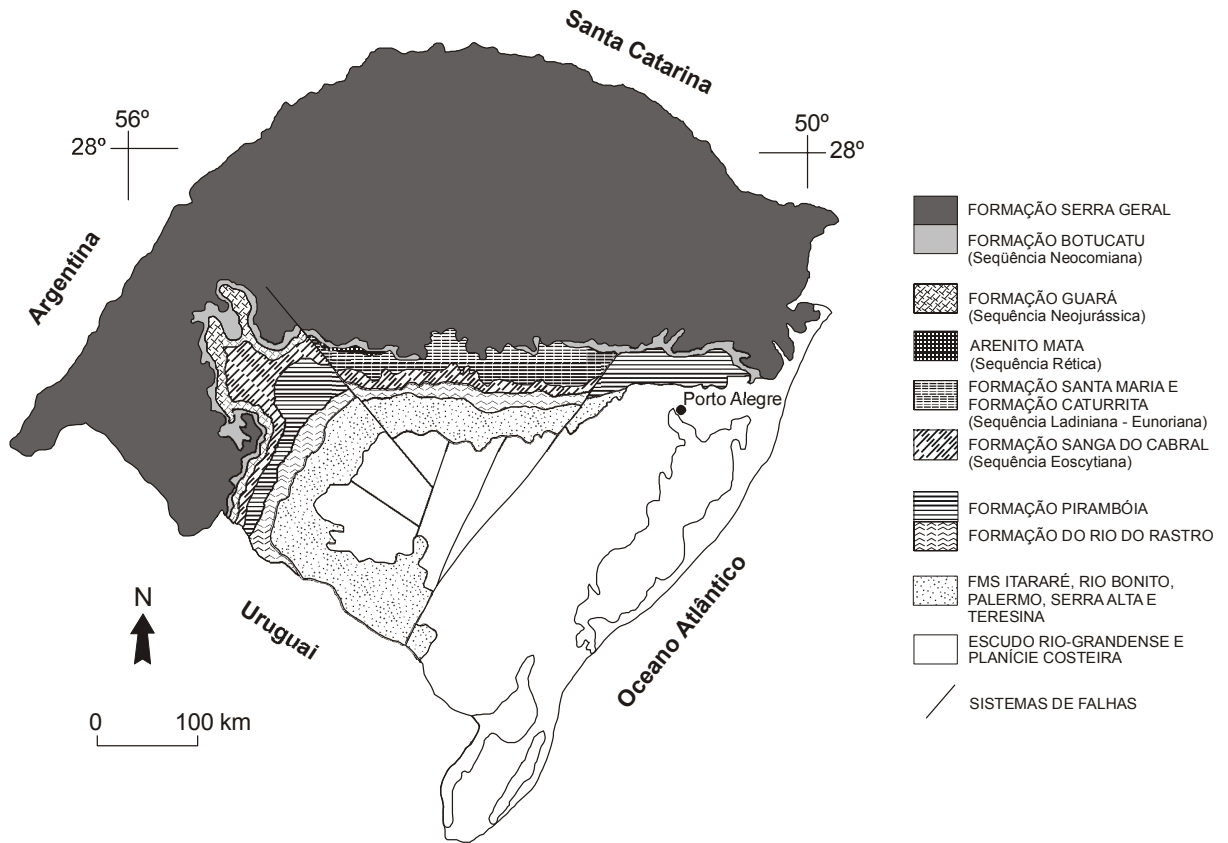


Figura 2.4: Mapa geológico simplificado da Bacia do Paraná no RS (baseado em: SCHERER *et al.*, 2002)

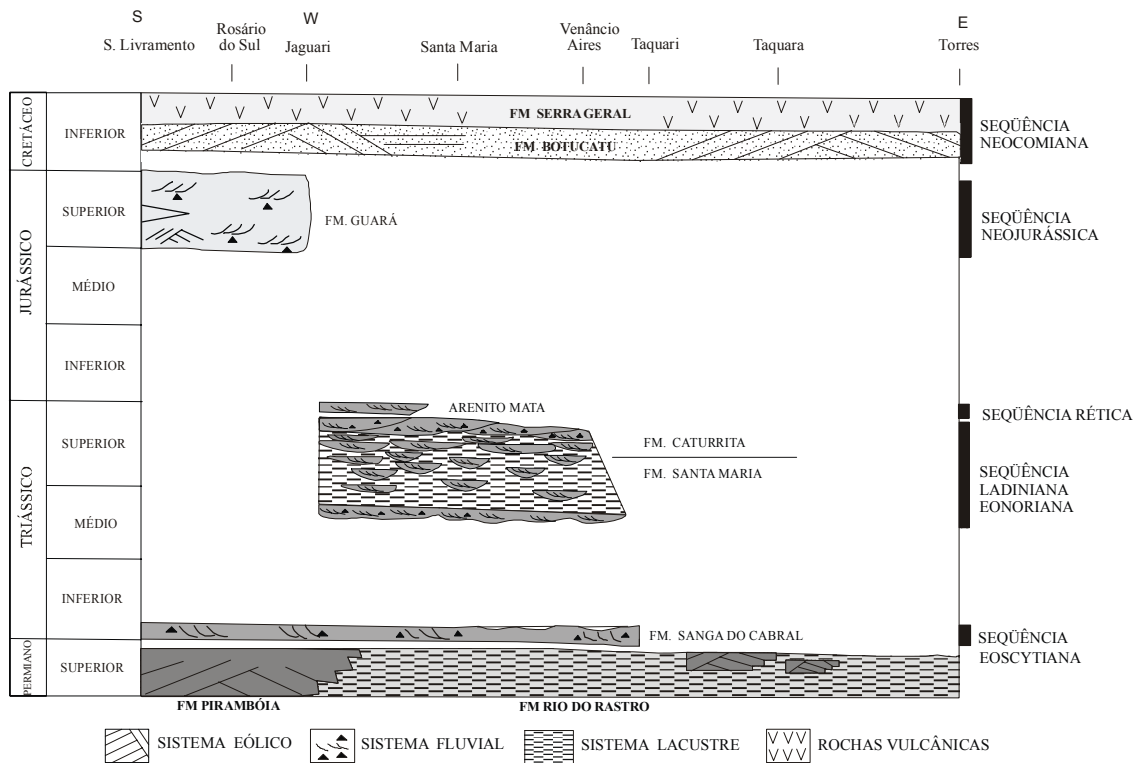


Figura 2.5: Diagrama cronoestratigráfico das unidades e seqüências mesozóicas da Bacia do Paraná no RS (baseado em : SCHERER *et al.*, 2002)

A Seqüência Ladiniana-Eonoriana corresponde à Formação Santa Maria e à porção inferior da Formação Caturrita, aflorando em uma faixa alongada de direção leste-oeste na porção central do RS. Apresenta espessuras variando entre 40 metros (Bom Retiro do Sul) e 200 metros (Faxinal do Soturno), com espessura média de 100 metros. A seqüência apresenta uma variação de modelos deposicionais ao longo da seção estratigráfica. A base corresponde ao Membro Passo das Tropas da Formação Santa Maria, sendo formada por arenitos finos a conglomeráticos de coloração cinza-esbranquiçada e estratificações cruzadas acanaladas e planares, ocorrendo, subordinadamente, siltitos e pelitos avermelhados. Estes depósitos são interpretados como um sistema fluvial entrelaçado. A porção intermediária da seqüência corresponde ao Membro Alemoa da Formação Santa Maria, caracterizado por siltitos avermelhados intercalados com lentes areníticas finas a conglomeráticas, caracterizando um ambiente deposicional de sistema fluvial com canais estáveis e sinuosos, onde os siltitos representam a planície de inundação e as lentes areníticas os canais fluviais. O topo da seqüência corresponde à Formação Caturrita, formada por arenitos finos a conglomeráticos resultantes da mudança do ambiente deposicional para um sistema fluvial entrelaçado.

A Seqüência Rética equivale ao Arenito Mata, que aflora em uma faixa bastante restrita entre os municípios de Santa Maria e Jaguari. Ocorre recobrimdo os depósitos fluviais da Formação Caturrita, com espessuras variando entre 20 e 60 metros. O contato superior ocorre com a Seqüência Neocomiana (Formação Botucatu), sendo caracterizado por uma superfície erosiva regional. A seqüência é formada por arenitos finos a conglomeráticos, quartzosos, com coloração esbranquiçada a ocre.

A Seqüência Neojurássica corresponde à Formação Guará, aflorando na região oeste do estado, entre os municípios de Jaguari e Santana do Livramento. A espessura da seqüência é bastante variada, atingindo valores máximos de 200 metros e médios de 100 metros, encontrando-se sobreposta à Seqüência Eoscytiana e sotoposta à Seqüência Neocomiana. É formada por uma sucessão de arenitos finos a conglomeráticos de cores esbranquiçadas a avermelhadas, ocasionalmente intercalados com níveis de pelitos.

A Seqüência Neocomiana engloba as formações Botucatu e Serra Geral e abrange toda a porção centro-norte do RS, recobrimdo, dependendo da região, diferentes unidades estratigráficas das outras seqüências (Formação Guará, Arenito Mata, Formação Caturrita e Formação Rio do Rasto). A espessura da seqüência é bastante variável, atingindo valores máximos de 700 metros, sendo que a Formação Botucatu possui espessura máxima de 100 metros e está ausente em alguns locais da região central do estado. A base da seqüência é marcada por uma discordância inter-regional reconhecida em toda a Bacia do Paraná. A Formação Botucatu ocupa a base da Seqüência Neocomiana, sendo formada por três associações faciológicas. A primeira é composta por arenitos grossos a conglomeráticos, interpretados como depósitos de lençóis de areia e fluxos torrenciais, na forma de lentes descontínuas, invariavelmente sobrepostas à discordância basal. As outras duas associações faciológicas recobrem a primeira e são constituídas

predominantemente por extratos cruzados, sendo uma dessas associações vinculada à migração de dunas crescentes simples e compostas, e a outra a dunas lineares complexas. Os depósitos eólicos da Formação Botucatu são recobertos e às vezes encontram-se intercalados com os derrames vulcânicos da Formação Serra Geral, indicando uma continuidade temporal entre a sedimentação e o vulcanismo, marcado por um decréscimo da sedimentação eólica e um aumento do volume de vulcanismo.

2.1.3 Abrangência e espessura

Segundo IBGE (1986), a Formação Serra Geral agrupa uma espessa seqüência de vulcanitos, eminentemente basálticos, podendo conter termos ácidos intercalados, mais abundantes no topo do pacote, a qual, tendo extravasado desde o Triássico Superior, desenvolveu-se de modo significativo durante o Juracretáceo. Intimamente relacionados aos processos geodinâmicos que culminaram com a abertura do Atlântico Sul e a conseqüente separação continental América do Sul-África, estes vulcanitos fissurais têm, como contrapartes hipabissais, inúmeros diques, sills e corpos irregulares de diabásio que ocorrem de modo generalizado no estado do Rio Grande do Sul. Corpos de arenitos eólicos, ocorrentes entremeados nas lavas e mesmo interdigitados com os derrames basais também foram considerados por IBGE (*op. cit.*) como integrantes da FSG.

De acordo com Melfi *et al.* (1988) e Roisenberg & Viero (2002), os sucessivos derrames da FSG cobrem uma área total de aproximadamente 1.200.000 km², abrangendo 75% da área da Bacia do Paraná e parte dos territórios do Brasil, Argentina, Uruguai e Paraguai. No Brasil, a FSG aflora nos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Mato Grosso do Sul e Mato Grosso. No RS, a FSG é a unidade litoestratigráfica de maior expressão em área dentre as unidades ocorrentes no estado (Fig. 2.6). A porção basal da FSG, constituída pela seqüência básica inferior, abrange amplamente toda parte norte do estado, estando limitada a leste e a sul pelas escarpas da Serra Geral (IBGE, 1986).

A seqüência ácida superior abrange uma área total de 150.000 km², estando confinada à borda sudeste da Bacia do Paraná, junto à margem continental (MELFI *et al.*, 1988). No RS, essa seqüência cobre uma área de aproximadamente 50.000 km² (ROISEMBERG & VIERO, 2002). Os vulcanismos ácidos podem ser distinguidos em dois tipos principais: o vulcanismo ácido do tipo Palmas e o vulcanismo ácido do tipo Chapecó. O primeiro está concentrado principalmente no estado do RS, com ocorrências secundárias em Santa Catarina e no Paraná. O segundo ocorre principalmente na porção setentrional da Bacia do Paraná, na divisa entre os estados de São Paulo e Paraná.

Segundo Roisenberg & Viero (2002), a espessura média do pacote de derrames da FSG é de 800 metros e a máxima de 1500 metros. No RS, a espessura máxima do pacote é de 850 metros. Conforme Leinz (1949) e Leinz *et al.* (1966), a espessura da FSG diminui para o norte, sul e oeste. A espessura média do pacote de derrames é de

aproximadamente 350 metros nas bordas da Bacia do Paraná e de 1000 metros na sua parte central (LEINZ *et al.*, 1966; MELFI *et al.*, 1988). A espessura do pacote de derrames da seqüência básica inferior pode variar de 30 a 550 metros, com valor médio em torno de 330 metros. O pacote de derrames da seqüência ácida superior possui espessura total variando entre 60 e 400 metros, com valor médio em torno de 280 metros. Considerando-se uma espessura total média de 660 metros, o volume estimado do pacote de derrames da FSG é de 790.000 km³.

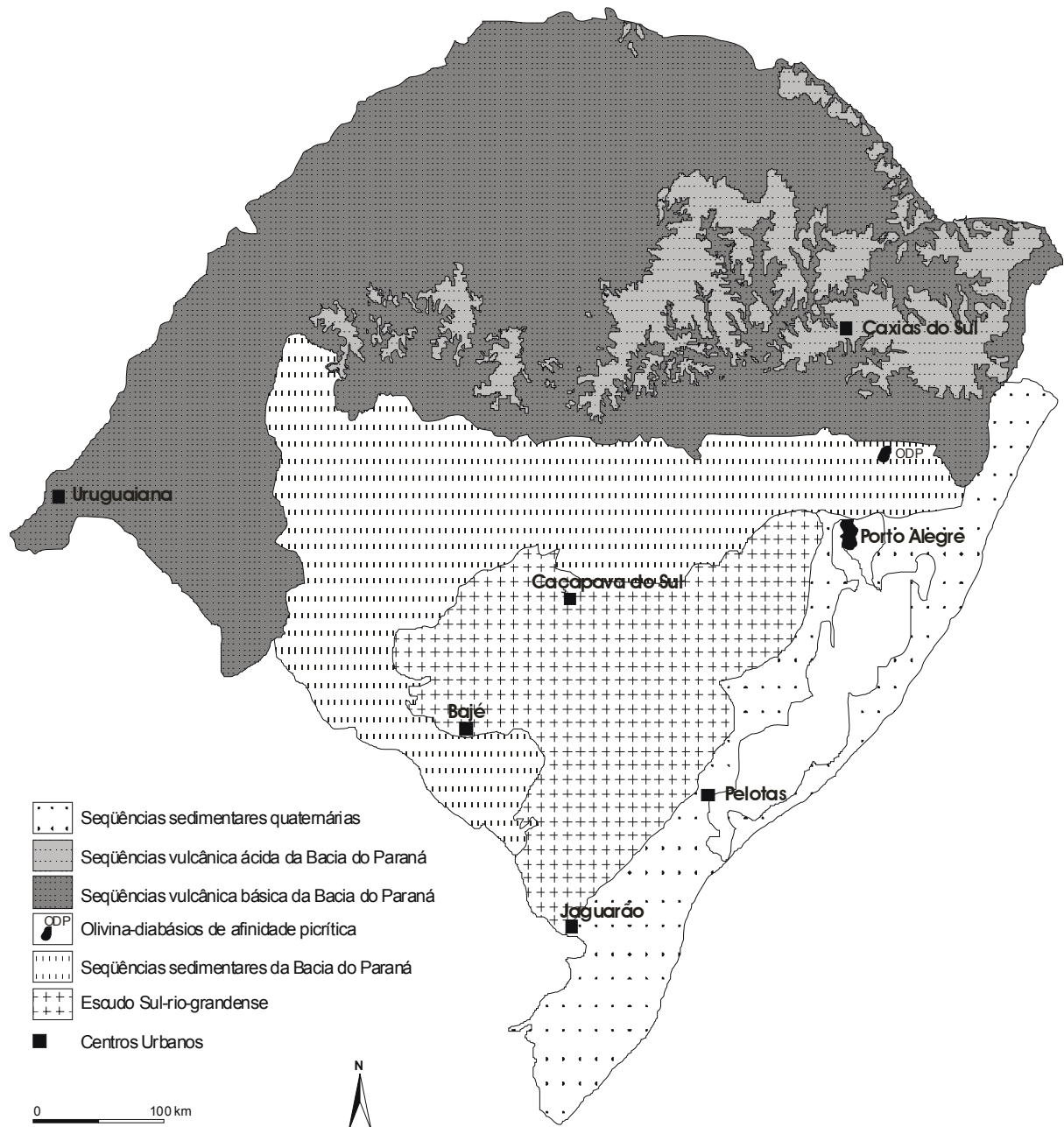


Figura 2.6: Abrangência e distribuição do vulcanismo básico e ácido da FSG no RS (baseado em: ROISENBERG & VIERO, 2002)

2.1.4 Litologias, petrografia e litoquímica

Os aspectos litológicos, petrográficos e químicos das rochas da FSG são aqui apresentados segundo os termos técnicos específicos utilizados na Geologia. Esta terminologia, e a profundidade com a qual os assuntos aqui tratados são abordados, foge um pouco ao conhecimento típico dos engenheiros geotécnicos. Isto pode criar algumas dificuldades ao leitor leigo no assunto. No entanto, a profundidade da abordagem aqui utilizada se faz necessária. Esta revisão irá subsidiar a interpretação dos resultados das análises químicas, mineralógicas e petrográficas realizadas na tese. As análises foram realizadas com o objetivo de estudar os efeitos da mineralogia, microestrutura e intemperismo sobre o comportamento geotécnico dos solos estudados. Algumas dificuldades em relação aos termos petrográficos utilizados podem ser sanadas consultando-se o Glossário da tese, onde os termos estão definidos.

Conforme já mencionado, a FSG pode ser separada em uma seqüência básica inferior e predominante, e uma seqüência ácida superior, mais abundante no topo do pacote, porém com possibilidades de intercalações locais com a seqüência básica inferior.

Segundo IBGE (1986), a seqüência de rochas básicas da FSG é composta por rochas pertencentes a 3 (três) grandes grupos: basaltos, andesitos e basaltos com vidro. Associadas a esta seqüência encontram-se também intercalações de arenitos interderrames e litologias subordinadas, como brechas basálticas e sedimentares. Outras ocorrências associadas são os corpos hipabissais de diabásio, como diques, *sills* e *sheets*, que têm ocorrência generalizada. As principais características petrográficas das rochas desses grupos são:

- a) basaltos: os basaltos apresentam coloração variando de cinza-escuro a negro, com tonalidades esverdeadas. Quando alterados, apresentam tons verde, castanho-avermelhado e castanho-claro. A granulação fina e a abundância de minerais ferromagnesianos, opacos e vidro são responsáveis pela coloração escura da rocha. Em relação à textura, os basaltos são geralmente afaníticos, menos comumente faneríticos, finos a médios, mostrando-se raramente porfiríticos. É comum ocorrerem estruturas vesículo-amigdaloidais e capas de alteração limonítica. Microscopicamente apresentam texturas típicas de rochas extrusivas (intersertal, intergranular e porfirítica) e têm como principais minerais constituintes os plagioclásios e piroxênios. Os plagioclásios são do tipo labradorita, podendo variar a andesina, e apresentam-se como cristais euédricos a subédricos, alterando-se para sericita e epidoto em diferentes proporções. Os piroxênios destas rochas são da variedade augita e/ou pigeonita, apresentando-se como indivíduos subédricos a anédricos, podendo apresentar coroas de reação para hornblenda e alterando-se para clorita.

São comuns nos basaltos ocorrências de agregados intersticiais constituídos por quartzo, calcedônia, plagioclásio sódico, feldspato potássico e clorita. Ocorrem amígdalas preenchidas por carbonatos, zeolitas, quartzo, calcedônia e minerais argilosos de coloração esverdeada. A biotita ocorre em raros cristais anédricos. Os minerais acessórios mais comuns são a apatita, os opacos e o zircão;

- b) andesitos: estas rochas são bastante semelhantes, macroscopicamente e microscopicamente, aos basaltos. Apresentam, no entanto, uma variação no teor de anortita do plagioclásio, situando-o no campo da andesina. A hornblenda ocorre em maior percentagem, mas não ultrapassa 10% do total de minerais da rocha;
- c) basaltos com vidro: esta denominação foi atribuída às rochas básicas que apresentam vidro na matriz em percentagens entre 5 e 25%. São rochas maciças e de coloração negra. A textura típica é hialopilitica, na qual o vidro ocupa os espaços intersticiais entre os microcristais da rocha. As rochas são afaníticas e constituídas por micrólitos euédricos a subédricos de plagioclásio e microcristais tabulares de augita e/ou pigeonita circundados por uma matriz vítrea. Em alguns casos o vidro da matriz encontra-se em processo de desvitrificação, alterando-se freqüentemente para argilominerais e clorita. A composição do plagioclásio varia entre os termos labradorita e andesina, observando-se, em algumas rochas, agregados intersticiais de quartzo e feldspato intercrescidos em espaços intergranulares não preenchidos por vidro;
- d) brechas vulcânicas: ocorrem freqüentemente associadas à seqüência básica inferior da FSG, podendo ser de base ou de topo de derrame. Sua matriz é de natureza vulcânica ou vulcano-sedimentar. Estas rochas não foram encontradas associadas à seqüência ácida de topo da FSG. São constituídas de fragmentos angulosos de basalto, intensamente vesiculares, imersos em uma matriz de origem vulcano-sedimentar ou, às vezes, exclusivamente vulcânica. Brechas de base se desenvolvem na zona amigdaloidal dos derrames, mostrando uma gradação para a zona de diaclasamento horizontal, caracteristicamente maciça e afanítica. Por sua vez, brechas de topo se desenvolvem na zona amigdaloidal de topo, mostrando gradação para essa zona. A presença ocasional de fragmentos de rocha arenítica denota o envolvimento de rochas sedimentares no processo de brechação. Os fragmentos das brechas vulcânicas são angulosos, com tamanhos de até 50 cm, mais comumente entre 5 e 15 cm. Quando a matriz é de natureza vulcano-sedimentar, a presença de linhas de fluxo pode ser confundida facilmente com acamamento sedimentar. Em brechas que possuem matriz vulcânica, é difícil distinguir os fragmentos de

basalto da matriz. No entanto, os contornos dos fragmentos tornam-se mais nítidos à medida que aumenta a alteração da rocha;

- e) brechas sedimentares: da mesma forma que as brechas vulcânicas, ocorrem associadas principalmente aos derrames básicos inferiores, não tendo sido encontradas associadas à seqüência ácida superior da FSG. São denominadas sedimentares por apresentarem matriz de origem sedimentar. Constituem-se de fragmentos angulosos de basalto vacuolar e de arenito, imersos em matriz sedimentar arenosa composta por quartzo, feldspatos e raros minerais micáceos, semelhante aos arenitos interderrames. A impregnação da matriz por óxidos de ferro, que também pigmenta os fragmentos, confere à rocha uma coloração avermelhada;
- f) arenitos interderrame: ocorrem interpostos entre os derrames basálticos, constituindo camadas descontínuas de arenitos eólicos e raramente fluviais. Estes arenitos demonstram a persistência das condições desérticas que deram origem à Formação Botucatu durante os eventos vulcânicos da FSG. Os arenitos apresentam estratificação cruzada tangencial de médio a grande porte, granulação média a fina, grãos subarredondados e foscos, extremamente quartzosos, cimentados por óxido de ferro ou sílica. Os arenitos interderrame são geralmente encontrados em associação com intrusões arenosas na forma de diques, intensamente silicificadas, de coloração avermelhada e, normalmente, ascendentes.
- g) diabásios: apresentam coloração cinza-escura a negra e textura fanerítica de fina a média, mostrando coloração marrom-avermelhada a castanha quando alteradas. Ao microscópio apresentam textura subofítica, exibindo um mosaico equigranular médio, composto predominantemente por plagioclásio do tipo andesina-labradorita. Ao plagioclásio associam-se piroxênios, principalmente pigeonita e, mais raramente, augita, envolvendo parcialmente os feldspatos. Acessoriamente ocorrem apatita e grãos de minerais opacos disseminados. Secundariamente ocorrem uralita, hidrobiotita e clorita, provenientes da alteração dos piroxênios, e sericita, originada a partir dos plagioclásios.

Por sua vez, a seqüência de rochas ácidas da FSG é composta por quatro grandes grupos de rochas: basaltos pórfiros, dacitos e riodacitos felsíticos, riolitos felsíticos e fenobasaltos vítreos. As principais características petrográficas desses grupos são:

- h) basaltos pórfiros: apresentam coloração cinza-claro a cinza-escuro, intenso fraturamento horizontal e fenocristais de plagioclásio e piroxênio visíveis a olho nú. Ao microscópio, possuem texturas porfíricas ou

glomeroporfíricas com fenocristais de plagioclásio e augita imersos em matriz afanítica. Os fenocristais de plagioclásio têm composição de labradorita, sendo mais cálcicos que os plagioclásios da matriz, e apresentam-se euédricos a subédricos. Na matriz o plagioclásio é mais sódico, variando de andesina a oligoclásio. A augita é incolor à luz natural, enquanto a pigeonita varia de tons róseo a incolor. A matriz constitui aproximadamente 50% das rochas, sendo formada por denso intercrescimento felsítico de quartzo e feldspatos. Estas rochas, apesar de macroscopicamente e microscopicamente serem semelhantes aos basaltos, possuem teor de sílica em torno de 70%, o que as caracteriza como riolitos ou riolitos pórfiros, ou seja, rochas ácidas;

- i) dacitos felsíticos e riolitos felsíticos: macroscopicamente estas rochas têm cores mais claras que as rochas básicas, variando de cinza-claro a cinza-médio amarronzado. Quando alteradas apresentam um pontilhado marrom-claro, podendo também ocorrer com coloração rosada a avermelhada forte, conforme a intensidade de impregnação por óxidos de ferro. Estas rochas raramente possuem amígdalas, as quais, quando presentes, são constituídas por quartzo, calcedônia, zeolitas ou calcita. São rochas afaníticas, holocristalinas, com intenso fraturamento horizontal e vertical. São as rochas mais abundantes da seqüência ácida, com espessuras superiores a 100 metros, onde a distinção entre os derrames é dificultada devido à inexistência de um perfil típico como o dos basaltos. Microscopicamente, apresentam freqüentes cristais de plagioclásio e raros minerais máficos, com espaços intersticiais preenchidos por uma massa quartzo-feldspática formando um intercrescimento felsítico. Os cristais de plagioclásio são euédricos a subédricos e apresentam composição andesina. O piroxênio é raro e freqüentemente alterado para hornblenda ou clorita. O intercrescimento felsítico é formado por andesina, sanidina e quartzo. As rochas de composição riolítica têm maior percentual de intercrescimento felsítico do que as rochas dacíticas;
- j) riolitos felsíticos: constituem rochas bastante semelhantes aos dacitos felsíticos, porém com coloração mais clara, variando até cinza-claro. Tornam-se avermelhadas quando alteradas e impregnadas por óxido de ferro. São rochas afaníticas, holocristalinas, microscopicamente compostas predominantemente por intercrescimento felsítico, formado por plagioclásio, feldspato alcalino e quartzo. Cristais de plagioclásio ocorrem em menores proporções. Opacos e raros cristais de minerais máficos, como augita-pigeonita ou hornblenda, ocorrem dispersos na rocha. Alguns autores observaram quartzo de silicificação secundária em forma de massas amebóides e intercrescimentos complexos;

k) fenobasaltos vítreos: são rochas constituídas essencialmente por vidro. Possuem cores negras ou avermelhadas devido à impregnação por óxidos de ferro. Apresentam brilho resinoso, densidade média, fratura sub-conchoidal e, microscopicamente, são formadas por cristais de plagioclásio e piroxênio dispersos na massa vítrea. Estas rochas possuem textura hialofítica e o vidro constitui de 50 a 80% do total da rocha. Apresentam microcristais de plagioclásio de composição labradorita nos fenobasaltos vítreos e de composição andesina nos fenoandesitos vítreos. Os micrólitos de minerais máficos são de pigeonita. A matriz vítrea encontra-se pontilhada de micrólitos de opacos, plagioclásio e piroxênio. Feições de desvitrificação podem ser distinguidas quando a matriz não está muito alterada ou quando a impregnação por óxidos de ferro é pequena.

Análises químicas das rochas da FSG realizadas por IBGE (1986) demonstraram que os basaltos apresentam teores de SiO_2 variando de 48 a 52%, os andesitos de 52 a 56% e os basaltos com vidro teores de sílica semelhantes aos dos basaltos comuns. As rochas classificadas como basaltos pórfiros têm teores de SiO_2 entre 64 e 68%. Os riolitos e riodacitos com intercrescimento felsítico têm variações nos teores de SiO_2 entre 66 e 70%, concordante com os valores encontrados para os fenobasaltos vítreos.

A classificação química das rochas analisadas por IBGE (*op. cit.*) através do diagrama R_1 - R_2 de De La Roche *et al.* (1980), conforme a Fig. 2.7, indica duas populações distintas, uma de natureza básica e intermediária, plotando as amostras nos campos de andesito-basaltos e andesitos, e outra de natureza ácida, nos campos de riolitos e riodacitos. A ausência de termos dacíticos salienta o caráter toleítico das amostras. Comin-Chiaramonti *et al.* (1988) observaram comportamento semelhante.

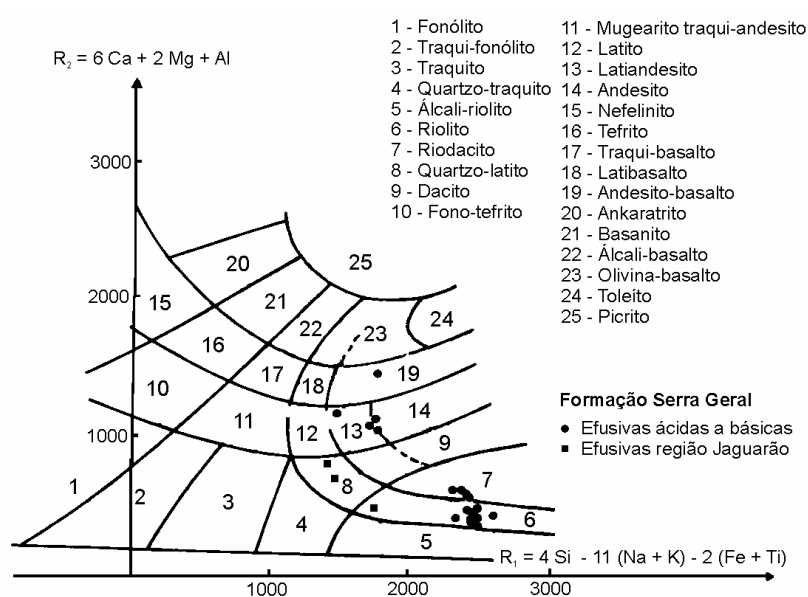


Figura 2.7: Classificação das rochas da FSG segundo o diagrama R_1 - R_2 de De La Roche *et al.* (baseado em: IBGE, 1986)

Para as mesmas amostras citadas anteriormente (IBGE, 1986), o diagrama binário $\text{SiO}_2 \times \text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$, com os campos definidos por Cox, Bell & Pankhurst (1979), conforme a Fig. 2.8, confirma a existência de dois grupos de rochas, um formado por andesitos basálticos e raros traquiandesitos e andesitos, e outro formado por riolitos e dacitos, sendo ausentes os termos com teores de SiO_2 entre 56 e 66%. Comin-Chiaramonti *et al.* (1988), no diagrama binário com os campos definidos por Zanettin (1984), também confirmaram a existência de dois grupos de rochas, sendo um formado rochas básicas a intermediárias que plotam nos campos de basaltos, andesitos basálticos e andesitos, e outro formado por rochas ácidas que plotam nos campos de riolitos, dacitos e traquitos.

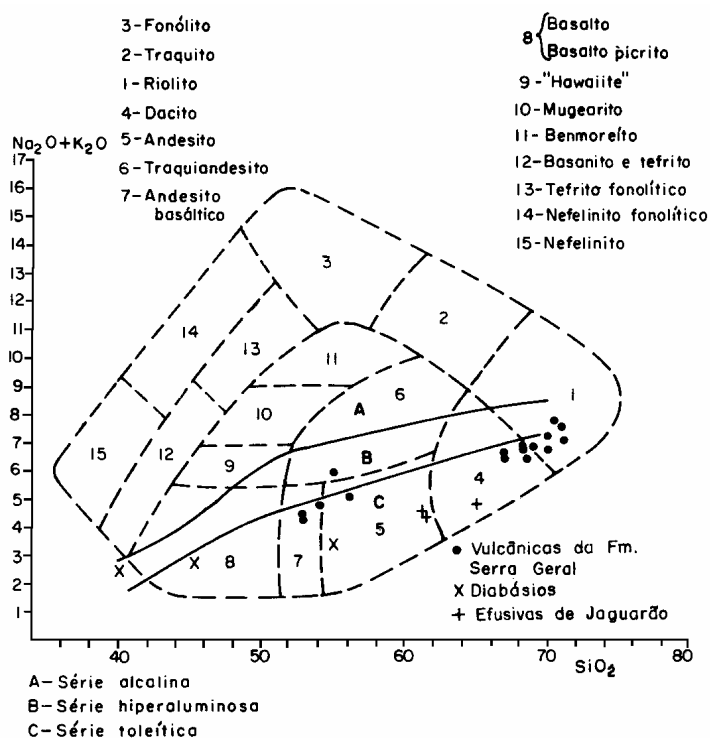


Figura 2.8: Classificação das rochas da FSG segundo o diagrama binário $\text{SiO}_2 \times \text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$ (IBGE, 1986)

De acordo com Melfi *et al.* (1988) e Roisenberg & Viero (2002), petrologicamente, a Bacia do Paraná pode ser subdividida em três porções principais: (a) a porção meridional, que corresponde à região localizada ao sul do lineamento Rio Uruguai; (b) a porção central, localizada entre os lineamentos Rio Uruguai e Rio Piquiri; e (c) a porção setentrional, localizada ao norte do lineamento Rio Piquiri (ver Fig. 2.2).

Segundo Melfi *et al.* (*op. cit.*), as rochas vulcânicas da FSG são representadas por basaltos toleíticos (90% em volume), andesitos toleíticos (cerca de 7%) e riodacitos e riolitos (cerca de 3%). As intrusões na forma de diques são constituídas principalmente por basaltos toleíticos, podendo localmente ser formadas por rochas ácidas. Estas intrusões ocorrem predominantemente no embasamento cristalino, junto à porção setentrional da Bacia do Paraná, sendo praticamente ausentes nas porções central e meridional da bacia. As intrusões em forma de *sills* são formadas exclusivamente por

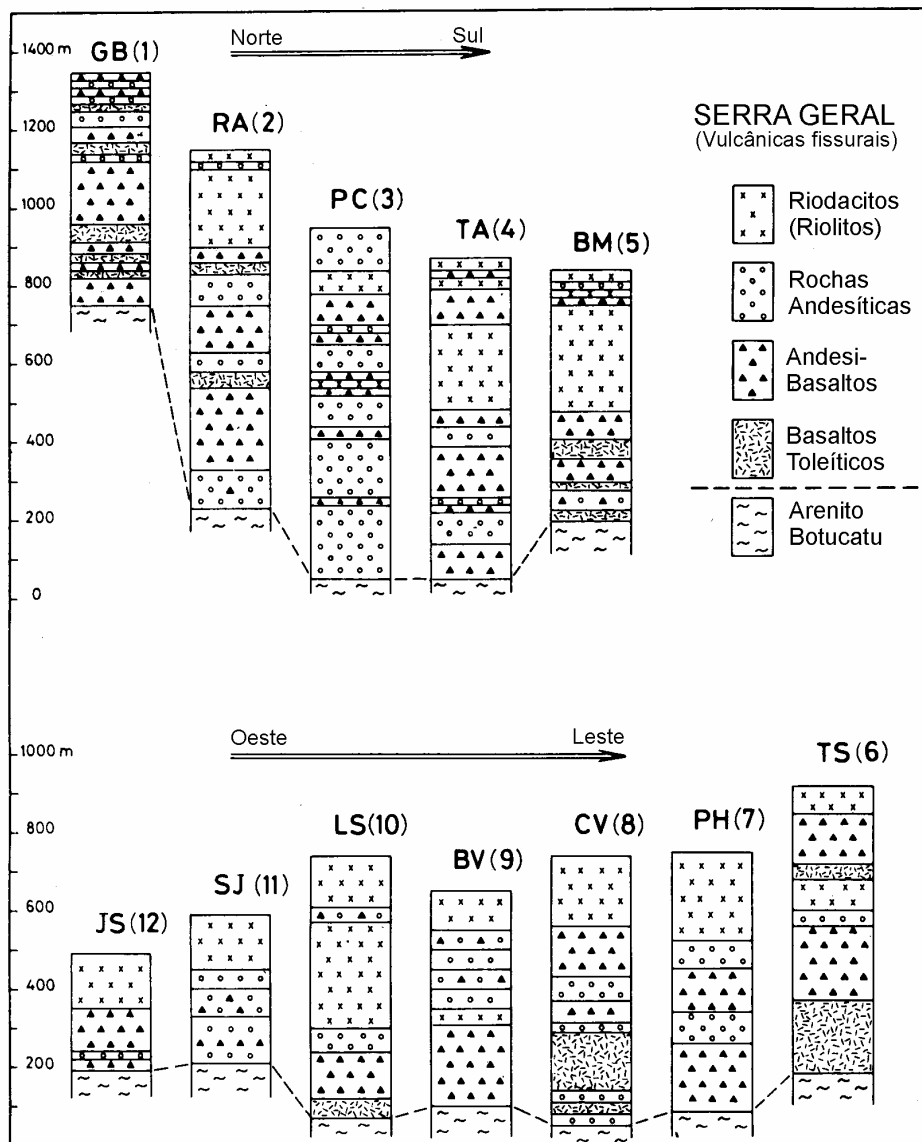
basaltos toleíticos e ocorrem em toda a bacia. Encontram-se inseridas principalmente nos sedimentos paleozóicos, em diferentes níveis estratigráficos, sendo que as intrusões de maior espessura são encontradas nas formações Itararé e Irati. Raros *sills* ocorrem entremeados na Formação Botucatu e na própria FSG.

Na porção meridional da Bacia do Paraná, junto aos estados do RS e SC, a FSG é composta por rochas vulcânicas básicas (65% em volume), intermediárias (22%) e ácidas (13%). Em geral, a seqüência básica inferior é formada por basaltos toleíticos e andesi-basaltos, com espessuras variando de 30 a 550 metros (média 330 m). A seqüência ácida superior é constituída por riodacitos e riolitos do tipo Palmas, podendo atingir espessuras que variam de 60 a 400 metros (média 280 m). Os perfis da Fig. 2.9 apresentam a distribuição dos principais tipos de rocha da seqüência vulcânica na porção meridional da Bacia do Paraná.

De acordo com Comin-Chiaramonti *et al.* (1988), as rochas basálticas da porção meridional da Bacia do Paraná são afíricas a subafíricas, podendo apresentar textura porfirítica. Microscopicamente, são formadas por fenocristais ou microfenocristais de piroxênio (pigeonita e augita), plagioclásio e opacos (óxidos), podendo ocorrer também olivina, imersos em uma matriz constituída pelas mesmas fases. As rochas intermediárias variam de porfiríticas a afíricas, sendo formadas por fenocristais de piroxênio, plagioclásio e opacos. A matriz apresenta as mesmas fases, além de quartzo intersticial. As rochas ácidas do tipo Palmas, principalmente riodacitos, apresentam textura porfirítica, sendo microscopicamente constituídas por fenocristais de plagioclásio, piroxênio (augita, ortopiroxênio e pigeonita) e opacos. A matriz é do tipo hialina (vítrea).

Na porção setentrional da Bacia do Paraná, a FSG é composta essencialmente por basaltos toleíticos. Estes são raramente recobertos por vulcânicas ácidas do tipo Chapecó (0,3% em volume), cujas espessuras variam de 20 a 180 metros. Rochas vulcânicas de composição intermediária são virtualmente ausentes. Os basaltos da porção setentrional da Bacia do Paraná são afíricos a subafíricos, podendo apresentar-se porfiríticos. Microscopicamente, ocorrem fenocristais de plagioclásio, piroxênio (augita e pigeonita), opacos e olivina imersos em uma matriz holocristalina a hipocristalina formada pelas mesmas fases. Normalmente a presença de pigeonita está restrita à matriz. As rochas ácidas do tipo Chapecó são normalmente porfiríticas, sendo formadas por plagioclásios, piroxênios (augita e pigeonita) e opacos imersos em uma matriz predominantemente felsítica, embora seja comum a ocorrência de matrizes hialinas (vítreas).

Na porção central da Bacia do Paraná, a FSG apresenta características tanto da porção meridional como da porção setentrional. Ocorrem vulcânicas básicas (98% em volume) e vulcânicas ácidas do tipo Palmas (0,9%) e do tipo Chapecó (1,1%). As vulcânicas básicas são representadas por basaltos toleíticos, andesi-basaltos e latibasaltos, com espessuras variando de 50 a 550 metros. As vulcânicas ácidas são representadas por riolitos e riodacitos dos tipos Palmas, com espessuras variando de 30 a 250 metros (média de 90 m), e Chapecó, com espessuras variando de 40 a 250 m (média de 88 m).



Distribuição simplificada dos principais tipos de rocha nas seqüências vulcânicas da porção meridional da Bacia do Paraná. 1:(GB) Guatá - Bom Jardim; 2:(RA) Rocinha - Encruzilhada das Antas; 3:(PC) Praia Grande - Cambará do Sul; 4:(TA) Terra de Areia - Aratinga; 5:(BM) Barra do Ouro - Morrinhos; 6:(TS) Taquara - São Francisco de Paula; 7:(PH) Nova Petrópolis - Picada Café; 8:(CV) São Sebastião do Caí - Bento Gonçalves; 9:(BV) Bento Gonçalves - Veranópolis; 10:(LS) Lajeado - Soledade; 11:(SJ) Santa Maria - Julho de Castilhos; 12:(JS) Jaguari - Santiago.

Figura 2.9: Distribuição dos principais tipos de rocha da seqüência vulcânica na porção meridional da Bacia do Paraná (baseado em: MELFI *et al.*, 1988)

Roisenberg & Viero (2002) descrevem as rochas do vulcanismo básico e intermediário do RS como sendo constituídas por basaltos e andesi-basaltos toleíticos, com pequena ocorrência de andesitos. Os basaltos e rochas associadas são geralmente afíricos a subafíricos, com teor de fenocristais e microfenocristais inferior a 5% do volume, sendo constituídos por plagioclásio (anortita), augita, pigeonita, titano-magnetita, ilmenita e rara olivina, usualmente completamente pseudomorfizada para argilominerais, que também podem se originar da alteração do piroxênio. Em geral, as rochas intermediárias apresentam conteúdo maior de fenocristais e minerais metálicos. A matriz da rocha é

formada pelas mesmas fases dos fenocristais, com exceção da olivina, apresentando textura intersertal e cristais aciculares de apatita.

As rochas do vulcanismo ácido do RS, segundo Roisenberg & Viero (*op. cit.*), são predominantemente afíricas, apresentando cerca de 5% de fenocristais (>1,0 mm) e microfenocristais (0,2 a 1,0 mm) de plagioclásio (anortita), augita, pigeonita, titanomagnetita e raros apatita e ortopiroxênio. Hornblenda uralítica verde ocorre como produto de reação do clinopiroxênio com líquidos residuais nos tipos vulcânicos mais cristalinos (granófiros), nos quais a matriz é constituída por um complexo e fino intercrescimento micrográfico de quartzo e sanidina, ao qual se somam micrólitos de plagioclásio, piroxênios, minerais metálicos e hornblenda. Os fenocristais são marcados pela forte reatividade com o líquido magmático, com intensa reabsorção do plagioclásio e uralitização do piroxênio. Nas unidades do tipo Chapecó, cerca de 7 a 10% do volume da rocha é constituída por fenocristais e microfenocristais com a mesma mineralogia dos tipos afíricos (Palmas), salientando-se a ausência de vitrófiros.

Melfi *et al.* (1988) identificaram dois grupos de rochas de acordo com o teor de TiO_2 e elementos incompatíveis. O primeiro grupo, denominado LTiB, é formado por basaltos com baixos teores de TiO_2 (< 2% em peso) e elementos incompatíveis e o segundo, denominado HTiB, é formado por basaltos com altos teores de TiO_2 (\geq 2% em peso) e elementos incompatíveis.

Mantovani *et al.* (1988), a partir de análises químicas de amostras provenientes de sondagens para prospecção de petróleo realizadas na Bacia do Paraná, identificaram três grupos de rochas de acordo com o teor de TiO_2 , caracterizadas como LTi ($\text{TiO}_2 < 2\%$), ITi ($2\% < \text{TiO}_2 < 3\%$) e HTi ($\text{TiO}_2 > 3\%$).

A porção meridional da Bacia do Paraná caracteriza-se por basaltos do tipo LTiB, associados a vulcânicas ácidas do tipo Palmas, comparativamente pobres em TiO_2 e elementos incompatíveis. A porção setentrional é caracterizada por basaltos do tipo HTiB, associados sistematicamente a vulcânicas ácidas do tipo Chapecó, relativamente ricas em TiO_2 e elementos incompatíveis. A porção central da Bacia do Paraná é caracterizada por rochas representativas das suítes setentrional e meridional da bacia (MELFI *et al.*, 1988; MANTOVANI *et al.*, 1988; ROISENBERG & VIERO, 2002).

Peate *et al.* (1992), *apud* Roisenberg & Viero (2002), reconheceram seis diferentes grupos geoquímicos na seqüência básica da FSG, denominados Urubici, Pitanga, Paranapanema, Ribeira, Esmeralda e Gramado. Os grupos Urubici, Pitanga e Paranapanema correspondem a basaltos do tipo HTiB, enquanto os grupos Ribeira, Esmeralda e Gramado correspondem a basaltos do tipo LTiB, sendo o grupo Gramado o mais abundante no RS. Os fatores discriminantes utilizados na definição dos grupos geoquímicos são apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1: Fatores discriminantes utilizados na classificação dos basaltos da FSG na Bacia do Paraná (PEATE *et al.*, 1992)

	<i>Basaltos LTiB</i>			<i>Basaltos HTiB</i>		
	<i>Ribeira</i>	<i>Esmeralda</i>	<i>Gramado</i>	<i>Urubici</i>	<i>Pitanga</i>	<i>Paranap.</i>
<i>SiO₂</i> (%)	49,0-52,0	48,0-55,0	49,0-60,0	>49,0	>47,0	48,0-53,0
<i>TiO₂</i> (%)	1,5-2,3	1,1-2,3	0,7-2,0	>3,3	>2,8	1,7-3,2
<i>P₂O₅</i> (%)	0,15-0,50	0,1-0,35	0,05-0,4	>0,45	>0,35	0,2-0,8
<i>Fe₂O₃</i> (%)	12,0-16,0	12,0-17,0	9,0-16,0	<14,5	12,5-18,0	12,5-17,0
<i>Sr</i> (ppm)	200-375	<250	140-400	>550	>350	200-450
<i>Ba</i> (ppm)	200-600	90-400	100-700	>500	>200	200-650
<i>Zr</i> (ppm)	100-200	65-210	65-275	>250	>200	120-250
<i>Ti/Zr</i>	>65	>60	<70	>57	>60	>65
<i>Ti/Y</i>	>300	<330	<330	>500	>350	>350
<i>Zr/Y</i>	3,5-7,0	2,0-5,0	3,5-6,5	>6,5	>5,5	4,0-7,0
<i>Sr/Y</i>	5,0-17,0	<9,0	<13	>14,0	>8,0	4,5-15,0
<i>Ba/Y</i>	6,0-19,0	<12,0	<19	>14,0	>9,0	5,0-19,0

2.1.5 Estrutura dos derrames e morfologia das encostas

A estrutura interna de um derrame de lavas é condicionada principalmente pela espessura do derrame, pela composição da lava e pelos gradientes de temperatura atuantes durante o processo de resfriamento da lava. O paleorelevo é outro fator que pode influenciar na espessura e na estrutura de um derrame. Segundo Melfi *et al.* (1988), a espessura de um derrame pode variar desde poucos metros até 100 metros, com espessura média entre 10 e 20 metros. Para os derrames básicos da FSG no RS, Roisenberg & Viero (2002) observaram espessuras variando desde poucos metros nos altos topográficos a 50 metros nos paleovales, com espessura média não superior a 20 metros. Para os derrames ácidos, os últimos autores verificaram espessuras médias da ordem de 40 metros.

Conforme Leinz & Amaral (1978), a base de um derrame é constituída por uma camada de material vítreo e brecha vulcânica, formada devido ao movimento e ao resfriamento rápido da lava em contato com o substrato frio. Esta camada muda gradativamente para uma rocha com fraturas predominantemente horizontais, formando o que se chama de zona de diaclasamento horizontal. A parte central do derrame é formada por rocha maciça, com fraturas predominantemente verticais, sendo denominada zona de diaclasamento vertical. Em sua parte superior, os derrames são formados por um arranjo irregular de brecha vulcânica, rocha amigdalara e/ou vesicular e material vítreo. A Fig. 2.10 ilustra a estrutura interna de um derrame.

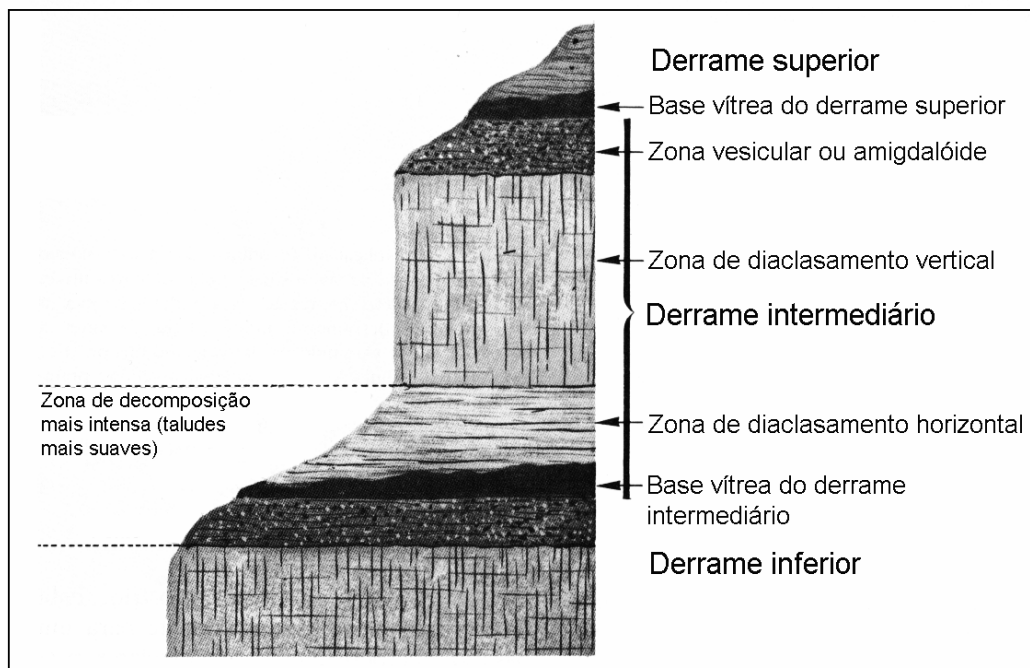


Figura 2.10: Representação da estrutura de um derrame e morfologia de uma escarpa constituída por derrames basálticos (baseado em: Leinz & Amaral, 1978)

Segundo Roisenberg & Viero (2002), a estrutura interna dos derrames ácidos só aparece completa nas unidades do tipo Palmas, podendo ser dividida em três zonas. A zona basal, a qual constitui de 5 a 10% da espessura total da unidade, é formada por vitrófiros e brechas de fluxo sem padrão definido, sendo destituída de diaclasamento característico. A zona central constitui cerca de 70% da espessura total da unidade, sendo formada por granófiros acinzentados, com pronunciado e fino diaclasamento tabular na base, semelhante à estratificação sedimentar. Na porção intermediária dessa zona, a rocha passa a apresentar aspecto maciço e caráter finamente cristalino, com fraturamento discreto a colunar dominante. No topo da zona central aparece uma nova zona tabular semelhante à de base. A zona superior, com espessuras de até 8 metros, é semelhante à zona basal, exceto pela presença de vesículas e amígdalas, que não ultrapassam 15% do volume global da rocha.

Em um derrame, as zonas de diaclasamento horizontal e as zonas vesiculares, amigdalóides, brechadas e vítreas, presentes na base e no topo dos derrames, tendem a sofrer um processo de decomposição mais acelerado do que a rocha na parte central. Isto ocorre devido, principalmente, à maior retenção de água nestes locais. O resultado desta variação no intemperismo das diferentes partes de um derrame é a formação de perfis irregulares, com camadas intercaladas de rocha sã, rocha alterada e solos residuais. Os solos residuais podem ter espessuras de até 15 m. Espessuras maiores ocorrem particularmente devido à presença de espessas camadas de brecha vulcânica ou devido a processos de alteração hidrotermal da rocha.

A morfologia das encostas da Serra Geral é condicionada principalmente pelas falhas e lineamentos onde está concentrada a rede de drenagem. Nesse caso, diz-se que a drenagem apresenta controle estrutural e o resultado dessa característica é a formação de vales em forma de "V", escavados pelas drenagens. A morfologia das escarpas dos vales, por sua vez, está diretamente associada à variação da estrutura interna dos derrames vulcânicos, conforme apresentado na Fig. 2.10. As escarpas íngremes coincidem com as zonas de diaclasamento vertical dos derrames, ao passo que os taludes menos íngremes coincidem normalmente com os contatos entre derrames, onde estão presentes as zonas de diaclasamento horizontal, zonas vesiculares ou amigdalóides e zonas de brecha vulcânica e material vítreo.

A grande maioria das encostas da Serra Geral encontra-se encoberta por depósitos cenozóicos de tálus ou colúvios. A espessura destes depósitos pode variar desde poucos metros até 20 m. Os depósitos de tálus predominam no sopé das escarpas mais íngremes e de cotas topográficas mais elevadas. Estes depósitos são formados principalmente por matacões e blocos de rochas, com pouco material fino, provenientes de processos de instabilização das encostas, principalmente quedas de blocos, denotando proximidade com a área fonte. Os depósitos de colúvios predominam junto à base dos vales, em regiões de cotas topográficas menos elevadas. Caracterizam-se por possuírem uma matriz argilosa predominante na qual estão imersos pedregulhos e blocos de rocha, o que denota distâncias maiores de transporte dos materiais. Sua composição e granulometria são extremamente variáveis. Em alguns colúvios mais antigos verifica-se o desenvolvimento de perfis pedogenéticos bem desenvolvidos. Normalmente, o contato dos colúvios com o material subjacente é marcado pela presença de uma linha de seixos. Em muitos locais é comum a ocorrência de colúvios recentes depositados sobre colúvios mais antigos, cujos contatos encontram-se marcados através de linhas de seixos.

2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO RESIDUAL

A resistência ao cisalhamento residual corresponde ao valor mínimo e constante de resistência ao cisalhamento de um solo, mobilizado após grandes deslocamentos em condições drenadas (SKEMPTON, 1985).

O mecanismo de mobilização da resistência residual em solos argilosos consiste basicamente na orientação das partículas lamelares de argila paralelamente ao plano de cisalhamento. Após grandes deslocamentos, a concentração das deformações em zonas de cisalhamento intenso provoca a diminuição da resistência cisalhante à medida que os deslocamentos aumentam. Esta diminuição está associada ao fluxo laminar das partículas lamelares de argila, que se orientam paralelamente ao plano de cisalhamento.

Nas situações de campo, as superfícies de cisalhamento em que houve mobilização da resistência residual tornam-se descontinuidades permanentes e de baixa resistência ao cisalhamento no interior da massa de solo. Skempton (1964) demonstrou a grande importância prática da resistência ao cisalhamento residual na estabilidade de taludes, principalmente no caso de rupturas reativadas. Os principais trabalhos que precederam a *Rankine Lecture* de Skempton (1964) foram os trabalhos de Hvorslev (1936, 1937, 1939, 1960), Tiedemann (1937) e Haefeli (1951).

2.2.1 Mecanismos de mobilização da resistência residual

O estudo dos mecanismos envolvidos na queda da resistência ao cisalhamento de solos argilosos após grandes deslocamentos teve como marco fundamental o trabalho de Hvorslev (1960). O autor foi quem primeiro associou a queda da resistência ao cisalhamento após a ruptura com a orientação de partículas de argila no plano de cisalhamento.

Posteriormente, através de lâminas delgadas de superfícies de cisalhamento naturais analisadas em microscópio óptico, Skempton (1964) demonstrou a existência de bandas contínuas de partículas de argila fortemente orientadas na direção do cisalhamento. A banda contendo a superfície de ruptura principal tinha espessura da ordem de 20 μm e partículas extremamente orientadas na direção do cisalhamento. Associadas à banda principal haviam várias bandas secundárias, com partículas de argila moderadamente orientadas. Essas bandas agrupadas formavam uma zona com espessura da ordem de 25 mm, além da qual não era observada nenhuma orientação de partículas.

Skempton & Petley (1967) estudaram a resistência ao cisalhamento de descontinuidades macroestruturais e microestruturais em argilas pré-adensadas através de ensaios de cisalhamento direto com reversão. Os autores identificaram a ocorrência de cinco estágios de cisalhamento à medida que as deformações aumentam. No primeiro estágio, antes do pico, as deformações são contínuas e não homogêneas. No segundo estágio,

logo antes do pico ou no pico, são formados planos de cisalhamento com inclinações de 10° a 30° com relação à direção do movimento, denominados planos de Riedel (*Riedel shears*). Além disso, planos conjugados (*conjugate shears*) às vezes são encontrados. Com o aumento das deformações, um terceiro estágio é atingido, no qual planos de cisalhamento paralelos ou sub-paralelos à direção do movimento são formados. Esses planos são denominados planos de deslocamento (*displacement shears*). Aumentando as deformações, os planos de deslocamento se estendem e, no quarto estágio, unem-se para formar superfícies de escorregamento principais (*principal displacement shear ou principal slip surface*). Essas superfícies são em geral onduladas, uma vez que os planos de deslocamento não são alinhados. Planos de cisalhamento inclinados aproximadamente de 160° em relação à direção de cisalhamento também tendem a se formar no terceiro e quarto estágios. Esses planos são denominados planos de compressão (*thrust shears*). Como resultado de deformações adicionais, um quinto estágio ocorre, no qual a superfície de escorregamento principal desenvolve um aspecto menos ondulado que no estágio anterior. Os planos de cisalhamento denominados planos de Riedel, planos de deslocamento e planos de compressão foram agrupados pelos autores segundo a denominação de planos de cisalhamento secundários (*minor shears*). O complexo formado pelos planos de cisalhamento principais e secundários forma uma zona de cisalhamento (*shear zone*). O desenvolvimento de planos de cisalhamento em argilas é acompanhado pela orientação das partículas de argila na direção do cisalhamento. A Fig. 2.11 apresenta esquematicamente o segundo, terceiro e quarto estágios de cisalhamento e as estruturas induzidas pelo cisalhamento presentes em cada estágio. As espessuras das zonas de cisalhamento nos escorregamentos estudados por Skempton & Petley (1967) variaram entre 0,5 cm e 5,0 cm. As bandas contendo as superfícies de escorregamento principal tiveram espessuras entre $10\ \mu\text{m}$ e $50\ \mu\text{m}$.

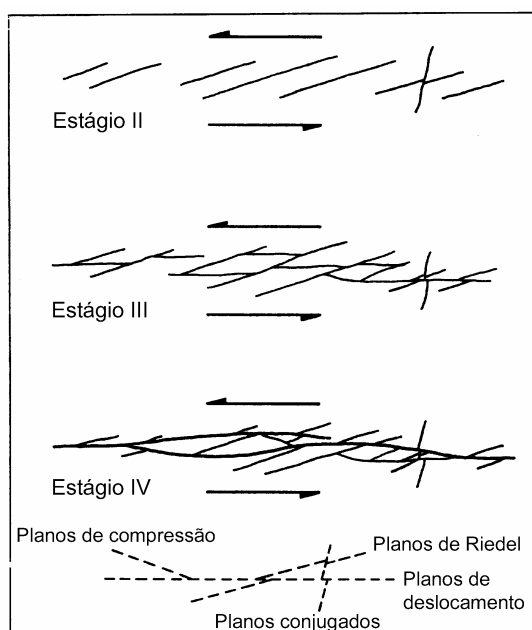


Figura 2.11: Estágios sucessivos de formação de uma zona de cisalhamento em solos argilosos, a partir de ensaios de laboratório (baseado em: SKEMPTON & PETLEY, 1967)

Skempton & Petley (1967) verificaram que a resistência ao cisalhamento em planos de cisalhamento principais correspondia a valores iguais ou muito próximos à resistência ao cisalhamento residual. Em planos de cisalhamento secundários e em juntas, onde o deslocamento sofrido era muito pequeno, a resistência ao cisalhamento foi superior à resistência ao cisalhamento residual. Entretanto, deslocamentos da ordem de milímetros eram suficientes para que a resistência ao cisalhamento residual fosse atingida. Estas observações também foram corroboradas por Calabresi & Manfredini (1973).

Morgenstern & Tchalenko (1967a) analisaram lâminas delgadas de solo preparadas a partir de amostras com superfícies de cisalhamento naturais, retiradas de zonas de escorregamento. Superfícies de escorregamento principais e planos de deslocamento formando bandas contínuas de partículas orientadas na direção do cisalhamento foram observadas em todas as amostras. Essas bandas encontravam-se próximas aos limites da zona de cisalhamento ou formando os limites dessa zona. A espessura dessas bandas variou entre 10 μm e 300 μm . Os autores verificaram que a formação de bandas principais contínuas, bandas secundárias descontínuas e a orientação preferencial de partículas depende da composição do material, da sua consistência e da magnitude dos deslocamentos envolvidos. As zonas de cisalhamento observadas tiveram espessuras da ordem de 10 mm.

Morgenstern & Tchalenko (1967b) estudaram amostras de argila caulinita submetidas a ensaios de cisalhamento direto. As amostras foram preparadas por consolidação de uma lama em célula edométrica, obtendo-se desta maneira um paralelismo quase perfeito das partículas de argila. Foram verificadas, através da preparação de lâminas delgadas de corpos de prova submetidos a diferentes deformações, a influência da estrutura original das amostras e das estruturas induzidas pelo cisalhamento. O escorregamento nos planos basais das partículas de argila foi identificado como o principal mecanismo de cisalhamento nas estruturas induzidas pelo cisalhamento. Foi observado que a resistência ao cisalhamento residual não foi atingida, apesar da forte orientação das partículas de argila nas amostras. Os autores ressaltaram a necessidade de um alinhamento quase perfeito das partículas de argila para que a resistência ao cisalhamento residual fosse alcançada.

Segundo Skempton (1985), a queda de resistência ao cisalhamento pós-pico de uma argila pré-adensada acontece em dois estágios. Primeiramente, há um aumento no teor de umidade do solo (dilatância), o qual é seguido pela reorientação das partículas de argila paralelamente à direção do cisalhamento. Ao fim do primeiro estágio, atinge-se a resistência ao cisalhamento de estado crítico. A resistência ao cisalhamento residual é mobilizada após grandes deslocamentos (Fig. 2.12a), quando a reorientação das partículas lamelares de argila está completa. Nas argilas normalmente adensadas, a queda de resistência ao cisalhamento pós-pico é devida somente à reorientação das partículas de argila.

Skempton (1985) afirmou que os efeitos da reorientação das partículas de argila somente podem ser percebidos quando estas possuem formato lamelar e quando a fração argila do solo excede 20-25%. Quando a fração argila é inferior a aproximadamente 25%, o solo se comporta basicamente como uma areia ou silte, apresentando comportamento muito parecido com o comportamento clássico da Teoria de Estado Crítico (SCHOFIELD & WROTH, 1968), no qual, mesmo a grandes deslocamentos, a resistência residual é levemente menor que a resistência ao cisalhamento de pico do estado normalmente adensado, e a queda de resistência ao cisalhamento pós-pico de solos pré-adensados é devida somente ao aumento do teor de umidade ou do índice de vazios. Este comportamento está demonstrado na Fig. 2.12b.

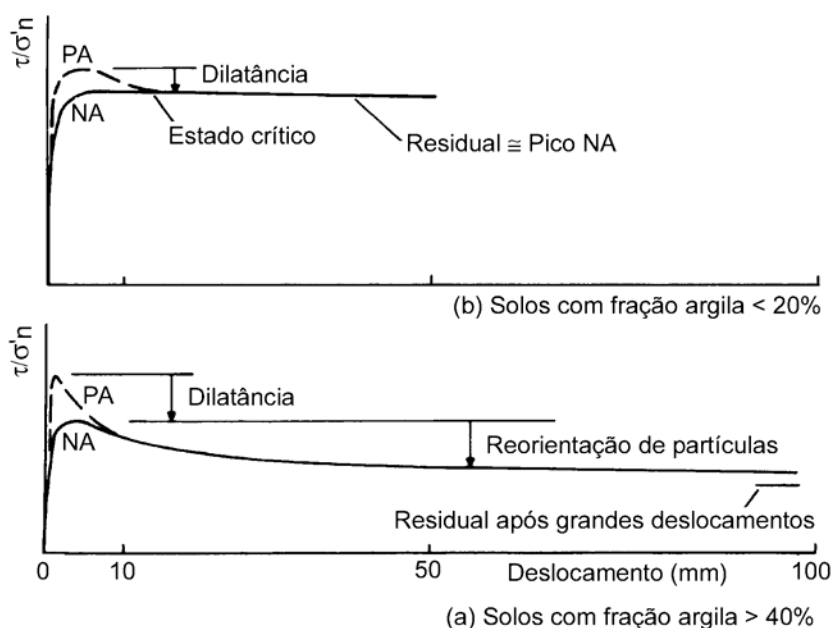


Figura 2.12: Curvas tensão-deformação típicas para σ'_n constante (baseado em: SKEMPTON, 1985)

O mais importante estudo realizado sobre os mecanismos de mobilização da resistência residual foi apresentado por Lupini *et al.* (1981). Partindo da hipótese de que o mecanismo de cisalhamento residual de um solo é controlado pela proporção entre partículas maciças e lamelares, e pelo ângulo de atrito interno entre partículas, os autores realizaram ensaios *ring shear* em misturas de areia e mica pulverizada, misturas de argilas naturais (Happisburgh e London clay) e misturas de areia e bentonita. Após os ensaios, a natureza da superfície de cisalhamento formada foi estudada por observação visual, análises de lâminas delgadas de corpos de prova impregnados com resina e análises em microscópio eletrônico.

A partir deste estudo, Lupini *et al.* (1981) identificaram três mecanismos de cisalhamento residual ou três tipos de comportamento, denominados comportamento turbulento, comportamento deslizante e comportamento transicional. Os autores confirmaram a hipótese de que o comportamento do solo é controlado pela proporção entre partículas lamelares e maciças presentes no solo e pelo coeficiente de atrito entre partículas.

Segundo os autores, solos com comportamento turbulento apresentam valores elevados de resistência ao cisalhamento residual, com ϕ'_r tipicamente superior a 25°. Este tipo de comportamento ocorreu nas misturas com alta proporção de partículas maciças ou em misturas com proporção elevada de partículas lamelares de alto coeficiente de atrito entre partículas. Para solos com comportamento turbulento, a condição residual é alcançada com pequenos deslocamentos e envolve cisalhamento a volume constante, sem orientação de partículas. Nestes solos, o mecanismo de cisalhamento a grandes deslocamentos está relacionado ao rolamento dos grãos uns sobre os outros. Como consequência, o ângulo de atrito interno residual ϕ'_r é semelhante ao ângulo de atrito interno de estado crítico ϕ'_{cv} .

Segundo Lupini *et al.* (1981), solos com comportamento deslizante apresentam valores de ϕ'_r variando tipicamente entre 5° e 20°. Este comportamento se desenvolveu nas misturas com proporção elevada de partículas lamelares de baixo coeficiente de atrito entre partículas, onde grandes deslocamentos provocaram a formação de superfícies de cisalhamento com partículas de argila fortemente orientadas na direção do cisalhamento. Neste caso, o valor de ϕ'_r depende principalmente da mineralogia, da composição química da água dos poros e do coeficiente de atrito entre as partículas lamelares. O comportamento transicional ocorre em solos onde não há um formato dominante de partícula. O mecanismo de cisalhamento envolve os comportamentos turbulento e deslizante atuando ao mesmo tempo, em diferentes partes da zona de cisalhamento.

Outros fatores, além da proporção entre partículas lamelares e maciças e do coeficiente de atrito entre partículas, também podem afetar os mecanismos de mobilização da resistência residual.

Segundo Lupini *et al.* (1981), o tipo de comportamento do solo pode ser afetado: (a) pela presença de alofano, haloisita, atapulgita e outros argilominerais não lamelares; (b) pela presença de partículas lamelares grosseiras de baixo coeficiente de atrito entre partículas, como é o caso das micas; (c) pela presença em grande proporção de partículas maciças de tamanho comparável ao dos argilominerais presentes no solo; (d) pela presença de partículas lamelares de elevado coeficiente de atrito entre partículas, devido à alta concentração de sais na água dos poros; e (e) pela geração de partículas lamelares através da degradação de agregados e partículas grosseiras durante o cisalhamento, como ocorre em solos derivados de margas cimentadas, lamitos e folhelhos.

No caso de solos residuais tropicais, Vaughan (1988) chamou a atenção para o efeito de degradação de partículas grosseiras durante o cisalhamento. Estas partículas, herdadas da rocha de origem, podem consistir em minerais parcialmente alterados e frágeis que se degradam com o cisalhamento, mudando a granulometria das partículas na zona de cisalhamento. Esta alteração no material pode afetar o mecanismo de mobilização da resistência residual e o comportamento do solo pode variar durante o cisalhamento com o aumento dos deslocamentos.

2.2.2 Influência de alguns fatores sobre a resistência residual

2.2.2.1 Deslocamento, história de tensões, nível de tensões e estado inicial

Nos ensaios de cisalhamento direto de reversões múltiplas realizados por Skempton (1964) em argilas pré-adensadas, deslocamentos da ordem de 25 mm a 50 mm foram necessários para que a resistência ao cisalhamento atingisse um valor residual constante. A comparação entre os valores de resistência ao cisalhamento residual de amostras normalmente adensadas e pré-adensadas da argila de Walton's Wood mostrou que esses valores eram muito parecidos. Baseado nesta observação, Skempton sugeriu que a resistência ao cisalhamento residual de uma argila não depende da sua história de tensões, ou seja, para o mesmo solo a resistência ao cisalhamento residual seria única, independentemente do solo ser normalmente adensado ou pré-adensado.

Nos ensaios realizados por La Gatta (1970), os deslocamentos necessários para atingir a condição residual variaram consideravelmente para os solos estudados. As amostras foram ensaiadas em forma de anéis e em forma de discos, com espessuras variando entre 2,0 mm e 3,5 mm. Para as amostras do solo Pepper Shale, os deslocamentos variaram entre 15 mm e 30 mm para as amostras remoldadas normalmente adensadas, entre 20 mm e 70 mm para as amostras remoldadas pré-adensadas e entre 180 mm e 350 mm para as amostras indeformadas. Em ensaios no solo Cucaracha Shale, os deslocamentos variaram entre 7 mm e 100 mm tanto para as amostras remoldadas normalmente adensadas quanto para as amostras remoldadas pré-adensadas. Na argila de Londres (London Clay), os deslocamentos para atingir a condição residual variaram entre 40 mm e 150 mm para as amostras remoldadas normalmente adensadas e entre 35 mm e 400 mm para as amostras indeformadas. Com exceção do solo Pepper Shale, onde os deslocamentos para atingir a condição residual diminuíram com o aumento da tensão normal, os resultados apresentados por La Gatta não indicaram nenhuma tendência de variação entre os deslocamentos necessários para atingir a condição residual e a tensão normal efetiva. Os resultados de La Gatta sugerem que os deslocamentos para atingir a condição residual tendem a ser maiores nos solos pré-adensados e indeformados do que nos solos normalmente adensados. Segundo o autor, os valores de resistência ao cisalhamento residual das amostras remoldadas são semelhantes aos valores de resistência ao cisalhamento residual das amostras indeformadas. Comparando os valores de resistência ao cisalhamento residual das amostras normalmente adensadas e pré-adensadas, a diferença encontrada variou entre 0% e 20%, sendo que a maior diferença no ângulo de atrito interno residual foi de 1,4°. Estes resultados indicaram que o estado inicial da amostra (remoldada ou indeformada) e a história de tensões do solo (NA ou PA) não influenciam significativamente no valor da resistência ao cisalhamento residual dos solos.

Bishop *et al.* (1971) apresentaram resultados de ensaios *ring shear* nas argilas Blue London Clay, Brown London Clay, Weald Clay, Studenterlunden Clay e Cucaracha Shale. Para a argila azul de Londres (Blue London Clay) foram realizados ensaios em 5 amostras, sendo 1 remoldada e 4 indeformadas. Os deslocamentos necessários para atingir a resistência ao cisalhamento residual variaram aproximadamente entre 100 mm e 500 mm. Para verificar se a resistência ao cisalhamento residual havia sido atingida, e assim determinar o final do ensaio, os autores sugeriram adotar como critério a obtenção de uma curva horizontal no gráfico τ/σ'_n versus logaritmo do deslocamento horizontal. O valor médio de ϕ'_r obtido foi de $9,4^\circ$, sendo o ϕ'_r da amostra remoldada ($9,5^\circ$) semelhante ao ϕ'_r das amostras indeformadas ($9,2^\circ$ a $9,4^\circ$). Isto indicou que o estado inicial da amostra (remoldado ou indeformado) não influenciou no valor da resistência ao cisalhamento residual deste solo. Os autores observaram que, em todos os ensaios realizados na argila azul de Londres, o valor de ϕ' era independente do nível de tensões, principalmente no caso do ϕ'_r fornecido pelo ensaio *ring shear*.

Para a argila marrom de Londres (Brown London Clay), Bishop *et al.* (1971) realizaram ensaios *ring shear* multiestágio em amostras indeformadas e remoldadas. Esses ensaios consistem em cisalhar a mesma amostra sob diferentes tensões normais. Quando a resistência ao cisalhamento residual correspondente a uma dada tensão normal é atingida, o ensaio é paralisado e outra tensão normal é aplicada. A resistência ao cisalhamento residual obtida, dada em função do ângulo de atrito interno residual ϕ'_r (visto que $c'_r = 0$), variou entre 8° e 14° , dependendo da tensão normal efetiva. A partir destes ensaios, os autores observaram que a resistência ao cisalhamento residual para cada estágio de carga mostra uma relação única com a tensão normal efetiva, independentemente da seqüência de carregamento. Concluíram então que a resistência ao cisalhamento residual depende da tensão normal efetiva e não é afetada pela história de tensões. O motivo pelo qual a argila marrom de Londres mostra uma variação de ϕ'_r com σ'_n , contrariamente à argila azul de Londres, é atribuído ao teor de montmorilonita presente na amostra. Segundo Kenney (1967), solos com alto teor de montmorilonita mostram uma variação de ϕ'_r com σ'_n , enquanto solos compostos de minerais não argilosos não mostram esse comportamento.

Ensaio *ring shear* realizados por Bishop *et al.* (1971), utilizando a técnica de multiestágio em uma amostra indeformada da Weald Clay, indicaram um padrão de comportamento similar ao da argila marrom de Londres, com ϕ'_r variando entre $9,5^\circ$ e 15° com a tensão normal. Ensaio multiestágio também foram executados com amostras remoldadas da Studenterlunden Clay. O padrão de comportamento foi similar à argila azul de Londres, com envoltória de resistência ao cisalhamento residual perfeitamente linear, passando pela origem. O valor de ϕ'_r obtido foi de 30° , constante com a tensão normal do ensaio. No solo Cucaracha Shale, um único ensaio *ring shear* em amostra remoldada foi realizado. Após um deslocamento de aproximadamente 180 mm obteve-se ϕ'_r de $8,2^\circ$.

Lupini *et al.* (1981) apresentaram resultados de ensaios *ring shear* em solos naturais, realizados com o equipamento desenvolvido por Bishop *et al.* (1971). A maioria dos solos foi ensaiada a partir do estado remoldado, uma vez que a resistência ao cisalhamento residual não é afetada pela estrutura inicial do solo. As argilas mais plásticas, que apresentam orientação de partículas argilosas e baixa resistência ao cisalhamento residual, necessitaram deslocamentos superiores a 100 mm (tipicamente 400 mm) para atingir a condição residual. As argilas menos plásticas atingiram a condição residual com deslocamentos muito menores. Os autores verificaram que a grande maioria dos solos apresenta uma diminuição de ϕ'_r com o aumento da tensão normal. Esta variação no valor de ϕ'_r é mais pronunciada em baixos níveis de tensões.

Segundo Skempton (1985), ensaios *ring shear* com tensões normais inferiores a 600 kPa necessitaram deslocamentos superiores a 100 mm para atingir a condição residual. Em algumas amostras, foram necessários deslocamentos superiores a 500 mm. No entanto, Skempton observou que valores de resistência ao cisalhamento correspondentes a $\phi'_r + 1^\circ$ eram atingidos com deslocamentos variando entre 20% e 50% do deslocamento total necessário para atingir a condição residual. Em um ensaio com tensão normal de 2000 kPa, a resistência ao cisalhamento residual foi atingida após deslocamento de 25 mm, fato que suporta a hipótese de que, para tensões normais elevadas (superiores a 600 kPa), a orientação das partículas de argila ocorre com deslocamentos menores.

Skempton (1985) e Hawkins & Privett (1985) também verificaram que o ângulo de atrito interno residual ϕ'_r varia com nível de tensões na grande maioria dos solos. Os últimos autores observaram que essa variação é mais pronunciada para tensões normais inferiores a 200 kPa.

Anderson & Hammound (1988) realizaram ensaios multiestágio e estágio único com o equipamento *ring shear* de Bromhead (1979). Foram utilizadas duas argilas artificialmente preparadas, com frações argila de 45% e 80%, possuindo, respectivamente, comportamento transicional e comportamento deslizante. Nas amostras de maior fração argila, o deslocamento necessário para atingir a condição residual diminuiu com o aumento da tensão normal nos ensaios de estágio único. Nos últimos estágios de carregamento dos ensaios multiestágio, os deslocamentos para atingir a condição residual foram muito pequenos. Nas amostras de menor fração argila, os deslocamentos para atingir a condição residual foram maiores e não mostraram uma tendência clara de variação com a tensão normal. Di Maio & Fenelli (1994), verificaram que a variação de ϕ'_r é mais pronunciada para tensões normais inferiores a 200 kPa, conclusão semelhante à de Hawkins & Privett (1985).

2.2.2.2 Composição mineralógica e composição química da água dos poros

O estudo da influência da composição mineralógica na resistência ao cisalhamento dos solos tem como marco fundamental o trabalho de Horn & Deere (1962). Estes autores estudaram as características friccionais de diversos minerais. O estudo incluiu a investigação da influência da umidade e rugosidade superficial e da velocidade de cisalhamento na resistência de atrito desenvolvida entre superfícies do mesmo mineral. A influência da polaridade dos fluidos na capacidade de lubrificação da superfície dos minerais também foi investigada. Os minerais estudados foram, entre outros, a calcita, o quartzo, o feldspato, a mica muscovita, a mica biotita e a clorita.

Horn & Deere (1962) verificaram, para as diversas condições de umidade superficial estudadas, que o coeficiente de atrito dinâmico é igual ou levemente inferior ao coeficiente de atrito estático. Exceção a este comportamento ocorre no caso do quartzo saturado com fluidos altamente polares. Sob estas condições, há indicações de que o atrito dinâmico é consideravelmente menor que o atrito estático. No caso de minerais com estrutura cristalina tridimensional (forma equidimensional ou maciça), como o quartzo e os feldspatos, a resistência de atrito entre superfícies desses minerais aumenta com o aumento da umidade superficial. Para minerais com estrutura cristalina bidimensional (forma lamelar), que é o caso das micas e dos argilominerais, a resistência de atrito diminui com o aumento da umidade superficial. Os autores observaram que o efeito anti-lubrificante da água em superfícies de minerais tridimensionais diminui rapidamente com o aumento da rugosidade superficial. Variações na velocidade de cisalhamento entre 1,78 cm/min e 15,2 cm/min não alteraram as características friccionais dos minerais tridimensionais. Nos minerais bidimensionais, essa variação de velocidade provocou um aumento na resistência de atrito. Os resultados dos ensaios realizados com diferentes fluidos demonstraram que a polaridade do fluido influencia nas características de lubrificação do fluido. Para os minerais tridimensionais, todos os fluidos agiram como anti-lubrificantes, porém os altamente polares tiveram o maior grau de anti-lubrificação. Para os minerais em camadas, todos os fluidos agiram como lubrificantes, com indicações de que os fluidos altamente polares são os mais eficientes lubrificadores. Em ensaios de cisalhamento direto realizados pelos autores, o aumento da umidade superficial das partículas dos minerais tridimensionais não afetaram a resistência ao cisalhamento. Para as partículas de minerais bidimensionais, o aumento da umidade superficial causou uma diminuição da resistência ao cisalhamento.

Com o objetivo de determinar a influência da composição mineralógica na resistência ao cisalhamento residual dos solos, Kenney (1967) realizou ensaios de cisalhamento direto com reversão em diversos solos naturais de composição mineralógica conhecida. Além disso, ensaiou amostras de minerais puros e amostras compostas por misturas de diferentes minerais. Com base nos resultados obtidos, Kenney (1967) verificou que cada grupo mineral possui características de resistência ao cisalhamento diferentes, e que a resistência ao cisalhamento residual dos solos naturais é controlada pelo teor relativo dos diferentes minerais constituintes. Segundo Kenney (1967), os minerais compostos por

grãos tridimensionais, tais como quartzo, feldspato e calcita, que geralmente formam a fração grossa dos solos, apresentaram valores de ângulo de atrito interno residual variando com a forma dos grãos. Grãos angulares mostraram ϕ'_r superior aos grãos arredondados. O tamanho dos grãos não teve influência no valor de ϕ'_r . Os valores de ϕ'_r para os minerais tridimensionais variaram entre 29° e 35°. Os minerais do grupo das micas (mica muscovita e mica hidratada) e o argilomineral Illita apresentaram comportamentos semelhantes, com ϕ'_r variando entre 17° e 26°. Segundo o autor, essa variação depende: (a) do tamanho dos grãos (a diminuição do tamanho dos grãos provocou um aumento em ϕ'_r); (b) do tipo de cátion presente (ϕ'_r era aumentado por cátions de maior valência – $\text{Ca}^{+2} > \text{K}^+$ e Na^+); e (c) da concentração de íons na água dos poros (ϕ'_r aumentou com o aumento da concentração de sais na água dos poros). Os minerais do grupo das montmorilonitas apresentaram valores de ϕ'_r variando entre 4° e 10°, dependendo do tipo de cátion presente e da concentração de íons na água dos poros. Ensaio realizados em amostras de caulinita apresentaram valores de ϕ'_r superiores aos minerais do grupo das montmorilonitas.

Kenney (1977) apresentou resultados adicionais àqueles apresentados em Kenney (1967), em relação à influência da composição mineralógica na resistência ao cisalhamento residual dos solos. Os novos dados obtidos reiteraram como fatores determinantes da resistência ao cisalhamento residual a composição mineralógica, o estado químico da amostra (tipo de cátion presente e composição química da água dos poros) e o volume relativo entre minerais maciços e minerais lamelares. Comparações consistentes foram encontradas entre os resultados de ensaios em solos naturais e em misturas de laboratório contendo quantidades variáveis de montmorilonita.

Wesley (1977) estudou a resistência ao cisalhamento dos solos residuais argilosos de Java, na Indonésia. O mineral predominante em algumas amostras era a haloisita e em outras o alofano. A resistência ao cisalhamento de pico foi determinada através de ensaios triaxiais, enquanto a resistência ao cisalhamento residual foi determinada com o equipamento *ring shear* de Bishop *et al.* (1971). O autor verificou que os valores de coesão e ângulo de atrito interno efetivos, de pico e residuais, dos solos estudados eram muito superiores aos valores normalmente encontrados para solos sedimentares argilosos de índice de plasticidade e fração argila semelhantes. A queda observada no valor de ϕ' , a partir da condição de pico até o estado residual, foi muito pequena, sendo maior nos casos onde predomina a haloisita e menor nos casos onde predomina o alofano. Esse comportamento foi atribuído à forma das partículas. O alofano é um mineral amorfo em forma de gel e a haloisita tem, em sua maioria, formato tubular, o que impede a orientação das partículas no plano de cisalhamento. Nas amostras onde predominava o alofano, o ângulo de atrito interno de pico ϕ'_{pico} encontrado foi de 40°, e o ângulo de atrito interno residual ϕ'_r foi de 39°. Nas amostras onde predominava a haloisita, ϕ'_{pico} variou entre 31° e 38°, enquanto ϕ'_r variou de 24,5° a 35°.

Tsiambaos (1991) estudou a resistência ao cisalhamento residual de calcáreos argilosos (margas) da Grécia. Os principais minerais maciços presentes nestes solos são a calcita e o quartzo. A montmorilonita, illita e clorita são os principais argilominerais. Os solos estudados apresentaram valores de ϕ'_r variando entre 26° e 36°. O autor atribuiu os altos valores de resistência ao cisalhamento residual à presença de partículas tamanho silte de calcita e quartzo. O autor observou também que um aumento no teor de calcita desses solos resultava em um aumento significativo no valor de ϕ'_r , além de causar uma diminuição no índice de plasticidade e na fração argila do solo.

Moore (1991) realizou um importante estudo sobre os efeitos da mineralogia, intemperismo e composição química da água dos poros na resistência ao cisalhamento residual. O estudo foi realizado com argilas puras do tipo caulinita e montmorilonita e com argilas naturais, intemperizadas e não intemperizadas. As argilas naturais utilizadas foram as argilas London Clay e Weald Clay. A determinação da resistência ao cisalhamento residual foi feita através de um equipamento *ring shear* do tipo Bromhead, adaptado para permitir a introdução e coleta de soluções durante o ensaio. As amostras de argila pura foram ensaiadas em soluções de sódio (monovalente) e cálcio (bivalente) com concentrações variando entre 0,2 e 1 molar, e as argilas naturais foram ensaiadas em soluções com água do mar filtrada, em concentrações variando entre 10% e 100%.

Através deste estudo, Moore (1991) conseguiu demonstrar, separadamente, os efeitos da mineralogia das argilas, do tipo de cátions trocáveis e da concentração de sais na água dos poros sobre a resistência ao cisalhamento residual. O autor verificou diferenças no valor de ϕ'_r de até 5,3° entre as amostras puras de caulinita e montmorilonita, demonstrando que a montmorilonita possui menor resistência ao cisalhamento residual. Diferenças em ϕ'_r de 2,8° e 4,6° foram observadas, respectivamente, entre amostras intemperizadas e não intemperizadas das argilas London Clay e Weald Clay. Diferenças em ϕ'_r de até 4,7° foram observadas entre amostras de uma mesma argila saturada com sais de sódio e de cálcio, demonstrando uma menor resistência ao cisalhamento das argilas com cátions monovalentes. Foi observada uma diferença de 21% na resistência ao cisalhamento residual das argilas puras como consequência direta de variações na concentração dos sais da água dos poros. Para as argilas naturais intemperizadas essa diferença variou de 12 a 14%, e para as argilas não intemperizadas essa diferença variou de 5 a 10%. Baseado nas observações realizadas em seu estudo, Moore (1991) declarou que a resistência ao cisalhamento residual de solos deve ser considerada uma propriedade dinâmica, pois pode variar em resposta a mudanças nas condições ambientais.

Di Maio & Fenelli (1994) realizaram ensaios de cisalhamento direto com reversão em amostras puras de caulinita e bentonita e em misturas dessas duas argilas. Para cada tipo de argila ou mistura, algumas amostras foram remoldadas com água destilada e outras com uma solução saturada de NaCl. As amostras remoldadas com água destilada foram ensaiadas até a condição residual tendo água destilada como fluido de saturação

da célula de cisalhamento. Após isso, a água destilada utilizada na saturação era substituída por soluções de NaCl a diferentes concentrações (1 molar e saturada). A troca de solução somente era realizada após a obtenção de um valor constante de resistência ao cisalhamento. Uma vez obtido um valor constante de resistência ao cisalhamento com a solução saturada de NaCl, esta era substituída por água destilada, e o ensaio novamente continuado até a obtenção de um novo valor constante de resistência ao cisalhamento. As amostras remoldadas com solução saturada de NaCl foram ensaiadas utilizando a mesma solução como fluido de saturação da célula de cisalhamento. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento residual da caulinita não foi alterada pelo tipo de solução, enquanto a resistência ao cisalhamento residual da bentonita aumentou significativamente devido à saturação com NaCl. A exposição da bentonita às soluções de NaCl provocou também uma significativa redução de volume das amostras. É importante salientar que os efeitos da solução de NaCl sobre a bentonita são revertidos quando as amostras são novamente saturadas com água destilada. Isso demonstra que não houve troca catiônica entre a argila e a solução de NaCl.

Di Maio (1996) realizou ensaios edométricos e ensaios de cisalhamento direto em amostras de bentonita. As amostras foram expostas, alternadamente, à água destilada e a soluções saturadas de NaCl, KCl e CaCl_2 . A exposição a qualquer um dos eletrólitos citados provocou diminuição de volume das amostras e um grande aumento na resistência ao cisalhamento residual. Os efeitos da solução de NaCl após nova saturação com água destilada foram revertidos. O mesmo não aconteceu com as amostras saturadas em soluções de KCl e CaCl_2 . Análises de difração de raios-x mostraram que houve troca catiônica nas amostras saturadas com estas soluções, justificando o caráter irreversível das alterações sofridas.

Anson & Hawkins (1998) reportaram os resultados de um estudo a respeito da influência da concentração de íons Ca^{2+} na água dos poros sobre a resistência ao cisalhamento residual de argilas caulinita e Na-montmorilonita. O equipamento utilizado foi o equipamento *ring shear* de Bromhead (1979). A concentração de íons Ca^{2+} nas soluções foi variada de zero (água destilada) a 400 mg/l, simulando as condições de variação espacial e sazonal da concentração de íons Ca^{2+} na água dos poros. Comparativamente à resistência ao cisalhamento residual obtida em amostras tratadas com água destilada, os resultados indicaram um grande aumento da resistência ao cisalhamento residual da montmorilonita sódica tratada com 80 mg/l de Ca^{2+} . Maiores concentrações de Ca^{2+} provocaram somente pequenos aumentos na resistência residual. Por outro lado, as amostras de caulinita mostraram-se pouco sensíveis à presença de íons Ca^{2+} na água dos poros, independentemente da concentração, apresentando pequenas variações na resistência ao cisalhamento residual.

2.2.2.3 Fração argila (FA) e índice de plasticidade (IP)

Skempton (1964), ao correlacionar ϕ'_r e FA de argilas normalmente adensadas e pré-adensadas, verificou que havia uma clara tendência de diminuição de ϕ'_r com o aumento de FA.

Segundo Skempton (1985), solos com fração argila inferior a 25% comportam-se basicamente como areia ou silte, com ϕ'_r tipicamente superior a 20°. Para os casos em que a fração argila é de aproximadamente 50%, a resistência ao cisalhamento residual é controlada quase inteiramente pelo atrito de escorregamento entre as partículas de argila, e o aumento na fração argila tem pouca ou nenhuma influência no comportamento. O valor de ϕ'_r é de aproximadamente 15° para argila caulinita, 10° para a illita ou mica e 5° para a montmorilonita. Quando a fração argila do solo varia entre 25% e 50%, este apresentará um comportamento transicional, com a resistência ao cisalhamento sendo dependente da porcentagem de partículas de argila e de sua mineralogia. A mudança de um comportamento "arenoso" para um comportamento "argiloso" foi claramente demonstrada por *Lupini et al.* (1981). A Fig. 2.13 demonstra a influência da fração argila e do índice de plasticidade no tipo de comportamento do solo e conseqüentemente na resistência ao cisalhamento residual.

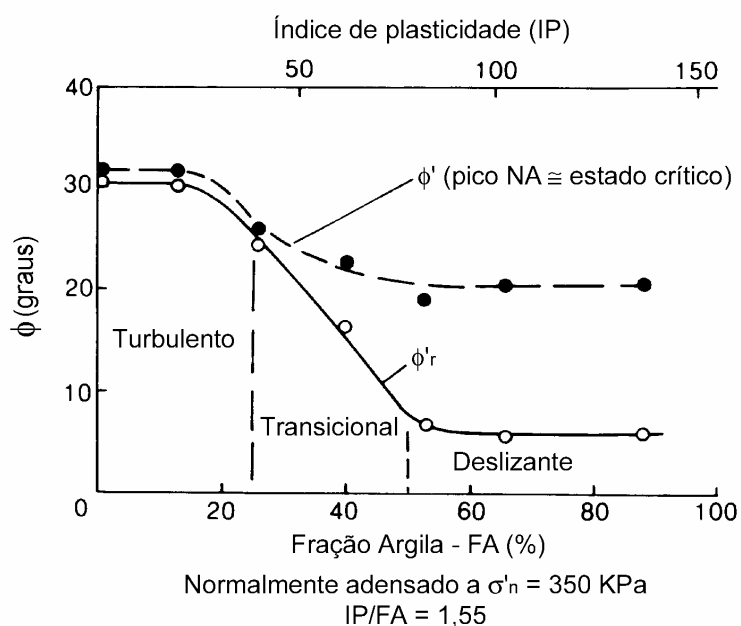


Figura 2.13: Ensaios *ring shear* em misturas areia-bentonita (baseado em: SKEMPTON, 1985)

2.2.2.4 Grau de intemperismo

Chandler (1969) estudou o efeito do intemperismo na resistência ao cisalhamento residual da argila Keuper Marl. As amostras não intemperizadas e parcialmente intemperizadas dessa argila apresentaram proporções elevadas de agregados tamanho silte formados por partículas de argila. As amostras completamente intemperizadas

apresentaram altos valores de fração argila, indicando que os agregados de partículas argilosas são destruídos com o aumento do grau de intemperismo. Os valores de resistência ao cisalhamento residual obtidos a partir de ensaios triaxiais foram concordantes com a correlação entre ϕ'_r e fração argila apresentada por Skempton (1964), indicando que o aumento da fração argila devido ao intemperismo provocou uma queda no valor de ϕ'_r . Entretanto, os maiores valores de ϕ'_r encontrados para as amostras não intemperizadas e parcialmente intemperizadas podem estar associados à ineficiência dos ensaios realizados em destruir os agregados de partículas argilosas, o que pode ter mascarado os resultados obtidos.

2.2.2.5 Velocidade de cisalhamento

Kenney (1967) realizou ensaios de cisalhamento direto com reversão em amostras remoldadas de solos naturais e em amostras de diferentes minerais. As amostras, com espessura inicial de 2 mm a 3 mm e teores de umidade superiores ao limite de liquidez, eram consolidadas e após cisalhadas. Em algumas amostras, a velocidade do ensaio foi variada entre 0,0167 mm/min e 0,0024 mm/min. O autor concluiu que a variação de velocidade do ensaio teve pouca influência na resistência ao cisalhamento residual.

La Gatta (1970) realizou ensaios de cisalhamento por torção nos solos Pepper Shale, Cucaracha Shale e London Clay. A velocidade utilizada nos ensaios foi de 0,056 mm/min, a qual, após a amostra ter atingido a condição residual, era reduzida para 0,0056 mm/min. Essa redução de dez vezes na velocidade do ensaio não provocou variação significativa na resistência residual medida. Para o solo Cucaracha Shale, após atingida a condição residual com velocidade de 0,0056 mm/min, a velocidade do ensaio foi aumentada para 0,56 mm/min. Esse aumento de dez vezes em relação à velocidade inicial do ensaio provocou um aumento de somente 3,5% no valor da resistência residual.

Bishop *et al.* (1971) realizaram ensaios *ring shear* com velocidade de 0,00762 mm/min (0,0003 in./min) na argila Blue London Clay. Em alguns ensaios, a velocidade foi reduzida pela metade. Observou-se, igualmente a outros pesquisadores, que para as baixas velocidades utilizadas não houve variação significativa da resistência ao cisalhamento.

Skempton (1985) estabeleceu duas faixas distintas de velocidades de cisalhamento para investigar a influência da velocidade em ensaios de cisalhamento direto de superfícies de cisalhamento naturais. A primeira faixa, compreendendo velocidades de até 0,01 mm/min, foi considerada como uma faixa de velocidades usuais, dentro da qual encontram-se as velocidades normalmente utilizadas em ensaios de laboratório e as velocidades máximas e mínimas observadas no campo em escorregamentos reativados. Adotando como referência uma velocidade de 0,005 mm/min e o correspondente valor de resistência ao cisalhamento residual, Skempton realizou ensaios com velocidades variando desde um valor 100 vezes maior até um valor 100 vezes menor que o valor de referência. A variação da resistência ao cisalhamento residual em relação à resistência

correspondente à velocidade de referência foi menor que 2,5% por ciclo logarítmico. Para velocidades de ensaio usuais em laboratório, entre 0,002 mm/min e 0,01 mm/min, esta variação pode ser considerada desprezível. Considerando-se por sua vez as velocidades máxima e mínima observadas em campo, de 0,35 mm/min e 0,0001 mm/min respectivamente, as variações de resistência ao cisalhamento residual em relação ao valor de referência variaram de -3% a +5%. A segunda faixa de velocidades estabelecida por Skempton (1985) compreende as velocidades superiores a 0,01 mm/min e foi considerada como uma faixa de velocidades elevadas, dentro da qual encontram-se as velocidades induzidas por terremotos. Os ensaios realizados consistiam em levar as amostras à condição residual com a velocidade de 0,01 mm/min e, após isso, aumentar a velocidade do ensaio até um certo valor, mantendo-o até que fosse atingida uma condição aproximadamente estável. Seguiu-se uma pausa para dissipação dos eventuais excessos de poro-pressão, e a velocidade de 0,01 mm/min era restabelecida. Logo após, uma nova velocidade, mais alta, era imposta à amostra. Esse procedimento era repetido para várias velocidades, até um valor máximo de 400 mm/min. Todos os ensaios realizados com altas velocidades apresentaram um aumento de resistência ao cisalhamento até um valor máximo, seguido por uma diminuição para um valor mínimo aproximadamente constante, porém superior ao estabelecido com velocidade de 0,01 mm/min. Em argilas, o aumento de resistência ao cisalhamento foi mais pronunciado para velocidades superiores a 100 mm/min, quando ocorreu uma mudança de comportamento. Essa mudança foi atribuída à geração de poro-pressões negativas e à perturbação na orientação das partículas. No caso de solos com pequenos valores de fração argila, não houve alteração significativa de resistência ao cisalhamento, mesmo para velocidades de 800 mm/min.

Tika *et al.* (1996) realizaram um estudo sobre a influência de altas velocidades de cisalhamento na resistência residual de solos. Foram apresentados resultados de ensaios em diversos solos naturais, realizados com o equipamento *ring shear* de Bishop *et al.* (1971). Inicialmente, a superfície de cisalhamento das amostras era formada com velocidades baixas, em um ensaio drenado, até a obtenção da *resistência ao cisalhamento residual lenta*. Após esta etapa inicial, o cisalhamento da amostra era continuado, alternadamente, com velocidades elevadas e velocidades baixas. Ao serem cisalhadas com velocidades elevadas, todas as amostras apresentaram aumento de resistência ao cisalhamento. Com a continuação do cisalhamento, a resistência ao cisalhamento tende a diminuir para um valor mínimo, denominado *resistência ao cisalhamento residual rápida*. Ao serem cisalhadas novamente com velocidade baixa, algumas amostras apresentaram, inicialmente, resistência ao cisalhamento superior à resistência residual lenta. Com o aumento dos deslocamentos, a resistência ao cisalhamento caiu novamente para o valor da resistência residual lenta. Esse comportamento indica que o cisalhamento a velocidades elevadas provoca uma perturbação na estrutura da zona de cisalhamento. Os autores observaram três tipos de efeitos da velocidade de ensaio sobre a resistência ao cisalhamento residual: (a) um efeito positivo, em solos que apresentaram resistência ao cisalhamento residual rápida

superior à resistência ao cisalhamento residual lenta; (b) um efeito negativo, em solos que apresentaram resistência ao cisalhamento residual rápida inferior à resistência ao cisalhamento residual lenta; e (c) um efeito neutro, em solos que apresentaram resistência ao cisalhamento residual rápida igual à resistência ao cisalhamento residual lenta.

2.2.3 Envoltória de resistência ao cisalhamento residual

Skempton (1964) verificou que a relação entre a resistência ao cisalhamento residual (τ_r) e a tensão normal efetiva (σ'_n) seguia a lei de Coulomb-Terzaghi. Sendo assim, a envoltória de resistência ao cisalhamento residual poderia ser expressa pela equação $\tau_r = c'_r + \sigma'_n \cdot \tan \phi'_r$. Entretanto, os resultados dos ensaios demonstraram que o valor da coesão efetiva residual (c'_r) era muito pequeno, e provavelmente não diferia significativamente de zero. Baseado nesses resultados, Skempton (1964) considerou a envoltória de resistência ao cisalhamento residual como sendo uma reta passando pela origem dos eixos τ_r e σ'_n , esta podendo ser representada pela equação $\tau_r = \sigma'_n \cdot \tan \phi'_r$. Segundo o autor, à medida que os deslocamentos aumentam após a ruptura, c'_r desaparece completamente, e o ângulo de atrito interno residual (ϕ'_r) diminui.

Bishop *et al.* (1971) verificaram que em algumas argilas o ângulo de atrito interno residual ϕ'_r variava com a tensão normal efetiva. Essas argilas apresentaram envoltórias de resistência ao cisalhamento residual curvas. Em outras argilas, ϕ'_r era constante com o nível de tensões, e a envoltória residual era uma linha reta. Sendo assim, os autores propuseram que a envoltória fosse representada em termos de $\tan \phi'_r = \tau_r / \sigma'_n$ versus σ'_n . Segundo os autores, através desta representação é possível expressar melhor a não linearidade da envoltória de cisalhamento residual. Da mesma forma, Bishop *et al.* (1971) demonstraram que existe uma relação única entre ϕ'_r e σ'_n para cada tipo de solo, e que esta relação não depende da história de tensões, do índice de vazios inicial e da estrutura do solo. Isto significa que a relação é a mesma quer o solo seja normalmente adensado ou pré-adensado, quer o solo seja indeformado, remoldado ou reconstituído. Os autores também concluíram que os solos argilosos apresentam redução no ângulo de atrito interno residual com o aumento da tensão normal. A Fig. 2.14 ilustra esse comportamento.

Townsend & Gilbert (1973) também verificaram o caráter de unicidade da relação entre ϕ'_r e σ'_n . Entretanto, os autores observaram que para tensões normais superiores a 150 kPa a relação entre ϕ'_r e σ'_n é aproximadamente constante. Segundo os mesmos autores, Skempton & Petley (1967) observaram que ϕ'_r tornava-se constante para σ'_n superiores a 200 kPa. Townsend & Gilbert (1973) também observaram, igualmente a Bishop *et al.* (1971), que ϕ'_r independe da seqüência de carregamento.

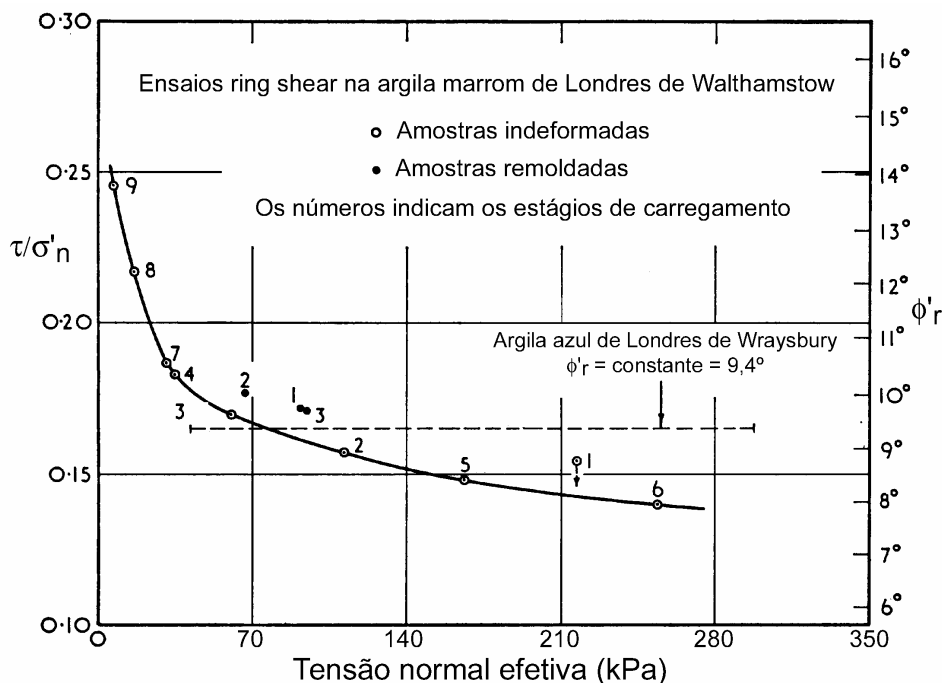


Figura 2.14: Variação da resistência ao cisalhamento residual da argila marrom de Londres com o nível de tensões (baseado em: BISHOP *et al.*, 1971)

Lupini *et al.* (1981) apresentaram curvas de variação do coeficiente de atrito residual ($\tan \phi'_r = \tau_r/\sigma'_n$) com a tensão normal para diversos solos argilosos naturais, ensaiados com o equipamento desenvolvido por Bishop *et al.* (1971). A grande maioria dos solos apresentou uma diminuição de τ_r/σ'_n com o aumento de σ'_n , a qual é mais pronunciada para baixos valores de σ'_n . Alguns solos não apresentaram variação do coeficiente de atrito residual com a tensão normal. As envoltórias de resistência ao cisalhamento residual convencionais, representadas em termos de c'_r e ϕ'_r , foram muito bem aproximadas por linhas retas.

Skempton (1985) observou que a maioria das argilas possuem envoltória de resistência ao cisalhamento residual não-linear, com ϕ'_r variando com a tensão normal. Por este motivo, o autor sugeriu que a resistência ao cisalhamento residual para uma dada tensão normal fosse expressa pelo ângulo secante ($\tan \phi' = \tau_r/\sigma'$) e que a comparação entre diferentes argilas fosse feita com uma tensão normal fixa, por exemplo 100 kPa. Dessa forma, o ângulo de atrito interno residual para a tensão normal de referência poderia ser tomado como um parâmetro característico do solo.

Hawkins & Privett (1985) observaram que a maioria dos solos possuem envoltórias de resistência residual curvas, com curvatura mais pronunciada para tensões normais inferiores a 200 kPa e em solos com altos valores de fração argila. Segundo os autores, a resistência residual não é um parâmetro único do solo, pois depende da tensão normal atuante. Os autores introduziram os termos *envoltória de resistência ao cisalhamento residual completa* (*complete failure envelope*) e *menor resistência residual* (*lowest residual strength*). O primeiro termo refere-se aos trechos linear e não linear da

envoltória, enquanto o segundo refere-se somente ao trecho linear, conforme a Fig. 2.15. Os autores concluíram que, no caso de rupturas rasas de taludes, é fundamental a determinação da envoltória de resistência residual completa, visto que pequenas variações de tensão normal resultam em grandes variações no ângulo de atrito interno residual e , conseqüentemente, na própria resistência residual. No caso de rupturas profundas, a determinação do valor da menor resistência residual é mais importante.

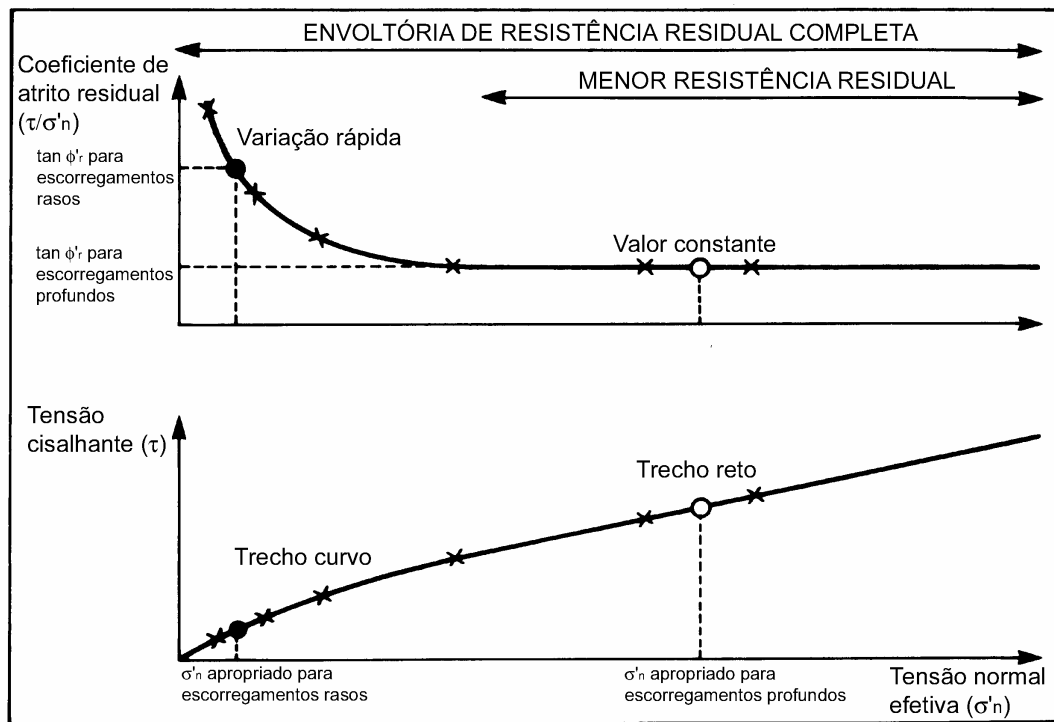


Figura 2.15: Envoltória de resistência ao cisalhamento residual completa (baseado em HAWKINS & PRIVETT, 1985)

Maksimovic (1989) atribuiu a curvatura da envoltória de resistência ao cisalhamento residual aos diferentes graus de orientação das partículas lamelares para diferentes tensões normais efetivas. Segundo o autor, há um paralelismo crescente das partículas no plano de cisalhamento à medida que a tensão normal neste plano aumenta.

Stark & Eid (1994) também verificaram o caráter não linear da envoltória de resistência ao cisalhamento residual. Entretanto, das 32 envoltórias analisadas, a não-linearidade mostrou-se menos pronunciada em alguns solos e mais pronunciada em outros. Os autores esboçaram uma justificativa para a não-linearidade da envoltória e para os diferentes graus de curvatura das envoltórias de diferentes solos, baseada na mineralogia do solo, ou seja, tipo de minerais, forma e tamanho, e na variação da área de contato entre partículas durante o cisalhamento residual para diferentes tensões normais. Segundo os autores, solos coesivos com limite de liquidez e fração argila inferiores, respectivamente, a 120% e 45% possuem envoltórias aproximadamente retas. Solos coesivos com fração argila superior a 50% e limite de liquidez entre 60% e 220% possuem envoltórias significativamente curvas.

2.2.4 Correlações entre ϕ'_r e propriedades índice

À medida que evoluiu o conhecimento sobre os fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento residual, vários autores passaram a apresentar correlações entre ϕ'_r e propriedades índice dos solos. Estas correlações foram propostas com o intuito de relacionar a resistência residual com parâmetros simples dos solos, obtidos a partir de ensaios de caracterização. As principais correlações existentes relacionam ϕ'_r com o limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP) e fração argila (FA).

A primeira tentativa de correlacionar a resistência residual com propriedades índice dos solos foi feita por Haefeli (1951), que apresentou uma correlação entre ϕ'_r e LL. Skempton (1964) apresentou uma correlação entre ϕ'_r e FA para diversas argilas normalmente adensadas e pré-adensadas. Esta correlação demonstrou uma clara tendência de diminuição de ϕ'_r com o aumento de FA.

Correlações entre IP e os ângulos de atrito interno máximos e mínimos, obtidos para diversos solos em ensaios de cisalhamento direto de interfaces solo-rocha, foram apresentadas por Kanji (1969). Posteriormente, Voight (1973) apresentou uma correlação entre IP e a resistência residual de vários solos naturais, medida através do coeficiente de atrito residual μ'_r (τ_r/σ'_n). Segundo o autor, a correlação entre a resistência residual e a plasticidade de um solo não é um fato surpreendente, uma vez que a mineralogia do solo, um dos principais fatores que influenciam sua resistência ao cisalhamento residual, afeta diretamente seus limites de consistência. Solos contendo grandes quantidades de montmorilonita (IP>50) apresentaram baixos valores de μ'_r . Solos que possuíam grandes quantidades de partículas granulares e minerais micáceos (IP<20) apresentaram altos valores de μ'_r . Kanji (1974) aprofundou o estudo da correlação entre o ângulo de atrito interno ϕ' e o índice de plasticidade IP de alguns solos naturais através de ensaios de cisalhamento direto. O autor verificou que existe uma boa correlação entre ϕ' e IP, tanto para valores de ângulo de atrito interno de pico quanto para valores de ângulo de atrito interno residual. No caso de ϕ'_{pico} , o aumento das tensões normais provocou um deslocamento vertical para baixo da curva, embora não tenha modificado sua forma. No caso de ϕ'_r , a variação do nível de tensão não teve qualquer efeito sobre a curva.

Lupini *et al.* (1981) apresentaram correlações entre ϕ'_r e FA e entre ϕ'_r e IP obtidas por diversos autores. As Fig. 2.16 e 2.17 mostram as correlações mencionadas. Os autores apresentaram também correlações de ϕ'_r versus FA e ϕ'_r versus IP de diversos solos naturais ensaiados com o equipamento *ring shear* IC-NGI (BISHOP *et al.*, 1971). Apesar da dispersão nos resultados, os gráficos mostraram uma descontinuidade na resistência ao cisalhamento residual para valores de fração argila em torno de 35% ou índices de plasticidade em torno de 30%. Para alguns solos, a dispersão foi muito grande. Os solos argilosos contendo haloisita e alofano (WESLEY, 1977) apresentaram ângulos de atrito interno residuais muito elevados, demonstrando a importância da forma das partículas. Outras argilas apresentaram valores muito baixos de ϕ'_r , particularmente quando

correlacionados com o índice de plasticidade. Este comportamento foi atribuído à destruição incompleta dos agregados de argila na amostra onde foram realizados os ensaios de limites de consistência. Devido à grande dispersão de pontos apresentada pelas correlações, os autores concluíram que correlações simples entre ϕ'_r e propriedades índice são inadequadas para se estimar a resistência ao cisalhamento residual para fins de projeto de engenharia.

Skempton (1985) apresentou a correlação da Fig. 2.18 entre ϕ'_{rf} e FA, com dados de ensaios de cisalhamento direto de reversão múltipla e ensaios *ring shear* em 8 solos.

Devido à curvatura das envoltórias de resistência ao cisalhamento residual, Hawkins & Privett (1985) declararam que as correlações entre ϕ'_r e propriedades índice do solo, como fração argila e índice de plasticidade, só são significativas se os pontos forem estabelecidos para uma mesma tensão normal efetiva. Mesri & Cepeda-Diaz (1986) apresentaram correlações entre ϕ'_r e limite de liquidez e entre ϕ'_r e fração argila.

Mitchell (1993) estabeleceu uma correlação entre ϕ'_r e fração argila a partir de dados de outros autores, conforme Fig. 2.19. A influência da fração argila é ilustrada pela transição de um comportamento turbulento, em solos menos argilosos, para um comportamento deslizante, em solos mais argilosos. A correlação demonstra também a influência da mineralogia. Quanto maior for a atividade da argila, menor o valor de ϕ'_r para a mesma fração argila.

Collotta *et al.* (1989), baseados no fato de que ϕ'_r é influenciado pela fração argila e pela composição mineralógica, a qual, por sua vez, é refletida pelo limite de liquidez e pelo índice de plasticidade do solo, apresentaram uma correlação entre ϕ'_r e um parâmetro denominado CALIP, que combina FA, LL e IP ($CALIP = FA^2 \times LL \times IP \times 10^{-5}$). Segundo os autores, a correlação proposta apresenta menos dispersão de dados e é mais suave que as correlações existentes.

Stark & Eid (1994) apresentaram uma correlação onde ϕ'_r é função do limite de liquidez, da fração argila e da tensão normal, conforme Fig. 2.20. Segundo os autores, estes parâmetros refletem de maneira adequada, respectivamente, a mineralogia do solo, o teor de partículas tamanho argila e a variação da resistência ao cisalhamento residual com o nível de tensões. Pode-se notar claramente a partir da correlação a tendência de diminuição de ϕ'_r com o aumento do limite de liquidez, da fração argila e da tensão normal. Pode-se notar também que a variação de ϕ'_r com o nível de tensões, ou seja, a não-linearidade da envoltória de resistência residual, é mais acentuada em solos coesivos com fração argila superior a 50% e limite de liquidez entre 60% e 120%.

Segundo Boyce (1985), as correlações entre ϕ'_r e propriedades índice para os solos sedimentares de climas temperados não podem ser estendidas aos solos tropicais. O autor verificou uma grande dispersão de pontos nos diagramas e atribuiu esta dispersão à variada mineralogia dos solos tropicais.

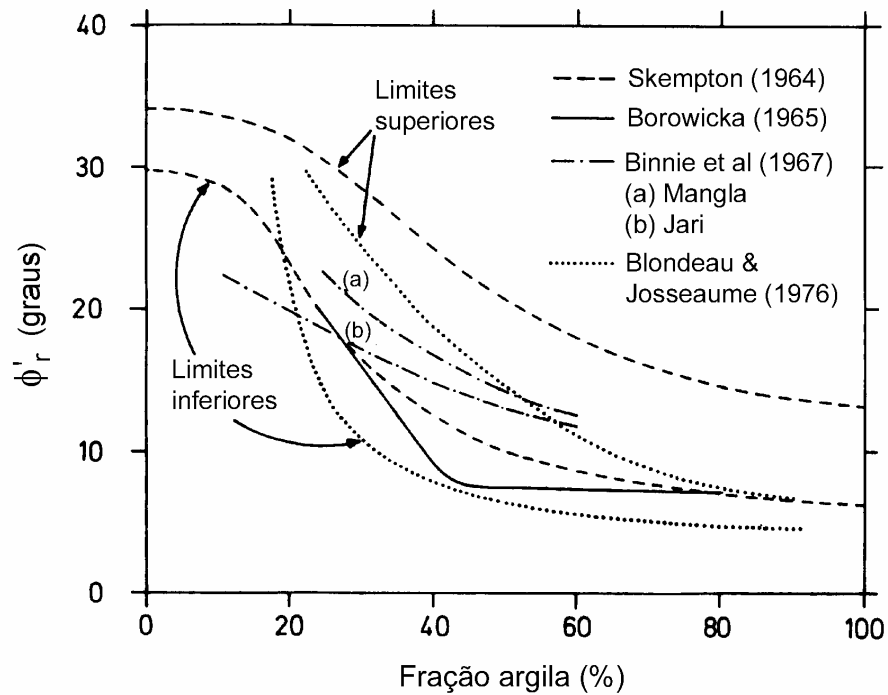


Figura 2.16: Correlações entre ϕ'_r e fração argila (baseado em: LUPINI *et al.*, 1981)

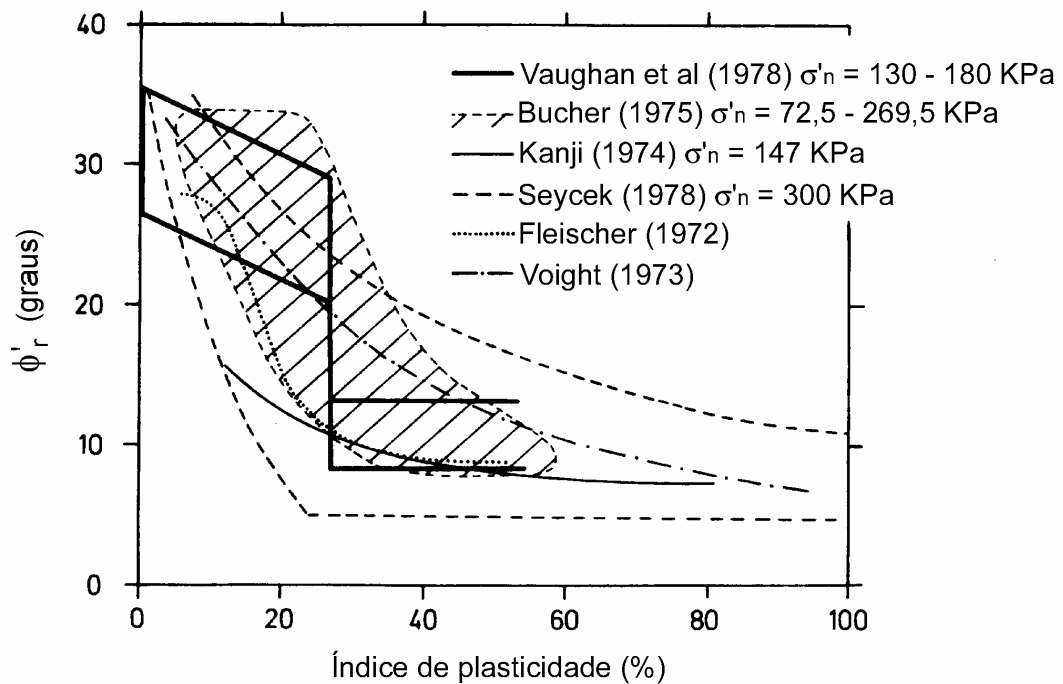


Figura 2.17: Correlações entre ϕ'_r e índice de plasticidade (baseado em: LUPINI *et al.*, 1981)

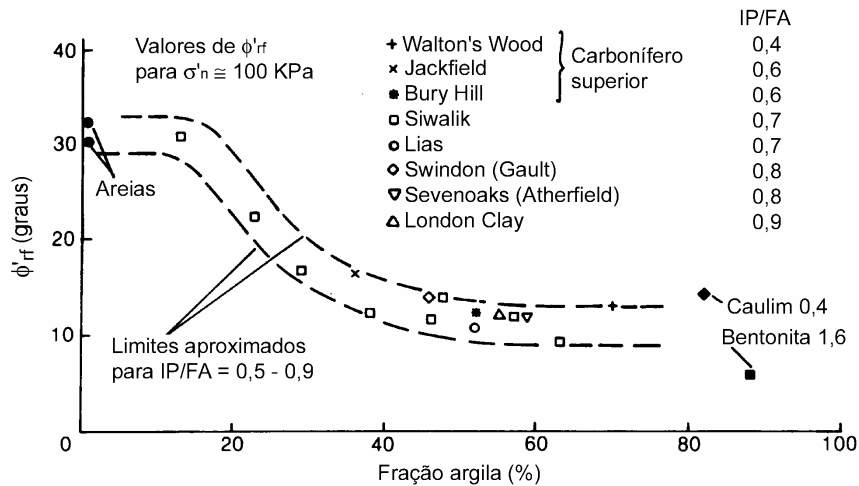


Figura 2.18: Correlação entre ϕ'_{rf} e fração argila (baseado em: SKEMPTON, 1985)

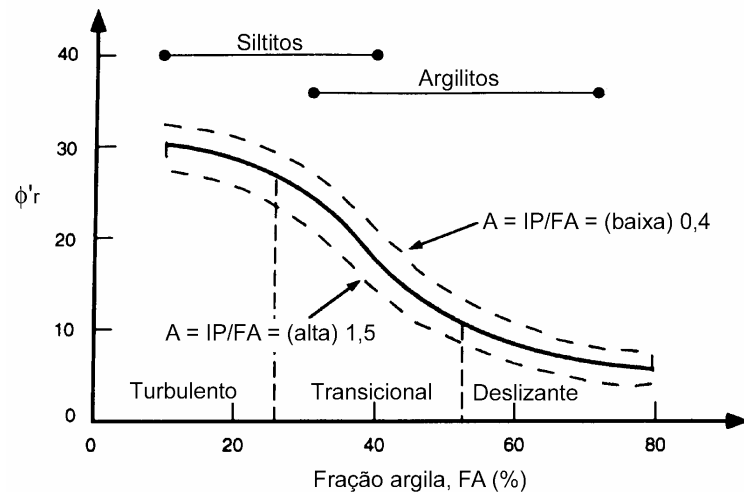


Figura 2.19: Variação de ϕ'_r em função da Atividade e fração argila (baseado em MITCHELL, 1993)

Para Wesley (2003), as correlações existentes entre ϕ'_r e LL ou IP isoladamente apresentam certa validade, mas sofrem de uma falha fundamental, relacionada com o fato de que, de maneira geral, as propriedades de solos argilosos não podem ser correlacionadas independentemente ao LL ou IP. O autor fundamenta essa argumentação com base na *carta de plasticidade*, mostrando que solos com mesmo LL ou IP podem ter comportamentos bastante diferenciados, dependendo da sua posição relativa às Linhas A e B. Esta observação foi suportada pela plotagem de dados de Lupini *et al.* (1981), Wesley (1992) e Townsend & Gilbert (1973) na carta de plasticidade, juntamente com os valores de ϕ'_r dos solos. O autor mostrou com isso que, para solos com LL inferior a 50%, não há aparentemente nenhuma relação de ϕ'_r com a posição do solo na carta de plasticidade. Para solos com LL superior a 50%, ϕ'_r é altamente dependente da posição do solo em relação à Linha A. Acima da referida linha a maioria dos solos apresentaram valores de ϕ'_r abaixo de 10° , enquanto que abaixo da linha os valores de ϕ'_r foram bem superiores, tanto mais quanto maior a distância da Linha A.

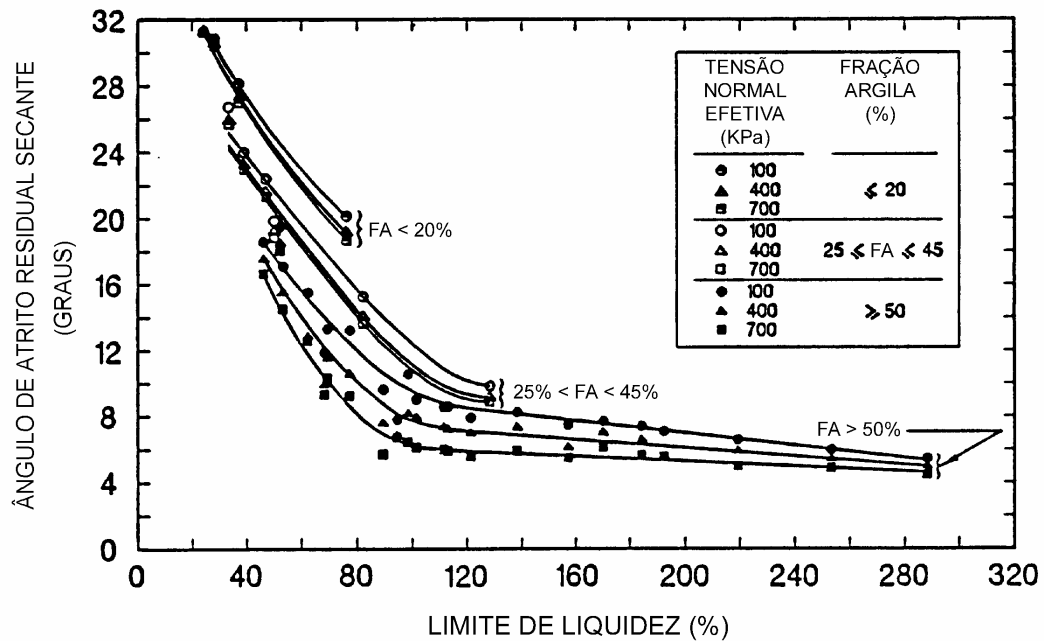


Figura 2.20: Correlação entre ϕ'_r , limite de liquidez e σ'_n (baseado em: STARK & EID, 1994)

Com base na argumentação anterior, Wesley (2003) propôs uma correlação entre ϕ'_r e um parâmetro ΔPI ($\Delta PI = IP - 0,73(LL-20)$), que representa a distância do ponto em relação à Linha A. O autor verificou que esta correlação, apesar de ainda apresentar uma dispersão considerável, mostra uma tendência de abranger toda a gama de solos com LL superior a 50% utilizados no estudo, inclusive os solos oriundos de cinzas vulcânicas que contém haloisita e alofano. No entanto, a correlação não se aplica aos solos com LL inferior a 50%.

2.2.5 Avaliação dos métodos para determinação da resistência ao cisalhamento residual

Bishop *et al.* (1971) realizaram ensaios *ring shear* em amostras de cinco solos diferentes. A resistência residual obtida em alguns destes ensaios foi comparada à resistência residual obtida para os mesmos solos através de ensaios de cisalhamento direto com reversões e ensaios triaxiais. As amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto com reversões e nos ensaios triaxiais incluíam amostras indeformadas, amostras remoldadas, amostras com superfície de cisalhamento natural e amostras com superfície de cisalhamento pré-cortada. Os valores de ϕ'_r obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto e dos ensaios triaxiais para a argila azul de Londres variaram entre 11,5° e 14,7°. O valor de ϕ'_r obtido nos ensaios *ring shear* foi de 9,4°. Para a argila marrom de Londres os valores de ϕ'_r obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e nos ensaios triaxiais foram de 2° a 6° superiores aos valores obtidos nos ensaios *ring shear*. Para a argila Weald Clay, os valores de ϕ'_r obtidos nos ensaios *ring shear* foram inferiores aos valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e nos ensaios triaxiais.

Hutchinson *et al.* (1980) realizaram ensaios *ring shear* em amostras remoldadas, com alto e baixo limite de liquidez, da argila de Gault. Os ensaios foram realizados utilizando-se os equipamentos de Bishop *et al.* (1971) e de Bromhead (1979). Os valores de ϕ'_r variaram cerca de 1/3 de grau para tensões normais superiores a 130 kPa e 190 kPa, respectivamente, para as amostras de baixo LL e para as amostras de alto LL. Para tensões normais inferiores a estes valores a diferença no valor de ϕ'_r foi inferior a 2°. As envoltórias de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb obtidas com os dois equipamentos foram praticamente idênticas. Os valores de ϕ'_r obtidos nos ensaios *ring shear* foram em média 7° inferiores aos valores de ϕ'_r obtidos em ensaios de cisalhamento direto com plano cortado. A Fig. 2.21 ilustra os resultados obtidos por Hutchinson *et al.* (1980).

Bromhead & Curtis (1983) compararam os valores de resistência ao cisalhamento residual da argila de Londres obtidos através de ensaios de cisalhamento direto em superfícies de cisalhamento naturais e ensaios *ring shear* com o equipamento descrito por Bromhead (1979). A resistência residual medida foi essencialmente a mesma, tanto nos ensaios de cisalhamento direto como nos ensaios *ring shear*, onde a superfície de cisalhamento é artificialmente formada durante o ensaio. Os autores ressaltaram que o programa de ensaios *ring shear* foi mais rápido e auto-consistente que o programa de ensaios de cisalhamento direto, uma vez que os ensaios realizados foram do tipo multiestágio. As técnicas simples de preparação do ensaio e as maiores velocidades permitidas, devido à pequena espessura do corpo de prova, também contribuíram para diminuir o tempo de ensaio.

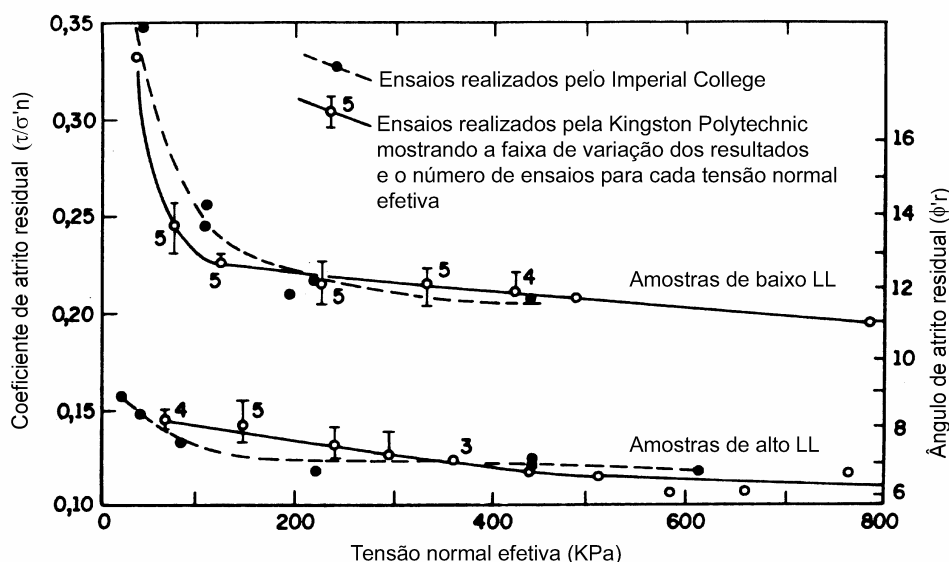


Figura 2.21: Comparação de resultados obtidos nos equipamentos de Bishop *et al.* (1971) e Bromhead (1979) – (baseado em: HUTCHINSON *et al.*, 1980)

Skempton (1985) comparou uma série de resultados de ensaios *ring shear* e de ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas em amostras contendo superfícies de cisalhamento naturais. Concluiu que o ângulo de atrito interno residual obtido nos ensaios *ring shear* subestima o ângulo de atrito interno residual de campo (ϕ'_{rr}) em cerca de 1,5°.

Hawkins & Privett (1985) compararam valores de resistência residual obtidos através de ensaios de cisalhamento direto com plano cortado, em células de cisalhamento quadradas de 60 mm e 100 mm, com a resistência residual obtida através de ensaios *ring shear* com o equipamento de Bromhead (1979). Os valores de resistência ao cisalhamento residual obtidos com a célula de 60 mm foram superiores aos obtidos com a célula de 100 mm. Comparando as resistências residuais obtidas com a célula de 100 mm e com os ensaios *ring shear*, os autores concluíram que os resultados foram semelhantes.

Bromhead & Dixon (1986) compararam valores de resistência residual da argila de Londres obtidos através de retro-análises de escorregamentos, ensaios *ring shear* e ensaios de cisalhamento direto em superfícies de cisalhamento naturais. Os autores concluíram que os valores de resistência ao cisalhamento obtidos por retro-análise foram muito próximos aos valores medidos nos ensaios *ring shear*.

Anderson & Hammound (1988) determinaram as envoltórias de resistência ao cisalhamento residual de duas argilas artificiais, utilizando a técnica de multiestágio e estágio único com o equipamento *ring shear* de Bromhead (1979). Os autores concluíram que a técnica de multiestágio permite a determinação da envoltória residual em um tempo relativamente pequeno. Entretanto, esta técnica só é adequada em solos com comportamento turbulento ou transicional, ou seja, solos com fração argila inferior a 50%. Em solos com comportamento deslizante ou fração argila superior a 50%, a técnica de multiestágio tende a fornecer valores de ϕ'_r inferiores aos obtidos com a técnica de estágio único, conforme a Fig. 2.22.

Chandler & Hardie (1989) compararam resultados de ensaios de cisalhamento direto em amostras de pequena espessura da argila marrom de Londres com resultados de ensaios *ring shear*. A resistência ao cisalhamento residual obtida com os ensaios *ring shear* foi consistentemente menor.

Stark & Eid (1992) apresentaram uma análise de estabilidade de um caso histórico. Nesta análise foram utilizados valores de resistência residual determinados através de ensaios *ring shear* e ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, em amostras somente remoldadas e amostras remoldadas com plano de cisalhamento pré-cortado. O equipamento *ring shear* utilizado foi o equipamento de Bromhead (1979). Da utilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos com os ensaios *ring shear*, resultou um fator de segurança médio igual a 1,0. Da resistência ao cisalhamento residual fornecida pelos ensaios de cisalhamento direto em amostras pré-cortadas,

resultou um fator de segurança médio aproximadamente 10% superior ao valor correto de 1,0. O fator de segurança médio obtido com os parâmetros do ensaio de cisalhamento direto em amostras somente remoldadas foi 60% superior a 1,0. Considerando a representatividade dos valores de resistência ao cisalhamento residual obtidos com o ensaio *ring shear*, além do menor tempo de ensaio, os autores suportaram a utilização desse ensaio na determinação da resistência ao cisalhamento residual de campo.

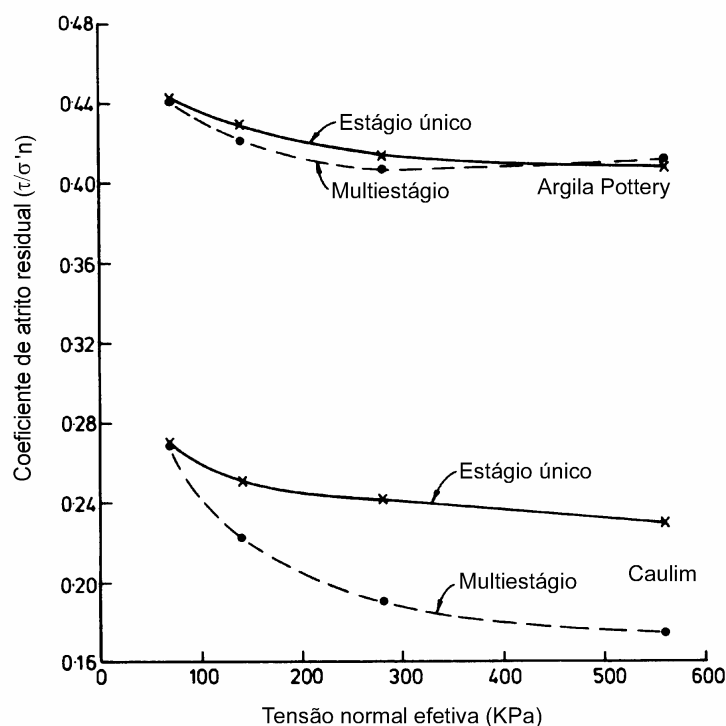


Figura 2.22: Comparação de resultados de ensaios multiestágio e estágio único (baseado em: ANDERSON & HAMMOUD, 1988)

2.2.6 Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais

A resistência ao cisalhamento residual de solos sedimentares e solos originados de rochas sedimentares de regiões de clima temperado, assim como de minerais puros e solos artificialmente preparados através de misturas de diferentes minerais, foi estudada extensivamente na literatura geotécnica (SKEMPTON & PETLEY, 1967; KENNEY, 1967, 1977; LA GATTA, 1970; BISHOP *et al.*, 1971; TOWNSEND & GILBERT, 1973; HUTCHINSON *et al.*, 1980; LUPINI *et al.*, 1981; SKEMPTON, 1985; MESRI & CEPEDA-DIAZ, 1986; SKEMPTON & VAUGHAN, 1993; DI MAIO & FENELLI, 1994; STARK & EID, 1994; TIKA *et al.*, 1996; TRENTER & WARREN, 1996; ANSON & HAWKINS, 1998). Estes materiais consistem em misturas de partículas granulares e partículas lamelares de argila. Sua resistência residual depende da tensão normal efetiva, mineralogia, forma, tamanho e distribuição granulométrica das partículas, composição química da água dos poros e velocidade de cisalhamento.

Diferentemente do que acontece com solos sedimentares de climas temperados, a quantidade de dados sobre a resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais ainda é pequena, principalmente se considerarmos a variedade e variabilidade desses solos. Os solos residuais tropicais são formados através de processos de intemperismo químico que atuam sobre as rochas de origem. A formação destes solos influencia fortemente seu comportamento geotécnico (VAUGHAN, 1988). Este será função das características do material de origem, do grau de intemperismo do solo e das características da fábrica e microestrutura herdadas, além da mineralogia. Muitas vezes estes solos são transportados a pequenas distâncias e redepositados, formando colúvios. A maioria dos solos tropicais, particularmente solos residuais e colúvios, mas também alguns solos sedimentares, são afetados por processos de laterização, produzindo solos com comportamento laterítico (NOGAMI, 1985). Estes processos são favorecidos pelo clima quente e úmido, associado a condições de boa drenagem.

Segundo Vaughan (1988), a mineralogia dos solos residuais é em parte herdada da rocha (ou solo) de origem e em parte determinada pelos processos de intemperismo químico que atuam nos solos. Os argilominerais presentes nos solos são normalmente produzidos pelo intemperismo, mas também podem ser herdados dos materiais de origem, como no caso de lamitos e argilas sedimentares. Solos tropicais contendo proporções adequadas de partículas lamelares de argila de baixo coeficiente de atrito, como é o caso da caulinita e da esmectita, podem desenvolver superfícies de cisalhamento com mobilização da resistência residual de acordo com o comportamento descrito por Lupini *et al.* (1981).

No entanto, as exceções a este padrão de comportamento estabelecido para solos sedimentares, citadas pelos próprios autores (LUPINI *et al.*, 1981), provavelmente encerram grande parte dos casos de comportamento dos solos tropicais. Estas exceções ocorreriam devido a: (a) presença de alofano, haloisita, atapulgita e outros argilominerais não lamelares; (b) presença de partículas lamelares grosseiras de baixo coeficiente de atrito, como é o caso das micas; (c) presença em grande proporção de partículas maciças de tamanho comparável ao dos argilominerais presentes no solo, como é o caso dos solos que contém calcita; (d) presença de partículas lamelares de elevado coeficiente de atrito devido à alta concentração de sais na água dos poros; e (e) geração de partículas lamelares de argila através da degradação de agregados e partículas grosseiras durante o cisalhamento, como ocorre em solos derivados de margas cimentadas, lamitos e folhelhos.

Segundo Vaughan (1988), solos residuais freqüentemente apresentam os argilominerais haloisita e alofano. Apesar do tamanho, estes minerais têm comportamento parecido com o de partículas tamanho silte e areia, devido ao formato não lamelar de suas partículas, e apresentam elevada resistência residual e plasticidade. Alguns argilominerais presentes em solos tropicais podem ter seu comportamento alterado por estarem recobertos por outros minerais que, embora não especificados pelo autor,

provavelmente são óxidos e hidróxidos de ferro. Outro caso comum em solos tropicais é o caso de solos micáceos. A mica é constituída de partículas lamelares grosseiras de baixo coeficiente de atrito. Solos micáceos tendem a apresentar baixos valores de resistência residual e baixa plasticidade. Ocorrem também em solos residuais casos em que os solos são formados por partículas grosseiras herdadas da rocha de origem. Estas partículas podem ser compostas de minerais não alterados, como o quartzo, ou de minerais alterados e frágeis, como feldspatos, entre outros. Estes minerais podem se degradar durante o cisalhamento, alterando sua granulometria. O mecanismo é o mesmo que ocorre com os solos derivados de margas cimentadas, lamitos e folhelhos citados por Lupini *et al.* (1981). O comportamento destes materiais depende do grau de degradação das partículas. Inicialmente o comportamento será turbulento, devido à predominância de partículas grosseiras, mas o aumento dos deslocamentos pode gerar uma significativa quantidade de material fino na superfície de cisalhamento, mudando o comportamento localmente para deslizante e conseqüentemente diminuindo a resistência ao cisalhamento.

Baseado em dados de Wesley (1977), Bucher & Kyulule (1980), Lupini *et al.* (1981) e Boyce (1985), Vaughan (1988) apresentou a correlação mostrada na Fig. 2.23, ilustrando valores típicos de ϕ'_r para diferentes mineralogias de solos tropicais e comparando-os com os valores de ϕ'_r tipicamente encontrados em solos sedimentares. O Quadro 2.2 apresenta uma compilação de resultados de ensaios realizados por diversos autores para a determinação da resistência residual de solos tropicais.

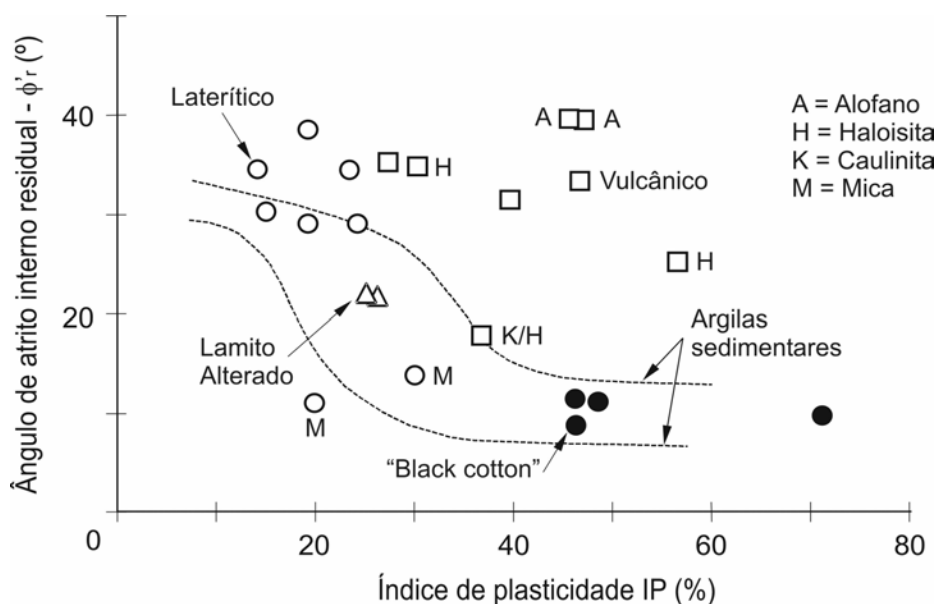


Figura 2.23: Valores de ϕ'_r de solos tropicais (baseado em VAUGHAN, 1989)

Wesley (1977, 1992) estudou a resistência ao cisalhamento residual de solos formados a partir de cinzas vulcânicas da Indonésia e da Nova Zelândia. A fração argila destes solos é formada pelos argilominerais alofano e haloisita. Os solos apresentam valores elevados de fração argila e índice de plasticidade. Os valores de ϕ'_r obtidos nos ensaios *ring shear*

variaram entre 25° e 35°. Segundo o autor, os valores elevados de ϕ'_r não apresentaram relação com a fração argila ou índice de plasticidade dos solos, contrariamente ao comportamento convencional de solos sedimentares de climas temperados. O comportamento diferenciado dos solos contendo alofano e haloisita foi atribuído ao fato de que o alofano é um argilomineral amorfo, sem estrutura cristalina, em forma de gel, e a haloisita é um argilomineral cujas partículas apresentam formato tubular. Desta maneira, a orientação de partículas necessária para a mobilização da resistência residual não acontece. Conseqüentemente, os valores de ϕ'_r destes solos são elevados, apesar de sua elevada fração argila e plasticidade. Bucher & Kyulule (1980) obtiveram resultados semelhantes para dois solos africanos originados de cinzas vulcânicas.

Bucher & Kyulule (1980) estudaram diversos tipos de solos tropicais africanos. As argilas do tipo "black cotton", com elevada proporção de montmorilonita, apresentaram valores de ϕ'_r da ordem de 11°, compatíveis com os valores de ϕ'_r de solos sedimentares de mesma plasticidade. Os solos residuais lateríticos, mesmo contendo mica, apresentaram valores de ϕ'_r da ordem de 29°, consistente com seus baixos valores de IP. Mesmo assim, os autores constataram que estes valores são superiores aos obtidos para solos sedimentares de mesma plasticidade. Os solos sedimentares tropicais estudados, oriundos de lamitos e folhelhos, apresentaram valores de ϕ'_r da ordem de 22°. O mecanismo de degradação mecânica de agregados de partículas de argila com o cisalhamento foi apontado como responsável pela diminuição de resistência ao cisalhamento pós-pico do solo oriundo de lamito.

Boyce (1984, 1985) apresentou resultados de ensaios *ring shear* em diversos solos tropicais africanos de origem vulcânica (doleritos e basaltos) e metamórfica (quartzitos e filitos). Os solos com comportamento laterítico apresentaram valores de ϕ'_r variando de 30° a 38°, independente da natureza vulcânica ou metamórfica. Os solos de alteração de rocha (dolerito e filito) apresentaram valores de ϕ'_r entre 11° e 13°, apesar dos baixos valores de fração argila e índice de plasticidade. Os solos contendo teores elevados de argilominerais montmorilonita (argilas do tipo "black cotton") apresentaram baixos valores de ϕ'_r (8,5° a 9,5°), consistentes com sua elevada fração argila e plasticidade. Utilizando também dados de outros autores e comparando com resultados de solos sedimentares, o autor chamou a atenção para a grande variabilidade dos resultados obtidos para solos tropicais na correlação de ϕ'_r com a fração argila dos solos, indicando que alguns solos tropicais não seguem a tendência geral de comportamento dos solos sedimentares.

No que diz respeito a solos brasileiros, o Quadro 2.3 apresenta uma compilação de resultados de resistência residual obtidos por diversos autores. Kanji (1974) determinou a resistência residual de solos residuais de basalto através de ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida. Souza Pinto *et al.* (1994) ensaiaram solos similares utilizando ensaios *ring shear*. Os valores de ϕ'_r obtidos variaram entre 8° e 22°, sendo consistentes com a plasticidade dos solos e com os resultados obtidos por Kanji (1974).

Seraphim (1974) e Chammas (1976) realizaram ensaios de cisalhamento direto com plano de cisalhamento pré-cortado em solos saprolíticos de migmatito. Os valores de ϕ'_r obtidos foram altos, compatíveis com os baixos valores de FA dos solos, mas as amostras com maior teor de mica apresentaram ϕ'_r inferior.

Tanaka (1976) estudou o comportamento de solos residuais lateríticos de basalto de Goiás utilizando ensaios de cisalhamento direto com plano pré-cortado. Os valores de ϕ'_r obtidos para os solos foram altos, o que é consistente com os baixos valores de FA e IP dos solos.

Duarte (1986) estudou a resistência ao cisalhamento residual de argilas rijas pré-adensadas da Formação Guabirotuba, com ocorrência na região de Curitiba, no Paraná. Os ensaios *ring shear* realizados forneceram valores de ϕ'_r compatíveis com FA e IP. O autor também comparou os valores de ϕ'_r obtidos nos ensaios *ring shear* com os resultados de ensaios de cisalhamento direto com reversão e ensaios de cisalhamento direto de interface, verificando que os ensaios *ring shear* fornecem os menores valores de resistência ao cisalhamento residual.

Simões (1991) apresentou resultados de ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões em folhelhos argilosos intemperizados da Bahia. Os resultados mostraram que estes materiais seguem o padrão de comportamento estabelecido por Lupini *et al.* (1981), relativo aos comportamentos turbulento, transicional e deslizante.

Souza Pinto & Nader (1991) estudaram a resistência residual de solos saprolíticos de migmatito. Os ensaios *ring shear* realizados forneceram valores de ϕ'_r inferiores aos esperados para os baixos valores de FA e IP dos solos estudados. Este comportamento foi atribuído ao alto teor de mica e à presença de argilominerais de caulinita com partículas de tamanho inferior a 2 μm .

Lacerda & Silveira (1992) realizaram ensaios *ring shear* e ensaios de cisalhamento direto com reversão em solos saprolíticos de quartzo-diorito da encosta do Soberbo - RJ. Os solos apresentaram baixa plasticidade (IP = 8%) e baixos valores de ϕ'_r . O valor de ϕ'_r obtido nos ensaios *ring shear* foi de 14° e nos ensaios de cisalhamento direto com reversão de 18°. Os baixos valores de ϕ'_r foram atribuídos ao alto teor de mica presente nos solos saprolíticos.

Kanji (1998) comparou a resistência residual obtida em ensaios de cisalhamento direto de interface com a resistência obtida em ensaios *ring shear*, através de dados de diversos autores, entre eles Duarte (1986) e Vasconcelos (1992). O autor observou uma boa concordância de resultados e concluiu que os ensaios de cisalhamento direto de interface são uma boa alternativa para a determinação da resistência residual.

Rigo (2000) estudou a resistência ao cisalhamento residual de solos saprolíticos de rochas vulcânicas básicas da Formação Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul. O estudo destes mesmos solos, entre outros, foi aprofundado nesta tese e seus resultados são apresentados juntamente com os resultados do programa experimental desta tese.

Pinheiro (2000) apresentou uma correlação entre ϕ'_r e IP para solos tropicais, baseado em dados da literatura e dados próprios, propondo a classificação dos solos tropicais em 5 (cinco) grupos de comportamento (Fig. 2.24). O primeiro grupo incluiria os solos de regiões tropicais e subtropicais provenientes de formações sedimentares de granulação fina. Estes solos apresentariam valores de ϕ'_r decrescentes com o aumento de IP, de acordo com o modelo de Lupini *et al.* (1981) para solos sedimentares de clima temperado. O segundo grupo seria formado por solos com elevada proporção de argilominerais do grupo das esmectitas, como solos residuais de basalto, solos derivados de formações sedimentares e as argilas "black cotton" da África. Para estes solos, os valores de ϕ'_r são baixos para IP's superiores a 40%. O terceiro grupo seria composto pelos solos originados de cinzas vulcânicas, que contém os argilominerais alofano e haloisita. Estes solos apresentam valores altos de ϕ'_r , independente do valor de IP. O quarto grupo incluiria solos saprolíticos granulares micáceos e alguns solos residuais de granulação fina com minerais parcialmente intemperizados e frágeis. Estes solos se caracterizam por apresentar valores baixos de ϕ'_r para IP's inferiores a 30%. O quinto grupo seria formado por solos lateríticos e solos saprolíticos granulares, que apresentam valores de ϕ'_r superiores a 28° para valores de IP inferiores a 30%.

Bressani *et al.* (2001) apresentaram uma compilação de resultados sobre a resistência residual de solos do estado do Rio Grande do Sul. Os dados foram compilados a partir dos trabalhos realizados por Pinheiro *et al.* (1997, 1998, 2000) e Bianchini (1998), e incluem uma grande variedade de solos, a saber: solos saprolíticos e lateríticos de arenito, solos residuais de lamitos, siltitos e argilitos, colúvios oriundos de rochas sedimentares e vulcânicas, solos saprolíticos e lateríticos de rochas vulcânicas e argilas de preenchimento de juntas em derrames de rochas vulcânicas. Os principais resultados estão apresentados no Quadro 2.3.

Bernardes (2003) apresentou resultados de ensaios *ring shear* em um solo saprolítico de gnaiss micáceo. O solo apresentou baixos valores de ϕ'_r , IP e FA. Os baixos valores de ϕ'_r podem ser explicados pelo elevado teor de mica presente no solo.

Perazzolo (2003) apresentou resultados de ensaios *ring shear* em solos coluvionares de basalto e em um solo saprolítico de basalto. Os solos coluvionares apresentaram baixos valores de ϕ'_r e alta plasticidade, devido à presença de argilominerais do grupo das esmectitas. O solo saprolítico de basalto apresentou ϕ'_r da ordem de 7° e baixos valores de IP e FA, comportamento que pode ser explicado pela degradação mecânica de partículas e pela mineralogia do solo (esmectita).

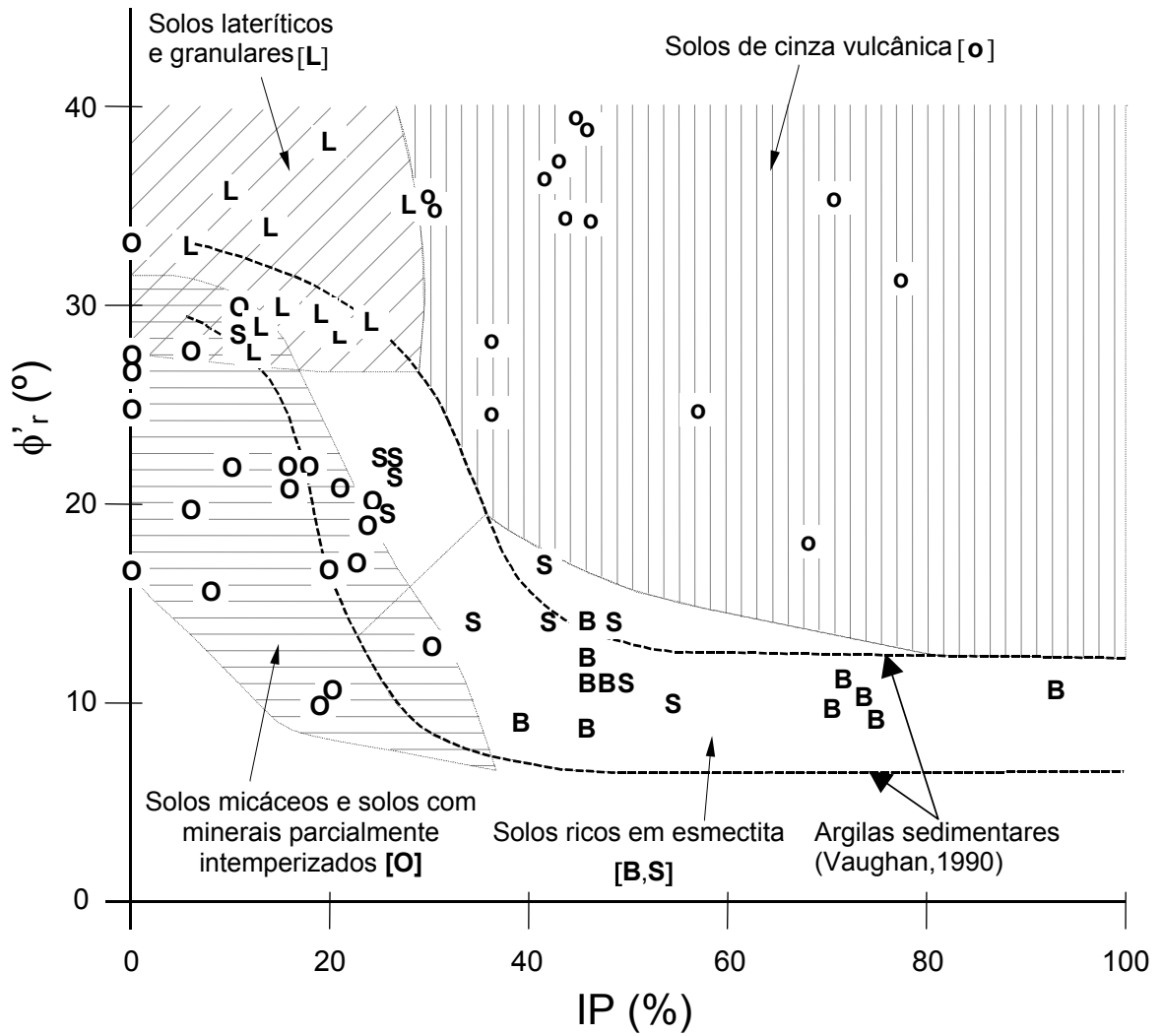


Figura 2.24: Agrupamento dos solos tropicais de acordo com os valores observados de resistência ao cisalhamento residual (Pinheiro, 2000)

Quadro 2.2: Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r (kPa)</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Wesley (1977) ^a	Argila marrom amarelada, alofano ^(V)	Tjipanundjang dam, Java	165	46	65	0	39.0
Wesley (1977) ^a	Argila marrom amarelada, haloisita ^(V)	Tjipanundjang dam, Java	95	30	76	4	35.0
Wesley (1977) ^a	Argila marrom amarelada, alofano ^(V)	Mt. Telomojo, Java	213	46	-	0	39.0
Wesley (1977) ^a	Argila marrom avermelhada, haloisita ^(V)	Jakarta-Bogor Rd., Java	101	57	83	5	24.5
Bucher & Kyulule (1980) ^b	"Black cotton" ^(B)	Mwanza, Tanzânia	66	48	-	0	11.1
Bucher & Kyulule (1980) ^b	"Black cotton" ^(B)	Maiduguri, Nigéria	75	46	-	0	11.4
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Solo micáceo ^(L)	Kumasi, Ghana	40	24	-	0	29.2
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Solo laterítico ^(L)	D'Salaam, Tanzânia	36	19	-	0	29.5
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Lamito intemperizado	Ilima, Tanzânia	48	26	-	0	22.2
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Folhelho	Accra, Ghana	46	27	-	0	21.8

^a Ensaios *ring shear* (50 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ'_r obtido da envoltória de resist. residual)

^b Ensaios *ring shear* ($\sigma_n' = 50$ kPa)

^c Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 400 kPa, ϕ'_r obtido da envoltória de resist. residual)

^d Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ'_r para $\sigma_n' = 200$ kPa)

^(L) Solo laterítico

^(M) Presença de mica

^(B) "Black cotton" (argilas ricas em montmorilonita)

^(V) Solo de origem vulcânica

Quadro 2.2: Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais (cont.)

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r (kPa)</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Solo vermelho ^(V)	Tukuyu, Tanzânia	65	28	-	0	35.6
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Cinza vulcânica ^(V)	Rungwe, Tanzânia	112	44	-	0	34.0
Bucher & Kyulule (1980) ^b	Cinza vulcânica ^(V)	Arusha, Tanzânia	72	39	-	0	31.0
Lupini et al. (1981)	Caulinita residual (com haloisita) ^(V)	Fiji	90	37	40	0	18.0
Boyce (1985) ^c	Silte vermelho sobre dolerito ^(V, L)	Harare, Zimbabwe	35	15	22	7	29.7
Boyce (1985) ^c	Silte vermelho-marrom sobre dolerito ^(V, L)	Troutbeck, Zimbabwe	49	19	18	4	38.3
Boyce (1985) ^c	Silte laranja sobre quartzito ^(L)	Chipinge, Zimbabwe	29	14	23	5	34.2
Boyce (1985) ^c	Dolerito residual, com alguma mica ^(M)	Troutbeck, Zimbabwe	67	30	22	4	13.2
Boyce (1985) ^c	Filito alterado, micáceo ^(M)	Harare, Zimbabwe	45	20	7	0	11.3
Boyce (1985) ^c	"Black cotton" sobre filito ^(B)	Harare, Zimbabwe	86	46	63	4	8.5
Boyce (1985) ^c	Argila preta sobre basalto ^(B)	Lowveld, Zimbabwe	115	71	71	4	9.5

^a Ensaios *ring shear* (50 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ'_r obtido da envoltória de resist. residual)

^b Ensaios *ring shear* ($\sigma_n' = 50$ kPa)

^c Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 400 kPa, ϕ'_r obtido da envoltória de resist. residual)

^(L) Solo laterítico

^(M) Presença de mica

^(B) "Black cotton" (argilas ricas em montmorilonita)

^(V) Solo de origem vulcânica

Quadro 2.2: Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais (cont.)

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r (kPa)</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	Ornata, New Zeland	108	36	41	0	24.5
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	New Plymouth, New Zeland	103	43	-	0	31.0
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	New Plymouth, New Zeland	151	68	-	0	18.1
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	Morrinsville, New Zeland	115	36	28	0	28.0
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	Morrinsville, New Zeland	113	46	-	0	34.0
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	Mangamahoe Dam, New Zeland	93	9	22	0	35.0
Wesley (1992) ^d	Silte argiloso marrom claro de cinza vulcânica ^(V)	Minden, Tauranga, New Zeland	54	21	39	0	26.0
Wesley (1992) ^d	Argila siltosa marrom alaranjada de cinza vulcânica ^(V)	Ruahihi, Tauranga, New Zeland	104	30	-	0	35.0
Wesley (1992) ^d	Argila siltosa alaranjada	Ruahihi, Tauranga, New Zeland	140	56	-	0	37.0

^a Ensaios *ring shear* (50 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ_r obtido da envoltória de resist. residual)

^b Ensaios *ring shear* ($\sigma_n' = 50$ kPa)

^c Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 400 kPa, ϕ_r obtido da envoltória de resist. residual)

^d Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ_r para $\sigma_n' = 200$ kPa)

^(L) Solo laterítico

^(M) Presença de mica

^(B) "Black cotton" (argilas ricas em montmorilonita)

^(V) Solo de origem vulcânica

Quadro 2.2: Resistência ao cisalhamento residual de solos tropicais (cont.)

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r (kPa)</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Wesley (1992) ^d	Argila siltosa marrom	Darajat, Indonesia	183	71	77	0	35.0
Wesley (1992) ^d	Argila siltosa marrom	Darajat, Indonésia	197	77	-	0	31.0
Wesley (1992) ^d	Argila siltosa marrom	Darajat, Indonésia	183	43	-	0	37.0
Wesley (1992) ^d	Argila siltosa marrom amarelada	Kamojang, Indonesia	175	42	-	0	36.0

^a Ensaios *ring shear* (50 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ'_r obtido da envoltória de resist. residual)

^b Ensaios *ring shear* ($\sigma_n' = 50$ kPa)

^c Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 400 kPa, ϕ'_r obtido da envoltória de resist. residual)

^d Ensaios *ring shear* (25 kPa < σ_n' < 500 kPa, ϕ'_r para $\sigma_n' = 200$ kPa)

(L) Solo laterítico

(M) Presença de mica

(B) "Black cotton" (argilas ricas em montmorilonita)

(V) Solo de origem vulcânica

Quadro 2.3: Resistência ao cisalhamento residual de solos brasileiros

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Kanji (1974) ^a	Solo residual de basalto	Ilha Solteira, São Paulo	112	74	66	0	10.0
Seraphim (1974) ^b	Solo saprolítico cinza claro de migmatito	Rio de Janeiro	29	NP	4	0	33.5
Seraphim (1974) ^b	Solo saprolítico cinza escuro de migmatito, micáceo	Rio de Janeiro	32	NP	2	4	27.0
Chammas (1976) ^c	Solo saprolítico vermelho de migmatito	Rio de Janeiro	54	NP	25	0	25.0
Chammas (1976) ^c	Solo saprolítico variegado de migmatito, micáceo	Rio de Janeiro	60	NP	20	0	17.0
Chammas (1976) ^c	Solo saprolítico cinza escuro de migmatito, micáceo	Rio de Janeiro	50	NP	20	0	27.0
Tanaka (1976) ^d	Solo residual vermelho-marrom de basalto denso	São Simão, Goiás	60	21	30	2 - 8	27-30
Tanaka (1976) ^d	Solo residual vermelho de basalto vesicular	São Simão, Goiás	69	36	25	0 - 8	22.7
Duarte (1986) ^e	Argila pré-adensada cinza rija	Araucária, Paraná	84	55	67	0	10.0
Simões (1991) ^f	Folhelho argiloso vermelho intemperizado	Recôncavo, Bahia	78 - 83	37 - 48	67-69	0	12-16

^a Ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida ($\sigma_n' = 150$ kPa)

^b Ensaios de cisalhamento direto com plano pré-cortado (25 kPa < $\sigma_n' < 500$ kPa)

^c Ensaios de cisalhamento direto com plano pré-cortado (50 kPa < $\sigma_n' < 300$ kPa)

^d Ensaios de cisalhamento direto com plano pré-cortado (50 kPa < $\sigma_n' < 400$ kPa)

^e Ensaios *ring* shear (50 kPa < $\sigma_n' < 500$ kPa)

^f Ensaios de cisalhamento direto de múltiplas reversões (26 kPa < $\sigma_n' < 300$ kPa)

Quadro 2.3: Resistência ao cisalhamento residual de solos brasileiros (cont.)

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	c'_r	ϕ'_r (°)
Souza Pinto & Nader (1991) ^g	Solo residual de migmatito, micáceo	São Paulo	48	20	20	0	17.0
Souza Pinto & Nader (1991) ^g	Solo residual de migmatito, micáceo	São Paulo	40	18	10	0	22.0
Souza Pinto & Nader (1991) ^g	Solo residual de migmatito, micáceo	São Paulo	48	21	8	0	21.0
Souza Pinto & Nader (1991) ^g	Solo residual de gnaiss, micáceo	Paraibuna, São Paulo	33	6	5	0	28.0
Souza Pinto & Nader (1991) ^g	Solo residual de gnaiss, micáceo	Paraitinga, São Paulo	39	11	12	0	30.0
Wolle (1975) apud Souza Pinto & Nader (1991) ^h	Solo micáceo silto-arenoso	Juquiá, São Paulo	41	16	15	0	21.0
Lacerda and Silveira (1992) ⁱ	Solo saprolítico de quartzo-diorito, micáceo	Rio de Janeiro	38	8	5-9	0	16.0
Souza Pinto et al (1994) ^j	Solo residual de basalto	São Paulo	70	24	26	0	19.0
Souza Pinto et al (1994) ^j	Solo residual de basalto	São Paulo	128	93	54	0	10.5
Souza Pinto et al (1994) ^j	Solo residual de basalto	São Paulo	67	39	56	0	9.0
Souza Pinto et al (1994) ^j	Solo residual de migmatito, micáceo	São Paulo	48	20	20	0	16.4
Souza Pinto et al (1994) ^j	Solo residual de migmatito, micáceo	São Paulo	39	17	12	0	19.8

^g Ensaios *ring shear*

^h Ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida

ⁱ Ensaios *ring shear* (50 kPa < σ'_n < 800 kPa)

^j Ensaios *ring shear*

Quadro 2.3: Resistência ao cisalhamento residual de solos brasileiros (cont.)

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Souza Pinto et al (1994) ^J	Solo residual de migmatito, micáceo	São Paulo	43	19	8	0	16.9
Bressani et al. (2001) ^J	Solo saprolítico rosa de arenito Botucatu	Novo Hamburgo, RS	20	6	12	0	33.5
Bressani et al. (2001) ^J	Solo laterítico vermelho de arenito Botucatu	Novo Hamburgo, RS	44	13	44	0	28.7
Bressani et al. (2001) ^J	Solo saprolítico vermelho de arenito	Montenegro, RS	44	12	13	0	27.3
Bressani et al. (2001) ^J	Colúvio vermelho de siltito	Faxinal do Soturno, RS	52	27	18	0	19.4
Bressani et al. (2001) ^J	Argila cinza siltosa	Faxinal do Soturno, RS	95	49	45	0	14.3
Bressani et al. (2001) ^J	Solo residual vermelho de lamito	Faxinal do Soturno, RS	57	35	13	0	13.8
Bressani et al. (2001) ^J	Colúvio vermelho (sedimentar)	São Jerônimo, RS	36	10	39	0	36.2
Bressani et al. (2001) ^J	Argila cinza em fraturas	São Jerônimo, RS	36	10	42	0	28.0
Bressani et al. (2001) ^J	Solo residual cinza de argilito	São Jerônimo, RS	83	50	74	0	10.6
Bressani et al. (2001) ^J	Solo residual vermelho de siltito	Malhada, RS	45	26	22	0	20.4
Bressani et al. (2001) ^J	Argila cinza em solo residual vermelho de siltito	Malhada, RS	57	42	43	0	17.7

^J Ensaio *ring shear*

Quadro 2.3: Resistência ao cisalhamento residual de solos brasileiros (cont.)

<i>Referência</i>	<i>Descrição do solo</i>	<i>Local</i>	<i>LL (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>FA (%)</i>	<i>c'_r</i>	<i>φ'_r (°)</i>
Bressani et al. (2001) ^J	Solo saprolítico de basalto	Teutônia, RS	63	19	35	0	10.0
Bressani et al. (2001) ^J	Colúvio de basalto	Itati, RS	78	46	52	0	11.8
Bressani et al. (2001) ^J	Argila residual de basalto vesicular	Itati, RS	112	72	62	0	11.3
Bressani et al. (2001) ^J	Argila de preenchimento de juntas em basalto alterado	Itati, RS	116	75	68	0	8.8
Bressani et al. (2001) ^J	Argila de zona de cisalhamento em basalto alterado	Itati, RS	78	46	52	0	14.4
Bressani et al. (2001) ^J	Solo laterítico de basalto	Malhada, RS	60	25	31	0	20.6
Bressani et al. (2001) ^J	Solo saprolítico de basalto	Malhada, RS	58	23	10	0	16.7
Perazzolo (2003) ^J	Colúvio de basalto	Canela, RS	82	45	53	0	9.6
Perazzolo (2003) ^J	Colúvio de basalto	Bento Gonçalves, RS	66	43	45	0	10.2
Perazzolo (2003) ^J	Solo saprolítico de basalto amigdalares	Canela, RS	46	25	13	0	6.8
Bernardes (2003) ^J	Solo saprolítico de gnaiss (profundidade 3,0 m)	Porto Alegre, RS	40	11	6	0	18.5
Bernardes (2003) ^J	Solo saprolítico de gnaiss (profundidade 11,0 m)	Porto Alegre, RS	47	15	4	0	20.3

^J Ensaios *ring shear*

2.3 SOLOS ESTRUTURADOS

A importância da estrutura como condicionante fundamental do comportamento geotécnico dos solos naturais é amplamente reconhecida e aceita pela comunidade geotécnica atualmente (LEROUEIL & HIGHT, 2003). Segundo Burland (1990) e Mitchell (1993), virtualmente todos os solos naturais que não sofreram perturbação possuem algum tipo de estrutura. Vaughan (1988) e Leroueil & Vaughan (1990) concluíram que a estrutura e seus efeitos sobre o comportamento dos solos naturais são tão importantes quanto o índice de vazios inicial, a história de tensões e seus respectivos efeitos. Estes autores defenderam a idéia de que a estrutura deveria ser tratada como um conceito básico adicional da mecânica dos solos, assim como o índice de vazios inicial e a história de tensões, e que a mesma importância dada ao índice de vazios inicial e à história de tensões deveria ser dada à estrutura.

2.3.1 Definição de estrutura

Vaughan (1988) e Leroueil & Vaughan (1990) utilizaram o termo *bonded structure* (estrutura cimentada) para referir-se ao fator ou à propriedade responsável pelos componentes de resistência ao cisalhamento e rigidez que independem da tensão efetiva e da porosidade dos solos, e que se comportam como se fossem originados a partir de conexões físicas entre partículas.

Segundo Mitchell (1993), o termo estrutura é utilizado para fazer referência ao efeito combinado da fábrica, da textura e das forças existentes entre partículas em um solo. A fábrica, segundo o autor, consiste no arranjo espacial das partículas, grupos de partículas e poros constituintes dos solos. A textura refere-se à forma e ao tamanho das partículas. Utiliza-se também o termo estrutura para expressar as diferenças entre as propriedades de um mesmo solo no seu estado natural e no estado totalmente remoldado e reconstituído, no mesmo índice de vazios.

Fookes (1997) definiu o termo estrutura como sendo o conjunto formado pela fábrica, textura e padrões de descontinuidade do solo. A fábrica foi definida como o arranjo espacial das partículas e a textura como a morfologia, tipo e tamanho das partículas. As descontinuidades incluem a natureza e a distribuição de superfícies que separam elementos da fábrica. Liu & Carter (1999) consideraram que, por simplicidade, o termo estrutura deveria englobar todas as características de um solo que são diferentes daquelas correspondentes ao mesmo solo reconstituído. Na interpretação de Martins (2001), a idéia mais associada ao termo estrutura diz respeito a um ganho de resistência que não pode ser explicado pela história de tensões nem pelo índice de vazios do solo, estando a estrutura relacionada à existência de um arranjo estrutural estável devido às ligações entre partículas.

Leroueil & Vaughan (1990) observaram que os efeitos da estrutura têm sido identificados em uma grande variedade de solos, como argilas moles, argilas pré-adensadas, solos granulares, solos residuais e até mesmo em rochas brandas e rochas alteradas.

2.3.2 Formação da estrutura

A estrutura de um solo natural depende de vários fatores. Fundamentalmente, pode-se dizer que a estrutura é função da origem geológica do material e dos diversos processos aos quais esse material foi submetido durante sua evolução ao longo do tempo.

Devido à natureza de sua formação, a estrutura de um solo reflete todos os aspectos relacionados à composição, ambiente de formação, história evolutiva e estado atual. Mitchell (1993) resumiu os fatores e processos determinantes da estrutura dos solos, os quais são apresentados na Fig. 2.25.

A abordagem dos aspectos relacionados à formação da estrutura será apresentada neste item considerando-se a classificação dos solos em solos sedimentares e solos residuais. Embora na categoria dos solos residuais estejam incluídos tanto os solos residuais formados em zonas de clima temperado como os solos residuais tropicais, serão abordados aqui somente os solos residuais tropicais. A justificativa para isto é que a ocorrência de solos residuais temperados é bastante restrita quando comparada à ocorrência de solos residuais tropicais. Isto se deve à intensidade dos processos de intemperismo químico, responsáveis pela formação dos solos residuais, ser muito mais intensa nos trópicos, onde os níveis de precipitação e temperatura favorecem esses processos. Os solos residuais foram separados ainda em solos saprolíticos e lateríticos.

2.3.2.1 Solos sedimentares

Vaughan & Kwan (1984) associaram modificações nas propriedades dos solos naturais com processos não relacionados à história de tensões do solo e independentes desta. No caso de argilas moles, modificações poderiam ocorrer devido: (a) ao adensamento secundário sob tensões efetivas constantes; (b) à alteração da plasticidade da argila *in situ* por troca de bases; e (c) à cimentação a partir da ocorrência de *creep* nos contatos entre partículas ou a partir de mudanças geoquímicas.

Destes processos, a cimentação foi considerada de particular importância pelos autores, uma vez que pode provocar alterações na resistência ao cisalhamento e na rigidez dos solos em qualquer estágio da sua história geológica de tensões, sendo que essas alterações independem dessa história. No entanto, segundo Mitchell (1993), a ligação entre partículas associada à estrutura não se caracteriza necessariamente por uma ligação física sólida, ou seja, através de algum agente cimentante. Em argilas, as ligações que se desenvolvem entre partículas são normalmente de natureza eletroquímica ou estão relacionadas a forças que se desenvolvem com o envelhecimento (*aging*) desses materiais.

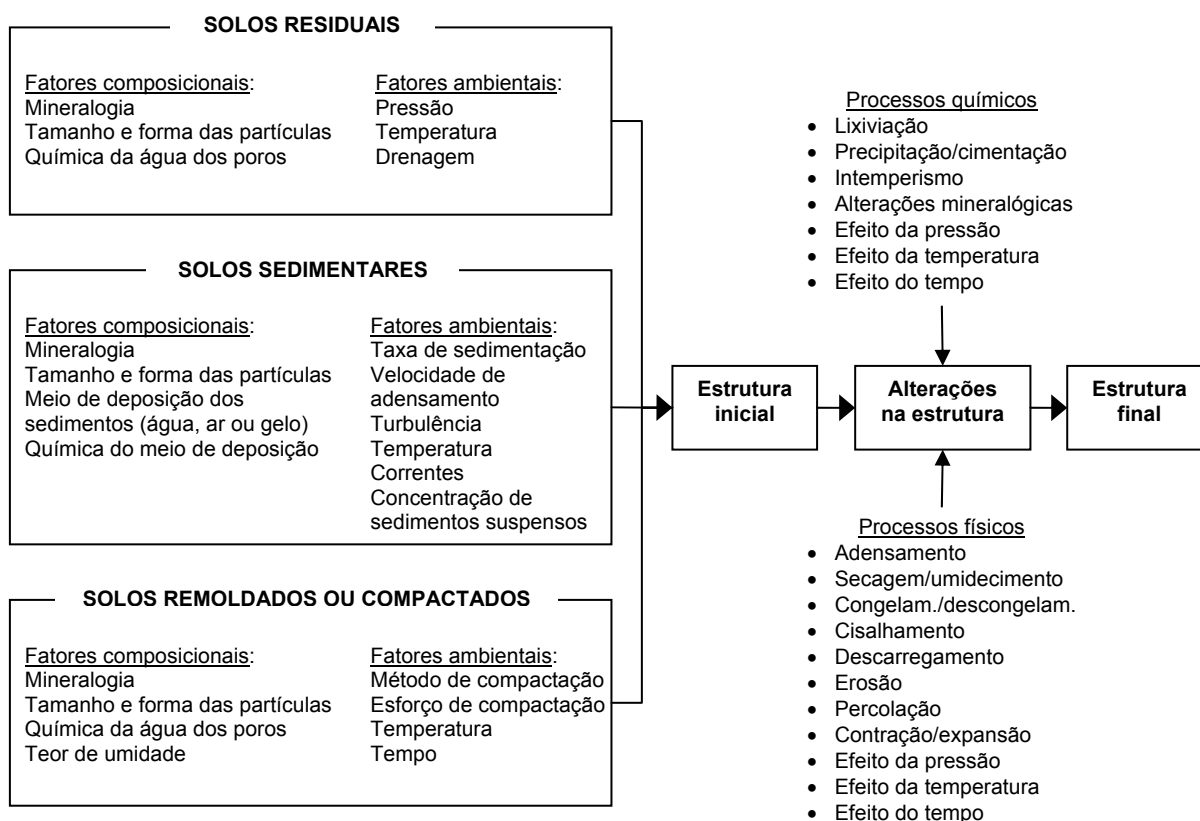


Figura 2.25: Fatores e processos determinantes da estrutura dos solos (baseado em MITCHELL, 1993)

Vaughan (1988) citou como possíveis causas para a formação do que ele chamou de *bonded structure*, ou estrutura cimentada: (a) a cimentação através da deposição de agentes cimentantes como carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica, entre outros; (b) a formação de soluções de silicatos sob pressões elevadas e sua posterior redeposição; (c) a soldagem a frio de contatos de partículas submetidas a altas pressões; e (d) o desenvolvimento de ligações químicas durante o processo de alteração de minerais. Segundo o autor, a estrutura cimentada é destruída tanto por remoldagem quanto por “desestruturação”, mesmo se a porosidade do solo é mantida inalterada. O autor menciona também a possibilidade, em determinadas condições, de formação ou re-formação da estrutura em períodos de tempo relativamente curtos, da ordem de semanas ou meses, no caso de solos sedimentares argilosos e arenosos.

Segundo Vaughan (1988), argilas moles que tiveram sua estrutura original destruída por remoldagem podem desenvolver uma nova estrutura quando submetidas a processos de adensamento sob tensão efetiva constante por um certo período de tempo. Esta nova estrutura seria formada durante o processo de adensamento secundário. Leroueil (1978), *apud* Vaughan (1988), mostrou que amostras remoldadas da argila *Saint Alban* desenvolveram estrutura equivalente à das amostras indeformadas quando submetidas a uma determinada tensão efetiva por 72 dias.

No caso de areias, Vaughan (1988) relata a possibilidade de adesão entre partículas em períodos de tempo relativamente curtos, da ordem de poucas semanas. Em alguns casos de areias submetidas a altas pressões de confinamento, houve o desenvolvimento imediato de adesões entre partículas. O desenvolvimento desta estrutura se traduz em um ganho de rigidez que equivaleria a um aumento no intercepto coesivo da areia.

De acordo com Barton (1993), o processo de envelhecimento de areias provoca inicialmente um intertravamento incipiente nos contatos rugosos entre os grãos. Com a continuidade do envelhecimento, ocorre crescente intertravamento entre grãos, podendo-se desenvolver ligações entre os mesmos. Ligações entre grãos através de cimentação conferem aos materiais uma parcela de coesão verdadeira. Interceptos coesivos em areias podem surgir também a partir da ação coesiva ligante de uma matriz argilosa.

2.3.2.2 Solos residuais

Solos Saprolíticos

Segundo Mitchell (1993), solos saprolíticos são solos residuais jovens, que se caracterizam pela presença simultânea de minerais secundários e de minerais primários não alterados e/ou parcialmente alterados.

Fookes (1997) caracteriza este tipo de solo como sendo um material fraco, friável e quimicamente intemperizado (usualmente cristalino), no qual a estrutura original do material de origem e a fábrica encontram-se preservados por substituição pseudomórfica dos minerais primários originais, geralmente por argilominerais. Neste tipo de solo, normalmente são visíveis características da estrutura do material de origem, como xistossidades, descontinuidades e textura. Em um perfil de alteração típico de solos tropicais, os solos saprolíticos abrangem as zonas classificadas como rocha altamente intemperizada ou completamente intemperizada (LITTLE, 1969 *apud* MITCHELL & SITAR, 1982; FOOKES, 1997).

Segundo Fookes (1997), a formação de solos saprolíticos constitui um processo isovolumétrico no qual aproximadamente metade da massa da rocha original é perdida por lixiviação de sílica, bases e ferro. O aumento da microporosidade resulta inicialmente da alteração de minerais facilmente intemperizáveis, como plagioclásio, biotita, olivina e piroxênios, e das lentas perdas por lixiviação. Com isso, aumenta a capacidade de retenção de água do solo, permitindo a penetração de raízes que irão contribuir para o intemperismo através da absorção de potássio, produção de ácidos orgânicos e liberação de dióxido de carbono. A presença das raízes também cria canais que irão conduzir mais rapidamente a água, permitindo a iluviação de argila em profundidade nos estágios mais avançados de intemperismo.

Ao contrário dos solos lateríticos, onde predominam os efeitos dos processos pedogenéticos, a influência do material de origem é bastante pronunciada nos solos saprolíticos. À medida que o grau de intemperismo aumenta, o material de origem passa a ter pouca ou nenhuma influência sobre o comportamento dos solos residuais formados (TOWNSEND, 1985). Assim, o índice de vazios dos solos saprolíticos é altamente dependente da textura da rocha de origem e do processo isovolumétrico de alteração e substituição pseudomórfica dos minerais primários da rocha. A preservação da estrutura original da rocha permite que os solos saprolíticos tenham índices de vazios elevados. Segundo Vaughan (1988), o índice de vazios de solos residuais estruturados pode ser muito maior do que o índice de vazios possível de se obter para o mesmo solo desestruturado e no mesmo nível de tensões.

Do que foi exposto acima, fica claro que a estrutura presente em solos saprolíticos depende fundamentalmente da estrutura do material de origem, sendo herdada dos processos de cristalização associados com a formação de novos minerais e dos processos de lixiviação e precipitação de minerais, responsáveis pelo surgimento de ligações entre partículas e pela formação da estrutura.

Solos Lateríticos

Mitchel & Sitar (1982) apresentaram aspectos relacionados à formação da estrutura em solos residuais tropicais de comportamento laterítico, como base para discussão de suas propriedades geotécnicas. Os solos residuais diferem dos solos sedimentares pelo fato de terem sido formados *in loco*, em resposta às características do material de origem, do clima, da topografia do terreno e das condições de drenagem (MITCHELL, 1993).

Segundo Mitchel & Sitar (*op. cit.*), no caso dos solos tropicais formados em regiões com elevada temperatura e precipitação, o intemperismo das rochas é bastante intenso, sendo caracterizado pela rápida alteração de feldspatos e minerais ferromagnesianos, pela remoção de sílica e bases (Na_2O , K_2O , CaO e MgO) e pela concentração de óxidos de ferro e alumínio. Este processo é denominado de laterização e envolve a lixiviação de sílica (SiO_2) e deposição de óxidos de ferro (Fe_2O_3) e alumínio (Al_2O_3). Aqui é importante fazer a distinção entre o que se chama de solo laterítico e o que se conhece como laterita. Segundo Mitchell (1993), laterita é um material cuja razão de SiO_2 para Al_2O_3 (relação sílica-sesquióxidos) é inferior a 1.33, enquanto a relação sílica-sesquióxidos para um solo laterítico encontra-se entre 1.33 e 2.0.

Quando o material de origem se trata de uma rocha cristalina, inicialmente os feldspatos se intemperizam em caulinita e formam-se óxidos hidratados de ferro (goetita) e alumínio (gibbsite). Minerais mais resistentes como o quartzo e as micas ainda persistem. À medida que o intemperismo continua, diminui o conteúdo de caulinita e os sesquióxidos alteram-se progressivamente para hematita (Fe_2O_3), conferindo ao solo a coloração avermelhada típica.

Quando o material de origem é constituído de rochas e cinzas vulcânicas, o intemperismo leva à formação dos argilominerais haloisita e alofano, juntamente com os sesquióxidos de ferro e alumínio. Inicialmente, a haloisita é encontrada em sua forma hidratada, apresentando formato tubular. A secagem deste material provoca remoção definitiva da camada de água do argilomineral, levando ao colapso da estrutura mineral e à formação de meta-haloisita. Outro argilomineral comum nos estágios iniciais de intemperismo de materiais vulcânicos é a esmectita. Nos estágios finais do intemperismo pode ocorrer a formação de caulinita e gibsita. Para os materiais vulcânicos, a menor intensidade de precipitação e a alternância de estações úmidas e secas nas regiões próximas às extremidades norte e sul dos trópicos, associadas a más condições de drenagem, favorecem a formação de argilominerais do grupo das esmectitas. É o caso dos solos chamados "*black cotton soils*", que possuem elevada plasticidade devido à grande quantidade de argilas de alta atividade presentes nesses solos.

Segundo Mitchell & Sitar (*op. cit.*), como consequência dos processos de intemperismo mencionados acima, solos lateríticos apresentam uma estrutura altamente porosa, formada por concreções e agregações de partículas de argila cimentadas por óxidos de ferro e alumínio, onde o tamanho dos poros aumenta com o grau de intemperismo do solo. Em termos mecânicos, esta estrutura confere aos solos lateríticos alta resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Estas propriedades podem ainda ser afetadas pela degradação mecânica dos agregados de partículas e pela alteração de características físicas, como granulometria e plasticidade, devido à secagem. A secagem desses materiais pode provocar mudanças irreversíveis em suas propriedades, pois promove a agregação e cimentação de partículas pelos sesquióxidos e a perda de água de argilominerais hidratados.

Vaughan & Kwan (1984) também mencionaram o intemperismo como o principal processo capaz de modificar as propriedades dos solos residuais naturais, independentemente da história de tensões. Segundo os autores, as principais alterações associadas a este processo podem envolver:

- a) enfraquecimento da rocha acompanhado de perda de massa, resistência e rigidez, e aumento na porosidade;
- b) cimentação devido à precipitação de sais solúveis, com consequente aumento de massa, resistência e rigidez, processo que pode ocorrer simultaneamente ao enfraquecimento da rocha;
- c) aumento de volume sob tensão efetiva constante devido à formação de minerais expansivos pelo intemperismo;
- d) mudanças físicas devido a tensões efetivas originadas a partir de ciclos de contração e expansão por variações de umidade.

2.3.3 Comportamento mecânico de solos estruturados

O efeito da estrutura sobre o comportamento mecânico dos solos estruturados é comum à grande maioria dos solos naturais, sejam eles transportados (sedimentares) ou residuais (lateríticos e saprolíticos). O mesmo efeito pode ser observado em solos artificialmente cimentados. Independentemente do tipo ou origem da estrutura, o comportamento resultante segue um padrão geral simples (VAUGHAN, 1988; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Este padrão é caracterizado por uma rigidez inicial elevada seguida de plastificação da estrutura, podendo ser formulado de maneira geral através do conceito de *Yield*, ou plastificação. Em geral, o comportamento mecânico de solos naturais estruturados é estudado através da comparação das propriedades do solo estruturado com as propriedades do mesmo solo reconstituído e desestruturado. Burland (1990) utilizou o termo “propriedades intrínsecas” para se referir às características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento de argilas reconstituídas. Segundo o autor, estas propriedades constituem uma importante referência no estudo da estrutura dos solos e seus efeitos nas propriedades mecânicas de amostras indeformadas.

2.3.3.1 *Yield* ou plastificação

O conceito de plastificação aplicado à mecânica dos solos está relacionado à ocorrência de uma descontinuidade no comportamento tensão x deformação dos solos quando estes são submetidos a um carregamento monotônico (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Este conceito foi desenvolvido para explicar o comportamento de argilas sedimentares pré-adensadas e está relacionado à história de tensões do solo. Quando aplicado ao caso de solos estruturados, o conceito de plastificação se relaciona à estrutura do solo e não à sua história de tensões.

A plastificação da estrutura de um determinado solo é caracterizada por uma mudança irreversível na sua rigidez e resistência ao cisalhamento pós-plastificação. A representação da plastificação de um solo pode ser feita através da plotagem dos pontos de plastificação (*yield points*) no espaço de tensões q' x p' . A união destes pontos determina a curva de plastificação (*yield curve*) do solo. Curvas de plastificação típicas de solos estruturados são apresentadas na Fig. 2.26.

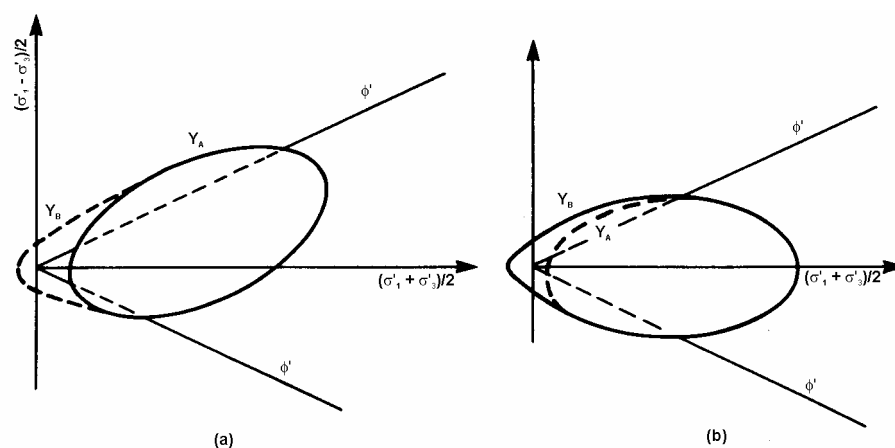


Figura 2.26: Curvas de plastificação de solos estruturados: (a) anisotropia em argilas e (b) isotropia em solos residuais e rochas brandas (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)

Conforme constatado por diversos autores e generalizado por Leroueil & Vaughan (1990), argilas sedimentares que apresentam estrutura anisotrópica devido ao processo de adensamento natural possuem curvas de plastificação aproximadamente centradas na linha que representa a trajetória de tensões K_0 (deformação radial nula). No caso de solos residuais e rochas brandas, que apresentam estrutura isotrópica, as curvas de plastificação são centradas em torno da linha que define o adensamento isotrópico do material ($q' = 0$).

A plastificação da estrutura de um solo, principalmente quando ocorre de forma gradual, é melhor caracterizada através de ensaios com medição de pequenas deformações e muitas vezes necessita que se utilizem técnicas e ensaios de laboratório especiais (BREISSANI, 1990).

A identificação dos pontos de plastificação da estrutura a partir de resultados de ensaios pode ser feita pela simples observação das discontinuidades nas curvas tensão x deformação. No entanto, em alguns casos esta identificação não é tão simples. Vaughan (1988) cita a utilização de gráficos tensão x deformação em escala log/log como uma boa ferramenta a ser utilizada nestes casos. Segundo Kondner (1963), curvas tensão x deformação de solos não estruturados podem freqüentemente ser representadas por hipérboles, as quais transformam-se em linhas retas em escalas log/log. Assim, assumindo que o comportamento tensão x deformação de um determinado solo pode ser representado por diferentes leis potenciais pré e pós plastificação, o resultado seria um gráfico bi-linear onde o ponto de plastificação estaria definido pelo vértice da curva.

O ponto de plastificação da estrutura também pode ser identificado pela ocorrência de um aumento brusco de deformações volumétricas ou radiais. Há ainda outros métodos disponíveis para identificação da plastificação da estrutura, os quais não serão abordados aqui.

Vaughan (1988) e Leroueil & Vaughan (1990) identificaram três diferentes formas em que a plastificação da estrutura pode ocorrer: (a) por compressão; (b) por cisalhamento; e (c) por expansão. Estas formas de plastificação estão associadas a diferentes trechos da curva de plastificação, conforme mostrado na Fig. 2.27

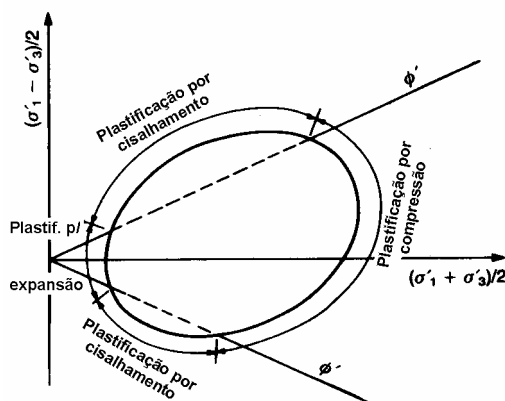


Figura 2.27: Mecanismos de plastificação da estrutura (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)

A plastificação da estrutura é dita por compressão quando ocorre para estados de tensões localizados abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico, devido ao aumento da tensão normal média ou da tensão cisalhante. Este tipo de plastificação é normalmente observado quando um solo estruturado é ensaiado em níveis de tensão efetiva elevados relativamente à resistência da estrutura.

Segundo Leroueil & Hight (2003), em comparação com solos intactos cisalhados nas mesmas condições de tensões efetivas, solos cuja estrutura sofreu plastificação prévia por compressão apresentam menor rigidez e menores valores de resistência ao cisalhamento de pico, a qual é atingida em deformações maiores que para o solo intacto. A plastificação do solo por compressão também provoca o aumento do índice de recompressão (C_{cr}) e a diminuição do índice de compressão (C_c) e da pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}).

Leroueil & Hight (2003) mostraram também que a aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento pode provocar um processo progressivo de plastificação por compressão. Em compressão edométrica, C_{cr} aumentou com o aumento da tensão máxima aplicada e com o acúmulo das deformações, aproximando-se do valor de C_{cr} do solo reconstituído, após a aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento com aumento da tensão máxima a cada ciclo. Outro processo capaz de provocar a plastificação da estrutura por compressão é a secagem do solo (LEROUEIL & HIGHT, 2003).

A plastificação é dita por cisalhamento quando ocorre em níveis de tensões cisalhantes superiores à envoltória de resistência, o que ocorre quando o solo é ensaiado sob níveis de tensão efetiva mais baixos relativamente à resistência da estrutura. Em geral, ocorre um pico de resistência a pequenas deformações que coincide com o ponto de plastificação da estrutura. Ao contrário do que ocorre com solos pré-adensados não estruturados, o pico de resistência está associado à estrutura e não à máxima taxa de dilatação ou expansão volumétrica do solo. Este pico precede a expansão volumétrica do solo em função das deformações volumétricas só serem mobilizadas após a quebra das ligações entre partículas.

A plastificação é dita por expansão quando ocorre em uma trajetória de tensões de expansão, para estados de tensões localizados abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico, devido à falta de capacidade do solo de suportar energia de deformação acumulada. Se a plastificação por expansão ocorre enquanto o solo encontra-se sob tensões de compressão, a curva de plastificação do solo terá a forma indicada pela curva Y_A da Fig. 2.26. No entanto, se a estrutura tem resistência suficiente para suportar as pressões internas de expansão, a curva de plastificação terá a forma indicada pela curva Y_B da Fig. 2.26, indicando ruptura por tração.

A plastificação em compressão ou em expansão pode caracterizar-se como um processo progressivo de plastificação da estrutura à medida que o nível de tensões no solo aumenta ou diminui, respectivamente. Já na plastificação por cisalhamento, há grande probabilidade de formação de descontinuidades após o início da plastificação. A resistência ao longo das descontinuidades irá diminuir com o aumento das deformações, ao mesmo tempo em que a estrutura no restante do solo não sofre plastificação.

Cuccovillo & Coop (1997b) apresentaram um critério de classificação de solos estruturados que relativiza os efeitos da estrutura e do índice de vazios. Segundo este critério, solos fortemente estruturados são aqueles em que, para uma determinada tensão normal, a plastificação da estrutura ocorre para índices de vazios superiores aos previstos pela linha de compressão normal (NCL). Os solos fracamente estruturados seriam aqueles em que a plastificação da estrutura ocorre para índices de vazios e tensões normais próximos aos correspondentes à NCL. Segundo Cuccovillo & Coop (1999), o modelo de comportamento apresentado por Leroueil & Vaughan (1990) descreve muito bem o comportamento dos solos fortemente estruturados.

Coop (2000) identificou algumas diferenças significativas entre o comportamento de solos fracamente estruturados e o comportamento de solos fortemente estruturados. Para o autor, a principal diferença é que, sob níveis intermediários de tensão efetiva, os solos fracamente estruturados apresentam a resistência ao cisalhamento de pico coincidente com a máxima dilatação do solo, o que não acontece para solos fortemente estruturados. Nos materiais fracamente estruturados, a plastificação da estrutura por cisalhamento acontece antes da ruptura por cisalhamento, que coincide com o pico de resistência e com a máxima dilatação.

2.3.3.2 Comportamento sob compressão isotrópica e unidimensional

A Fig. 2.28 ilustra o comportamento geral de solos estruturados sob compressão isotrópica e unidimensional (deformação radial nula). São mostradas duas curvas de compressão hipotéticas, $e \times \sigma'_1$ (ou p'), uma para solos no estado natural e indeformado e outra para solos remoldados e reconstituídos. O principal efeito da estrutura é aumentar a tensão de plastificação do solo, permitindo que o mesmo alcance estados à direita da linha de compressão normal (NCL) do solo no estado reconstituído e desestruturado. Desta forma, para uma mesma tensão normal, o solo estruturado pode existir em índices de vazios maiores do que os índices possíveis para o mesmo solo desestruturado. Solos estruturados também apresentam valores de índice de compressão C_c superiores aos solos desestruturados (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; LEROUEIL & HIGHT, 2003). Burland (1990) denominou a NCL do solo reconstituído e desestruturado de linha de compressão intrínseca do solo (ICL).

Segundo Vaughan (1988), durante o carregamento de um solo estruturado, há um estágio inicial em que a estrutura permanece intacta. Neste estágio, a tensão sobre a estrutura aumenta progressivamente e sua resistência permanece constante, uma vez que não há ruptura de ligações entre partículas. Segue-se então uma plastificação inicial da estrutura. A tensão sobre a estrutura continua aumentando, mas sua resistência diminui com o rompimento progressivo das ligações entre partículas. A continuidade do carregamento leva à ocorrência da plastificação principal, onde a tensão sobre a estrutura e sua resistência se igualam, levando a uma mudança significativa de comportamento e à ocorrência de grandes deformações. Após a plastificação principal, a estrutura não é destruída de maneira imediata, mas sim progressivamente. A destruição total da estrutura requer a ocorrência de deformações pós-plastificação significativas. Neste processo, o índice de vazios diminui de forma gradual para o índice de vazios que o solo desestruturado teria no mesmo nível de tensões.

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), a magnitude das deformações que ocorrem após a plastificação da estrutura é tanto maior quanto maior for o índice de vazios no qual a plastificação ocorre e quanto maior for a resistência da estrutura e a tensão em que ocorre a plastificação. Este efeito pode ser visualizado comparando-se os comportamentos dos materiais estruturado e desestruturado, conforme ilustra a Fig. 2.28.

Segundo Liu & Carter (1999), durante a compressão virgem de solos estruturados, o índice de vazios sustentado pela estrutura, em acréscimo ao índice de vazios observado na curva de compressão intrínseca do solo (BURLAND, 1990), é inversamente proporcional à tensão efetiva média atuante sobre o solo. Os autores propuseram um modelo constitutivo simples para modelar o comportamento de solos estruturados sob compressão virgem.

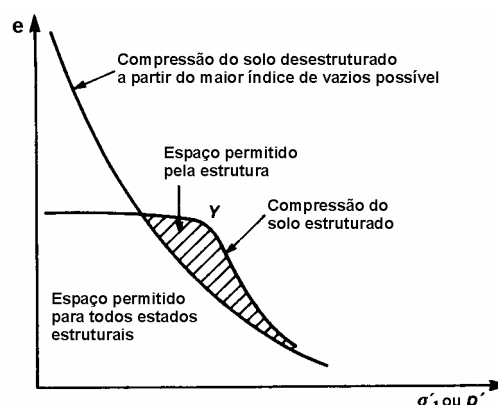


Figura 2.28: Compressão de solos estruturados e desestruturados em ensaio edométrico (baseado em: LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)

Coop & Atkinson (1993) estudaram areias oriundas de sedimentos calcáreos (conchas) cimentadas artificialmente. Estas areias são constituídas por partículas frágeis que se quebram facilmente ao serem submetidas a carregamentos. A quebra de partículas foi identificada como o principal mecanismo de deformação plástica destes materiais, tanto do material natural (COOP, 1990) como do cimentado. Os autores observaram que a ocorrência da plastificação da cimentação coincide com o início do processo de quebra de partículas. Aparentemente isto se deve ao fato de que, inicialmente, as tensões são totalmente suportadas pela cimentação, o que evita a quebra de partículas. Com a plastificação da cimentação, imediatamente o carregamento é transferido para as partículas, levando à sua ruptura.

Leroueil & Vaughan (1990) demonstraram que solos estruturados submetidos à compressão unidimensional K_0 (deformação radial nula) apresentam um formato particular de trajetórias de tensão, conforme ilustrado na Fig. 2.29. Se o estado do solo se encontra no interior da curva de plastificação, a rigidez é elevada. Com a continuidade do carregamento, a curva de plastificação é alcançada próximo à envoltória de resistência. Após a plastificação, a compressibilidade aumenta significativamente e, à medida que a estrutura é destruída, a trajetória de tensões migra gradativamente em direção à trajetória do solo desestruturado. Este mesmo comportamento é apresentado por materiais bastante diferentes e com tensões de plastificação que variam em uma ampla faixa de ordem de grandeza, conforme demonstrado na Fig. 2.29.

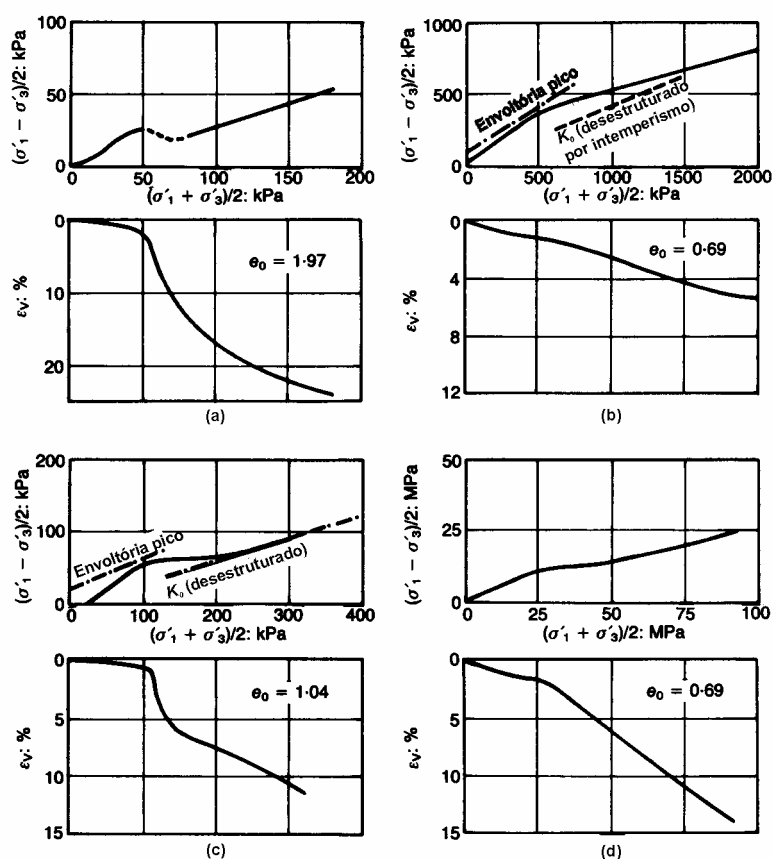


Figura 2.29: Ensaio K_0 em diferentes materiais estruturados: (a) argila sensível; (b) margam não intemperizada; (c) solo artificialmente cimentado; (d) talco (baseado em: LEROUÉIL & VAUGHAN, 1990)

2.3.3.3 Comportamento sob compressão triaxial

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), solos estruturados, independentemente de sua natureza, apresentam comportamento tensão-deformação semelhante. No caso de ensaios de compressão triaxial, o comportamento típico de solos estruturados pode ser observado na Fig. 2.30. Sob baixas pressões de confinamento, as curvas tensão x deformação apresentam um pico, seguido de queda de resistência com o aumento das deformações (*strain softening*), da mesma forma que em solos não-coesivos densos e argilas pré-adensadas. Entretanto, o pico de resistência não ocorre juntamente com a máxima taxa de dilatância e sim em deformações significativamente menores. Isto indica que o pico de resistência está relacionado à estrutura e não à densidade do solo. A plastificação da estrutura é brusca, o que implica em comportamento frágil, e coincide com a ruptura por cisalhamento e com a formação de superfícies de cisalhamento.

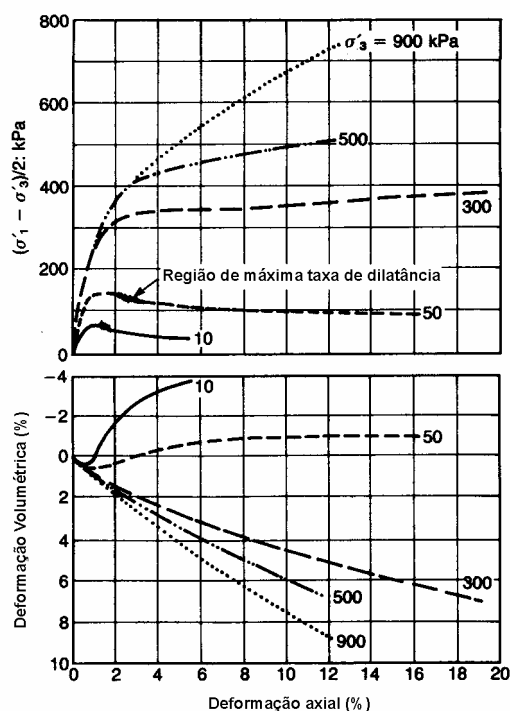


Figura 2.30: Ensaio CID em solo artificialmente cimentado (baseado em: MACCARINI, 1987; *apud* LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)

Sob pressões de confinamento mais elevadas, solos estruturados apresentam elevada rigidez inicial até ocorrer a plastificação da estrutura. A plastificação da estrutura ocorre muito antes da ruptura, a qual só é atingida após grandes deformações, as quais são acompanhadas de elevada deformação volumétrica de compressão.

Sob pressões de confinamento médias, o comportamento dos solos estruturados é intermediário, indicando uma transição gradual de comportamento com o aumento das pressões confinantes. A rigidez do solo é elevada até a plastificação da estrutura, que coincide com a máxima resistência ao cisalhamento e com a ruptura por cisalhamento. Após a plastificação não há queda de resistência com o aumento das deformações (*strain softening*).

CAPÍTULO III

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Os objetos principais do estudo realizado nesta tese de doutorado foram a mineralogia, o intemperismo, as propriedades e o comportamento geotécnico dos solos saprolíticos formados a partir das rochas vulcânicas básicas e ácidas da Formação Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul. Neste capítulo serão descritos os materiais estudados e as técnicas experimentais utilizadas no estudo, bem como o programa experimental executado.

3.1 IDENTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS ESTUDADOS

Os materiais estudados nesta tese incluíram amostras de rochas e amostras dos solos saprolíticos originados das mesmas. Ao todo foram coletadas amostras em 9 (nove) locais diferentes. A amostragem totalizou 14 (quatorze) amostras de solos e o mesmo número de amostras de rochas. Em alguns locais foram coletadas amostras de solos em diferentes profundidades no mesmo perfil, portanto com diferentes graus de intemperismo. Em outros locais foram coletadas amostras de solos provenientes de perfis próximos, mas oriundas de rochas de diferentes derrames. Foram coletadas também amostras de rochas de derrames adjacentes a alguns dos derrames que originaram os solos estudados. Dentre as 14 (quatorze) amostras de solo coletadas, 13 (treze) foram submetidas a ensaios mecânicos. Deste total, 5 (cinco) amostras correspondem a solos originados de rochas ácidas (riolitos, riodacitos e dacitos), e 8 (oito) amostras a solos originados de rochas básicas (basaltos, andesito-basaltos e olivina-basaltos).

A identificação das amostras neste trabalho foi feita pelo nome do local correspondente ao seu ponto de amostragem. Somente receberam denominação própria aquelas que tiveram seu comportamento geotécnico estudado através de ensaios mecânicos. As demais amostras de solos ou de rochas relacionadas a estes últimos são identificadas ao longo do texto, uma vez que a função das mesmas foi elucidar aspectos relativos aos solos que tiveram seu comportamento mecânico estudado. As Fig. 3.1a e 3.1b a seguir apresentam a situação e localização dos pontos de amostragem. No Quadro 3.1 estão identificados os pontos de amostragem e os solos saprolíticos que tiveram seu comportamento mecânico estudado. São também apresentadas as coordenadas geográficas dos pontos de amostragem.

Quadro 3.1: Identificação dos solos estudados e localização dos pontos de amostragem

ORIGEM	LOCAL	DENOMINAÇÃO DAS AMOSTRAS	COORDENADAS GEOGRÁFICAS		
			Latitude	Longitude	Altitude
RS 453	Teutônia	Teutônia	29°23'45,9''S	51°45'30,9''W	300 m
RS 122	São Sebastião do Caí	SSCaí	29°32'35,3''S	51°21'30,6''W	20 m
Caxias do Sul	Bairro Kaiser	Kaiser SS (solo saprolítico)	29°11'00,8''S	51°11'32,8''W	715 m
		Kaiser AV (argila vermelha)			
RS 486 (Rota do Sol)	Itati	km 119+120 inferior (menos intemperizado)	29°33'04,0''S	50°04'33,7''W	30 m
		km 119+120 superior (mais intemperizado)			
		km 113+100	29°30'32,0''S	50°06'25,6''W	55 m
		km 109+700	29°28'47,5''S	50°06'58,7''W	85 m
		km 109+180	29°28'34,1''S	50°07'05,7''W	80 m
		km 0+600	29°24'40,5''S	50°10'28,5''W	160 m
	Aratinga	km 51+400 riolito	29°18'56,9''S	50°12'43,1''W	900 m
		km 51+400 riocacito			
		km 51+400 dacito			

3.2 TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

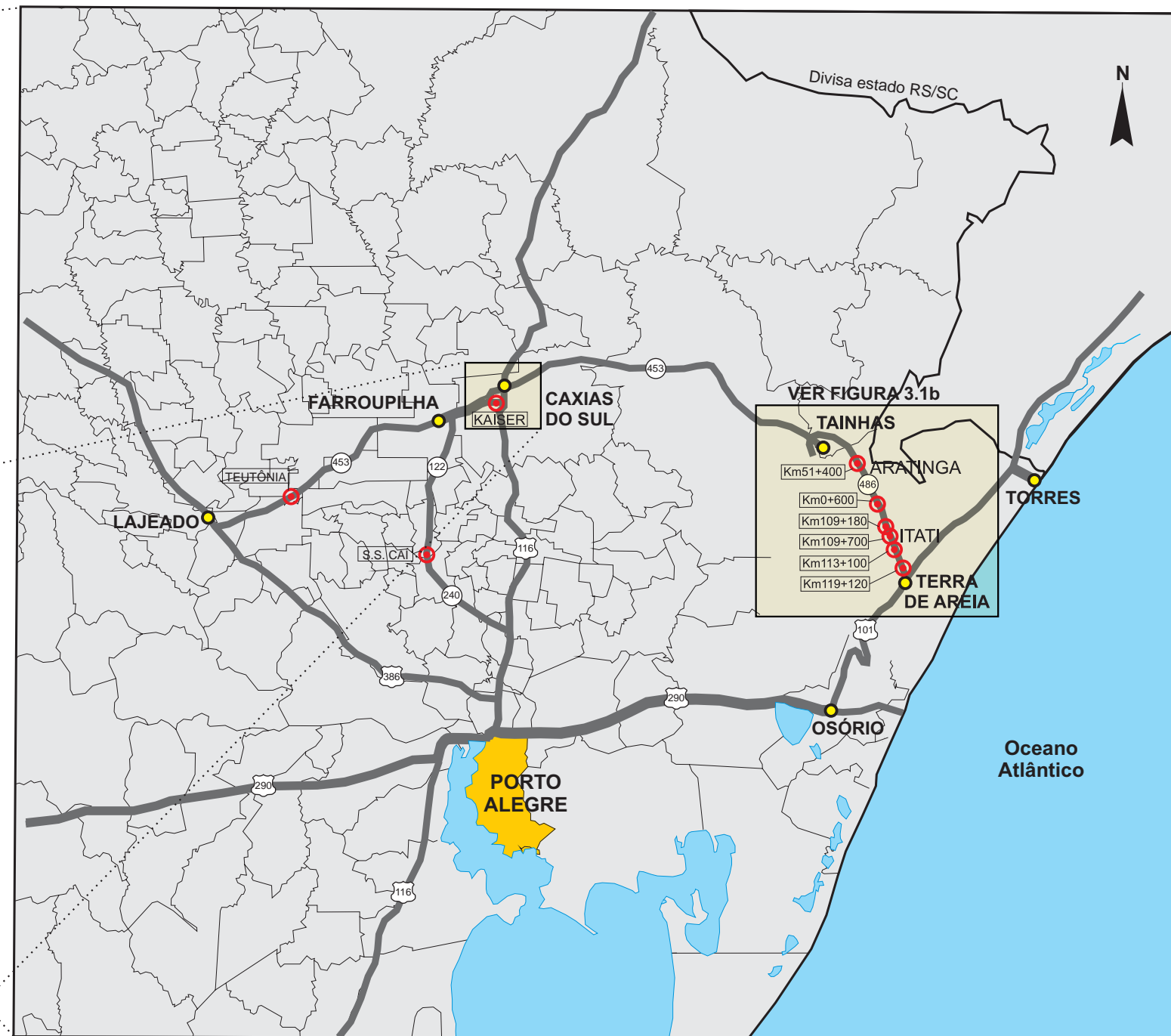
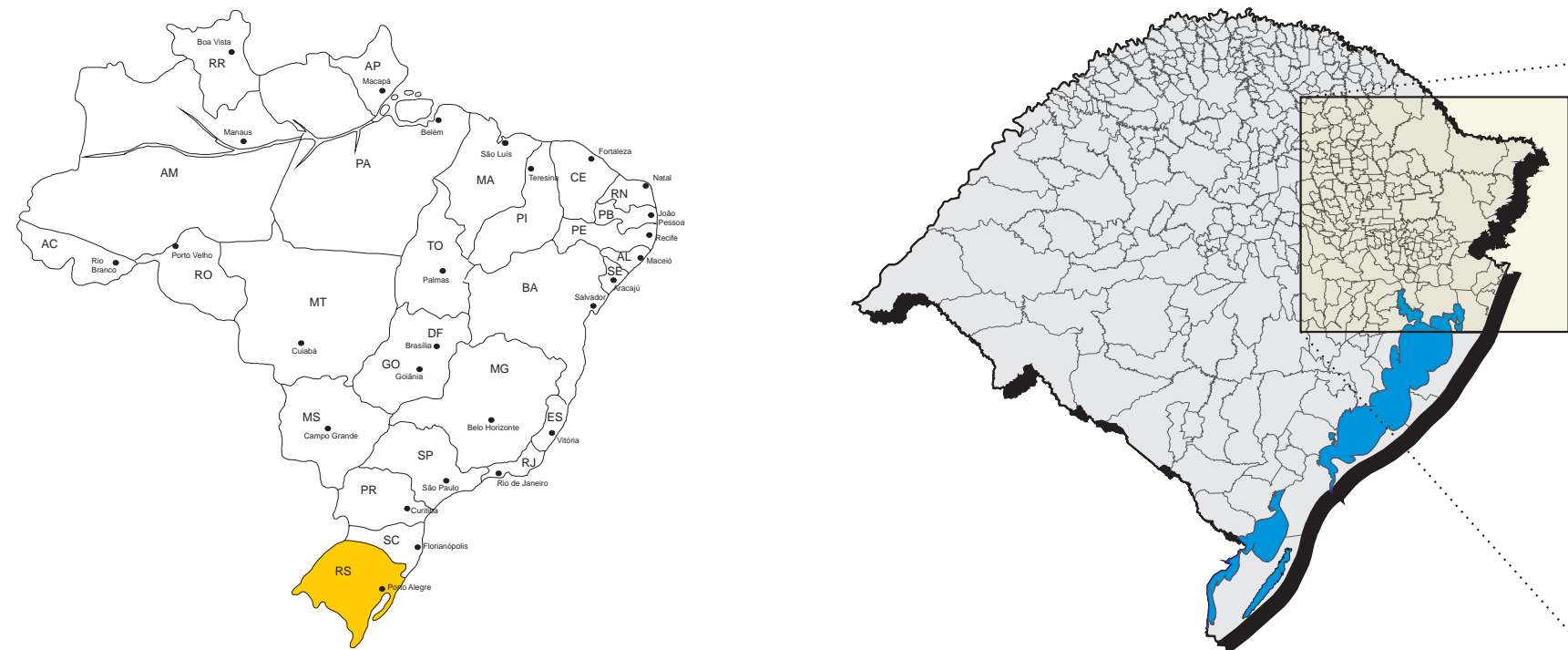
3.2.1 Caracterização química, mineralógica e petrográfica

As caracterizações química, mineralógica e petrográfica dos materiais estudados foram realizadas através de análises de (a) fluorescência de raios X em amostras de solos e rochas, (b) análises petrográficas de lâminas delgadas de amostras de solos e rochas e (c) análises de difração de raios X em amostras de solos.

Os objetivos gerais da realização destas análises foram classificar química e petrograficamente as rochas que originaram os solos estudados, caracterizar a mineralogia das rochas e solos e estudar o processo de intemperismo desses materiais e seus efeitos sobre a formação da microestrutura dos solos. Buscou-se com isto obter informações que possam ajudar na interpretação dos resultados dos ensaios geotécnicos de laboratório, principalmente no que diz respeito aos mecanismos responsáveis pelo comportamento dos solos saprolíticos estudados.

BRASIL

RIO GRANDE DO SUL

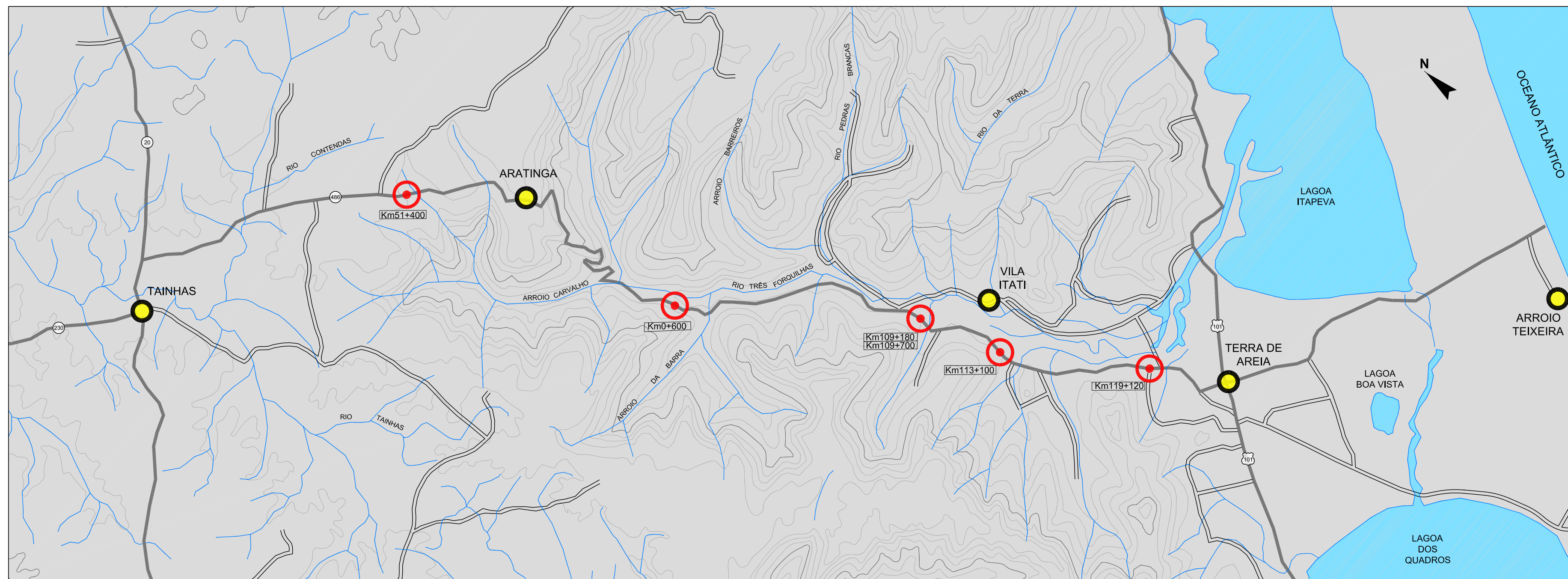


CAXIAS DO SUL - BAIRRO KAISER

LEGENDA

- Pontos de amostragem
- Cidades
- Rodovia Federal - BR
- Rodovia Estadual - RS

FIGURA 3.1a: Situação e localização dos pontos de amostragem



ESCALA 1:125.000

LEGENDA





	Pontos de amostragem		Recursos hídricos		Rodovia Estadual - RS		Estradas secundárias
	Cidades		Lagoas / Oceano		Rodovia Federal - BR		Curvas de nível

FIGURA 3.1b: Situação e localização dos pontos de amostragem na RS 486 - Rota do Sol

3.2.1.1 Análises de fluorescência de raios X

As análises de fluorescência de raios X das amostras de rochas e solos foram realizadas com o objetivo de determinar a composição dos elementos maiores, menores e traços destes materiais. Estes dados foram utilizados na classificação química das rochas, na caracterização da mobilidade dos elementos químicos durante o intemperismo e no cálculo de índices de intemperismo dos materiais, que permitem caracterizar qualitativamente e quantitativamente seus estados de alteração.

A fluorescência de raios X é um método de análise química em que uma amostra pulverizada e homogênea do material a ser analisado é comprimida e fundida com borato de sódio ou tetraborato de lítio sobre uma base de vidro. A amostra assim preparada é excitada de maneira que os elementos emitem uma radiação característica. Esta radiação é normalmente dispersa por difração através de cristais apropriados e o comprimento de onda diagnóstico de cada elemento é medido. A concentração de cada elemento é determinada através da comparação entre a intensidade do comprimento de onda diagnóstico medido e a intensidade do comprimento de onda diagnóstico de amostras padrão de composição conhecida. O *US Bureau of Standards* e o *British Chemical Standards* mantêm amostras padrão cuidadosamente selecionadas para fins de diagnóstico por fluorescência de raios X.

As análises de fluorescência de raios X apresentadas neste trabalho foram feitas pelo Laboratório de Espectrometria de Fluorescência do Instituto de Geociências da UFRGS. As amostras de rochas para as análises foram preparadas através de moagem em moinho de bolas. As amostras de solos foram preparadas por secagem ao ar, destorroamento e peneiramento do material na peneira com abertura de malha de 0,074 mm (#200).

A classificação química das rochas a partir dos resultados das análises de fluorescência de raios X foi feita utilizando-se como base o diagrama binário $\text{SiO}_2 \times \text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$, com os campos definidos por Cox, Bell & Pankhurst (1979), conforme a Fig. 2.8 do Capítulo 2, e o diagrama TAS (LE BAS & STRECKEISEN, 1991).

A determinação da mobilidade dos elementos químicos durante o intemperismo foi feita através do método de *Transferência ou Balanço de Massa*, que consiste na comparação entre a composição de uma rocha em um estágio inicial, ou de partida, e em um estágio final de alteração. O método determina a mobilidade absoluta dos elementos, que consiste na sua perda ou ganho, em percentual da massa da rocha original, durante a alteração do material original para o material residual de intemperismo (GRESENS, 1967; POTDEVIN, 1993; CARVALHO, 1995). O cálculo do balanço de massa foi efetuado utilizando-se o *software freeware GRESENS 92* (Autor: Potdevin, 1993; <http://www.ccp14.ac.uk/ccp/ccp14/ftp-mirror/krumm/Software/macintosh/gresens/>).

Com relação aos índices de intemperismo, Duzgoren-Aydin *et al.* (2002) revisaram e reavaliaram mais de trinta índices diferentes propostos na literatura. Os autores sumarizaram as hipóteses consideradas no estabelecimento de cada um dos índices, suas limitações, aplicabilidade e tipo de material para o qual foram concebidos. A maioria dos índices propostos consiste em relações moleculares entre elementos maiores (óxidos), os quais podem ser classificados, de acordo com sua mobilidade, em elementos móveis ou imóveis. Dentre os índices analisados, Duzgoren-Aydin *et al.* (2002) obtiveram correlações consistentes com o grau de intemperismo para aqueles índices que expressam proporções entre um grupo de óxidos móveis e um ou mais óxidos imóveis. Estes índices serão utilizados neste trabalho e estão definidos no Quadro 3.2.

Quadro 3.2: Definição dos índices de intemperismo utilizados (*apud* DUZGOREN-AYDIN *et al.*, 2002)

ÍNDICE	DEFINIÇÃO	AUTOR
ba	$(K_2O + Na_2O + CaO)/Al_2O_3$	Harrassowitz (1926) (In: Rocha Filho <i>et al.</i> , 1985)
ba_1	$(K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$	
ba_3	$(K_2O + Na_2O + MgO)/Al_2O_3$	
B	$I_{ALTERADO}/I_{S\tilde{A}O}$ onde $I = (K_2O + Na_2O + CaO)/Al_2O_3$	
β (índice de lixiviação)	$I_{ALTERADO}/I_{S\tilde{A}O}$ onde $I = (K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$	
Bases: alumina	$(K_2O + Na_2O + CaO + MgO)/Al_2O_3$	Colman (1982)
Bases: R_2O_3	$(K_2O + Na_2O + CaO + MgO)/$ $(Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2)$	

3.2.1.2 Análises de difração de raios X

As análises de difração de raios X das amostras de solos foram realizadas com o objetivo de identificar a mineralogia da fração fina - silte e argila - dos solos estudados. Segundo Mitchell (1993), a difração de raios X é o método mais amplamente utilizado para o estudo da estrutura cristalina e para a identificação de minerais da fração fina dos solos. O método baseia-se na Lei de Bragg ($n \cdot \lambda = 2 \cdot d \cdot \sin \theta$), que relaciona um número inteiro (n) de comprimentos de onda (λ) do raio incidente sobre a superfície do mineral com o seu ângulo de difração (θ) e com a distância entre os planos atômicos ou planos basais (d). Uma vez que não existem dois minerais com o mesmo espaçamento basal no espaço tridimensional, os ângulos nos quais ocorre a difração dos raios X, e os espaçamentos basais calculados a partir desses ângulos, podem ser utilizados para a identificação dos minerais. Esta técnica é particularmente apropriada para a identificação de argilominerais, pois cada grupo desses minerais possui espaçamento característico dos planos basais. No entanto, os minerais não-argilosos comumente presentes na fração fina dos solos também podem ser detectados através desta técnica.

A identificação dos minerais presentes em uma amostra analisada é feita através da comparação do padrão de reflexões obtido na análise dessa amostra com padrões existentes para amostras conhecidas. Tais padrões são compilados por instituições que mantêm registros de amostras padrão para um grande número de minerais, como é o caso do *Joint Committee on Powder Diffraction Standards – JCPDS* (JCPDS, 1974).

As amostras para análise de difração de raios X podem ser preparadas de duas maneiras: pelo método do pó ou pelo método orientado. Pelo método do pó, uma pequena amostra contendo partículas orientadas aleatoriamente é submetida para análise. O grande número de partículas presentes na amostra garante que algumas das partículas estarão orientadas apropriadamente para produzir a reflexão. Pelo método orientado, as partículas de argila são precipitadas sobre uma lâmina de vidro a partir de uma suspensão, o que faz com que a maioria das partículas de argila fique orientada paralelamente à lâmina e com isso as reflexões sejam intensificadas. Além do método de preparação da amostra, diferentes tipos de pré-tratamentos são eventualmente necessários para a identificação de alguns argilominerais. A saturação com magnésio, potássio, etileno-glicol ou glicerol e a calcinação da amostra a diferentes temperaturas constituem os principais tipos de pré-tratamento adotados (MITCHELL, 1993).

As análises de difração de raios X apresentadas neste trabalho foram feitas pelo Laboratório de Difractometria de Raios X do Instituto de Geociências da UFRGS. As amostras foram preparadas tanto pelo método do pó quanto pelo método orientado. Também foram analisadas amostras pré-tratadas com etileno-glicol e amostras calcinadas, ambas preparadas a partir do método orientado. As análises do pó tiveram como objetivo principal identificar a mineralogia dos minerais não argilosos presentes na fração fina dos solos. As análises das amostras orientadas tiveram como objetivo principal identificar os argilominerais presentes nas amostras.

As amostras analisadas foram preparadas a partir de material seco ao ar, destorroado e peneirado na peneira de 0,074 mm (# 200). O procedimento adotado no laboratório consiste em submeter as amostras à secagem em temperatura inferior a 60°C, para evitar a perda de água da estrutura dos argilominerais, sendo posteriormente desagregadas e quarteadas. Cerca de 5g são separadas e colocadas em um bécher de 250 ml com água destilada. Utilizando um bastão de vidro com ponta de borracha, homogeneiza-se bem a amostra e deixa-se sedimentar. Em caso de ocorrer flocculação utiliza-se defloculantes do tipo hexametáfosfato de sódio (34,5g/l) ou carbonato de sódio (7,94g/l) na proporção de 10ml por litro de solução. Após isso, a amostra é agitada e colocada em uma cuba de ultra-som por 5 minutos. O bécher com a suspensão é então retirado e agitado novamente com o bastão de vidro, ficando em repouso por 2h30min. Passado esse tempo, retiram-se os 3 cm superiores utilizando-se um sifão com ponta virada em forma de anzol. Assim, coleta-se somente a fração <2µm. A seguir, esta suspensão é centrifugada a 5000 rpm durante 30 minutos e a pasta resultante é diluída em 5 a 10ml de água destilada, sendo posteriormente pipetada e depositada em lâmina

de vidro, onde fica secando por um período de 24 a 48 horas. Após o processo descrito acima, tem-se a fração <2µm orientada, privilegiando-se as faces 001 para a identificação de argilominerais. A amostra assim preparada é denominada *amostra orientada natural*. A amostra orientada natural, quando saturada com etileno-glicol, é utilizada para verificar a existência ou não de argilominerais expansivos. Para isso, a amostra orientada natural é borrifada com etileno-glicol e o excesso retirado com papel absorvente. A amostra assim preparada é denominada *amostra orientada glicolada*. A amostra orientada natural, quando aquecida a 550°C durante duas horas, é utilizada para avaliar os argilominerais que colapsam suas estruturas nestas condições (ex: argilominerais do grupo das caulinitas), permitindo uma identificação mais precisa. A amostra assim preparada é denominada *amostra orientada calcinada*.

O equipamento utilizado nas análises foi um difratômetro Siemens, modelo DIFFRAKTOMETER D5000, que utiliza radiação $K\alpha$ e tubo de cobre nas condições de 40 kV e 30 mA. A velocidade e o intervalo de varredura do goniômetro para cada tipo de análise foram os seguintes: (a) amostra orientada natural: 2 segundos para 0,02° de degrau do goniômetro para 2θ variando de 2° a 32°; (b) amostra orientada glicolada: 3 segundos para 0,02° de degrau do goniômetro para 2θ variando de 2° a 32°; (c) amostra orientada calcinada: 2 segundos para 0,02° de degrau do goniômetro para 2θ variando de 2° a 32°.

A análise dos difratogramas obtidos e a identificação dos minerais presentes nas amostras foi realizada utilizando-se os *softwares freeware* **MacDiff** (Autor: Prof. Dr. Rainer Petschick, Instituto de Geologia e Paleontologia da universidade John Wolfgang Goethe University Frankfurt am Main - <http://servermac.geologie.uni-frankfurt.de/Staff/Homepages/Petschick/RainerE.html>) e **Winfit** (Autor: Prof. Dr. Stefan Krumm, Instituto de Geologia e Mineralogia da universidade Friedrich-Alexander University - <http://ccp14.semo.edu/ccp/web-mirrors/krumm/staff/stefan.html>).

3.2.1.3 Análises petrográficas

O objetivo das análises petrográficas realizadas foi caracterizar microscopicamente os materiais estudados, mais especificamente as rochas e os solos saprolíticos correspondentes. A aplicação desta técnica para o caso de rochas é descrita por Williams *et al.* (1970) e Shelley (1993). As utilidades, limitações e aspectos específicos deste tipo de análise para o caso de solos estão descritos em Mitchell (1993) e Fookes (1997).

A caracterização microscópica das **rochas** consistiu na identificação de sua composição mineralógica e na descrição de sua **textura**. Em Geologia, o termo textura, quando aplicado às rochas ígneas, como é o caso das rochas da FSG, refere-se ao grau de cristalização da rocha, à sua granulação e às relações geométricas entre os seus constituintes (WILLIAMS *et al.*, 1970). O termo estrutura é utilizado para referir-se a aspectos macroscópicos reconhecíveis em campo. A importância dos aspectos texturais das rochas ígneas está no fato de que os mesmos refletem as condições sob as quais as

rochas solidificaram a partir dos magmas originais. Assim, a textura das rochas depende da velocidade e da ordem de cristalização dos minerais, que por sua vez são função da temperatura inicial, da composição, do conteúdo em gás e da viscosidade dos magmas, além da pressão sob a qual os magmas solidificam. Devido à não-familiaridade dos engenheiros geotécnicos com os termos texturais utilizados nas análises petrográficas, esses termos e seus significados estão descritos no Glossário para auxiliar na leitura dos resultados apresentados nesta tese.

A caracterização microscópica dos **solos** consistiu na identificação de sua composição mineralógica e na descrição de sua **estrutura**. Cabe aqui salientar que o significado do termo textura para a Geologia é semelhante ao significado do termo estrutura para a Mecânica dos Solos, representando a fábrica, a textura e os padrões de descontinuidades dos solos. A fábrica consiste no arranjo espacial das partículas, grupos de partículas e poros constituintes dos solos. A textura refere-se à morfologia e tamanho das partículas, enquanto as descontinuidades refletem a natureza e distribuição de superfícies que separam elementos da fábrica (MITCHELL, 1993; FOOKES, 1997).

A caracterização microscópica das rochas e solos conforme descrito acima permite corroborar a classificação litológica realizada a partir dos resultados das análises de fluorescência de raios X, caracterizar a mineralogia dos materiais, identificar, através da comparação da textura da rocha com a estrutura herdada pelo solo, os efeitos do intemperismo na formação da estrutura e determinar o grau de intemperismo das rochas e solos. A determinação do grau de intemperismo dos materiais estudados foi estabelecida com base nas observações realizadas nas análises petrográficas, sendo expressa através da classificação proposta por Fookes (1997), conforme mostra o Quadro 3.3. Estas informações são úteis na interpretação dos resultados dos ensaios geotécnicos de laboratório, principalmente no que diz respeito aos mecanismos responsáveis pelo comportamento dos solos saprolíticos estudados.

As análises petrográficas são realizadas através do estudo de lâminas delgadas de rochas e solos em microscópio petrográfico. Estas análises foram realizadas por este autor nos microscópios petrográficos do Laboratório de Microscopia Óptica do Instituto de Geociências da UFRGS, sob a orientação do Prof. Juan Antonio Altamirano Flores. A confecção das lâminas delgadas foi feita pelo Laboratório de Laminação do Instituto de Geociências da UFRGS. Todas as lâminas foram confeccionadas a partir de amostras orientadas coletadas em campo. As lâminas de solo foram preparadas a partir da impregnação de amostras indeformadas com resina. A impregnação foi realizada com uma solução contendo 300 ml de resina Resapol T 208, 10 gotas de catalisador e 100 ml de monômero de estireno. Esta proporção retarda o endurecimento da resina em até 30 dias. A adição do monômero de estireno serve para diminuir a viscosidade da solução. As amostras indeformadas foram colocadas na solução de maneira a ficarem parcialmente submersas, sendo então submetidas a vácuo por um período mínimo de 1 semana, com reposição diária da solução.

Quadro 3.3: Classificação do grau de intemperismo segundo Fookes (1997)

GRAU DE INTEMPERISMO	DENOMINAÇÃO	DESCRIÇÃO
I	Rocha sã	Sem sinal visível de alteração do material rochoso; pode haver leve descoloração em superfícies de descontinuidades.
II	Rocha levemente alterada	Descoloração leve; intemperismo leve; descoloração indica intemperismo do material rochoso e superfícies de descontinuidades; descoloração pode atingir todo o material rochoso.
III	Rocha moderadamente alterada	Material rochoso consideravelmente enfraquecido; descoloração profunda; menos da metade do material rochoso foi decomposto ou desintegrado para solo; rocha sã ou apresentando descoloração está presente de forma contínua ou como blocos de rocha; não é possível desagregação com as mãos.
IV	Rocha altamente alterada	Mais da metade do material rochoso foi decomposto ou desintegrado para solo; rocha sã ou apresentando descoloração está presente de forma contínua ou como blocos de rocha; possível desagregação com as mãos.
V	Rocha completamente alterada	Todo o material rochoso foi decomposto ou desintegrado para solo; a estrutura original ainda encontra-se aparente e intacta.
VI	Solo residual	Todo o material rochoso foi convertido para solo; não é possível identificar a estrutura original e a fábrica.

As análises petrográficas realizadas foram complementadas ainda com dados obtidos a partir de contagens modais. Após a identificação visual das diversas fases modais (minerais) existentes ou de interesse em uma lâmina, um determinado número de pontos é contado com o auxílio de um contador móvel acoplado ao microscópio. O resultado desta análise modal é a composição percentual aproximada das fases (VAN DER PLAS & TOBI, 1965). Quanto maior o número de pontos contados, menor o erro. Para este trabalho foram contados 1500 pontos em cada lâmina, o que reduz o erro da composição percentual de cada fase a aproximadamente 5%.

3.2.2 Caracterização geotécnica

A caracterização geotécnica consistiu na determinação dos índices físicos, limites de Atterberg e granulometria dos solos saprolíticos estudados, propriedades básicas utilizadas na identificação, descrição e classificação dos solos. Os procedimentos utilizados na sua determinação constituem práticas usuais em laboratórios de mecânica dos solos e encontram-se normalizados. Sua importância reside no fato de que estas propriedades refletem a composição dos solos e por isso podem estar relacionadas às suas propriedades mecânicas, permitindo assim uma avaliação qualitativa preliminar do comportamento desses materiais. Em alguns casos é possível estabelecer correlações simples entre estas propriedades e as propriedades mecânicas. No entanto, há restrições ao uso destas correlações na prática de engenharia, uma vez que as mesmas apresentam limitações importantes a serem consideradas.

Segundo Mitchell (1993), as principais dificuldades para o estabelecimento de relações entre propriedades que refletem características composicionais dos solos e propriedades mecânicas são a heterogeneidade dos solos e as interações físicas e físico-químicas entre seus constituintes, que fazem com que não exista uma relação direta entre a quantidade de um determinado elemento e o seu efeito sobre as propriedades dos solos.

3.2.2.1 Índices físicos

Os solos constituem sistemas particulados formados pelas fases sólida (minerais), líquida (água intersticial) e gasosa (ar), esta última ausente no caso de solos saturados. O comportamento de um determinado solo está relacionado, entre outros fatores, às relações entre pesos e volumes das suas fases, ou seja, aos seus índices físicos.

Todos os índices físicos de um solo podem ser determinados a partir do peso total e do volume total de uma amostra com teor de umidade e peso específico real dos grãos conhecidos. A determinação dos índices físicos dos solos estudados nesta tese foi feita a partir de amostras indeformadas coletadas em campo. O peso específico real dos grãos foi determinado seguindo os procedimentos e recomendações das normas NBR 6457 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização) e NBR 6508 (Grãos de solos que passam na peneira de 4.8 mm – Determinação da massa específica).

3.2.2.2 Granulometria

A distribuição granulométrica de um determinado solo pode ser um dos principais fatores que determinam o seu comportamento mecânico, pois representa a proporção relativa entre os diferentes tamanhos de partículas que compõem o solo. Sendo assim, a realização de ensaios para caracterização da distribuição granulométrica de um solo constitui um procedimento básico e fundamental em qualquer estudo. Esta distribuição fica caracterizada a partir da curva granulométrica obtida nos ensaios de granulometria, realizados por peneiramento ou sedimentação, ou por ambos, dependendo da composição granulométrica do solo. O peneiramento é utilizado para determinar a distribuição granulométrica das partículas com tamanhos superiores a 0,075 mm, enquanto a sedimentação define a distribuição granulométrica das partículas com tamanhos inferiores a 0,075 mm.

A determinação do tamanho das partículas através da técnica de sedimentação é baseada na Lei de Stokes para a velocidade de sedimentação de partículas esféricas. Segundo esta lei, a velocidade de sedimentação é diretamente proporcional ao quadrado do diâmetro das partículas. No caso de solos, o diâmetro determinado a partir da Lei de Stokes não representa o diâmetro real das partículas, mas sim um diâmetro equivalente correspondente ao diâmetro de uma partícula esférica com a mesma velocidade de sedimentação da partícula do solo.

Deve-se enfatizar que a distribuição granulométrica de um solo obtida a partir de ensaios de granulometria apresenta limitações teóricas e práticas importantes (LAMBE e WHITMAN, 1979; MITCHELL, 1993; FOOKES, 1997). A principal limitação teórica diz respeito às diferentes maneiras como se define o tamanho das partículas grossas e finas dos solos. No caso das partículas grossas o tamanho é definido pela dimensão dos lados das aberturas quadradas das malhas das peneiras, enquanto que no caso das partículas finas o tamanho é definido pelo diâmetro de uma esfera que sedimenta em água com a mesma velocidade das partículas do solo, conforme descrito anteriormente.

A principal limitação de ordem prática diz respeito ao processo de preparação de amostras para realização dos ensaios. Dependendo do tipo de solo e do processo de preparação de amostras utilizado, o material ensaiado pode apresentar características granulométricas bem diferentes do solo natural. Os principais problemas normalmente estão relacionados à quebra de partículas e agregados ou à secagem prévia do material, que pode provocar alterações nos argilominerais e agregação de partículas finas. Dessa maneira, a relação entre a distribuição granulométrica resultante da amostra ensaiada e a distribuição das partículas e agregados no solo natural não é totalmente conhecida.

Neste trabalho, os ensaios de granulometria dos solos estudados foram realizados de acordo com os procedimentos e recomendações das normas brasileiras NBR 6457 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização) e NBR 7181 (Solo – Análise granulométrica). Foram observados também os procedimentos e recomendações da norma americana ASTM D 422 (*Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*). No entanto, para fins de comparação, optou-se por realizar ensaios com e sem o uso do agente defloculante (hexametáfostato de sódio) para a dispersão das partículas, procedimento comum adotado no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, mas não previsto nas normas.

Para cada solo estudado foram realizadas duas séries de ensaios, com diferentes procedimentos de lavagem do material na peneira de 0,075 mm (#200). Na primeira série, denominada GR1, a lavagem do material proveniente dos ensaios de sedimentação foi realizada com o manuseio do solo pelo operador, de maneira a soltar as partículas aderidas aos grãos maiores e desagregar eventuais agregados. O processo de lavagem tinha duração de no mínimo 40 minutos. Como consequência deste procedimento, a fração areia retida na peneira ao final do processo era pequena e as curvas granulométricas obtidas apresentaram descontinuidades significativas entre as porções correspondentes aos ensaios de peneiramento e sedimentação. Estas descontinuidades evidenciaram a quebra de partículas e agregados no processo de lavagem, devido à energia utilizada, indicando uma certa fragilidade dos grãos dos solos estudados.

A segunda série de ensaios, denominada GR2, teve a lavagem do material proveniente dos ensaios de sedimentação realizada sem o manuseio do solo pelo operador. É importante salientar que as normas consultadas não especificam o procedimento a ser adotado no processo de lavagem, mencionando somente que esta deve ser feita

utilizando água potável. Nesta série, a lavagem do material proveniente dos ensaios de sedimentação foi realizada somente com movimentos circulares de peneiramento, sem o manuseio do solo pelo operador. O processo de lavagem também tinha duração de no mínimo 40 minutos. Este procedimento resultou em curvas granulométricas sem descontinuidades ou com descontinuidades menos acentuadas relativamente às obtidas na série GR1, indicando uma certa fragilidade dos grãos mesmo com o emprego de menor energia no processo de lavagem.

Estes fatos motivaram uma análise mais minuciosa das características dos solos ensaiados e dos efeitos dos diferentes procedimentos de preparação das amostras e realização dos ensaios.

Segundo Fookes (1997), a formação de solos saprolíticos constitui um processo isovolumétrico no qual aproximadamente metade da massa da rocha original é perdida por lixiviação de sílica, bases e ferro. O resultado deste processo de intemperismo químico é um material frágil e friável no qual a estrutura original é preservada através da substituição pseudomórfica dos minerais primários, principalmente por argilominerais. Estas características puderam ser claramente observadas em microscópio através das análises petrográficas de lâminas delgadas dos solos estudados.

Sendo assim, macroscopicamente, os solos saprolíticos comportam-se como materiais maciços, no sentido de que as partículas constituintes do solo, independentemente da sua forma ou tamanho, encontram-se ligadas umas às outras através da estrutura reliquiar herdada da rocha original e do processo de intemperismo. Em última análise, o comportamento destes materiais é determinado pela sua estrutura, e não pelas partículas constituintes, isoladamente, ou pela sua distribuição granulométrica, como é o caso de solos não estruturados. As partículas constituintes somente passam a ter efeito direto sobre o comportamento do material após a destruição da estrutura. Este efeito dependerá da intensidade do dano sofrido pela estrutura do solo, que determina as características físicas do material resultante. Desta maneira, a obtenção da distribuição granulométrica intrínseca do material só seria possível após total remoção da estrutura e, mesmo assim, pelo menos para os materiais estudados nesta tese, seria impossível evitar a quebra das partículas parcialmente intemperizadas e frágeis presentes nesses solos.

Levando em consideração os aspectos citados, torna-se questionável a fidelidade com que as curvas granulométricas obtidas para os solos estudados representam os respectivos materiais, o que compromete sua utilização na avaliação de relações entre a granulometria e o comportamento mecânico dos solos.

A alteração das características físicas destes solos começa já na coleta das amostras deformadas, onde já ocorre desestruturação do solo. Após isso, a secagem, destorroamento e peneiramento das amostras para o ensaio também têm efeito sobre as características físicas do material ensaiado, assim como a dispersão das amostras, o uso

de defloculante e o processo de lavagem do material após o ensaio de sedimentação. Para solos com partículas frágeis, mesmo o peneiramento pode ter efeito significativo. Neste sentido, nem mesmo a preparação das amostras via úmida (ASTM D 2217 – *Standard Practice for Wet Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants*) constitui alternativa ao problema, pois seu objetivo é evitar a alteração de argilominerais e a agregação de partículas e não tem nenhum efeito sobre a preservação da estrutura do solo.

De fato, a observação dos materiais preparados para os ensaios de sedimentação realizados mostrou que grande parte das partículas maiores (tamanho areia) eram na verdade agregados de partículas que resistiram aos processos de preparação das amostras, inclusive à dispersão com defloculante, mas eram facilmente degradados quando pressionados entre os dedos. Provavelmente o mesmo ocorre com partículas da fração fina da amostra. Este efeito ficou bem demonstrado pelas descontinuidades obtidas nas curvas granulométricas quando o solo foi manuseado pelo operador no processo de lavagem do material após o ensaio de sedimentação. A Fig. 3.2 ilustra o efeito mencionado acima (RIGO, 2000).

Silveira (1991) notou comportamento semelhante em ensaios de granulometria realizados com solos residuais de diorito e pegmatito e com solos coluvionares da Estrada do Soberbo, no Rio de Janeiro. Estes solos apresentam grande quantidade de mica. O autor atribuiu a descontinuidade das curvas à quebra de partículas, principalmente micáceas, devido ao uso das mãos do operador na lavagem do material proveniente do ensaio de sedimentação. Ao realizar a lavagem sem o uso das mãos do operador, Silveira obteve curvas granulométricas sem descontinuidades.

Mesmo considerando as limitações discutidas acima, nesta tese as curvas granulométricas da série de ensaios GR2 (sem manipulação dos grãos) foram consideradas as mais representativas para os solos estudados.

3.2.2.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg, também chamados de limites de consistência, constituem um indicativo da plasticidade da fração fina (silte e argila) dos solos. A plasticidade é a propriedade que representa a capacidade que um material possui de sofrer deformações plásticas sem a ocorrência de fissuras ou variação volumétrica. Em um solo, a plasticidade reflete a maneira como os finos se comportam na presença de água e está relacionada à quantidade de água absorvida e ao tipo e quantidade de finos, principalmente de argilominerais, presentes no solo. Como o comportamento de um solo é fortemente influenciado por estes fatores, os limites de Atterberg são freqüentemente utilizados em avaliações qualitativas das propriedades mecânicas dos solos e na sua classificação.

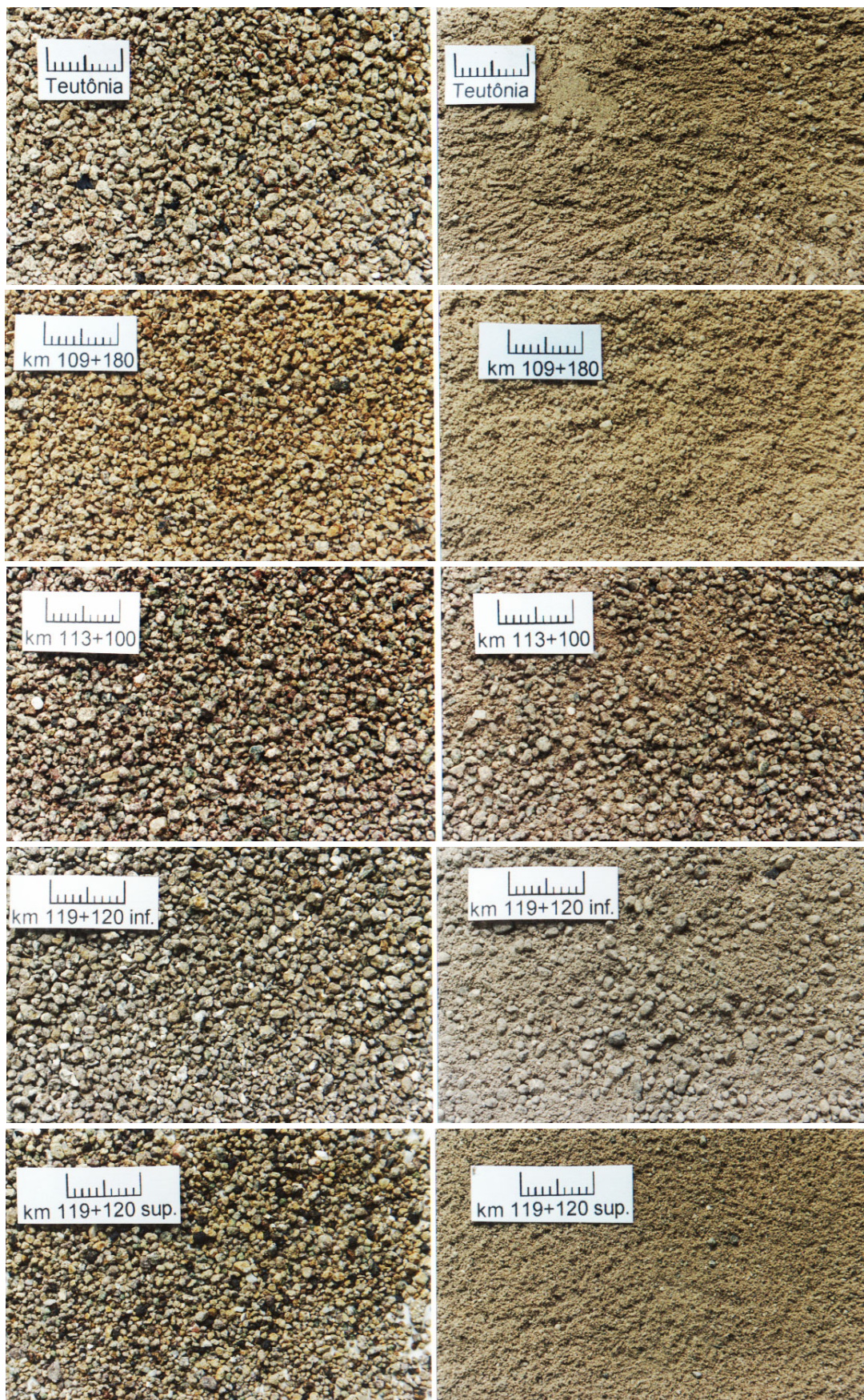


Figura 3.2: Comparação das partículas dos solos submetidas à peneiramento (esquerda) e à degradação mecânica através de leve pressão dos dedos (direita), escala - 1cm.

Mineralogia, Intemperismo e Comportamento Geotécnico de Solos Saprolíticos de Rochas Vulcânicas Básicas e Ácidas da Formação Serra Geral

A definição dos limites de Atterberg está baseada no conceito de que um solo de granulação fina pode existir em qualquer um de quatro estados diferentes, dependendo do seu teor de umidade: (a) estado sólido; (b) estado semi-sólido; (c) estado plástico; e (d) estado líquido. Os limites de Atterberg correspondem aos teores de umidade que marcam a passagem de um estado para outro, sendo, respectivamente, o *limite de contração (LC)*, o *limite de plasticidade (LP)* e o *limite de liquidez (LL)*. De interesse para este trabalho são os limites LL e LP. A diferença entre o valor do LL e do LP constitui o *índice de plasticidade (IP)*, que representa a faixa de variação de teor de umidade na qual o solo apresenta comportamento plástico.

Os limites de Atterberg são parte essencial na classificação de solos a partir do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Este sistema encontra-se normalizado pela norma americana ASTM D 2487 (*Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes – Unified Soil Classification System*). Para os solos de granulação fina, os limites de Atterberg são plotados em um gráfico que tem o IP como ordenada e o LL como abscissa. Este gráfico é denominado *carta de plasticidade* e encontra-se dividido em diferentes zonas, de acordo com o comportamento esperado para o material. Assim, basicamente, os solos podem ser classificados como argilas ou siltes, dependendo de sua posição superior ou inferior, respectivamente, em relação à Linha A, definida pela equação $IP = 0,73.(LL-20)$. Os solos podem ainda ser classificados como de alta ou baixa plasticidade/compressibilidade dependendo do LL ser superior ou inferior a 50%, respectivamente.

Embora os limites de Atterberg reflitam o tipo e a quantidade de argilominerais presentes em um solo, pode-se ainda demonstrar separadamente os efeitos desses fatores através da utilização de outro índice proposto por Skempton (1953) e denominado de *Atividade (A)*, definido como sendo a razão entre o IP e a fração argila do solo (FA) - porcentagem em peso de partículas com diâmetro equivalente inferior a 2 μ m. A atividade de um solo pode ser expressa através de um gráfico que tem a fração argila como abscissa e o IP como ordenada. Muitas vezes este gráfico é apresentado como um complemento à carta de plasticidade, sendo plotado à esquerda da mesma e utilizando o mesmo eixo das ordenadas. Quanto maior for a atividade de um solo, mais importante é a influência da fração argila nas suas propriedades mecânicas. Os solos podem ser classificados em 4 grupos de acordo com sua atividade: (a) inativos – $A < 0,75$; (b) normais – $0,75 < A < 1,25$; (c) ativos – $1,25 < A < 2,0$; e (d) altamente ativos – $A > 2,0$.

É importante ressaltar que a utilização dos limites de Atterberg para a avaliação das propriedades mecânicas de solos tropicais deve ser feita com cuidado. O índice de vazios destes materiais varia consideravelmente, influenciando seu comportamento. Deve-se também levar em consideração que o material utilizado nos ensaios para determinação do LL e do LP foi completamente remoldado e, portanto, não reflete a presença da estrutura eventualmente existente no material natural, a qual pode ter sido parcial ou totalmente destruída durante a preparação das amostras para os ensaios. Outro aspecto a ser considerado é a secagem dos materiais. Mesmo que parcial e à temperatura

ambiente, a secagem pode alterar seu comportamento. Estas mudanças são causadas principalmente pela alteração de argilominerais devido à desidratação parcial e pela formação de agregados de partículas. Ambas as alterações podem ser irreversíveis mesmo após a reidratação do material. Normalmente, o resultado destas alterações se traduz em uma redução da plasticidade do solo, conforme discutido por Fookes (1997).

Neste trabalho, a determinação dos limites de Atterberg dos solos estudados foi feita de acordo com os procedimentos e recomendações das normas brasileiras NBR 6457 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização), NBR 6459 (Solo – Determinação do limite de liquidez) e NBR 7180 (Solo – Determinação do limite de plasticidade). Os ensaios foram realizados a partir de amostras preparadas após secagem do solo à temperatura ambiente. Foram realizados dois ensaios com preparação de amostras via úmida em solos diferentes, de acordo com a norma americana ASTM D 4318 (*Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils*), para fins de comparação dos valores de limites obtidos.

O solo de composição granulométrica mais grosseira (km 113+100) apresentou uma redução nos valores de LL e LP da ordem de 15 a 20% com a secagem, mantendo o IP praticamente inalterado. Já o solo de composição granulométrica mais fina (Teutônia) praticamente não apresentou redução no LL, mas a redução no LP foi também da ordem de 20%, o que fez com que houvesse um aumento relativo no IP. Conforme demonstrado por Fookes (1997), a partir de dados de diversos autores, a redução da plasticidade devido à secagem é bastante expressiva para solos localizados acima da Linha A na carta de plasticidade, ou abaixo da Linha A, mas com LL superior a 100%. Este efeito diminui significativamente para solos localizados abaixo da Linha A e com LL inferior a 100%. No caso dos solos estudados, a grande maioria está localizada abaixo da Linha A (somente uma amostra – km 109+700 – está acima da referida linha) e todos os solos apresentam valores de LL inferiores a 90%. A partir destas constatações, espera-se que os valores dos limites obtidos para os solos neste trabalho, a partir de amostras submetidas à secagem, sejam no máximo 20% inferiores aos valores que seriam obtidos a partir de amostras preparadas por via úmida, conforme os resultados obtidos. Ressalta-se que os comentários sobre resultados apresentados acima foram feitos com o intuito de justificar a escolha do método adotado. A apresentação dos resultados propriamente ditos será feita nos capítulos apropriados de resultados.

3.2.3 Ensaios edométricos

3.2.3.1 Princípio e generalidades

O ensaio edométrico ou ensaio de adensamento unidimensional foi idealizado por Terzaghi (1925) para o estudo da compressibilidade dos solos sob condições de compressão confinada. Inicialmente desenvolvido para solos argilosos de baixa condutividade hidráulica, este ensaio é utilizado na obtenção de parâmetros que

caracterizam a magnitude e a distribuição do adensamento no tempo. Os principais parâmetros são o *coeficiente de adensamento* (C_v), a *tensão de pré-adensamento* (σ'_{vm}), o *índice de compressão* (C_c) e o *índice de recompressão* (C_{cr}).

O ensaio baseia-se na teoria de adensamento unidimensional (TERZAGHI & FRÖHLICH, 1936) e consiste basicamente na aplicação de uma seqüência de carregamentos a um corpo de prova confinado lateralmente. Para cada estágio de carregamento, o adensamento da amostra é medido durante um determinado período, usualmente 24 horas. Ao final do ensaio são plotadas as curvas de adensamento versus logaritmo ou raiz quadrada do tempo, para cada estágio de carregamento, para determinação de C_v pelos métodos de Casagrande ou de Taylor, respectivamente. Os índices de compressão e recompressão são determinados a partir da curva de índice de vazios versus logaritmo da tensão normal efetiva do ensaio, assim como a tensão de pré-adensamento.

As principais limitações do ensaio edométrico dizem respeito ao tamanho das amostras e à impossibilidade de se medir a poro-pressão durante o ensaio. Como consequência do tamanho das amostras e das diferenças nas condições de drenagem em campo, a velocidade de adensamento no campo é normalmente subestimada. Isto ocorre porque as amostras não conseguem representar todas as características da fábrica e seu efeito sobre as condições de drenagem do solo natural.

3.2.3.2 Equipamento e procedimentos de ensaio

Os equipamentos utilizados na realização dos ensaios edométricos consistiram em prensas de adensamento convencional fabricadas pela empresa Wykeham Farrance (Fotos 3.1 e 3.2). Estes equipamentos ensaiam corpos de prova com 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura ou com 100 mm de diâmetro e 25 mm de altura. Uma descrição detalhada das características necessárias aos equipamentos para realização de ensaios edométricos é fornecida por Head (1982).



Foto 3.1: Prensas de adensamento

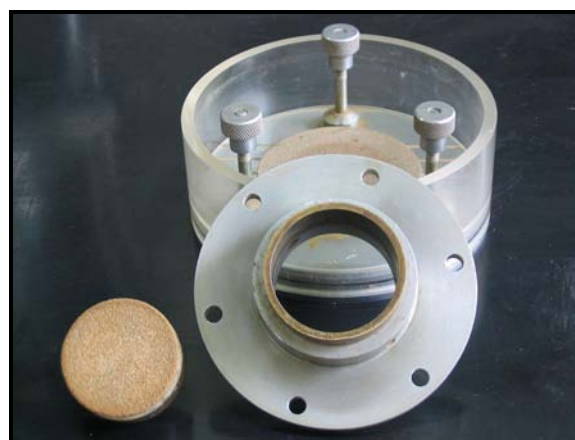


Foto 3.2: Detalhe do consolidômetro

Os ensaios realizados com os solos estudados nesta tese foram executados de acordo com os procedimentos e recomendações gerais da norma brasileira MB 3336 (Solo – Ensaio de adensamento unidimensional) e da norma americana ASTM D 2435 (*Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils*).

Para a realização dos ensaios foram utilizados corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas. As amostras foram extraídas em campo com o auxílio de anéis metálicos de bordas cortantes. Estes mesmos anéis foram usados posteriormente nos ensaios, de maneira que não foi necessária a transferência dos corpos de prova, evitando assim perturbações no solo. Os anéis utilizados têm 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura. O procedimento de extração das amostras consistiu em pressionar levemente o anel contra o solo, ao mesmo tempo em que a amostra era aparada com o auxílio de uma espátula, removendo os excessos laterais. As amostras foram retiradas com excesso de altura para posterior moldagem em laboratório, sendo parafinadas e embaladas em sacos plásticos para evitar a perda de umidade. No transporte, as amostras foram acondicionadas em caixas com serragem para evitar perturbações, sendo armazenadas em câmara úmida no laboratório até sua utilização.

O procedimento utilizado nos ensaios consistiu na aplicação inicial de uma tensão vertical de 12,5 kPa no corpo de prova, em seu teor de umidade natural. Esta tensão era mantida por um período de 1 hora, após o qual o corpo de prova era inundado. Este estágio de carregamento tinha duração total de 24 horas e o objetivo de estabilizar o corpo de prova com a inundação, mantendo a expansão sob controle, de maneira a evitar o comprometimento da estrutura. A variação da altura do corpo de prova durante este estágio era controlada através das leituras do medidor de deslocamentos. Todos os solos estudados apresentaram uma certa expansão ao serem inundados, mas em somente um caso (km 0+600) o volume da amostra ultrapassou seu volume inicial em 0,6%, o que foi considerado desprezível. Os demais estágios de carregamento foram feitos com as seguintes tensões verticais: 25, 50, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1200 e 1600 kPa. A duração de cada estágio foi de 24 horas, com exceção dos estágios que coincidiram com finais de semana ou feriados, que tiveram duração maior. Os estágios do descarregamento foram os mesmos do carregamento, porém cada estágio teve duração de 4 horas durante o dia e durações maiores à noite e nos fins de semana e feriados. As leituras dos medidores de deslocamento durante os ensaios foram corrigidas para levar em consideração as deformações da célula de adensamento, do papel filtro utilizado e do sistema de aplicação de carga.

A realização dos ensaios edométricos em corpos de prova indeformados dos solos estudados apresentou limitações práticas importantes relacionadas à saturação dos corpos de prova. A tentativa de saturação por meio de inundação por 24 horas antes do início do ensaio não demonstrou ser efetiva ou até mesmo viável para os solos estudados. Períodos de saturação superiores, de até 96 horas, também não foram bem sucedidos. O grau de saturação inicial dos corpos de prova, correspondente ao teor de

umidade de campo no momento da amostragem, variou de 62% a 99%. Independentemente do grau de saturação inicial ou do tempo de inundação da amostra, as curvas de variação da altura do corpo de prova com o logaritmo do tempo para todos os estágios de carregamento dos corpos de prova não apresentaram a forma tradicional. As curvas de variação de altura com a raiz quadrada do tempo também não mostraram a forma tradicional, apresentando-se continuamente curvas desde o início, sem a porção linear típica.

Segundo Head (1982), este tipo de anomalia nas curvas de adensamento está associado à não-saturação dos corpos de prova, que se traduz em duas alterações significativas relativamente às hipóteses básicas da teoria de adensamento: (a) o fluido dos poros é compressível (α_r); e (b) a condutividade hidráulica do solo muda durante os estágios de carregamento. As características típicas de curvas de adensamento obtidas em ensaios com amostras não saturadas são as seguintes: (a) significativa compressão inicial; (b) aplainamento da curva de adensamento x logaritmo do tempo na fase de adensamento primário; (c) curva de adensamento x raiz quadrada do tempo apresenta-se continuamente curva, sem mostrar o trecho linear inicial; e (d) o trecho correspondente à fase de adensamento secundário apresenta-se mais íngreme. Tais características foram observadas nas curvas de adensamento dos ensaios realizados com os solos estudados, indicando ser este o problema ocorrido.

Estas limitações impediram a utilização dos resultados dos ensaios na avaliação das propriedades de deformação dos solos com o tempo, mais especificamente na determinação do coeficiente de adensamento (C_v). Da mesma forma, as curvas de índice de vazios x tensão vertical efetiva obtidas constituem apenas uma aproximação das curvas reais que seriam obtidas se os corpos de prova estivessem completamente saturados. No entanto, há indicação de que estas curvas podem ser consideradas boas aproximações, pois a curva obtida a partir do adensamento isotrópico de corpos de prova saturados nos ensaios triaxiais do solo Teutônia apresentou-se paralela à curva obtida no ensaio edométrico.

Tendo em vista os fatos relatados anteriormente, acredita-se que a realização de ensaios edométricos convencionais não seja a técnica mais adequada para estudo da deformabilidade dos solos saprolíticos da Formação Serra Geral. A utilização de ensaios do tipo CRS (*constant rate of strain*), com velocidade de deformação constante e medição de poro-pressões, seria mais apropriada aos solos estudados, pois permite garantir a saturação da amostra através da aplicação de contra-pressão. A técnica apresenta ainda outras vantagens, como o menor tempo de realização dos ensaios e a obtenção de uma curva contínua para a variação do índice de vazios com a tensão normal efetiva. Outra alternativa seria a realização de ensaios de adensamento com sucção controlada nos solos em seu teor de umidade natural.

3.2.4 Ensaios de cisalhamento direto

3.2.4.1 Princípio e generalidades

O ensaio de cisalhamento direto é o método mais antigo, simples e direto de medir a resistência ao cisalhamento de um solo (HEAD, 1982).

A resistência ao cisalhamento drenada do solo é determinada a partir do cisalhamento de uma amostra sob velocidade constante e suficientemente baixa para garantir a dissipação de eventuais excessos de poro-pressão gerados. O corpo de prova a ser ensaiado é colocado em uma célula de cisalhamento bipartida e submetido a uma tensão normal predeterminada. Após o adensamento, o corpo de prova é cisalhado através do movimento relativo entre as duas metades da célula de cisalhamento. Durante o ensaio são medidos a força cisalhante no plano definido pelo contato entre as duas metades da célula, o deslocamento relativo entre as duas partes e o deslocamento vertical da amostra. O resultado de uma série de ensaios sob diferentes tensões normais (mínimo 3) define a envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, a partir da qual pode-se determinar o ângulo de atrito interno - ϕ' e o intercepto coesivo - c' , ambos em termos de tensões efetivas. A variação da tensão cisalhante e da altura do corpo de prova com o aumento dos deslocamentos também é obtida no ensaio, permitindo avaliar qualitativamente o comportamento tensão-deformação do solo.

As principais limitações do ensaio de cisalhamento direto são as seguintes:

- a) o cisalhamento do corpo de prova ocorre ao longo de um plano de cisalhamento predeterminado, que pode não corresponder ao plano de menor resistência do solo;
- b) a distribuição de tensões e deformações na amostra, e conseqüentemente no plano de cisalhamento, não é uniforme, o que pode induzir fenômenos de ruptura progressiva;
- c) como a distribuição de tensões não é uniforme, os módulos de deformabilidade não podem ser determinados a partir do ensaio;
- d) à medida que aumentam as deformações durante o ensaio, ocorre rotação na direção das tensões principais;
- e) as poro-pressões não podem ser medidas no ensaio e não há controle sobre a drenagem do corpo de prova, a não ser através da variação da velocidade de cisalhamento;
- f) as deformações possíveis de serem aplicadas são limitadas e dependem do curso disponível no equipamento;

- g) a área do corpo de prova no plano de cisalhamento varia durante o ensaio, fazendo com que haja variação nas tensões normal e cisalhante com o aumento dos deslocamentos.

Apesar destas limitações, o ensaio de cisalhamento direto apresenta algumas vantagens, como simplicidade e rapidez de execução, que o tornam bastante atrativo do ponto de vista prático, motivo pelo qual é o ensaio mais difundido para determinação da resistência ao cisalhamento de solos em laboratório. Sua versatilidade é outro aspecto positivo. O ensaio pode ser utilizado na determinação das características de atrito entre materiais diferentes, na determinação da resistência de descontinuidades naturais presentes em alguns solos e também na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento residual de solos - ϕ_r' e c_r' .

3.2.4.2 Equipamento e procedimentos de ensaio

O equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto consistiu em uma prensa de cisalhamento direto convencional, do tipo deformação controlada, fabricada pela empresa Wykeham Farrance Int. (Fotos 3.3 e 3.4). O referido equipamento ensaia corpos de prova com 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Head (1982) apresenta uma descrição detalhada de um equipamento de cisalhamento direto similar.

A aquisição de dados nos primeiros ensaios realizados foi feita através de leituras manuais dos defletômetros utilizados na medição dos deslocamentos horizontais e verticais do corpo de prova e na medição da deformação do anel dinamométrico. No decorrer do trabalho o equipamento de cisalhamento direto foi instrumentado com dois transdutores de deslocamento (marca Gefran - modelo PY2F10S) e uma célula de carga com capacidade nominal de 200 kgf (marca Kratos - modelo MM200). A aquisição de dados dos ensaios passou a ser feita automaticamente. O sistema de aquisição de dados montado para o ensaio é composto por um microcomputador, uma placa conversora de sinais analógico-digitais conectada ao computador e programável via software (marca Computer Boards – modelo PCI-DAS 1602/16 com resolução de 16 bits, 8 canais A/D diferenciais, velocidade de aquisição de dados de 200 kHz e faixas de entrada de ± 10 , ± 5 , ± 2.5 e $\pm 1.25V$) e uma placa condicionadora de sinais (marca Computer Boards – modelo CIO-EXP 16 com 16 canais analógicos diferenciais com ganhos de 1, 10, 100, 300 e 500 para todos os canais simultaneamente). Uma característica importante deste sistema é que todos seus componentes estão disponíveis no mercado nacional a um custo relativamente baixo e há assistência técnica local para solução de eventuais problemas.

O programa de controle dos ensaios de cisalhamento direto foi desenvolvido utilizando como plataforma o software comercial HP-VEE da empresa Hewlett Packard. Este software é utilizado especificamente para a aquisição de dados e controle de processos em aplicações industriais e de pesquisa. Suas principais vantagens são a programação baseada em técnicas de programação visual e a possibilidade de utilização de sub-rotinas pré-programadas para a plotagem de gráficos e outros tipos de controle fornecidos.

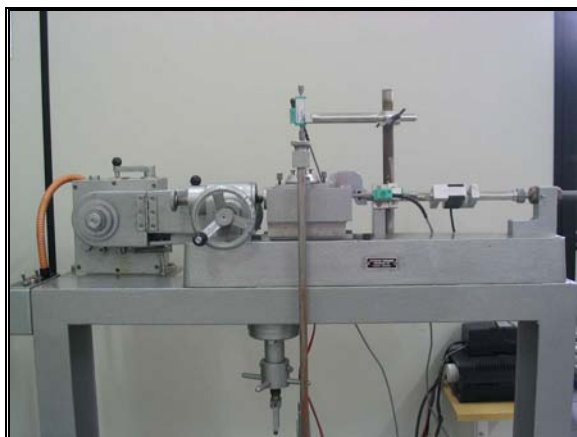


Foto 3.3: Prensa de cisalhamento



Foto 3.4: Detalhe da célula de cisalhamento e instrumentação

Nesta tese de doutorado, a realização dos ensaios de cisalhamento direto teve como objetivo a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos estudados. Para isto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto através de diferentes técnicas:

- a) ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas em amostras indeformadas, com e sem plano de cisalhamento pré-cortado;
- b) ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas em amostras remoldadas de pequena altura, com plano de cisalhamento pré-cortado;
- c) ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida em amostras remoldadas.

A utilização das diferentes técnicas apresentadas acima teve como objetivo comparar os valores de resistência ao cisalhamento residual obtidos com cada uma das mesmas, visando determinar a técnica mais adequada aos solos estudados, tanto do ponto de vista de execução do ensaio como de resultados. Observa-se que nem todos os solos foram submetidos a ensaios com todas as técnicas. No que diz respeito aos procedimentos de ensaio, as principais diferenças relativamente ao ensaio convencional dizem respeito à preparação das amostras e à execução das reversões da célula de cisalhamento. Os procedimentos gerais adotados para o ensaio convencional são os mesmos e foram realizados de acordo com as recomendações e procedimentos descritos por Head (1982), pela norma americana ASTM D 3080 (*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*) e pela norma britânica BS 1377 - Part 7 (*Soils for civil engineering purposes – Part 7 – Shear strength tests (total stress)*).

3.2.4.3 Ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas

Generalidades

O ensaio de cisalhamento direto com reversões múltiplas foi introduzido por Hvorslev (1960). Outros estudos importantes sobre esta técnica foram realizados por Borowicka (1965) e Skempton (1964 e 1985).

O ensaio consiste em cisalhar uma mesma amostra diversas vezes, até a obtenção de um valor constante de resistência ao cisalhamento, ou seja, a resistência residual. A primeira etapa do ensaio é idêntica ao ensaio de cisalhamento direto convencional. Completada esta etapa, retorna-se a caixa de cisalhamento à posição inicial e o ensaio é recomeçado. Este procedimento é repetido tantas vezes quantas necessário, até que a resistência ao cisalhamento residual seja atingida. Observa-se nestes ensaios a diminuição da resistência com o aumento dos deslocamentos, a cada etapa de cisalhamento.

Skempton (1964) reconheceu que, idealmente, os deslocamentos deveriam ser aplicados continuamente em uma única direção. Apesar disto, classificou os ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas como ensaios simples e satisfatórios para serem utilizados na determinação da resistência ao cisalhamento residual de argilas indeformadas.

Skempton (1985) sugeriu que a tensão normal fosse removida ao final de cada fase de cisalhamento, antes de fazer a reversão do ensaio. Desta forma, os pequenos picos normalmente observados nas curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, no início de cada fase de cisalhamento, que ocorrem devido à perturbações na superfície de cisalhamento causadas pela reversão, poderiam ser em grande parte eliminados.

A realização de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova com plano de cisalhamento pré-cortado foi introduzida por Kenney (1967). Esta técnica consiste em montar o corpo de prova na célula de cisalhamento bipartida mantendo-se um espaçamento de aproximadamente 1 mm entre as duas metades da célula e após isso cortar o corpo de prova ao meio com um fio de arame ou nylon, formando a superfície de cisalhamento. Kenney (1967) observou que a superfície de cisalhamento formada durante os ensaios com corpos de prova indeformados sem plano pré-cortado era irregular e estriada, e que isso influenciava na resistência ao cisalhamento. Para eliminar esta influência, o plano de cisalhamento dos corpos de prova foi cortado previamente à execução do ensaio. Como resultado, o valor da resistência ao cisalhamento residual obtido passou a ser mais regular e reproduzível do que nos ensaios onde o plano de cisalhamento era formado durante o ensaio. Ensaio realizados por Kenney (1967) em amostras remoldadas forneceram valores de resistência ao cisalhamento residual iguais aos obtidos nos ensaios em amostras indeformadas com plano de cisalhamento pré-cortado.

Procedimentos de ensaio

Nesta tese, os ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões foram realizados em corpos de prova moldados a partir de amostras indeformadas. As amostras foram extraídas em campo com o auxílio de anéis metálicos de bordas cortantes com 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura. O procedimento de extração das amostras consistiu em pressionar levemente o anel contra o solo, ao mesmo tempo em que a amostra era aparada com o auxílio de uma espátula, removendo os excessos laterais. As amostras foram retiradas com excesso de altura para posterior moldagem em laboratório, sendo parafinadas e embaladas em sacos plásticos para evitar a perda de umidade. No transporte, as amostras foram acondicionadas em caixas com serragem para evitar perturbações, sendo armazenadas em câmara úmida no laboratório até sua utilização.

A moldagem final dos corpos de prova foi feita com o auxílio de uma espátula, retirando-se o excesso de solo dos anéis e dando aos corpos de prova as dimensões adequadas ao ensaio. Os teores de umidade iniciais dos corpos de prova foram determinados com o excesso de material retirado na moldagem. Os corpos de prova prontos foram então pesados e medidos para a obtenção dos dados necessários à determinação de seus índices físicos.

Após a moldagem, os corpos de prova foram transferidos para a célula de cisalhamento com o auxílio de um soquete de madeira. Previamente à transferência dos corpos de prova, era ajustado um espaçamento de 1 mm entre as duas metades da célula de cisalhamento. As superfícies horizontais da célula eram untadas com óleo de silicone para diminuir eventuais atritos entre suas porções inferior e superior. As superfícies internas da célula em contato com o corpo de prova não foram untadas com óleo. Estes procedimentos tinham como objetivo fazer com que a metade superior do corpo de prova tivesse atrito suficiente com a aplicação da tensão normal para manter a metade superior da célula suspensa durante o ensaio, uma vez que o peso desta foi considerado no cálculo da tensão normal.

Após a colocação da célula de cisalhamento no equipamento, o pórtico para aplicação da tensão normal era posicionado e o medidor de deslocamentos verticais era ajustado e zerado. Em seguida, aplicava-se a tensão normal do ensaio e aguardava-se 1 hora antes da inundação da célula de cisalhamento. Após a inundação da célula, permitia-se o adensamento do corpo de prova por um período de 24 horas. Ao final deste período era iniciada a fase de cisalhamento dos corpos de prova, que foram ensaiados sem o plano de cisalhamento pré-cortado. Para os corpos de prova ensaiados com o plano de cisalhamento pré-cortado, ao final do adensamento retirava-se a água da caixa de cisalhamento e depois a tensão normal aplicada. A célula era então removida do equipamento para o corte da superfície de cisalhamento. Uma vez que as duas metades da célula de cisalhamento já encontravam-se espaçadas, era necessário somente realizar a passagem de um fio de arame para a formação da superfície de cisalhamento. O fio era passado por duas vezes rente à metade inferior da célula. Após este procedimento, a

célula de cisalhamento era reposicionada no equipamento e novamente era realizado o adensamento do corpo de prova conforme os procedimentos descritos acima. Só então era iniciada a fase de cisalhamento, a qual era precedida do ajuste dos medidores de deslocamento horizontal e do anel dinamométrico ou célula de carga.

Ao todo, foram realizados quatro estágios de cisalhamento para cada ensaio (três reversões), totalizando um deslocamento acumulado de aproximadamente 28 mm. Seguindo recomendação de Skempton (1985), ao final de cada percurso da caixa de cisalhamento, a tensão normal dos ensaios foi removida antes de se fazer a reversão. O número de reversões adotado foi baseado em observações realizadas em ensaios onde foi realizado um número maior de estágios de cisalhamento. Estes ensaios mostraram perturbações nas curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, com aumento de resistência ao cisalhamento a partir da terceira reversão. Tais perturbações também ocorreram a partir da primeira ou segunda reversão nos ensaios com tensões normais elevadas. Estas perturbações estão provavelmente associadas à perda excessiva de material que ocorre na superfície de cisalhamento em tensões normais elevadas ou com o aumento do número de reversões.

As tensões normais utilizadas nos ensaios foram de 25, 50, 100, 150, 200, 300, 450 e 600 kPa. A velocidade de ensaio adotada no primeiro estágio de cisalhamento foi de 0,024 mm/min. Nas reversões, a velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,036 mm/min. Ensaios prévios realizados com o solo Teutônia demonstraram que velocidades de cisalhamento inferiores a 0,036 mm/min têm influência insignificante sobre a resistência ao cisalhamento resultante do ensaio (Pinheiro *et al.*, 1997a). Skempton (1985), estudando a influência da velocidade de ensaios de cisalhamento direto na resistência ao cisalhamento residual, adotou como referência uma velocidade de 0,005 mm/min e o correspondente valor de resistência ao cisalhamento residual. Variando a velocidade desde um valor 100 vezes superior até um valor 100 vezes inferior à velocidade de referência, Skempton verificou que a variação da resistência ao cisalhamento residual em relação à resistência correspondente à velocidade de referência foi menor que 2,5% por ciclo logarítmico.

Para o cálculo das tensões normal e cisalhante dos ensaios, foi adotado o seguinte procedimento, relativamente ao uso da correção de área:

- a) A correção de área foi aplicada no cálculo das tensões cisalhante e normal durante o primeiro estágio de cisalhamento de todos os ensaios;
- b) Para os estágios de cisalhamento subsequentes (reversões), a correção de área para cálculo das tensões cisalhantes e normais só foi aplicada nos ensaios com tensões normais inferiores a 200 kPa. Para os ensaios com tensões normais superiores a 200 kPa a correção de área não foi aplicada.

A justificativa para o procedimento adotado baseia-se na observação das curvas tensão versus deslocamento horizontal obtidas nos ensaios. As curvas relativas às reversões dos ensaios com tensões normais superiores a 200 kPa apresentavam um aumento da resistência em seu trecho final quando a correção de área era aplicada no cálculo da tensão cisalhante. Observando-se os corpos de prova, verificou-se que, devido à perda de material ocorrida durante as reversões nos ensaios com tensões normais elevadas, o solo da superfície de cisalhamento do corpo de prova ficava em contato com as superfícies da célula de cisalhamento, causando atrito. A não utilização da correção de área no cálculo das tensões do ensaio elimina o aumento da tensão cisalhante que ocorre nos trechos finais das curvas tensão-deformação devido ao atrito mencionado.

3.2.4.4 Ensaios de cisalhamento direto com corpo de prova de pequena altura

Generalidades

Um dos primeiros relatos sobre a utilização de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova remoldados de pequena altura para determinação da resistência ao cisalhamento residual foi feito por Kenney (1967). Os corpos de prova, com teor de umidade inicial superior ao limite de liquidez e espessura inicial de 2 mm a 3 mm, eram consolidados no equipamento de cisalhamento direto, entre duas pedras porosas, e após cisalhados. O autor utilizou a técnica de reversões múltiplas para obter o deslocamento necessário para atingir a condição residual.

Posteriormente, Chandler & Hardie (1989) realizaram um estudo experimental mais aprofundado sobre a técnica de cisalhamento direto em corpos de prova de altura reduzida. Foram realizados ensaios de reversões múltiplas em amostras remoldadas de várias argilas. Os ensaios foram executados em uma célula de cisalhamento quadrada de 60 mm de lado. A espessura das amostras foi variada entre 1,5 mm e 10,0 mm. À medida que a espessura dos corpos de prova era reduzida, os autores observaram uma clara tendência de diminuição dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual. Entretanto, espessuras inferiores a 2 mm apresentaram resultados insatisfatórios, sugerindo que 2 mm é a espessura mínima que deve ser utilizada. A condição residual nas amostras com espessura de 2,1 mm era geralmente atingida na terceira reversão, com deslocamentos de aproximadamente 17 mm. Os autores concluíram que, quanto menor a espessura do corpo de prova, mais concentrada é a deformação cisalhante, devido ao deslocamento ocorrer em uma superfície de cisalhamento única, o que faz com que a condição residual seja atingida com deslocamentos menores.

Procedimentos de ensaio

Os ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de pequena altura foram realizados a partir de amostras remoldadas. As amostras de solo coletadas em campo foram submetidas à secagem ao ar até atingir a umidade higroscópica. Após isso, procedeu-se ao destorroamento da amostra e ao peneiramento na peneira de abertura

de malha de 0,42 mm (#40). O material resultante constituiu a amostra utilizada na moldagem dos corpos de prova.

Para a moldagem dos corpos de prova, adicionava-se água destilada à amostra de maneira que a mistura ficasse com teor de umidade pouco superior ao teor de umidade de campo. Com o auxílio de uma espátula, a mistura era homogeneizada e colocada em um anel metálico com as dimensões do corpo de prova ensaiado no equipamento utilizado (diâm.=60mm e alt.=20mm), evitando-se a formação de vazios. A amostra assim preparada era então adensada sob a tensão normal do ensaio por um período de 12 horas. Após o adensamento, a amostra era cortada para atingir a espessura do corpo de prova a ser ensaiado, que era de 5 mm. O corte era feito com fio de arame e a superfície final aplainada com auxílio da espátula.

O restante dos procedimentos utilizados na montagem do corpo de prova, adensamento e cisalhamento são os mesmos descritos no Item 3.2.4.3, relativo aos procedimentos utilizados nos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas. Os ensaios com corpos de prova de pequena altura foram realizados somente com o solo Teutônia e as tensões normais utilizadas foram de 25, 50, 100, 150, 200 e 300 kPa, sendo que o peso da metade superior da célula de cisalhamento não foi considerado no cálculo da tensão normal. A velocidade utilizada nos ensaios foi de 0,036 mm/min. Não foi aplicada correção de área no cálculo das tensões normais e cisalhantes durante o ensaio.

3.2.4.5 Ensaios de cisalhamento direto de interface

Generalidades

A técnica de cisalhamento direto de interface foi introduzida por Kanji (1972). Esta técnica consiste em preencher a metade inferior da célula de cisalhamento com uma pastilha de rocha e a metade superior com solo, fazendo com que a superfície de cisalhamento coincida com a interface solo-rocha. O autor estudou a resistência ao cisalhamento de contatos solo-rocha utilizando um equipamento de cisalhamento direto convencional, onde a metade inferior da célula de cisalhamento foi preenchida com diferentes tipos de rocha. A rugosidade da superfície de contato para cada tipo de rocha foi variada, utilizando-se rochas polidas e não polidas. Verificou-se que a resistência ao cisalhamento dos contatos solo-rocha foi inferior à resistência ao cisalhamento do solo em si, sendo tanto menor quanto mais regular e lisa fosse a superfície rochosa no contato. O autor verificou também que a resistência ao cisalhamento mínima foi obtida com deslocamentos muito menores no caso dos contatos solo-rocha do que quando há somente solo. A hipótese defendida por Kanji (1972) para justificar este comportamento é de que a orientação das partículas de argila é facilitada junto à superfície da rocha. Foi constatado também que a queda de resistência ao cisalhamento após o pico era tanto mais rápida quanto mais lento fosse o deslocamento. Kanji (1972) sugeriu que o ensaio de cisalhamento direto em interfaces solo-rocha constituía um meio alternativo para determinação da resistência ao cisalhamento residual de solos, aliando um equipamento comum em laboratórios de mecânica dos solos a ensaios simples, rápidos e econômicos.

Entretanto, o autor sugeriu também o uso de ensaios de cisalhamento por torção na aferição dos resultados.

Utilizando os ensaios de cisalhamento direto de interface lisa, Kanji (1974) encontrou valores de ϕ' muito semelhantes aos valores de ϕ'_r obtidos para os mesmos solos por outros autores. O autor relatou que a principal vantagem desta técnica era a mobilização da resistência ao cisalhamento residual com menores deslocamentos, e concluiu que os ensaios de cisalhamento direto em interfaces solo-rocha polida eram um meio conveniente e econômico de se obter a resistência ao cisalhamento residual de solos.

Kanji & Wolle (1977) aprofundaram o estudo da determinação da resistência ao cisalhamento residual através de ensaios de interface lisa. Com o intuito de expandir o método, os autores substituíram a rocha polida por alumínio, aço e latão. O objetivo era verificar a influência da natureza da superfície no valor da resistência ao cisalhamento residual obtida. A resistência ao cisalhamento residual foi essencialmente a mesma para todos os tipos de interface. Os autores concluíram que a resistência ao cisalhamento residual não era função da natureza da superfície (desde que esta seja quimicamente inerte), e sim da sua rugosidade e do tipo de solo. A única exigência existente, segundo os autores, é de que a rugosidade da superfície seja da ordem de grandeza do maior tamanho das partículas de argila. Os autores também demonstraram, através de microfotografias tiradas com microscópio eletrônico, que a superfície rígida tem papel fundamental na rápida orientação das partículas de argila, fazendo com que a resistência ao cisalhamento residual seja atingida com pequenos deslocamentos.

Procedimentos de ensaio

Da mesma forma que nos ensaios em corpos de prova de pequena altura, os ensaios de interface foram realizados a partir de amostras remoldadas. Os processos de preparação das amostras e moldagem dos corpos de prova para ambos os tipos de ensaio foram os mesmos. No entanto, os corpos de prova utilizados nos ensaios de interface foram cortados com espessura de 10 mm.

Previamente à transferência do corpo de prova, a parte inferior da célula de cisalhamento era preenchida com uma pastilha de rocha polida de maneira que a mesma ficasse ligeiramente sobressalente à superfície da célula. Após isso, as superfícies horizontais da célula, que definem o plano de cisalhamento, eram untadas com óleo de silicone e a parte superior da célula era atarraxada à parte inferior, ajustando-se um espaçamento de 1 mm entre as duas partes. Só então o corpo de prova era transferido para a célula de cisalhamento e esta era posicionada no equipamento. Procedia-se então ao adensamento e cisalhamento do corpo de prova de acordo com os procedimentos já descritos no Item 3.2.4.3.

Os ensaios de interface foram realizados com apenas um estágio de cisalhamento, ou seja, não foram feitas reversões. As tensões normais utilizadas nos ensaios foram de 25, 50, 100, 150, 200, 300 e 600 kPa, tendo-se considerado o peso da metade superior da

célula de cisalhamento no cálculo da tensão normal. A velocidade utilizada nos ensaios foi de 0,036 mm/min. Não foi aplicada correção de área no cálculo das tensões normais e cisalhantes durante o ensaio.

3.2.5 Ensaio de cisalhamento por torção (*Ring Shear*)

3.2.5.1 Princípio e generalidades

Os ensaios de cisalhamento por torção, ou ensaios *ring shear*, consistem basicamente no cisalhamento de um corpo de prova em formato anelar, de maneira que os deslocamentos podem ser aplicados continuamente e indefinidamente em uma única direção, favorecendo o alinhamento de partículas argilosas e com isso a obtenção da resistência ao cisalhamento residual. O cisalhamento do corpo de prova é feito aplicando-se uma rotação a uma porção do corpo de prova enquanto a outra porção reage contra um dispositivo de medição de carga, transmitindo torque ao corpo de prova. A partir do torque pode-se determinar a tensão cisalhante na superfície de cisalhamento, cuja área não varia.

Os primeiros equipamentos para realização de ensaios de cisalhamento por torção foram desenvolvidos principalmente a partir da década de 1930. Hvorslev (1939) fez uma descrição geral dos equipamentos existentes até aquele momento e apontou suas principais vantagens e desvantagens. Outros equipamentos foram desenvolvidos nas décadas de 1940, 1950 e 1960. Entretanto, suas limitações impediram que se difundissem no meio técnico.

Posteriormente, La Gatta (1970) apresentou um novo equipamento de cisalhamento por torção, denominado "*Harvard rotation shear machine*". Este equipamento permitia ensaiar amostras em forma de discos de solo, com diâmetro de 71,1 mm, ou em forma de anéis de solo, com diâmetro externo de 71,1 mm e diâmetro interno de 50,8 mm. A espessura da amostra podia ser variada entre 1 mm e 25 mm, e a velocidade do ensaio entre 5,6 mm/min e 0,0056 mm/min.

Bishop *et al.* (1971), em um amplo e aprofundado estudo sobre a resistência ao cisalhamento residual, desenvolveram um novo equipamento *ring shear* em trabalho conjunto da *Imperial College of Science and Technology* de Londres e do *Norwegian Geotechnical Institute* (Fig. 3.3). Adicionalmente, os autores apresentaram uma revisão dos diferentes equipamentos *ring shear* e das diferentes técnicas de ensaio utilizadas desde o ano de 1917 até 1970, analisando suas principais virtudes e defeitos.

O equipamento descrito por Bishop *et al.* (1971) ensaia amostras anelares indeformadas e remoldadas, com altura inicial de 19 mm, diâmetro interno de 101,6 mm e diâmetro externo de 152,4 mm. Esta relação entre os diâmetros interno e externo da amostra contribui para que a distribuição das tensões cisalhantes seja aproximadamente uniforme no plano de cisalhamento. Neste equipamento, a amostra fica confinada lateralmente

entre dois pares de anéis concêntricos (um superior e outro inferior) e, verticalmente, por discos anelares, através dos quais o carregamento vertical é aplicado. Impondo-se uma rotação à metade inferior da amostra, faz-se com que a metade superior reaja, através de um braço de torque, contra anéis dinamométricos que medem o torque aplicado à amostra.

Uma característica importante deste equipamento é a possibilidade de controlar o espaçamento entre os anéis concêntricos superiores e inferiores, evitando-se assim a perda de solo e os atritos indesejáveis durante o ensaio. Quanto à superfície de cisalhamento, 12 palhetas dispostas transversalmente aos discos anelares fazem com que a superfície de cisalhamento se forme à meia altura do corpo de prova. A velocidade do ensaio deve ser escolhida de maneira a permitir a dissipação das eventuais poro-pressões que surjam durante o ensaio. É importante salientar que, apesar dos valores de resistência ao cisalhamento residual fornecidos pelo equipamento de Bishop *et al.* (1971) serem confiáveis, este equipamento apresenta algumas desvantagens importantes. Entre elas podem ser citadas: (a) custo elevado; (b) dificuldades na preparação das amostras; (c) operação complicada; e (d) elevado tempo de execução dos ensaios.

Na tentativa de solucionar as desvantagens do equipamento de Bishop *et al.* (1971) e viabilizar um equipamento *ring shear* para fins comerciais, Bromhead (1979) desenvolveu na Kingston Polytechnic um equipamento *ring shear* mais simples que o equipamento de Bishop *et al.* (1971). Este equipamento ensaia amostras remoldadas com altura inicial de 5 mm, diâmetro interno de 70 mm e diâmetro externo de 100 mm. O corpo de prova é confinado na célula de cisalhamento, entre a base e o cabeçote, por meio de anéis de bronze porosos. Lateralmente, a amostra é confinada através de anéis concêntricos. A aplicação da tensão normal é feita através de um sistema de alavanca com relação 10:1. Durante o ensaio, um motor capaz de aplicar diferentes velocidades de rotação faz girar a torre rotatória onde se encontra a célula de cisalhamento. Isto faz com que o braço de torque do cabeçote reaja contra um par de anéis dinamométricos, provocando o cisalhamento da amostra. Estes anéis dinamométricos permitem calcular o torque transmitido à amostra e conseqüentemente a tensão cisalhante. A superfície de cisalhamento neste ensaio forma-se junto ao topo da amostra, na interface entre a amostra e o anel poroso do cabeçote (o qual é ranhurado para evitar o escorregamento na interface solo-cabeçote). A deformação vertical da amostra durante as fases de adensamento e cisalhamento é monitorada através de um defletômetro apoiado sobre o cabeçote. A Fig. 3.4 mostra uma representação geral do equipamento descrito.

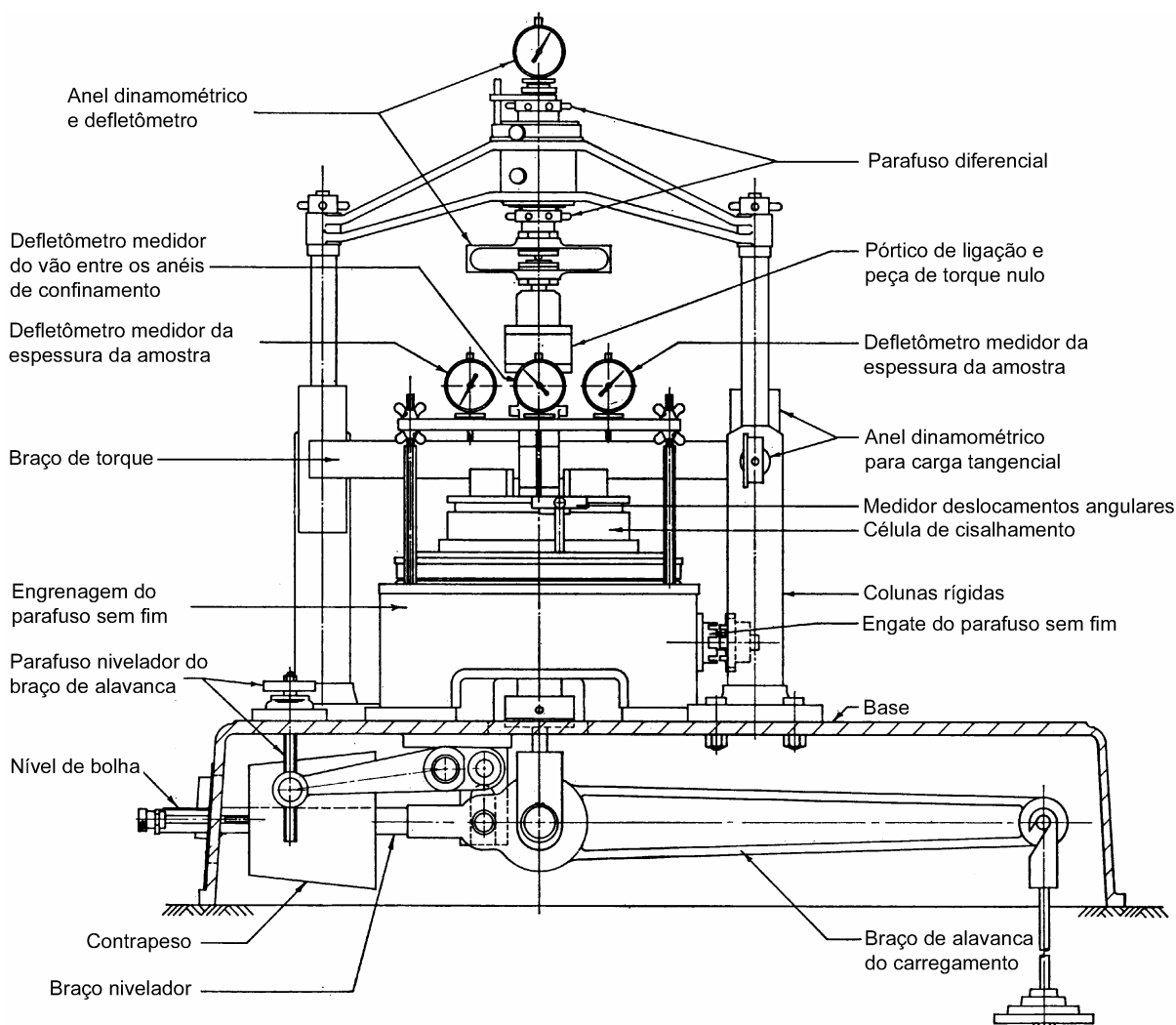


Figura 3.3: Equipamento *ring shear* de Bishop *et al.* (1971)

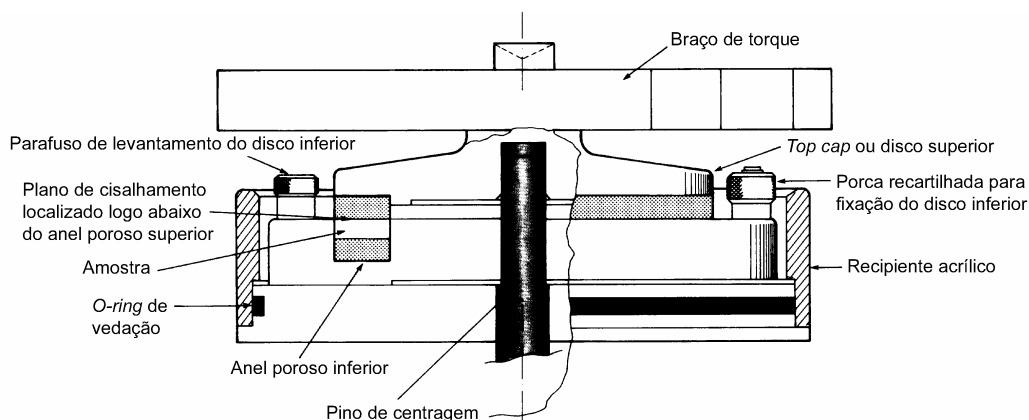
Bromhead (1979) citou como possíveis fontes de erro nos ensaios: (a) a imprecisão na medição das cargas; (b) o atrito no pino de centragem da célula de cisalhamento; (c) o atrito entre a base da célula de cisalhamento e o cabeçote, devido a desvios no plano de cisalhamento horizontal ou devido à existência de partículas presas entre ambos; (d) o atrito lateral, caso a superfície de cisalhamento se forme abaixo da interface entre o solo e o cabeçote; e (e) a mobilização não uniforme da tensão de cisalhamento na amostra. O autor considerou que o efeito mais significativo está relacionado à hipótese de mobilização uniforme da tensão cisalhante no plano de cisalhamento. Bromhead (1979) sugeriu alguns procedimentos para determinação da velocidade do ensaio e fez algumas comparações de resultados, concluindo que os ensaios com o novo equipamento são rápidos e seus resultados são comparáveis àqueles fornecidos por equipamentos mais sofisticados.

Anayi *et al.* (1989) descreveram algumas modificações realizadas na célula de cisalhamento do equipamento de Bromhead (1979). Os autores incorporaram palhetas aos anéis porosos que confinam o corpo de prova na base e no topo, com o objetivo de melhorar a transmissão do torque ao corpo de prova. Com a modificação, a espessura do

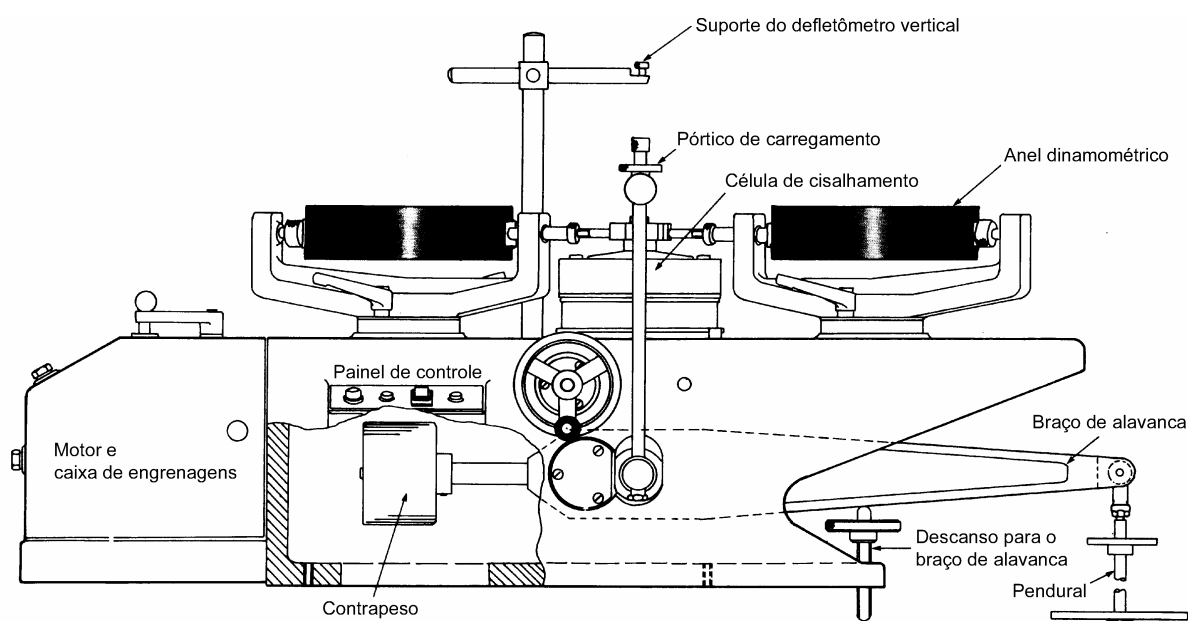
corpo de prova teve que ser aumentada de 5mm para 10 mm para poder acomodar as palhetas, e a superfície de cisalhamento do ensaio passou a ser formada no centro do corpo de prova. Foi desenvolvido também um novo procedimento de preparação do corpo de prova para o ensaio. O corpo de prova era preparado em duas camadas de 5 mm, uma sobre a base da célula e outra no próprio cabeçote, com a ajuda de um molde. As duas metades eram então colocadas uma sobre a outra para começar o ensaio. Segundo os autores, este procedimento simula o efeito de uma superfície pré-cortada, reduzindo o deslocamento necessário para atingir a condição residual e produzindo uma superfície de cisalhamento mais plana.

Stark & Vettel (1992) observaram que os valores de resistência ao cisalhamento residual obtidos com o equipamento *ring shear* de Bromhead (1979), através dos procedimentos de ensaio existentes e com as modificações propostas por Anyi *et al.* (1989), eram superiores aos valores retro-analisados de alguns casos históricos. Segundo os autores, esta diferença era devida ao atrito do solo com as paredes interna e externa da célula de cisalhamento, que faz com que a resistência ao cisalhamento medida no ensaio seja maior. Stark & Vettel (1992) propuseram um procedimento de ensaio que limita o recalque do anel poroso superior a 0,75 mm, diminuindo assim o atrito do solo com as paredes da célula de cisalhamento. O procedimento consiste em realizar várias etapas de preenchimento da célula de cisalhamento com solo, permitindo o adensamento após cada preenchimento, até que o topo do corpo de prova no início do ensaio coincida com o plano correspondente ao topo da célula de cisalhamento. A principal desvantagem do procedimento proposto diz respeito ao tempo necessário para se obter uma envoltória de resistência, uma vez que, para limitar a diminuição da espessura do corpo de prova, não há formação da superfície de cisalhamento antes do ensaio, e os ensaios são realizados em estágio único (um corpo de prova para cada nível de tensão).

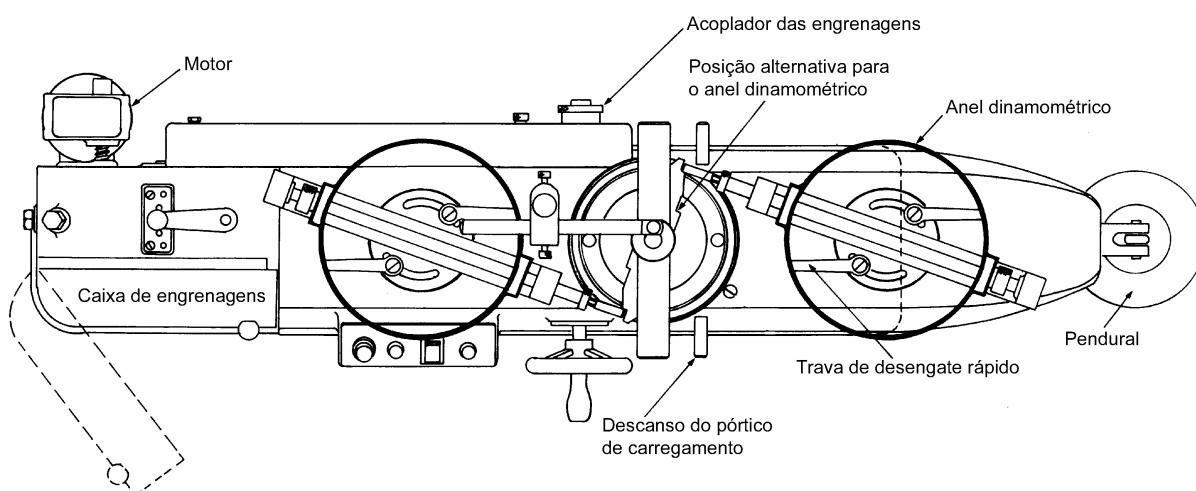
Para superar as limitações do uso do equipamento *ring shear* com o procedimento descrito acima, Stark & Eid (1993) desenvolveram uma célula de cisalhamento que permite ensaiar amostras pré-adensadas com plano de cisalhamento pré-cortado. O pré-adensamento da amostra, realizado na própria célula de cisalhamento, conseguiu limitar a diminuição da espessura do corpo de prova durante o ensaio. O plano pré-cortado, por sua vez, permitiu atingir a resistência ao cisalhamento residual com deslocamentos muito menores que os necessários com o procedimento anterior. A união destas duas características permitiu a realização de ensaios multiestágio (um corpo de prova para os diversos níveis de tensão de interesse), diminuindo grandemente o tempo necessário para se obter a envoltória de resistência ao cisalhamento residual de um solo.



(a) Detalhe da célula de cisalhamento



(b) Vista frontal



(c) Vista superior

Figura 3.4: Representação geral do equipamento *ring shear* de Bromhead (1979)

Os ensaios *ring shear* podem ser executados de duas maneiras: utilizando-se a técnica de estágio único ou utilizando-se a técnica de multiestágio. A técnica de estágio único corresponde à técnica convencional de execução de ensaios, e consiste em realizar o ensaio aplicando a cada corpo de prova uma tensão normal efetiva diferente. A técnica de multiestágio consiste em aplicar a um único corpo de prova várias tensões normais. Assim, com uma única amostra, pode-se determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento residual completa de um solo em muito menos tempo.

Bishop *et al.* (1971) descreveram a utilização da técnica de multiestágio com o equipamento desenvolvido pelos autores. O procedimento adotado consistia em cisalhar a amostra com uma tensão normal efetiva qualquer, até que a resistência ao cisalhamento residual fosse mobilizada. O motor era então desligado e a nova tensão normal era aplicada. Deixava-se a amostra consolidar (ou expandir), sob a nova tensão normal, por no mínimo 2 dias antes de reiniciar o cisalhamento. Desta forma, a resistência ao cisalhamento residual para cada estágio de carga era atingida com deslocamentos bem menores que no ensaio convencional.

Bromhead (1986) descreveu o procedimento utilizado na realização de ensaios multiestágio com o equipamento desenvolvido pelo autor, sugerindo que, após definidas as tensões normais a serem utilizadas, inicie-se o ensaio com o carregamento correspondente à menor tensão normal. A duração do primeiro estágio de carga deve ser suficiente para garantir que a condição residual seja estabelecida no plano de cisalhamento. Uma vez atingida a condição residual, aplicam-se os carregamentos correspondentes aos estágios de carga subseqüentes, monotonicamente, de maneira crescente. Cada estágio de carga deve continuar até a obtenção de um valor constante de resistência ao cisalhamento. Bromhead (1986) acrescentou que a execução correta da técnica requer a repetição do primeiro estágio de carga ao final do último estágio. Os ensaios em que a resistência ao cisalhamento residual, na repetição do primeiro estágio, diferir em mais de 5% do valor obtido no primeiro estágio devem ser rejeitados. Quanto à execução da repetição, deve-se liberar manualmente o torque na amostra após desligar o aparelho no último estágio. Só então a tensão normal é removida até o valor correspondente ao primeiro estágio e o cisalhamento é reiniciado.

3.2.5.2 Equipamento e procedimentos de ensaio

O equipamento utilizado nos ensaios *ring shear* realizados foi o equipamento desenvolvido por Bromhead (1979), produzido pela empresa Wykeham Farrance (Fotos 3.5 e 3.6). Este equipamento ensaia amostras remoldadas de diâmetro externo 100 mm, diâmetro interno 70 mm e altura inicial 5 mm. A única modificação realizada no equipamento foi a perfuração de um orifício no cabeçote, conectando o espaço formado entre o pino de centragem e a bucha do cabeçote com o exterior da célula de cisalhamento. Esta modificação foi sugerida por Vasconcelos (1992) para evitar a formação de vácuo no espaço mencionado, facilitando a desmontagem do ensaio.

A aquisição de dados durante os primeiros ensaios realizados foi feita através de leituras manuais dos defletômetros utilizados na medição dos deslocamentos verticais do corpo de prova e na medição das deformações dos anéis dinamométricos. No decorrer do trabalho o equipamento *ring shear* foi instrumentado com um transdutor de deslocamentos (marca Wykeham Farrance – modelo HS25) e duas células de carga com capacidade nominal de 50 kgf (marca Kratos - modelo MM50). O sistema de aquisição de dados utilizado foi o mesmo descrito para os ensaios de cisalhamento direto.



Foto 3.5: *Ring shear* de Bromhead (1979)

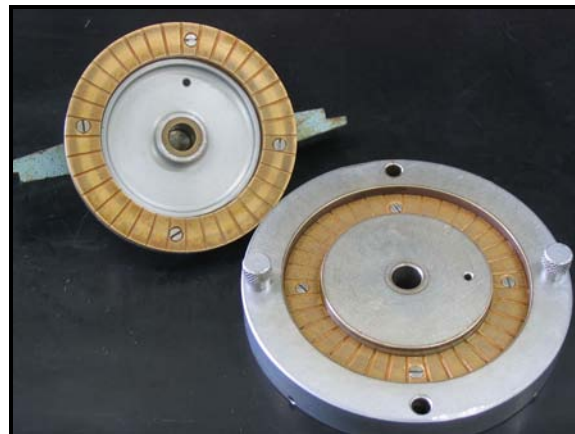


Foto 3.6: Detalhe da célula de cisalhamento

A preparação das amostras de solos para os ensaios foi feita através de secagem ao ar, destorroamento e peneiramento na peneira de 0,42 mm (# 40). Ao material assim obtido era adicionada água destilada, de maneira a formar uma pasta com teor de umidade próximo ao limite de plasticidade do solo. Bromhead (1986) recomendou a utilização de amostras com umidade próxima ao limite de plasticidade para evitar a perda excessiva de solo durante o ensaio. Esta pasta era deixada em repouso por 24 horas para homogeneização da umidade. A moldagem dos corpos de prova foi feita colocando-se pequenas quantidades de solo na cavidade da célula de cisalhamento e pressionando-se este solo com uma espátula. A superfície final dos corpos de prova foi rasada com a espátula através de movimentos radiais a partir do centro da célula. O teor de umidade de moldagem foi determinado com o excesso de solo.

Após a moldagem dos corpos de prova, a célula de cisalhamento era colocada em posição no equipamento para a fase de adensamento, o qual era realizado com a tensão normal a ser utilizada no ensaio. Os deslocamentos verticais do corpo de prova eram acompanhados durante a fase de adensamento, que tinha duração de aproximadamente 1 hora, tempo necessário para a estabilização das deformações verticais. Para os ensaios com tensões normais de 200 kPa ou superiores, após o adensamento, a célula de cisalhamento era retirada do equipamento para a adição de solo ao corpo de prova. Procedia-se então a uma nova fase de adensamento. Este processo era repetido 2 ou 3 vezes, até que não era mais possível aumentar a altura do corpo de prova para o início da fase de cisalhamento. O objetivo deste procedimento era diminuir o efeito do atrito

junto às paredes da célula de cisalhamento devido à redução de altura do corpo de prova, ocasionada pela excessiva perda de material durante o ensaio.

Terminada a fase de adensamento, inundava-se o corpo de prova e procedia-se à formação da superfície de cisalhamento, através da aplicação de uma revolução completa ao corpo de prova. Inicialmente, este procedimento era feito girando-se manualmente o volante do equipamento. Posteriormente, o procedimento foi alterado, sendo a revolução feita pelo próprio equipamento através da escolha de uma velocidade para a qual fossem necessários 30 minutos para completar uma revolução (12 °/min ou 8,9 mm/min). Com isto diminuiu a perda de material durante a formação da superfície de cisalhamento.

Após a formação da superfície de cisalhamento, iniciava-se a fase de cisalhamento do ensaio. Todos os ensaios *ring shear* realizados neste trabalho foram executados através da técnica de estágio único, que consiste em utilizar um único corpo de prova para cada tensão normal adotada. As tensões normais adotadas foram de 25, 50, 100, 150, 200 e 600 kPa.

A velocidade utilizada nos ensaios *ring shear* foi de 0,12 °/min ou 0,089 mm/min. A adoção desta velocidade foi baseada em estudo anterior realizado por Pinheiro *et al.* (1997a). Um dos objetivos deste estudo foi investigar a influência da velocidade na resistência ao cisalhamento residual. O solo utilizado no estudo foi o solo Teutônia. Foram utilizadas as seguintes velocidades: 4 °/min (2,968 mm/min), 0,8 °/min (0,594 mm/min), 0,12 °/min (0,089 mm/min) e 0,048 °/min (0,0356 mm/min). Os autores verificaram que há uma tendência de aumento da resistência ao cisalhamento residual para velocidades superiores a 1 °/min (0,742 mm/min). Por este motivo, os autores sugeriram a velocidade de 0,12 °/min como velocidade padrão nos ensaios *ring shear* em solos deste tipo.

Os procedimentos gerais adotados nos ensaios *ring shear* realizados atendem às exigências, recomendações e procedimentos da norma americana ASTM D 6467 (*Standard Test Method for Torsional Ring Shear Test to Determine Drained Residual Shear Strength of Cohesive Soils*) e da norma britânica BS 1377 - Part 7 (*Soils for civil engineering purposes – Part 7 – Shear strength tests (total stress)*).

A principal diferença entre as duas normas citadas diz respeito à granulometria da amostra ensaiada. Enquanto a norma americana estabelece que o tamanho máximo das partículas de solo deve estar limitado a 10% da altura inicial da amostra, no caso 0,5 mm, a norma britânica estabelece 1,18 mm como o tamanho máximo das partículas. Neste trabalho, o tamanho máximo das partículas foi limitado a 0,42 mm, correspondente à peneira #40, por ser essa a peneira mais próxima disponível da exigência da norma americana e por corresponder à mesma fração submetida aos ensaios de limites de Atterberg.

Em um estudo comparativo, Martinello *et al.* (2004) observaram diferenças pouco significativas entre os valores de ângulo de atrito interno residual obtidos em ensaios *ring shear* com amostras preparadas tanto com o tamanho máximo de partículas preconizado pela norma americana ASTM D-6467/99 quanto com o tamanho preconizado pela norma britânica BS 1377/90. Ao contrário do que se esperava, a resistência residual das amostras com partículas mais grosseiras foi sensivelmente inferior à resistência determinada para as amostras menos grosseiras. Os autores compararam ensaios *ring shear* realizados com solos residuais de migmatito, granito e olivina-basalto (solo Teutônia). A semelhança de resultados verificada foi atribuída à presença, nos solos estudados, de partículas e agregados frágeis que se degradam mecanicamente durante o cisalhamento a grandes deslocamentos.

3.2.6 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais realizados nesta tese constituíram o programa de ensaios do Doutorado Sanduíche deste autor, realizado na Purdue University (EUA) sob orientação do Prof. Rodrigo Salgado (PhD). O programa experimental executado teve como objetivos a identificação e caracterização da influência da estrutura dos solos saprolíticos estudados no seu comportamento mecânico, além da obtenção de parâmetros de resistência e módulos de deformabilidade.

Os ensaios foram realizados unicamente com o solo Teutônia, em virtude da dificuldade e do custo envolvidos no envio de amostras indeformadas para o exterior. O tempo disponível para o Doutorado Sanduíche, que foi de 4 meses, também foi um fator limitante. O programa experimental executado, a ser descrito em maiores detalhes no Item 3.2.6.2, foi composto por ensaios de compressão isotrópica, ensaios CID (consolidados isotropicamente e drenados) e ensaios K_0 (deformação radial nula).

3.2.6.1 Princípio e generalidades

Os ensaios triaxiais estão entre os mais sofisticados ensaios geotécnicos de laboratório existentes para a caracterização da resistência ao cisalhamento e da deformabilidade dos solos. Estes ensaios podem ser tanto de compressão como de extensão, sendo os ensaios de compressão triaxial os mais utilizados na prática de engenharia e em pesquisa.

Nos ensaios de compressão triaxial, um corpo de prova cilíndrico é envolto por uma membrana de borracha e colocado em uma célula que possibilita a aplicação de pressão de fluido ao corpo de prova. Esta pressão é denominada *pressão de confinamento* (σ'_c). Após a aplicação da pressão confinante, um carregamento axial de compressão é aplicado ao corpo de prova através de um pistão, gerando uma tensão denominada *tensão desvio* (σ'_d). Sob estas condições, a tensão axial no corpo de prova constitui a tensão principal maior (σ_1), e as tensões principais intermediária (σ_2) e menor (σ_3) são iguais à pressão de confinamento. Linhas de drenagem conectadas ao topo e à base do

corpo de prova permitem o fluxo de água tanto para dentro como para fora do mesmo. Através destas linhas de drenagem são realizadas a aplicação de contra-pressões para saturação da amostra, a medição de poro-pressões durante ensaios não drenados e a medição de variações volumétricas nos ensaios drenados. Durante um ensaio de compressão triaxial são feitas leituras da carga axial aplicada ao corpo de prova, da deformação axial, da variação volumétrica e da poro-pressão.

A aplicação da pressão de confinamento e da tensão desvio constitui dois estágios distintos do ensaio de compressão triaxial. As condições de drenagem durante estes dois estágios é que caracterizam o tipo de ensaio. Os ensaios mais comuns são: (a) ensaios não drenados ou ensaios UU (*Unconsolidated Undrained*); (b) ensaios adensados não drenados ou ensaios CU (*Consolidated Undrained*); e (c) ensaios drenados ou ensaios CD (*Consolidated Drained*).

Os ensaios triaxiais têm como marco fundamental no seu desenvolvimento o surgimento do princípio das tensões efetivas apresentado por Terzaghi (1924;1936). Bishop & Henkel (1957), no seu livro clássico "*The measurement of soil properties in the triaxial test*", apresentaram o estado da arte, na época, dos diversos aspectos relacionados ao ensaio triaxial, como equipamentos, tipos de ensaio e procedimentos de ensaio com os diferentes tipos de materiais geotécnicos. Após a publicação deste livro, os ensaios de tensões efetivas tornaram-se amplamente utilizados em laboratórios comerciais. A segunda edição do livro (1962) ainda hoje é amplamente utilizada como referência.

Segundo Cuccovillo & Coop (1997a), a concepção dos equipamentos para ensaios triaxiais utilizados hoje não difere fundamentalmente dos equipamentos descritos por Bishop & Henkel na década de 60. A evolução dos equipamentos ocorreu fundamentalmente nos sistemas de aplicação e medição de pressões, cargas e deslocamentos e, mais recentemente, na medição local de deformações, sistemas estes que possibilitaram a automação dos ensaios triaxiais através da utilização de microcomputadores.

Head (1982) apresenta descrições detalhadas dos equipamentos utilizados em ensaios triaxiais e dos procedimentos de ensaio relativos aos diversos tipos de ensaio. Posteriormente, o estado da arte relativo aos ensaios triaxiais foi abordado em um simpósio promovido pela ASTM em 1986, denominado *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*. Os diversos trabalhos apresentados no simpósio estão reunidos em uma publicação técnica da ASTM sob a denominação STP 977, do ano de 1988. Algumas referências importantes são os trabalhos de La Rochelle *et al.* (1988), Germaine & Ladd (1988), Baldi *et al.* (1988) e Lacasse & Berre (1988).

3.2.6.2 Equipamento e procedimentos de ensaio

Sistema triaxial CKC

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais foi o sistema de ensaios triaxiais CKC. Este equipamento foi originalmente desenvolvido por Chan (1981) para a realização de ensaios com carregamentos cíclicos, utilizados no estudo do potencial de liquefação e mobilidade sísmica de solos. Posteriormente, o sistema foi modificado por Li *et al.* (1988) para a realização de ensaios estáticos e dinâmicos. O sistema CKC é um sistema totalmente automatizado, formado por um pórtico de carregamento, uma célula triaxial, um pistão aplicador de cargas, um sistema de medição de variação volumétrica com 3 (três) transdutores de pressão, uma unidade de carregamento eletro-pneumática de dois canais, uma unidade condicionadora de sinais, uma unidade de interface de processo, um microcomputador e uma impressora. A Foto 3.7 mostra uma vista geral do equipamento utilizado e a Fig. 3.5 apresenta um diagrama esquemático dos diversos componentes e do funcionamento do sistema.

Uma descrição mais detalhada do sistema triaxial CKC pode ser encontrada em Li *et al.* (1988). Basicamente, o sistema utiliza dois controles fechados de realimentação de informações, um para o circuito de aplicação de cargas axiais e outro para o circuito de aplicação de pressão confinante. Através de *software*, estes controles podem ser programados para atuar individualmente ou de forma sincronizada, permitindo a realização de ensaios de deformação controlada ou tensão controlada.

O sistema de carregamento é composto por um sistema eletro-pneumático de dois canais que transforma os sinais eletrônicos de comando em pressões, que por sua vez transmitem o carregamento axial e a pressão confinante ao corpo de prova. O pórtico de carregamento, com barra transversal ajustável, suporta o atuador de dupla ação (compressão e tração), cuja câmara inferior é preenchida com óleo para permitir a realização de ensaios de deformação controlada em materiais que apresentam *strain softening*. A conexão entre o pistão do atuador e o pistão de carga é feita através de um pivô, de maneira a eliminar problemas de alinhamento entre os pistões.



Foto 3.7: Equipamento triaxial CKC

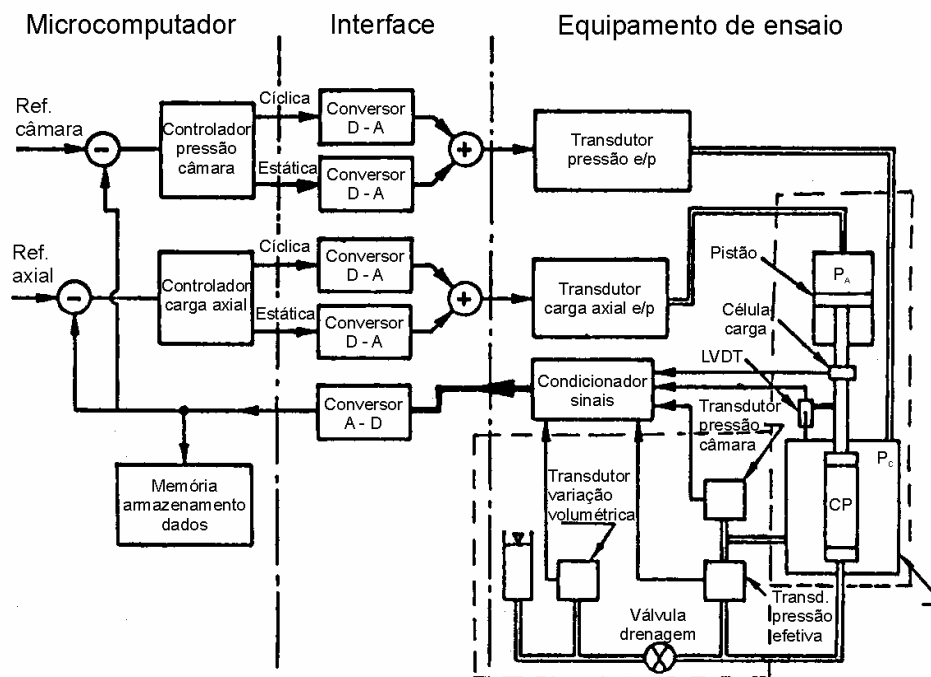


Figura 3.5: Diagrama esquemático do sistema triaxial CKC (Li *et al.*, 1988)

A célula triaxial ensaia amostras de 71 mm de diâmetro e 142 mm de altura sob pressões de 689 kPa e 1378 kPa, respectivamente, para as câmaras de acrílico e de alumínio. O sistema de medição de variação volumétrica é composto por 3 (três) tubos de diferentes diâmetros, selecionáveis por uma válvula, de acordo com a variação volumétrica esperada para o ensaio. A altura da coluna d'água sob contra-pressão é medida através de um transdutor de pressão diferencial.

O sistema CKC utiliza um total de 5 sensores: uma célula de carga com capacidade de 13,3 kN, um transdutor de deslocamentos com curso de ± 38 mm e três transdutores de pressão que medem a pressão confinante, a pressão efetiva atuante no corpo de prova e a variação volumétrica. Os sinais de saída dos sensores são condicionados pela unidade condicionadora de sinais e então recebidos pela unidade de interface de processo, que por sua vez faz a comunicação entre o computador, sensores e sistemas de carregamento. O sistema é controlado totalmente pelo computador, que recebe e armazena dados em tempo real e emite sinais de controle para os ensaios.

O *software* que acompanha o sistema inclui as seguintes rotinas:

- a) saturação por contra-pressão com checagem do parâmetro B;
- b) adensamento (isotrópico, anisotrópico e K_0);
- c) cisalhamento (tensão, deformação ou tensão/deformação controlada; drenado ou não drenado);
- d) trajetórias de tensão controladas;
- e) carregamento cíclico;

- f) carregamentos especiais;
- g) processamento e plotagem de dados.

A estrutura do *software* está dividida em 3 blocos de funções: CALIB, TEST e PLOT. Os coeficientes de calibração dos sensores são ajustados através do programa CALIB. O programa TEST é responsável por realizar todas as tarefas especificadas pelo usuário durante a realização dos ensaios e contém as rotinas especificadas acima. O programa PLOT processa os dados dos ensaios, convertendo-os em 20 (vinte) diferentes medidas de interesse, e plota as curvas de qualquer par de parâmetros selecionados. As escalas podem ser tanto lineares como logarítmicas e automáticas ou especificadas pelo usuário.

Procedimentos de ensaio

Os ensaios triaxiais realizados com o solo Teutônia foram feitos a partir de amostras indeformadas. Os corpos de prova, com 71 mm de diâmetro e 142 mm de altura, foram moldados a partir de amostras cilíndricas com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Estas amostras foram retiradas de dois blocos indeformados coletados em campo e levados ao laboratório para a moldagem das amostras. Após a moldagem, as amostras foram envolvidas em uma tela de nylon, parafinadas e envolvidas novamente com um filme plástico de PVC. Este procedimento teve como objetivo conferir um certo reforço às amostras e manter seu teor de umidade. Posteriormente, cada amostra foi envolvida em geotêxtil ("bidim") fixado através de tiras de fita adesiva dispostas diametralmente e axialmente à amostra, conferindo proteção e confinamento. Depois disso, cada amostra era envolvida em plástico bolha e então colocada em tubos de PVC. Cada tubo continha 3 amostras. Os tubos de PVC foram então colocados dois a dois em caixas de papelão preenchidas com pastilhas de isopor. Todo este processo teve como objetivo garantir a máxima proteção possível às amostras no seu transporte para os Estados Unidos. O processo provou ser bastante eficiente, uma vez que todas as amostras chegaram intactas no seu destino. Após o desempacotamento, as amostras foram mantidas em câmara úmida até sua utilização.

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios foi feita com o auxílio de um torno e de uma serra de arame. O excesso de material retirado na moldagem foi utilizado na determinação do teor de umidade inicial dos corpos de prova, que depois de prontos eram medidos e pesados para a determinação dos índices físicos. A próxima etapa consistia na montagem dos corpos de prova na câmara triaxial. Com os corpos de prova devidamente posicionados e já envoltos pela membrana, a câmara triaxial era preenchida com água desaerada e uma pressão confinante de 20 kPa era aplicada às amostras. Seguia-se então com a fase de percolação, que tinha duração mínima de 12 horas e era realizada sob uma carga hidráulica de 1 metro de coluna d'água. O sentido de percolação da água nos corpos de prova era de baixo para cima.

Após a fase de percolação iniciava-se a fase de saturação dos corpos de prova por contra-pressão. Durante toda a fase de saturação era mantida uma tensão efetiva de 20 kPa nos corpos de prova. A contra-pressão no sistema CKC é aplicada ao topo e à

base do corpo de prova e a tensão efetiva é medida através do transdutor diferencial de pressão pela simples diferença entre a contra-pressão e a pressão confinante, de maneira que não há como verificar a homogeneidade da contra-pressão no corpo de prova. Para garantir isso, o primeiro estágio de aumento no valor das pressões era mantido por no mínimo duas horas. Os estágios subseqüentes tinham duração de 1 hora e o último estágio tinha duração de 12 horas. Os valores obtidos para o parâmetro B de todos os ensaios foram superiores a 0,95. As contra-pressões necessárias para garantir a saturação dos corpos de prova variaram entre 350 e 400 kPa.

A fase seguinte do ensaio consistia no adensamento isotrópico dos corpos de prova sob a tensão confinante efetiva a ser utilizada na fase de cisalhamento. Durante o adensamento, o acompanhamento das deformações axiais e volumétricas, feito através de gráficos gerados simultaneamente ao ensaio na tela do computador, permitia determinar o final da fase de adensamento primário, otimizando assim o uso do tempo na determinação da duração do adensamento.

O programa experimental executado consistiu em um ensaio de compressão isotrópica, um ensaio K_0 (deformação radial nula) e sete ensaios CID. No ensaio de compressão isotrópica, o corpo de prova foi adensado sob tensões efetivas de 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350 e 400 kPa. No ensaio K_0 , a pressão confinante era controlada automaticamente pelo programa de ensaio, de maneira a manter a deformação volumétrica medida igual à deformação axial, fazendo com que a deformação radial se anulasse. Nos ensaios CID, a fase de cisalhamento foi realizada com uma taxa de deformação de 0,003 %/min, calculada segundo metodologia descrita em Head (1982). Os corpos de prova foram cisalhados com tensões confinantes efetivas de 30, 50, 100, 200, 300 e 400 kPa. Inicialmente, pretendia-se realizar ensaios com tensões efetivas maiores, mas os elevados valores de contra-pressão necessários para saturação dos corpos de prova fizeram com que a pressão limite do equipamento (800 kPa) fosse atingida.

3.2.7 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

O objetivo das análises realizadas através do MEV foi verificar a natureza da superfície de cisalhamento dos corpos de prova ensaiados no ensaio *ring shear*. Procurou-se com isto identificar o mecanismo de cisalhamento residual atuante e verificar a hipótese de que a degradação mecânica de agregados de partículas e minerais pseudomorfizados dos solos estudados têm grande influência na resistência ao cisalhamento residual desses solos. A degradação mecânica ocorreria com o aumento da tensão normal e dos deslocamentos, provocando um acréscimo localizado da fração argila na superfície de cisalhamento, diminuindo assim a resistência ao cisalhamento residual destes solos.

Segundo Mitchell (1993) e Fookes (1997), o microscópio eletrônico de varredura constitui uma valiosa ferramenta para o estudo de aspectos relacionados à microestrutura dos solos. A resolução dos microscópios eletrônicos de varredura atuais é da ordem de 100 Å. Esta resolução é mais do que o suficiente para fornecer detalhes de partículas de argilominerais. A larga e contínua capacidade de ampliação, de 20 a 150.000 vezes, aliada a uma profundidade de campo cerca de 300 vezes superior aos microscópios óticos, são as principais características que fazem do MEV um instrumento tão atrativo no estudo de solos. As imagens topográficas tridimensionais obtidas a partir de elétrons secundários ou retroespalhados permitem a visualização de vários aspectos relacionados à microestrutura dos solos e à morfologia dos minerais.

O MEV consiste basicamente em uma coluna ótica eletrônica, uma câmara de amostra, um sistema de vácuo, um controle eletrônico e um sistema de imagem. A coluna ótica contém a fonte de elétrons, geralmente um filamento de tungstênio, e as lentes eletromagnéticas, sendo duas lentes condensadoras e uma objetiva. Dentro da lente objetiva existem dois pares de bobinas varredoras com sistema de deflexão duplo do feixe de elétrons, cuja função é varrer o feixe sobre uma área na superfície da amostra. Para que o feixe de elétrons passe livremente pela coluna ótica do MEV, é necessário um bom sistema de vácuo, impedindo que os elétrons se choquem com as moléculas de gás. Ao ser focalizado em um ponto da amostra, o feixe de elétrons de alta energia provoca a emissão de elétrons com grande espalhamento de energia, os quais são coletados por um detector e amplificados para fornecer um sinal elétrico e, a partir deste, uma imagem. Os principais tipos de detectores utilizados são os detectores de elétrons secundários e detectores de elétrons retroespalhados, que são superiores aos de elétrons secundários para exibir contrastes, além de serem menos sensíveis a efeitos de carga. A imagem de elétrons retroespalhados contém dois tipos de informação: uma sobre a composição da amostra e a outra sobre a topografia da amostra.

As análises de MEV executadas nesta tese foram realizadas no Laboratório de Microscopia Eletrônica da PUC/RS. As amostras foram preparadas a partir dos corpos de prova ensaiados no equipamento *ring shear*. Ao final do ensaio, os corpos de prova foram cortados em diversas partes quando ainda estavam na célula de cisalhamento. Cada uma destas partes era cuidadosamente removida com o auxílio de uma espátula, procurando minimizar as perturbações ao material. Após uma seleção das melhores amostras, estas eram submetidas à secagem ao ar. Posteriormente, as amostras eram colocadas em uma estufa a 60°C de temperatura por 3 (três) dias antes da realização da análise. No transporte para o laboratório as amostras eram mantidas em um dessecador, para evitar a absorção de umidade. A Foto 3.8 mostra as características das amostras previamente ao processo de preparação para a análise no MEV.

A preparação das amostras para o MEV consistia em produzir uma fratura perpendicular à superfície de cisalhamento das amostras. A técnica de *peeling* para remoção de partículas soltas não foi empregada. Testes realizados mostraram que o *peeling* com fita adesiva provocava perturbações nas amostras, pela remoção de partículas. Os dois pedaços de amostra gerados eram então colados no suporte porta-amostras do MEV (*stubs*) através de uma fita dupla face e de uma cola condutora de prata em pasta. Um dos pedaços era colado com a superfície de cisalhamento voltada para cima, de maneira a analisar as características dessa superfície. O outro pedaço era colado de maneira a analisar a seção transversal do corpo de prova. Devido à grande quantidade de elétrons que permanece nas amostras, é necessário que estas, ao serem analisadas, sejam condutoras. Como os materiais estudados não são bons condutores, foi necessário revestir as amostras com um filme condutor, o qual pode ser de paládium, carbono ou ouro, para evitar efeitos de carregamento. Para isso, a superfície das amostras foi metalizada através da técnica de deposição de íons (*sputtering*). O processo consiste em utilizar uma atmosfera de argônio, o qual irá acelerar os íons contra um alvo de ouro (cátodo), arrancando átomos que serão acelerados na direção da amostra a ser revestida. Após este processo, as amostras estavam prontas para análise com o MEV. A Foto 3.9 mostra as características das amostras já prontas para análise.



Foto 3.8: Amostras retiradas da célula de cisalhamento do ensaio *ring shear* para análise no MEV



Foto 3.9: Amostras prontas para análise no MEV

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental executado nesta tese de doutorado encontra-se resumido no Quadro 3.4, apresentado a seguir. As técnicas utilizadas já foram descritas nos itens anteriores deste capítulo. Como pode ser constatado, foi realizado um extensivo estudo de caracterização dos materiais e de seu comportamento mecânico. O número de solos estudados também é expressivo e com isso foi possível obter um substancial conjunto de dados sobre os solos saprolíticos formados a partir das rochas vulcânicas básicas e ácidas da Formação Serra Geral no Rio Grande do Sul.

CAPÍTULO IV

4 RS 453 – TEUTÔNIA

Neste capítulo serão apresentados os resultados das investigações realizadas com os materiais amostrados na RS 453, próximo ao município de Teutônia – RS. Dentre todos os materiais que tiveram suas propriedades e comportamentos analisados nesta tese, os materiais amostrados na RS 453 - Teutônia foram estudados de maneira mais extensiva, motivo pelo qual decidiu-se apresentar seus resultados em um capítulo exclusivo.

4.1 DESCRIÇÃO DO LOCAL E DOS MATERIAIS AMOSTRADOS

O local onde foram amostrados os materiais na RS 453 - Teutônia é apresentado na Foto 4.1 (foto aérea anterior à construção da rodovia). As Fotos 4.2 a 4.5 apresentam detalhes do local e do solo Teutônia. Estas fotos foram tiradas no dia seguinte à ocorrência do último de uma série de três movimentos de massa que interromperam as pistas da RS 453 por três dias consecutivos, em outubro de 2000. Estes movimentos aconteceram durante um período prolongado de chuvas.

Entretanto, o talude já se apresentava instável antes do evento mencionado. As primeiras manifestações de instabilidade ocorreram em 1996, mas a instabilidade concentrava-se no local mostrado na Foto 4.2, e tratava-se de movimentos recorrentes devidos à reativação da ruptura em períodos com maior intensidade de chuva. No evento mostrado, o corpo de tálus depositado sobre o solo saprolítico estudado rompeu junto à escarpa existente a montante. Não há indicações de que a ruptura tenha envolvido o solo residual. Porém, este evento expôs uma superfície de ruptura pré-existente no solo residual, no local da ruptura antiga, conforme mostrado nas Fotos 4.3 e 4.4. Esta superfície chama a atenção por caracterizar-se como um plano contínuo e bem definido. A Foto 4.5 apresenta em detalhe a aparência do solo saprolítico envolvido na ruptura. O solo preserva características estruturais (descontinuidades) e texturais (matriz, fenocristais e amígdalas alterados) da rocha de origem.

A Fig. 4.1 apresenta de maneira esquemática a seção transversal do perfil local. Foram representados somente os derrames adjacentes ao derrame que originou o solo Teutônia, aqui denominado de D2. O primeiro derrame da seqüência ilustrada (D1) apresenta uma brecha vulcano-sedimentar de topo no nível da pista da RS 453, marcando nitidamente o contato com o D2.

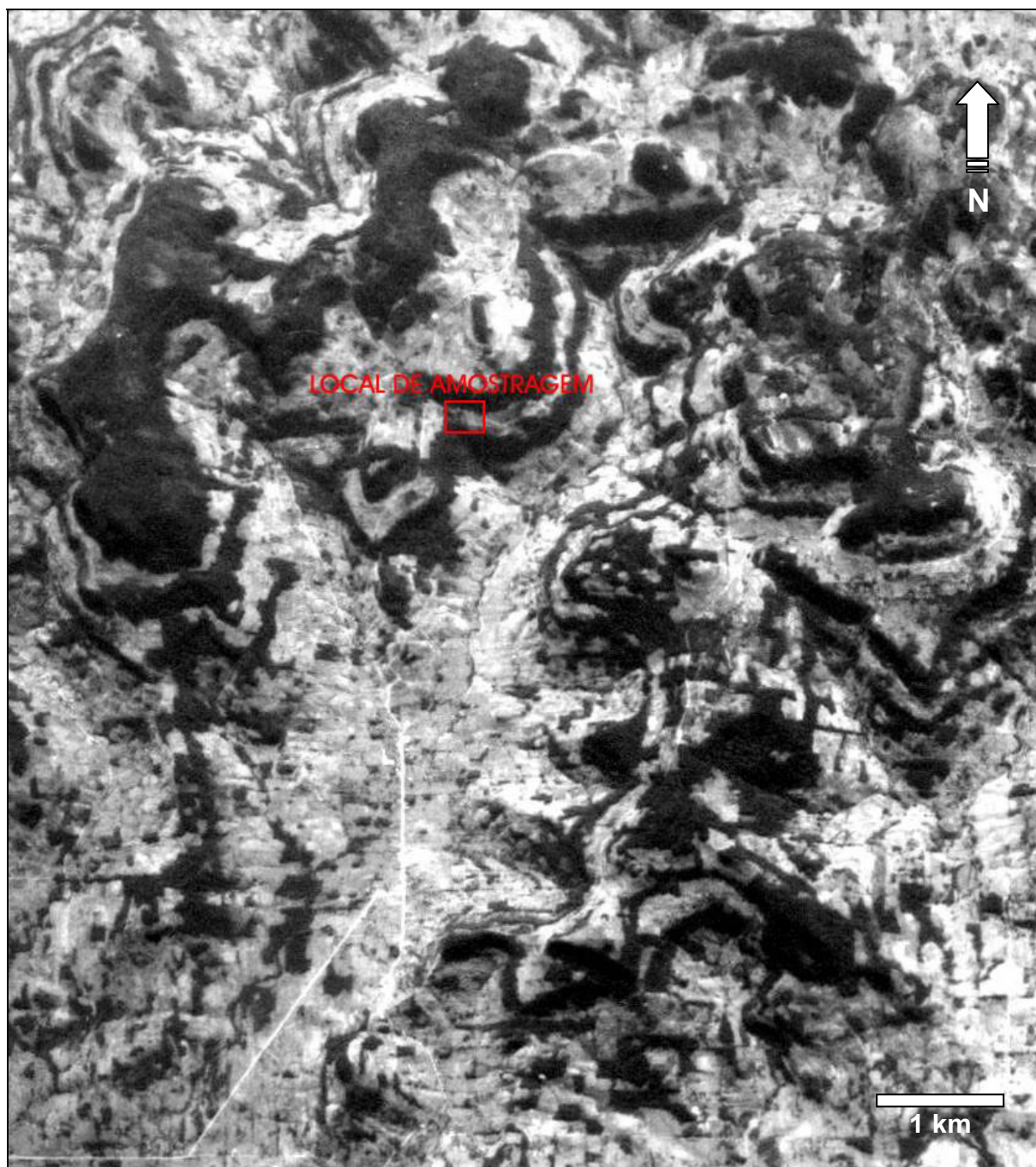


Foto 4.1: Foto aérea mostrando o local de amostragem do solo Teutônia

No derrame D1 foram coletadas amostras orientadas de rocha da zona de disjunção vertical, da zona de disjunção horizontal de topo e da brecha vulcano-sedimentar de topo. A partir destas amostras foram confeccionadas lâminas delgadas para as análises petrográficas e também foram preparadas amostras para as análises de fluorescência de raios X.

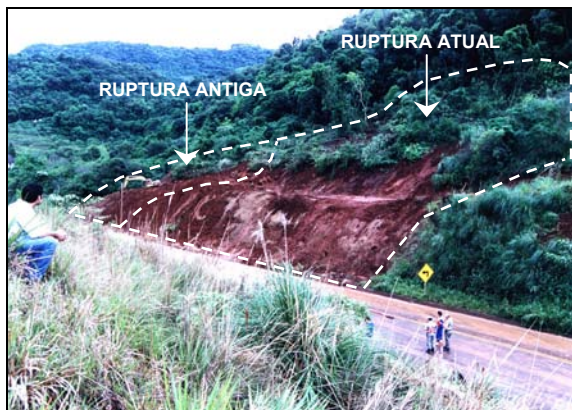


Foto 4.2: Vista geral do talude na RS 453



Foto 4.3: Superfície de ruptura do talude



Foto 4.4: Detalhe da superfície de ruptura do talude

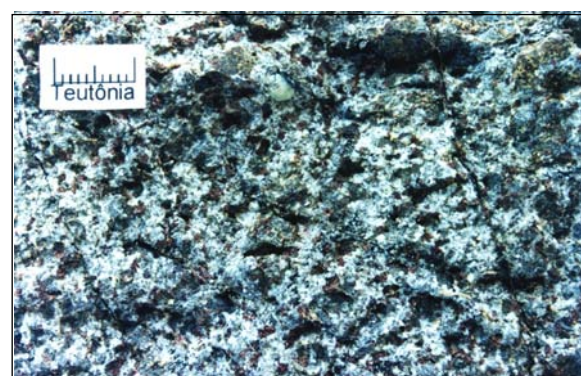


Foto 4.5: Textura do solo saprolítico (solo Teutônia)

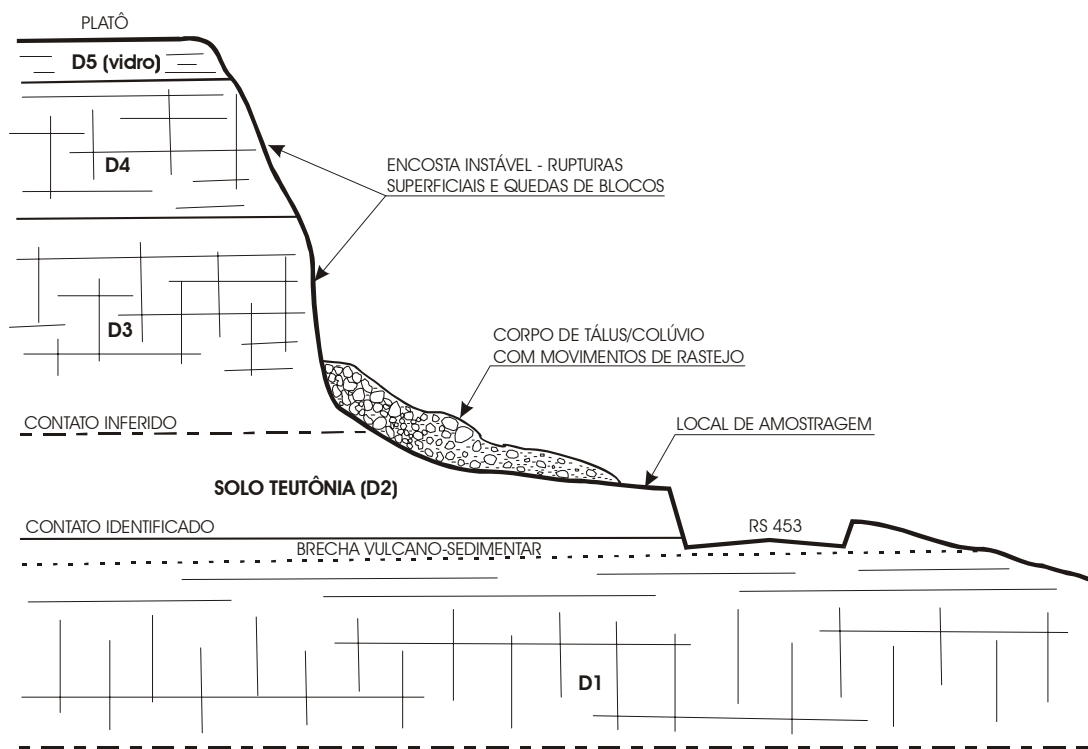


Figura 4.1: Seção transversal esquemática do perfil do subsolo no local de amostragem do solo Teutônia

No material de alteração do derrame D2 foram coletadas amostras deformadas e indeformadas do solo Teutônia para os ensaios geotécnicos de laboratório e para as análises de difração e fluorescência de raios X, além de amostras orientadas para a confecção de lâminas delgadas. Também foi coletada uma outra amostra orientada de solo junto à base do derrame para a confecção de lâmina delgada. O solo junto à base do derrame apresenta menor grau de alteração que o solo Teutônia propriamente dito.

O derrame D2 é sobreposto por três outros derrames até o platô existente a montante na encosta. Tais derrames são facilmente identificados em campo, nos cortes existentes ao longo de um acesso que sobe a encosta em direção a uma propriedade existente no platô acima. Destes derrames, coletou-se uma amostra orientada de rocha da zona de disjunção vertical do derrame D3, para a confecção de lâmina delgada e para a análise de fluorescência de raios X.

Diversas instabilidades localizadas podem ser identificadas em quase toda a encosta, o que denota que a mesma encontra-se em pleno processo de evolução. Acredita-se que tal processo possa estar associado ao solo Teutônia, uma vez que o mesmo se caracteriza como uma camada mecanicamente frágil entre camadas de rocha.

4.2 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E PETROGRÁFICA

Conforme mencionado no Item 3.2.1, as análises químicas por fluorescência de raios X em amostras de rocha objetivaram identificar a litologia e, através da comparação com os resultados das análises de fluorescência de raios X em amostras de solo, caracterizar o processo de intemperismo das rochas, identificando seus efeitos no comportamento mecânico dos solos estudados. As análises de difração de raios X visaram identificar os argilominerais presentes no solo. Por sua vez, as análises petrográficas de lâminas delgadas de rocha e solo visaram caracterizar a textura da rocha e a estrutura herdada pelo solo, identificando visualmente os efeitos do intemperismo e com isso ajudando na interpretação dos resultados dos ensaios mecânicos. A seguir são apresentados os resultados das análises petrográficas e das análises de fluorescência e difração de raios X dos materiais coletados na RS 453.

4.2.1 Análises petrográficas

As análises petrográficas foram realizadas com a rocha dos derrames D1 e D3, com o solo Teutônia e com o material de uma porção deste mesmo solo com menor grau de intemperismo, localizada junto à base do derrame. O Quadro 4.1 resume as principais características observadas nas lâminas delgadas dos materiais analisados. Também apresenta o grau de intemperismo dos materiais segundo a classificação proposta por Fookes (1997). Microfotografias tiradas das lâminas delgadas dos materiais analisados são apresentadas nas Fotos 4.6 a 4.17.

Quadro 4.1: Análises petrográficas dos materiais da RS 453 - Teutônia

MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
Derrame D1 (rocha)	I – II	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, quartzo, calcedônia, opala, opacos, apatita, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: matriz formada por cristais de piroxênio, vidro e material criptocristalino (mesóstase félsica constituída por fino intercrescimento quartzo-feldspático) preenchendo os interstícios angulares entre os plagioclásios. Mineraias opacos têm ocorrência subordinada. Ocorrem ainda traços de apatita e amígdalas alongadas e horizontais preenchidas por calcedônia e opala. A mesóstase encontra-se freqüentemente substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro. Fenocristais escassos de piroxênio, plagioclásio e opacos encontram-se imersos na matriz;</p> <p>Fase secundária: representa porção significativa da rocha, sendo constituída por argilominerais esmectíticos associados a hidróxidos de ferro, estando disseminada na rocha e concentrada preferencialmente na mesóstase. Ocorre também como material de preenchimento de fraturas nos fenocristais de piroxênio e plagioclásio.</p>
Derrame D1 (brecha vulcano-sedimentar)	III	<p>Mineralogia: vulcanoclastos basálticos com matriz criptocristalina de silicatos e mineraias opacos, quartzo mono e policristalino, plagioclásios, zircão, biotita, muscovita, argilominerais e óxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta por fragmentos de rocha basáltica soldados por arenitos finos de origem eólica, com grãos quartzosos, arredondados e cimentados por óxidos de ferro. Ocorrem cristalizações de quartzo e zeolitas nos macroporos existentes na rocha;</p> <p>Fase secundária: constituída por argilominerais formados a partir da alteração dos plagioclásios presentes nos fragmentos de rocha.</p>
Derrame D3 (rocha)	I – II	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, opacos, quartzo, calcedônia, opala, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: matriz formada por cristais de piroxênio, vidro e material criptocristalino (mesóstase félsica constituída por fino intercrescimento quartzo-feldspático) preenchendo os interstícios angulares entre os plagioclásios. Estes encontram-se orientados, denotando estrutura de fluxo. Mineraias opacos têm ocorrência subordinada. Amígdalas com preenchimento de quartzo, calcedônia e opala são raras e possuem bordas alteradas, constituídas de argilominerais esverdeados. A mesóstase encontra-se freqüentemente substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro; Fenocristais de piroxênio, plagioclásio e opacos são raros;</p> <p>Fase secundária: representa porção significativa da rocha, sendo constituída por argilominerais esmectíticos associados a hidróxidos de ferro, substituindo grãos de piroxênio e a mesóstase.</p>

Quadro 4.1: Análises petrográficas dos materiais da RS 453 – Teutônia (cont.)

MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
Derrame D2 (solo saprolítico da base)	IV	<p>Mineralogia: olivina, piroxênios, plagioclásios, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro.</p> <p>Microestrutura: o solo saprolítico é oriundo da alteração de uma rocha com textura porfírica, com fenocristais e macrofenocristais de olivina imersos em uma matriz composta por olivina, piroxênios, plagioclásios e opacos. A rocha original provavelmente tratava-se de um olivina-basalto. A grande quantidade de minerais máficos (ferromagnesianos) evidencia uma rocha com tendência a termos ultra-básicos. A alteração da rocha se dá principalmente através da substituição pseudomórfica dos minerais primários por argilominerais. O solo apresenta minerais primários na forma de fenocristais de olivina. Devido ao processo de intemperismo, estes fenocristais apresentam-se bastante fraturados e oxidados, com fraturas e bordas substituídas por argilominerais e hidróxidos de ferro. Fenocristais pseudomorfizados são encontrados em abundância. Estes preservam a forma do mineral primário original, mas foram totalmente substituídos por argilominerais. A matriz original da rocha encontra-se em grande parte substituída pseudomorficamente por argilominerais, mas apresenta porções preservadas onde os minerais primários originais podem ser identificados. A contagem modal indica que os fenocristais de olivina constituem aproximadamente 15,1% do solo, sendo que cerca de 4,5% estão pseudomorfizados, 8,8% estão oxidados e 1,8% encontram-se são. A matriz é formada principalmente por argilominerais, óxidos e hidróxidos (60,5%), mas apresenta porção significativa de minerais primários (piroxênios – 16,4% e plagioclásios – 7,0%).</p>
Derrame D2 (solo Teutônia)	V	<p>Mineralogia: argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro.</p> <p>Microestrutura: o solo saprolítico é oriundo de um processo de alteração mais avançado do que o solo anterior. Neste material todos os fenocristais de olivina encontram-se pseudomorfizados (substituídos por argilominerais e hidróxidos de ferro). A matriz encontra-se também totalmente substituída por argilominerais, percebendo-se claramente um aumento na quantidade de hidróxidos de ferro, que ocorrem pigmentando a matriz e as pseudomorfoses, concentrando-se como um plasma que atua como material de preenchimento de cavidades existentes no solo. Os fenocristais pseudomorfizados constituem 18,5% do solo, o restante é formado por argilominerais (72,3%) e óxidos e hidróxidos de ferro (9,2%).</p>

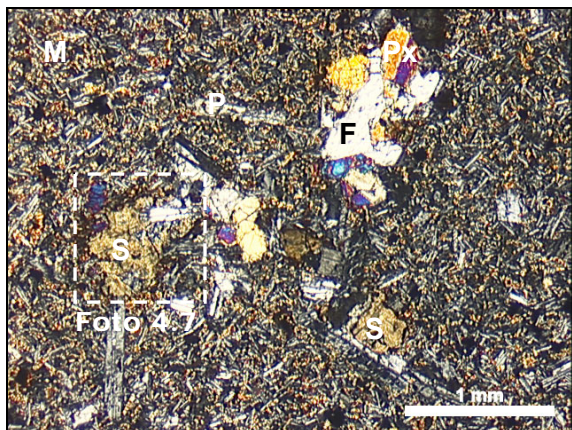


Foto 4.6: D1 – Textura da rocha
(M-matriz; F-fenocristais; P-plagioclásios; Px-piroxênios; S-substituição pseudomórfica por argilominerais e hidróxidos de ferro)

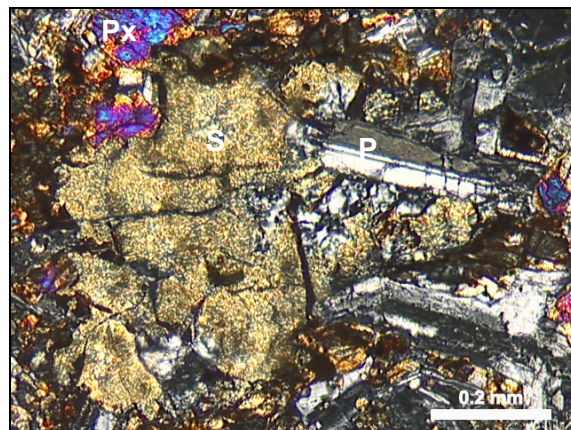


Foto 4.7: D1 - Substituição pseudomórfica de fenocristais de piroxênio e plagioclásio
(P-plagioclásios; Px-piroxênios; S-substituição pseudomórfica por argilominerais e hidróx. de ferro)

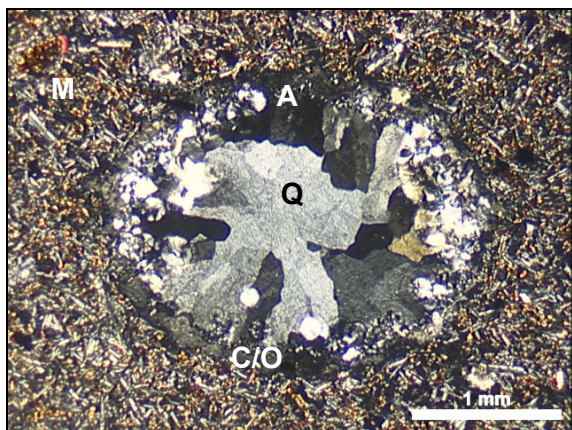


Foto 4.8: D1 – Amígdala preenchida por quartzo, calcedônia e opala
(M-Matriz; A-amígdala; Q-quartzo; C/O-calcedônia/opala)

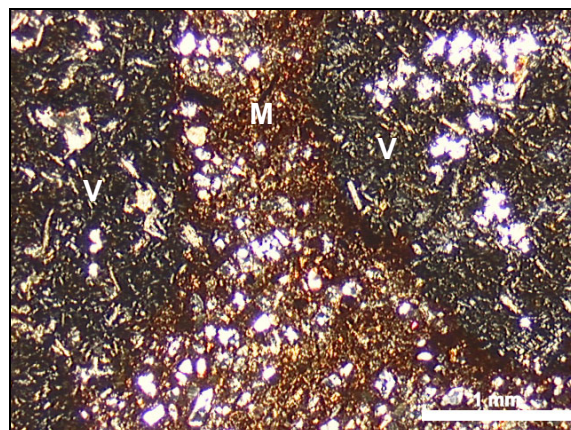


Foto 4.9: D1 - Brecha vulcano-sedimentar
(V-vulcanoclastos basálticos; M-matriz arenosa)

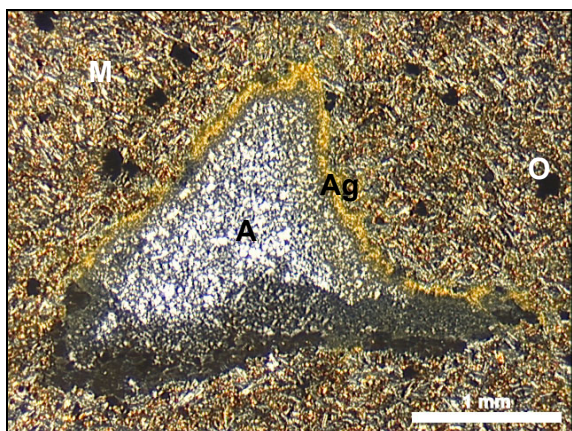


Foto 4.10: D3 – Amígdala com bordas alteradas imersa na matriz da rocha
(M-matriz; A-amígdala; Ag-argilominerais; O-opacos)

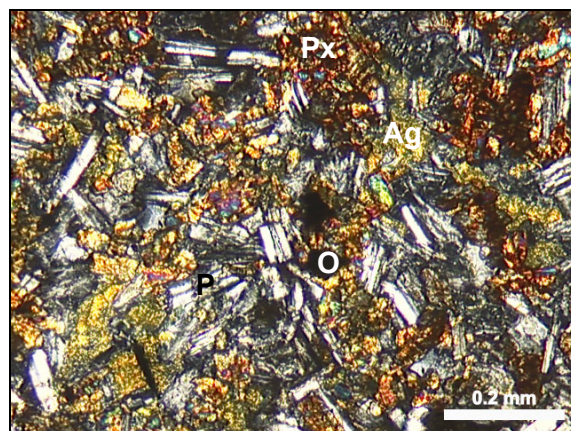


Foto 4.11: D3 – Substituição pseudomórfica da mesóstase por argilominerais e hidróxidos de ferro
(P-plagioclásios; O-opacos; Ag-argilominerais; Px-piroxênios oxidados)

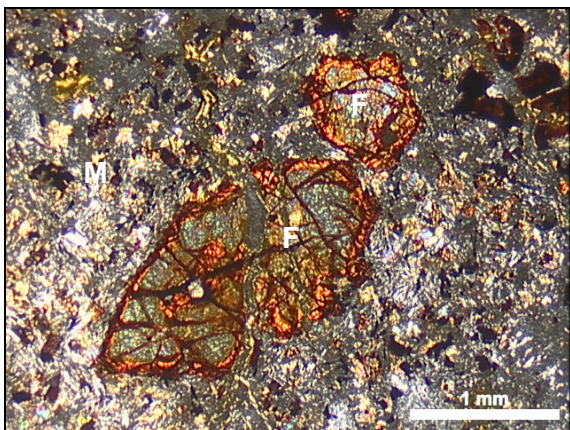


Foto 4.12: D2 (porção menos alterada) – Fenocrystal de olivina pseudomorfisado (M-matriz alterada; F-fenocrystal substituído por argilominerais)

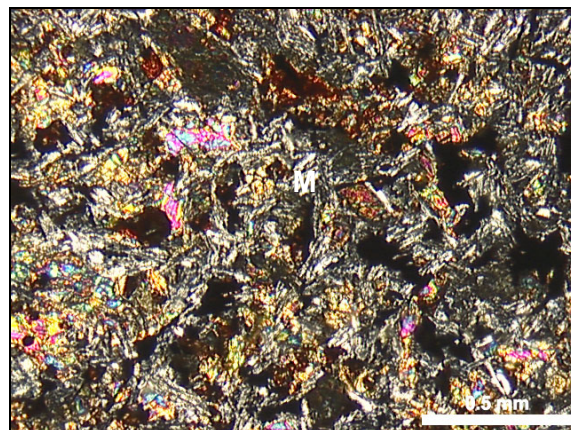


Foto 4.13: D2 (porção menos alterada) – Textura da matriz (M-matriz preservada formada por piroxênios, plagioclásios e opacos)

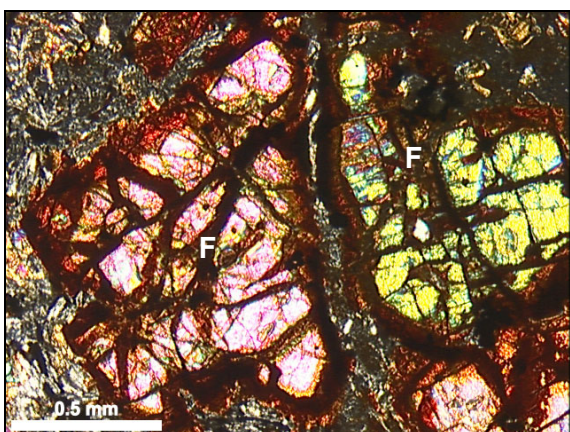


Foto 4.14: D2 (porção menos alterada) – Fenocrystalis de olivina fraturados e oxidados imersos na matriz (F-fenocrystalis de olivina em processo de alteração)

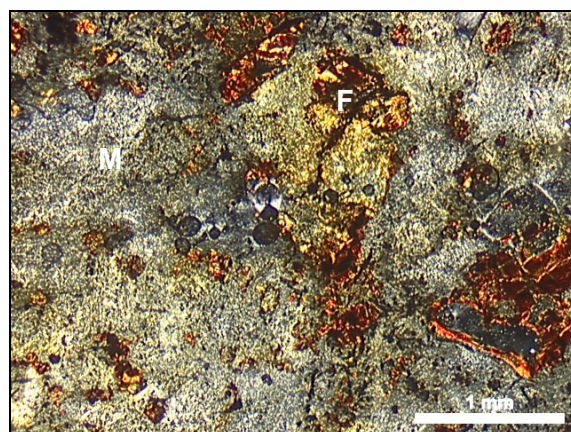


Foto 4.15: D2 (solo Teutônia) – Textura/estrutura do solo (M-matriz totalmente pseudomorfisada; F-fenocrystal em estágio avançado de pseudomorfismo)

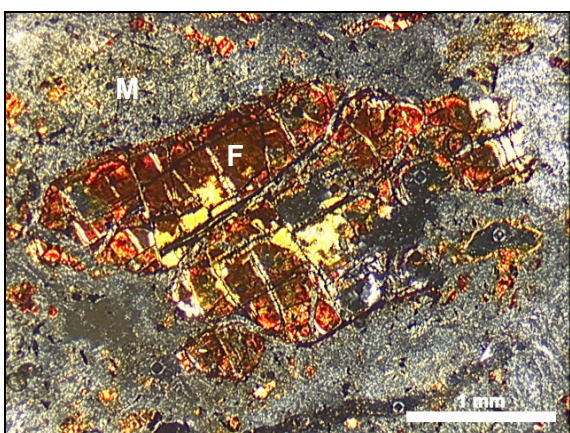


Foto 4.16: D2 (solo Teutônia) – Fenocrystal de olivina pseudomorfisado (M-matriz totalmente pseudomorfisada; F-fenocrystal em estágio avançado de pseudomorfismo)

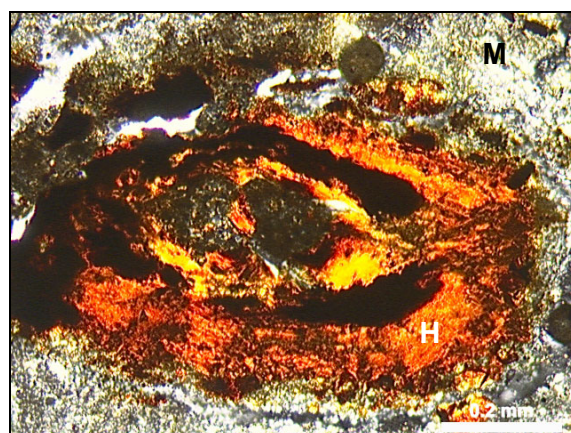


Foto 4.17: D2 (solo Teutônia) – Hidróxidos de ferro preenchendo cavidades no solo (M-matriz totalmente pseudomorfisada; H-cavidade preenchida por hidróxidos de ferro)

A realização das análises petrográficas da rocha dos derrames imediatamente inferior (D1) e superior (D3) ao derrame que originou o solo Teutônia (D2) teve justamente o objetivo de caracterizar essa estratigrafia. As características petrográficas observadas, juntamente com as observações de campo, permitiram individualizar o D2 e mostraram que o mesmo apresenta mineralogia diferente dos derrames D1 e D3. Esta diferença explica a variação de cores dos solos formados a partir das rochas: D1 e D3 – cores avermelhadas; D2 – cores claras.

As rochas do D1 e do D3 apresentam mineralogia, textura e composição modal similares, sendo classificadas petrograficamente como basaltos levemente alterados. A classificação química a partir das fluorescências de raios X (Item 4.2.2) caracteriza estas rochas como andesitos basálticos. O grau de intemperismo atribuído às rochas do D1 e do D3, a partir das petrografias, varia de I a II, rocha sã a rocha levemente alterada, respectivamente.

A textura porfirítica e a grande quantidade de minerais máficos presentes no solo de alteração do D2, principalmente olivina, marca claramente a diferenciação mineralógica com as rochas do D1 e do D3. Esta característica permite caracterizar petrograficamente a rocha de origem como um olivina-basalto. A presença deste tipo de rocha não é comum na seqüência de rochas básicas da FSG, o que leva a crer que o D2 trata-se de um corpo hipabissal, provavelmente um *sill*.

A observação da textura/estrutura da amostra menos intemperizada do D2 e da textura/estrutura do solo Teutônia evidencia que o processo de formação desse solo consiste na substituição pseudomórfica dos minerais primários por minerais secundários, principalmente argilominerais. O processo atinge tanto a matriz da rocha original como os fenocristais. Durante a alteração, as ligações estruturais entre minerais tornam-se mais fracas, mas ainda assim são significativas, na forma de uma coesão remanescente da rocha. A estrutura do solo Teutônia é originada deste processo e, como se verá adiante, apresenta grande influência sobre o comportamento mecânico do solo.

4.2.2 Fluorescência de raios X

As análises de fluorescência de raios X foram realizadas em três amostras preparadas a partir de rocha e uma amostra preparada a partir do solo Teutônia. Das amostras preparadas a partir de rocha, duas foram a partir da rocha correspondente ao derrame D1 (uma amostra da zona de disjunção vertical do centro do derrame e a outra da zona de disjunção horizontal de topo) e uma a partir da rocha correspondente ao derrame D3 (amostra da zona de disjunção vertical do centro do derrame). Não foi realizada análise com amostra da rocha que originou o solo Teutônia, devido à ausência de afloramentos dessa rocha.

4.2.2.1 Classificação litológica

O Quadro 4.2 apresenta a composição química obtida para os materiais estudados a partir das análises de fluorescência de raios X realizadas. Também apresenta a composição química de um olivina-basalto típico, obtida por Roisenberg & Viero (2002), a qual será utilizada como base para o cálculo do balanço de massa e dos índices de intemperismo do solo Teutônia.

A plotagem dos resultados das fluorescências de amostras de rocha no diagrama binário $\text{SiO}_2 \times \text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$, segundo as classificações de Cox, Bell & Pankhurst (1979) e TAS (LE BAS & STRECKEISEN, 1991), indica que as rochas dos derrames D1 e D3 correspondem a andesitos basálticos de natureza toleítica, enquanto o olivina-basalto fica no campo dos basaltos. Este resultado corrobora os dados obtidos por IBGE (1986), Comin-Chiaramonti *et al.* (1988) e Roisenberg & Viero (2002) para a seqüência básica inferior das rochas da FSG. Os resultados da amostra D1 (topo) tiveram que ser desconsiderados porque foram afetados pelos minerais constituintes das amígdalas presentes na rocha.

Quadro 4.2: Análises de fluorescência de raios X dos materiais da RS 453 – Teutônia

Análise	D ₁ (centro)	D ₁ (topo)	D ₃ (centro)	D ₂ (solo)	Olivina- basalto
Densidade	2,80	2,77	2,84	2,71	2,85
Elementos maiores e menores (%)					
- SiO ₂	52,74	59,90	52,90	37,82	47,21
- Al ₂ O ₃	14,43	16,20	14,43	19,80	14,59
- Fe ₂ O ₃	12,26	8,78	12,73	16,16	12,57
- MnO	0,17	0,10	0,20	0,14	0,19
- MgO	5,18	3,94	5,42	3,91	10,45
- CaO	9,06	5,91	9,00	0,63	10,56
- Na ₂ O	2,02	1,45	2,30	0,02	2,70
- K ₂ O	1,33	0,81	1,36	0,24	0,59
- TiO ₂	1,23	1,06	1,13	2,18	1,48
- P ₂ O ₅	0,17	0,16	0,13	0,03	0,36
- Perda ao fogo-PF	1,40	1,70	0,40	19,80	0,55
- Total	99,99	100,01	100,00	100,73	100,00
Traços (ppm)					
- Nb	8,0	8,0	6,0	9,8	-
- Rb	27,9	25,0	41,6	7,5	-
- Sr	258,0	255,0	236,0	32,0	-
- Y	30,0	29,0	26,0	35,0	-
- Zr	146,0	144,0	114,0	150,0	-

Segundo Melfi *et al.* (1988) e Mantovani *et al.* (1988), o teor de TiO_2 inferior a 2% em peso caracteriza as rochas dos derrames D1, D3 e do olivina-basalto como pertencentes ao grupo dos basaltos com baixos teores de TiO_2 , denominados LTiB, que, segundo os mesmos autores, caracteriza as rochas da porção meridional da Bacia do Paraná. Considerando-se os grupos geoquímicos definidos por Peate *et al.* (1992), *apud* Roisenberg & Viero (2002), as rochas dos derrames D1 e D3 pertencem ao grupo Gramado, que constitui o grupo dos basaltos LTiB.

4.2.2.2 Balanço de massa

As Fig. 4.2 e 4.3 apresentam os resultados do cálculo do balanço de massa realizado a partir das análises de fluorescência de raios X. As transferências de massa e as mudanças de volume durante o intemperismo são representadas no diagrama composição-volume da Fig. 4.2, que apresenta os gráficos de (a) mobilidade relativa e (b) mobilidade absoluta. Nos diagramas composição-volume, a mobilidade relativa ou absoluta dos elementos é apresentada em função da mudança de volume da rocha.

A mobilidade absoluta de um elemento é definida como o percentual, em massa da rocha original, das perdas ou ganhos desse elemento ocorridos durante o intemperismo, conforme a equação 4.1. A mobilidade relativa de um elemento é a mobilidade absoluta normalizada pelo teor desse elemento na rocha original, conforme equação 4.2. Nestas equações, X_i é a mobilidade absoluta, X_i/m_o é a mobilidade relativa, m_o e m_a correspondem, respectivamente, aos teores de um determinado elemento na rocha original e no material de alteração, d_o e d_a são as densidades relativas da rocha original e do material de alteração, respectivamente, e F_v é o Fator Volume, que consiste na razão do volume final do material de alteração pelo volume inicial da rocha. Valores de F_v iguais a 1,0 representam alterações isovolumétricas. Valores de F_v superiores a 1,0 representam alterações com aumento de volume e valores de F_v inferiores a 1,0 representam alterações com redução de volume.

$$X_i = \left(m_a \cdot \frac{d_a}{d_o} \right) \cdot F_v - m_o \quad (\text{equação 4.1})$$

$$X_i/m_o = \left(\frac{m_a \cdot d_a}{m_o \cdot d_o} \right) \cdot F_v - 1 \quad (\text{equação 4.2})$$

O gráfico de mobilidade relativa (Fig. 4.2a) apresenta a vantagem de permitir a comparação da mobilidade do conjunto de elementos constituintes da rocha. A mobilidade relativa de um determinado elemento é representada por uma reta cuja inclinação é proporcional à razão de seu teor no material de alteração pelo seu teor na rocha original. Todas as retas concorrem ao ponto definido por $F_v=0$ e $X_i/m_o=-1$,

formando um leque a partir das retas de inclinação nula ($X_i=0$) até as retas de inclinação infinita ($m_o=0$). Um elemento cuja reta tenha inclinação igual a 1 será imóvel para uma transformação a volume constante ($X_i=0$, $F_v=1$). Esta reta separa o campo dos elementos cujos teores aumentam (campo superior) daquele cujos teores diminuem (campo inferior) durante o intemperismo. Da mesma forma, a reta de um elemento imóvel separa os campos de perdas e ganhos de elementos. A interseção desta reta com a linha horizontal onde $X_i=0$ fornece o valor de F_v utilizado como referência para determinar as perdas e ganhos dos elementos. A superposição das retas de dois elementos pode ocorrer quando o teor dos dois elementos não se altera, por tratarem-se de elementos imóveis, ou quando o teor dos dois elementos varia na mesma proporção.

O gráfico de mobilidade absoluta (Fig. 4.2b) define a variação percentual de massa de cada elemento através de uma reta cuja inclinação é proporcional ao seu teor inicial. Um ou mais elementos são considerados imóveis quando suas linhas cortam a linha horizontal em que X_i é igual a zero e se cruzam no mesmo valor de F_v . Este valor de F_v é a referência utilizada para determinar as perdas e ganhos dos elementos.

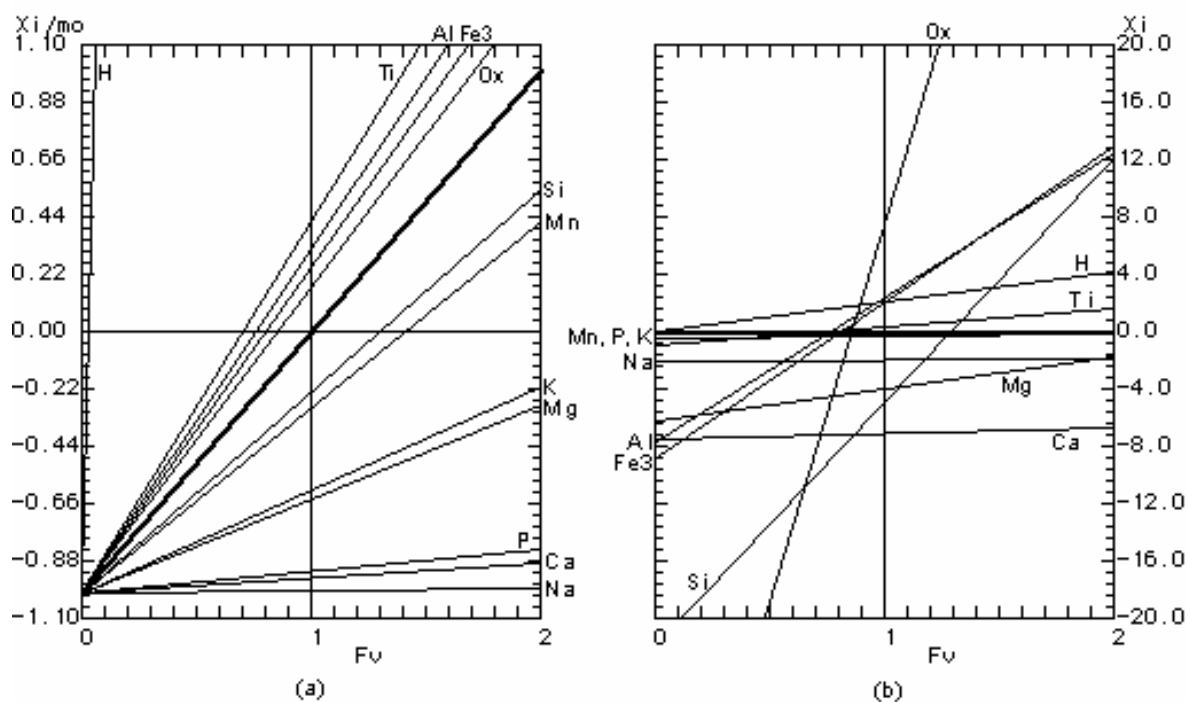


Figura 4.2: Diagramas composição-volume dos elementos químicos no intemperismo do solo Teutônia: (a) mobilidade relativa e (b) mobilidade absoluta

A Fig. 4.3 apresenta o diagrama denominado Isocon, onde a concentração dos elementos no material de alteração é plotada contra sua concentração na rocha original, concentração essa dada como percentual da massa total. Este diagrama é utilizado como alternativa aos diagramas composição-volume na determinação das perdas e ganhos de elementos. Isto se deve ao fato de que a definição de F_v a partir dos diagramas composição-volume é muitas vezes dificultada ou até mesmo impossibilitada pela ausência de elementos imóveis que são utilizados na sua definição. No diagrama Isocon,

os elementos imóveis situam-se sobre uma linha que parte da origem e tem inclinação correspondente à razão da massa total antes da alteração (Mo) pela massa total depois da alteração (Ma), conforme definido na equação 4.3. Esta linha é denominada de *Isocon* e corresponde à linha cheia mostrada na Fig. 4.3. Sua inclinação será igual a 1 ou a do/da quando a massa ou volume não se alteram com o intemperismo (linha tracejada na Fig. 4.3). A perda ou ganho de um elemento móvel pode ser medida pelo afastamento de seus valores a partir da linha Isocon.

$$\frac{do}{(da \cdot Fv)} = \frac{Mo}{Ma} \quad (\text{equação 4.3})$$

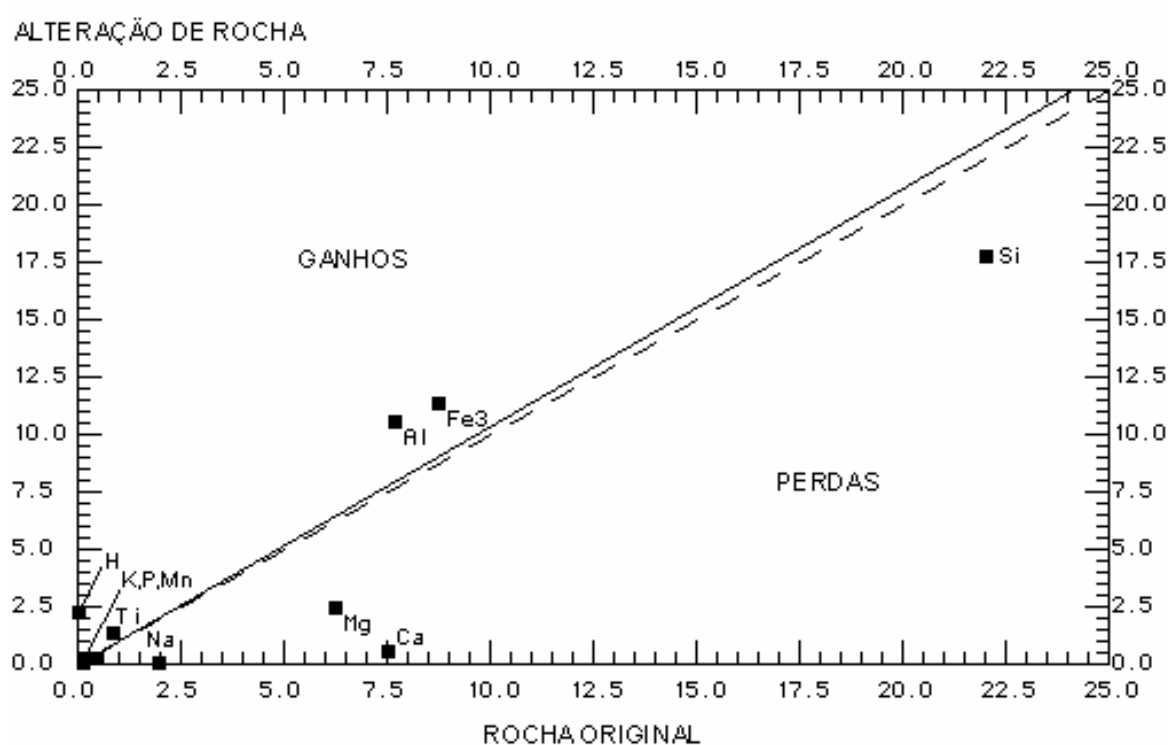


Figura 4.3: Diagrama de perdas e ganhos dos elementos químicos no intemperismo do solo Teutônia

Analisando os resultados apresentados nos diagramas da Fig. 4.2, comparando a composição química do solo Teutônia com a composição de um olivina-basalto típico, verifica-se a ausência de elementos imóveis, de maneira que não é possível definir um valor de Fv com o qual seriam calculados os ganhos e perdas de elementos químicos a partir dos diagramas composição-volume. Entretanto, o fato da inclinação da Linha Isocon (Fig. 4.3) ser praticamente igual à razão da densidade relativa da rocha original pela densidade relativa do material de alteração (do/da) indica que o processo de intemperismo é um processo isovolumétrico, ou seja, $Fv = 1,0$.

Os diagramas de mobilidade relativa indicam um aumento nos teores de Ti, Al e Fe³, com mobilidade relativa decrescente nessa mesma ordem, sendo estes os elementos que apresentam maior mobilidade relativa no intemperismo. Os aumentos nos teores de Ti, Al e Fe³, obtidos a partir do diagrama Isocon (Fig. 4.3), foram respectivamente de 0,5%, 2,5% e 2,2%. O aumento no teor de Ti está provavelmente associado à formação de um mineral fino, opaco e esbranquiçado denominado Leucoxênio (variedade Rutilo), identificado pela difração de raios X na amostra em pó. O ganho em Fe³ está provavelmente relacionado à formação dos óxidos e hidróxidos de ferro (hematita e goetita) e o ganho em Al à formação dos argilominerais. Houve diminuição nos teores de Si, Mg, K, P, Ca e Na. O Si, Mg e K apresentaram, respectivamente, perdas de 5,0%, 4,0% e 0,4%. O P, Ca e Na apresentaram 0,1%, 7,1% e 1,9% de perdas, respectivamente, sendo que o P e o Na foram praticamente extintos. A redução no teor destes elementos está associada à alteração das olivinas, piroxênios e plagioclásios. As análises petrográficas mostraram que o processo de intemperismo responsável pela formação do solo Teutônia, ao contrário do que se esperava, promoveu a alteração preferencial dos minerais félsicos (plagioclásios) em detrimento dos máficos (olivinas e piroxênios). A grande redução nos teores de Ca e Na comprova a preferência das soluções deutéricas por minerais félsicos ricos em Ca e Na, de maneira que os minerais máficos ferromagnesianos foram preservados.

4.2.2.3 Índices de intemperismo

Os índices de intemperismo calculados para o solo Teutônia e para o olivina-basalto típico adotado estão apresentados no Quadro 4.3. Para cada índice isoladamente, quando se analisam os valores numéricos obtidos para a rocha e para o solo, pode-se ter uma avaliação quantitativa do grau de intemperismo. O valor dos índices Ba, ba₁, B e β obtidos para o solo Teutônia variam entre 4,7% e 5,8% do valor do mesmo índice obtido para a rocha. Já o valor dos índices ba₂, bases alumina e bases R₂O₃ variam entre 14,5% e 22,3% do valor obtido para a rocha.

Estes resultados, independentemente da diferença observada, indicam um grau de intemperismo elevado para o solo Teutônia, corroborando as observações petrográficas e o grau de intemperismo atribuído ao solo segundo a classificação de Fookes (1997).

Os índices de intemperismo apresentados, quando analisados assim, isoladamente para um determinado solo, fornecem meramente um valor numérico que permite caracterizar quantitativamente o grau de intemperismo do solo.

Quadro 4.3: Índices de intemperismo do solo Teutônia

ÍNDICE	DEFINIÇÃO	VALOR
Ba^*	$(K_2O + Na_2O + CaO)/Al_2O_3$	Rocha – $Ba = 0,949$ Solo Teutônia – $Ba = 0,045$
ba_1^*	$(K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$	Rocha – $ba_1 = 0,225$ Solo Teutônia – $ba_1 = 0,013$
ba_3^*	$(K_2O + Na_2O + MgO)/Al_2O_3$	Rocha – $ba_3 = 0,942$ Solo Teutônia – $ba_3 = 0,21$
B^*	$I_{ALTERADO}/I_{S\tilde{A}O}$ onde $I = (K_2O + Na_2O + CaO)/Al_2O_3$	Rocha – $B = 1,0$ Solo Teutônia – $B = 0,047$
β^* (índice de lixiviação)	$I_{ALTERADO}/I_{S\tilde{A}O}$ onde $I = (K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$	Rocha – $\beta = 1,0$ Solo Teutônia – $\beta = 0,058$
Bases: alumina*	$(K_2O + Na_2O + CaO + MgO)/Al_2O_3$	Rocha – $I = 1,666$ Solo Teutônia – $I = 0,242$
Bases: $R_2O_3^*$	$(K_2O + Na_2O + CaO + MgO)/$ $(Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2)$	Rocha – $R_2O_3 = 0,848$ Solo Teutônia – $R_2O_3 = 0,126$

* Índices calculados a partir da composição química de um olivina-basalto típico.

4.2.3 Difração de raios X

As análises de difração de raios X foram realizadas com o solo Teutônia, com o objetivo de identificar os tipos de minerais presentes na fração silte e argila desse solo. Não foram realizadas análises dos demais materiais (rochas e solo) coletados no local. Os resultados obtidos estão apresentados nos difratogramas da Fig. 4.4.

A análise da amostra em pó (Fig. 4.4a) permitiu identificar a presença, além dos argilominerais de esmectita e caulinita, de hematita (Fe_2O_3) e leucoxênio (TiO_2), este último na variedade rutilo. Óxidos de ferro hidratados (hidróxidos) na forma de goetita provavelmente estão presentes, porém em pequenas quantidades. A presença de leucoxênio, um mineral de coloração esbranquiçada está provavelmente associada à coloração clara do solo Teutônia.

As análises das amostras orientadas não apresentaram picos bem definidos, e sim bandas, indicando que o solo é formado por argilominerais de camadas mistas. Na amostra natural (Fig. 4.4b), a banda existente em torno de $2\theta = 4,5 - 7,0$ ($d \approx 13$ a 17 Å) indica a presença de argilominerais do grupo das esmectitas, os quais são dominantes devido à maior intensidade de seus picos. A banda existente em torno de $2\theta = 12,0$ ($d = 7,2$ Å) indica a presença de argilominerais caulínicos. Dentre os argilominerais esmectíticos, a Montmorilonita ($d = 12$ a 15 Å) é predominante, mas há indicações da presença das variedades Saponita e Nontronita. Destas variedades, provavelmente predominam as mais cálcicas em detrimento das mais sódicas, em função da maior quantidade de Ca presente, conforme indicaram as análises de fluorescência de raios X.

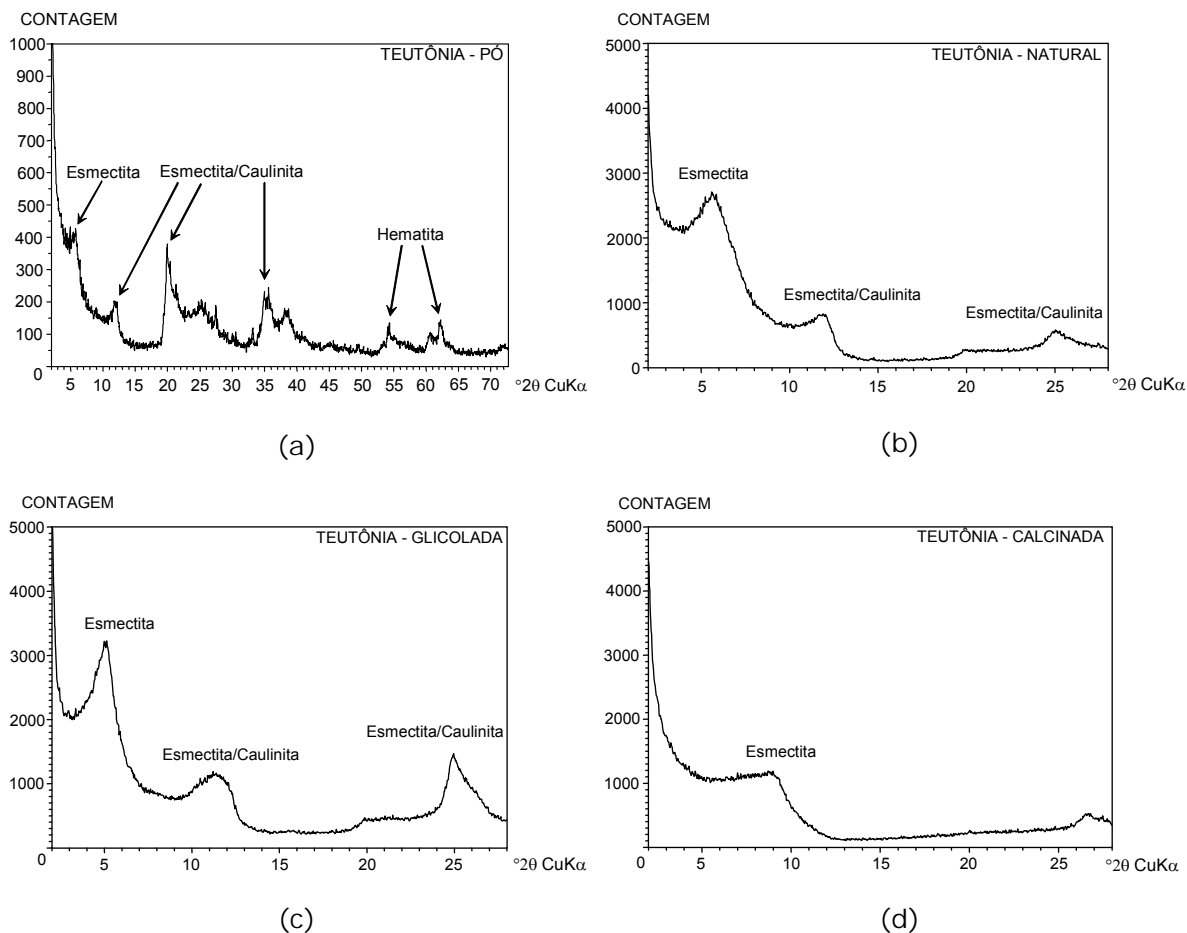


Figura 4.4: Resultados das análises de difração de raios X com o solo Teutônia: (a) amostra em pó, (b) amostra natural orientada, (c) amostra glicolada e (d) amostra calcinada

A presença e o domínio das esmeclitas são corroborados pela saturação com etilenoglicol. O difratograma da Fig. 4.4c mostra que o tratamento com esta substância levou o pico da banda de aproximadamente 15 Å de espaçamento basal para 17 a 18 Å.

A calcinação da amostra natural a 550°C também indica a presença de esmeclita e caulinita no solo Teutônia (Fig. 4.4d). Com a calcinação, a banda da esmeclita passou para um espaçamento basal de aproximadamente 10 Å e a banda da caulinita desapareceu, em função da destruição deste argilomineral quando o mesmo é aquecido a temperaturas superiores a 500°C.

4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste item serão apresentados os índices físicos, os limites de Atterberg e os resultados dos ensaios de granulometria do solo Teutônia. Todos os aspectos relacionados a estas propriedades, às técnicas utilizadas e às questões práticas de sua determinação, como problemas e limitações, já foram apresentados no Capítulo 3 – Item 3.2.2.

4.3.1 Índices físicos

O Quadro 4.4 a seguir apresenta os valores mínimos, máximos e médios dos índices físicos obtidos para o solo Teutônia a partir dos ensaios de peso específico real dos grãos e dos pesos e volumes das amostras indeformadas utilizadas nos ensaios de adensamento, cisalhamento direto e triaxiais. Com exceção do peso específico, foram 29 determinações de índices físicos.

Os índices de vazios obtidos para o solo Teutônia foram elevados, sendo a média igual a 1,87. Os valores mínimo e máximo obtidos variaram entre 8,8% e 12,6% para menos e para mais da média, respectivamente. A magnitude dos valores obtidos pode ser considerada como um indicativo de que o solo Teutônia constitui um material estruturado. Dificilmente um solo consegue manter índices de vazios desta magnitude sem a presença de algum tipo de estrutura. A variabilidade de valores observada também alerta para outro aspecto do solo Teutônia que é comum em solos tropicais, a heterogeneidade. O teor de umidade do solo em campo variou entre 49% e 66%, e o grau de saturação entre 70% e 95%.

Quadro 4.4: Índices físicos do solo Teutônia

ÍNDICE	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO	MÉDIA
Peso específico real dos grãos (γ_s – kN/m ³)	26,61	26,92	26,77
Densidade real dos grãos (G)	2,714	2,745	2,730
Peso específico aparente úmido (γ_t – kN/m ³)	13,35	15,44	14,95
Peso específico aparente seco (γ_d – kN/m ³)	8,69	9,93	9,45
Teor de umidade (ω - %)	48,98	66,32	58,38
Grau de saturação (S - %)	70,03	94,85	84,88
Índice de vazios (e)	1,705	2,104	1,869
Porosidade (n - %)	63,03	67,78	65,14

4.3.2 Limites de consistência

Os limites de consistência obtidos para o solo Teutônia estão apresentados no Quadro 4.5, juntamente com os valores da atividade (A) desse solo. Foram realizados ensaios com amostras preparadas tanto por via seca como por via úmida, para fins de comparação e verificação do efeito da secagem sobre a plasticidade do solo.

A secagem, mesmo que parcial e à temperatura ambiente, pode modificar a plasticidade, tanto pelas alterações provocadas nos argilominerais por desidratação parcial, como pela formação de agregados de partículas. Estas alterações são normalmente insensíveis à reidratação e resultam em redução de plasticidade (FOOKES, 1997). O solo Teutônia praticamente não apresentou redução de LL com a secagem, indicando que a plasticidade dos argilominerais não foi afetada pela perda de água associada ao processo de secagem ao ar. No entanto, houve uma redução de LP da ordem de 20%, o que significaria um aumento relativo de plasticidade com a secagem. Este aumento é, em princípio, inconsistente. Porém, o fato pode ser explicado se for considerado que a secagem causou agregação de partículas finas. Se considerarmos somente a granulometria de um solo fino, quanto maior o tamanho dos grãos, menor o teor de umidade necessário para que este material se torne plástico, ou seja, menor será seu valor de LP.

Na carta de plasticidade, o solo Teutônia situa-se abaixo da Linha A e à direita da Linha B. Em termos de atividade, a fração fina do solo Teutônia é caracterizada como ativa ($1,25 < A < 2,0$).

Quadro 4.5: Limites de consistência e atividade do solo Teutônia

ENSAIO	LL	LP	IP	A
Via seca	74	38	36	1,64
Via úmida	76	46	30	1,36

4.3.3 Granulometria

Os resultados das análises granulométricas realizadas com o solo Teutônia estão apresentados no Quadro 4.6 e na Fig. 4.5. Conforme mencionado no Item 3.2.2.2, foram realizadas duas séries de ensaios, denominadas GR1 e GR2. Na série GR1, houve manipulação do solo na lavagem do material do ensaio de sedimentação na peneira #200. Na série GR2, a lavagem foi realizada somente por pressão de água e por movimentos de peneiramento. Conforme pode ser visto na Fig. 4.5, em ambas as séries, as curvas granulométricas apresentaram descontinuidades entre as porções correspondentes aos ensaios de peneiramento e sedimentação, devido à quebra de partículas e agregados de partículas. Este efeito e suas razões já foram discutidos no Capítulo 3. O Sistema Universal de Classificação de Solos (SUCS) classifica o solo Teutônia como um silte elástico com areia (MH – *Elastic silt with sand*).

Quadro 4.6: Granulometria do solo Teutônia

FRAÇÃO	SÉRIE GR1		SÉRIE GR2	
	Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)	Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)
Areia	3	1	21	17
Silte	84	77	66	61
Argila	13	22	13	22

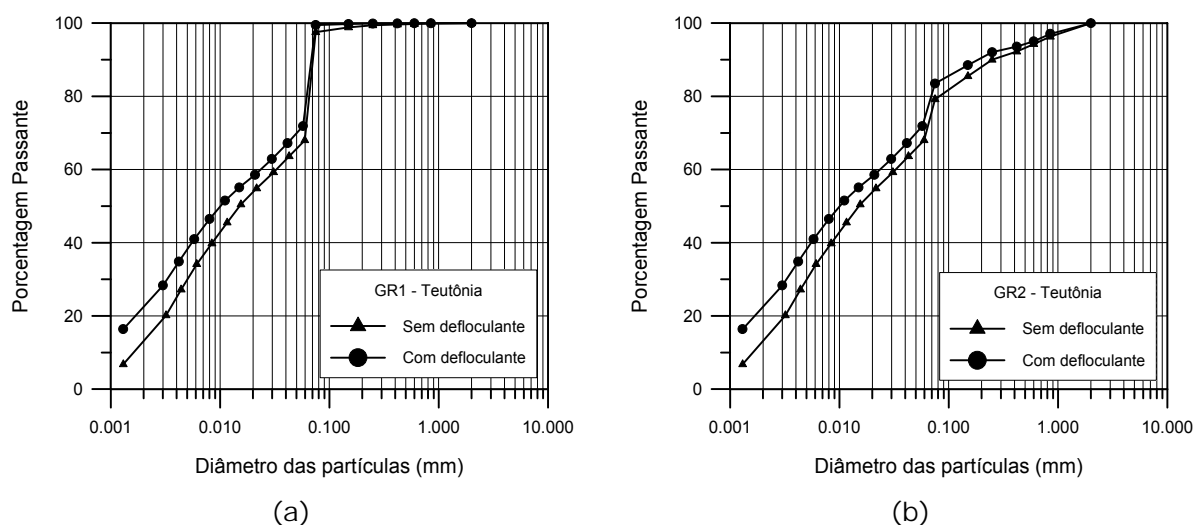


Figura 4.5: Curvas granulométricas do solo Teutônia: (a) série GR1 e (b) série GR2

4.4 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

A caracterização das propriedades mecânicas do solo Teutônia foi realizada através de ensaios de adensamento convencionais (compressão edométrica), ensaios de cisalhamento direto, ensaios *ring shear* e ensaios triaxiais. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados utilizando-se as técnicas de reversões múltiplas, plano de cisalhamento pré-cortado, pequena altura e interface solo-rocha. Os ensaios triaxiais realizados foram ensaios de compressão isotrópica, compressão unidimensional K_0 e CID. A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios mencionados.

4.4.1 Ensaios de adensamento convencionais

Foram realizados dois ensaios de adensamento com amostras indeformadas do solo Teutônia. Conforme mencionado no Item 3.2.3, os ensaios apresentaram algumas limitações em função da impossibilidade de saturar os corpos de prova somente com a inundação.

As curvas de adensamento ($\Delta H \times \log t$ e $\Delta H \times \sqrt{t}$), que permitem caracterizar as propriedades de adensamento com o tempo, não apresentaram as formas tradicionais, de maneira que os coeficientes de adensamento primário e secundário (C_v e C_a) não puderam ser determinados. Este fato foi discutido de forma aprofundada no Item 3.2.3.

Se considerarmos que em solos residuais as parcelas de recalques imediatos são normalmente mais significativas que as parcelas de recalques primários e secundários, a importância dos coeficientes de adensamento tende a ser menosprezada. Entretanto, os resultados dos ensaios triaxiais indicaram que o solo Teutônia apresenta deformações lentas (*creep*) significativas, em função do colapso da estrutura do solo. Sob este ponto de vista, o fato de não ser possível obter os coeficientes de adensamento através do ensaio convencional representa uma importante limitação para sua utilização com solos que apresentem características semelhantes ao solo Teutônia.

Apesar dos problemas mencionados, os valores de índice de vazios ao final de cada estágio de carregamento constituem uma boa aproximação dos valores reais, sendo representativos da condição final de deformabilidade dos estágios de carregamento e descarregamento. Assim, a curva $e \times \log \sigma'_v$ pode ser utilizada na determinação dos índices de compressão (C_c) e descompressão (C_s), e na obtenção da tensão de plastificação da estrutura sob compressão edométrica, também conhecida como tensão de pré-adensamento virtual. As curvas $e \times \log \sigma'_v$ dos ensaios realizados estão apresentadas na Fig. 4.6. Na Fig. 4.7 são apresentadas as mesmas curvas, porém com σ'_v em escala linear. Os valores de C_c , C_s e σ'_{VM} (este último obtido pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva) encontram-se no Quadro 4.7. Embora a tensão de plastificação da estrutura, quando calculada pelos métodos tradicionais de Casagrande e Pacheco Silva, seja de aproximadamente 450 kPa, a Fig. 4.7 indica que a plastificação da estrutura ocorre para tensões normais efetivas entre 300 e 350 kPa.

4.4.2 Ensaio de cisalhamento direto (CD)

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Teutônia, assim como estudar seu comportamento tensão-deformação. A resistência de pico foi determinada a partir de amostras indeformadas coletadas em campo. A resistência residual foi determinada através das várias técnicas existentes que utilizam o equipamento de cisalhamento direto para esse fim, a saber: ensaios com reversões múltiplas, plano de cisalhamento pré-cortado, amostras de pequena altura e interface solo-rocha. A aplicação de todas estas técnicas procurou obter uma comparação entre os valores de resistência residual fornecidos, bem como determinar a técnica mais eficiente do ponto de vista experimental (facilidade e tempo de execução do ensaio) e do ponto de vista de reprodução dos resultados do ensaio *ring shear*. Os resultados obtidos e suas respectivas análises são apresentados a seguir.

Quadro 4.7: Índices de compressão e descompressão e tensões de plastificação da estrutura do solo Teutônia

ENSAIO	C_c	C_s	σ'_{VM} - Casagrande (kPa)	σ'_{VM} - P. Silva (kPa)	σ'_{VM} - Curva $e \times \sigma'_v$ (kPa)
Ensaio 1	0,955	0,058	450	390	200 - 300
Ensaio 2	0,923	0,063	450	450	300 - 350

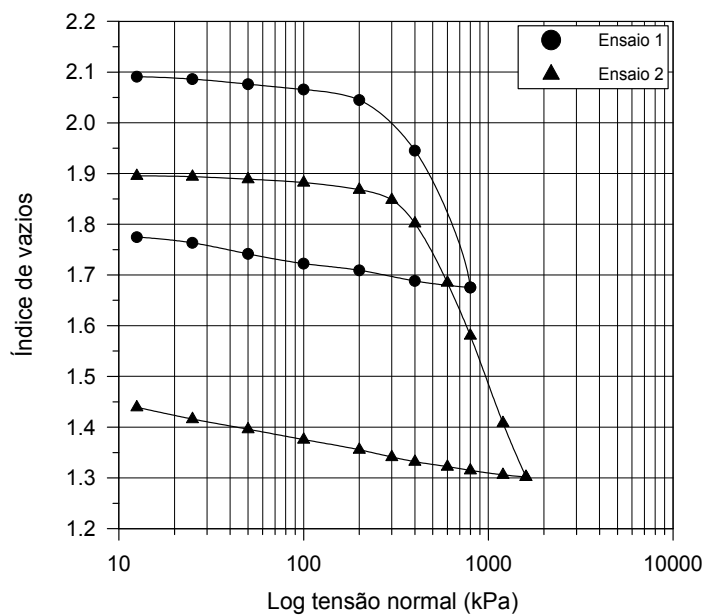


Figura 4.6: Curvas de variação do índice de vazios com $\log \sigma'_v$ para o solo Teutônia, ensaio de compressão edométrica

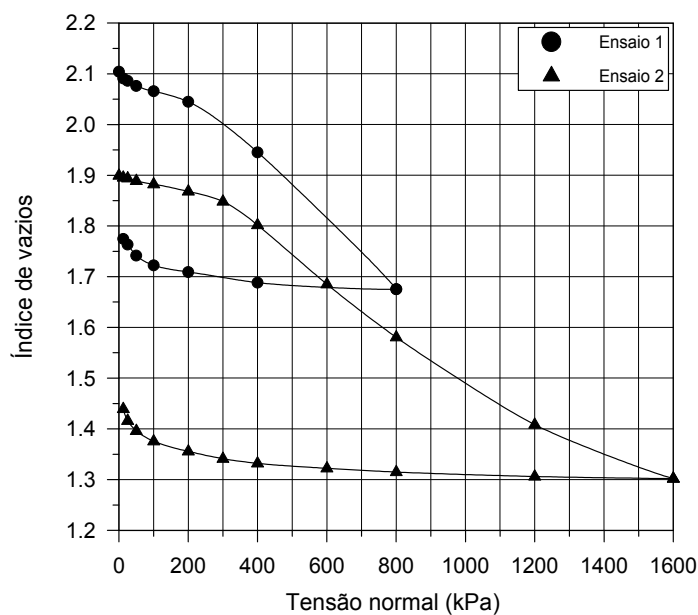


Figura 4.7: Curvas de variação do índice de vazios com σ'_v para o solo Teutônia, ensaio de compressão edométrica

4.4.2.1 Ensaios com reversões múltiplas (CDRM)

Os resultados dos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas estão apresentados nas Fig. 4.8 e 4.9. A Fig. 4.8 mostra as curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal acumulado (dH) e a Fig. 4.9 apresenta as curvas de deslocamento vertical acumulado (dV) versus deslocamento horizontal acumulado.

As curvas $\tau \times dH$ relativas ao primeiro estágio de cisalhamento (ruptura do corpo de prova indeformado) mostraram que, analisando-se a rigidez de forma qualitativa (rigidez aparente), há uma clara tendência de aumento da rigidez inicial do solo com o aumento da tensão normal efetiva aplicada (Fig. 4.8). Todas as curvas do primeiro estágio de cisalhamento apresentaram pico de resistência. Os deslocamentos horizontais necessários para atingir as tensões cisalhantes máximas (pico) aumentaram com o aumento das tensões normais até 300 kPa. Para as tensões normais de 450 e 600 kPa, os deslocamentos horizontais correspondentes ao pico das curvas $\tau \times dH$ diminuíram.

As curvas $dV \times dH$ relativas ao primeiro estágio de cisalhamento mostraram que o solo Teutônia apresenta dilatância para tensões normais efetivas de 25 e 50 kPa. Este comportamento é condizente com os picos observados nas curvas $\tau \times dH$, que aparentemente coincidem com a máxima taxa de variação volumétrica (dilatância). Para tensões normais iguais ou superiores a 100 kPa, houve diminuição de volume (contração) desde o início do ensaio. Este fato não condiz com os picos existentes nas curvas $\tau \times dH$, o que leva a crer que os picos das curvas estão relacionados a uma redução acentuada de resistência ao cisalhamento que começa logo após o pico e a conseqüente formação da superfície de cisalhamento. Acredita-se que o mecanismo responsável por este fenômeno seja a redução localizada da granulometria do solo na superfície de cisalhamento, provocada pela degradação mecânica de partículas e agregados de partículas, seguida pela orientação de partículas de argila com o aumento dos deslocamentos. A intensidade deste fenômeno estaria diretamente relacionada à tensão normal aplicada. Os picos existentes nas curvas $\tau \times dH$ relativas aos estágios de cisalhamento subseqüentes podem ser explicados da mesma maneira.

Nos demais estágios de cisalhamento (reversões), as curvas $\tau \times dH$ mostraram redução contínua da resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos. Para tensões normais efetivas de 25 e 50 kPa, a redução de resistência entre o final do primeiro estágio de cisalhamento e o final do último estágio foi muito pequena (6,4% para $\sigma'_n=25$ kPa e 5,4% para $\sigma'_n=50$ kPa). Para tensões normais desta magnitude, aparentemente, o aumento do número de reversões não traria maiores reduções no valor da resistência residual fornecida pelo ensaio.

Para tensões normais efetivas superiores a 100 kPa, a redução de resistência entre o final do primeiro estágio de cisalhamento e o final do último estágio aumentou significativamente (12,2% para $\sigma'_n=100$ kPa; 30,8% para $\sigma'_n=150$ kPa; 48,3% para $\sigma'_n=200$ kPa; 60,3% para $\sigma'_n=300$ kPa; 58,5% para $\sigma'_n=450$ kPa; e 62,4% para $\sigma'_n=600$ kPa). Para as tensões normais de 100, 150, 200 e 300 kPa, as curvas $\tau \times dH$

apresentaram tendência de estabilização no valor final de resistência residual após as três reversões aplicadas. As curvas relativas aos ensaios com tensões normais de 450 e 600 kPa começaram a apresentar irregularidades já no segundo estágio de cisalhamento. Estas irregularidades estão associadas à perda excessiva de material do corpo de prova com o aumento dos deslocamentos, conforme pode ser visto na Fig. 4.9. Estas observações mostraram que, para os ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas em amostras indeformadas, o número de estágios de cisalhamento adotado foi adequado.

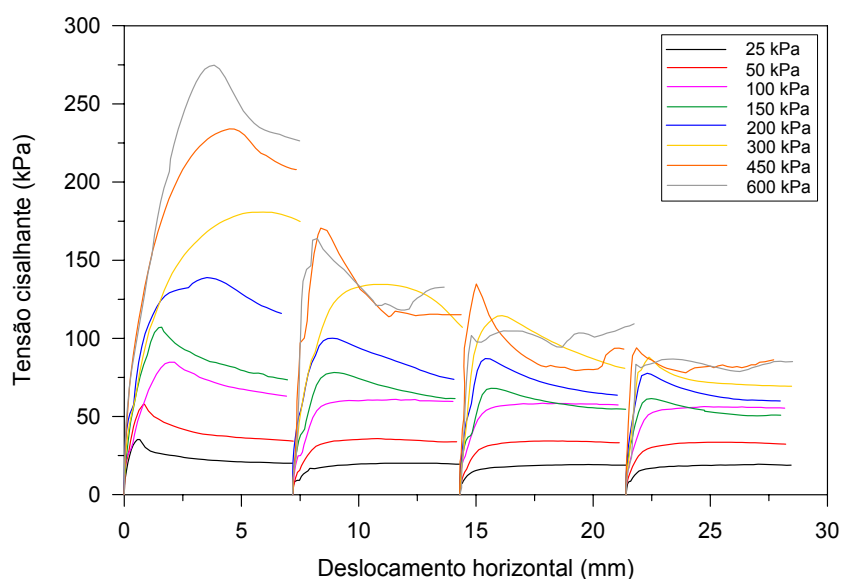


Figura 4.8: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDRM

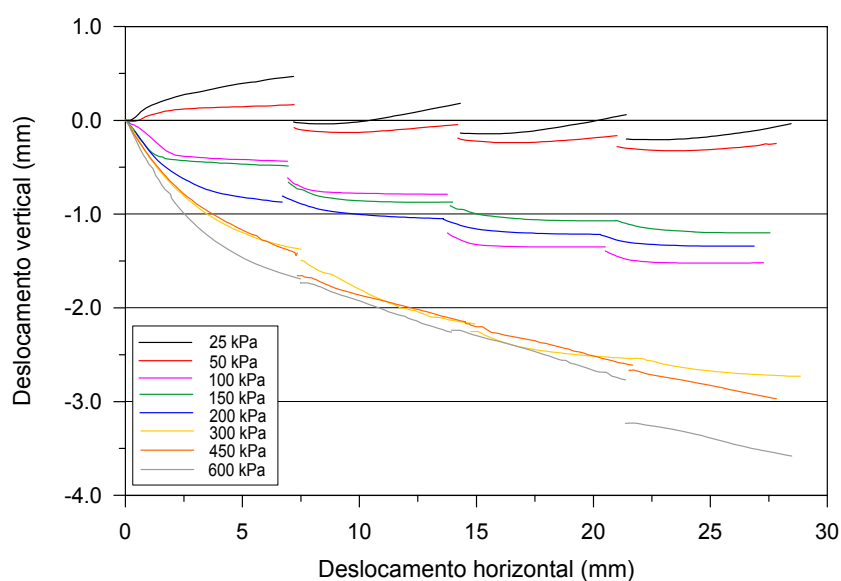


Figura 4.9: Curvas de variação do deslocamento vertical acumulado com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDRM

No que diz respeito às variações de altura dos corpos de prova nas reversões do ensaio, a avaliação qualitativa a partir dos deslocamentos verticais medidos (Fig. 4.9) mostra a ocorrência de dilatação nos ensaios com tensões normais de 25 e 50 kPa e contração nos demais ensaios. Estes fatos indicam as diferentes naturezas das superfícies de cisalhamento formadas, com predominância de características mais granulares para tensões normais de 25 e 50 kPa.

A fragilidade do solo Teutônia ao final do primeiro estágio de cisalhamento ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{final}} - 1$) diminuiu com o aumento das tensões normais até 300 kPa, passando a aumentar novamente a partir desta tensão (Fig. 4.10). A fragilidade ao final do último estágio de cisalhamento ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{residual}} - 1$) diminuiu com o aumento das tensões normais de 25 para 100 kPa e passou a aumentar significativamente para as tensões normais superiores a 100 kPa, conforme pode ser observado na Fig. 4.10.

As características mencionadas acima sustentam a hipótese de que a redução acentuada de resistência ao cisalhamento que começa logo após a formação da superfície de cisalhamento e prossegue com o aumento dos deslocamentos depende da tensão normal aplicada, estando também relacionada a um mecanismo de degradação mecânica de partículas e agregados. Este mecanismo promove a redução da granulometria do solo na superfície de cisalhamento e conseqüentemente o aumento no teor de finos, que por sua vez facilita a orientação de partículas de argila na direção do cisalhamento e a redução de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos. As Fotos 4.18 e 4.19 ilustram as diferentes naturezas das superfícies de cisalhamento formadas, respectivamente, nos ensaios com tensões normais de 50 e 200 kPa. Comparativamente ao ensaio com $\sigma'_n=50$ kPa, o ensaio com $\sigma'_n=200$ kPa apresenta uma superfície de cisalhamento bem definida e ao mesmo tempo lisa e estriada. Os aspectos destas superfícies corroboram as observações realizadas anteriormente.

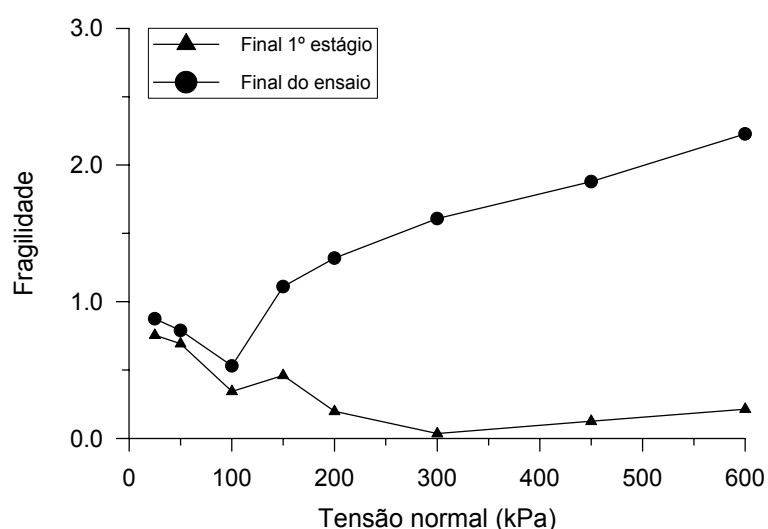


Figura 4.10: Fragilidade do solo Teutônia, ensaios CDRM



Foto 4.18: Aspecto da superfície de cisalhamento do solo Teutônia no ensaio CDRM com $\sigma'_n=50$ kPa



Foto 4.19: Aspecto da superfície de cisalhamento do solo Teutônia no ensaio CDRM com $\sigma'_n=200$ kPa

A Fig. 4.11 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual obtidas para o solo Teutônia. As equações das envoltórias e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual estão apresentados no Quadro 4.8. Verifica-se que a envoltória de pico é levemente curva. Na Fig. 4.11, esta envoltória foi aproximada por uma envoltória única e por uma envoltória bilinear. A envoltória bilinear se ajusta melhor aos pontos experimentais e sua inflexão ocorre para uma tensão normal de 250 kPa. A envoltória residual apresenta uma curvatura mais pronunciada que a de pico. Da mesma forma que para esta última, a envoltória residual foi aproximada por uma envoltória única e por uma envoltória bilinear, esta ajustando-se melhor aos pontos experimentais e apresentando inflexão para uma tensão normal de 100 kPa. Os pontos experimentais das envoltórias de pico e residual ilustram bem a fragilidade do solo Teutônia comentada anteriormente. Quando se compara a resistência de pico com a resistência residual, a fragilidade do solo em questão é muito mais acentuada para tensões normais superiores a 100 kPa.

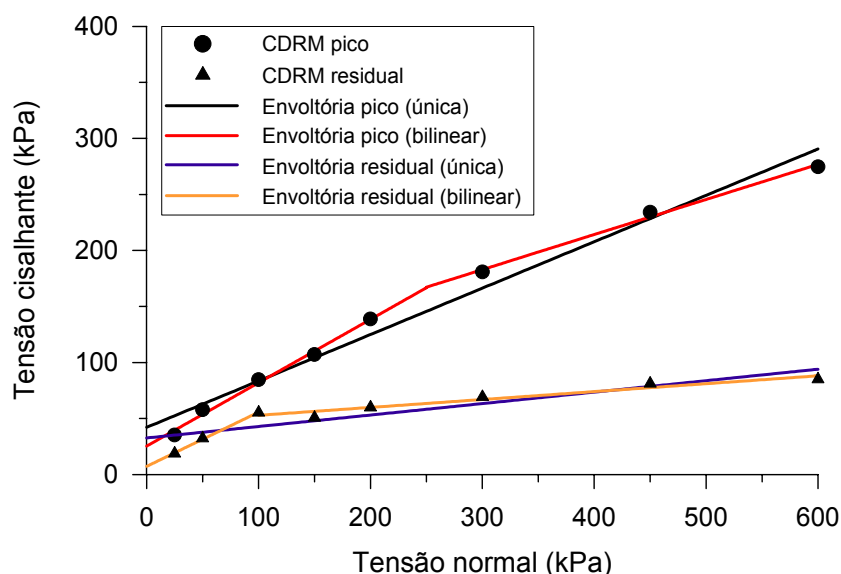


Figura 4.11: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Teutônia, ensaios CDRM

Quadro 4.8: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Teutônia, ensaios CDRM

ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (kPa)
CDRM Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,4140 \cdot \sigma'_n + 42,1043$ ($R^2=0,9798$)	22,49	42,10
CDRM Envoltória de pico (bilinear)			
$\sigma'_n = 0$ a 250 kPa	$\tau = 0,5653 \cdot \sigma'_n + 25,3771$ ($R^2=0,9919$)	29,48	25,38
$\sigma'_n = 250$ a 600 kPa	$\tau = 0,3130 \cdot \sigma'_n + 88,9341$ ($R^2=0,9940$)	17,38	88,93
CDRM Envoltória residual (única)	$\tau = 0,1022 \cdot \sigma'_n + 32,6281$ ($R^2=0,8272$)	5,84	32,63
CDRM Envoltória residual (bilinear)			
$\sigma'_n = 0$ a 100 kPa	$\tau = 0,4836 \cdot \sigma'_n + 7,26835$ ($R^2=0,9982$)	25,81	7,27
$\sigma'_n = 100$ a 600 kPa	$\tau = 0,0705 \cdot \sigma'_n + 45,7814$ ($R^2=0,9329$)	4,03	45,78

4.4.2.2 Ensaios com plano de cisalhamento pré-cortado (CDPC)

As curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal acumulado ($\tau \times dH$) obtidas nos ensaios com plano de cisalhamento pré-cortado estão apresentados na Fig. 4.12. Os ensaios foram realizados com um total de 7 estágios de cisalhamento (6 reversões). O comportamento do solo foi muito semelhante ao observado nos ensaios com reversões múltiplas sem o plano pré-cortado. Para tensões normais de 25 e 50 kPa, praticamente não houve redução de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos. Isto indica que um número maior de estágios de cisalhamento para estas tensões não seria efetivo em uma eventual tentativa de se tentar atingir resistências menores com maiores deslocamentos. Para tensões normais iguais ou superiores a 100 kPa, a redução de resistência ao cisalhamento foi bem mais significativa. Para estas tensões, observa-se uma tendência de estabilização das curvas $\tau \times dH$ a partir do quinto estágio de cisalhamento. A partir deste mesmo estágio, as curvas $\tau \times dH$ passam a apresentar também algumas irregularidades. Tais fatos indicam que, para os ensaios com plano de cisalhamento pré-cortado realizados, um total de cinco estágios de cisalhamento seria bastante adequado. Um número maior de estágios não seria efetivo na tentativa de obter menores resistências residuais com maiores deslocamentos.

A Fig. 4.13 compara os pontos experimentais das envoltórias residuais obtidas nos ensaios de cisalhamento direto de múltiplas reversões com e sem o plano de cisalhamento pré-cortado. Em geral, houve uma pequena redução no valor da resistência residual obtido nos ensaios com plano pré-cortado relativamente aos ensaios sem o plano pré-cortado. O Quadro 4.9 apresenta as equações das envoltórias dos ensaios com plano pré-cortado e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento residual.

Quadro 4.9: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDPC

ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (kPa)
CDPC Envoltória residual (única)	$\tau = 0,1709 \cdot \sigma'_n + 20,5645$ ($R^2=0,8910$)	9,70	20,56
CDPC Envoltória residual (bilinear) $\sigma'_n = 0$ a 100 kPa	$\tau = 0,3155 \cdot \sigma'_n + 13,1102$ ($R^2=0,9998$)	17,51	13,11
$\sigma'_n = 100$ a 200 kPa	$\tau = 0,0711 \cdot \sigma'_n + 36,8615$ ($R^2=0,9173$)	4,07	36,86

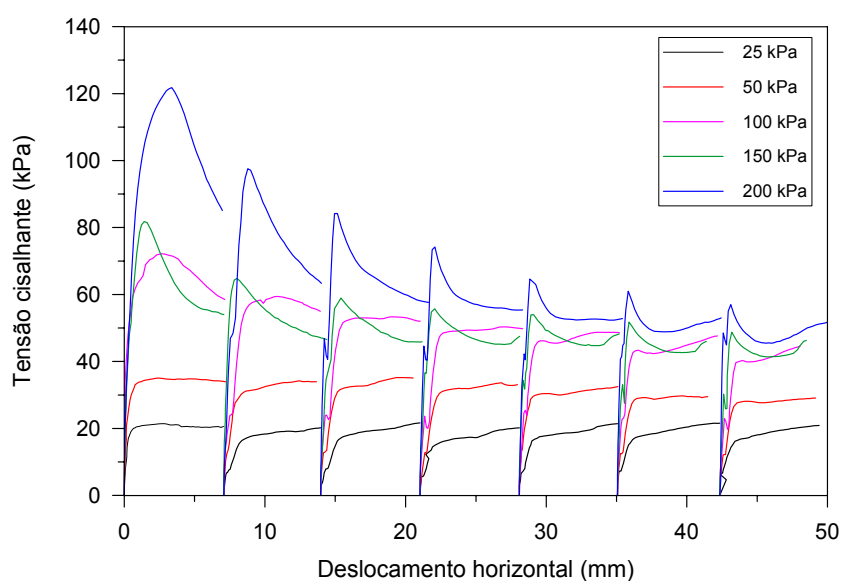


Figura 4.12: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDPC

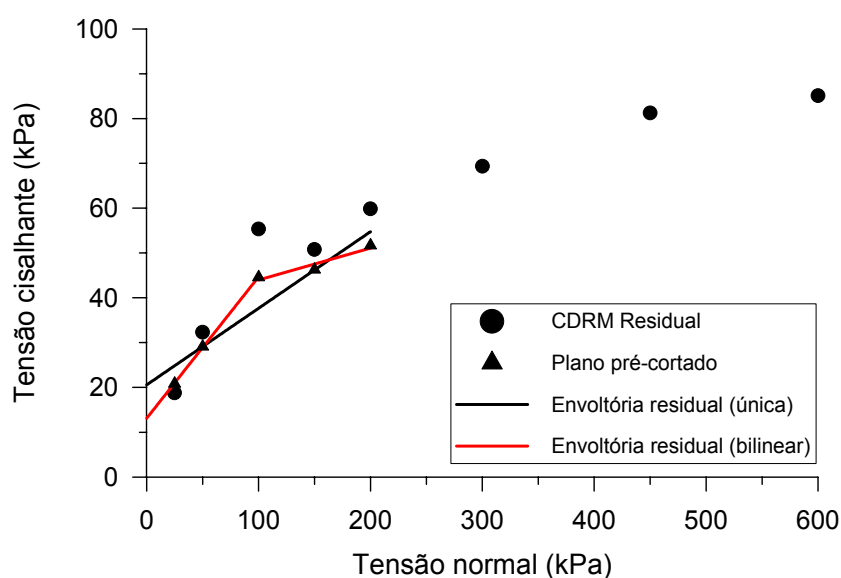


Figura 4.13: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDRM e CDPC

4.4.2.3 Ensaios com amostras de pequena altura (CDPA)

Os resultados dos ensaios com amostras de pequena altura estão apresentados nas Fig. 4.14 e 4.15. A Fig. 4.14 mostra as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal acumulado ($\tau \times dH$) e a Fig. 4.15 apresenta as curvas de deslocamento vertical acumulado versus deslocamento horizontal acumulado ($dV \times dH$). Os ensaios foram realizados com um total de 10 estágios de cisalhamento.

Analisando as curvas $\tau \times dH$, verifica-se, da mesma forma que para os ensaios CDRM e CDPC, uma tendência geral de diminuição da resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos. Esta diminuição de resistência também foi mais acentuada para as tensões normais superiores a 100 kPa.

Devido à pequena espessura dos corpos de prova utilizados (5 mm) e à perda de solo que ocorre durante o ensaio, em especial na execução das reversões, as curvas $\tau \times dH$ apresentaram irregularidades que se tornaram mais pronunciadas à medida que o deslocamento vertical, as tensões normais e o número de estágios de cisalhamento aumentaram. Para a determinação da resistência residual, foram adotados os valores de resistência ao cisalhamento obtidos ao final do quarto estágio de cisalhamento. O resultado do ensaio com $\sigma'_n=300$ kPa foi desconsiderado em função dos problemas evidentemente apresentados.

Os resultados mostraram que os ensaios de cisalhamento direto com amostras de pequena altura fornecem resultados satisfatórios para tensões normais de até 100 kPa, mas apresentam limitações para tensões normais superiores a esse valor. Aparentemente, o número ideal de estágios de cisalhamento para o ensaio varia de 4 a 5. Os valores de resistência residual obtidos foram inferiores aos valores obtidos nos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas, conforme pode ser visto na Fig. 4.16. O Quadro 4.10 apresenta a equação da envoltória residual dos ensaios com amostras de pequena altura e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento residual.

Quadro 4.10: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDPA

ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (kPa)
CDPA Envoltória residual (única)	$\tau = 0,1231 \cdot \sigma'_n + 10,7396$ ($R^2=0,8788$)	7,02	10,74

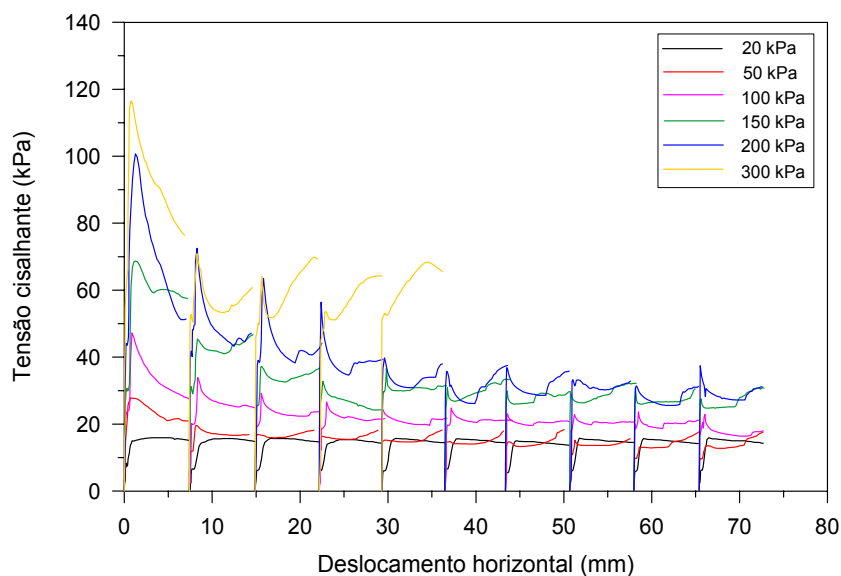


Figura 4.14: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDPA

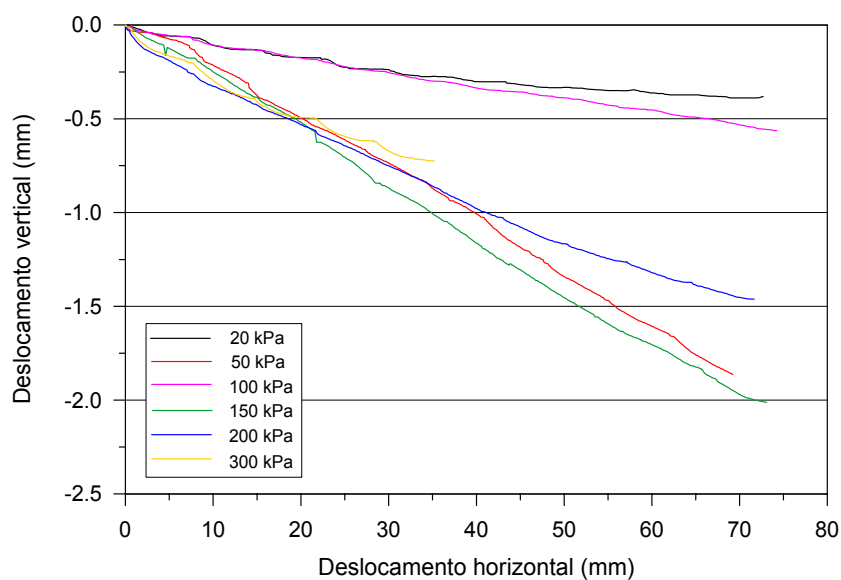


Figura 4.15: Curvas de variação do deslocamento vertical acumulado com o deslocamento horizontal acumulado para o solo Teutônia, ensaios CDPA

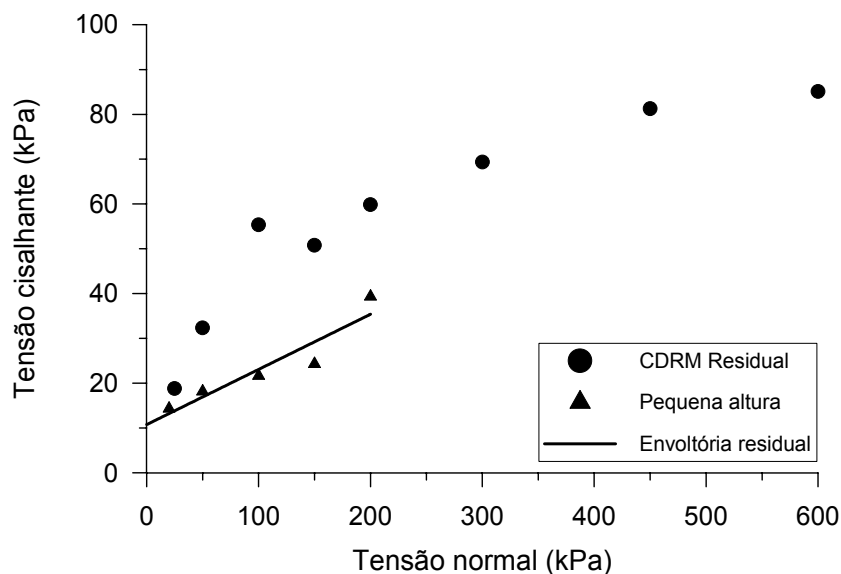


Figura 4.16: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDRM e CDPA

4.4.2.4 Ensaios de interface solo-rocha (CDI)

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal ($\tau \times dH$) obtidas nos ensaios de interface solo-rocha polida estão apresentadas na Fig. 4.17. Os ensaios de interface são realizados em apenas um estágio de cisalhamento, o que torna mais rápida e atrativa, do ponto de vista experimental, a determinação da resistência residual através dessa técnica. As curvas $\tau \times dH$ apresentadas na Fig. 4.17 mostram que a tensão cisalhante varia de forma bastante uniforme durante o ensaio. Esta característica confere relativa confiabilidade aos resultados e diminui a subjetividade na escolha dos valores de resistência residual a serem adotados. O deslocamento vertical do corpo de prova durante o ensaio é bastante reduzido em relação aos deslocamentos verticais sofridos pelos corpos de prova através das técnicas de múltiplas reversões, plano pré-cortado e amostras de pequena altura.

A Fig. 4.18 compara a envoltória residual obtida no ensaio de interface com a envoltória do ensaio de reversões múltiplas. A equação da envoltória e os respectivos parâmetros de resistência são apresentados no Quadro 4.11. Verifica-se que, dentre todas as técnicas utilizadas com o equipamento de cisalhamento direto, a técnica de interface forneceu os menores valores de resistência ao cisalhamento residual para o solo Teutônia. A dispersão dos resultados obtidos através da técnica de interface também foi pequena em comparação com as outras técnicas utilizadas. Do ponto de vista experimental (facilidade e rapidez na execução dos ensaios), a utilização dos ensaios de interface apresenta vantagens relativamente às outras técnicas empregadas.

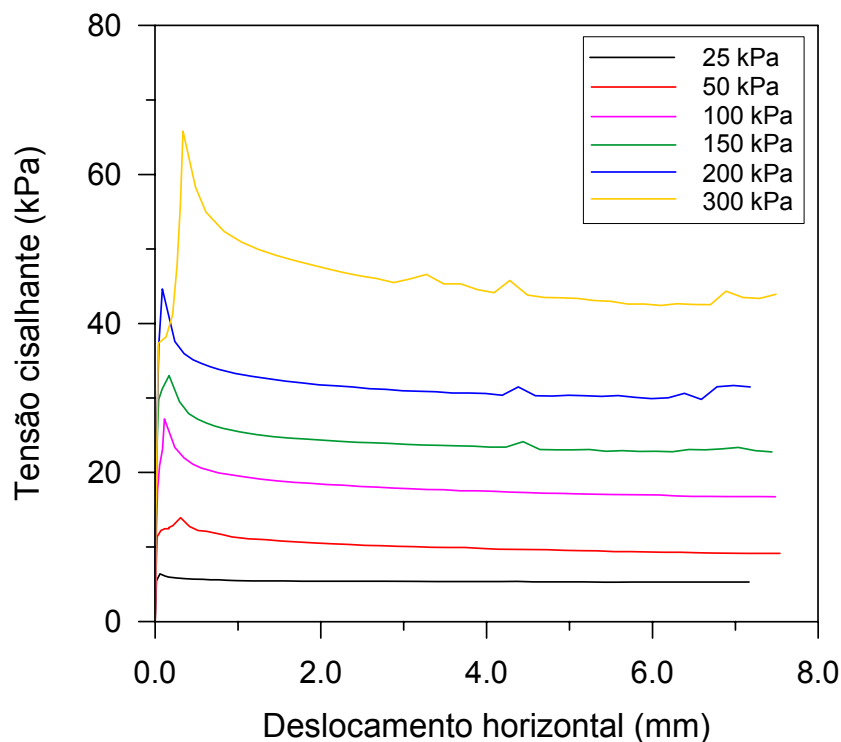


Figura 4.17: Curvas de variação da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal para o solo Teutônia, ensaios CDI

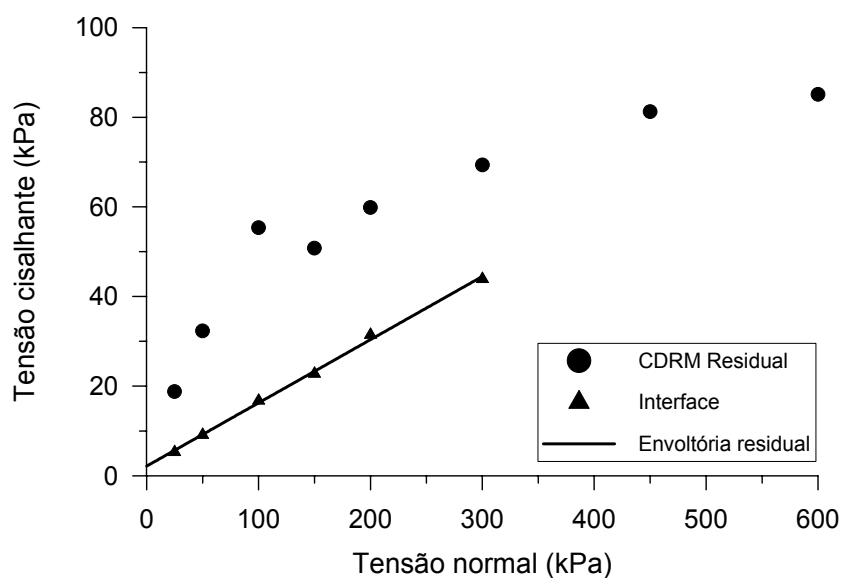


Figura 4.18: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual – CDRM e CDI

Quadro 4.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios CDI

ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (kPa)
CDI Envoltória residual (única)	$\tau = 0,141054 \cdot \sigma'_n + 2,15436$ ($R^2=0,997884$)	8,03	2,15

4.4.2.5 Comparação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto

A comparação a ser feita aqui diz respeito aos resultados relativos à determinação da resistência ao cisalhamento residual. A utilização das diferentes técnicas existentes para determinação da resistência residual através do equipamento de cisalhamento direto convencional teve como objetivo desenvolver o uso dessas técnicas, comparar seus resultados e, a partir disso, determinar qual a técnica mais eficiente para determinação da resistência residual dos solos estudados, tanto do ponto de vista de resultados fornecidos como do ponto de vista experimental, levando em consideração a facilidade de execução e o tempo de ensaio. Sob estes pontos de vista, a avaliação que se faz quanto ao desenvolvimento do uso das diferentes técnicas é de que todas as técnicas utilizadas foram implementadas com sucesso e envolvem um mínimo de adaptações ao equipamento e aos procedimentos de ensaio.

Com relação aos resultados, os ensaios mostraram que os menores valores de resistência ao cisalhamento residual foram obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto de interface em amostras remoldadas. Em seguida vieram os ensaios em amostras remoldadas de pequena altura, os ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas com plano de cisalhamento pré-cortado e os ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas sem plano de cisalhamento pré-cortado, nessa mesma ordem. Sendo assim, os resultados dos ensaios de interface constituíram o limite inferior e os resultados dos ensaios com reversões múltiplas sem plano pré-cortado o limite superior do conjunto de resultados obtidos.

Considerando-se este panorama de resultados e os aspectos práticos de execução dos ensaios, é da opinião deste autor que a eficiência das diferentes técnicas utilizadas é maior nos ensaios de cisalhamento direto de interface em amostras remoldadas, os quais são seguidos pelos ensaios com amostras remoldadas de pequena altura e pelos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas, com plano pré-cortado e sem plano pré-cortado. Para os três últimos tipos de ensaio, a avaliação considerou que a resistência residual pudesse ser determinada pelas três técnicas com a realização do mesmo número de estágios de cisalhamento. Os resultados deste trabalho mostraram que, para estas técnicas, a realização de 5 estágios de cisalhamento é bastante adequada.

Os resultados obtidos podem ser visualizados conjuntamente na Fig. 4.19. Os ensaios de interface solo-rocha forneceram valores de resistência ao cisalhamento residual muito próximos aos valores fornecidos pelos ensaios *ring shear* (ver Item 4.4.3). Em termos de tensões cisalhantes, esta diferença foi inferior a 5 kPa para todas as tensões normais utilizadas. Em termos de ângulo de atrito interno residual (ϕ'_r), a diferença foi inferior a $1,3^\circ$ para todas as tensões normais. Estes resultados comprovam a eficiência e confiabilidade dos ensaios de cisalhamento direto de interface na determinação da resistência ao cisalhamento residual e na reprodução dos resultados dos ensaios *ring shear*.

Apesar dos resultados dos ensaios com amostras de pequena altura, plano pré-cortado e reversões múltiplas terem sido superiores aos ensaios de interface, observa-se na Fig. 4.19 uma clara tendência de convergência de resultados para tensões normais elevadas (superiores a 600 kPa). Este fato não tem grande importância prática, uma vez que tensões desta magnitude não são usuais em problemas de engenharia. No entanto, o fato chama a atenção para a grande influência da tensão normal sobre os valores de resistência ao cisalhamento residual. Esta influência fica melhor ilustrada no gráfico $\phi'_r \times \sigma'_n$ apresentado na Fig. 4.20. A explicação que se propõe para este significativo efeito da tensão normal é o mecanismo já mencionado de degradação mecânica de partículas e agregados de partículas do solo Teutônia durante o cisalhamento.

Conforme os ensaios de granulometria já demonstraram, a estrutura presente no solo Teutônia faz com que o mesmo seja capaz de manter partículas e agregados de partículas que resistem a determinados níveis de tensão normal e cisalhante. Este fato foi demonstrado pelos agregados de partículas tamanho areia que resistiram a todo esforço de preparação de amostras para os ensaios de granulometria, incluindo destorroamento e dispersão, para serem desagregados somente pelo manuseio do solo e pelos movimentos de peneiramento durante a lavagem do material na peneira #200.

As partículas e agregados são capazes de resistir aos esforços cisalhantes quando as tensões normais aplicadas são pequenas, inferiores a 100 kPa, conforme as evidências observadas nos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas sem plano pré-cortado (ocorrência de dilatação e natureza granular da superfície de cisalhamento). À medida que as tensões normais aumentam, as partículas e agregados passam a ser desagregados pelos esforços cisalhantes que acontecem com o aumento dos deslocamentos. Esta desagregação faz com que haja um aumento localizado no teor de finos na superfície de cisalhamento. Como a mobilização da resistência residual está diretamente relacionada ao teor de argila presente no solo, há uma redução da resistência residual com o aumento da tensão normal e dos deslocamentos. Devido às características do solo Teutônia, esta redução é mais acentuada do que a redução de resistência residual que normalmente acontece em solos sedimentares com o aumento da tensão normal e dos deslocamentos.

Nos ensaios de cisalhamento direto de interface, a influência da tensão normal é bastante reduzida relativamente aos demais ensaios (Fig. 4.20). Isto se deve à maior eficiência dos ensaios de interface na orientação das partículas de argila relativamente aos demais ensaios. Acredita-se que, no caso dos ensaios de cisalhamento direto de interface, esta eficiência esteja associada à grande rigidez dos materiais contra os quais o solo é cisalhado.

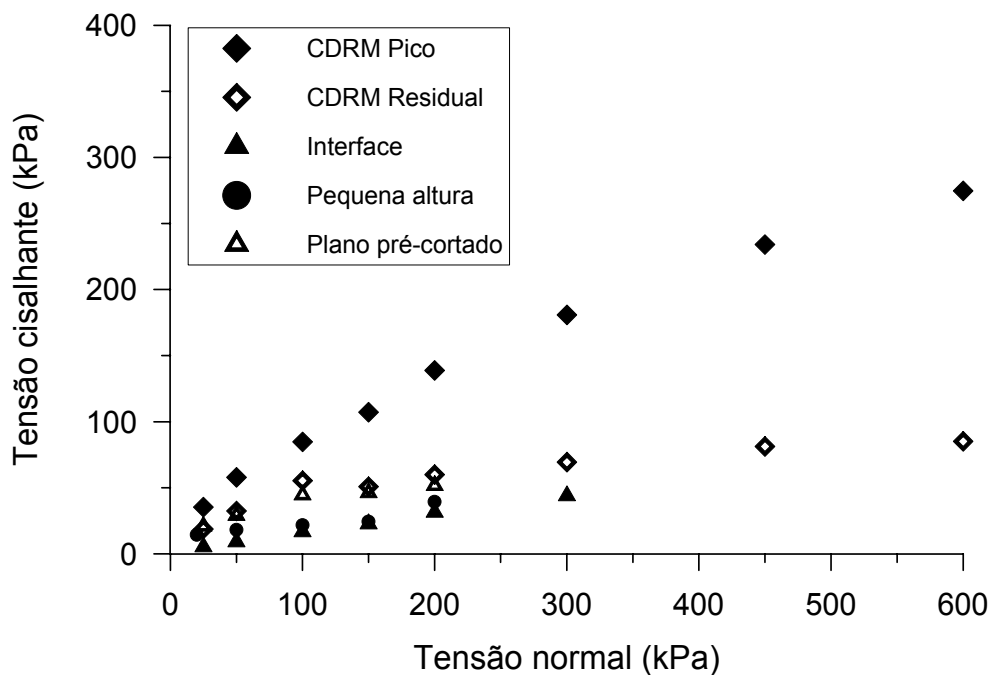


Figura 4.19: Envolvórias de resistência ao cisalhamento residuais do solo Teutônia, ensaios CDRM, CDPC, CDPA e CDI

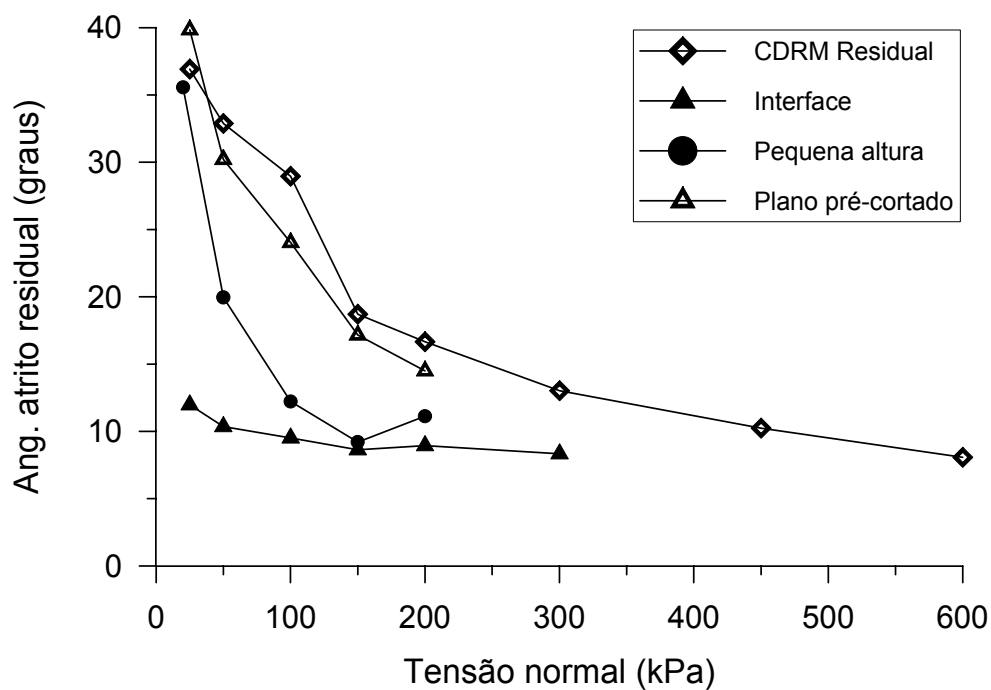


Figura 4.20: Variação de ϕ'_r com a tensão normal para o solo Teutônia, ensaios CDRM, CDPC, CDPA e CDI

4.4.3 Ensaio *ring shear* (RS)

Os ensaios *ring shear* são os ensaios mais apropriados para a determinação da resistência ao cisalhamento residual de solos. Sua principal vantagem em relação às técnicas que utilizam o equipamento de cisalhamento direto é a possibilidade de aplicar deslocamentos ilimitados em uma única direção, o que favorece a orientação das partículas lamelares de argila na superfície de cisalhamento. Os valores de resistência residual determinados por meio do ensaio *ring shear* constituem normalmente o limite inferior para os valores de resistência residual dos solos, motivo pelo qual são tidos como referência para comparação com valores determinados através de outras técnicas.

Os resultados dos ensaios *ring shear* realizados com o solo Teutônia estão apresentados na Fig. 4.21. Esta figura apresenta as curvas de variação do coeficiente de atrito residual (τ/σ'_n) com o deslocamento horizontal.

Os deslocamentos necessários para a mobilização da resistência residual foram superiores a 100 mm para todos os ensaios realizados. Nos ensaios com $\sigma'_n=25$ kPa e $\sigma'_n=600$ kPa, foram necessários deslocamentos superiores a 500 mm. Com exceção do ensaio com $\sigma'_n=600$ kPa, os deslocamentos necessários para atingir a condição residual diminuíram com o aumento da tensão normal. Estes dados corroboram as observações de Skempton (1985) quanto aos deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual em ensaios com σ'_n inferior a 600 kPa. Skempton (1985) observou também que valores de resistência ao cisalhamento correspondentes a ϕ'_r+1° eram atingidos com deslocamentos variando entre 20% e 50% do deslocamento total necessário para atingir a condição residual. No caso do solo Teutônia, esta condição se verifica para valores de resistência correspondentes a $\phi'_r+1,5^\circ$. Para o ensaio com $\sigma'_n=25$ kPa, o valor de ϕ'_r a 100 mm de deslocamento é $2,9^\circ$ superior ao valor residual final. Para os demais ensaios, a 100 mm de deslocamento os valores de ϕ'_r são no máximo $1,4^\circ$ superiores ao valor residual final.

A Fig. 4.21 indica também que a resistência residual do solo Teutônia não varia linearmente com a tensão normal. Como consequência disto, a envoltória de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia é curva, mas a curvatura é pouco acentuada, conforme mostra a Fig. 4.22. Nesta mesma figura são apresentadas as envoltórias de resistência residual correspondentes ao melhor ajuste aos pontos experimentais e à condição de coesão residual nula, ou seja, passando pela origem. As equações destas envoltórias e seus respectivos parâmetros são apresentados no Quadro 4.12.

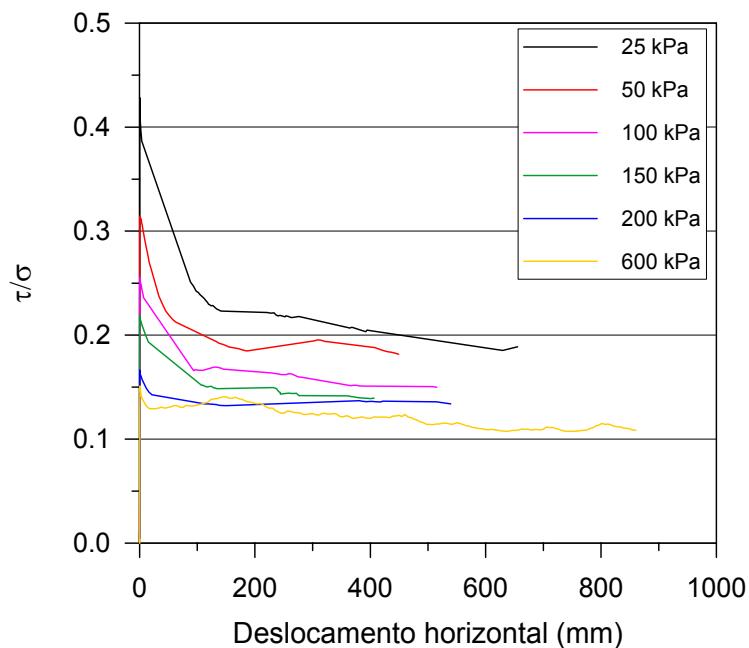


Figura 4.21: Variação do coeficiente de atrito residual τ/σ'_n com o deslocamento para o solo Teutônia, ensaios RS

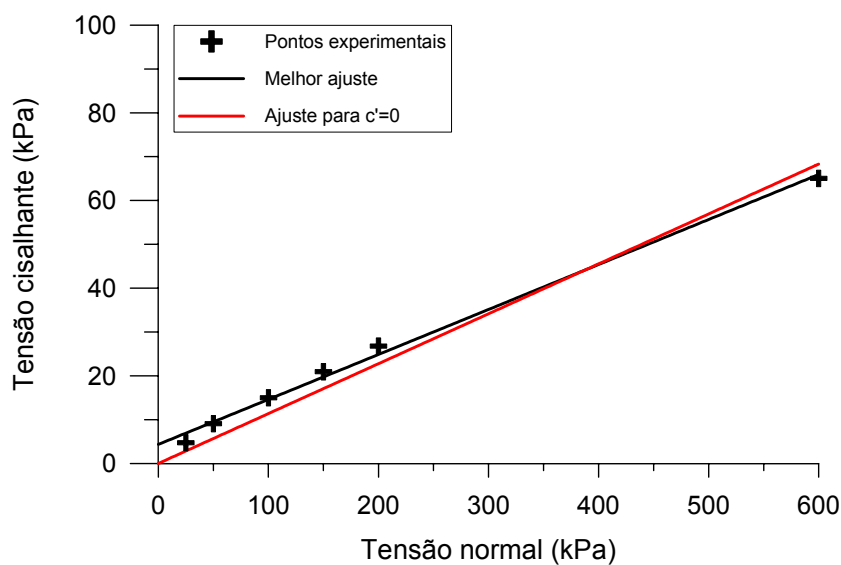


Figura 4.22: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios RS

Quadro 4.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual do solo Teutônia, ensaios RS

ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,1026 \cdot \sigma'_n + 4,3516$ ($R^2=0,9954$)	5,86	4,35
Passando pela origem	$\tau = 0,1138 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,9978$)	6,49	0,00

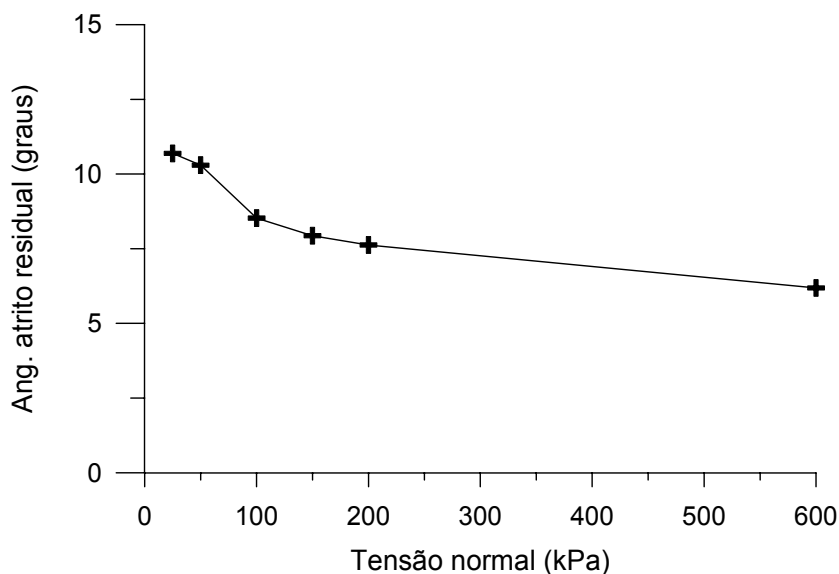


Figura 4.23: Variação de ϕ'_r com σ'_n para o solo Teutônia, ensaios RS

A Fig. 4.23 apresenta a variação do ângulo de atrito interno residual do solo Teutônia com a tensão normal aplicada no ensaio *ring shear*. Esta variação é de apenas $4,5^\circ$ entre o valor de ϕ'_r para $\sigma'_n=25$ kPa e para $\sigma'_n=600$ kPa. No caso do solo Teutônia, esta diminuição no valor de ϕ'_r com o aumento de σ'_n acontece porque tensões normais mais elevadas, além de promover uma maior orientação das partículas de argila, são mais efetivas na degradação de partículas e agregados de partículas na superfície de cisalhamento. O efeito é o mesmo já discutido para o caso dos ensaios de cisalhamento direto, mas no caso dos ensaios *ring shear* este efeito foi demonstrado através de análises de microscopia eletrônica com os corpos de prova ensaiados, conforme será apresentado no Item 4.4.4 a seguir.

4.4.4 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

As análises de microscopia eletrônica de varredura foram realizadas com o objetivo de estudar a natureza da superfície de cisalhamento dos corpos de prova do solo Teutônia ensaiados no equipamento *ring shear*. Com isto, pretendia-se comprovar a hipótese de degradação mecânica de partículas e agregados de partículas do solo Teutônia como o mecanismo responsável pelos baixos valores de resistência residual desse solo e pela diminuição da resistência com o aumento das tensões normais e dos deslocamentos.

A Foto 4.20 mostra uma microfotografia do material submetido aos ensaios *ring shear*. Observa-se claramente a presença de partículas tamanho silte e argila, além de agregados de argilominerais na amostra de solo. A natureza esmectítica dos argilominerais presentes na amostra pode ser verificada pela forma típica das partículas de argila. As Fotos 4.21, 4.22 e 4.23 apresentam, respectivamente, o aspecto das superfícies de cisalhamento dos ensaios *ring shear* realizados com tensões normais de 25, 100 e 200 kPa. A ampliação destas mesmas imagens são apresentadas nas

Fotos 4.24, 4.25 e 4.26. Percebe-se claramente nestas microfotografias as texturas das superfícies de cisalhamento. Enquanto a superfície de cisalhamento para o ensaio com $\sigma'_n=25$ kPa apresenta textura irregular e levemente ondulada, para os ensaios com $\sigma'_n=100$ kPa e $\sigma'_n=200$ kPa as superfícies de cisalhamento apresentam texturas lisas e estriadas, com partículas de argila fortemente orientadas.

A Foto 4.27 apresenta uma microfotografia de uma partícula sendo degradada mecanicamente junto à superfície de cisalhamento do ensaio *ring shear* com $\sigma'_n=100$ kPa. As Fotos 4.28 e 4.29 mostram a seção transversal do corpo de prova ensaiado com $\sigma'_n=200$ kPa. Percebe-se claramente a presença de uma fina camada com aproximadamente 6 μm de espessura com partículas de argila fortemente orientadas. Logo abaixo desta camada encontram-se partículas maiores e agregados intactos, o que demonstra que o efeito de degradação mecânica de partículas e a concentração de finos ocorre somente junto à superfície de cisalhamento.

As evidências mostradas através das microfotografias dos corpos de prova ensaiados no equipamento *ring shear* comprovam o mecanismo de degradação mecânica de partículas junto à superfície de cisalhamento, reforçando a hipótese de que este mecanismo é responsável pela significativa redução de resistência ao cisalhamento do solo Teutônia com o aumento dos deslocamentos e da tensão normal.

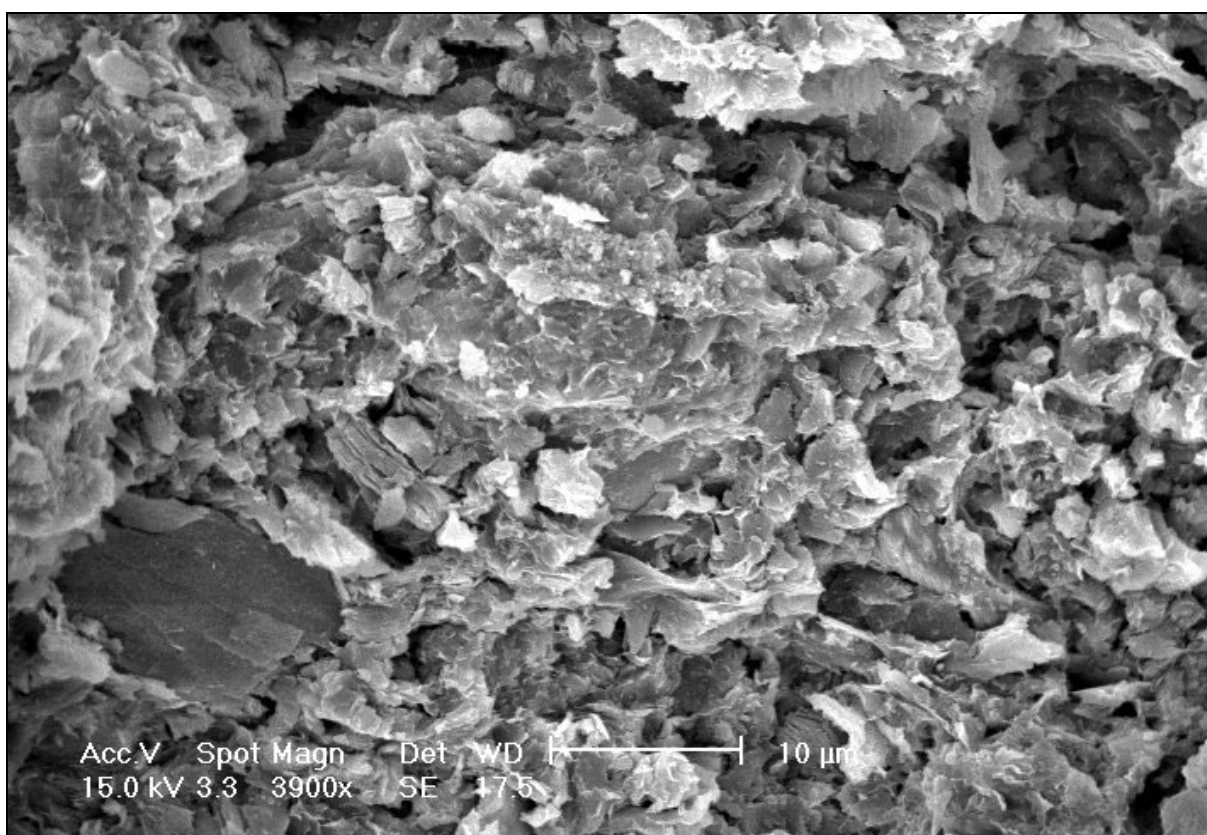


Foto 4.20: Partículas e agregados de partículas presentes nas amostras do solo Teutônia submetidas aos ensaios RS

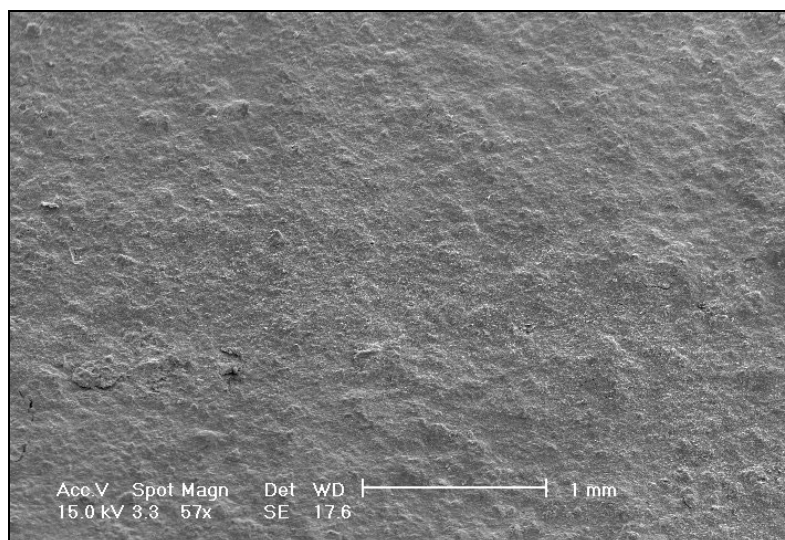


Foto 4.21: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=25$ kPa

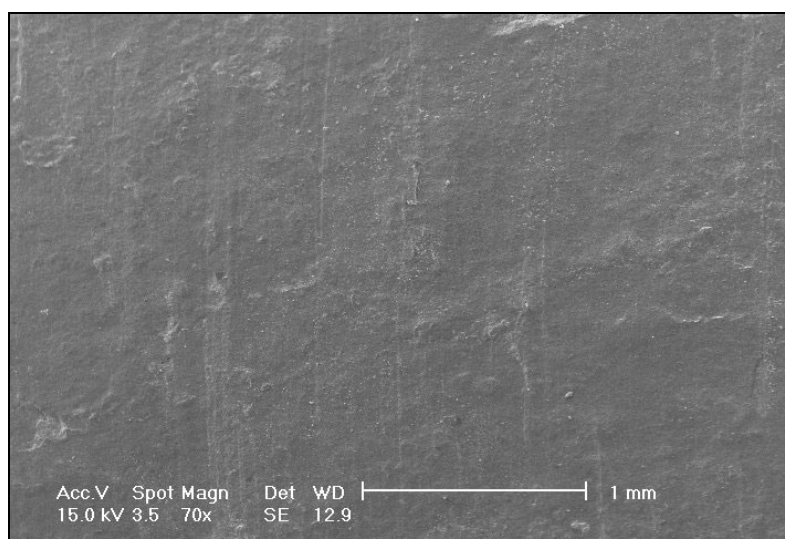


Foto 4.22: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=100$ kPa

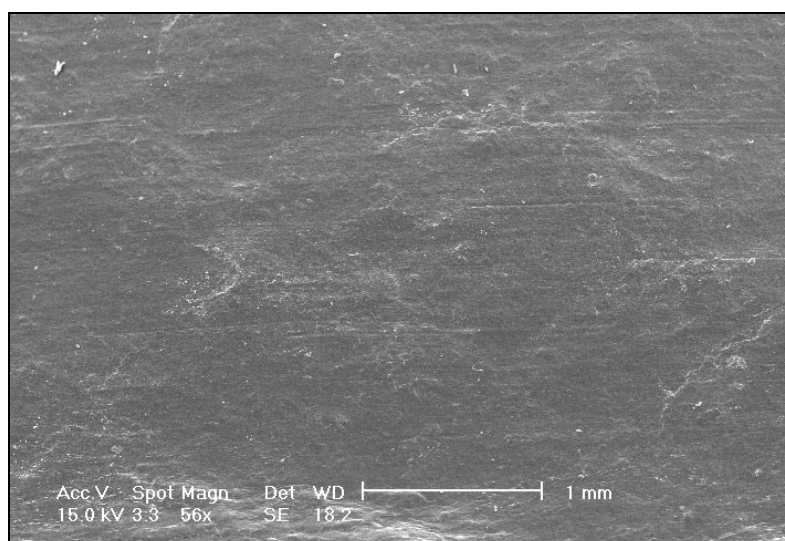


Foto 4.23: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa

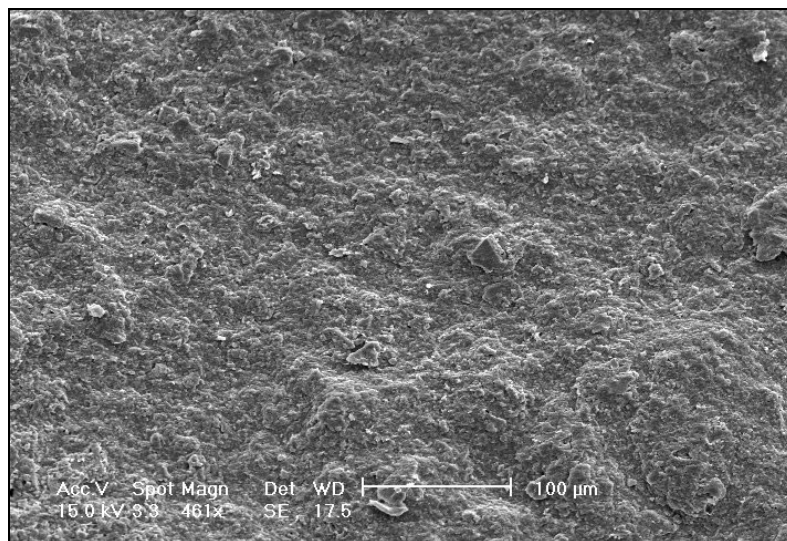


Foto 4.24: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=25$ kPa (ampl.)

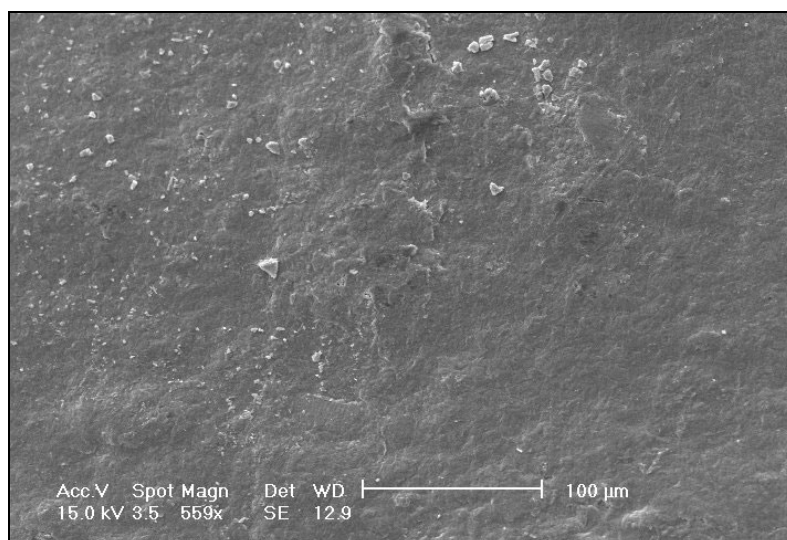


Foto 4.25: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=100$ kPa (ampl.)

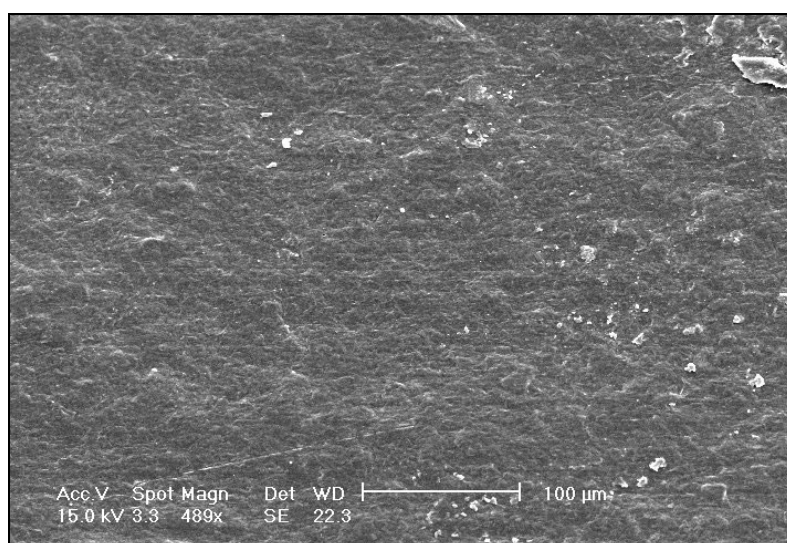


Foto 4.26: Superfície de cisalhamento do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa (ampl.)

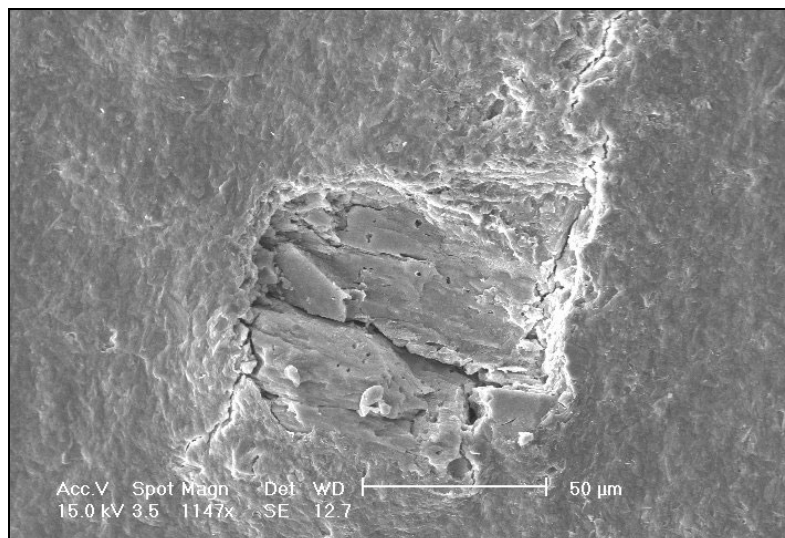


Foto 4.27: Partícula degradada na superfície de cisalhamento. do ensaio RS com $\sigma'_n=100$ kPa

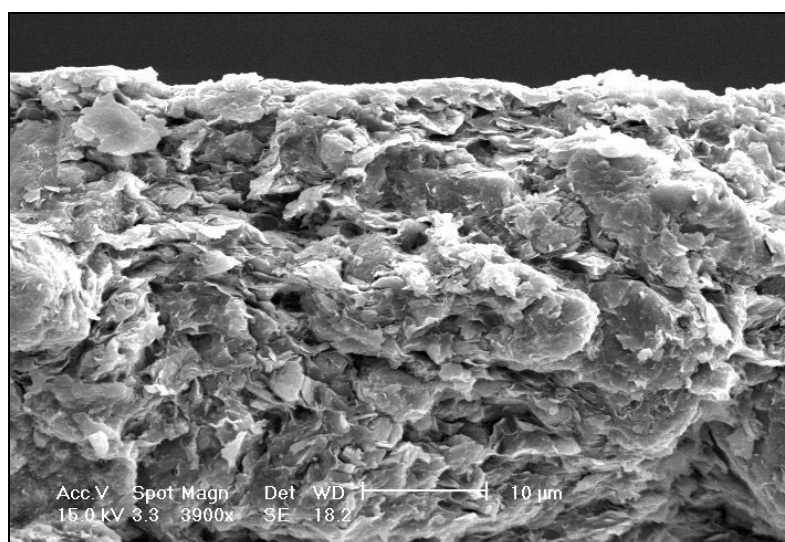


Foto 4.28: Seção transversal do corpo de prova do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa

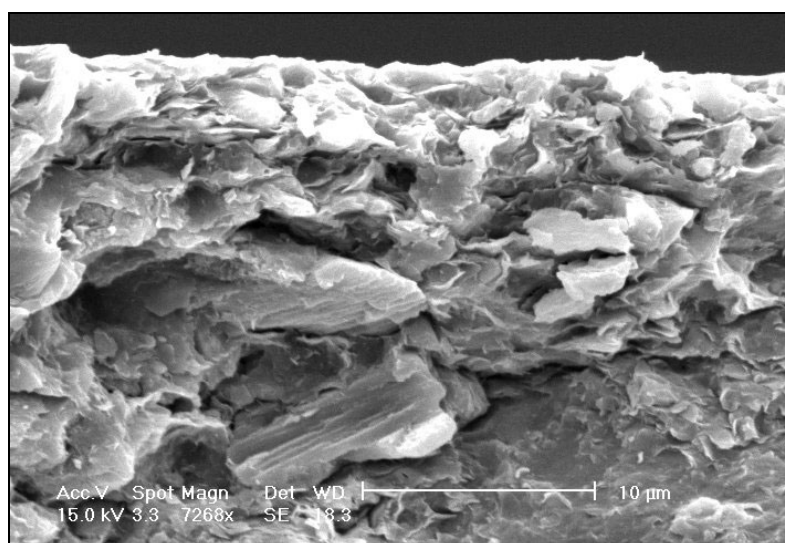


Foto 4.29: Seção transversal da superfície de cisalhamento. do ensaio RS com $\sigma'_n=200$ kPa

4.4.5 Ensaio triaxiais

Conforme evidenciado pelas análises petrográficas, índices de vazios, análises granulométricas e ensaios de cisalhamento direto e *ring shear*, o solo Teutônia caracteriza-se como um solo estruturado. Esta estrutura apresenta efeito significativo sobre suas propriedades e comportamento mecânico. Em função disto, os ensaios triaxiais foram realizados para caracterizar de forma mais precisa a resistência ao cisalhamento, a rigidez e o comportamento tensão-deformação do solo Teutônia. Estes ensaios constituíram o programa experimental do Doutorado Sanduíche deste autor, realizado na Purdue University (EUA), sob orientação do Prof. Rodrigo Salgado (PhD). O programa foi composto por um ensaio de compressão isotrópica, um ensaio K_0 e seis ensaios CID.

O ensaio de compressão isotrópica foi realizado com tensão confinante efetiva média inicial $p'_o = 50$ kPa. Subseqüentemente, foram aplicados incrementos de tensão confinante efetiva ($\Delta\sigma'_c$) de 50 kPa até atingir a tensão máxima de 400 kPa. Não foi possível atingir tensões mais elevadas em função da capacidade do equipamento, conforme descrito no Item 3.2.6.2. As curvas de adensamento obtidas no ensaio de compressão isotrópica são apresentadas na Fig. 4.24. Os três primeiros estágios de adensamento ($p' = 50, 100$ e 150 kPa) tiveram duração aproximada de 2 horas, tempo suficiente para a conclusão do adensamento primário. Para p' de 200 e 250 kPa, foram necessárias 5,5 horas para a conclusão do adensamento primário. Para valores de p' superiores a 300 kPa, os resultados indicam a ocorrência de deformações lentas (*creep*), de maneira que foram necessários tempos superiores a 24 horas para a estabilização das deformações. Estas deformações lentas estão associadas à plastificação e ao rearranjo da estrutura, podendo ser caracterizadas como um fenômeno de *creep* estrutural, cuja caracterização depende de um estudo direcionado, específico e mais aprofundado.

Nas Fig. 4.25 e 4.26 são apresentados, respectivamente, os gráficos $e \times \log p'$ ($\log \sigma'_n$ para os ensaios edométricos) e $e \times p'$ (σ'_n para os ensaios edométricos). Para fins de comparação, juntamente com a curva obtida no ensaio isotrópico, são plotadas as curvas obtidas nos ensaios de compressão edométrica e K_0 (deformação radial nula). O paralelismo das curvas dos ensaios isotrópico e edométrico é evidente. A tensão de plastificação da estrutura, determinada a partir do ensaio edométrico, pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva, foi de aproximadamente 450 kPa. No entanto, observando-se a Fig. 4.26, verifica-se que, no ensaio edométrico, a inflexão na curva de compressão ocorre para uma tensão normal efetiva (σ'_n) de aproximadamente 300 kPa.

No ensaio isotrópico, a mudança de comportamento inicia-se também com 300 kPa de tensão confinante efetiva, ficando mais pronunciada para tensões confinantes efetivas superiores a 350 kPa. Estes efeitos são mascarados pela escala logarítmica de p' na Fig. 4.25. O valor da tensão de plastificação da estrutura do solo Teutônia sob compressão isotrópica e edométrica a ser adotado nesta tese será de 300 kPa, valor este determinado por observação das curvas no gráfico $e \times p', \sigma'_n$ (Fig. 4.26).

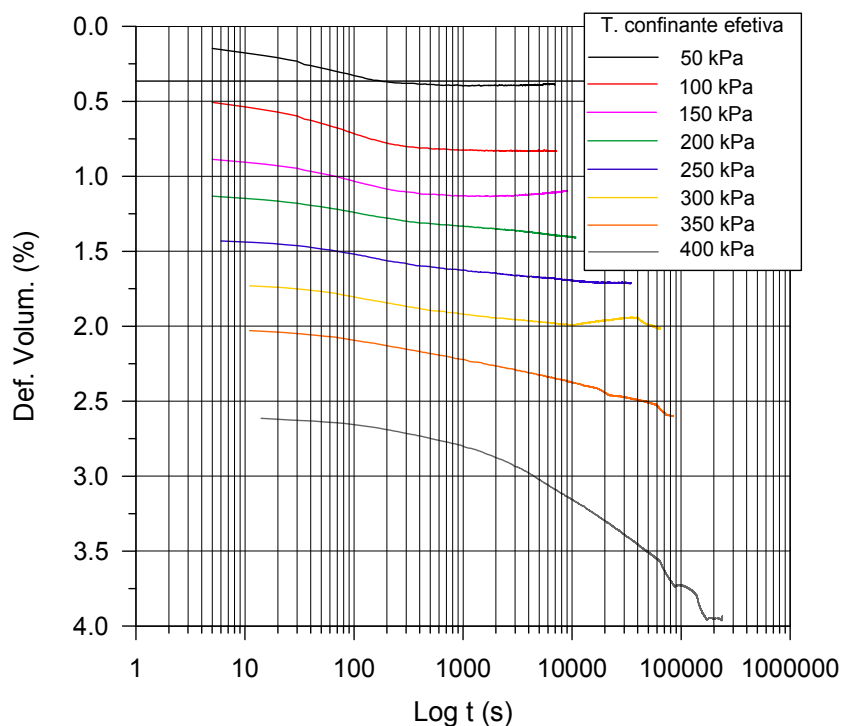


Figura 4.24: Curvas de adensamento do solo Teutônia, ensaio de compressão isotrópica

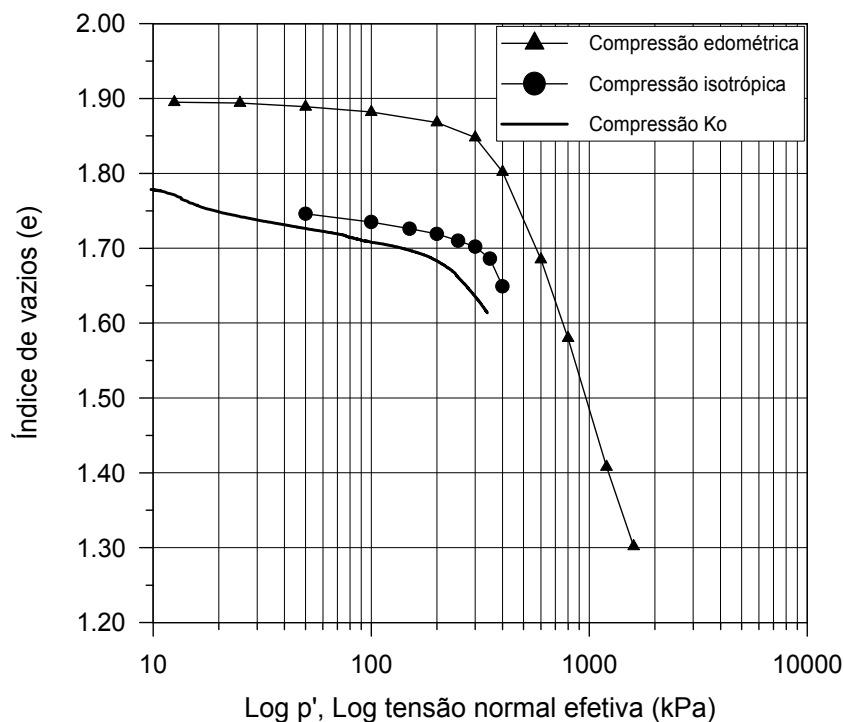


Figura 4.25: Curvas de variação do índice de vazios com $\log p'$ para o solo Teutônia, ensaios de compressão isotrópica, edométrica e Ko

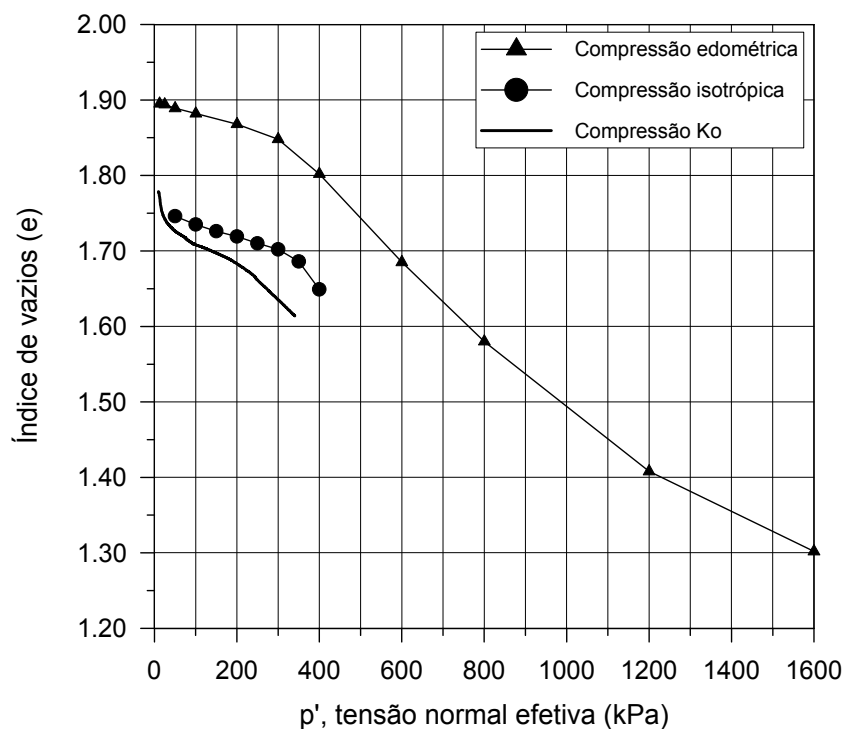


Figura 4.26: Curvas de variação do índice de vazios com p' (em escala linear) para o solo Teutônia, ensaios de compressão isotrópica, edométrica e K_0

Em solos estruturados sob compressão isotrópica e edométrica, o efeito da estrutura consiste em aumentar a tensão de plastificação do solo, permitindo que o mesmo alcance estados localizados à direita da linha de compressão normal (NCL), ou linha de compressão intrínseca (ICL), do solo reconstituído e remoldado (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; BURLAND, 1990). Portanto, a caracterização completa do efeito da estrutura passa pela determinação da ICL e pela comparação desta com a curva de compressão do solo indeformado. Para esta tese, em função do tempo disponível, não foram executados ensaios com o material reconstituído e remoldado. Estes ensaios estão sendo executados atualmente no programa experimental de mestrado da aluna Aline Denardin, no PPGEC/UFRGS.

Sob compressão unidimensional K_0 , o solo Teutônia apresentou mudança de comportamento para $p'=200$ kPa aproximadamente, conforme mostra a Fig. 4.27 (esta figura é uma ampliação da Fig. 4.26). A trajetória de tensões do ensaio K_0 apresentou o mesmo formato identificado por Leroueil & Vaughan (1990) para solos estruturados (Fig. 4.28). O comportamento do solo no interior da curva de plastificação é bastante rígido. A compressibilidade do solo aumenta consideravelmente quando o corpo de prova atinge a curva de plastificação (Fig. 4.28b). Neste solo, diferentemente ao que foi observado por Leroueil & Vaughan (1990), o ponto de plastificação da estrutura ocorre um pouco abaixo da envoltória de pico (ver Fig. 4.30).

O comportamento do solo Teutônia sob compressão triaxial em diversos níveis de tensão está mostrado na Fig. 4.29. Esta figura apresenta os gráficos $\sigma'_d \times \varepsilon_a$ e $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ obtidos nos ensaios CID. O comportamento apresentado é semelhante ao comportamento típico de

solos estruturados observado por Leroueil & Vaughan (1990). De maneira geral, a deformação axial necessária para atingir a resistência ao cisalhamento de pico aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva. A rigidez inicial do solo também aumenta com o aumento das tensões confinantes efetivas até 200 kPa. Para tensões confinantes superiores a 300 kPa, há uma significativa redução da rigidez inicial.

Sob baixas tensões de confinamento ($\sigma'_c = 30$ e 50 kPa), as curvas $\sigma'_d \times \varepsilon_a$ apresentaram pico seguido de queda de resistência com o aumento das deformações (*strain softening*). A plastificação da estrutura ocorre por cisalhamento. Este tipo de plastificação ocorre quando os níveis de tensão aplicados são baixos relativamente à resistência da estrutura. O pico de resistência observado coincide com o ponto de plastificação da estrutura e precede a máxima dilatância, pois está associado à estrutura e não à densidade do solo. Isto ocorre porque as deformações volumétricas só são mobilizadas após a plastificação. Quando a plastificação ocorre por cisalhamento, há grande probabilidade de formação de descontinuidades após o início da plastificação. Com o aumento das deformações, a resistência ao longo das descontinuidades diminui, ao mesmo tempo em que a estrutura no restante do solo não sofre plastificação. No ensaio com tensão confinante efetiva de 30 kPa o pico ocorreu para $\varepsilon_a=1,06\%$, enquanto a máxima dilatância ocorreu para $\varepsilon_a=1,39\%$. No ensaio com tensão confinante efetiva de 50 kPa o pico ocorreu para $\varepsilon_a=1,23\%$, enquanto a máxima dilatância ocorreu para $\varepsilon_a=1,33\%$. O comportamento do solo é frágil, pois a plastificação da estrutura é brusca e coincide com a ruptura por cisalhamento e a formação da superfície de cisalhamento. O solo apresentou deformações volumétricas de compressão até o pico, ou até pouco antes do pico, e depois passou a apresentar deformações volumétricas de expansão (dilatância).

Sob tensões confinantes efetivas de 100 e 200 kPa, o comportamento observado foi o comportamento preconizado por Leroueil e Vaughan (1990) para solos estruturados sob tensões de confinamento elevadas relativamente à resistência da estrutura. As curvas tensão \times deformação apresentaram alta rigidez até a plastificação da estrutura, que ocorre por compressão, em níveis de tensões inferiores à envoltória de pico. Na plastificação por compressão, o processo de plastificação é progressivo com o aumento do nível de tensões. A resistência ao cisalhamento de pico ocorre com deformações axiais significativamente superiores às deformações axiais na plastificação da estrutura ($\sigma'_c=100$ kPa: $\varepsilon_{a \text{ plast}}=0,59\%$, $\varepsilon_{a \text{ pico}}=4,62\%$; $\sigma'_c=200$ kPa: $\varepsilon_{a \text{ plast}}=0,58\%$, $\varepsilon_{a \text{ pico}}=11,98\%$). A formação da superfície de ruptura coincidiu aproximadamente com o pico de resistência. No ensaio com $\sigma'_c=100$ kPa, a resistência ao cisalhamento caiu significativamente após o pico de resistência. No ensaio com $\sigma'_c=200$ kPa, o pico de resistência não foi alcançado mesmo após uma deformação axial de 11,98%. O solo apresentou elevadas deformações volumétricas de compressão durante os ensaios. Houve estabilização destas deformações ao final do ensaio com $\sigma'_c=100$ kPa, mas nenhuma indicação de estabilização para o ensaio com $\sigma'_c=200$ kPa.

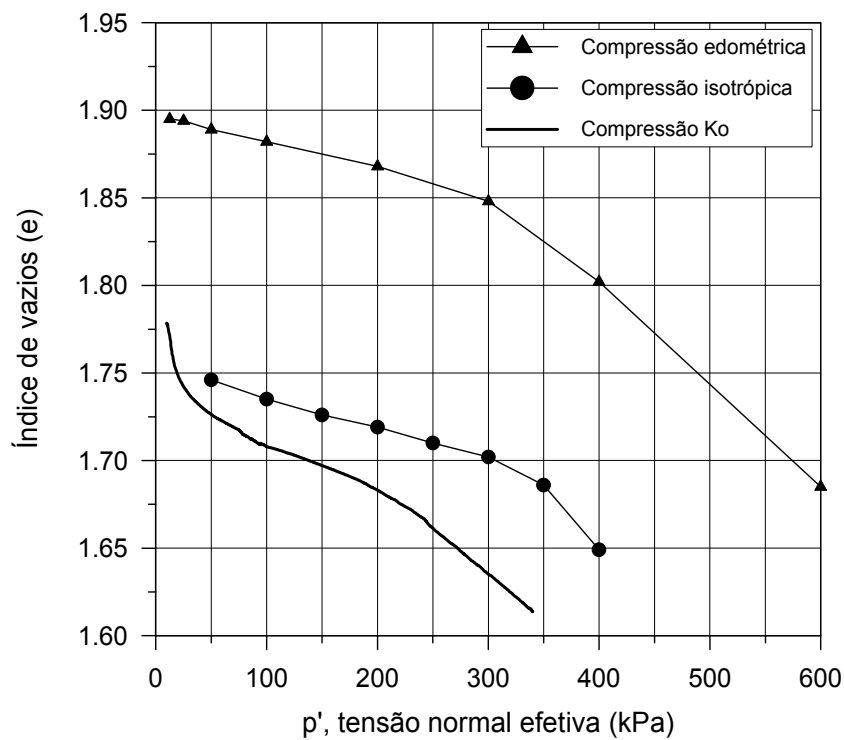


Figura 4.27: Curvas de variação do índice de vazios com p' para o solo Teutônia, ensaios de compressão isotrópica, edométrica e K_0 (ampliação da Fig. 4.26)

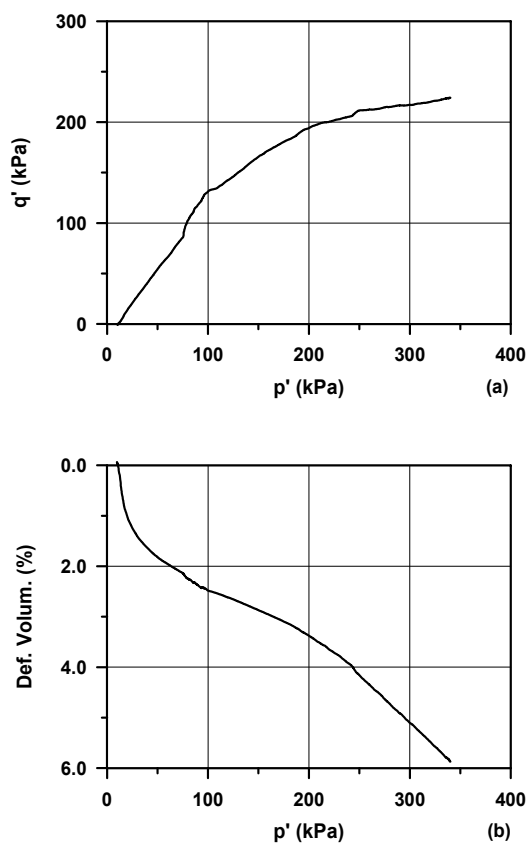


Figura 4.28: Resultados do ensaio K_0 : (a) trajetória de tensões; (b) deformações volumétricas

Nos ensaios com tensões confinantes efetivas de 300 e 400 kPa, a rigidez inicial do solo Teutônia foi significativamente menor que nos ensaios com tensões confinantes inferiores. As curvas tensão x deformação apresentaram o formato típico de curvas obtidas com solos desestruturados normalmente adensados, sem qualquer indicação de pontos de plastificação. Isto ocorre aparentemente devido à plastificação prévia da estrutura por compressão, durante a fase de adensamento isotrópico dos ensaios. Este efeito foi observado por Leroueil & Hight (2003). Conforme demonstrado anteriormente, a tensão de plastificação da estrutura do solo Teutônia sob compressão isotrópica é de 300 kPa, fato que corrobora os resultados dos ensaios CID com tensões confinantes efetivas de 300 e 400 kPa. Sob as tensões em questão, o solo apresentou deformações volumétricas de compressão durante todo o ensaio. No ensaio com $\sigma'_c=300$ kPa, não houve estabilização das deformações volumétricas. No ensaio com $\sigma'_c=400$ kPa, houve estabilização das deformações volumétricas ao final do ensaio, mas esta estabilização não esteve associada com uma estabilização das tensões cisalhantes.

O ensaio CID com tensão confinante efetiva de 400 kPa foi levado a deformações axiais de 29,5%. O pico de resistência foi atingido com $\varepsilon_a=20,9\%$. Após o pico, e a conseqüente formação da superfície de ruptura, a curva apresentou elevada queda de resistência. Esta elevada queda de resistência provavelmente ocorreu devido à orientação de partículas de argila no plano de cisalhamento, como pode ser observado na superfície de ruptura. A Foto 4.30 mostra o aspecto liso, estriado e reflexivo da superfície de ruptura formada. O ângulo de atrito interno atingido no final do ensaio foi de 15° . Estes fatos corroboram a hipótese de mobilização da resistência residual na superfície de cisalhamento. A mesma característica de queda de resistência após o pico foi observada no ensaio com $\sigma'_c=100$ kPa. Nos ensaios com $\sigma'_c=200$ e 300 kPa, como não foi atingido o pico, esta característica não pôde ser observada.

A Fig. 4.30 apresenta, no espaço $q' \times p'$, os resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados com o solo Teutônia. Com base nos pontos de plastificação identificados, é proposta uma aproximação da curva de plastificação do solo Teutônia. Segundo Leroueil & Vaughan (1990), solos residuais e rochas brandas com estrutura isotrópica possuem curvas de plastificação centradas em torno do eixo p' . Uma melhor avaliação da curva de plastificação carece de uma melhor definição, o que pode ser obtido através de ensaios adicionais com trajetórias de tensões pré-estabelecidas para esse fim.

O Quadro 4.13 apresenta a equação de Mohr-Coulomb para a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico do solo Teutônia e seus respectivos parâmetros de resistência. Para fins de comparação, as equações e parâmetros obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto também são apresentados.

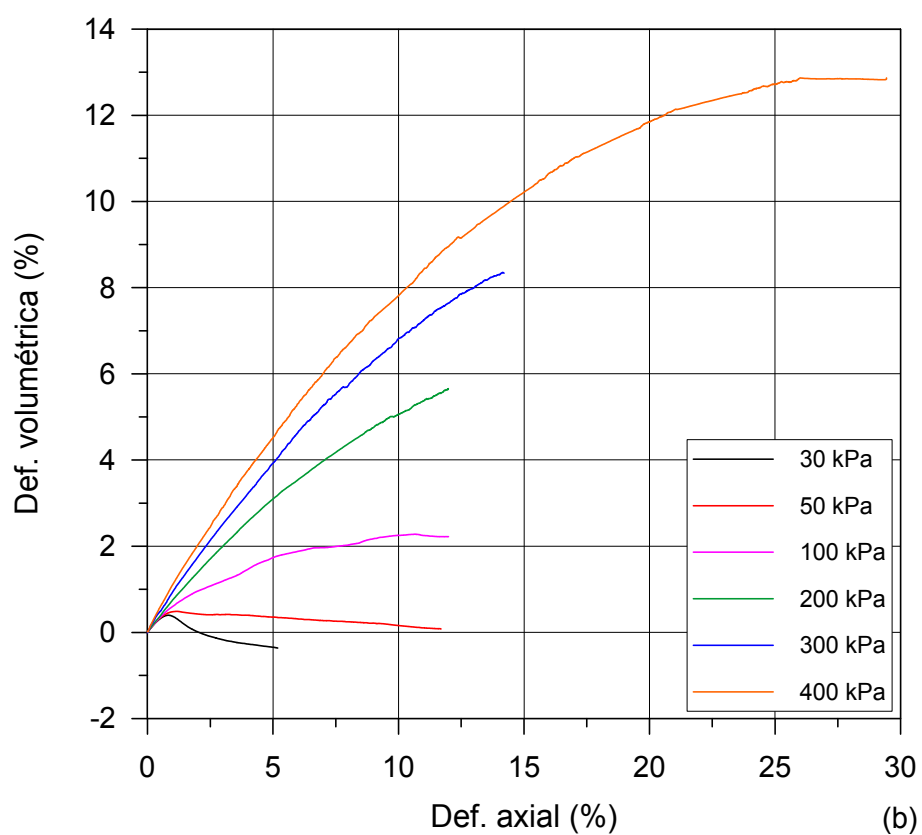
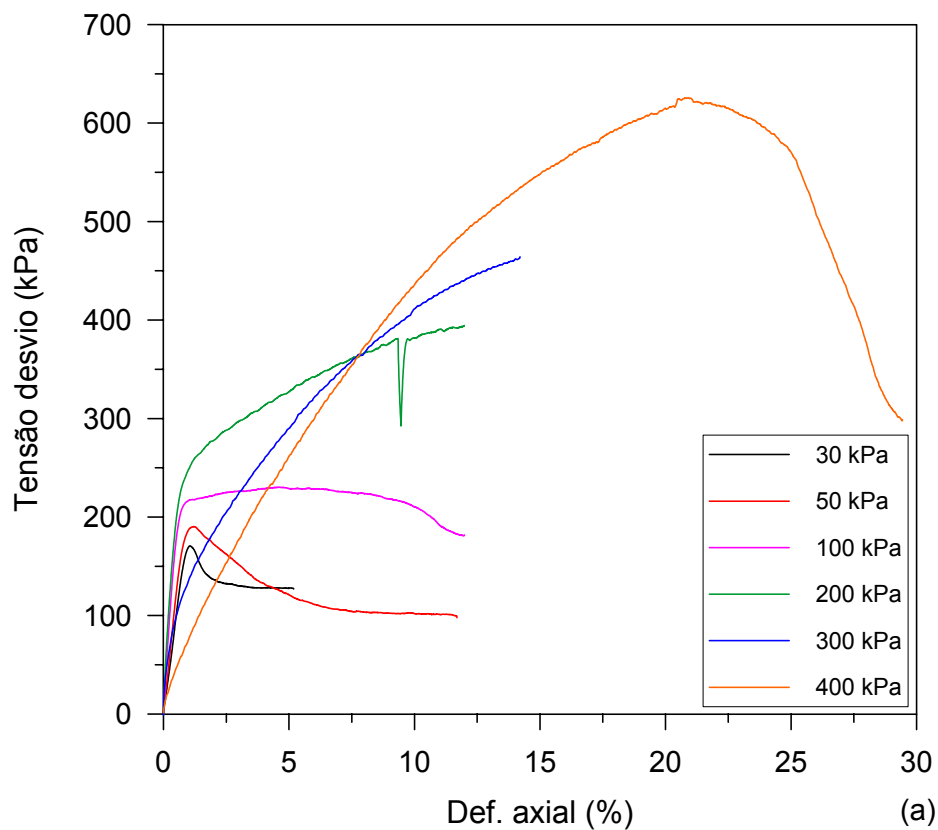


Figura 4.29: Resultados dos ensaios CID: (a) curvas tensão desvio x deformação axial; (b) curvas deformação volumétrica x deformação axial



Foto 4.30: Aspecto liso, estriado e reflexivo da superfície de cisalhamento formada no ensaio triaxial CID com $\sigma'_c = 400$ kPa, indicando a orientação de partículas de argila

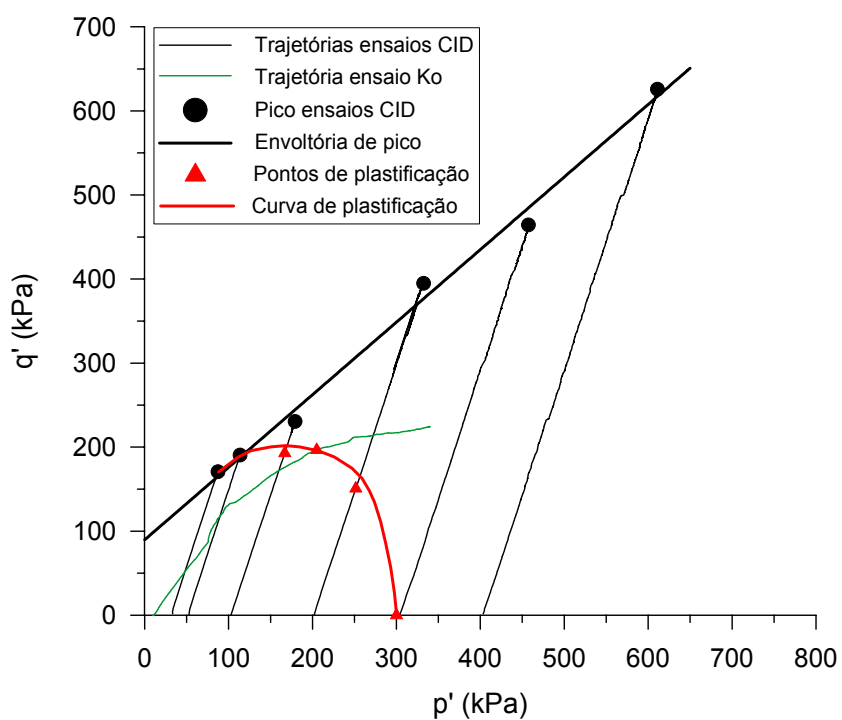


Figura 4.30: Envolvória de resistência ao cisalhamento de pico e curva de plastificação do solo Teutônia

Os parâmetros de resistência relativos à envoltória única do ensaio de cisalhamento direto são praticamente idênticos aos parâmetros determinados nos ensaios triaxiais, o que comprova a eficiência dos ensaios de cisalhamento direto neste caso. A tendência de bilinearidade da envoltória do ensaio de cisalhamento direto não se confirmou pelos resultados dos ensaios triaxiais. O comportamento tensão x deformação verificado nos ensaios triaxiais só é semelhante ao comportamento dos ensaios de cisalhamento direto para as tensões normais de 30 e 50 kPa (ver Fig. 4.8). Para tensões normais superiores, todas as curvas tensão-deformação dos ensaios de cisalhamento direto mostram a ocorrência de plastificação por cisalhamento, com a ocorrência de pico seguido de *strain softening*. As mesmas curvas indicam também um aumento da rigidez inicial com o aumento da tensão normal para todos os níveis de tensão. Nos ensaios triaxiais ficou claramente identificada a redução da rigidez inicial do solo para tensões confinantes efetivas superiores à tensão de plastificação da estrutura.

Apesar das diferenças nas curvas tensão x deformação, as curvas de variação do deslocamento vertical com o deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto (Fig. 4.9) descrevem qualitativamente muito bem as variações das deformações volumétricas com as deformações axiais observadas nos ensaios triaxiais.

Quadro 4.13: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico do solo Teutônia obtidos através dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto

ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (KPa)
Ensaio triaxiais	$\tau = 0,407789 \cdot \sigma'_n + 42,2088$ ($R^2=0,995$)	22,19	42,21
Cisalhamento direto (única)	$\tau = 0,413998 \cdot \sigma'_n + 42,1043$ ($R^2=0,980$)	22,49	42,10
Cisalhamento direto (bilinear)			
$\sigma'_n = 0$ a 250 KPa	$\tau = 0,565349 \cdot \sigma'_n + 25,3771$ ($R^2=0,992$)	29,48	25,38
$\sigma'_n = 250$ a 600 KPa	$\tau = 0,313026 \cdot \sigma'_n + 88,9341$ ($R^2=0,994$)	17,38	88,93

CAPÍTULO V

5 SOLOS SAPROLÍTICOS ORIUNDOS DE ROCHAS BÁSICAS

Além do solo Teutônia, outros 7 (sete) solos saprolíticos formados a partir de rochas básicas da FSG foram estudados nesta tese. Este capítulo será dedicado à apresentação dos resultados das investigações realizadas com estes solos.

5.1 DESCRIÇÃO DOS LOCAIS E DOS MATERIAIS AMOSTRADOS

Os solos cujos resultados serão apresentados neste capítulo são provenientes das rodovias estaduais RS 122 e RS 486 (ver Quadro 3.1 e Fig. 3.1a e 3.1b). Na RS 122, o local de amostragem está situado no município de São Sebastião do Caí. Neste local foi coletada uma amostra orientada de rocha da zona de disjunção vertical do derrame, utilizada na confecção de lâmina delgada para análise petrográfica e na preparação de amostra para a fluorescência de raios X. Também foram coletadas amostras deformadas e indeformadas do solo saprolítico para os ensaios geotécnicos de laboratório e para as análises de difração e fluorescência de raios X, além de amostras orientadas para a confecção de lâmina delgada. O solo saprolítico estudado foi denominado SSCaí. As Fotos 5.1 e 5.2 mostram o local de amostragem e a textura do solo SSCaí.



Foto 5.1: Local de amostragem do solo SSCaí



Foto 5.2: Textura do solo SSCaí (úmido - escala de 1 cm)

Na RS 486, os locais de amostragem foram os seguintes: km 119+120, km 113+100, km 109+700, km 109+180 e km 0+600 (estaqueamento da obra). Todos estes locais estão situados no atual trecho em construção, entre os municípios de Terra de Areia e Tainhas/RS. Os solos saprolíticos foram identificados pelo nome do local de amostragem. No km 119+120, porém, foram coletadas amostras em duas profundidades diferentes, correspondentes a solos com diferentes graus de intemperismo. Estas amostras foram denominadas km 119+120 inferior (menor grau de intemperismo) e km 119+120 superior (maior grau de intemperismo). Com exceção do km 0+600, em todos os locais foram coletadas amostras orientadas de rocha para a confecção de lâminas delgadas e preparação de amostras para a fluorescência de raios X. Também foram coletadas, em todos os locais, amostras deformadas e indeformadas dos solos saprolíticos para os ensaios geotécnicos de laboratório e análises de difração de raios X, além de amostras orientadas para a confecção de lâminas delgadas. As Fotos 5.3 a 5.14 mostram os locais de amostragem e os solos oriundos de rochas básicas amostrados na RS 486.



Foto 5.3: Local de amostragem dos solos km 119+120 superior e inferior

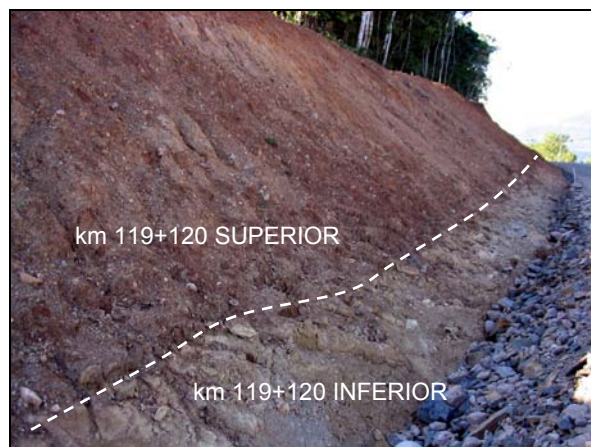


Foto 5.4: Aspecto dos solos km 119+120 superior e inferior em campo

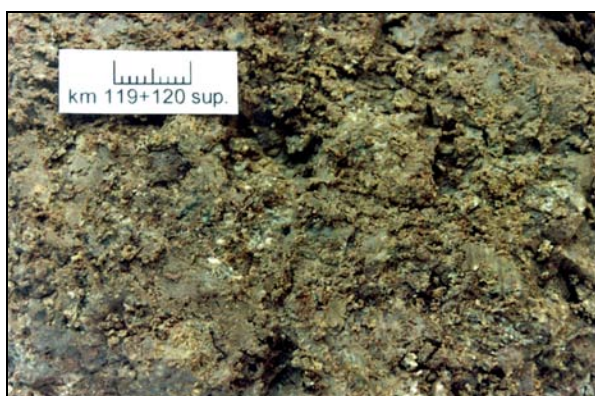


Foto 5.5: Textura do solo km 119+120 superior (úmido – escala de 1 cm)



Foto 5.6: Textura do solo km 119+120 superior (seco – escala de 1 cm)



Foto 5.7: Textura do solo km 119+120 inferior (úmido – escala de 1 cm)



Foto 5.8: Textura do solo km 119+120 inferior (seco – escala de 1 cm)



Foto 5.9: Textura do solo km 113+100 (úmido – escala de 1 cm)

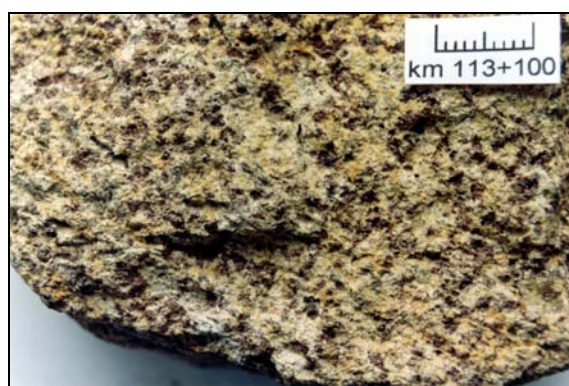


Foto 5.10: Textura do solo km 113+100 (seco – escala de 1 cm)



Foto 5.11: Textura do solo km 109+180 (úmido – escala de 1 cm)



Foto 5.12: Textura do solo km 109+180 (seco – escala de 1 cm)



Foto 5.13: Textura do solo km 109+700 (úmido – escala de 1 cm)

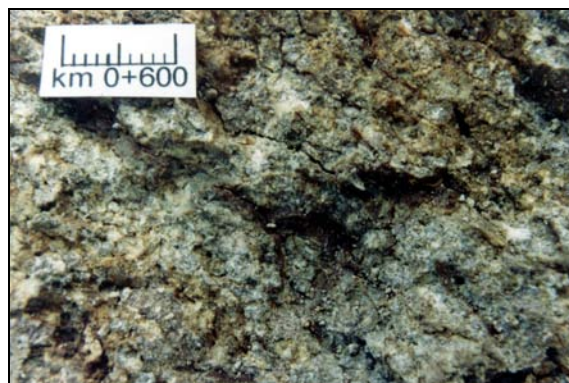


Foto 5.14: Textura do solo km 0+600 (úmido – escala de 1 cm)

5.2 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E PETROGRÁFICA

A seguir serão apresentados os resultados das análises petrográficas e das análises de fluorescência e difração de raios X dos materiais apresentados no Item 5.1.

5.2.1 Análises petrográficas

Da mesma forma como foi feito no capítulo anterior para o solo Teutônia, as principais características petrográficas e o grau de intemperismo das rochas básicas e dos solos saprolíticos correspondentes estudados nesta tese são apresentados no Quadro 5.1. As microfotografias tiradas das lâminas delgadas são apresentadas nas Fotos 5.15 a 5.30.

De maneira geral, todas as amostras de rocha coletadas são classificadas petrograficamente como basaltos. O grau de intemperismo das amostras varia desde rocha sã (I) a levemente alterada (II) ou moderadamente alterada (III). A alteração é indicada principalmente pelo grau de pseudomorfização dos fenocristais de olivina, piroxênio e plagioclásio, além da substituição pseudomórfica da mesóstase da rocha por argilominerais e hidróxidos de ferro, conforme pode ser observado nas Fotos 5.15, 5.16, 5.23, 5.25 e 5.29. A mineralogia das amostras de rocha também é semelhante. Como fases primárias ocorrem plagioclásios, piroxênios e opacos constituindo a matriz e os fenocristais. Olivinas ocorrem como fenocristais pseudomorfizados nas rochas do km 119+120 (Foto 5.15) e do km 113+100, que constituem os primeiros derrames da seqüência vulcânica no vale do Rio Três Forquilhas. Outros minerais como quartzo, calcedônia e zeolitas aparecem preenchendo amígdalas. Como fases secundárias ocorrem argilominerais e hidróxidos de ferro.

Em termos texturais, quanto ao tamanho dos grãos, as rochas básicas estudadas apresentam textura classificada como fanerítica fina (grãos com tamanhos entre 0,1 e 1,0 mm), com exceção da rocha do km 119+120, que apresenta textura afanítica (grãos com tamanhos inferiores a 0,1 mm - comparar escalas das Fotos 5.15, 5.23, 5.25 e 5.29). Quanto às relações geométricas entre grãos, predominam texturas classificadas como intergranulares (interstícios entre feldspatos plagioclásios são ocupados por grãos de minerais ferromagnesianos orientados ao acaso, como olivina, piroxênio e opacos) e intersertais (interstícios entre feldspatos plagioclásios são preenchidos por vidro, material criptocristalino ou minerais secundários). Tais características mineralógicas e petrográficas corroboram os dados apresentados por IBGE (1986), Comin-Chiaramonti *et al.* (1988) e Roisenberg & Viero (2002), segundo apresentado no Item 2.1.4.

Os solos saprolíticos formados a partir das rochas descritas acima apresentam a mesma mineralogia dos materiais de origem, porém com teor predominante de minerais secundários relativamente aos primários e, dependendo do grau de intemperismo do solo, sem a presença das fases minerais mais suscetíveis ao intemperismo. Os materiais km 119+120 inferior e km 113+100 possuem grau de intemperismo IV (rocha altamente

alterada). Nestes materiais, mais da metade do material rochoso original já foi decomposto em solo, mas encontra-se ainda uma quantidade significativa de minerais primários (Fotos 5.17 e 5.22). Os materiais km 119+120 superior, km 109+700, km 109+180, km 0+600 e SSCaí possuem grau de intemperismo V (rocha completamente alterada). Nestes materiais, praticamente todo o material rochoso já foi decomposto em solo, mas a estrutura original da rocha é aparente e está intacta. Raros minerais primários são encontrados, mas grãos que mantêm a forma original dos minerais primários, embora totalmente substituídos por argilominerais e hidróxidos de ferro, denominados pseudomorfoses, são encontrados com grande frequência (Fotos 5.19, 5.20, 5.24, 5.26, 5.27, 5.28 e 5.30).

Uma característica microestrutural observada nos solos km 119+120 inferior, km 109+180 e km 0+600 (Fotos 5.17, 5.26 e 5.27), importante do ponto de vista mecânico pela influência que pode ter no comportamento do solo, é a presença de grãos ou fragmentos de material rochoso alterado, isolados por vênulas constituídas por argilominerais e hidróxidos de ferro. Os grãos ou fragmentos são compostos por porções da matriz, dos fenocristais e das amígdalas da rocha de origem, e encontram-se fragilizados pelo intemperismo. Estes grãos, quando submetidos a solicitações cisalhantes sob níveis de tensão normal suficientemente elevados, podem ser degradados mecanicamente.

Embora não tenham sido observados grãos isolados por vênulas nos solos km 119+120 superior, km 113+100, km 109+700 e SSCaí, estes apresentam microestrutura caracterizada por uma matriz argilosa, resultado da substituição pseudomórfica dos minerais primários por argilominerais e hidróxidos de ferro, na qual estão imersas pseudomorfoses de minerais primários. Nestes casos, também é possível que solicitações cisalhantes, sob níveis de tensão normal suficientemente elevados, causem a degradação mecânica de partículas. A influência da degradação mecânica de partículas no comportamento mecânico dos solos saprolíticos estudados já foi demonstrada e discutida no Capítulo 4, relativo ao solo Teutônia. Além das características microestruturais apresentadas, a presença da estrutura originada nas ligações entre minerais da matriz argilosa dos solos saprolíticos, conferem aos mesmos uma textura granular quando estes materiais são desagregados.

Quadro 5.1: Análises petrográficas das rochas básicas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
km 119+120	Rocha	I-II	<p>Mineralogia: plagioclásios, piroxênios, opacos, zeolitas, olivina, calcita, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: matriz composta por plagioclásios, piroxênios e opacos, na qual estão imersos fenocristais de plagioclásio e olivina e amígdalas preenchidas por zeolitas. Ocorrem também vênulas preenchidas por calcita;</p> <p>Fase secundária: constituída por argilominerais esverdeados (provavelmente celadonita) e hidróxidos de ferro que se encontram nas bordas das amígdalas ou preenchendo completamente amígdalas menores. Encontram-se ainda substituindo fenocristais de piroxênio e olivina ou disseminados nos interstícios da matriz.</p>
	Solo saprolítico inferior (km 119+120 inf)	IV	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, opacos, zeolitas, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: a feição microestrutural mais importante no solo saprolítico é a densa presença de vênulas de direção horizontal a subhorizontal, com espaçamentos milimétricos, preenchidas por argilominerais e hidróxidos de ferro. As vênulas existentes na rocha são preenchidas por calcita e se formam provavelmente a partir das microfraturas criadas por alívio de tensões. No solo saprolítico, estas vênulas isolam grãos (fragmentos de rocha alterada) constituídos pelos minerais da rocha de origem. A presença de amígdalas é marcante no solo saprolítico. As zeolitas que preenchem as amígdalas maiores encontram-se relativamente bem preservadas, podendo-se encontrar zeolitas não alteradas a levemente alteradas. Nas amígdalas menores as zeolitas encontram-se substituídas por argilominerais. Encontram-se raros fenocristais de piroxênio. Quase a totalidade dos cristais de piroxênio da matriz estão substituídos por argilominerais. Os fenocristais e os cristais de plagioclásio da matriz encontram-se levemente alterados. Dentro dos grãos isolados pelas vênulas há porções significativas da matriz da rocha substituídas por argilominerais e hidróxidos de ferro, dando a impressão de que os grãos encontram-se corroídos.</p>
	Solo saprolítico superior (km 119+120 sup)	V	<p>Mineralogia: piroxênios, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: as vênulas existentes no solo km 119+120 inferior são praticamente indistinguíveis neste material mais alterado. A matriz da rocha de origem encontra-se completamente intemperizada, formando uma massa homogênea constituída por argilominerais e hidróxidos de ferro. As amígdalas e fenocristais originais encontram-se também totalmente substituídos por argilominerais ou na forma de pseudomorfoses. Alguns fenocristais de piroxênios preservados encontram-se imersos na matriz, porém estão bastante fraturados.</p>

Quadro 5.1: Análises petrográficas das rochas básicas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas (cont.)

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
km 113+100	Rocha	I-II	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, opacos, quartzo, apatita, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta essencialmente por cristais de plagioclásio e piroxênio com ocorrência subordinada de opacos, apatita e intercrescimentos de quartzo. Os interstícios entre cristais são preenchidos por uma mesóstase criptocristalina. Fenocristais de olivina oxidados e pseudomorfizados também encontram-se imersos na matriz;</p> <p>Fase secundária: formada por uma massa constituída de argilominerais e hidróxidos de ferro que preenche os interstícios entre grãos de piroxênio e plagioclásio. Encontram-se também concentrações de hidróxidos de ferro substituindo outros minerais.</p>
	Solo saprolítico	IV	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, opacos, quartzo, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: o solo saprolítico apresenta uma matriz relativamente homogênea, onde boa parte dos minerais primários estão preservados. A proporção de piroxênios preservados é significativamente maior do que de plagioclásios. Os minerais primários estão imersos em uma massa composta por argilominerais e hidróxidos de ferro. Também encontram-se imersos nesta massa uma quantidade significativa de pseudomorfoses. Tanto as pseudomorfoses quanto os minerais primários encontram-se bastante fraturados. A granulometria relativamente maior dos cristais da rocha original (textura fanerítica fina) pode fazer com que, no solo saprolítico, o tamanho dos grãos preservados influencie no comportamento mecânico.</p>
km 109+700	Rocha	III	<p>Mineralogia: plagioclásios, piroxênios, opacos, zeolitas, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: formada por uma matriz composta predominantemente por cristais de plagioclásio, piroxênio (em proporção bem menor relativamente aos plagioclásios) e opacos, na qual estão imersos fenocristais de piroxênio, pseudomorfoses de olivina e amígdalas preenchidas por zeolitas;</p> <p>Fase secundária: formada por argilominerais associados a hidróxidos de ferro que se localizam nos interstícios angulares entre plagioclásios ou substituindo micrólitos de piroxênio.</p>
	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: piroxênios, zeolitas, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: a matriz da rocha de origem encontra-se totalmente intemperizada e substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro. A maioria dos fenocristais e amígdalas encontram-se pseudomorfizados, porém uma porção significativa ainda está preservada.</p>

Quadro 5.1: Análises petrográficas das rochas básicas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas (cont.)

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
km 109+180	Rocha	III	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, opacos, quartzo, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: matriz composta essencialmente por cristais de piroxênio e plagioclásio, com ocorrência subordinada de opacos e intercrescimento de quartzo. Fenocristais de piroxênio e plagioclásio encontram-se imersos na matriz. A mesóstase apresenta granulação criptocristalina e ocupa os interstícios entre os minerais essenciais;</p> <p>Fase secundária: composta essencialmente por argilominerais e hidróxidos de ferro formados a partir da alteração dos cristais de piroxênio.</p>
	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: piroxênios, plagioclásios, opacos, quartzo, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: o solo saprolítico apresenta elevado grau de alteração. A matriz da rocha de origem encontra-se completamente substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro. Os fenocristais de piroxênio encontram-se imersos na matriz e substituídos em sua quase totalidade por argilominerais, restando poucos indivíduos preservados ou pseudomorfizados. Ocorrem ainda cristais de quartzo e raros feldspatos. A feição estrutural marcante é a estrutura em grãos separados por vênulas de argilominerais e hidróxidos de ferro. Estes grãos constituem as porções menos intemperizadas do solo.</p>
km 0+600	Rocha	-	-
	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: plagioclásios, opacos, zeolitas, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: semelhante à microestrutura dos solos km 119+120 inferior e km 109+180. A feição marcante é a presença de grãos formados por porções menos intemperizadas da rocha de origem, os quais encontram-se separados ou individualizados por vênulas que concentram argilominerais e hidróxidos de ferro. Nestes grãos os feldspatos plagioclásios encontram-se menos intemperizados. Os outros minerais que compunham a rocha de origem encontram-se substituídos pseudomorficamente por argilominerais. No solo saprolítico percebe-se nitidamente a presença de fenocristais, provavelmente piroxênios ou plagioclásios, em estados bastante evoluídos de pseudomorfismo.</p>

Quadro 5.1: Análises petrográficas das rochas básicas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas (cont.)

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
SSCaí	Rocha	I-II	<p>Mineralogia: plagioclásios, piroxênios, opacos, quartzo, apatita, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta essencialmente por cristais de plagioclásio, piroxênio, opacos e por uma mesóstase félsica constituída por denso intercrescimento quartzo-feldspático. A apatita e o quartzo têm ocorrência subordinada;</p> <p>Fase secundária: formada por argilominerais esmectíticos associados a hidróxidos de ferro que se encontram preenchendo os interstícios da rocha e substituindo minerais.</p>
	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: piroxênios, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: a matriz da rocha de origem encontra-se totalmente substituída pseudomorficamente por argilominerais e hidróxidos de ferro, formando uma massa relativamente homogênea na qual estão imersos minerais opacos e raros piroxênios preservados. Os fenocristais da rocha de origem foram completamente substituídos por argilominerais e hidróxidos de ferro.</p>

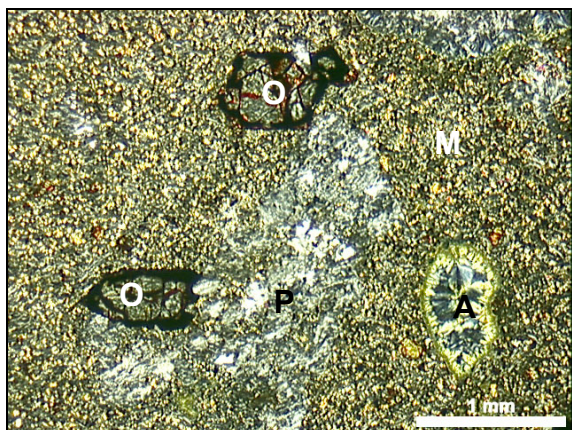


Foto 5.15: Textura da rocha do km 119+120 – fenocristais, amígdalas e pseudomorfoses imersos na matriz (M-matriz; P-plagioclásio; O-olivina; A-amígdala)

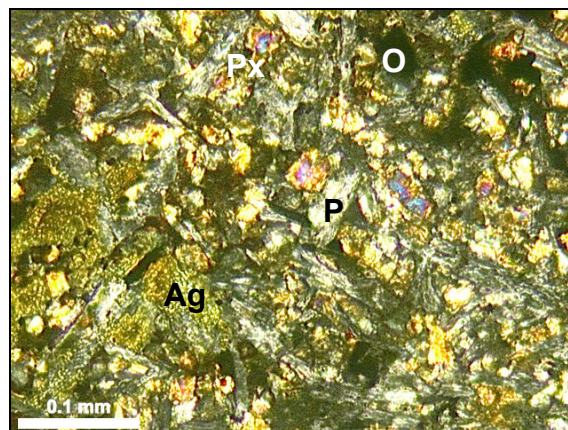


Foto 5.16: Detalhe da matriz da rocha do km 119+120 – micrólitos de piroxênio, plagioclásio, opacos e argilominerais (P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco; Ag-argilominerais e hidróxidos de ferro)

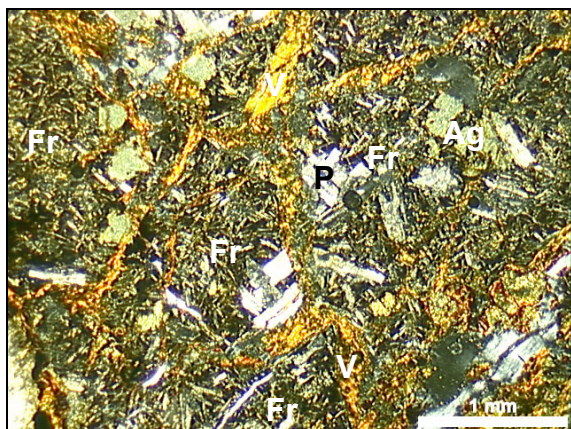


Foto 5.17: Estrutura do solo do km 119+120 inferior – fragmentos de rocha alterada isolados por vênulas (V-vênula; Fr-fragmento de rocha alterada; P-plagioclásio; Ag-argilominerais)

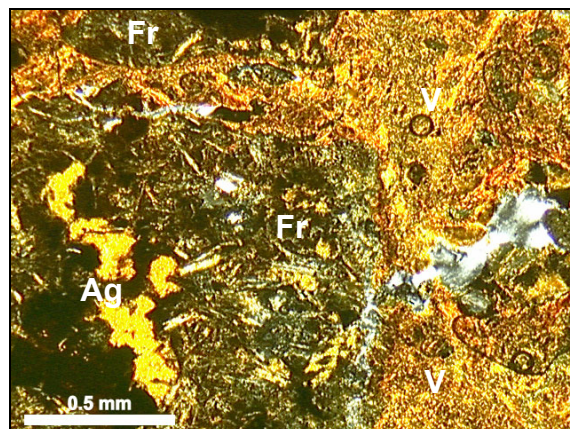


Foto 5.18: Detalhe de um fragmento de rocha alterada isolado por vênulas no solo do km 119+120 inferior (V-vênula; Fr-fragmento de rocha alterada; Ag-argilominerais)

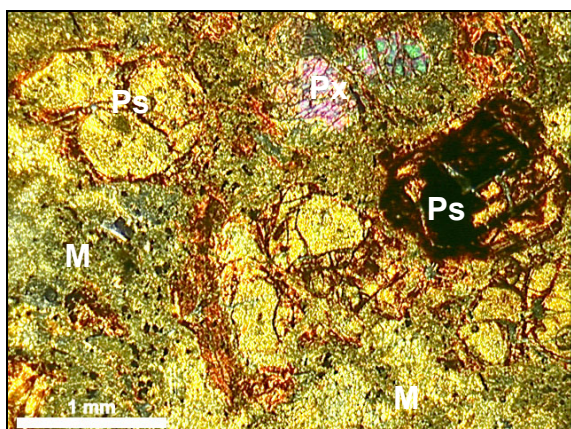


Foto 5.19: Estrutura do solo do km 119+120 superior – pseudomorfozes e fenocristais imersos em matriz argilosa (Ps-pseudomorfoze; Px-piroxênio; M-matriz argilosa)

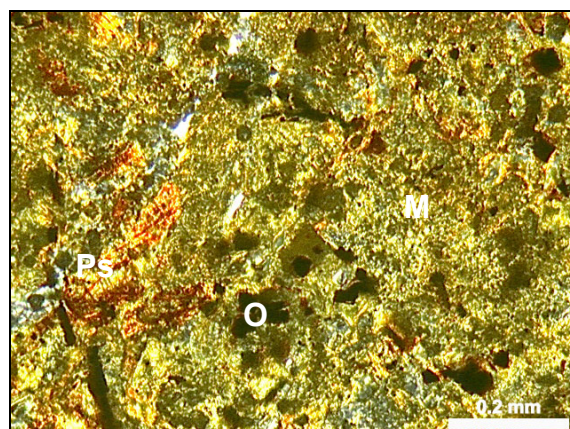


Foto 5.20: Detalhe da matriz argilosa do solo do km 119+120 superior (M-matriz argilosa; Ps-pseudomorfoze; O-opaco)

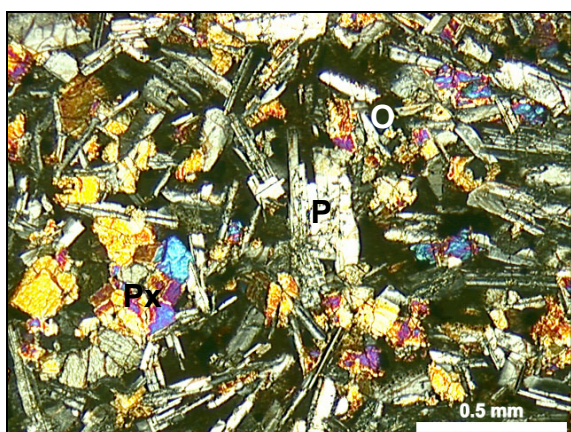


Foto 5.21: Textura da rocha do km 113+100 – matriz fanerítica composta por plagioclásios, piroxênio e opacos (P-plagioclásio; Px-piroxênio; O-opaco)

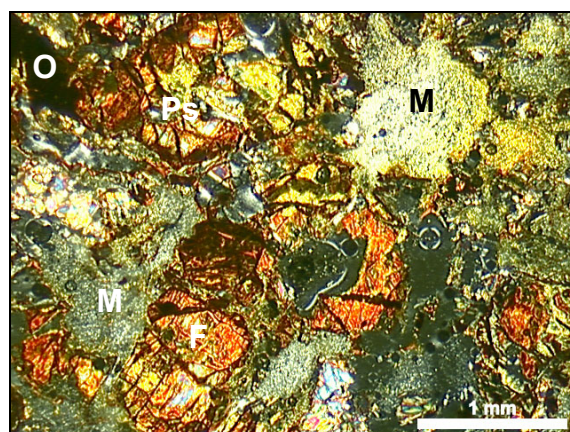


Foto 5.22: Estrutura do solo km 113+100 – fenocristais alterados e pseudomorfozes imersos em matriz argilosa (M-matriz argilosa; F-fenocristal alterado; Ps-pseudomorfoze; O-opaco)

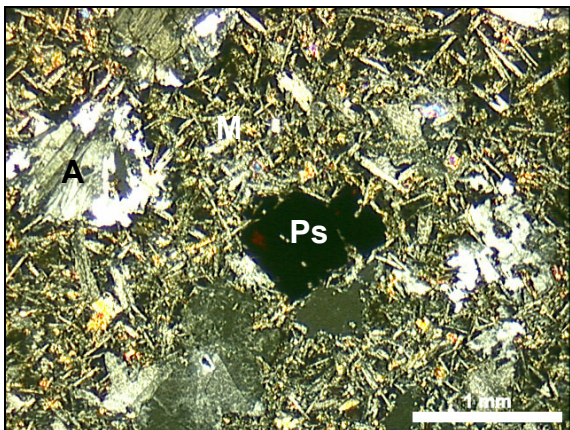


Foto 5.23: Textura da rocha do km 109+700 – amígdalas, fenocristais e pseudomorfozes imersos em matriz afanítica
(M-matriz; A-amígdala; Ps-pseudomorfose)

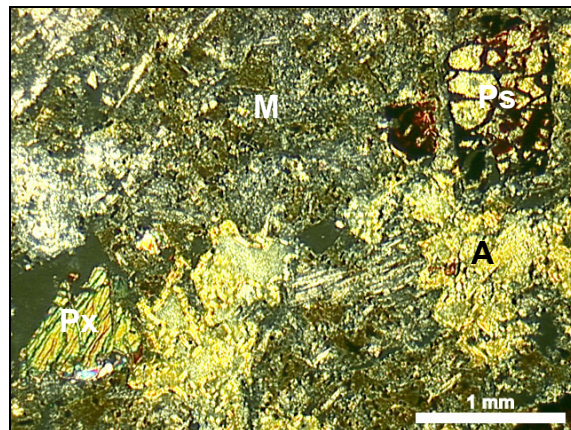


Foto 5.24: Estrutura do solo km 109+700 – fenocristais de piroxênio e amígdalas pseudomorfas imersos em matriz argilosa
(M-matriz argilosa; Ps-pseudomorfose; Px-piroxênio; A-amígdala substituída por argilominerais)

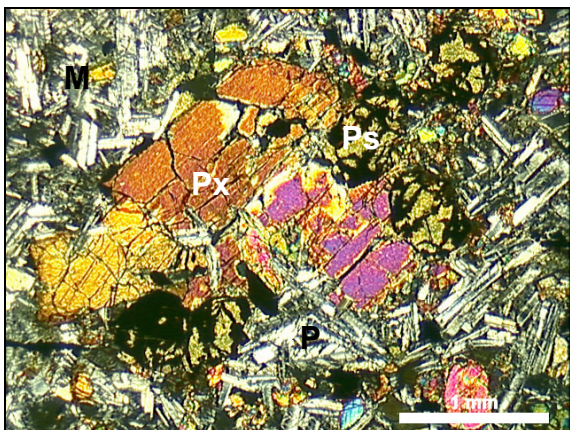


Foto 5.25: Textura da rocha do km 109+180 – fenocristais de piroxênio e plagioclásio imersos em matriz fanerítica
(M-matriz; Px-piroxênio; P-plagioclásio; Ps-pseudomorfose de piroxênio)

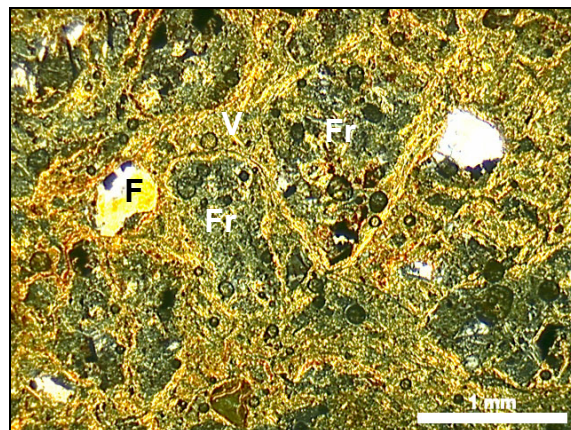


Foto 5.26: Estrutura do solo km 109+180 – fragmentos de rocha pseudomorfas isolados por vênulas
(Fr-fragmento de rocha pseudomorfaso; V-vênula; F-fenocristal alterado)

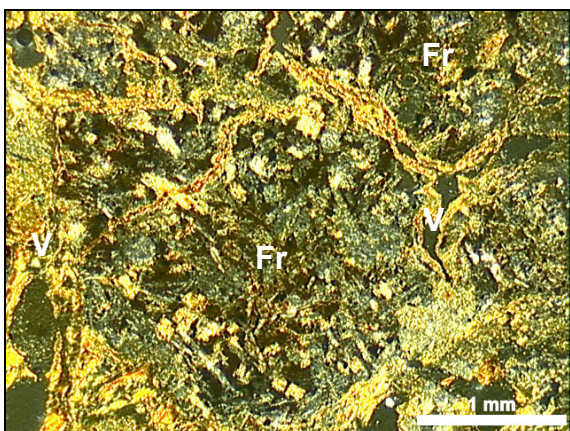


Foto 5.27: Estrutura do solo km 0+600 – fragmentos de rocha pseudomorfaso isolados por vênulas
(Fr-fragmento de rocha pseudomorfaso; V-vênula)

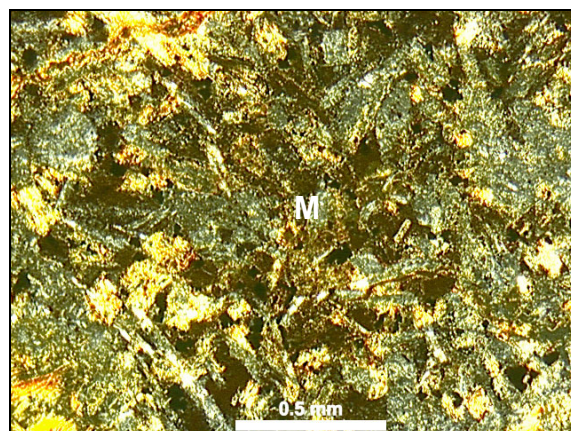


Foto 5.28: Detalhe da matriz pseudomorfasa que constitui os fragmentos no solo km 0+600
(M-matriz pseudomorfasa)

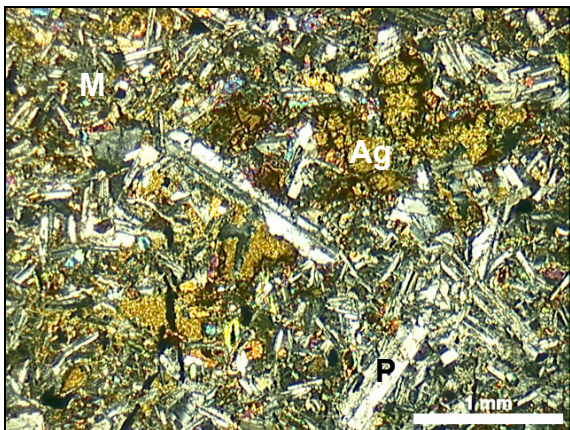


Foto 5.29: Textura da rocha SSCaí – fenocristais de plagioclásio e piroxênio imersos em matriz fanerítica alterada (M-matriz; P-plagioclásio; Ag-argilominerais)

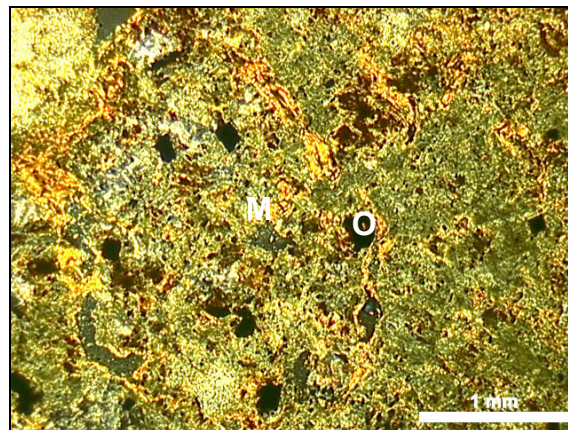


Foto 5.30: Estrutura do solo SSCaí – matriz da rocha de origem substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro (M-matriz argilosa; O-opaco)

5.2.2 Fluorescência de raios X

Análises de fluorescência de raios X foram realizadas em amostras preparadas a partir das rochas e solos saprolíticos correspondentes de todos os locais de amostragem descritos no Item 5.1, com exceção do km 0+600, onde não foi possível obter amostra da rocha. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

5.2.2.1 Classificação litológica

O Quadro 5.2 apresenta a composição química obtida para os materiais estudados nas análises de fluorescência de raios X. Também é apresentada a classificação química das rochas a partir do diagrama binário $\text{SiO}_2 \times \text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$, de Cox, Bell & Pankhurst (1979), e a partir do diagrama TAS (LE BAS & STRECKEISEN, 1991). As rochas analisadas foram classificadas como basaltos, com teores de SiO_2 variando de 47,7% a 49,5%, e andesitos basálticos, com teores de SiO_2 variando de 53,8% a 54,0%. Estes resultados corroboram os dados apresentados por IBGE (1986). Os teores de TiO_2 inferiores a 2% em peso caracterizam as rochas básicas estudadas como pertencentes ao grupo dos basaltos com baixos teores de TiO_2 (LTiB). Considerando-se os grupos geoquímicos definidos por Peate *et al.* (1992), as rochas do km 119+120, km 109+700 e km 109+180 (basaltos) apresentam características dos grupos Esmeralda e Gramado, enquanto as rochas do km 113+100 e SSCaí (andesitos basálticos) pertencem ao grupo Gramado.

Quadro 5.2: Análises de fluorescência de raios X das rochas básicas e solos saprolíticos correspondentes

ANÁLISE	km 119+120			km 113+100		km 109+700		km 109+180		SSCAÍ	
	Rocha	Solo inferior	Solo superior	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo
Densidade relativa	2,64	2,68	2,70	2,81	2,92	2,40	2,77	2,78	2,65	2,78	2,71
Elementos maiores e menores (%)											
- SiO ₂	47,72	45,27	41,60	54,01	43,08	48,11	48,60	49,52	43,28	53,77	49,52
- Al ₂ O ₃	14,40	18,90	19,65	16,17	19,06	13,18	16,55	14,58	19,30	14,50	19,80
- Fe ₂ O ₃	10,62	11,45	13,00	9,63	12,22	12,53	10,28	11,89	13,26	11,33	10,45
- MnO	0,16	0,17	0,10	0,13	0,10	0,14	0,16	0,15	0,27	0,15	0,09
- MgO	7,59	3,32	3,62	6,35	5,74	4,69	4,00	8,48	2,01	4,30	1,42
- CaO	10,74	3,18	1,56	8,52	2,79	7,98	3,39	9,82	1,22	7,85	0,65
- Na ₂ O	1,17	1,68	1,19	1,73	0,75	4,10	2,28	1,60	0,81	2,80	1,02
- K ₂ O	0,69	0,68	0,60	0,96	0,56	1,21	1,26	1,08	0,77	2,75	1,69
- TiO ₂	0,98	1,15	1,33	1,03	0,56	1,30	0,81	1,14	0,99	1,46	0,63
- P ₂ O ₅	0,13	0,04	0,03	0,16	0,09	0,16	0,08	0,14	0,02	0,29	0,13
- Perda ao fogo	5,80	15,10	17,20	1,30	15,00	6,60	12,60	1,60	18,90	0,80	14,80
- Total	100,00	100,94	99,88	99,99	99,95	100,00	100,00	100,00	100,82	100,00	100,18
Traços (ppm)											
- Nb	7,0	12,5	14,6	8,0	6,1	9,0	6,0	8,0	10,3	16,0	21,0
- Rb	24,5	20,5	15,1	26,5	13,6	19,1	34,0	29,1	27,6	76,5	72,0
- Sr	116,0	138,0	143,0	277,0	131,0	146,0	289,0	221,0	89,0	271,0	67,0
- Y	23,0	67,0	78,0	25,0	32,0	38,0	23,0	28,0	33,0	38,0	118,0
- Zr	109,0	121,0	136,0	107,0	74,0	155,0	109,0	132,0	159,0	213,0	336,0
Classificação química da rocha	Basalto			Andesito basáltico		Basalto		Basalto		Andesito basáltico	

Quadro 5.3: Perdas e ganhos percentuais de elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas básicas no intemperismo

ELEMENTO	km 119+120 inf.	Km 119+120 sup	km 113+100	km 109+700	km 109+180	SSCAÍ
Si	(0,9)	(2,5)	-	-	-	-
Al	2,3	2,9	1,8	2,7	2,3	2,6
Fe ₃	0,5	1,9	2,0	(0,3)	0,7	(0,8)
Mn	imóvel	imóvel	imóvel	imóvel	0,1	(0,1)
Mg	(2,5)	(2,3)	(0,3)	imóvel	(4,1)	(1,7)
Ca	(5,2)	(6,5)	(3,8)	(2,5)	(6,4)	(5,2)
Na	1,1	0,9	(0,6)	(0,9)	(0,6)	(1,3)
K	imóvel	Imóvel	(0,3)	0,2	(0,3)	(0,9)
Ti	0,5	1,3	(0,2)	(0,1)	(0,1)	(0,4)
P	(0,1)	(0,1)	(0,1)	(0,1)	(0,1)	(0,1)
Fator Volume (Fv)	1,0	1,0	-	1,0	-	-

Obs.: os números entre parêntesis correspondem aos valores das perdas

Quadro 5.4: Ordem de mobilidade relativa dos elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas básicas no intemperismo

SOLO	Ordem crescente de mobilidade dos elementos que apresentaram perdas	Ordem crescente de mobilidade dos elementos que apresentaram ganhos
km 119+120 inf	Ca, P, Mg, Si	Fe ₃ , Ti, Al, Na
km 119+120 sup	Ca, P, Mg, Si	Na, Fe ₃ , Al, Ti
km 113+100	Ca, Na, Ti, P, K, Mn, Si, Mg	Al, Fe ₃
km 109+700	Ca, P, Na, Ti, Fe ₃	Si, K, Al
km 109+180	Ca, P, Mg, Na, K, Si, Ti	Fe ₃ , Al, Mn
SSCAÍ	Ca, Mg, Na, Ti, P, Mn, K, Si, Fe ₃	Al

5.2.2.2 Balanço de massa

Os resultados dos balanços de massa realizados a partir das análises de fluorescência de raios X são apresentados nos Quadros 5.3 e 5.4 e nas Fig. 5.1 a 5.6. O Quadro 5.3 apresenta os valores percentuais das perdas e ganhos dos elementos maiores e menores, ocorridos no processo de intemperismo das rochas de origem e conseqüente formação dos solos saprolíticos estudados. Também são apresentados os valores de Fator Volume (Fv) dos materiais para os quais foi possível a determinação dos mesmos a partir dos diagramas composição-volume de mobilidade absoluta (não apresentados aqui - ver Item 4.2.2.2). O Quadro 5.4 apresenta a ordem crescente de mobilidade relativa dos elementos maiores e menores no intemperismo, determinada a partir dos diagramas composição-volume de mobilidade relativa (não apresentados aqui - ver Item 4.2.2.2).

As Fig. 5.1 a 5.6 apresentam os diagramas Isocon obtidos para os materiais estudados (ver Item 4.2.2.2). As perdas e ganhos de elementos apresentados no Quadro 5.3 foram determinados a partir destes diagramas, através da distância entre os pontos correspondentes aos elementos e a linha Isocon (linha cheia). A linha Isocon também separa os campos dos elementos que apresentaram ganhos daqueles que apresentaram perdas. Quando a inclinação da linha Isocon é igual a 1 (linha tracejada) ou é igual à razão entre as densidades do material original e do material alterado (d_o/d_a), significa que a massa ou volume da rocha de origem não se alteraram com o intemperismo.

Para as rochas e solos do km 119+120 e do km 109+700, foram obtidos valores de $F_v = 1,0$ a partir dos diagramas composição-volume, indicando um processo de alteração isovolumétrico. Para os demais materiais, não foi possível determinar o valor de F_v a partir dos diagramas composição-volume, devido à inexistência de elementos imóveis suficientes. Entretanto, a inclinação da linha Isocon para todas as rochas básicas e solos saprolíticos correspondentes coincide com a razão d_o/d_a , indicando que os processos de alteração são isovolumétricos, ou seja, $F_v = 1,0$.

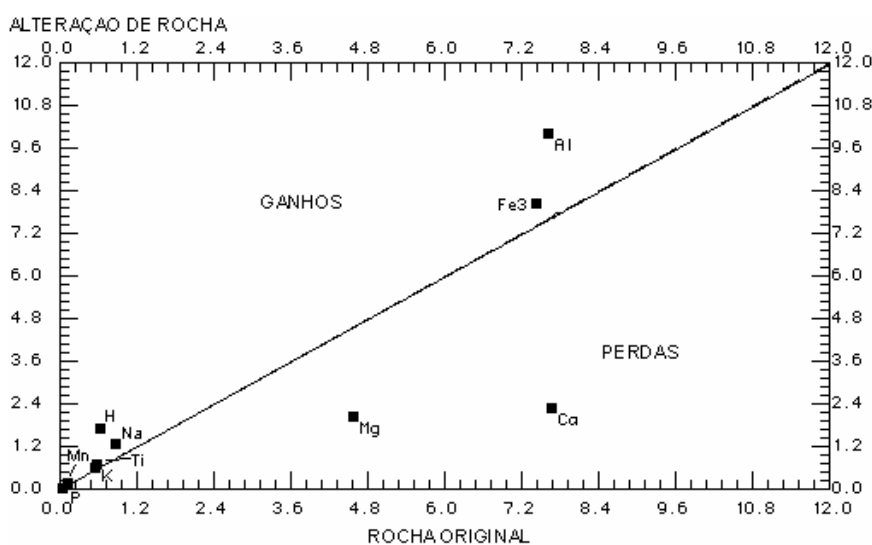


Figura 5.1: Diagrama Isocon do solo km 119+120 inferior

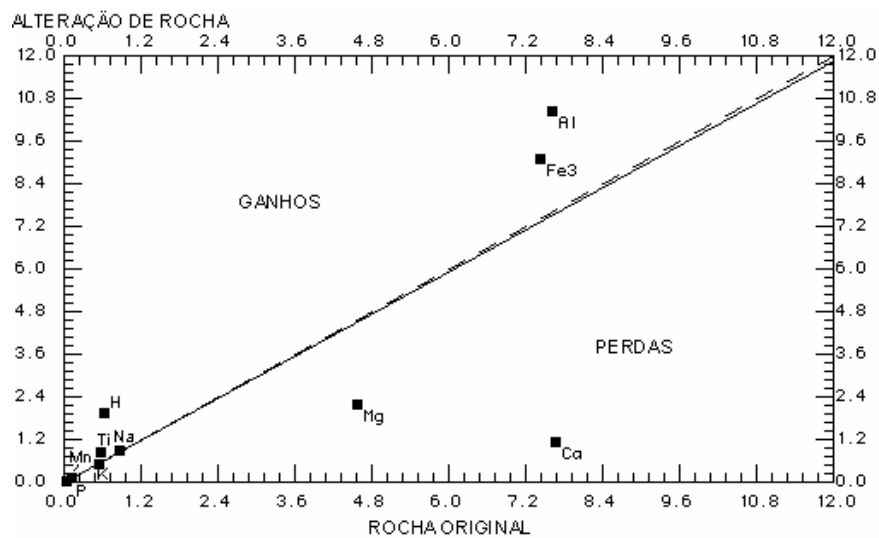


Figura 5.2: Diagrama Isocon do solo km 119+120 superior

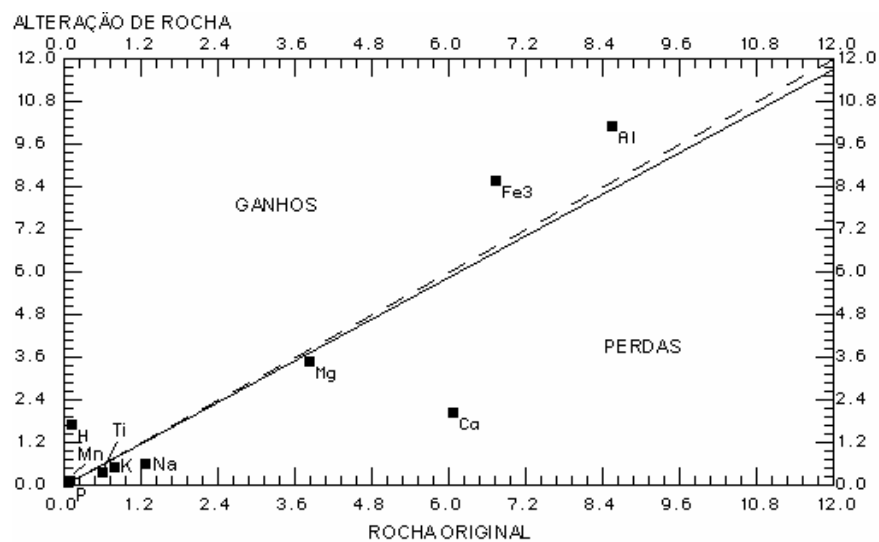


Figura 5.3: Diagrama Isocon do solo km 113+100

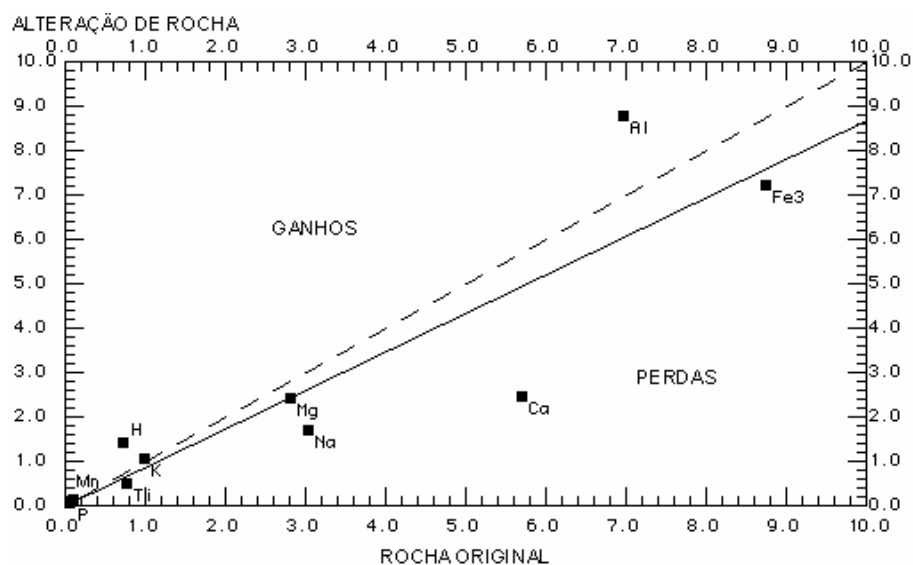


Figura 5.4: Diagrama Isocon do solo km 109+700

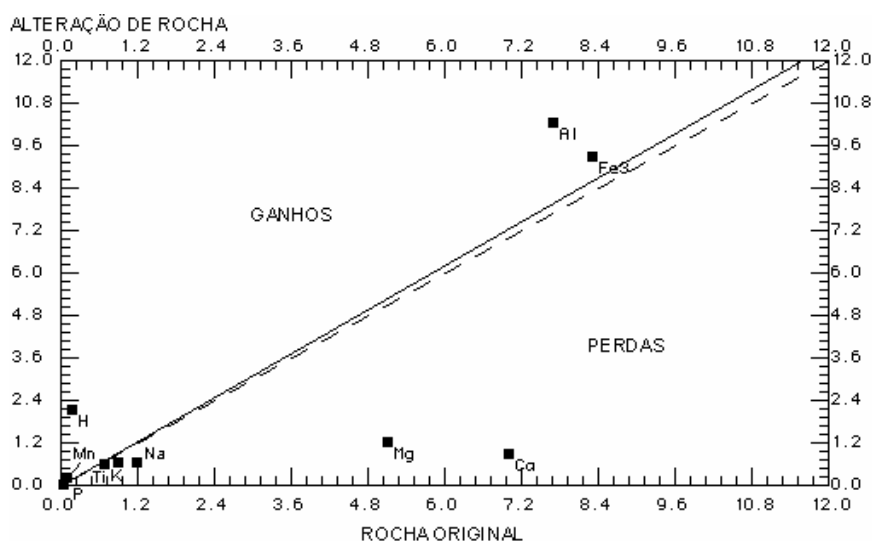


Figura 5.5: Diagrama Isocon do solo km 109+180

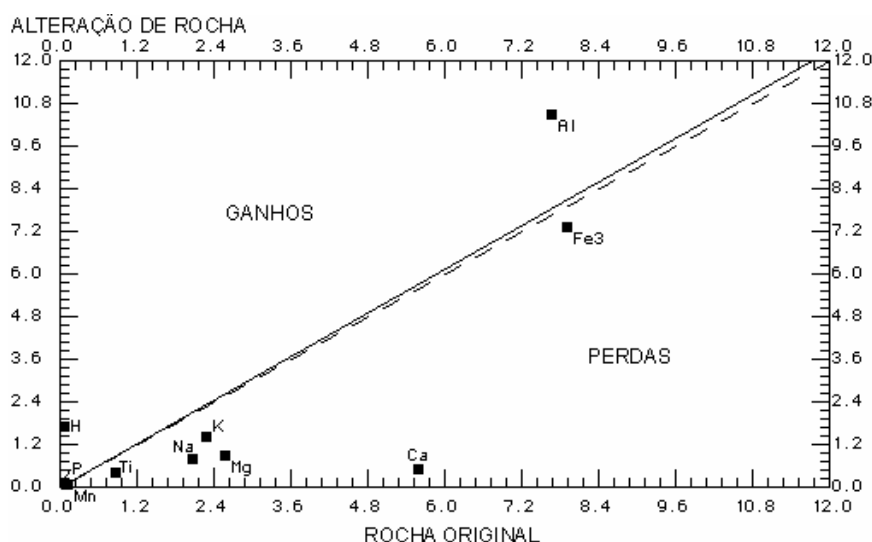


Figura 5.6: Diagrama Isocon do solo SSCaí

Com relação às perdas e ganhos de elementos químicos durante o intemperismo, todos os materiais estudados apresentaram aumento significativo nos teores de alumínio. Este aumento está relacionado à formação dos argilominerais. Nas rochas básicas, os argilominerais mais comuns são a montmorilonita e a serpentina, esta última caracterizada por tonalidades esverdeadas. No que diz respeito ao ferro, com exceção dos materiais do km 109+700, todos os outros materiais apresentaram aumento em seus teores durante o intemperismo.

O aumento ou diminuição do teor de ferro no processo de intemperismo das rochas básicas estudadas é resultado do balanço entre as perdas decorrentes da alteração de piroxênios, olivinas e opacos (magnetita, hematita e ilmenita) e os ganhos decorrentes da formação de óxidos e hidróxidos de ferro (limonita e goetita).

As diminuições nos teores de Na e Ca em rochas básicas normalmente estão associadas à alteração de plagioclásios, que apresentam variedades mais sódicas (albita) e mais cálcicas (anortita), e de zeolitas. As perdas mais significativas ocorridas nos teores de cálcio dos materiais estudados podem estar indicando um predomínio de plagioclásios de variedades mais cálcicas nestes materiais. Na rocha do km 109+700, o teor significativamente maior de Na relativamente às demais rochas estudadas está provavelmente associado à grande quantidade de amígdalas preenchidas por zeolitas, podendo ainda estar indicando o predomínio de plagioclásios de variedades mais sódicas. De fato, a rocha do km 109+700 apresenta um teor de plagioclásios significativamente maior que o teor de piroxênios quando comparada às demais rochas estudadas.

No caso do magnésio, as perdas ocorridas em rochas básicas normalmente estão associadas à alteração da olivina e dos piroxênios. A variação no teor de Ti está normalmente associada à alteração/formação de ilmenita. Para os demais elementos, devidos aos seus baixos teores, as perdas e ganhos são pequenos, sendo de pouco interesse para este estudo.

5.2.2.3 Índices de intemperismo

Os índices de intemperismo calculados para as rochas básicas e solos saprolíticos correspondentes estudados estão apresentados no Quadro 5.5. Da mesma forma que para os materiais de Teutônia (Capítulo IV), foi feita uma avaliação quantitativa relativa do grau de intemperismo dos solos, comparando-se os índices dos solos com os índices obtidos para as rochas correspondentes. Para um mesmo índice de interesse definido, também foram comparados entre si os valores obtidos para os diversos materiais estudados.

O valor da relação percentual entre os índices dos solos e das rochas estudados varia, para um mesmo material (rocha e solo), de acordo com o índice considerado. Há basicamente três faixas de valores diferentes. A primeira faixa corresponde à faixa de valores relativa aos índices Ba , B , $Bases:alumina$ e $Bases:R_2O_3$. A segunda faixa corresponde à faixa relativa aos índices ba_1 e β , e a terceira faixa de valores corresponde ao índice ba_3 .

O solo km 119+120 inferior apresentou índices de intemperismo variando de 33,5% a 36,2% do índice correspondente da rocha para os índices da primeira faixa. Para a segunda faixa os valores foram de 96,9% e para a terceira faixa de 45,9%. O solo km 119+120 superior apresentou índices de intemperismo variando de 19,4% a 26,4% do índice da rocha para os índices da primeira faixa, 70,5% para a segunda faixa e 41,9% para a terceira faixa.

Para o solo km 113+100, os índices da primeira faixa variaram de 31,0% a 47,5%, da segunda faixa foram de 47,5% e da terceira faixa de 66,2%. Para o solo km 109+700, os índices da primeira faixa variaram de 41,6% a 59,3%, da segunda faixa foram de 53,1% e da terceira faixa de 60,1%. Os índices para o solo km 109+180 variaram de 16,9% a 18,8% na primeira faixa e foram, respectivamente, 44,6% e 24,3% para a segunda e terceira faixa. Para o solo SSCaí, os índices da primeira faixa variaram de 18,4% a 23,9%, da segunda faixa foram de 35,8% e da terceira faixa de 30,8%.

As diferenças de valores entre os índices das 3 faixas mencionadas decorrem dos diferentes elementos considerados no cálculo dos índices. Em função das variações apresentadas, não foi possível estabelecer uma comparação ou uma tendência única quanto ao grau de intemperismo de todos os materiais estudados a partir da comparação de todos os índices. Para que se possa comparar o grau de intemperismo de diferentes materiais, é necessário fixar um determinado índice e comparar os valores obtidos para os diferentes materiais.

Para as rochas básicas e respectivos solos saprolíticos estudados, os índices que apresentaram resultados concordantes entre si e que refletiram as observações feitas nas análises petrográficas quanto ao grau de intemperismo dos materiais foram os índices ba_3 , $Bases: alumina$ e $Bases: R_2O_3$.

Baseado nestes índices, o grau de intemperismo dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados cresce na seguinte ordem: km 109+700, km 113+100, km 119+120 inferior, km 119+120 superior, SSCaí, km 109+180 e Teutônia. Comparando-se os valores obtidos para o índice $Bases: R_2O_3$ das rochas amostradas, o grau de intemperismo das mesmas cresce na seguinte ordem: km 119+120, km 109+180, km 109+700, km 113+100 e SSCaí.

5.2.3 Difração de raios X

Os resultados das análises de difração de raios X realizadas em amostras orientadas naturais, glicoladas e calcinadas dos solos saprolíticos de rochas básicas da FSG são apresentados nos difratogramas das Fig. 5.7 a 5.13. O Quadro 5.6 apresenta um resumo dos minerais identificados. Não foram realizadas análises com amostras das rochas que deram origem aos solos estudados.

Quadro 5.5: Índices de intemperismo das rochas básicas e solos saprolíticos correspondentes

ÍNDICE	km 119+120			km 113+100		km 109+700		km 109+180		SSCAÍ	
	Rocha	Solo inferior	Solo superior	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo
$Ba = (K_2O + Na_2O + CaO) / Al_2O_3$	0,875	0,293	0,170	0,693	0,215	1,008	0,419	0,857	0,145	0,924	0,170
$ba_1 = (K_2O + Na_2O) / Al_2O_3$	0,129	0,125	0,091	0,166	0,069	0,403	0,214	0,184	0,082	0,383	0,137
$ba_3 = (K_2O + Na_2O + MgO) / Al_2O_3$	0,656	0,301	0,275	0,559	0,370	0,759	0,456	0,765	0,186	0,679	0,209
$B = I_{ALTERADO} / I_{S\tilde{A}O}$ $I = (K_2O + Na_2O + CaO) / Al_2O_3$	1,000	0,335	0,194	1,000	0,310	1,000	0,416	1,000	0,169	1,000	0,184
$\beta = I_{ALTERADO} / I_{S\tilde{A}O}$ $I = (K_2O + Na_2O) / Al_2O_3$	1,000	0,969	0,705	1,000	0,416	1,000	0,531	1,000	0,446	1,000	0,358
<i>Bases: alumina</i> = $(K_2O + Na_2O + CaO + MgO) / Al_2O_3$	1,402	0,469	0,355	1,086	0,516	1,364	0,660	1,439	0,249	1,221	0,241
<i>Bases: R_2O_3</i> = $(K_2O + Na_2O + CaO + MgO) / (Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2)$	0,776	0,281	0,205	0,655	0,309	0,666	0,395	0,760	0,143	0,649	0,155

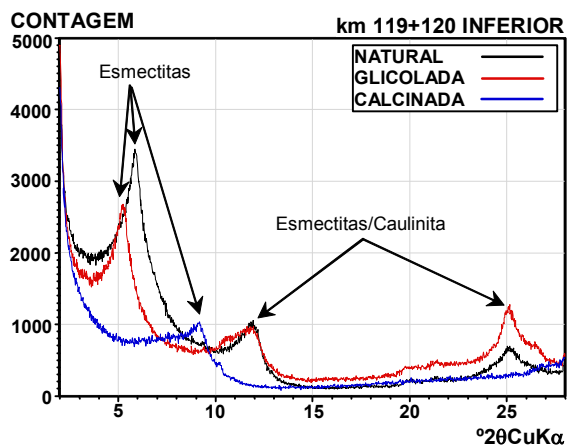


Figura 5.7: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 119+120 inferior

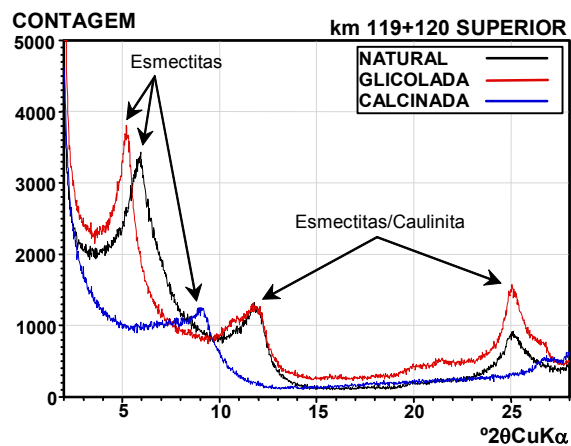


Figura 5.8: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 119+120 superior

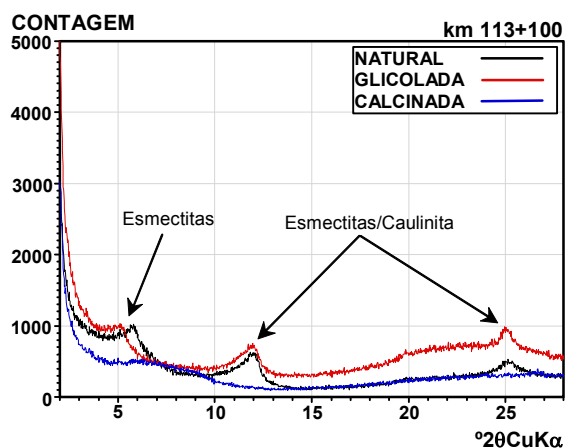


Figura 5.9: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 113+100

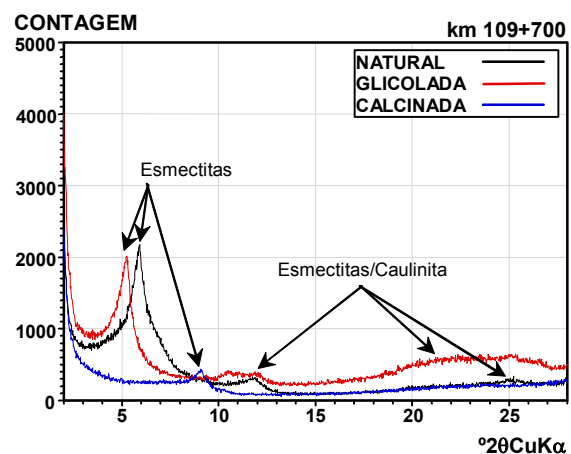


Figura 5.10: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 109+700

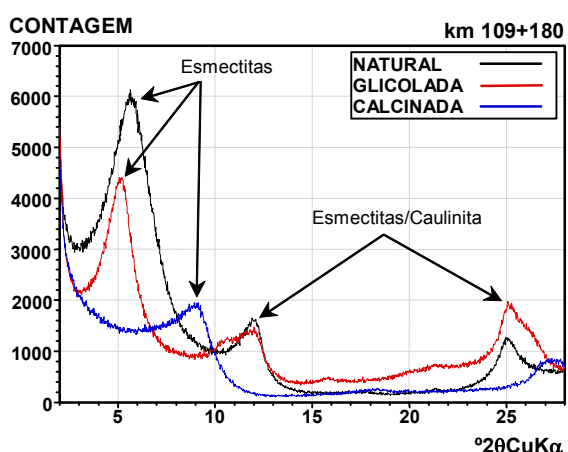


Figura 5.11: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 109+180

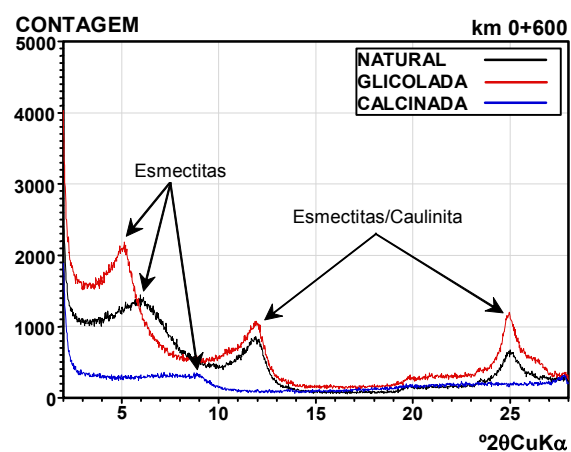


Figura 5.12: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 0+600

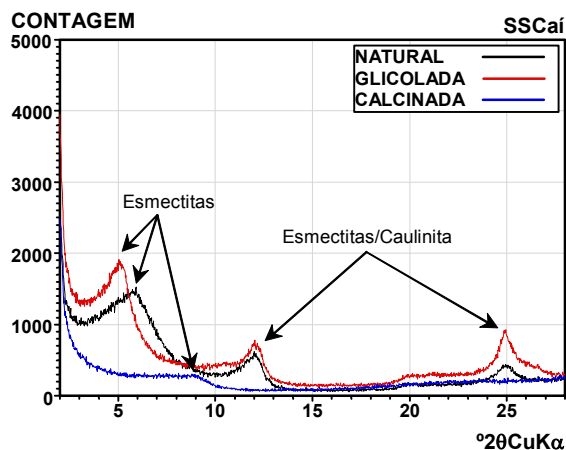


Figura 5.13: Difratogramas das amostras orientadas do solo SSCaí

Quadro 5.6: Minerais identificados nas análises de difração de raios X dos solos saprolíticos de rochas básicas

AMOSTRA	NATURAL	GLICOLADA	CALCINADA
km 119+120 inferior	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita)
km 119+120 superior	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita)
km 113+100	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita)
km 109+700	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita)
km 109+180	- Esmectitas (saponita) - Caulinita	- Esmectitas (saponita) - Caulinita	- Esmectitas (saponita)
km 0+600	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita)
SSCaí	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita) - Caulinita	- Esmectitas (montmorilonita e nontronita)

Analisando-se os difratogramas apresentados, verifica-se que todos os solos saprolíticos de rochas básicas apresentaram o mesmo padrão de comportamento em suas reflexões (picos ou bandas), tanto para as amostras naturais como para as amostras glicoladas e calcinadas. As diferenças observadas na intensidade dos picos estão relacionadas tão somente à quantidade e grau de cristalização dos argilominerais presentes nas amostras, não apresentando relação com as variedades minerais. O solo Teutônia, cujos difratogramas foram apresentados no Capítulo 4 (Item 4.2.3), também apresentou o mesmo padrão de comportamento descrito acima.

Para as amostras naturais, os difratogramas apresentaram picos em torno de $2\theta \approx 6,0$ ($d \approx 15 \text{ \AA}$), $2\theta \approx 12,0$ ($d \approx 7,2 \text{ \AA}$) e $2\theta \approx 25,0$. Os picos relativos a $d \approx 15 \text{ \AA}$ correspondem aos argilominerais do grupo das esmectitas, havendo indicações de ocorrência das variedades montmorilonita (predominante), nontronita e saponita. Os picos relativos a $d \approx 7,2 \text{ \AA}$ correspondem aos argilominerais do grupo das caulinitas. Os picos que ocorrem para $2\theta \approx 25,0$ correspondem a reflexões secundárias da caulinita e dos argilominerais de camadas mistas (esmectita/caulinita). Com a saturação das amostras por etileno-glicol (amostras glicoladas), as reflexões de primeira ordem das esmectitas ($d \approx 15 \text{ \AA}$) passaram para $2\theta \approx 5,0$ ($d \approx 17 \text{ \AA}$), confirmando a ocorrência das variedades indicadas nas análises das amostras naturais. As reflexões relativas aos argilominerais do grupo das caulinitas não foram afetadas pela saturação por etileno-glicol, o que confirma a presença destes argilominerais. Os difratogramas das amostras calcinadas corroboram a interpretação dos resultados das amostras naturais e glicoladas. Com a calcinação a 550°C , a estrutura cristalina da caulinita é destruída, de maneira que as reflexões relativas à caulinita desaparecem dos difratogramas. Para as esmectitas, a calcinação faz com que as reflexões ocorram como bandas em torno de $2\theta \approx 9,0$.

Os resultados das análises de difração de raios X mostram que os solos saprolíticos de rochas básicas da FSG estudados nesta tese apresentam fração argila com mineralogia muito semelhante, sendo a mesma composta principalmente por argilominerais do grupo das esmectitas (montmorilonita, nontronita e saponita). Argilominerais do grupo das caulinitas estão presentes em menor quantidade e provavelmente na forma de camadas mistas, associados aos argilominerais esmectíticos. Salienta-se que os solos estudados foram formados a partir de rochas de diferentes derrames vulcânicos e de diferentes porções da estrutura ou estratigrafia interna destes derrames. Sendo assim, é pelo menos razoável esperar que a homogeneidade mineralógica da fração argila dos solos saprolíticos de rochas básicas da FSG se traduza em homogeneidade de comportamento mecânico, quando se considera, para isso, o efeito da mineralogia sobre o comportamento, principalmente no caso da resistência ao cisalhamento residual.

5.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste item serão apresentados os índices físicos, os limites de Atterberg e os resultados dos ensaios de granulometria dos materiais apresentados no Item 5.1. Vale ressaltar que os aspectos relacionados a estas propriedades, às técnicas utilizadas e às questões práticas de sua determinação, como problemas e limitações, já foram apresentados no Capítulo 3 – Item 3.2.2.

5.3.1 Índices físicos

O Quadro 5.7 a seguir apresenta os valores mínimos, máximos e médios dos índices físicos dos solos saprolíticos formados a partir de rochas básicas da FSG. Os valores apresentados foram determinados a partir de um universo de 7 (sete) a 9 (nove) amostras indeformadas para cada solo, coletadas para os ensaios de adensamento e cisalhamento direto.

Como para o solo Teutônia (Capítulo 4), os valores de índice de vazios obtidos para os solos formados a partir de rochas básicas da FSG são elevados. Os valores médios variaram de 1,23 a 1,66. O valor mínimo obtido foi de 1,03 para os solos km 113+100 e km 109+700 (solos que apresentaram os menores graus de intemperismo) e o máximo de 1,97 para o solo km 0+600 (os índices de intemperismo não puderam ser determinados para este solo). Estes valores se traduzem em porosidades médias que variam de 55,2% a 62,4%, com porosidade mínima de 50,7% e máxima de 66,3%. Tais valores de porosidade e índice de vazios são bastante elevados, de forma que sugerem a existência de uma estrutura capaz de permitir que os solos alcancem porosidades desta magnitude. Naturalmente, esta estrutura irá incorrer em efeitos significativos sobre o comportamento mecânico dos solos, conforme já demonstrado para o solo Teutônia.

O peso específico real dos grãos (γ_s) médio para os solos formados a partir de rochas básicas ficou na faixa de 26,0 a 26,6 kN/m³ para os solos mais intemperizados, e na faixa de 27,1 a 28,3 kN/m³ para os solos menos intemperizados. O peso específico aparente úmido (γ_t) médio variou de 14,6 a 16,6 kN/m³. Mais uma vez, a variabilidade destes e dos demais índices apresentados no Quadro 5.7, ainda que considerando-se um mesmo solo, demonstram a heterogeneidade dos solos residuais tropicais, neste caso dos solos saprolíticos de rochas vulcânicas básicas.

Quadro 5.7: Índices físicos dos solos saprolíticos de rochas básicas

ÍNDICE	km 119+120 inferior			km 119+120 superior			km 113+100			km 109+700			km 109+180			km 0+600			SSCaí		
	Min	Máx	Méd	Min	Máx	Méd	Min	Máx	Méd	Min	Máx	Méd	Min	Máx	Méd	Min	Máx	Méd	Min	Máx	Méd
Peso específico real dos grãos ($\gamma_s - \text{KN/m}^3$)	25,6	26,3	26,0	25,8	26,5	26,1	28,0	28,7	28,3	27,1	-	27,1	26,0	26,6	26,3	26,0	-	26,0	26,6	-	26,6
Densidade real dos grãos (G)	2,61	2,69	2,65	2,63	2,70	2,67	2,85	2,92	2,89	2,77	-	2,77	2,65	2,71	2,68	2,65	-	2,65	2,71	-	2,71
Peso específico aparente úmido ($\gamma_t - \text{KN/m}^3$)	15,0	16,2	15,7	15,1	15,8	15,5	15,5	17,9	16,4	15,6	17,0	16,5	13,9	15,3	14,6	14,5	15,1	14,8	16,4	16,8	16,6
Peso específico aparente seco ($\gamma_d - \text{KN/m}^3$)	9,8	11,2	10,4	9,2	10,4	10,0	10,7	14,4	12,1	9,9	13,7	12,0	10,4	11,5	11,0	8,9	11,5	10,9	11,9	12,4	12,1
Teor de umidade ($\omega - \%$)	44,4	56,7	51,7	51,4	63,4	55,8	24,4	46,5	37,0	23,7	62,6	38,7	26,7	37,6	33,0	29,3	62,1	36,7	35,7	38,4	37,0
Grau de saturação (S - %)	83,6	94,3	89,6	82,1	99,2	89,4	69,6	81,9	74,5	59,9	99,1	79,4	50,3	69,2	61,1	59,4	83,8	66,1	78,6	84,2	81,2
Índice de vazios (e)	1,28	1,65	1,51	1,52	1,85	1,66	1,03	1,67	1,41	1,03	1,75	1,32	1,31	1,62	1,45	1,29	1,97	1,45	1,18	1,28	1,23
Porosidade (n - %)	56,1	62,3	60,2	60,3	64,9	62,4	50,7	62,5	58,5	50,7	63,6	56,9	56,7	61,8	59,2	56,3	66,3	59,2	54,1	56,1	55,2

5.3.2 Limites de consistência

Os limites de consistência obtidos para os solos formados a partir de rochas básicas da FSG estão apresentados no Quadro 5.8, juntamente com os valores de atividade (A) desses solos.

Para o solo km 113+100, foram realizados ensaios com amostras preparadas tanto por via seca como por via úmida, para fins de comparação e verificação do efeito da secagem. Os resultados dos ensaios para este solo mostram que houve uma redução de 14% no valor de LL e de 19% no valor de LP, do ensaio com preparação de amostra via úmida para o ensaio com preparação de amostra via seca. O índice de plasticidade IP, no entanto, permaneceu praticamente inalterado, passando de 19 para 18. Na carta de plasticidade (Fig. 5.14), o ponto correspondente ao ensaio com amostra preparada via úmida fica abaixo da linha A e à direita da linha B, caracterizando o comportamento da fração fina do solo como de um material siltoso plástico. O ponto correspondente ao ensaio com amostra preparada via seca fica abaixo da linha A, porém à esquerda da linha B, caracterizando o comportamento da fração fina do solo na condição seca ao ar como de um material siltoso pouco plástico. A mudança de posição em relação à linha B ocorre em função da redução de LL com a secagem do material, indicando que a mesma implica em sensível redução de plasticidade dos argilominerais. A redução de LP ocorre provavelmente em função da agregação de partículas e conseqüente formação de grumos devido à secagem, conforme já discutido no Item 4.3.2, relativo ao solo Teutônia.

Com relação aos demais solos estudados, os valores de LL obtidos foram todos inferiores a 72% (solo km 109+180), sendo o valor mínimo obtido igual a 39% (solo km 109+700, que apresentou o menor grau de intemperismo). Os valores de IP obtidos variaram entre 17 e 40, valores correspondentes, respectivamente, aos solos km 109+700 e km 109+180. A ordem crescente do grau de intemperismo dos solos estudados, segundo análise realizada a partir dos índices de intemperismo, é a seguinte: km 109+700, km 113+100, km 119+120 inferior, km 119+120 superior, SSCaí e km 109+180. O solo km 0+600 não está incluído nesta lista por não ter tido seus índices de intemperismo determinados. Analisando-se os valores do Quadro 5.8 e a ordem crescente do grau de intemperismo apresentada acima, verifica-se que, em geral, os valores de LL e IP aumentam com o aumento do grau de intemperismo dos solos. Tal fato só não se verifica para o solo SSCaí e para o LP.

Na carta de plasticidade (Fig. 5.14), com exceção do solo km 109+700, todos os demais solos formados a partir de rochas básicas da FSG ficaram abaixo da linha A, caracterizando o comportamento da fração fina destes solos como de um material siltoso. O solo SSCaí ficou à esquerda da linha B, talvez pelo mesmo motivo que o solo km 113+100, ou seja, a preparação de amostra via seca. O posicionamento à esquerda da linha B caracteriza um comportamento pouco plástico. Os demais solos se

posicionaram à direita da linha B, caracterizando um comportamento plástico. O solo km 109+700 também ficou à esquerda da linha B, porém mais afastado que os anteriormente citados. Provavelmente, este posicionamento não ocorre em função da preparação da amostra via seca, e sim em função do baixo grau de intemperismo do solo. Por estar acima da linha A, o comportamento deste solo se caracteriza como o de um solo argiloso pouco plástico.

Em termos de atividade, a fração fina do solo km 109+180 é classificada como de Atividade normal ($0,75 < A < 1,25$), a fração fina do solo km 119+120 superior é considerada ativa ($1,25 < A < 2,0$) e as frações finas dos solos km 109+700, km 113+100, km 119+120 inferior, km 0+600 e SSCaí são caracterizadas como altamente ativas ($A > 2,0$).

Quadro 5.8: Limites de consistência e atividade dos solos saprolíticos de rochas básicas

SOLO	LL	LP	IP	A
km 119+120 inferior	60	37	23	2,09
km 119+120 superior	68	37	31	1,29
km 113+100				
via seca	48	30	18	3,00
via úmida	56	37	19	3,17
km 109+700	39	22	17	2,43
km 109+180	72	32	40	0,95
km 0+600	71	36	35	3,89
SSCaí	48	28	20	3,33

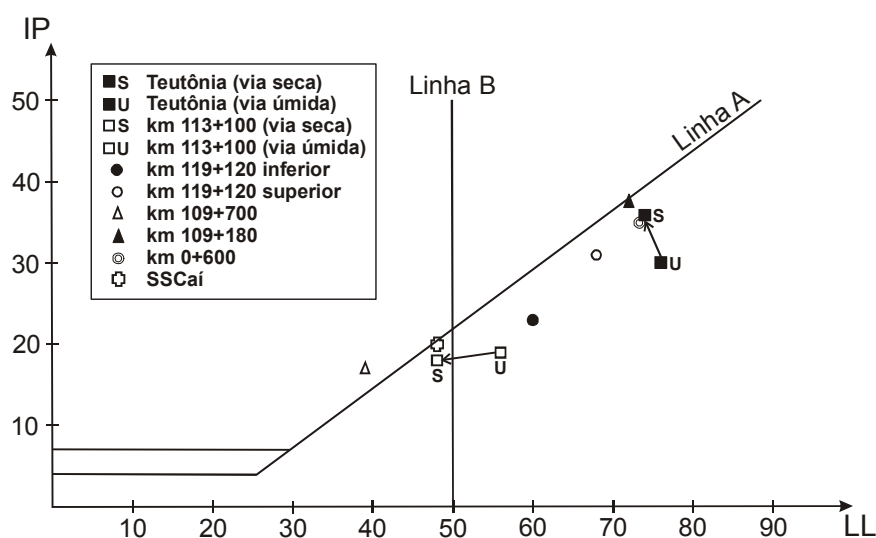


Figura 5.14: Carta de plasticidade para os solos saprolíticos de rochas básicas

5.3.3 Granulometria

Os resultados das análises granulométricas realizadas com os solos saprolíticos de rochas básicas da FSG são apresentados no Quadro 5.9 e nas Fig. 5.15 a 5.21. Para cada solo foram realizadas duas séries de ensaios, denominadas GR1 e GR2, conforme descrito no Item 3.2.2.2. A série GR1 foi executada com manipulação do solo na lavagem do material do ensaio de sedimentação na peneira #200, e a série GR2 foi executada sem a manipulação, somente por pressão de água e por movimentos de peneiramento.

As curvas granulométricas apresentadas nas Fig. 5.15 a 5.21, para a série de ensaios GR1, apresentaram as mesmas descontinuidades mostradas pelo solo Teutônia na transição entre as porções correspondentes aos ensaios de peneiramento e sedimentação. O mecanismo responsável por este comportamento, conforme demonstrado nos itens 3.2.2.2 e 4.3.3, é a quebra de partículas e agregados de partículas, devido ao manuseio do solo durante o ensaio. Nas curvas correspondentes à série GR2, as descontinuidades desaparecem ou ficam menores do que as descontinuidades das curvas da série GR1, fato que corrobora a fragilidade das partículas e agregados de partículas frente à energia utilizada nos procedimentos de preparação das amostras e execução dos ensaios.

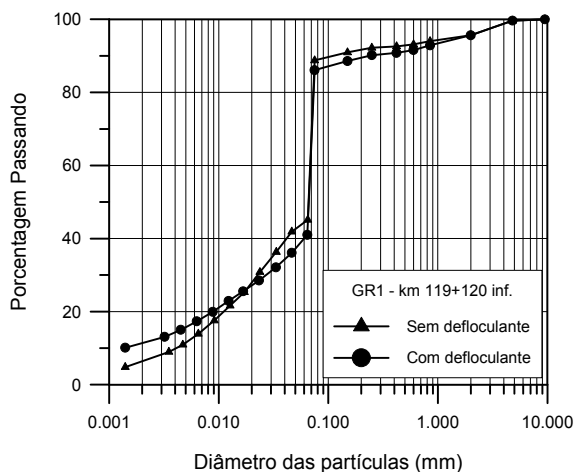
Com base nos dados de plasticidade e nas curvas granulométricas obtidas para a série de ensaios GR2, o Sistema Universal de Classificação de Solos (SUCS) classifica os solos estudados da seguinte maneira:

- km 119+120 inferior - silte elástico arenoso (MH – Sandy elastic silt).
- km 119+120 superior - silte elástico com areia (MH – Elastic silt with sand).
- km 113+100 – areia siltosa (SM – Silty sand).
- km 109+700 – argila pouco plástica arenosa (CL – Sandy lean clay).
- km 109+180 – argila plástica arenosa (CH – Sandy fat clay).
- km 0+600 - silte elástico com areia (MH – Elastic silt with sand).
- SSCaí – argila pouco plástica arenosa (CL – Sandy lean clay).

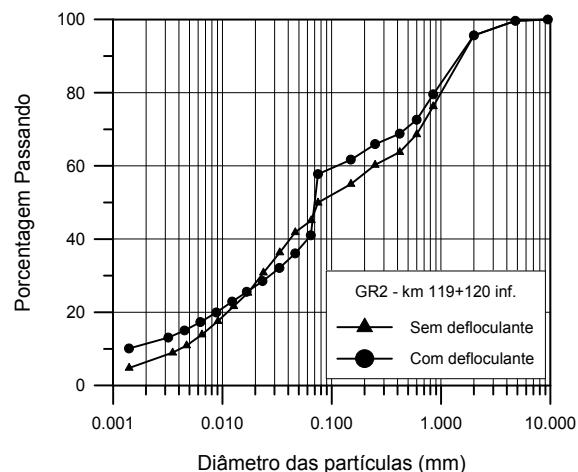
A classificação segundo o SUCS demonstra o caráter granular da textura dos solos estudados. Este caráter é conferido aos solos pela estrutura herdada da rocha de origem e do processo de intemperismo químico. Devido à estrutura, mesmo após a desagregação sofrida na amostragem e no processo de preparação de amostras para os ensaios de caracterização, algumas partículas, e principalmente agregados de partículas, ainda permanecem no material ensaiado, conferindo ao mesmo características granulares, apesar de sua natureza argilosa intrínseca.

Quadro 5.9: Granulometria dos solos saprolíticos de rochas básicas

SOLO	FRAÇÃO	SÉRIE GR1		SÉRIE GR2	
		Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)	Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)
km 119+120 inferior	Pedregulho	4	4	4	4
	Areia	7	10	46	39
	Silte	82	75	43	46
	Argila	7	11	7	11
km 119+120 superior	Areia	4	4	21	20
	Silte	82	72	65	56
	Argila	14	24	14	24
km 113+100	Pedregulho	4	4	4	4
	Areia	49	45	53	55
	Silte	45	45	41	35
	Argila	2	6	2	6
km 109+700	Pedregulho	6	6	6	6
	Areia	24	30	43	43
	Silte	67	57	48	44
	Argila	3	7	3	7
km 109+180	Areia	4	4	35	31
	Silte	73	54	42	27
	Argila	23	42	23	42
km 0+600	Pedregulho	4	4	4	4
	Areia	8	8	19	19
	Silte	85	79	74	68
	Argila	3	9	3	9
SSCaí	Pedregulho	2	2	2	2
	Areia	22	19	33	37
	Silte	74	73	63	55
	Argila	2	6	2	6

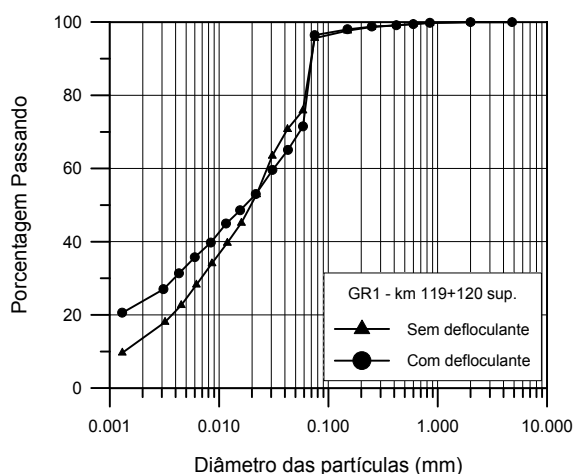


(a)

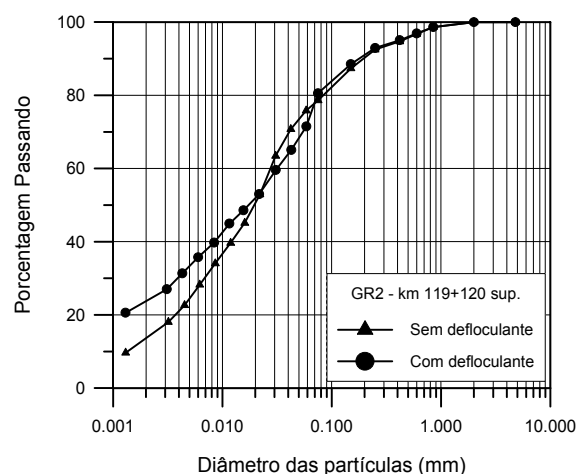


(b)

Figura 5.15: Curvas granulométricas, solo km 119+120 inf: (a) série GR1; (b) série GR2

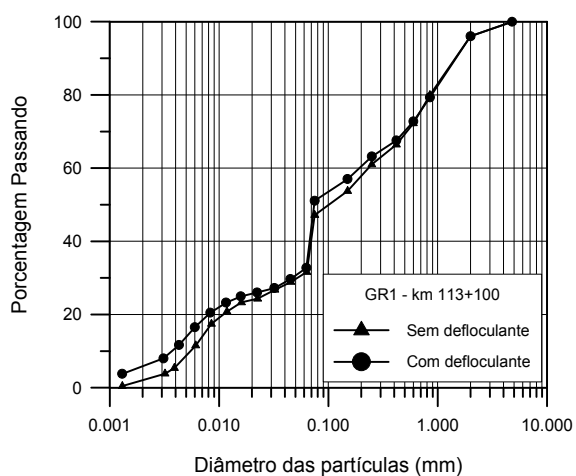


(a)

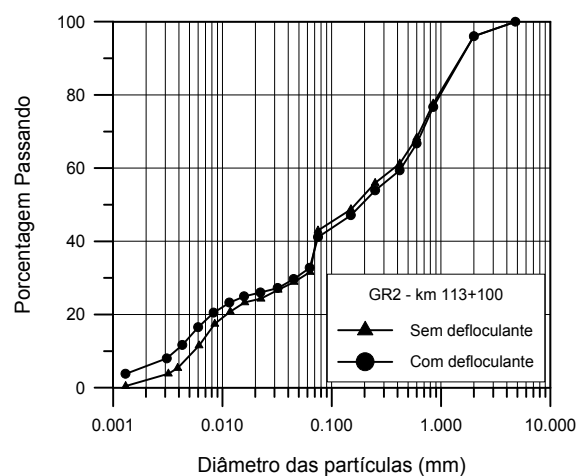


(b)

Figura 5.16: Curvas granulométricas, solo km 119+120 sup: (a) série GR1; (b) série GR2

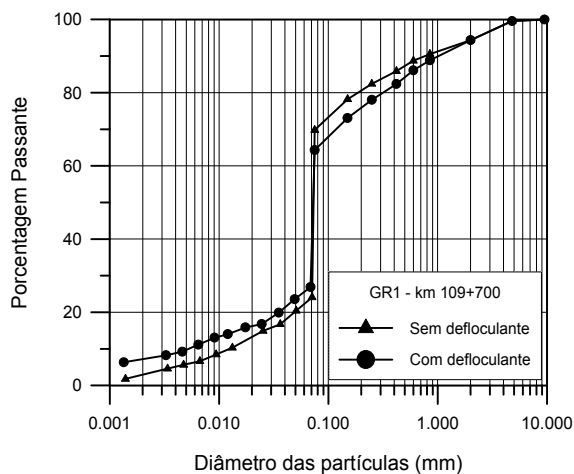


(a)

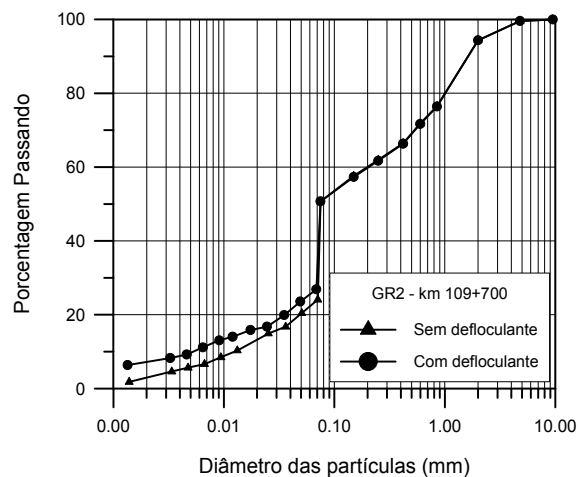


(b)

Figura 5.17: Curvas granulométricas, solo km 113+100: (a) série GR1; (b) série GR2

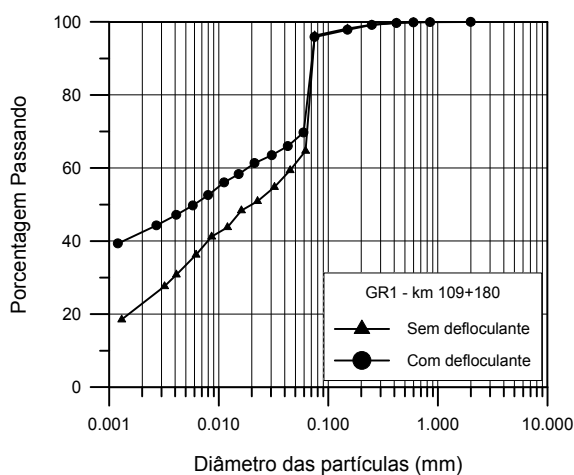


(a)

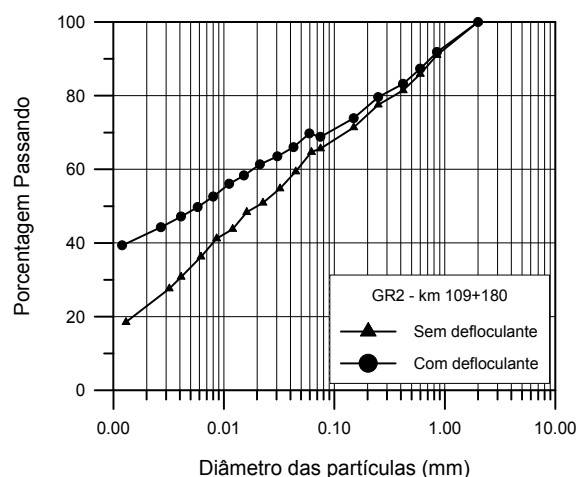


(b)

Figura 5.18: Curvas granulométricas, solo km 109+700: (a) série GR1; (b) série GR2

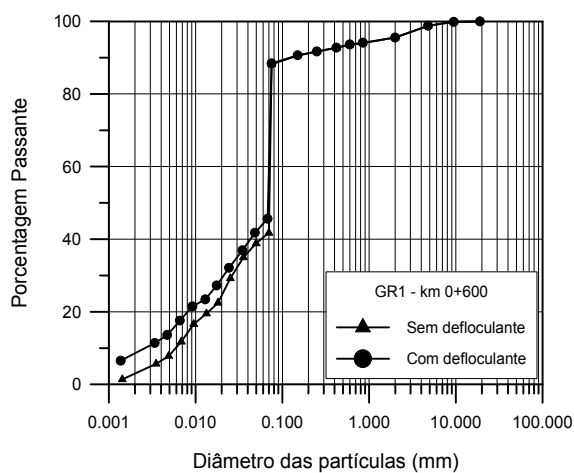


(a)

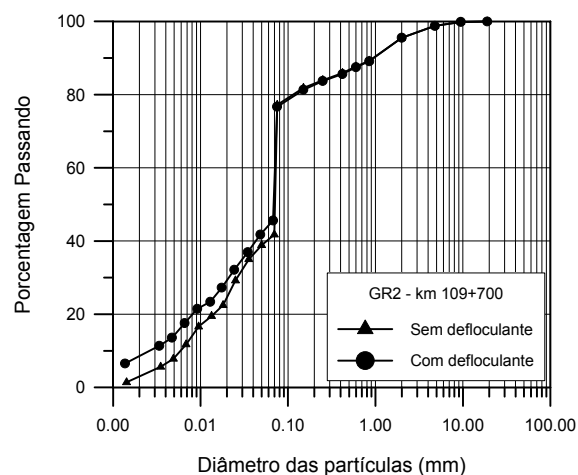


(b)

Figura 5.19: Curvas granulométricas, solo km 109+180: (a) série GR1; (b) série GR2



(a)



(b)

Figura 5.20: Curvas granulométricas, solo km 0+600: (a) série GR1; (b) série GR2

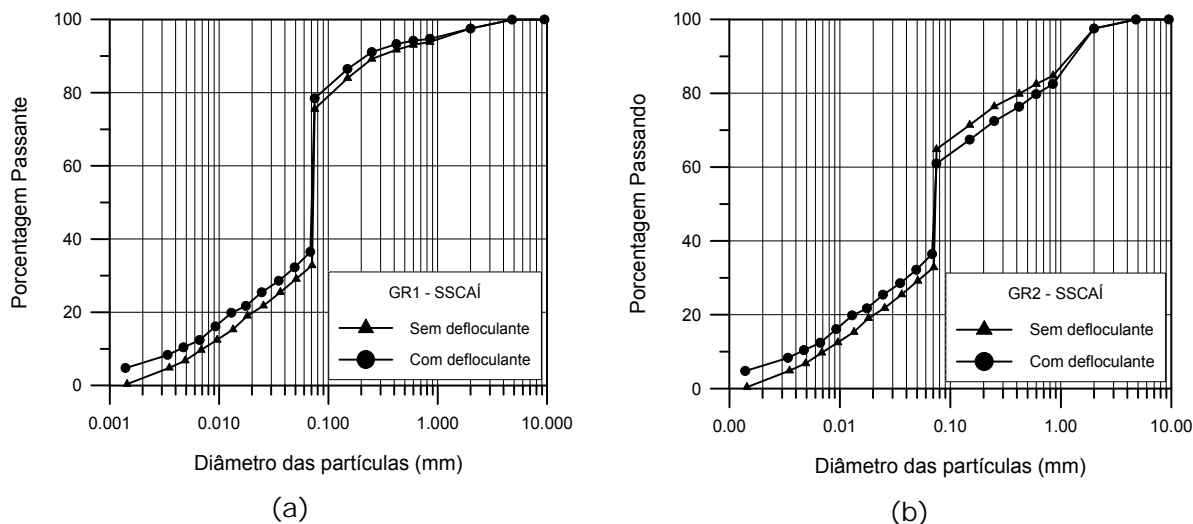


Figura 5.21: Curvas granulométricas, solo SCAI: (a) série GR1; (b) série GR2

5.4 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

A caracterização das propriedades mecânicas dos solos saprolíticos de rochas básicas foi realizada através de ensaios de adensamento convencionais, ensaios de cisalhamento direto e ensaios *ring shear*. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados utilizando-se as técnicas de reversões múltiplas e interface solo-rocha. A seguir serão apresentados os resultados desses ensaios.

5.4.1 Ensaios de adensamento convencionais

Os resultados dos ensaios de adensamento convencionais realizados com os solos saprolíticos de rochas básicas da FSG estão apresentados no Quadro 5.10 e nas Fig. 5.22 a 5.28, as quais apresentam, para cada solo, os gráficos de variação do índice de vazios com a tensão normal efetiva, tanto em escala logarítmica como em escala linear.

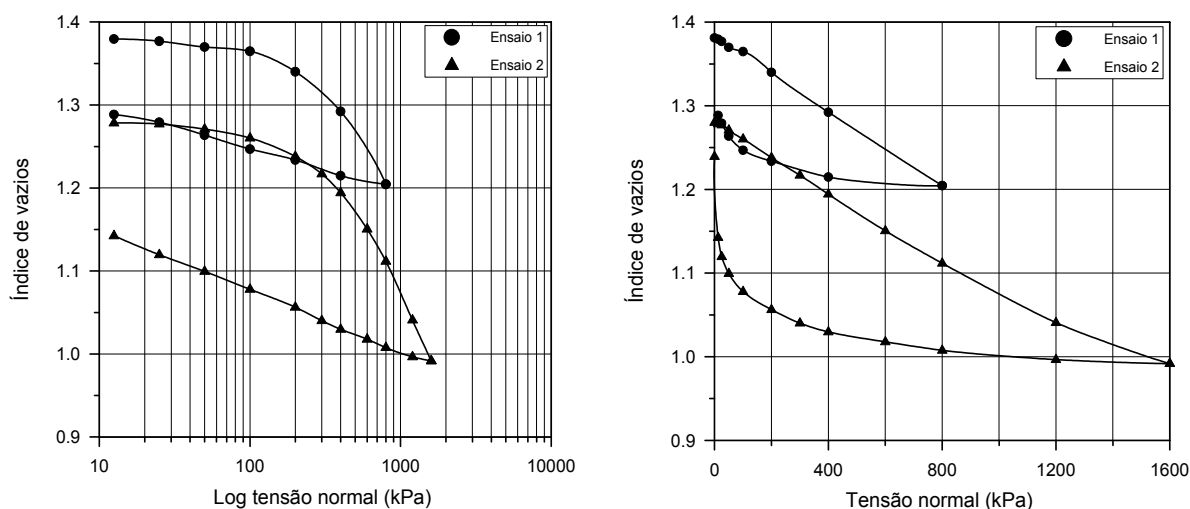


Figura 5.22: Curvas de compressão do solo km 119+120 inferior

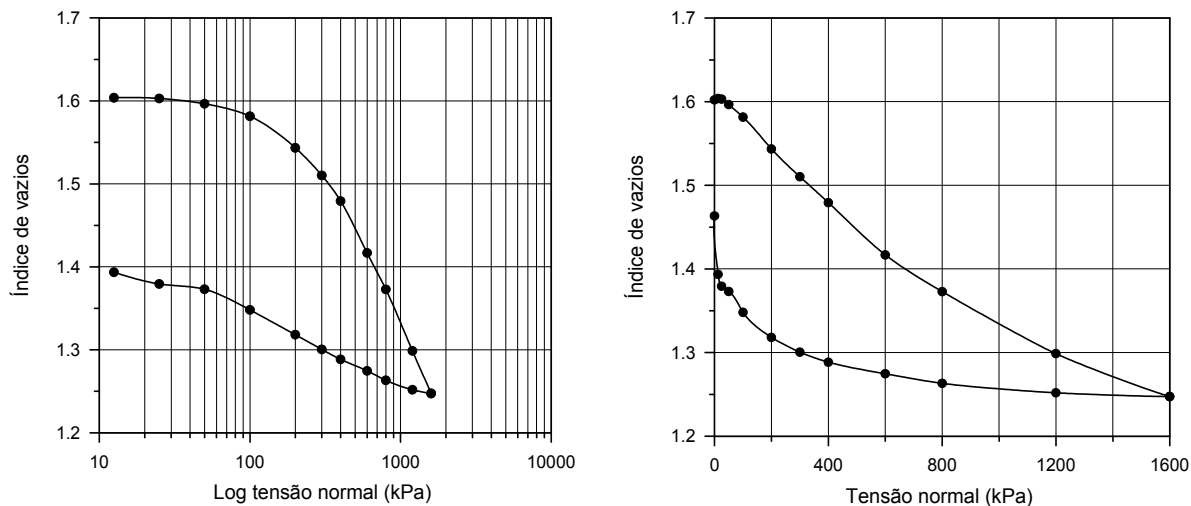


Figura 5.23: Curvas de compressão do solo km 119+120 superior

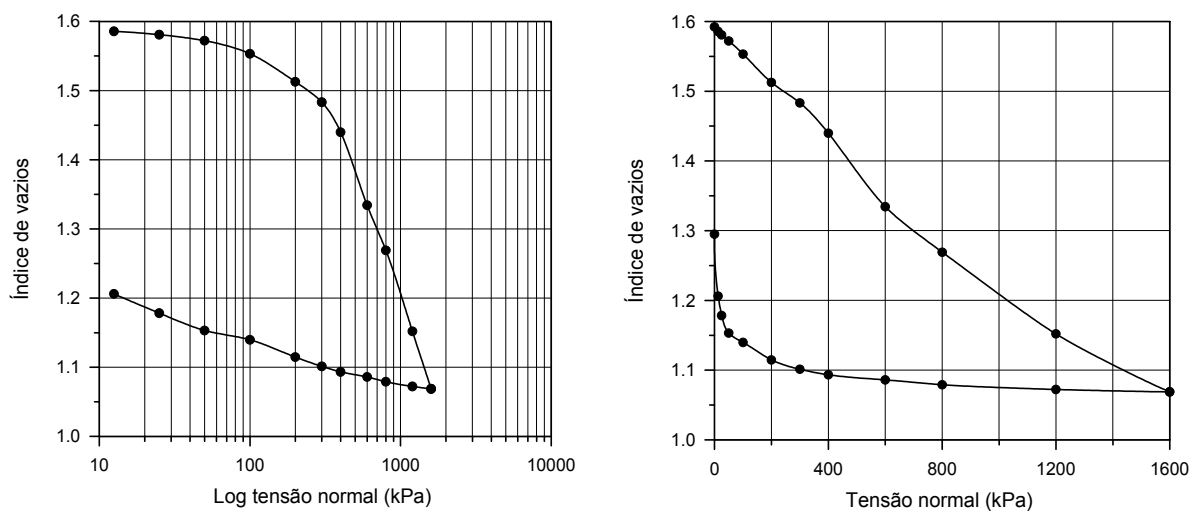


Figura 5.24: Curvas de compressão do solo km 113+100

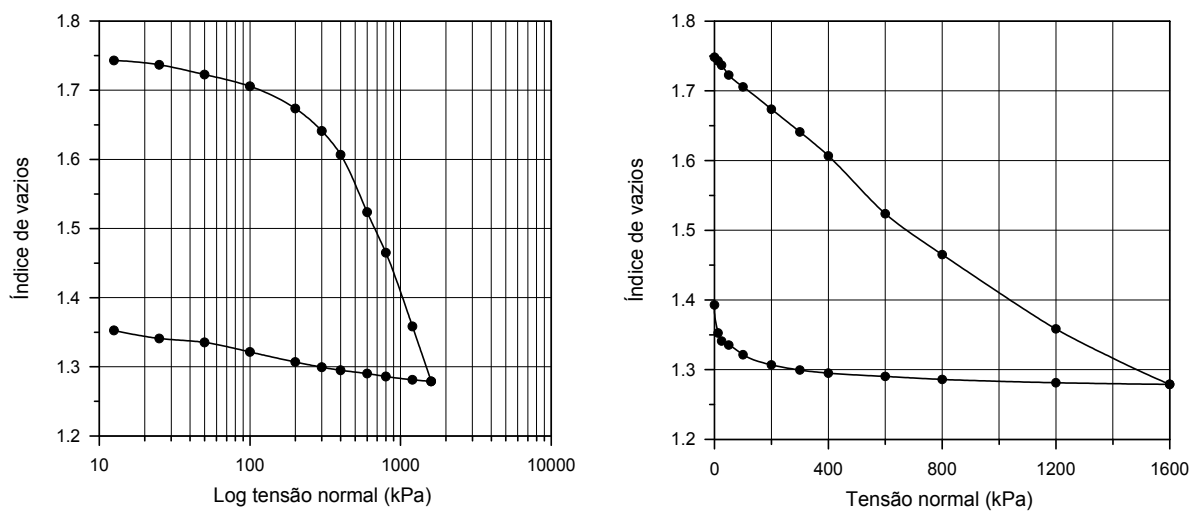


Figura 5.25: Curvas de compressão do solo km 109+700

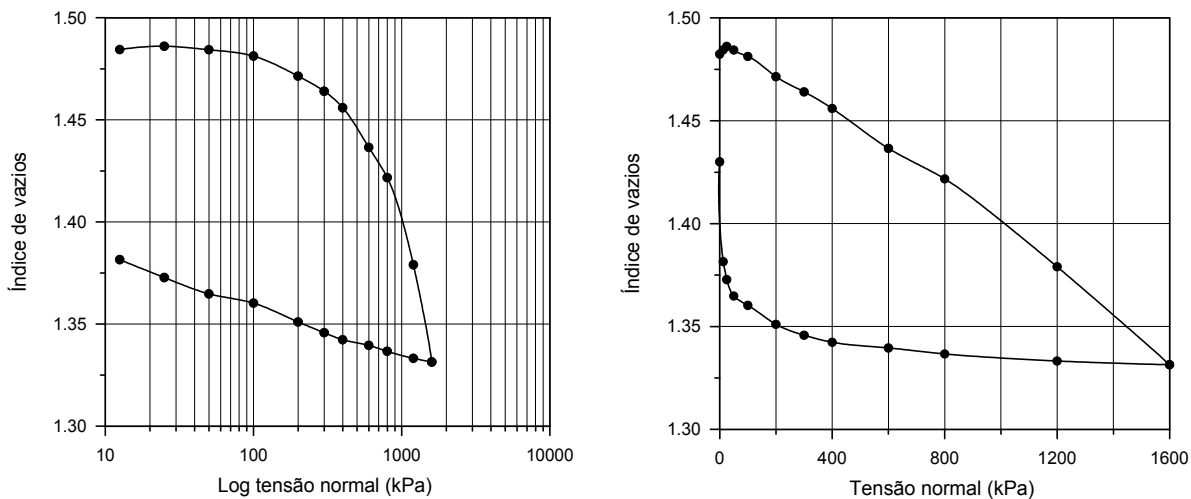


Figura 5.26: Curvas de compressão do solo km 109+180

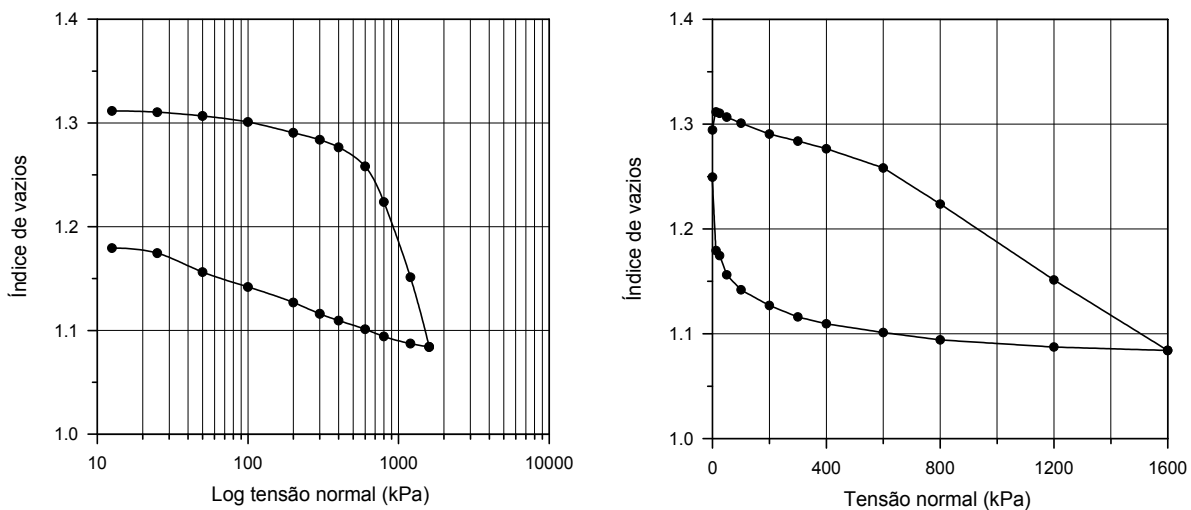


Figura 5.27: Curvas de compressão do solo km 0+600

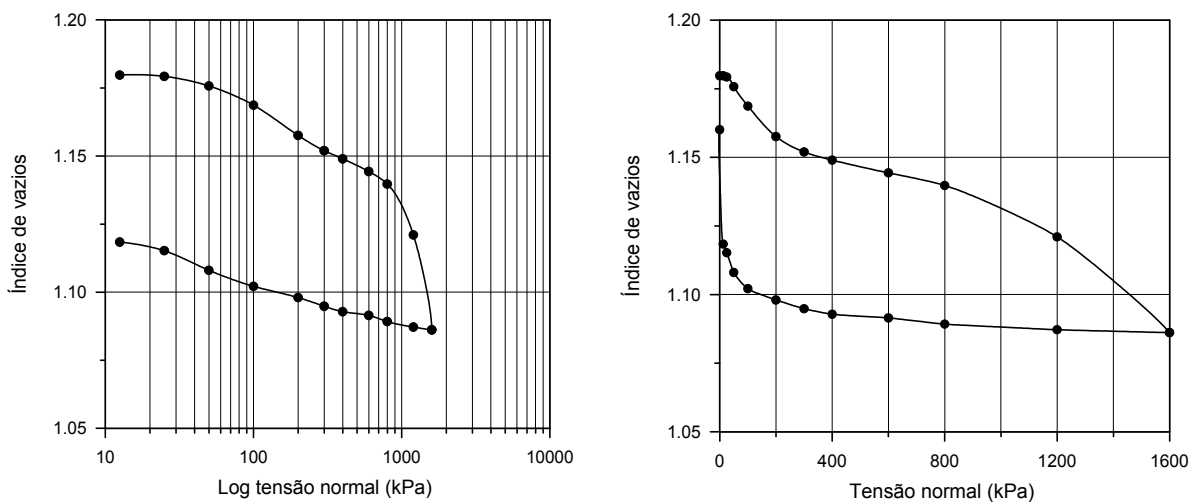


Figura 5.28: Curvas de compressão do solo SSCaí

Quadro 5.10: Índices de compressão e descompressão e tensões de plastificação da estrutura dos solos saprolíticos de rochas básicas

SOLO	C_c	C_s	σ'_{VM} - Casagrande (kPa)	σ'_{VM} - P. Silva (kPa)	σ'_{VM} - Curva e $\times \sigma'_v$ (kPa)
Teutônia	0,923	0,063	450	450	350
km 119+120 inf	0,399	0,071	470	440	50 e 100
km 119+120 sup	0,419	0,066	380	330	100 e 400
km 113+100	0,664	0,059	420	370	100 e 400
km 109+700	0,618	0,037	470	410	50 e 400
km 109+180	0,407	0,024	970	920	100 e 800
km 0+600	0,536	0,048	780	780	550
SSCaí	0,299	0,016	1.090	1.070	1.000

Da mesma forma como ocorreu com o solo Teutônia, em função da impossibilidade de saturar os corpos de prova somente com a inundação, as curvas de adensamento ($\Delta H \times \log t$ e $\Delta H \times \sqrt{t}$) obtidas não apresentaram as formas tradicionais, de maneira que os coeficientes de adensamento primário e secundário (C_v e C_a) não puderam ser determinados (ver Item 3.2.3). Mesmo assim, as curvas e $\times \log \sigma'_v$ podem ser utilizadas na determinação dos índices C_c e C_s , e da tensão de plastificação, pois os valores finais de índice de vazios obtidos aproximam-se dos valores que seriam obtidos se as amostras fossem saturadas. O Quadro 5.10 apresenta os valores dos índices de compressão (C_c) e descompressão (C_s), os valores das tensões de plastificação da estrutura, determinados pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva, e os mesmos valores estimados a partir da curva em escala normal.

Os valores de C_c obtidos para os solos saprolíticos de rochas básicas da FSG foram todos inferiores a 1,0, variando desde o valor mínimo de 0,299 para o solo SSCaí até o valor máximo de 0,923 para o solo Teutônia. Segundo Mitchell (1993), argilas naturais indeformadas possuem índices de compressão normalmente inferiores a 1,0, sendo que, na maioria dos casos, os valores de C_c são inferiores a 0,5. Diversos trabalhos apresentados na literatura com solos tropicais lateríticos e saprolíticos de diferentes origens geológicas apresentam resultados semelhantes.

No que diz respeito aos valores de C_s , os resultados obtidos foram todos inferiores a 0,1, variando desde o valor mínimo de 0,016 para o solo SSCaí até o valor máximo de 0,071 para o solo km 119+120 inferior. Novamente, os valores obtidos concordam com as observações de Mitchell (1993) para argilas naturais indeformadas.

Com relação aos valores da tensão de plastificação da estrutura, ou tensão de pré-adensamento virtual σ'_{VM} , os valores calculados através do método de Casagrande são, em geral, superiores aos valores determinados pelo método de Pacheco Silva.

Analisando-se as curvas $e \times \sigma'_v$ (escala linear) das Fig. 5.22 a 5.28, observa-se que os solos estudados apresentam um ou dois pontos de inflexão em suas curvas de compressão. Estas inflexões estão supostamente associadas à plastificação da estrutura, sendo tanto mais pronunciadas quanto maior for o índice de vazios do solo e quanto maior for o nível de tensões em que ocorre a plastificação. Dependendo do solo e da resistência de sua estrutura, a plastificação pode ocorrer de forma gradual ou brusca, influenciando na intensidade das inflexões observadas. A presença de dois pontos de inflexão nas curvas de compressão de alguns dos solos estudados indica que a plastificação da estrutura, mesmo ocorrendo de forma gradual, pode ser mais severa em determinados níveis de tensão normal.

Além disto, observa-se que, nos gráficos $e \times \log \sigma'_v$, a distorção causada pela escala logarítmica mascara o comportamento real dos solos, escondendo suas mudanças de comportamento. Por esta razão, os valores das tensões de plastificação da estrutura determinados pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva diferem das tensões determinadas diretamente a partir das curvas $e \times \sigma'_v$. As curvaturas observadas nos trechos de compressão virgem das curvas de compressão, sendo significativamente mais acentuadas que nas argilas moles, também contribui para a diferença observada. Neste sentido, os métodos tradicionalmente utilizados na mecânica dos solos para determinação da tensão de pré-adensamento de argilas apresentam algumas limitações quanto à sua aplicação aos solos saprolíticos de rochas básicas estudados nesta tese.

Para fins de comparação com as tensões de plastificação determinadas pelos métodos tradicionais (Casagrande e Pacheco Silva), são apresentadas no Quadro 5.10 as faixas de variação dos valores das tensões verticais correspondentes às inflexões observadas nas curvas de compressão $e \times \sigma'_v$ (escala linear).

Em função dos resultados apresentados no Quadro 5.10, sugere-se que, para os solos saprolíticos de rochas básicas da FSG, a determinação da tensão de plastificação da estrutura sob solicitação de compressão confinada seja feita através do seguinte procedimento: (a) em casos onde a curva de compressão $e \times \sigma'_v$ não apresentar inflexões, aplicar os métodos tradicionais de Casagrande e Pacheco Silva; e (b) em casos onde a curva de compressão $e \times \sigma'_v$ apresentar uma ou mais inflexões, determinar as tensões de plastificação para as quais ocorrem as inflexões ou mudanças de comportamento. Ressalta-se, no entanto, que a determinação precisa do comportamento da estrutura destes solos frente à plastificação depende de ensaios mais precisos, como é o caso dos ensaios triaxiais isotrópicos, K_0 e CID, realizados com o solo Teutônia (Capítulo 4).

5.4.2 Ensaio de cisalhamento direto (CD)

O estudo comparativo das diferentes técnicas de utilização do equipamento de cisalhamento direto para determinação da resistência ao cisalhamento residual, realizado com o solo Teutônia e apresentado no Item 4.4.2, mostrou que os ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas e os ensaios de interface solo-rocha forneceram, respectivamente, os limites superior e inferior de resistência ao cisalhamento residual.

Com base nos resultados obtidos no referido estudo, os demais solos estudados nesta tese foram submetidos somente a ensaios de cisalhamento direto com múltiplas reversões em amostras indeformadas e a ensaios de interface solo-rocha polida. Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios realizados com os solos saprolíticos de rochas básicas.

5.4.2.1 Ensaio com reversões múltiplas (CDRM)

Os resultados dos ensaios CDRM em amostras indeformadas dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados nesta tese estão apresentados nas Fig. 5.29 a 5.34. A Fig. 5.35 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencionais, sem reversões, realizados com amostras indeformadas do solo km 109+700.

Considerando-se, em primeiro momento, as curvas $\tau \times dh$ relativas ao primeiro estágio de cisalhamento, correspondente à ruptura dos corpos de prova indeformados, verifica-se, a exemplo do solo Teutônia, que os demais solos saprolíticos de rochas básicas estudados apresentaram tendência de aumento da rigidez aparente inicial (análise qualitativa da rigidez) com o aumento da tensão normal aplicada. Alguma variabilidade nesta tendência pode ser observada, mas ocorre devido aos ajustes iniciais do conjunto célula de cisalhamento – corpo de prova.

Vale aqui ressaltar que, no caso do solo Teutônia, a tendência de aumento da rigidez aparente com o aumento da tensão normal foi contraposta pelos resultados dos ensaios triaxiais realizados. Estes ensaios mostraram que o aumento da rigidez inicial com a tensão confinante efetiva só se verifica para tensões confinantes efetivas inferiores à tensão de plastificação da estrutura. Para tensões confinantes efetivas superiores à tensão de plastificação, ocorre uma acentuada diminuição da rigidez inicial devido à plastificação da estrutura. É provável que os solos saprolíticos de rochas básicas cujos resultados são apresentados neste capítulo apresentem comportamento semelhante, pois são solos originados do mesmo tipo de rocha, sofrem os mesmos mecanismos de intemperismo, possuem a mesma mineralogia e se tratam de solos estruturados. Sendo assim, a interpretação do comportamento tensão-deslocamento dos solos saprolíticos de rochas básicas a partir dos resultados de ensaios de cisalhamento direto deve ser feita com cautela.

Outra tendência verificada foi que, com o aumento da tensão normal aplicada, houve aumento nos deslocamentos horizontais necessários para atingir a resistência ao cisalhamento de pico. No caso do solo Teutônia, esta tendência foi confirmada pelos resultados dos ensaios triaxiais. Ressalta-se, no entanto, também a exemplo do solo Teutônia, que os picos apresentados nas curvas tensão-deslocamento do primeiro estágio de cisalhamento dos ensaios de cisalhamento direto, principalmente para as tensões normais maiores, podem não estar relacionados à resistência ao cisalhamento máxima dos solos, mas sim à plastificação da estrutura ou à formação precipitada do plano de cisalhamento, que pode ser induzida pela plastificação da estrutura ou pelas próprias características inerentes ao equipamento e ao ensaio, seguida de posterior redução localizada de resistência ao longo do plano de cisalhamento. Esta redução de resistência no plano de cisalhamento está provavelmente associada com uma alteração da granulometria do solo na superfície de cisalhamento, provocada pela degradação mecânica de partículas e agregados de partículas, seguida pela orientação de partículas de argila com o aumento dos deslocamentos.

Ainda com relação ao primeiro estágio de cisalhamento, as curvas $dV \times dH$ mostram que os solos saprolíticos de rochas básicas estudados apresentaram dilatância durante o cisalhamento sob tensões normais baixas. No caso dos solos km 119+120 superior e km 113+100, a dilatância ocorreu somente para a tensão normal de 25 kPa. Para os solos km 119+120 inferior, km 109+180, km 0+600 e km 109+700, a dilatância ocorreu para níveis de tensão normal de até 50 kPa. O solo SSCaí apresentou dilatância para níveis de tensão normal de até 200 kPa. Nestes casos, a dilatância condiz com a ocorrência de picos nas curvas tensão-deslocamento, mas estes podem também estar associados à plastificação da estrutura. Afora estes níveis de tensão, todos os solos apresentaram diminuição de volume durante o cisalhamento. Esta característica suporta a hipótese de que os picos observados nas curvas tensão-deslocamento, para as tensões normais maiores, estão associados tanto à plastificação da estrutura como à formação do plano de ruptura na direção horizontal de cisalhamento.

Considerando-se agora as curvas $\tau \times dh$ relativas aos estágios de cisalhamento correspondentes às reversões dos ensaios de cisalhamento direto, as tendências observadas nos ensaios realizados com o solo Teutônia novamente se repetem. Com o aumento do número de reversões e, conseqüentemente, dos deslocamentos horizontais aplicados, ocorre redução da resistência ao cisalhamento. Para níveis de tensão normal inferiores a 100 kPa, a redução da resistência ao cisalhamento entre o final do primeiro e último estágios de cisalhamento é pequena. Em alguns casos a resistência pode se manter constante e, no caso de haver problemas de atrito durante ensaio, as curvas indicam crescimento leve e contínuo da resistência durante a execução da reversão, atingindo, ao fim do ensaio, resistência ao cisalhamento levemente superior à resistência obtida no fim do primeiro estágio de cisalhamento. Para níveis de tensão normal superiores a 100 kPa, a redução de resistência ao cisalhamento entre o final do primeiro e último estágios do ensaio acentua-se notoriamente.

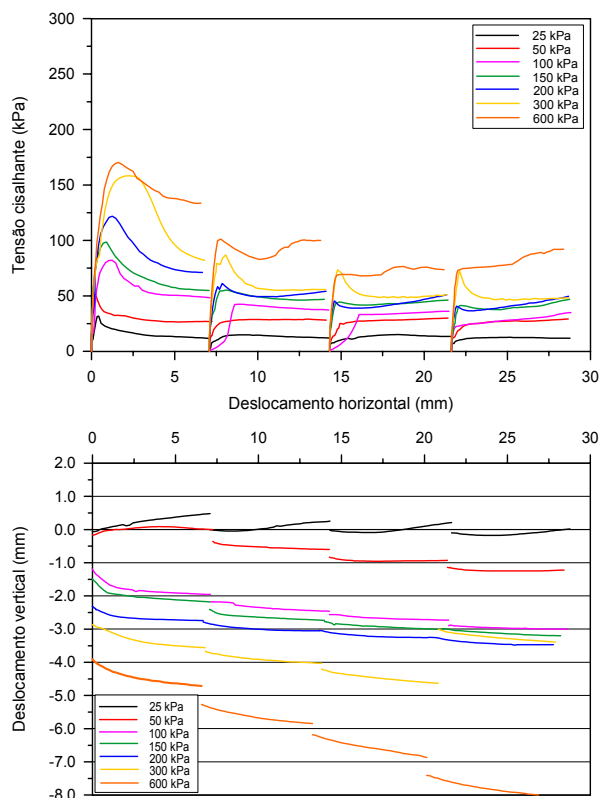


Figura 5.29: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 119+120 inferior

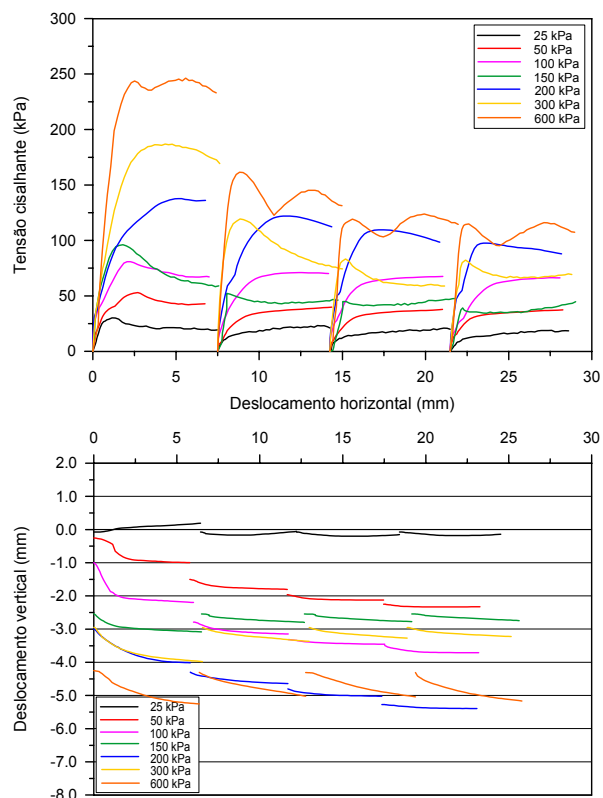


Figura 5.30: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 119+120 superior

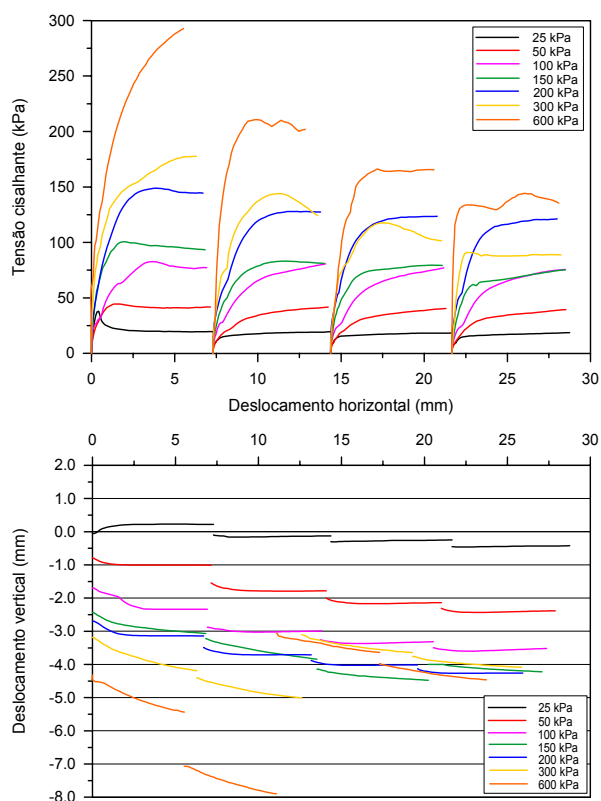


Figura 5.31: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 113+100

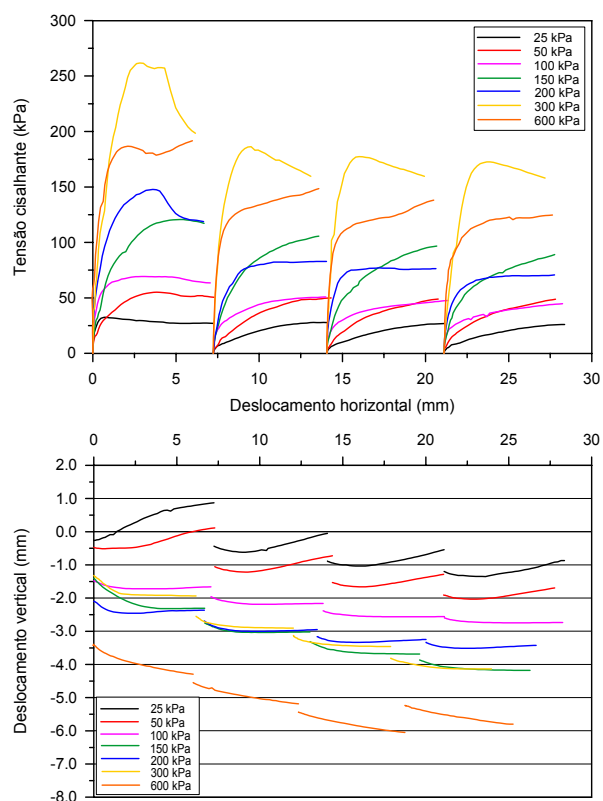


Figura 5.32: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 109+180

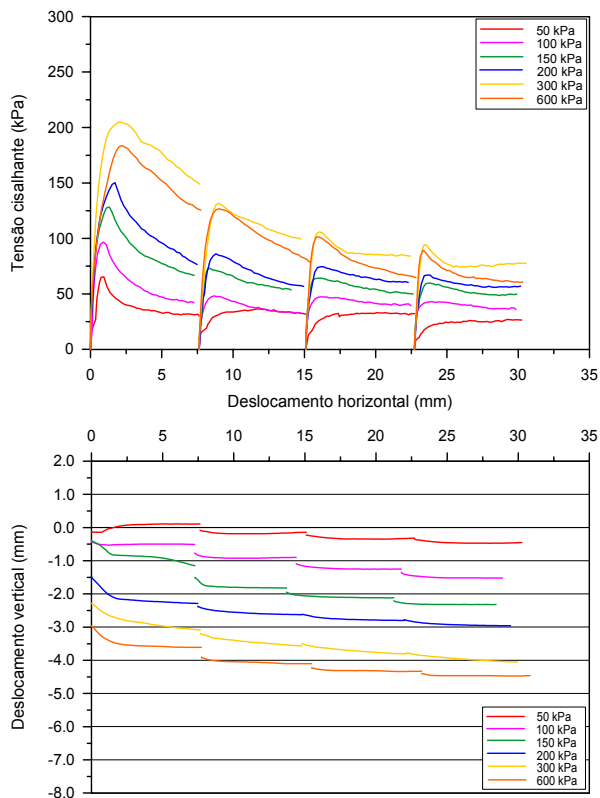


Figura 5.33: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 0+600

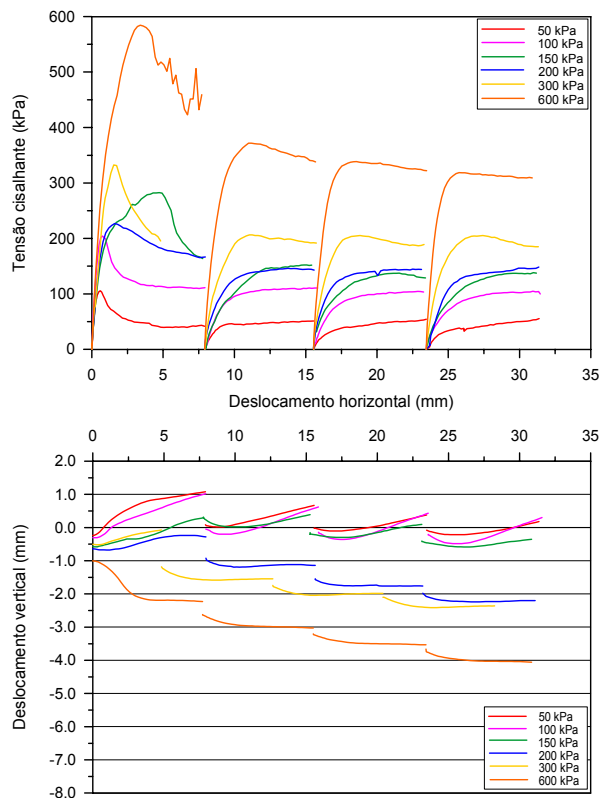


Figura 5.34: Resultados dos ensaios CDRM do solo SSCaí

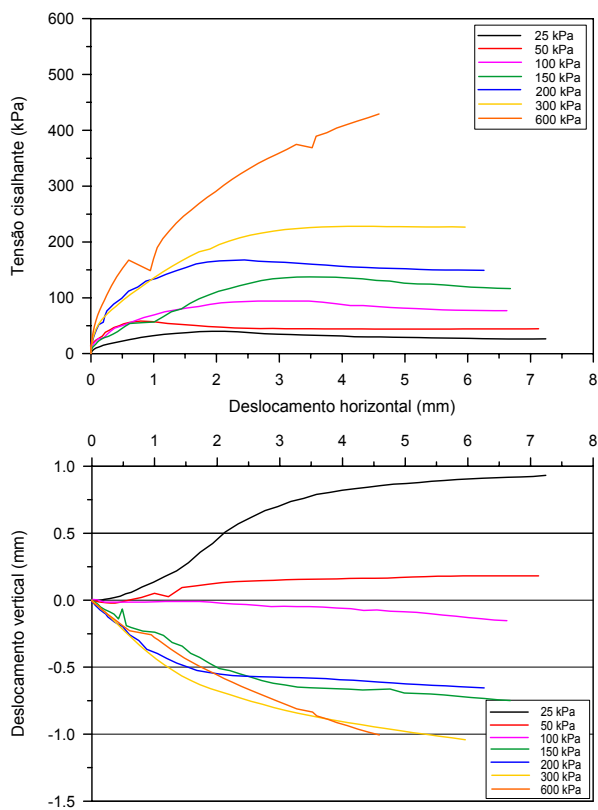


Figura 5.35: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencional do solo km 109+700

As curvas tensão-deslocamento relativas aos ensaios com tensão normal de 600 KPa apresentaram irregularidades, principalmente nas reversões, para quase todos os solos saprolíticos de rochas básicas apresentados neste capítulo. Isto indica que há uma certa limitação quanto ao uso dos ensaios CDRM com tensões normais elevadas (superiores a 300 kPa). Esta limitação é causada pela redução da altura dos corpos de prova devido ao adensamento e à perda excessiva de material durante o ensaio, o que gera atritos.

No que diz respeito às curvas de deslocamento vertical total versus deslocamento horizontal acumulado, relativas às reversões dos ensaios CDRM, verifica-se a ocorrência de dilatação nos ensaios com tensões normais baixas (em geral inferiores a 50 kPa) e de contração nos ensaios com tensões normais maiores. A tendência geral é que, com o aumento da tensão normal e dos deslocamentos aplicados ao corpo de prova, haja transição do comportamento dilatante para o contrativo, refletindo a mudança de natureza textural da superfície de cisalhamento formada e reforçando a hipótese de que a granulometria do solo se altera na superfície de cisalhamento, devido, principalmente, à degradação mecânica de agregados de partículas e de minerais parcialmente intemperizados e frágeis durante o cisalhamento.

A fragilidade dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados, considerando-se a resistência ao cisalhamento ao final do primeiro estágio de cisalhamento ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{final}} - 1$) e também ao final do último estágio de cisalhamento ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{residual}} - 1$) é ilustrada nas Fig. 5.36 a 5.42.

Considerando-se a relação das resistências cisalhantes no pico e ao fim do primeiro estágio de cisalhamento, verifica-se uma tendência geral de redução da fragilidade com o aumento da tensão normal. Quando, por outro lado, se considera a relação das resistências cisalhantes no pico e ao fim do último estágio de cisalhamento (residual), verifica-se uma tendência geral de aumento da fragilidade com o aumento da tensão normal.

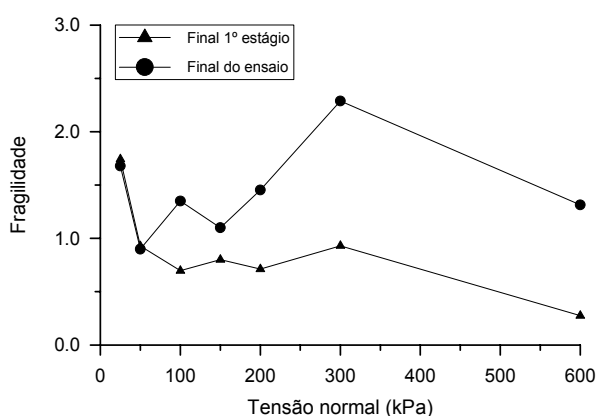


Figura 5.36: Fragilidade do solo km 119+120 inferior (CDRM)

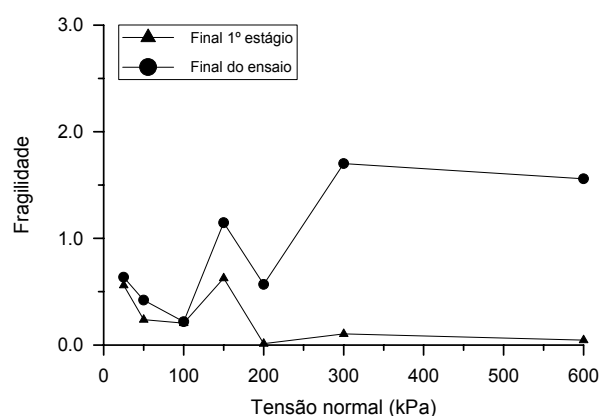


Figura 5.37: Fragilidade do solo km 119+120 superior (CDRM)

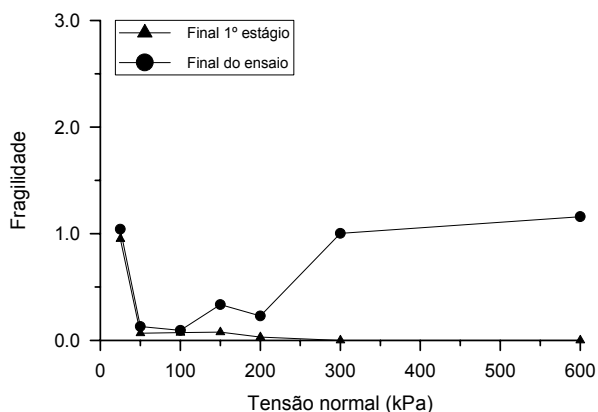


Figura 5.38: Fragilidade do solo km 113+100 (CDRM)

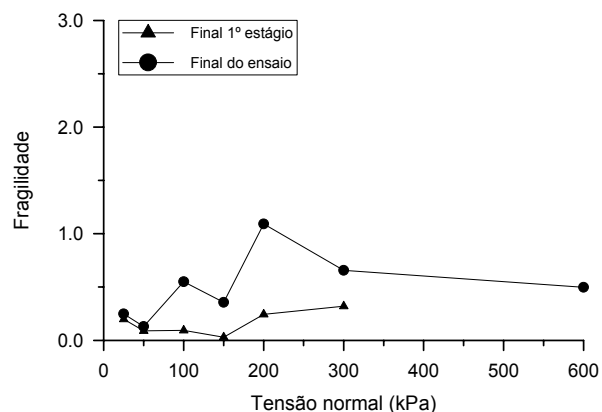


Figura 5.39: Fragilidade do solo km 109+180 (CDRM)

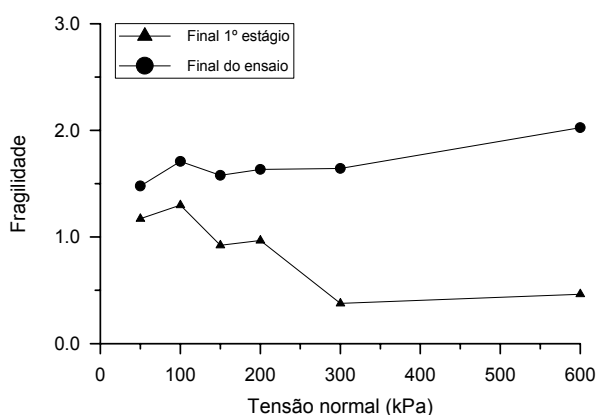


Figura 5.40: Fragilidade do solo km 0+600 (CDRM)

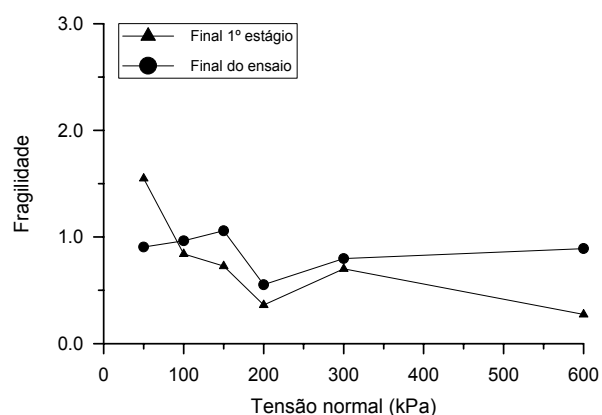


Figura 5.41: Fragilidade do solo SSCaí (CDRM)

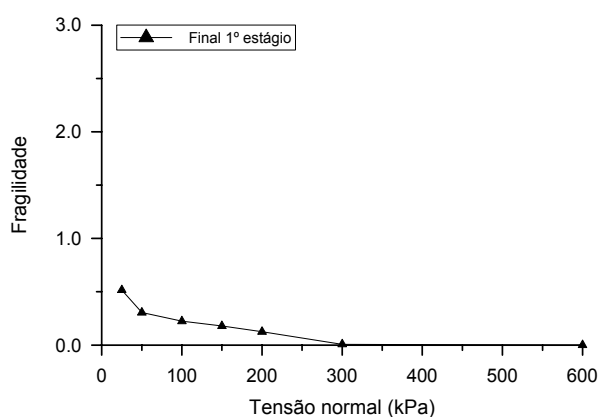


Figura 5.42: Fragilidade do solo km 109+700 (CD)

Os gráficos de fragilidade também ilustram bem, ao se comparar as fragilidades ao fim do primeiro e último estágios de cisalhamento, para uma mesma tensão normal, a menor redução da resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos que ocorre nos ensaios CDRM com tensões normais inferiores a 100 kPa, comparativamente à redução da resistência ao cisalhamento que ocorre nos ensaios CDRM com tensões normais superiores a 100 kPa, conforme já descrito anteriormente.

As Fig. 5.43 a 5.49 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual obtidas para os solos saprolíticos de rochas básicas nos ensaios CDRM. O Quadro 5.11 apresenta as equações dessas envoltórias e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual. Com exceção do solo km 109+700 (Fig. 5.49), os pontos experimentais foram aproximados, tanto para condição de pico quanto para a condição residual, por uma envoltória única e por uma envoltória bilinear, de maneira a se obter um melhor ajuste da envoltória à curvatura observada dos pontos experimentais. Da mesma forma que para o solo Teutônia, a fragilidade dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados fica claramente evidenciada pelos pontos experimentais das envoltórias. Quando se compara a resistência de pico com a resistência residual, a fragilidade é mais acentuada para tensões normais superiores a 100 kPa.

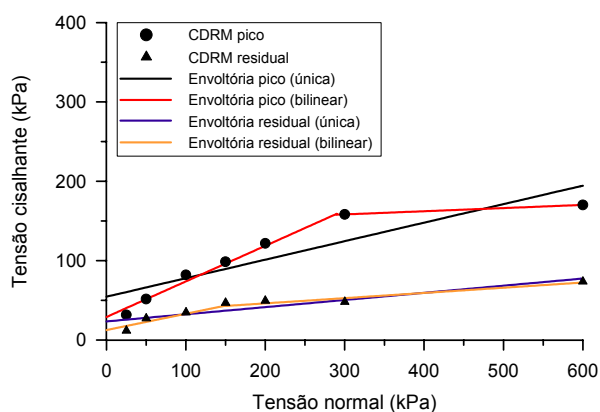


Figura 5.43: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 119+120 inferior (CDRM)

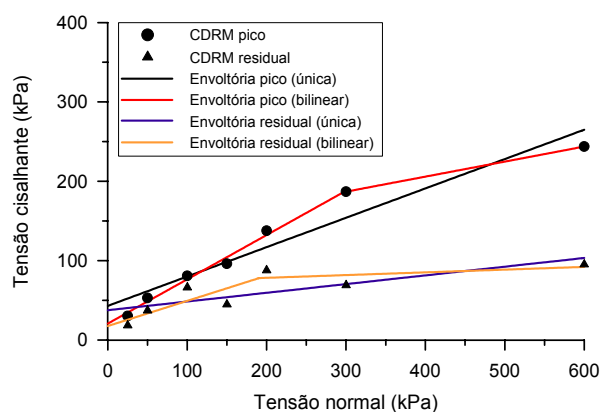


Figura 5.44: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 119+120 superior (CDRM)

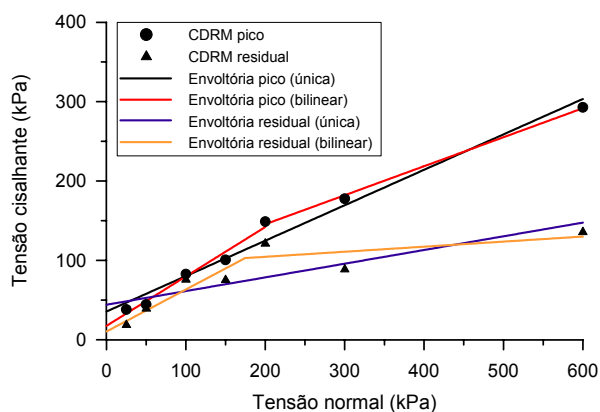


Figura 5.45: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 113+100 (CDRM)

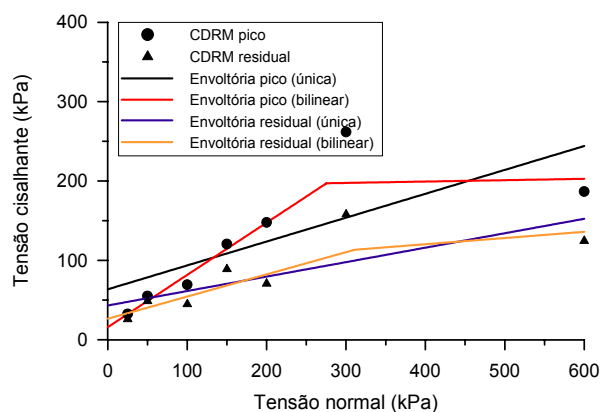


Figura 5.46: Envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 109+180 (CDRM)

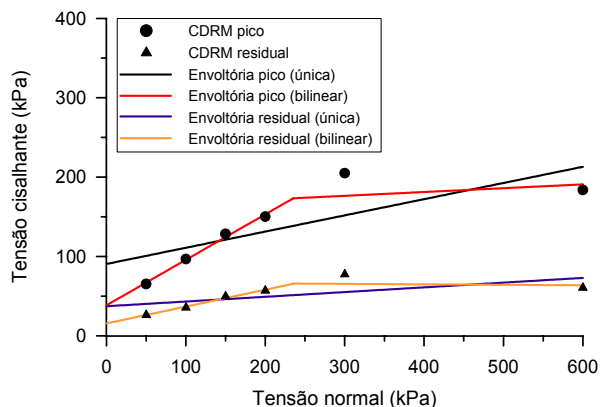


Figura 5.47: Envolvórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 0+600 (CDRM)

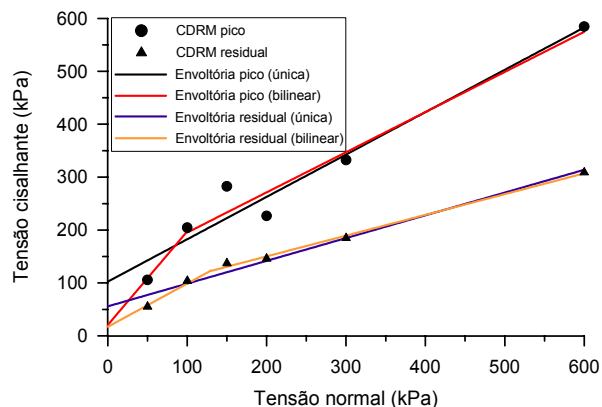


Figura 5.48: Envolvórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo SSCaí (CDRM)

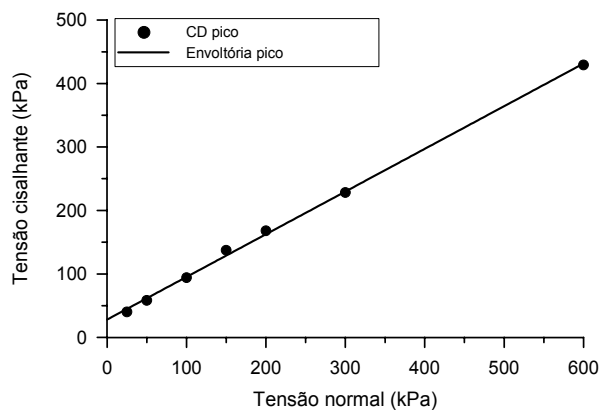


Figura 5.49: Envolvória de resistência ao cisalhamento de pico do solo km 109+700 (CD)

Quadro 5.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (CDRM)

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (°)	c' (KPa)
km 119+120 inferior	Envolvória de pico (única)	$\tau = 0,233. \sigma'_n + 54,6$ ($R^2=0,795963$)	13,1	54,6
	Envolvória residual (única)	$\tau = 0,090. \sigma'_n + 23,4$ ($R^2=0,831954$)	5,1	23,4
	Envolvória de pico (bilinear)	$\tau = 0,448. \sigma'_n + 29,1$ ($R^2=0,982891$)	24,1	29,1
	$\sigma'_n = 0$ a 290 kPa $\sigma'_n = 290$ a 600 kPa	$\tau = 0,040. \sigma'_n + 146,3$ ($R^2=1,00$)	2,3	146,3
	Envolvória residual (bilinear)	$\tau = 0,205. \sigma'_n + 12,6$ ($R^2=0,90986$)	11,6	12,6
	$\sigma'_n = 150$ a 600 kPa	$\tau = 0,066. \sigma'_n + 33,1$ ($R^2=0,915205$)	3,8	33,1

Quadro 5.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (CDRM – cont.)

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (°)	c' (KPa)
km 119+120 superior	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,370. \sigma'_n + 43,1$ ($R^2=0,927197$)		43,1
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,110. \sigma'_n + 37,5$ ($R^2=0,614113$)		37,5
	Envoltória de pico (bilinear)	$\tau = 0,558. \sigma'_n + 20,7$ ($R^2=0,990382$)	29,2	20,7
	$\sigma'_n = 0$ a 300 kPa $\sigma'_n = 300$ a 600 kPa	$\tau = 0,189. \sigma'_n + 130,1$ ($R^2=1,00$)	10,7	130,1
	Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 0,317. \sigma'_n + 17,6$ ($R^2=0,716179$)	17,6	17,6
$\sigma'_n = 0$ a 190 kPa $\sigma'_n = 190$ a 600 kPa	$\tau = 0,034. \sigma'_n + 71,5$ ($R^2=0,2844$)	2,0	71,5	
km 113+100	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,446. \sigma'_n + 35,6$ ($R^2=0,978635$)	24,0	35,6
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,172. \sigma'_n + 44,1$ ($R^2=0,679357$)	9,8	44,1
	Envoltória de pico (bilinear)	$\tau = 0,623. \sigma'_n + 17,5$ ($R^2=0,97497$)	31,9	17,5
	$\sigma'_n = 0$ a 200 kPa $\sigma'_n = 200$ a 600 kPa	$\tau = 0,365. \sigma'_n + 72,5$ ($R^2=0,997256$)	20,1	72,5
Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 0,530. \sigma'_n + 10,4$ ($R^2=0,932559$)	27,9	10,4	
$\sigma'_n = 0$ a 175 kPa $\sigma'_n = 175$ a 600 kPa	$\tau = 0,064. \sigma'_n + 91,8$ ($R^2=0,305533$)	3,7	91,8	
km 109+180	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,301. \sigma'_n + 63,6$ ($R^2=0,537929$)	16,7	63,6
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,182. \sigma'_n + 43,2$ ($R^2=0,583036$)	10,3	43,2
	Envoltória de pico (bilinear)	$\tau = 0,658 \sigma'_n + 15,9$ ($R^2=0,975023$)	33,4	15,9
	$\sigma'_n = 0$ a 275 kPa $\sigma'_n = 275$ a 600 kPa	$\tau = 0,017. \sigma'_n + 192,4$ ($R^2=0,003810$)	1,0	192,4
Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 0,280. \sigma'_n + 26,5$ ($R^2=0,672983$)	15,6	26,5	
$\sigma'_n = 0$ a 310 kPa $\sigma'_n = 310$ a 600 kPa	$\tau = 0,078. \sigma'_n + 89,1$ ($R^2=0,136227$)	4,5	89,1	

Quadro 5.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (CDRM – cont.)

km 0+600	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,204 \cdot \sigma'_n + 90,6$ ($R^2=0,597577$)	11,5	90,6
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,059 \cdot \sigma'_n + 37,3$ ($R^2=0,417692$)	3,4	37,3
	Envoltória de pico (bilinear) $\sigma'_n = 0$ a 235 kpa $\sigma'_n = 235$ a 600 kpa	$\tau = 0,573 \cdot \sigma'_n + 38,5$ ($R^2=0,993287$)	29,8	38,5
		$\tau = 0,048 \cdot \sigma'_n + 162,0$ ($R^2=0,131076$)	2,8	162,0
	Envoltória residual (bilinear) $\sigma'_n = 0$ a 235 kpa $\sigma'_n = 235$ a 600 kpa	$\tau = 0,212 \cdot \sigma'_n + 15,7$ ($R^2=0,986398$)	12,0	15,7
$\tau = -0,006 \cdot \sigma'_n + 67,3$ ($R^2=0,012445$)		-	67,3	
SSCaí	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,800 \cdot \sigma'_n + 102,6$ ($R^2=0,949094$)	38,67	102,6
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,423 \cdot \sigma'_n + 55,8$ ($R^2=0,977792$)	23,3	55,8
	Envoltória de pico (bilinear) $\sigma'_n = 0$ a 100 kpa $\sigma'_n = 100$ a 600 kpa	$\tau = 1,768 \cdot \sigma'_n + 20,7$ ($R^2=0,995579$)	60,5	20,7
		$\tau = 0,759 \cdot \sigma'_n + 119,4$ ($R^2=0,937054$)	37,2	119,4
Envoltória residual (bilinear) $\sigma'_n = 0$ a 130 kpa $\sigma'_n = 130$ a 600 kpa	$\tau = 0,818 \cdot \sigma'_n + 17,1$ ($R^2=0,988526$)	25,8	17,1	
	$\tau = 0,392 \cdot \sigma'_n + 71,8$ ($R^2=0,995457$)	4,0	71,8	
km 109+700	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,672 \cdot \sigma'_n + 28,1$ ($R^2=0,998661$)	33,9	28,1

A Fig. 5.50 a seguir ilustra a variação dos ângulos de atrito internos secantes com a tensão normal nos ensaios CDRM. Apesar das irregularidades apresentadas pelos pontos experimentais dos solos km 119+120 superior, km 113+100 e km 109+180, verifica-se uma queda bastante acentuada no valor de ϕ'_r com o aumento da tensão normal até 600 kPa. Para todos os solos a diminuição de ϕ'_r foi superior a 15° . As curvas mostram também uma variação rápida no valor de ϕ'_r até a tensão de aproximadamente $\sigma'_n = 300$ kPa, tendendo a estabilizar a partir desta tensão.

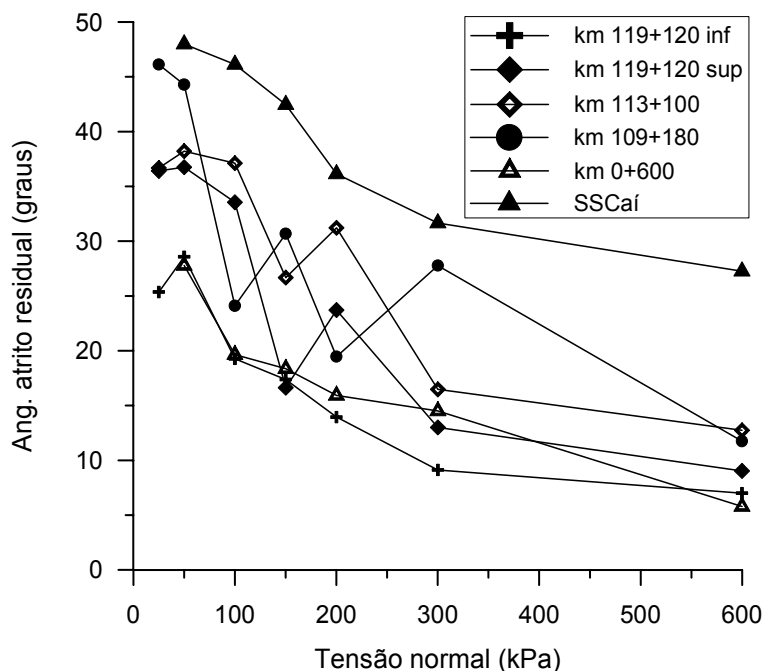


Figura 5.50: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas básicas (CDRM)

5.4.2.2 Ensaios de interface solo-rocha (CDI)

Ensaios de interface solo-rocha polida foram realizados somente com os solos km 109+700, km 0+600 e SSCaí. Os resultados destes ensaios estão apresentados nas Fig. 5.51 a 5.53.

A exemplo do comportamento apresentado pelo solo Teutônia nos ensaios CDI, as curvas tensão-deslocamento mostram uma variação uniforme da tensão cisalhante durante o ensaio, conferindo confiabilidade ao ensaio e facilitando a definição da tensão cisalhante mínima (residual) para cada ensaio.

As Fig. 5.54 e 5.55 apresentam, respectivamente, as envoltórias de resistência ao cisalhamento residual e as curvas de variação de ϕ'_r com a tensão normal para os solos ensaiados. As equações das envoltórias e os respectivos parâmetros de resistência, considerando o melhor ajuste aos pontos experimentais e a envoltória passando pela origem, são apresentados no Quadro 5.12. Comparativamente aos ensaios CDRM, os valores de resistência residual obtidos nos ensaios CDI foram menores, corroborando os resultados obtidos para o solo Teutônia, que indicaram a técnica de interface como a que fornece os menores valores de resistência ao cisalhamento residual dentre as técnicas que utilizam o equipamento de cisalhamento direto para esse fim.

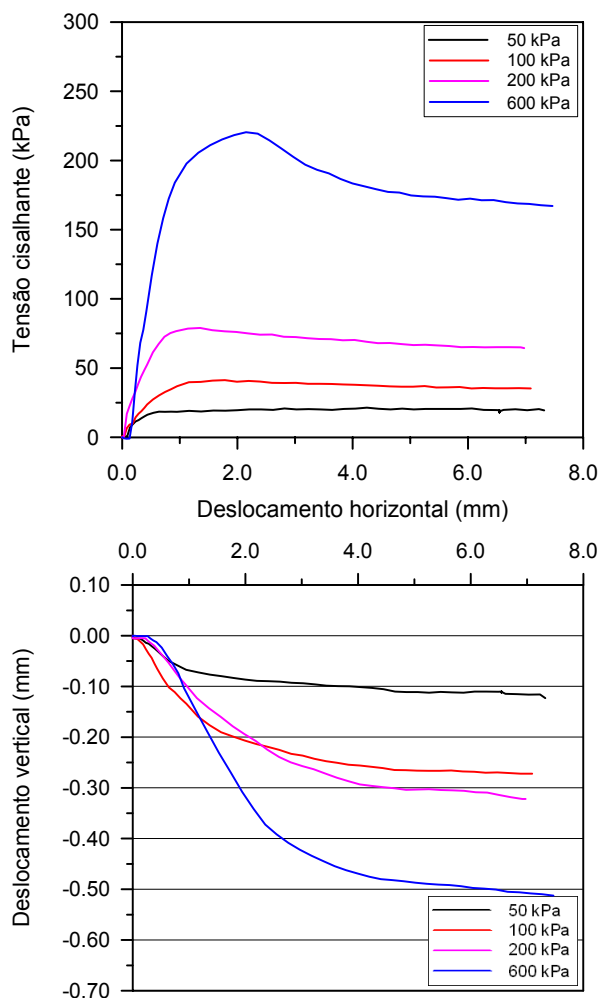


Figura 5.51: Resultados dos ensaios CDI do solo km 109+700

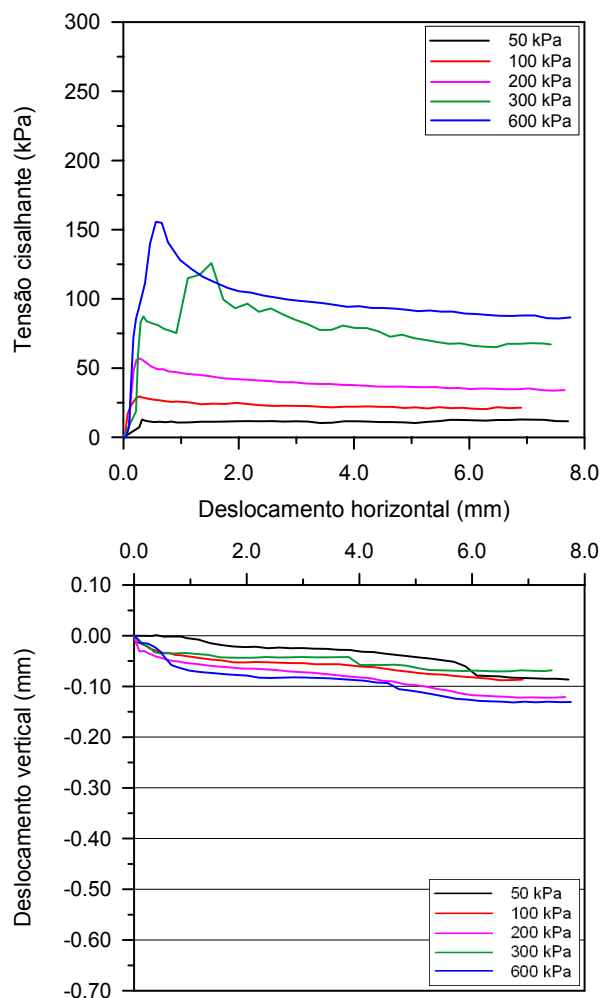


Figura 5.52: Resultados dos ensaios CDI do solo km 0+600

Quadro 5.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (CDI)

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (KPa)
km 109+700	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,266. \sigma'_n + 8,38$ ($R^2=0,998932$)	14,9	8,4
	Passando pela origem	$\tau = 0,285. \sigma'_n$ ($R^2=0,995801$)	15,9	-
km 0+600	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,139. \sigma'_n + 9,35$ ($R^2=0,918228$)	7,9	9,4
	Passando pela origem	$\tau = 0,162. \sigma'_n$ ($R^2=0,964143$)	9,2	-
SSCaí	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,223. \sigma'_n + 8,33$ ($R^2=0,992498$)	12,6	8,3
	Passando pela origem	$\tau = 0,242. \sigma'_n$ ($R^2=0,991969$)	13,6	-

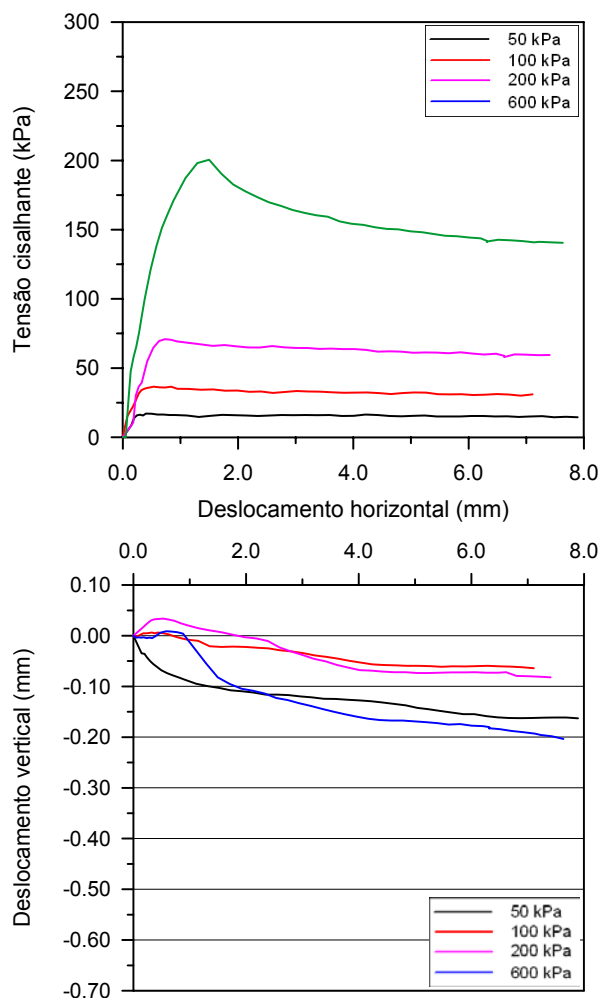


Figura 5.53: Resultados dos ensaios CDI do solo SSCaí

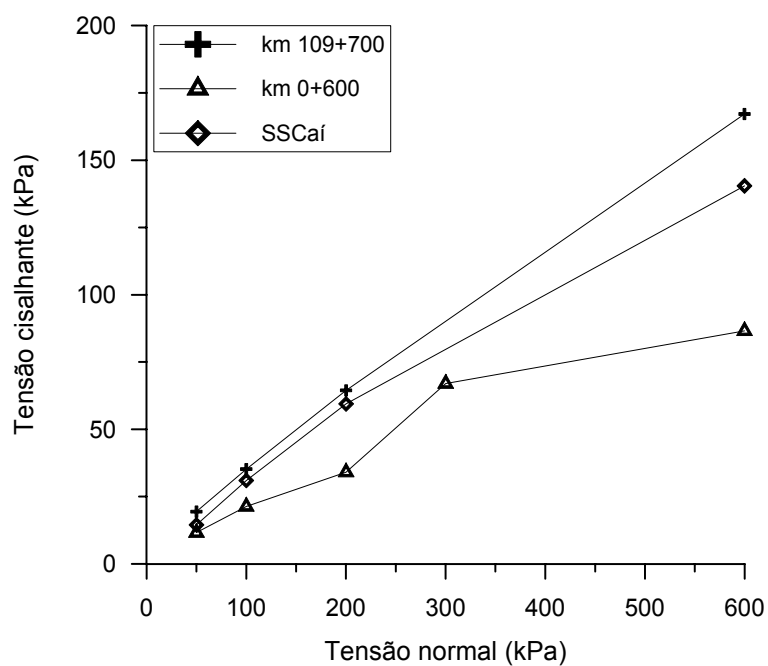


Figura 5.54: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual para os solos saprolíticos de rochas básicas (CDI)

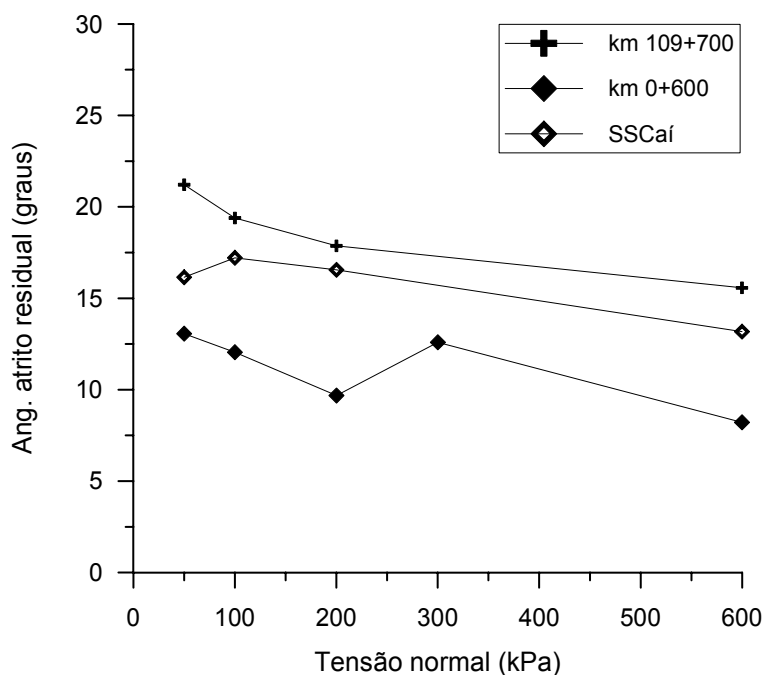


Figura 5.55: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas básicas (CDI)

5.4.3 Ensaio *ring shear* (RS)

As curvas de variação do coeficiente de atrito residual (τ/σ'_n) com o deslocamento horizontal obtidas nos ensaios *ring shear* realizados com os solos saprolíticos de rochas básicas estudados estão apresentadas nas Fig. 5.56 a 5.61. O Quadro 5.13 apresenta, para cada tensão normal de ensaio, a diferença, em graus, para mais (sinal +) ou para menos (sinal -), entre o valor de ϕ'_r e os valores de ϕ' para deslocamentos de 20% e 50% do deslocamento total necessário para atingir a condição residual. Os resultados obtidos para cada solo foram os seguintes:

- km 119+120 inferior:** os deslocamentos necessários para a mobilização da resistência residual variaram de 400 a 600 mm para os ensaios com $\sigma'_n = 25, 50, 100$ e 600 kPa. Para os ensaios com $\sigma'_n = 150$ e 200 kPa, os mesmos deslocamentos foram superiores a 600 mm. Ao contrário do observado para o solo Teutônia, os deslocamentos necessários para atingir a condição residual aparentemente aumentaram com o aumento da tensão normal, com exceção do ensaio com $\sigma'_n = 600$ KPa. Considerando-se os dados do Quadro 5.13, para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à resistência residual, foram obtidos valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r+0,2^\circ$ e $\phi'_r+4,5^\circ$. Para deslocamentos de 50% do deslocamento correspondente à resistência residual, foram obtidos valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r-0,6^\circ$ e $\phi'_r+1,9^\circ$;

- **km 119+120 superior:** os deslocamentos para a mobilização da resistência residual foram da ordem de 400 mm para todas as tensões normais utilizadas. Não se verificou nenhuma tendência quanto à relação dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com a tensão normal. Segundo o Quadro 5.13, para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à resistência residual, foram obtidos valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r+0,8^\circ$ e $\phi'_r+1,5^\circ$. A faixa de variação para deslocamentos da ordem de 50% do deslocamento correspondente à resistência residual foi de $\phi'_r-0,2^\circ$ a $\phi'_r+0,4^\circ$;
- **km 113+100:** para este solo a mobilização da resistência residual ocorreu com deslocamentos da ordem de 400 a 600 mm. Aparentemente, o solo apresenta uma tendência de aumento dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal. O Quadro 5.13 mostra que os valores de ângulo de atrito para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à resistência residual variaram entre $\phi'_r+0,3^\circ$ e $\phi'_r+2,0^\circ$. Para deslocamentos da ordem de 50 % do deslocamento correspondente à resistência residual, os ângulos de atrito variaram entre ϕ'_r e $\phi'_r+1,6^\circ$;
- **km 109+180:** os deslocamentos necessários para a mobilização da resistência residual variaram de 400 a 600 mm para os ensaios com $\sigma'_n = 25, 50, 100, 150$ e 200 kPa. O ensaio com $\sigma'_n = 600$ kPa apresentou problemas para deslocamentos superiores a 100 mm, devido à perda excessiva de solo durante as fases de formação prévia da superfície de cisalhamento e o ensaio propriamente dito. Não foi verificada nenhuma tendência quanto à relação dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com a tensão normal. Considerando-se os dados do Quadro 5.13, para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à resistência residual, foram obtidos valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r+0,3^\circ$ e $\phi'_r+2,0^\circ$. Para deslocamentos da ordem de 50% do deslocamento correspondente à resistência residual, os valores de ângulo de atrito variaram entre ϕ'_r e $\phi'_r+0,7^\circ$;
- **km 0+600:** os deslocamentos para a mobilização da resistência residual deste solo também variaram entre 400 e 600 mm, não tendo sido observada tendência quanto à relação dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com a tensão normal. Segundo o Quadro 5.13, para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à resistência residual, foram obtidos valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r-0,4^\circ$ e $\phi'_r+1,3^\circ$. Para deslocamentos da ordem de 50 % do deslocamento correspondente à resistência residual, os ângulos de atrito variaram entre $\phi'_r-0,5^\circ$ e $\phi'_r+1,2^\circ$;

- SSCaí:** a mobilização da resistência residual para os ensaios com $\sigma'_n = 50$, 100 e 200 kPa ocorreu com deslocamentos da ordem de 400 a 600 mm. Para o ensaio com $\sigma'_n = 600$ kPa, a resistência residual foi mobilizada com deslocamentos da ordem de 100 mm. Não foi possível estabelecer uma relação entre os deslocamentos necessários para mobilização da resistência residual e a tensão normal do ensaio. Os dados apresentados no Quadro 5.13 mostram valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r - 0,1^\circ$ e $\phi'_r + 1,1^\circ$ para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à resistência residual. Para deslocamentos da ordem de 50% do deslocamento correspondente à resistência residual, foram obtidos valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r - 0,9^\circ$ e $\phi'_r + 0,4^\circ$.

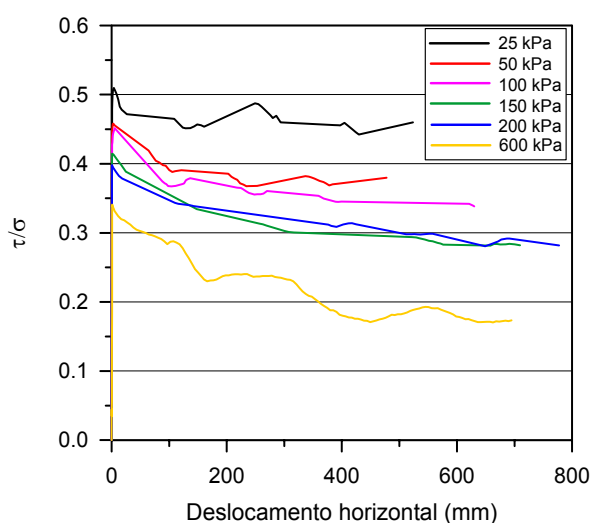


Figura 5.56: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 119+120 inf

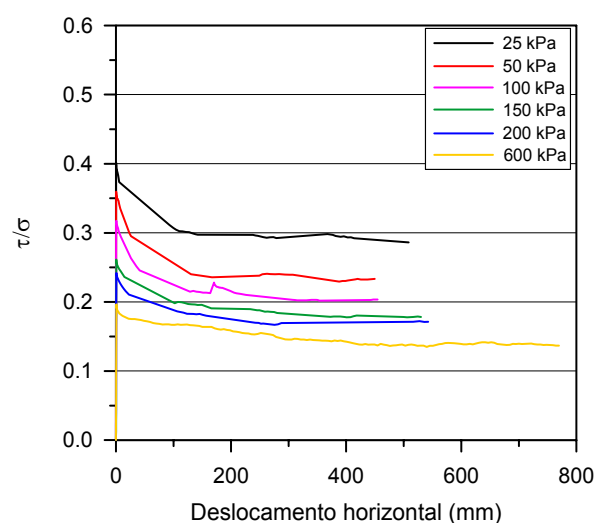


Figura 5.57: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 119+120 sup

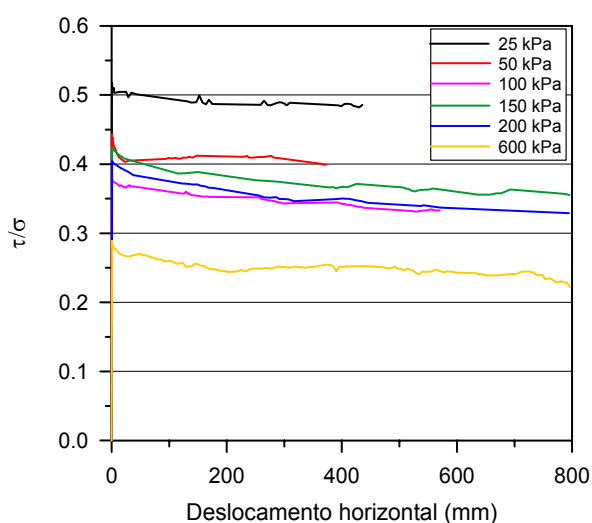


Figura 5.58: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 113+100

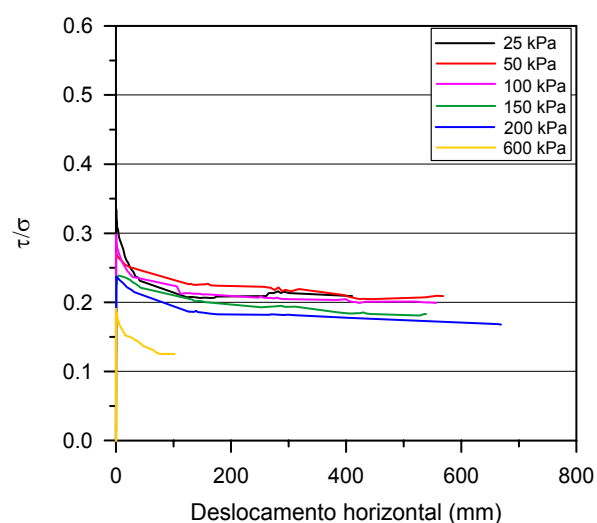


Figura 5.59: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 109+180

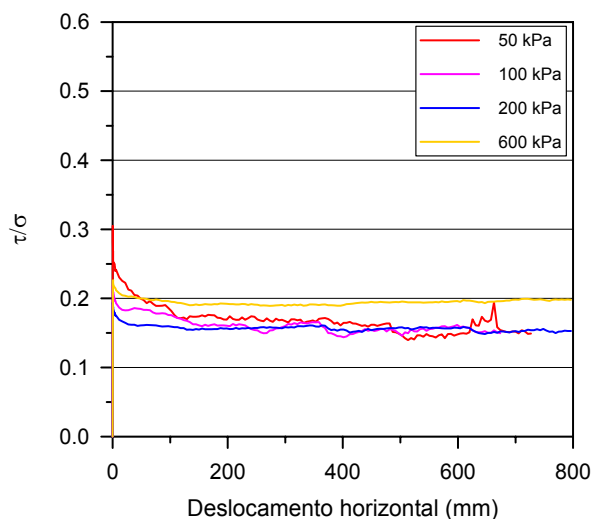


Figura 5.60: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 0+600

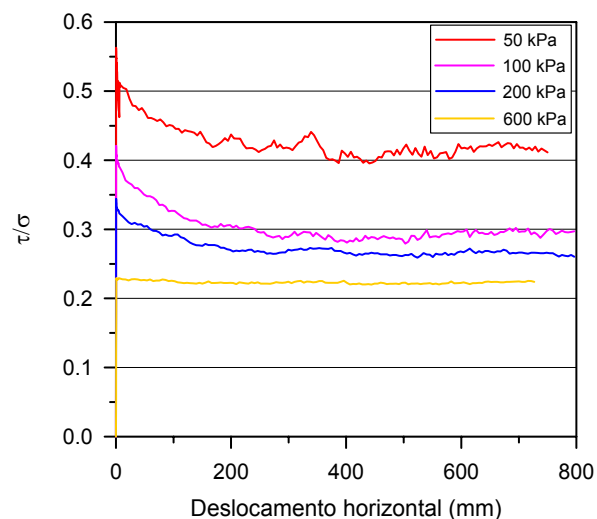


Figura 5.61: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo SSCaí

De maneira geral, os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual dos solos saprolíticos de rochas básicas nos ensaios *ring shear* variaram entre 400 e 600 mm. Os resultados dos ensaios *ring shear* dos solos saprolíticos de rochas básicas, incluindo-se aí o solo Teutônia, não permitem estabelecer uma relação direta entre a tensão normal e os deslocamentos necessários para mobilização da resistência residual. Enquanto o solo Teutônia apresentou tendência de diminuição destes deslocamentos com o aumento de σ'_n , os solos km 119+120 inferior e km 113+100 apresentaram tendência de aumento dos deslocamentos com o aumento de σ'_n . Para os demais solos não se verificou nenhum tipo de tendência.

Possivelmente, estes diferentes comportamentos estão associados, além da tensão normal, ao grau de intemperismo do solo, à presença e quantidade de partículas ou agregados de partículas suscetíveis à degradação mecânica durante o cisalhamento e à resistência ou fragilidade destas partículas e agregados.

Espera-se que os solos com menor grau de intemperismo, conseqüentemente com partículas e agregados mais resistentes, porém frágeis, suscetíveis a processos mais graduais e contínuos de degradação mecânica, necessitem de maiores deslocamentos para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal. À medida que aumenta o grau de intemperismo, as partículas e agregados tornam-se menos resistentes e suscetíveis à degradação mecânica mais imediata, com menores deslocamentos, de maneira que o efeito do aumento da tensão normal sobre os deslocamentos necessários para atingir a condição residual torna-se imperceptível na prática. Os solos com grau de intemperismo elevado, devido à maior fragilidade das partículas e agregados, podem apresentar diminuição dos deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual com o aumento da tensão normal.

De fato, as hipóteses levantadas anteriormente são corroboradas pelos índices de intemperismo calculados para os solos em questão (vide Item 5.2.2.3). Os solos km 119+120 inferior e km 113+100 foram os solos que apresentaram os menores graus de intemperismo e a tendência de aumento dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal. O solo Teutônia foi o solo que apresentou o maior grau de intemperismo e a tendência de diminuição dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal. Os demais solos (km 119+120 superior, km 109+180, km 0+600 e SSCaí) apresentaram graus de intemperismo intermediários e não foi possível identificar tendência de aumento ou diminuição dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal.

No que diz respeito aos valores do ângulo de atrito interno dos solos saprolíticos de rochas básicas, os valores variaram entre o mínimo de $\phi'_r - 0,5^\circ$ e o máximo de $\phi'_r + 4,5^\circ$ para deslocamentos de 20% do deslocamento necessário para mobilização da resistência residual. Para deslocamentos de 50% do deslocamento necessário para mobilização da resistência residual, os valores de ângulo de atrito variaram entre o mínimo de $\phi'_r - 0,9^\circ$ e máximo de $\phi'_r + 1,9^\circ$ (ver Quadro 5.13). Skempton (1985) observou que valores de resistência correspondentes a $\phi'_r + 1,0^\circ$ eram atingidos com deslocamentos variando entre 20% e 50% do deslocamento total necessário para mobilizar a resistência residual.

Quadro 5.13: Diferença em graus entre ϕ'_r e os valores de ϕ' para deslocamentos de 20% e 50% do deslocamento necessário para atingir a condição residual

Tensão normal (kPa)	Solo											
	km 119+120 inf		km 119+120 sup		km 113+100		km 109+180		km 0+600		SSCaí	
	20%	50%	20%	50%	20%	50%	20%	50%	20%	50%	20%	50%
25	+0,2	+1,1	+0,9	+0,4	+0,5	0	+0,6	0	-	-	-	-
50	+0,9	- 0,6	+1,5	+0,2	+0,3	+0,6	+1,1	+0,6	+1,3	+1,2	+1,1	-0,6
100	+1,7	+0,8	+1,3	+0,4	+1,3	+0,6	+0,8	+0,5	+0,9	+0,8	+0,4	-0,9
150	+2,8	+0,8	+1,2	+0,4	+1,6	+0,5	+1,4	+0,6	-	-	-	-
200	+3,0	+1,5	+0,8	-0,2	+2,0	+1,1	+1,0	+0,7	+0,1	+0,1	+0,9	+0,4
600	+4,5	+1,9	+1,5	+0,4	+1,7	+1,6	+1,5	+0,6	-0,4	-0,5	-0,1	0

As envoltórias de resistência ao cisalhamento residual obtidas nos ensaios *ring shear* para os solos saprolíticos de rochas básicas estudados são apresentadas na Fig. 5.62. As equações e os parâmetros de resistência associados às envoltórias estão discriminados no Quadro 5.14, tanto para a envoltória que representa o melhor ajuste aos pontos experimentais como para a envoltória que considera a condição de intercepto coesivo residual nulo, ou seja, passando pela origem. Neste último caso, os valores do ângulo de atrito interno residual obtidos variaram de $7,6^\circ$ a $13,6^\circ$, sendo tanto maiores quanto menor o grau de intemperismo do solo considerado. Observa-se que, na Fig. 5.62, as linhas conectando os pontos experimentais têm como única finalidade ajudar na identificação dos pontos experimentais dos diferentes materiais estudados, não consistindo em suas envoltórias propriamente ditas.

A Fig. 5.63 apresenta a variação de ϕ'_r com σ'_n obtida para os solos saprolíticos de rochas básicas nos ensaios *ring shear*. Com exceção do solo km 0+600, para o qual o valor de ϕ'_r aumentou com o aumento de σ'_n , talvez em função de problemas associados a atrito no equipamento durante o ensaio, todos os demais solos apresentaram redução significativa de ϕ'_r com o aumento de σ'_n . Esta redução foi mais acentuada para os solos que apresentaram os menores graus de intemperismo (km 113+100, km 119+120 inferior e SSCaí), e ocorre porque maiores níveis de tensão normal promovem maior orientação de partículas lamelares e são mais efetivas na degradação de partículas e agregados de partículas na superfície de cisalhamento. Este mecanismo é o mesmo observado nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas em amostras indeformadas dos mesmos solos.

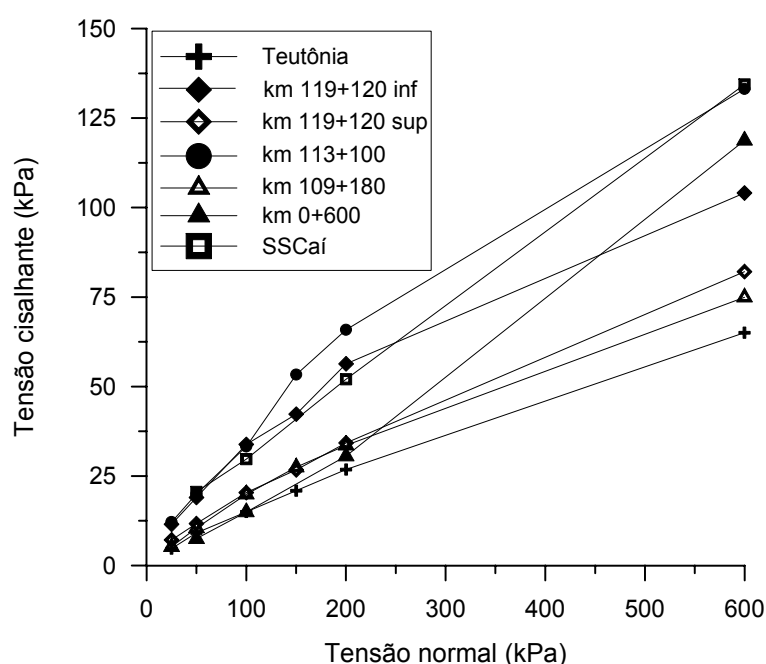


Figura 5.62: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (RS)

Quadro 5.14: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas (RS)

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (KPa)
km 119+120 inf	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,154. \sigma'_n + 15,63$ ($R^2=0,960755$)	8,8	15,6
	Passando pela origem	$\tau = 0,194. \sigma'_n$ ($R^2=0,944124$)	11,0	-
km 119+120 sup	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,128. \sigma'_n + 6,38$ ($R^2=0,995667$)	7,3	6,4
	Passando pela origem	$\tau = 0,144. \sigma'_n$ ($R^2=0,984619$)	8,2	-
km 113+100	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,205. \sigma'_n + 14,46$ ($R^2=0,972076$)	11,6	14,5
	Passando pela origem	$\tau = 0,243. \sigma'_n$ ($R^2=0,965383$)	13,6	-
km 109+180	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,117. \sigma'_n + 6,66$ ($R^2=0,983327$)	6,7	6,7
	Passando pela origem	$\tau = 0,134. \sigma'_n$ ($R^2=0,976398$)	7,6	-
km 0+600	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,206. \sigma'_n - 5,93$ ($R^2=0,995859$)	11,6	-
	Passando pela origem	$\tau = 0,192. \sigma'_n$ ($R^2=0,993685$)	10,9	-
SSCaí	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,208. \sigma'_n + 9,84$ ($R^2=0,999833$)	11,7	9,8
	Passando pela origem	$\tau = 0,230. \sigma'_n$ ($R^2=0,991987$)	13,0	-

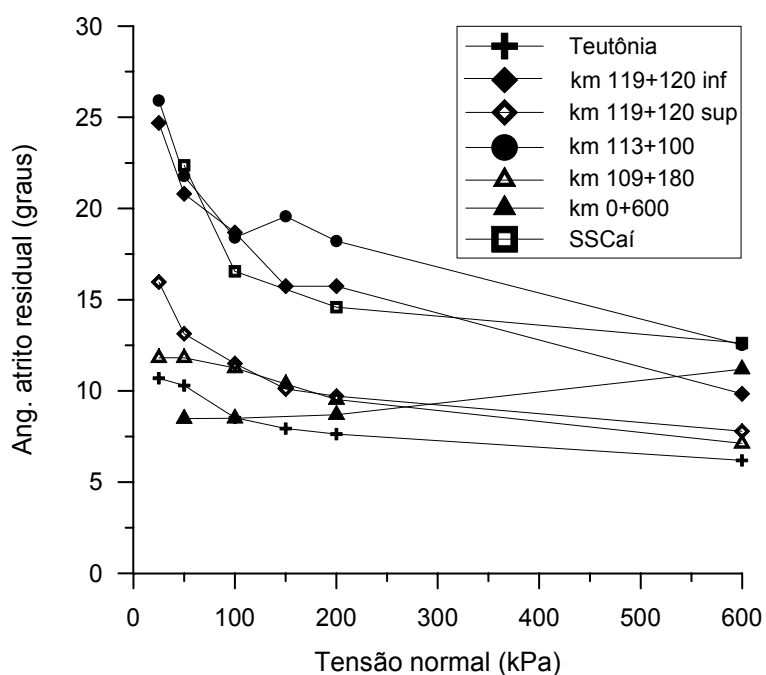


Figura 5.63: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas básicas (RS)

A Fig. 5.64 apresenta a correlação entre os valores de ϕ'_r e o índice de plasticidade para os solos saprolíticos de rochas básicas estudados. Para cada solo, estão representados na figura os valores máximos e mínimos obtidos para ϕ'_r . Estes valores correspondem, respectivamente, à menor e maior tensão normal aplicada ao solo no ensaio, ilustrando a significativa redução de ϕ'_r que ocorre com o aumento de σ'_n . Os valores de ϕ'_r relativos às envoltórias de resistência, embora não estejam plotados, correspondem aproximadamente ao valor mínimo de ϕ'_r apresentado para cada solo.

Pode-se verificar que os solos saprolíticos de rochas básicas apresentaram valores de IP inferiores a 40%, os quais estão associados a baixos valores de ϕ'_r .

Considerando-se a classificação proposta por Pinheiro (2000) para o comportamento dos solos tropicais quanto à resistência ao cisalhamento residual, os solos saprolíticos de rochas básicas situam-se na classe ou grupo de comportamento correspondente a solos micáceos e solos que possuem partículas parcialmente intemperizadas e frágeis, que se degradam durante o cisalhamento a grandes deslocamentos sob tensões normais elevadas.

As evidências experimentais deste mecanismo de degradação mecânica de partículas e agregados na superfície de cisalhamento, quando o solo é submetido a grandes deslocamentos sob tensões normais elevadas, são reforçadas pelas microfotografias da superfície de cisalhamento de corpos de prova, feitas através de microscopia eletrônica, as quais serão apresentadas no Item 5.4.5.

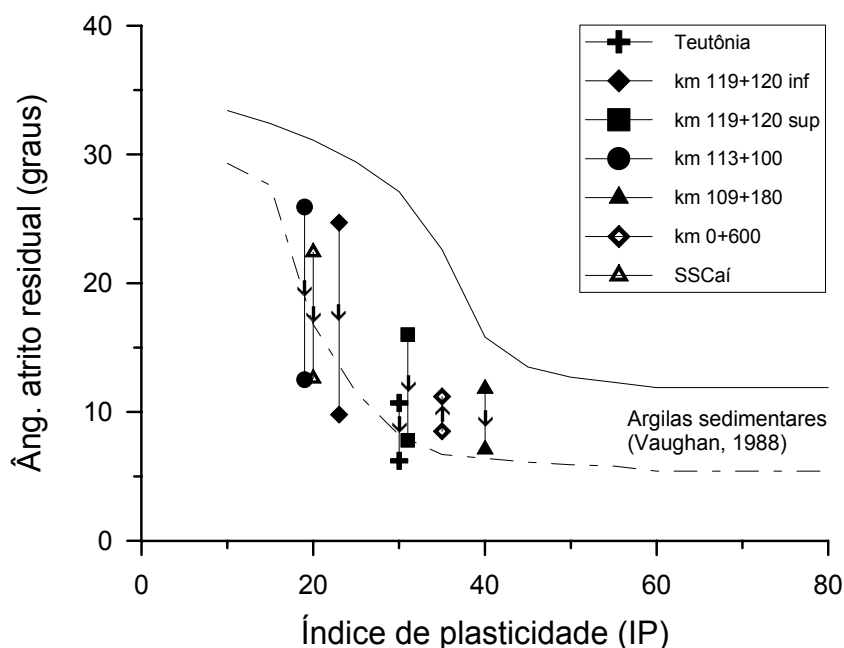


Figura 5.64: Correlação entre ϕ'_r e IP para os solos saprolíticos de rochas básicas (RS)

5.4.4 Comparação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e *ring shear*

Neste item serão comparados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e *ring shear* para cada um dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados nesta tese. A comparação será feita através da apresentação das envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas para cada solo nos ensaios acima referidos. Além disso, para cada solo, serão apresentados também os gráficos de variação do ângulo de atrito interno residual com a tensão normal nos diferentes ensaios em questão. Os dados de resistência ao cisalhamento de pico são apresentados meramente como referência, pois a comparação diz respeito somente aos dados de resistência ao cisalhamento residual.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas nos diferentes ensaios realizados com cada solo são apresentadas nas Fig. 5.65 a 5.71. Para o solo km 119+120 inferior (Fig. 5.65), a resistência residual determinada nos ensaios CDRM para tensões normais de até 200 kPa foi pouco superior à resistência determinada nos ensaios RS, sendo inferior para a tensão normal de 600 kPa. O solo km 119+120 superior (Fig. 5.66) apresentou resistência residual medida no ensaio CDRM superior à resistência medida no ensaio RS para todas as tensões normais. As diferenças observadas foram mais significativas que as do solo km 119+120 inferior, porém foram pequenas para as tensões normais de 150 e 600 kPa. O mesmo ocorre com o solo km 113+100 (Fig. 5.67). Para o solo km 109+180 (Fig. 5.68), as diferenças de resistência residual medida nos ensaios CDRM e RS foram maiores, mas com tendência de aproximação para a tensão normal de 600 kPa.

No caso dos solos km 0+600 (Fig. 5.69) e SSCaí (Fig. 5.70), para os quais se dispõe de resultados de ensaios CDRM, CDI e RS, verifica-se uma excelente concordância entre os resultados dos ensaios CDI e RS. Para o solo km 0+600, a resistência residual medida no ensaio CDRM se aproxima dos valores medidos nos ensaios CDI e RS. Já para o solo SSCaí, a diferença entre a resistência medida no ensaio CDRM e nos ensaios CDI e RS é significativamente maior.

Para o solo km 109+700 (Fig. 5.71), só se dispõe de resultados de resistência residual de ensaios CDI, os quais são apresentados juntamente com os pontos experimentais correspondentes à resistência ao cisalhamento de pico medida em ensaios de cisalhamento direto convencionais.

De maneira geral, os pontos experimentais correspondentes à resistência residual medida nos ensaios CDRM apresentaram dispersão maior que os pontos correspondentes aos ensaios CDI e RS. A concordância entre os resultados dos ensaios CDI e RS é excelente. Os valores de resistência residual medidos através destes ensaios são muito semelhantes, mas o limite inferior é definido pelos valores de resistência determinados nos ensaios RS.

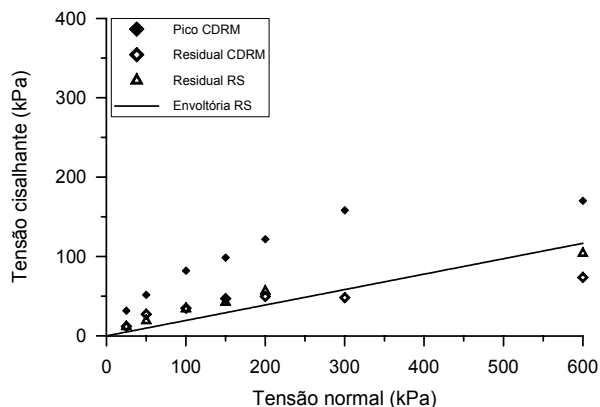


Figura 5.65: Envolvórias de resistência ao cisalhamento do solo km 119+120 inferior (CDRM e RS)

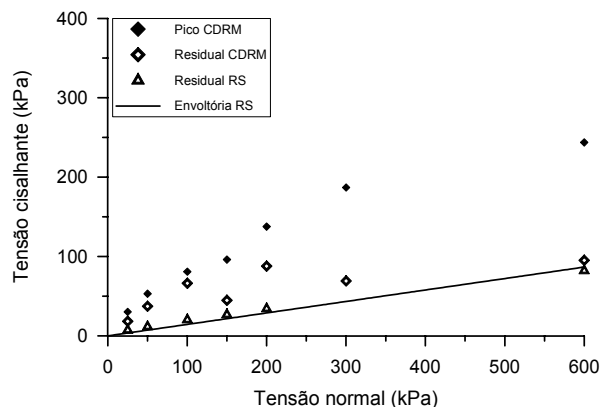


Figura 5.66: Envolvórias de resistência ao cisalhamento do solo km 119+120 superior (CDRM e RS)

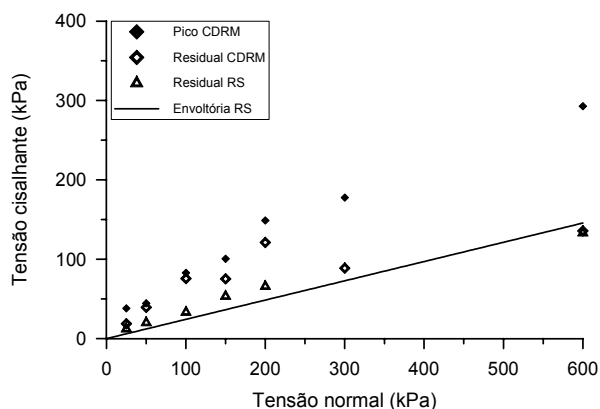


Figura 5.67: Envolvórias de resistência ao cisalhamento do solo km 113+100 (CDRM e RS)

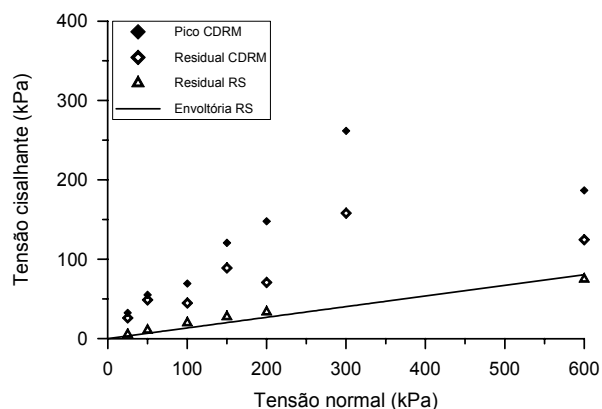


Figura 5.68: Envolvórias de resistência ao cisalhamento do solo km 109+180 (CDRM e RS)

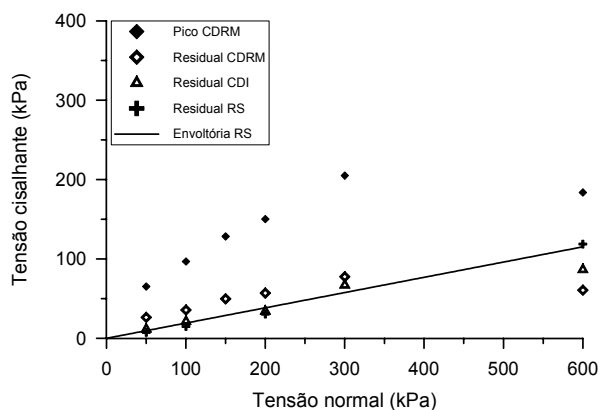


Figura 5.69: Envolvórias de resistência ao cisalhamento do solo km 0+600 (CDRM, CDI e RS)

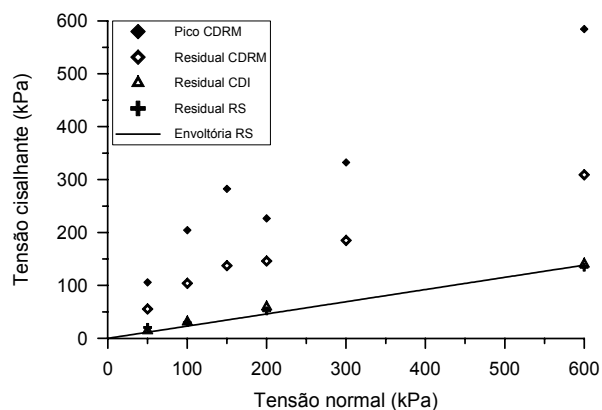


Figura 5.70: Envolvórias de resistência ao cisalhamento do solo SSCaí (CDRM, CDI e RS)

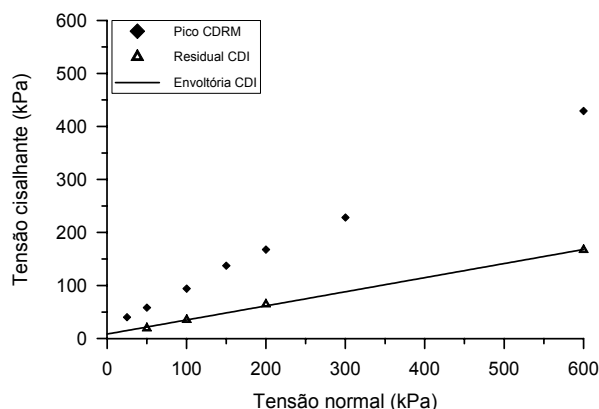


Figura 5.71: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 109+700 (CDRM e CDI)

Os gráficos de variação do ângulo de atrito interno residual com a tensão normal obtidos nos ensaios CDRM, CDI e RS para cada um dos solos saprolíticos de rochas básicas descritos neste capítulo são apresentados nas Fig. 5.72 a 5.78. Estes gráficos refletem os resultados já descritos anteriormente e refletem a característica curva das envoltórias de resistência de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas básicas da FSG estudados.

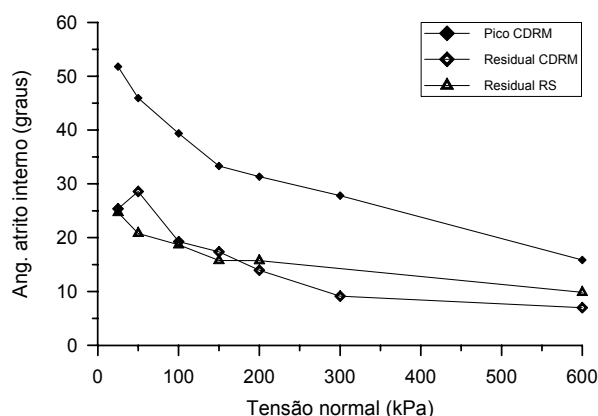


Figura 5.72: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 119+120 inferior (CDRM e RS)

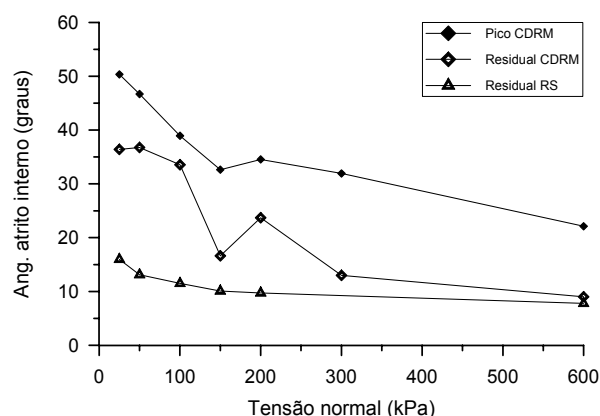


Figura 5.73: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 119+120 superior (CDRM e RS)

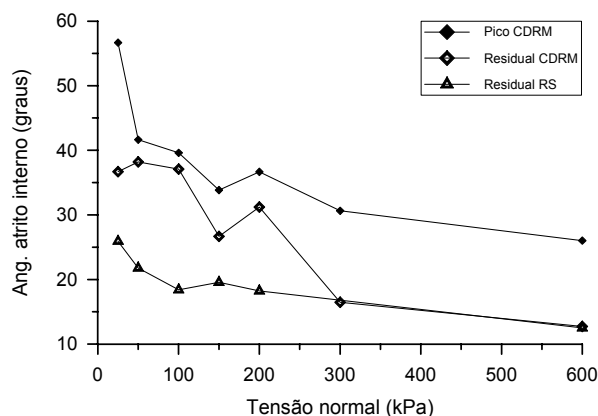


Figura 5.74: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 113+100 (CDRM e RS)

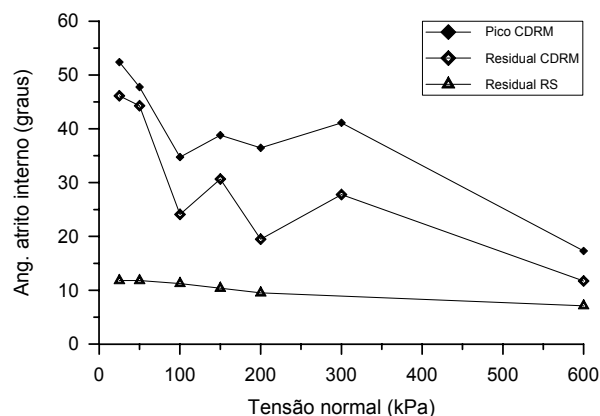


Figura 5.75: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 109+180 (CDRM e RS)

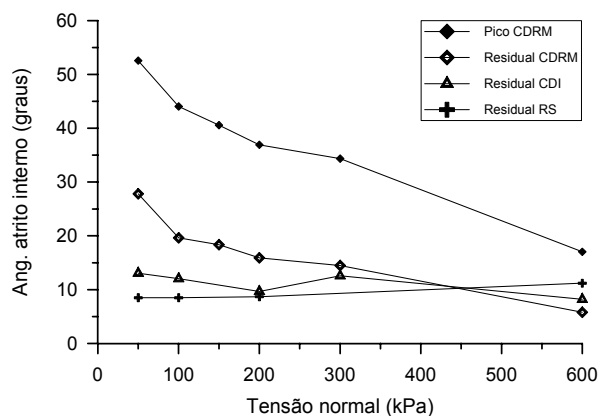


Figura 5.76: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 0+600 (CDRM, CDI e RS)

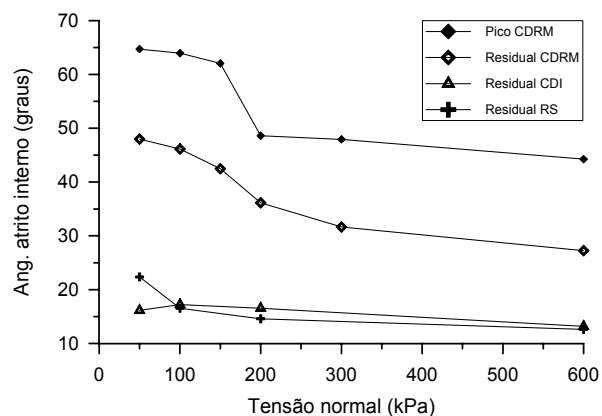


Figura 5.77: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo SSCaí (CDRM, CDI e RS)

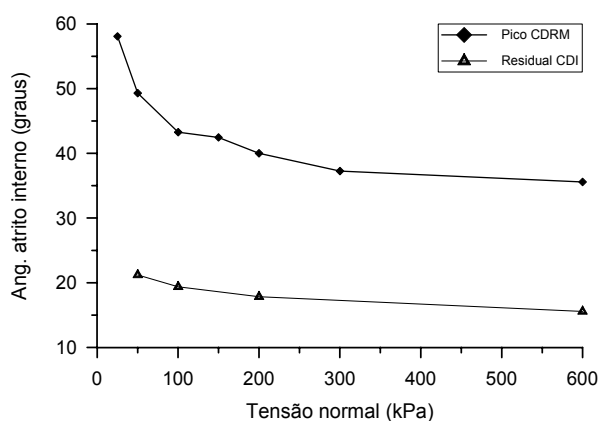


Figura 5.78: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 109+700 (CDRM e CDI)

5.4.5 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Neste item são apresentadas as microfotografias dos corpos de prova de alguns dos solos saprolíticos de rochas básicas ensaiados no equipamento *ring shear*. Os solos cujos corpos de prova foram analisados no MEV são os seguintes: km 119+120 inferior, km 119+120 superior, km 113+100 e km 109+180. Como para o solo Teutônia, o objetivo das análises de microscopia eletrônica foi caracterizar a superfície de cisalhamento formada nos ensaios *ring shear* sob diferentes níveis de tensões normais, de maneira a identificar evidências para o mecanismo de degradação mecânica de partículas e agregados na superfície de cisalhamento. Este é, supostamente, o mecanismo responsável pela acentuada diminuição de resistência apresentada pelos solos estudados quando os mesmos são cisalhados a grandes deslocamentos sob tensões normais elevadas.

As Fotos 5.31 e 5.32 apresentam a vista superior da superfície de cisalhamento do solo km 119+120 inferior. Estas fotos estão na mesma escala e o aumento das imagens é de 453 vezes. Verifica-se, por comparação visual direta, as diferentes texturas das superfícies de cisalhamento formadas nos ensaios com $\sigma'_n = 25$ kPa e $\sigma'_n = 200$ kPa. A natureza da superfície formada com $\sigma'_n = 25$ kPa é mais granular do que a natureza da superfície do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa. As Fotos 5.33 e 5.34 mostram a vista da seção transversal dos corpos de prova do solo km 119+120 inferior. Para o ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa, pode-se observar que a superfície de cisalhamento é bastante irregular, ondulada e apresenta partículas granulares superficiais. Para o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa, observa-se uma superfície de cisalhamento regular, plana e praticamente desprovida de partículas granulares na superfície. As diferenças observadas são atribuídas à degradação mecânica de partículas e agregados na superfície de cisalhamento ou em uma zona de cisalhamento extremamente reduzida, da ordem de alguns microns, durante o cisalhamento a grandes deslocamentos sob diferentes tensões normais.

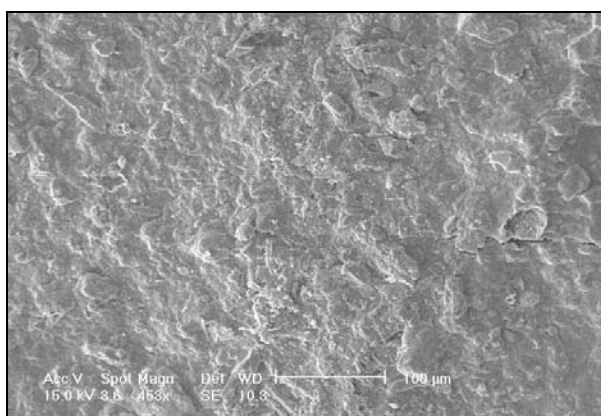


Foto 5.31: Solo km 119+120 inferior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (453x)

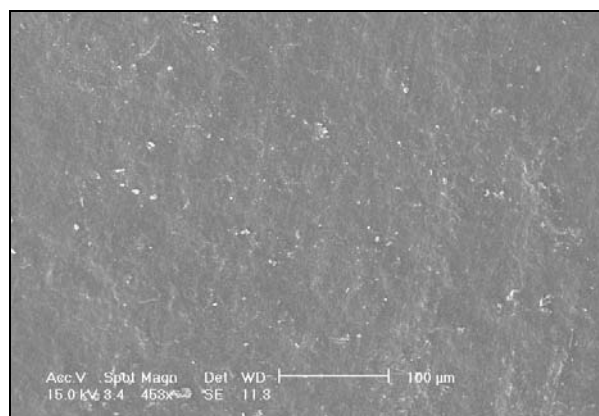


Foto 5.32: Solo km 119+120 inferior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (453x)

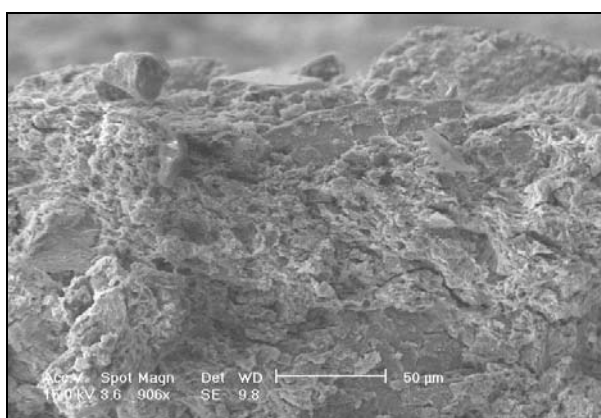


Foto 5.33: Solo km 119+120 inferior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (906x)

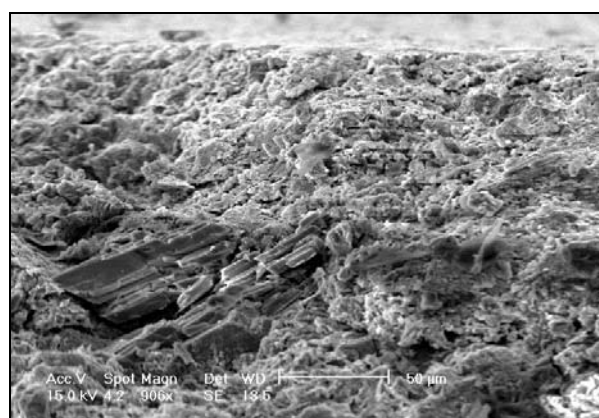


Foto 5.34: Solo km 119+120 inferior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (906x)

As mesmas características observadas nas microfotografias do solo km 119+120 inferior são observadas nas microfotografias do solo km 119+120 superior, conforme pode-se constatar nas Fotos 5.35 a 5.38. As Fotos 5.35 e 5.36 estão também na mesma escala e as imagens foram feitas com um aumento de 453 vezes. Novamente, a diferença textural das superfícies de cisalhamento formadas para as tensões normais de 25 e 50 kPa é bastante significativa. Na Foto 5.38, o alinhamento das partículas lamelares de argila na superfície de cisalhamento é evidente.

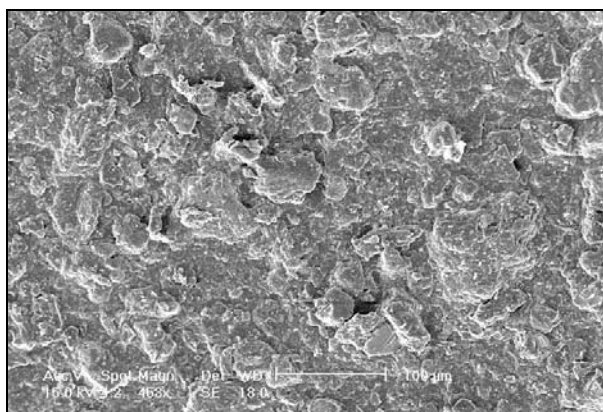


Foto 5.35: Solo km 119+120 superior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (453x)

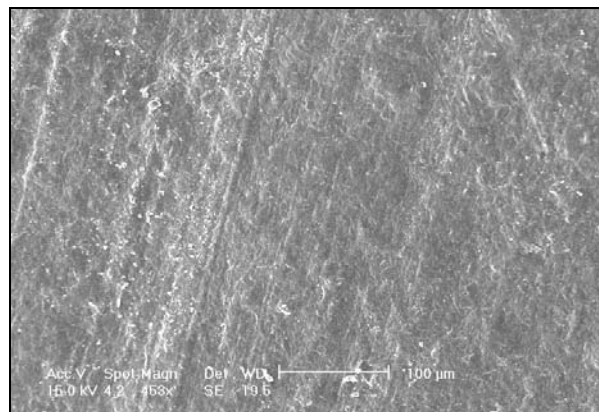


Foto 5.36: Solo km 119+120 superior, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (453x)

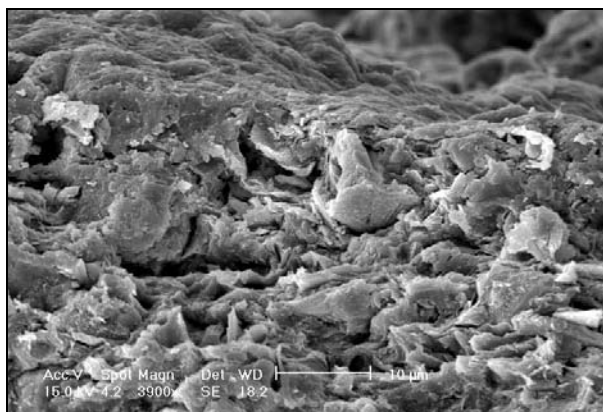


Foto 5.37: Solo km 119+120 superior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (3900x)

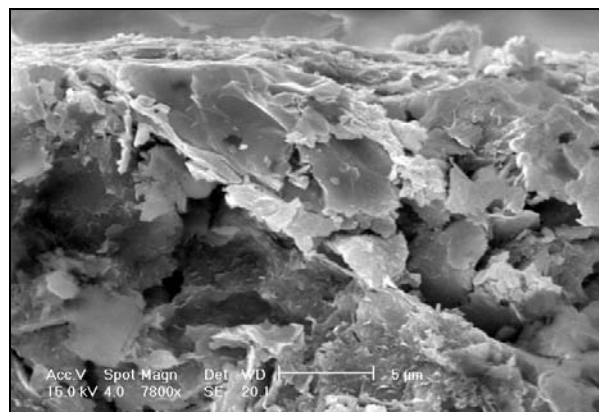


Foto 5.38: Solo km 119+120 superior, seção transversal do corpo de prova após ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (7800x)

Para o solo km 113+100 foram tiradas microfotografias da superfície de cisalhamento de corpos de prova ensaiados com tensões normais de 25 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Estas microfotografias são apresentadas, respectivamente, nas Fotos 5.39, 5.40 e 5.41. As fotos possuem a mesma escala e o aumento das imagens foi de 115 vezes. A superfície de cisalhamento para o ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa apresenta-se com textura bastante granular e relativamente grossa. Na superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 100$ kPa, já se observa uma redução granulométrica significativa, mas a superfície ainda apresenta uma textura levemente granular. Para a tensão normal de 200 kPa, a superfície de cisalhamento já se apresenta extremamente plana, sem partículas granulares ou agregados de partículas, e com partículas de argila fortemente alinhadas na direção do cisalhamento.

Ainda com relação ao solo km 113+100, a Foto 5.42 mostra a seção transversal do corpo de prova do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa, com aumento de 1.850 vezes. Observa-se uma superfície de cisalhamento ondulada, com partículas de argila pouco orientadas, formando uma camada de aproximadamente 10 μm de espessura. Sob a superfície de cisalhamento pode-se observar uma partícula de algum mineral primário parcialmente intemperizado.

As Fotos 5.43, 5.44 e 5.45 apresentam uma seqüência de microfotografias da seção transversal do corpo de prova do solo km 113+100 no ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa, com aumentos de, respectivamente, 1.850 vezes, 3.900 vezes e 7.800 vezes. Na Foto 5.43 observa-se uma zona de cisalhamento superficial com aproximadamente 40 μm de espessura. As partículas de argila nesta zona de cisalhamento encontram-se orientadas e envolvendo partículas minerais granulares. A Foto 5.44 é uma ampliação da Foto 5.43 e permite identificar a presença de uma camada de partículas de argila fortemente orientadas na superfície do corpo de prova, com espessura de aproximadamente 5 μm . A existência desta camada fica melhor evidenciada na Foto 5.45.

A Foto 5.46 mostra uma microfotografia da amostra natural do solo km 113+100 utilizada na preparação dos corpos de prova para o ensaio *ring shear*. O objetivo da microfotografia foi ilustrar a natureza das partículas minerais presentes nas amostras utilizadas. Pode-se observar tanto a ocorrência de partículas de argila como de outras partículas granulares que constituem os minerais primários são ou parcialmente intemperizados do solo, conforme demonstrado no estudo petrográfico já apresentado (vide Item 5.2.1).

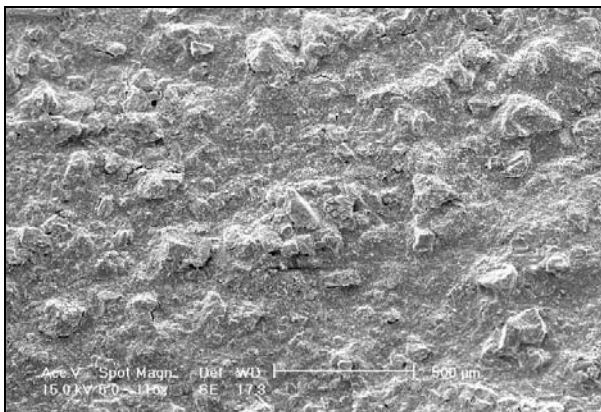


Foto 5.39: Solo km 113+100, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (115x)

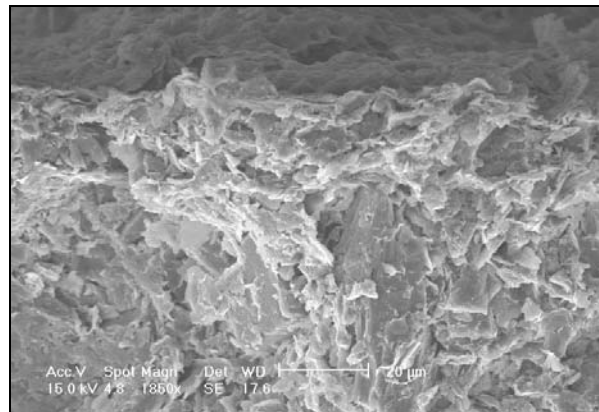


Foto 5.42: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (1850x)

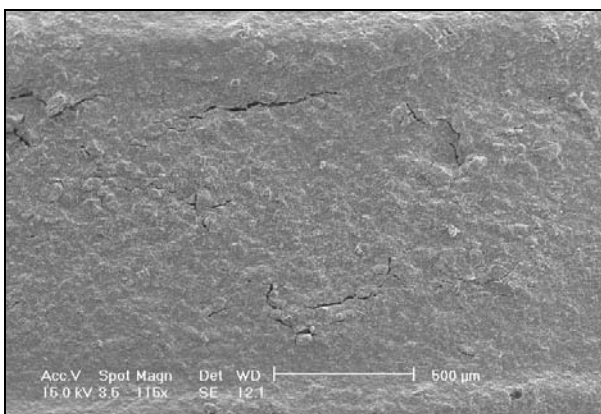


Foto 5.40: Solo km 113+100, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 100$ kPa (115x)

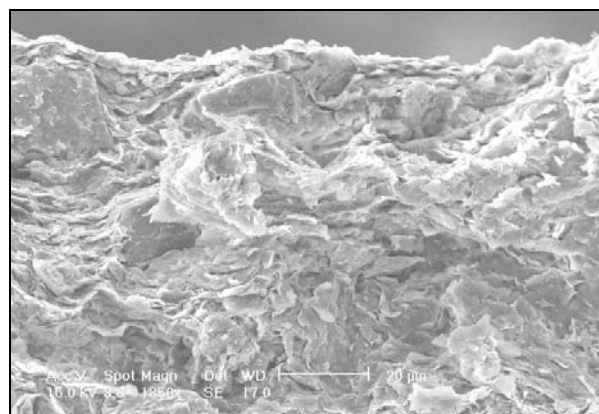


Foto 5.43: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (1850x)

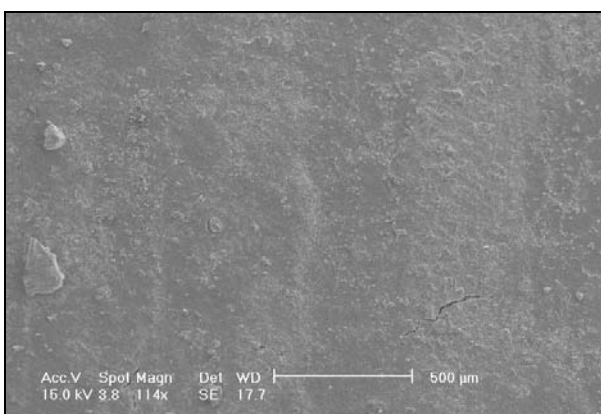


Foto 5.41: Solo km 113+100, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (114x)

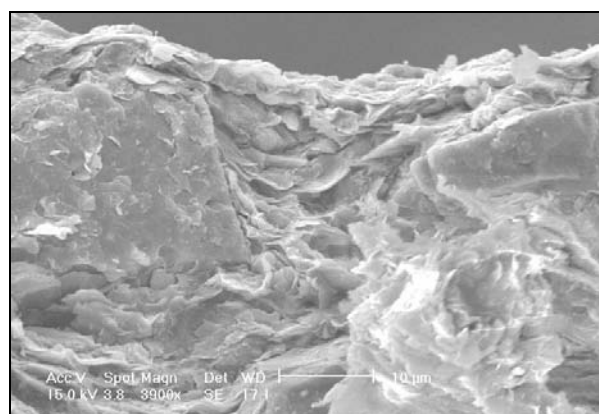


Foto 5.44: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (3900x)

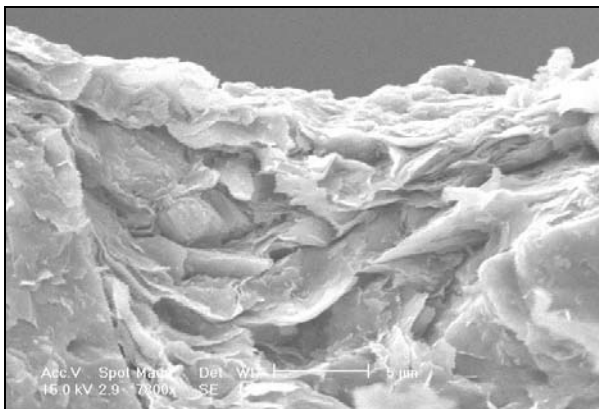


Foto 5.45: Solo km 113+100, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (7800x)

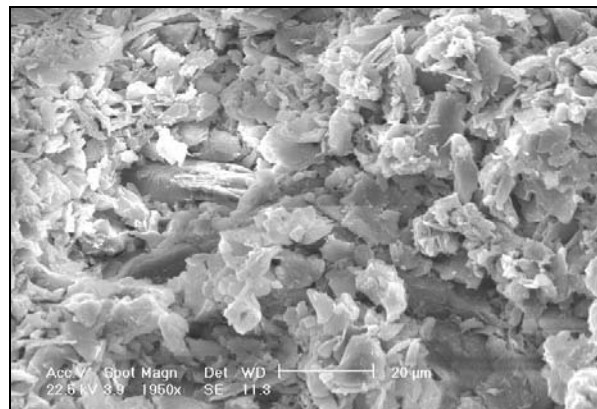


Foto 5.46: Solo km 113+100, textura da amostra natural utilizada na preparação dos corpos de prova para o ensaio RS (1950x)

As microfotografias do solo km 109+180 são apresentadas nas Fotos 5.47 a 5.52. As Fotos 5.47 e 5.48 mostram a natureza das superfícies de cisalhamento formadas nos ensaios com $\sigma'_n = 25$ kPa e $\sigma'_n = 200$ kPa. Neste caso, não se observou diferença significativa na natureza textural das superfícies formadas. Mesmo assim, os resultados dos ensaios RS mostram valores baixos de resistência residual para o solo km 109+180, além de uma redução relativamente significativa no valor de ϕ'_r com o aumento da tensão normal.

A Foto 5.49 mostra a seção transversal do corpo de prova do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa, com aumento de 906 vezes. São observadas as mesmas características dos solos descritos anteriormente, ou seja, superfície de cisalhamento irregular e ondulada, e presença de partículas granulares.

As Fotos 5.50, 5.51 e 5.52 apresentam uma seqüência de microfotografias da seção transversal do corpo de prova do solo km 109+180 no ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa, com aumentos de, respectivamente, 1.850 vezes, 3.900 vezes e 7.800 vezes. A seqüência de fotos mostra a presença, na superfície de cisalhamento, de uma camada de partículas de argila fortemente orientadas na direção do cisalhamento. Aparentemente, esta camada apresenta espessura inferior a 1 μm , sendo da ordem de somente algumas partículas de argila.

Considerando-se conjuntamente os dados petrográficos apresentados neste capítulo, as evidências experimentais verificadas nos ensaios de caracterização, especialmente nos ensaios granulométricos, e nos ensaios mecânicos, pode-se dizer que as microfotografias feitas no MEV suportam a hipótese de que os solos saprolíticos de rochas básicas estudados são formados por partículas e agregados que se degradam mecanicamente quando submetidos ao cisalhamento a grandes deformações e tensões normais elevadas. O efeito desta quebra de partículas e agregados é uma redução granulométrica localizada na superfície de cisalhamento, aumentando a fração argila. Este efeito, aliado à maior e melhor orientação de partículas argilosas na direção do cisalhamento com o aumento das

tensões normais, seria responsável pela significativa redução de resistência ao cisalhamento observada nos solos estudados.

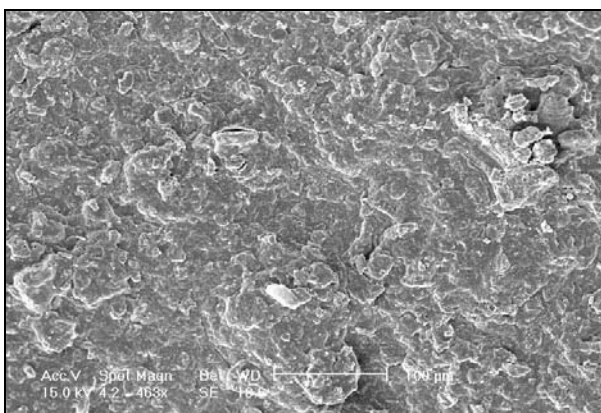


Foto 5.47: Solo km 109+180, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (463x)

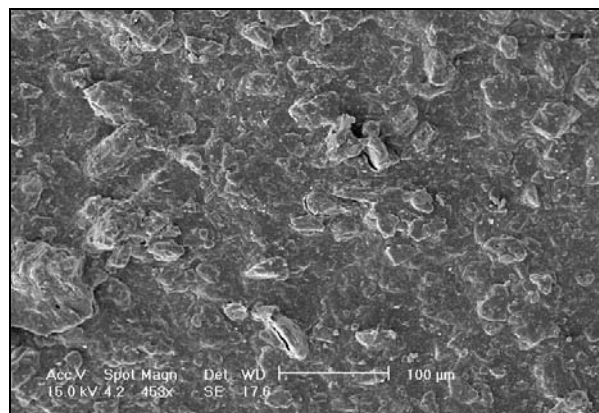


Foto 5.48: Solo km 109+180, superfície de cisalhamento do ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (453x)

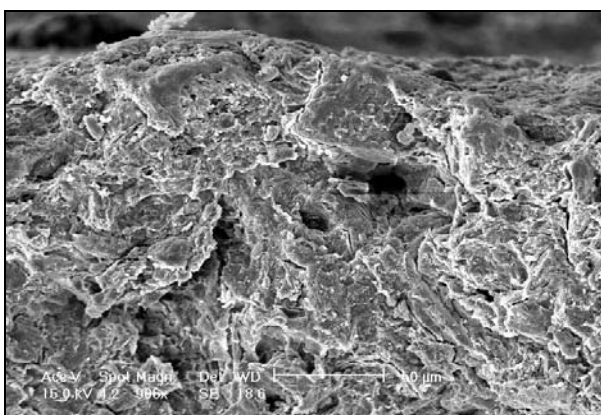


Foto 5.49: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 25$ kPa (906x)

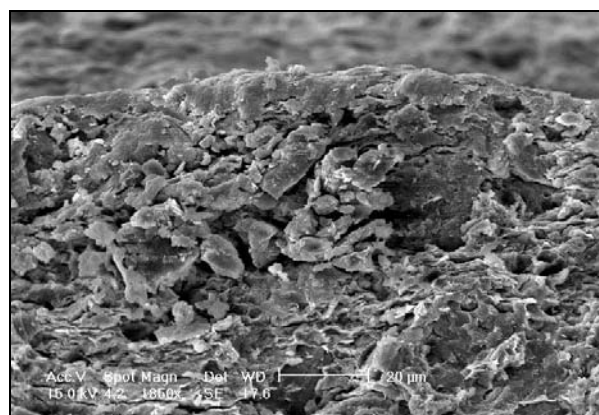


Foto 5.50: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (1850x)

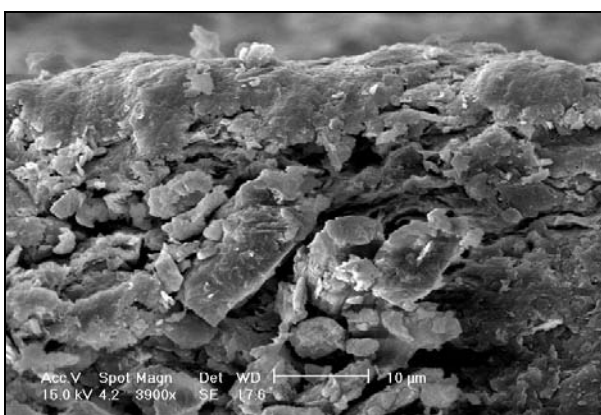


Foto 5.51: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (3900x)

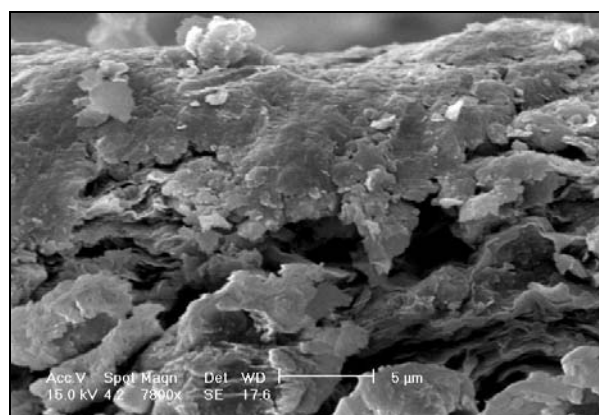


Foto 5.52: Solo km 109+180, seção transversal do corpo de prova após o ensaio com $\sigma'_n = 200$ kPa (7800x)

CAPÍTULO VI

6 SOLOS SAPROLÍTICOS ORIUNDOS DE ROCHAS ÁCIDAS

Além dos solos formados a partir de rochas básicas, foram estudados nesta tese solos saprolíticos oriundos de rochas ácidas da FSG. Este capítulo será dedicado à apresentação dos resultados das investigações realizadas com estes solos.

6.1 DESCRIÇÃO DOS LOCAIS E DOS MATERIAIS AMOSTRADOS

Os solos saprolíticos formados a partir de rochas ácidas da FSG foram coletados em dois locais: em Caxias do Sul/RS e na rodovia estadual RS 486 (ver Quadro 3.1 e Fig. 3.1a e 3.1b). Em Caxias do Sul, o local de amostragem está situado no bairro Kaiser. Neste local, houve a instabilização de um maciço de solo saprolítico com cerca de 30 m de altura e 200 m de extensão. Os movimentos alcançaram velocidades de até 5 mm/h, provocando danos em uma escola e em sete casas, além do fechamento permanente de uma rua. A Foto 6.1 mostra uma vista da encosta e da área envolvida na ruptura. A instabilidade foi condicionada pela existência de descontinuidades com inclinação desfavorável relativamente aos cortes executados para a instalação de residências. Estas descontinuidades encontram-se preenchidas com uma argila vermelha que comanda seu comportamento mecânico. As Fotos 6.2 e 6.3 mostram as características destas descontinuidades. As Fotos 6.4 e 6.5 mostram a textura do solo saprolítico e da argila vermelha de preenchimento. As retroanálises realizadas por Azambuja *et al.* (2001) forneceram valores de ϕ' mobilizado variando entre 19,4° e 21,4°. O valor de ϕ'_r da argila vermelha, obtido em laboratório através de ensaios *ring shear*, foi de 20,6°, sugerindo que a mobilização da resistência residual nas juntas foi o mecanismo responsável pela instabilidade. As hipóteses levantadas para a origem da argila vermelha foram: (a) mecanismos de transferência por iluviação de argila dos horizontes superiores e (b) intemperismo natural da rocha e solo saprolítico ao longo das descontinuidades.

Para o estudo realizado nesta tese, foram coletadas amostras orientadas da rocha e do solo saprolítico, aqui denominado Kaiser SS, para a confecção de lâminas delgadas e preparação de amostras para a fluorescência de raios X. Também foram coletadas amostras deformadas e indeformadas do solo saprolítico e amostras deformadas da argila vermelha de preenchimento, aqui denominada Kaiser AV, para os ensaios geotécnicos de laboratório e para as análises de difração de raios X. Além do processo de intemperismo da rocha e dos comportamentos mecânicos do solo saprolítico e da argila vermelha, procurou-se estudar a origem da argila vermelha de preenchimento, segundo as hipóteses levantadas por Azambuja *et al.* (2001).

Na RS 486 foram amostrados materiais de três derrames de rochas ácidas diferentes. Os derrames encontram-se aproximadamente no km 51+400 (quilometragem da obra), já no topo da serra, aflorando ao longo de um corte da rodovia. Os solos saprolíticos foram identificados pelas seguintes denominações: km 51+400 Riolito, km 51+400 Riodacito e km 51+400 Dacito. Foram coletadas amostras orientadas de rocha e solo dos derrames para a confecção de lâminas delgadas e preparação de amostras para a fluorescência de raios X, além de amostras deformadas e indeformadas dos solos saprolíticos para os ensaios geotécnicos de laboratório e análises de difração de raios X. As Fotos 6.6 a 6.10 mostram os solos saprolíticos de rochas ácidas amostrados na RS 486.



Foto 6.1: Vista do talude instabilizado no bairro Kaiser, Caxias do Sul/RS



Foto 6.2: Local de amostragem dos solos Kaiser AV e Kaiser SS



Foto 6.3: Detalhe da Foto 6.2

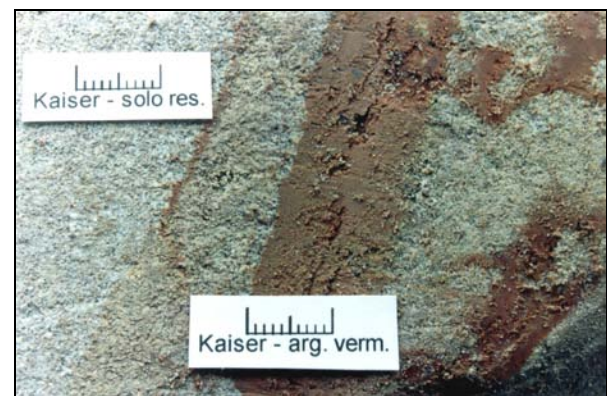


Foto 6.4: Textura do solo Kaiser SS e Kaiser AV (escala de 1 cm)



Foto 6.5: Textura do solo Kaiser AV no plano de ruptura (escala de 1 cm)



Foto 6.6: Textura do solo km 51+400 Riolito (escala de 1 cm)



Foto 6.7: Textura do solo km 51+400 Riodacito – foto A (escala de 1 cm)

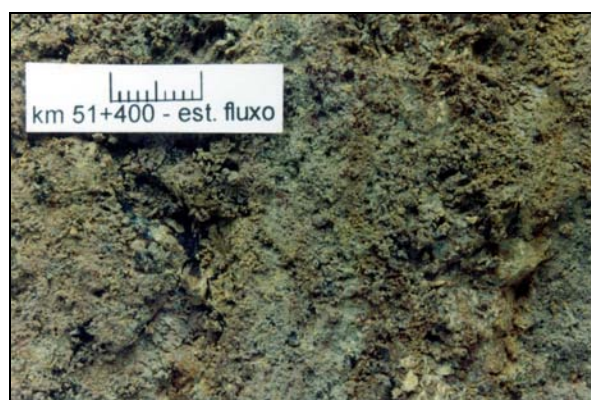


Foto 6.8: Textura do solo km 51+400 Riodacito – foto B (escala de 1 cm)



Foto 6.9: Local de amostragem do solo km 51+400 Dacito



Foto 6.10: Textura do solo km 51+400 Dacito (escala de 1 cm)

6.2 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E PETROGRÁFICA

A seguir serão apresentados os resultados das análises petrográficas e das análises de fluorescência e difração de raios X dos materiais apresentados no item 6.1.

6.2.1 Análises petrográficas

As principais características petrográficas e o grau de intemperismo das rochas ácidas e dos solos saprolíticos correspondentes descritos no Item 6.1 são apresentados no Quadro 6.1. Microfotografias tiradas das lâminas delgadas dos materiais analisados são apresentadas nas Fotos 6.11 a 6.20.

No que diz respeito à petrografia das lâminas de rocha, segundo as descrições de IBGE (1986), as rochas de Kaiser e do Km 51+400 Riodacito correspondem a dacitos e riodacitos felsíticos, a rocha do km 51+400 Riolito corresponde a um riolito felsítico e a rocha do km 51+400 Dacito corresponde a um fenobasalto vítreo. Ocorrem como fases minerais primárias destas rochas cristais e fenocristais de feldspatos potássicos, plagioclásios, piroxênios, hornblenda e opacos, além de uma mesóstase constituída por material vítreo ou por intercrescimento de quartzo e feldspato (Fotos 6.11, 6.12, 6.15, 6.17 e 6.19). Também ocorrem amígdalas preenchidas por quartzo e calcedônia, e as fases minerais secundárias são formadas por argilominerais e hidróxidos de ferro, que substituem cristais e a mesóstase da rocha.

As rochas ácidas amostradas apresentam texturas variando de felsofírica (fenocristais imersos em matriz composta por intercrescimento denso de quartzo e feldspato) a vitrofírica (fenocristais imersos em matriz vítrea). Aparentemente, estas texturas são resultado de um processo de desvitrificação ou recristalização a partir de matrizes originalmente vítreas e criptocristalinas. Este processo é caracterizado pela substituição da matriz vítrea original por um denso intercrescimento quartzo-feldspático e pela recristalização de quartzo. A maior quantidade de cristais desenvolvidos de quartzo, feldspato e opacos da rocha de Kaiser indica que o processo de desvitrificação desta rocha encontra-se em estágio mais avançado do que das demais (Foto 6.11). Na rocha do km 51+400 Dacito, o processo de desvitrificação é ainda muito insipiente, caracterizado pela descoloração de porções localizadas da rocha, predominando ainda material vítreo e criptocristalino (Foto 6.19). Nas rochas do km 51+400 Riolito e km 51+400 Riodacito, o processo de desvitrificação encontra-se em estágio intermediário, com a maior parte da matriz vítrea já substituída pelo intercrescimento quartzo-feldspático (Fotos 6.15 e 6.17).

As características mineralógicas e petrográficas mencionadas são corroboradas pelos dados apresentados por IBGE (1986), Comin-Chiaramonti *et al.* (1988) e Roisenberg & Viero (2002), segundo apresentado no Item 2.1.4.

O grau de intemperismo das amostras de rocha variou de rocha sã (I) a levemente alterada (II). Da mesma forma que para as rochas básicas estudadas no Capítulo 5, a alteração foi indicada pela pseudomorfização dos fenocristais de hornblenda e piroxênio, além da substituição pseudomórfica da mesóstase por argilominerais e hidróxidos de ferro, conforme pode ser visto nas Fotos 6.12, 6.15 e 6.19.

Dos solos saprolíticos estudados, formados a partir das rochas ácidas descritas acima, o solo Kaiser SS apresenta grau de intemperismo IV (rocha altamente alterada). Mais da metade do material rochoso original já foi decomposto em solo, porém há uma quantidade significativa de minerais primários, principalmente quartzo, feldspatos e opacos (Foto 6.13). O solo Kaiser AV apresenta grau de intemperismo VI, que corresponde ao grau de intemperismo de um solo residual, onde todo material rochoso foi convertido em solo e não é possível identificar a estrutura original e a fábrica da rocha de origem (Fotos 6.13 e 6.14). Os solos km 51+400 Riolito, Riodacito e Dacito apresentam grau de intemperismo V (rocha completamente alterada). Praticamente todo o material rochoso já foi decomposto em solo, mas a estrutura original da rocha e a fábrica podem ser reconhecidas no solo por simples comparação visual entre as lâminas do solo e da rocha correspondente (comparar Foto 6.15 com 6.16, Foto 6.17 com 6.18 e Foto 6.19 com 6.20). Imersos na matriz argilosa destes solos saprolíticos encontram-se minerais opacos relativamente bem preservados e pseudomorfoses de feldspatos, piroxênios e hornblenda, além de grãos de quartzo.

Com exceção do solo Kaiser AV, e de forma semelhante aos solos formados a partir de rochas básicas, a microestrutura dos solos saprolíticos de rochas ácidas estudados é caracterizada por uma matriz argilosa onde estão imersos alguns minerais primários e pseudomorfoses. Esta microestrutura provém do mesmo processo de substituição pseudomórfica de minerais primários por argilominerais e hidróxidos de ferro, já descrito para os solos de rochas básicas, e resulta das ligações químicas desenvolvidas entre os minerais que formam o solo durante o intemperismo. O mecanismo de degradação mecânica de partículas sob solicitações cisalhantes, para níveis de tensão normal suficientemente elevados, também é possível para estes solos devido à estrutura, que confere aos mesmos textura granular quando desagregados.

Quadro 6.1: Análises petrográficas das rochas ácidas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
Kaiser	Rocha	I-II	<p>Mineralogia: quartzo, feldspatos potássicos, plagioclásios, piroxênios, hornblenda, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta por microfenocristais de feldspatos, piroxênio, hornblenda e opacos, imersos em uma matriz criptocristalina em processo de desvitrificação e recristalização, a qual é composta por cristais de quartzo recristalizados e por denso intercrescimento quartzo-feldspático. Micrólitos de feldspatos, piroxênios e opacos encontram-se disseminados na matriz. Ocorrem também raras amígdalas preenchidas por quartzo;</p> <p>Fase secundária: composta essencialmente por argilominerais e hidróxidos de ferro. Os argilominerais estão associados aos hidróxidos de ferro e encontram-se preenchendo fraturas e envolvendo os microfenocristais de piroxênio e hornblenda. Também substituem os piroxênios e hornblendas nas pseudomorfoses. Os hidróxidos de ferro encontram-se disseminados na matriz, formando-se a partir da hidratação dos óxidos e alteração de piroxênios.</p>

Quadro 6.1: Análises petrográficas das rochas ácidas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas (cont.)

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
Kaiser	Solo saprolítico e argila vermelha (Kaiser SS; Kaiser AV)	IV; V	<p>Mineralogia: quartzo, hornblenda, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro.</p> <p>Microestrutura: a matriz do solo saprolítico (Kaiser SR) é formada por uma massa resultante da substituição pseudomórfica da matriz vítrea da rocha de origem e dos micrólitos de feldspatos e piroxênios. Os microfenocristais de feldspatos e piroxênios foram substituídos por argilominerais ou encontram-se pseudomorfizados. Encontram-se ainda imersos nesta massa os minerais opacos e os cristais de quartzo provenientes da rocha original, além das pseudomorfoses de hornblendas. Estas encontram-se fraturadas e com bordas corroídas e oxidadas. Quanto à origem da argila vermelha de preenchimento das descontinuidades da rocha (Kaiser AV), as características observadas na lâmina delgada indicam que esta argila trata-se de uma mistura de argilominerais e hidróxidos de ferro depositada nas descontinuidades e microfraturas da rocha pela percolação a partir de horizontes superiores, que promove a iluviação de argilominerais. Nas paredes das microfraturas não há sinais de alteração, descoloração ou pigmentação, o que indica que não há interação ou reação química dos minerais da rocha para a formação da argila vermelha. Nas fraturas maiores e nas descontinuidades centimétricas ocorre pigmentação das bordas, mas essa pigmentação é resultado da continuidade da percolação de água pelas fraturas, que promove o intemperismo da rocha junto à face das mesmas.</p>
km 51+400 Riolito	Rocha	I-II	<p>Mineralogia: feldspatos potássicos, plagioclásios, piroxênios, hornblendas, opacos, quartzo, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta por microfenocristais de feldspatos, piroxênio, hornblenda e opacos, imersos em uma matriz criptocristalina constituída por denso intercrescimento quartzo-feldspático e formada por processo de desvitrificação de uma matriz anteriormente vítrea. A matriz apresenta cor cinza sob luz polarizada e castanha sob luz natural. Micrólitos de feldspatos, piroxênio e opacos encontram-se disseminados na matriz. Ocorrem ainda de maneira abundante amígdalas e espaços intersticiais preenchidos por quartzo;</p> <p>Fase secundária: composta essencialmente por argilominerais e óxidos de ferro. Os argilominerais encontram-se substituindo grãos de piroxênio e hornblenda, preenchendo fraturas nos microfenocristais de feldspatos ou, em associação com óxido de ferro, substituindo a matriz.</p>

Quadro 6.1: Análises petrográficas das rochas ácidas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas (cont.)

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
km 51+400 Riolito	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: quartzo, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro.</p> <p>Microestrutura: o solo saprolítico é formado por uma matriz proveniente da substituição pseudomórfica da matriz da rocha de origem por argilominerais e hidróxidos de ferro. Os hidróxidos de ferro originados da alteração dos opacos pigmentam fortemente a matriz, dando ao solo uma coloração roxa quando úmido e rosa quando seco. Os microfenocristais de feldspatos, piroxênio e hornblenda da rocha de origem estão totalmente substituídos por argilominerais ou pseudomorfizados. Os cristais de quartzo das amígdalas e o quartzo intersticial da rocha de origem encontram-se dispersos na matriz do solo saprolítico.</p>
km 51+400 Riodacito	Rocha	I-II	<p>Mineralogia: feldspatos potássicos, plagioclásios, piroxênios, hornblenda, opacos, quartzo, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta por microfenocristais de piroxênio, feldspatos e opacos, imersos em uma matriz criptocristalina constituída por denso intercrescimento quartzo-feldspático e formada por processo de desvitrificação de uma matriz anteriormente vítrea. A matriz apresenta cor cinza sob luz polarizada e castanha sob luz natural. Micrólitos de feldspatos, piroxênio e opacos encontram-se disseminados na matriz. Ocorrem ainda amígdalas preenchidas por quartzo;</p> <p>Fase secundária: composta por argilominerais e hidróxidos de ferro. Os argilominerais encontram-se substituindo grãos de piroxênio, preenchendo fraturas nos microfenocristais ou, em associação com hidróxidos de ferro, substituindo a matriz.</p>
	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: quartzo, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: o solo saprolítico mantém a mesma estrutura da rocha de origem, porém com a matriz completamente substituída pseudomorficamente por argilominerais e fortemente pigmentada por hidróxidos de ferro. Imersos nesta matriz alterada encontram-se os microfenocristais de opacos em processo de oxidação, os cristais de quartzo intersticial e quartzo das amígdalas e as pseudomorfozes de piroxênio e hornblenda. Os feldspatos foram totalmente intemperizados, não aparecendo no solo saprolítico.</p>

Quadro 6.1: Análises petrográficas das rochas ácidas da FSG e dos solos saprolíticos formados a partir dessas rochas (cont.)

AMOSTRA	MATERIAL	GRAU DE INTEMPERISMO	CARACTERÍSTICAS PETROGRÁFICAS
km 51+400 Dacito	Rocha	I	<p>Mineralogia: feldspatos potássicos, plagioclásios, piroxênios, hornblenda, opacos, quartzo, calcedônia, vidro, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Fase primária: composta por microfenocristais isolados ou agrupados de feldspatos e por microfenocristais de piroxênio, hornblenda e opacos imersos em uma matriz em processo de desvitrificação, com porções criptocristalinas escuras sob luz polarizada, compostas por vidro, e porções criptocristalinas claras sob luz polarizada, compostas por denso intercrescimento quartzo-feldspático. As porções claras se apresentam como faixas orientadas subverticalmente, talvez indicando direção de fluxo das soluções circulantes responsáveis pela desvitrificação. Micrólitos de feldspatos, piroxênio e opacos encontram-se disseminados na matriz. Ocorrem ainda de maneira abundante amígdalas preenchidas por quartzo e calcedônia;</p> <p>Fase secundária: composta essencialmente por argilominerais e óxidos de ferro. Os argilominerais encontram-se preenchendo fraturas dos microfenocristais de plagioclásio e hornblenda e substituindo porções mais intemperizadas da matriz, grãos de piroxênio e hornblenda. Os hidróxidos de ferro ocorrem associados a argilominerais e às porções desvitrificadas da matriz.</p>
	Solo saprolítico	V	<p>Mineralogia: quartzo, calcedônia, opacos, argilominerais e hidróxidos de ferro;</p> <p>Microestrutura: a matriz da rocha original encontra-se totalmente substituída por argilominerais, com forte pigmentação por hidróxidos de ferro, provenientes da hidratação dos minerais opacos. Os micrólitos de piroxênio e feldspatos também foram totalmente substituídos. Os microfenocristais de feldspatos e piroxênio foram totalmente substituídos ou encontram-se pseudomorfizados. O quartzo das amígdalas está imerso na matriz, assim como pseudomorfozes de hornblenda e opacos, estes últimos reagindo com a mesma.</p>

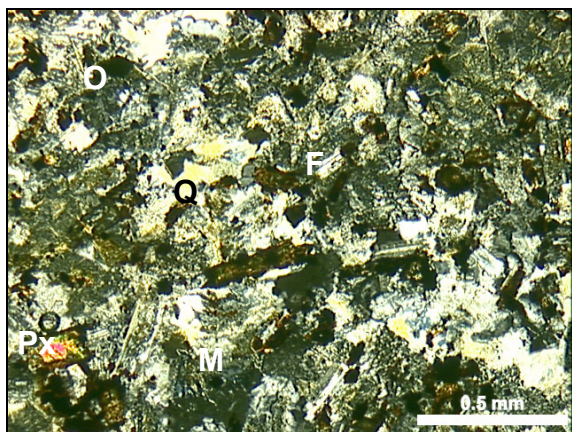


Foto 6.11: Textura da rocha do bairro Kaiser – matriz criptocristalina em desvitrificação com micrólitos de piroxênio, feldspatos, opacos e quartzo intersticial (M-mesóstase; F-feldspatos; Px-piroxênio; O-opaco; Q-quartzo)

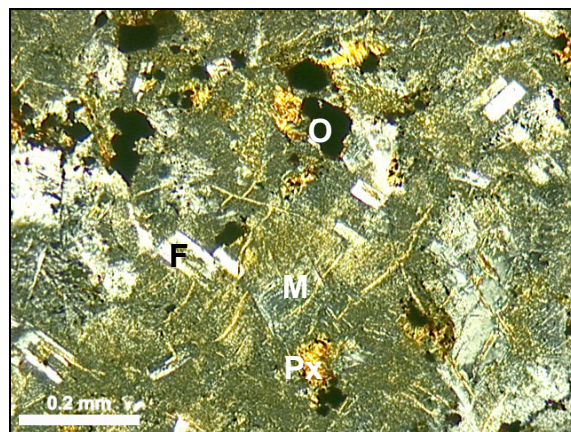


Foto 6.12: Detalhe da matriz da rocha do bairro Kaiser – mesóstase criptocristalina alterada com micrólitos de feldspatos, piroxênio alterado e opacos (M-mesóstase alterada; F-feldspatos; Px-piroxênio; O-opaco)

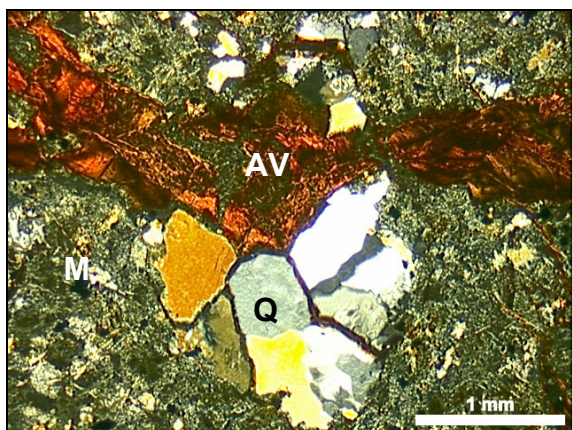


Foto 6.13: Estrutura do solo Kaiser SR - matriz alterada, amígdala de quartzo e microfratura com o solo Kaiser AV (M-matriz alterada; Q-quartzo; AV-Kaiser AV)

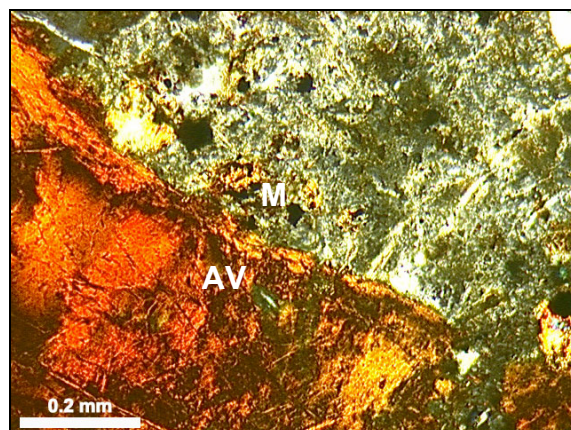


Foto 6.14: Detalhe da parede da microfratura – não há descoloração ou pigmentação do solo saprolítico (M-matriz alterada; AV-Kaiser AV)

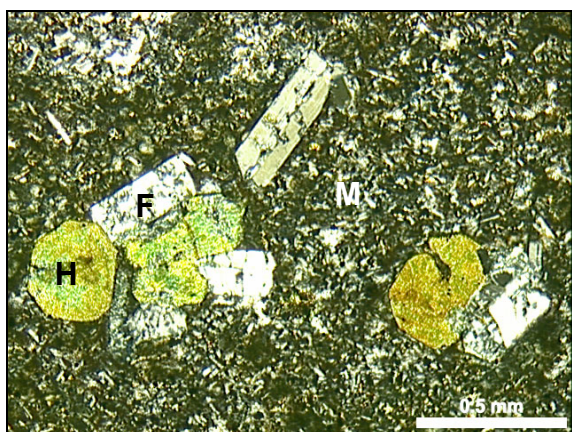


Foto 6.15: Textura da rocha do km 51+400 Riolito – fenocristais imersos em matriz em processo de desvitrificação (M-matriz; F-feldspatos; H-hornblenda alterada)

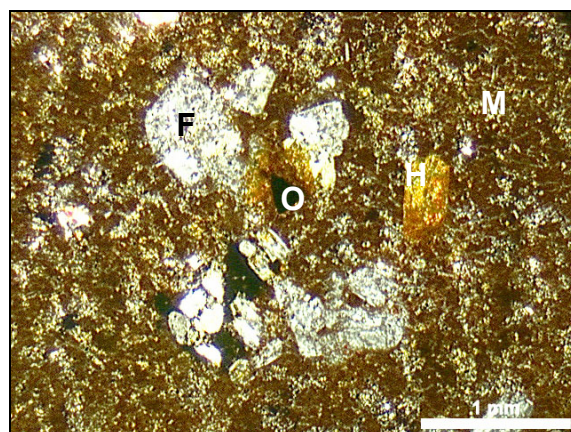


Foto 6.16: Estrutura do solo km 51+400 Riolito – substituição da matriz da rocha por argilominerais e hidróxidos de ferro e fenocristais em pseudomorfação (M-matriz alterada; F-feldspato alterado; O-opaco; H-hornblenda alterada)

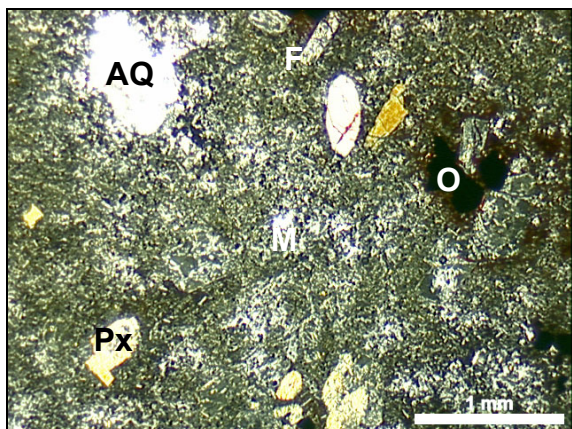


Foto 6.17: Textura da rocha do km 51+400 Riodacito – amígdalas e fenocristais imersos em matriz em processo de desvitrificação (M-matriz; F-feldspato; Px-piroxênio; O-opaco; AQ-amígdala preenchida por quartzo)

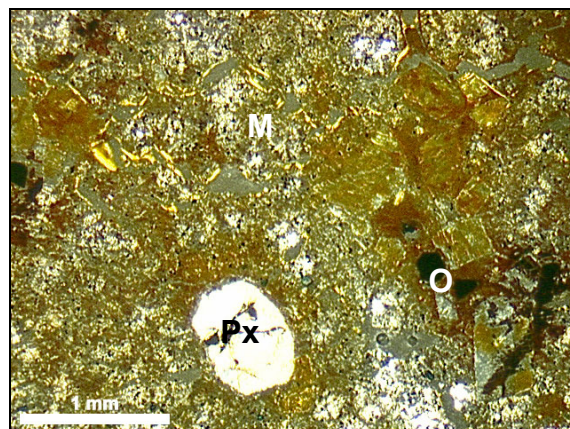


Foto 6.18: Estrutura do solo km 51+400 Riodacito - substituição da matriz da rocha por argilominerais e hidróxidos de ferro e fenocristais em pseudomorfização (M-matriz; Px-piroxênio; O-opaco)

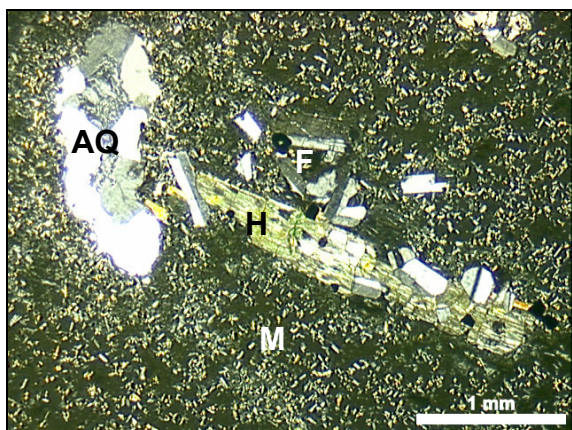


Foto 6.19: Textura da rocha do km 51+400 Dacito – matriz vítrea com amígdalas e fenocristais de feldspatos, hornblenda e opacos (M-matriz vítrea; AQ-amígdala preenchida por quartzo; H-hornblenda; F-feldspato)

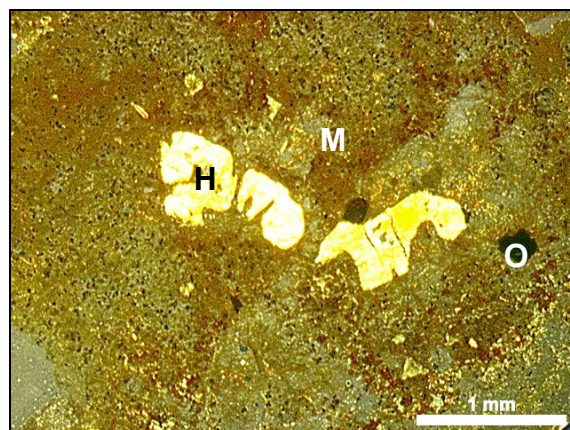


Foto 6.20: Estrutura do solo km 51+400 Dacito – matriz vítrea substituída por argilominerais e hidróxidos de ferro com fenocristais alterados de hornblenda (M-matriz vítrea substituída; O-opaco; H-hornblenda alterada)

6.2.2 Fluorescência de raios X

Análises de fluorescência de raios X foram realizadas em amostras preparadas a partir das rochas e dos solos saprolíticos correspondentes, de todos os locais de amostragem descritos no Item 6.1. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

6.2.2.1 Classificação litológica

O Quadro 6.2 apresenta a composição química obtida para os materiais estudados a partir das análises de fluorescência de raios X realizadas. Este mesmo quadro apresenta também a classificação química das rochas a partir do diagrama binário $\text{SiO}_2 \times \text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$, de Cox, Bell & Pankhurst (1979), e a partir do diagrama TAS (LE BAS

& STRECKEISEN, 1991). As rochas analisadas foram classificadas como riolitos, com teores de SiO₂ de 70,5%, e dacitos, com teores de SiO₂ variando de 63,4% a 68,5%. Estas rochas ácidas são do tipo Palmas, que normalmente constituem o vulcanismo ácido na porção meridional da Bacia do Paraná (MELFI *et al.*, 1988; ROISENBERG & VIERO, 2002).

6.2.2.2 Balanço de massa

Os resultados dos balanços de massa realizados são apresentados nos Quadros 6.3 e 6.4 e nas Fig. 6.1 a 6.5. O Quadro 6.3 apresenta os valores percentuais das perdas e ganhos dos elementos maiores e menores ocorridos no processo de intemperismo. O Quadro 6.4 apresenta a ordem crescente de mobilidade relativa dos elementos maiores e menores. Nas Fig. 6.1 a 6.5 são apresentados os diagramas Isocon obtidos para os materiais estudados (ver Item 4.2.2.2), a partir dos quais foram determinados as perdas e ganhos de elementos apresentados no Quadro 6.3.

Para a alteração das rochas ácidas, não foi possível determinar o Fator Volume (Fv) a partir dos diagramas composição-volume, devido à ausência de elementos imóveis suficientes. No entanto, analisando os diagramas Isocon das Fig. 6.1 a 6.5, verifica-se que, para todos os materiais, a inclinação da linha Isocon coincide com a razão entre as densidades relativas do material original e do material de alteração (do/da), o que indica a ocorrência de um processo de alteração isovolumétrico, ou seja, $Fv = 1,0$.

Da mesma forma que na alteração das rochas básicas (Capítulo V), durante o intemperismo das rochas ácidas há um aumento significativo nos teores de alumínio, o qual está relacionado à formação dos argilominerais. Diferentemente das rochas básicas, no entanto, o argilomineral mais comum formado no intemperismo é a caulinita.

O aumento ou diminuição do teor de ferro no processo de intemperismo é resultado do balanço entre as perdas decorrentes da alteração dos minerais ferromagnesianos (piroxênios e opacos) e os ganhos decorrentes da formação de óxidos de ferro (hematita) e hidróxidos de ferro (limonita e goetita). Com exceção do balanço entre a rocha de Kaiser e o solo Kaiser SS, todos os demais materiais apresentaram aumento nos teores de ferro. A forte pigmentação dos solos justifica este aumento. Já a fraca pigmentação do solo Kaiser SS justifica a diminuição no teor de ferro apresentada.

Comparativamente às rochas básicas, os teores de potássio apresentados pelas rochas ácidas são significativamente maiores que os teores de cálcio e sódio. Isto se deve à predominância dos feldspatos potássicos em detrimento dos plagioclásios. As diminuições nos teores de K, Na e Ca apresentadas estão associadas à alteração dos feldspatos potássicos e plagioclásios. No caso do magnésio, as variações ocorridas estão associadas à alteração dos piroxênios e à formação de minerais acessórios. As alterações nos teores de Ti, Mn e P também estão associadas à alteração e formação de minerais acessórios de pouco interesse para este estudo.

Quadro 6.2: Análises de fluorescência de raios X das rochas ácidas e solos saprolíticos correspondentes

Análise	Kaiser			km 51+400 Riolito		km 51+400 Riodacito		km 51+400 Dacito	
	Rocha	Solo saprolítico	Argila vermelha	Rocha	Solo saprolítico	Rocha	Solo saprolítico	Rocha	Solo saprolítico
Densidade	2,51	2,72	2,67	2,66	2,69	2,50	2,71	2,51	2,73
Elementos maiores e menores (%)									
- SiO ₂	68,52	66,13	45,08	70,50	59,22	67,11	49,99	63,40	38,31
- Al ₂ O ₃	13,33	17,03	29,88	12,58	18,20	13,72	22,43	12,81	26,32
- Fe ₂ O ₃	5,79	4,36	5,83	5,31	7,60	5,60	10,26	7,01	12,23
- MnO	0,10	0,06	0,02	0,07	0,07	0,06	0,07	0,12	0,02
- MgO	0,92	0,32	0,32	0,81	0,88	0,83	0,72	1,30	0,23
- CaO	1,90	0,08	0,03	1,95	0,29	1,46	0,17	4,09	0,06
- Na ₂ O	2,17	0,70	0,10	1,60	0,23	2,22	0,13	3,22	0,00
- K ₂ O	3,83	2,08	0,30	5,37	1,13	4,99	0,16	3,80	0,51
- TiO ₂	0,92	0,63	0,48	0,87	1,05	0,97	1,07	1,05	2,40
- P ₂ O ₅	0,23	0,07	0,06	0,23	0,09	0,25	0,14	0,29	0,14
- Perda ao fogo	2,30	8,60	18,0	0,70	11,40	2,80	15,00	2,90	19,80
- Total	100,01	100,04	100,10	99,99	100,16	100,01	100,13	99,99	100,00
Traços (ppm)									
- Nb	9,0	20,0	10,0	18,0	12,0	14,0	11,0	19,0	51,0
- Rb	174,3	101,0	58,0	208,8	68,0	194,6	31,0	165,4	25,0
- Sr	135,0	67,0	21,0	101,0	79,0	84,0	26,0	170,0	7,0
- Y	216,0	50,0	37,0	47,0	28,0	628,0	238,0	40,0	104,0
- Zr	272,0	339,0	237,0	250,0	193,0	273,0	311,0	265,0	700,0
Classificação química da rocha	Dacito			Riolito		Dacito		Dacito	

Quadro 6.3: Perdas e ganhos percentuais de elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas ácidas no intemperismo

ELEMENTO	Kaiser SS	Kaiser AV	km 51+400 Riolito	km 51+400 Riodacito	km 51+400 Dacito
Si	-	-	-	-	-
Al	2,6	9,2	3,1	5,3	7,8
Fe3	(0,7)	0,4	1,8	3,6	4,2
Mn	(0,1)	(0,1)	imóvel	0,1	(0,1)
Mg	(0,2)	(0,2)	0,1	imóvel	(0,5)
Ca	(1,2)	(1,1)	(1,1)	(0,8)	(2,6)
Na	(0,9)	(1,3)	(1,0)	(1,3)	(2,9)
K	(1,2)	(2,7)	(3,4)	(3,7)	(2,4)
Ti	(0,1)	(0,2)	0,1	0,1	0,8
P	(0,1)	(0,1)	(0,1)	(0,1)	(0,1)
Fator Volume (Fv)	-	-	-	-	-

Obs.: os números entre parêntesis correspondem aos valores das perdas

Quadro 6.4: Ordem de mobilidade dos elementos químicos dos solos saprolíticos de rochas ácidas no intemperismo

SOLO	Ordem crescente de mobilidade dos elementos que apresentaram perdas	Ordem crescente de mobilidade dos elementos que apresentaram ganhos
Kaiser SS	Ca, P, Na, Mg, K, Mn, Ti, Fe3	Si, Al
Kaiser AV	Ca, Na, K, Mn, P, Mg, Ti, Si	Fe3, Al
km 51+400 Riolito	Na, Ca, K, P, Si	Mg, Ti, Fe3, Al
km 51+400 Riodacito	K, Na, Ca, P, Si	Ti, Mn, Al, Fe3
km 51+400 Dacito	Na, Ca, K, Mn, Mg, P, Si	Fe3, Al, Ti

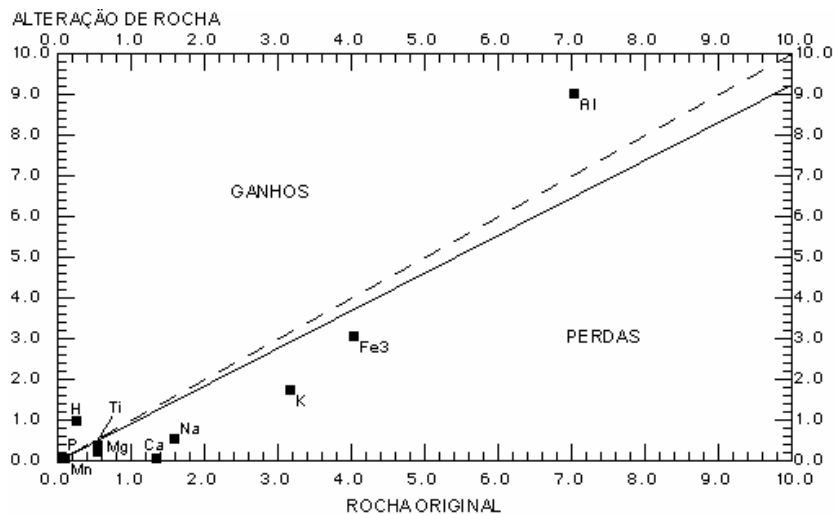


Figura 6.1: Diagrama Isocon do solo Kaiser SS

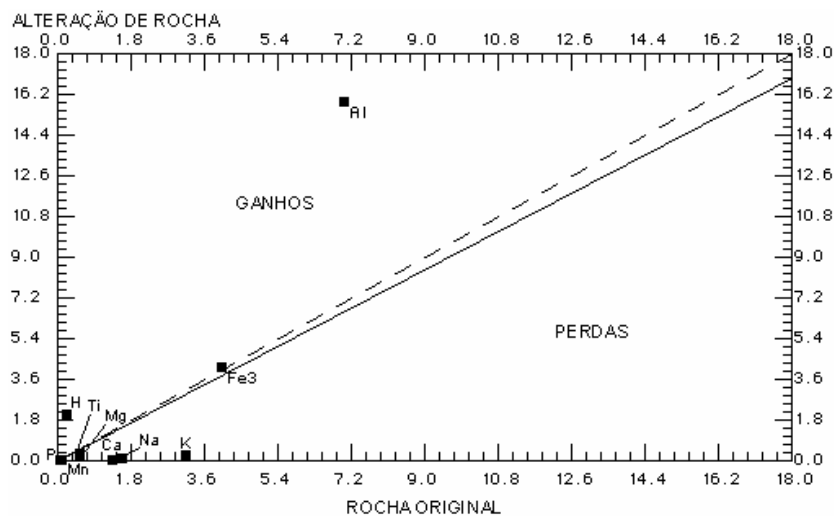


Figura 6.2: Diagrama Isocon do solo Kaiser AV

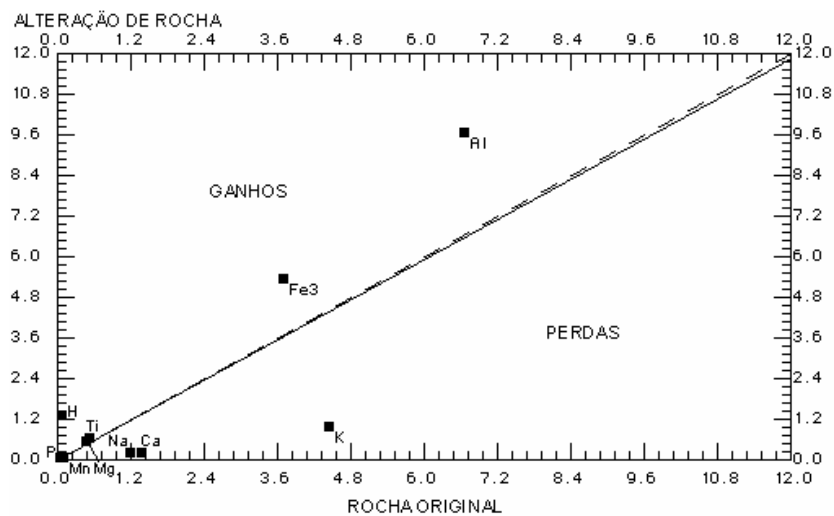


Figura 6.3: Diagrama Isocon do solo km 51+400 Riolito

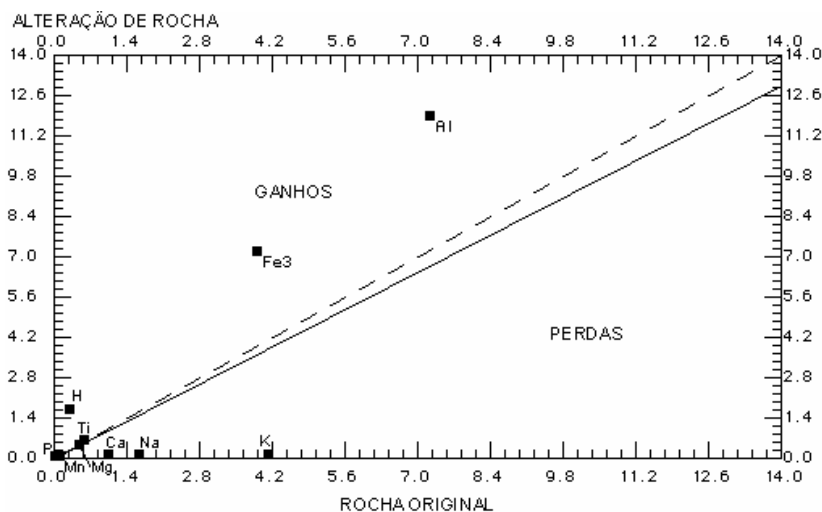


Figura 6.4: Diagrama Isocon do solo km 51+400 Riodacito

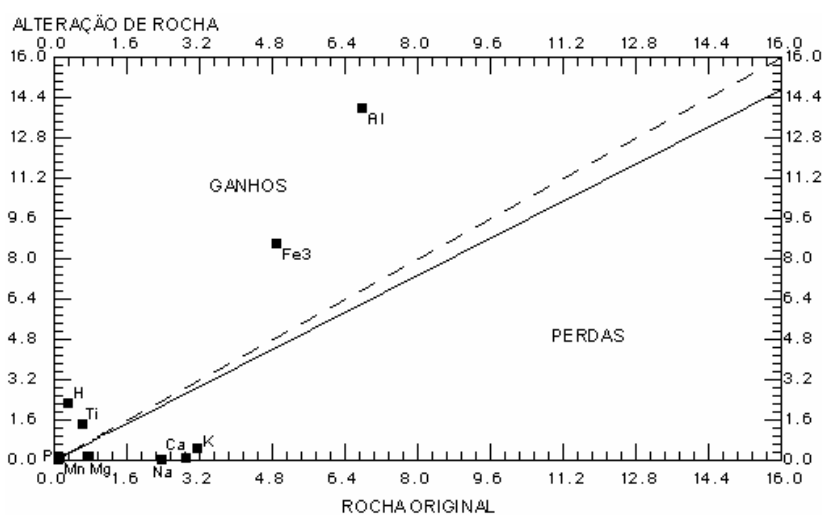


Figura 6.5: Diagrama Isocon do solo km 51+400 Dacito

6.2.2.3 Índices de intemperismo

Os índices de intemperismo calculados para as rochas ácidas e solos saprolíticos correspondentes estudados estão apresentados no Quadro 6.5. Da mesma forma que para as rochas básicas e respectivos solos, foi feita uma avaliação quantitativa relativa do grau de intemperismo dos solos, comparando-se os índices dos solos com os índices obtidos para as rochas correspondentes. Para um mesmo índice, também foram comparados entre si os valores obtidos para os diversos materiais estudados.

No caso do solo Kaiser SS, os índices de intemperismo calculados variam de 28% a 36% do valor dos índices respectivos obtidos para a rocha. Já os índices obtidos para o solo Kaiser AV variam de 2,4% a 4,8% dos índices respectivos da rocha. Para o solo km 51+400 Riolito, os índices de intemperismo variam de 13% a 20% do valor dos índices da rocha. O solo km 51+400 Riodacito apresenta índices que variam de 2,5% a 7,6% dos respectivos índices da rocha e o solo km 51+400 Dacito índices que variam de 2,5% a 4,3% dos índices respectivos para a rocha.

A partir do cálculo percentual apresentado, apesar da relativização dos índices dos solos para com os respectivos índices das rochas, a comparação das faixas de variação dos valores percentuais apresentados indica que o grau de intemperismo dos solos estudados cresce na seguinte ordem: Kaiser SS, km 51+400 Riólito, km 51+400 Riodacito, km 51+400 Dacito e Kaiser AV.

De fato, analisando-se os valores dos índices apresentados no Quadro 6.5, verifica-se que esta tendência é confirmada para os índices Ba , ba_3 , B , $Bases:alumina$ e $Bases$. A tendência não se confirma para os índices ba_1 e β , que são os únicos índices que levam em conta somente o teor de três elementos: K_2O , Na_2O e Al_2O_3 . Os demais índices levam em conta, além dos teores de K_2O , Na_2O e Al_2O_3 , os teores de CaO e/ou MgO , sendo que o índice $Bases$ leva em conta ainda os teores de Fe_2O_3 e TiO_2 . Sendo estes elementos adicionais componentes importantes dos minerais mais abundantes das rochas estudadas, como feldspatos e piroxênios, possivelmente os índices que os levam em consideração refletem de maneira mais fidedigna o grau de intemperismo dos materiais.

Comparando-se agora os índices obtidos para as rochas amostradas, o grau de intemperismo cresce na seguinte ordem: km 51+400 Dacito, km 51+400 Riólito, km 51+400 Riodacito e Kaiser. Esta tendência é indicada pelos índices Ba , ba_3 , $Bases:alumina$ e $Bases$. Os índices B e β não podem ser considerados para fins desta comparação, pois são iguais a 1,0 para as rochas. O único índice que não confirmou a tendência foi o índice ba_1 .

Quadro 6.5: Índices de intemperismo das rochas ácidas e solos saprolíticos correspondentes

ÍNDICE	Kaiser			km 51+400 Riolito		km 51+400 Riodacito		km 51+400 Dacito	
	Rocha	Kaiser SS	Kaiser AV	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo
$Ba=(K_2O + Na_2O + CaO)/Al_2O_3$	0,593	0,168	0,014	0,709	0,091	0,632	0,021	0,867	0,022
$ba_1=(K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$	0,450	0,163	0,013	0,554	0,075	0,526	0,013	0,548	0,019
$ba_3=(K_2O + Na_2O + MgO)/Al_2O_3$	0,519	0,182	0,024	0,618	0,123	0,586	0,045	0,649	0,028
$B= I_{ALTERADO}/I_{S\tilde{A}O}$ $I=(K_2O + Na_2O + CaO)/Al_2O_3$	1,000	0,283	0,024	1,000	0,128	1,000	0,033	1,000	0,025
$\beta= I_{ALTERADO}/I_{S\tilde{A}O}$ $I=(K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$	1,000	0,362	0,029	1,000	0,135	1,000	0,025	1,000	0,035
<i>Bases: alumina</i> $I=(K_2O + Na_2O + CaO + MgO)/Al_2O_3$	0,662	0,187	0,025	0,773	0,139	0,692	0,053	0,969	0,030
<i>Bases: R₂O₃</i> $I=(K_2O + Na_2O + CaO + MgO)/(Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2)$	0,440	0,145	0,021	0,518	0,094	0,468	0,035	0,595	0,019

6.2.3 Difração de raios X

Os resultados das análises de difração de raios X realizadas em amostras orientadas naturais, glicoladas e calcinadas dos solos saprolíticos de rochas ácidas da FSG são apresentados nos difratogramas das Fig. 6.6 a 6.10. Também são apresentados os difratogramas da argila vermelha de preenchimento de fraturas da rocha de Kaiser (Kaiser AV). O Quadro 6.6 apresenta um resumo dos minerais identificados nas análises. Não foram realizadas análises com amostras das rochas que deram origem aos solos estudados.

A partir da análise e comparação dos difratogramas apresentados com os difratogramas dos solos saprolíticos de rochas básicas (vide Capítulo 5, Item 5.2.3), fica claramente evidenciada e identificada a diferente mineralogia da fração argila desses solos. Enquanto nos solos de rochas básicas predominam argilominerais do grupo das esmectitas, estes não ocorrem nos solos de rochas ácidas, onde os argilominerais presentes são do grupo das caulinitas ou ilitas. Os padrões de reflexão da caulinita se repetem em todos os solos de rochas ácidas estudados, tanto para as amostras naturais como para as amostras glicoladas e calcinadas. Nas amostras naturais e glicoladas, as reflexões ocorrem para $2\theta \approx 12,0$ ($d \approx 7,2 \text{ \AA}$) e $2\theta \approx 25,0$, desaparecendo nas amostras calcinadas.

Além da caulinita, para os solos km 51+400 Riolito e km 51+400 Riodacito foi identificada a presença de ilita na fração argila. A ilita é estável e seu espaçamento basal e estrutura cristalina se mantém inalterados mesmo após saturação com etileno-glicol e calcinação a 550°C , de maneira que as mesmas reflexões podem ser observadas nos difratogramas das amostras naturais, glicoladas e calcinadas. Para o solo km 51+400 Dacito, os difratogramas indicam a presença de haloisita na fração argila. A haloisita faz parte do grupo das caulinitas e também é destruída por calcinação a 550°C .

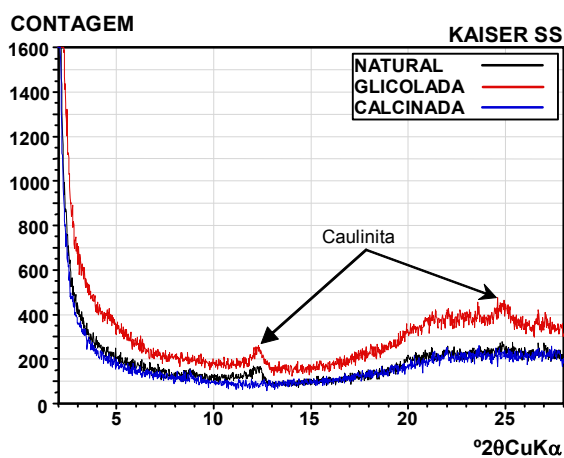


Figura 6.6: Difratogramas das amostras orientadas do solo Kaiser SS

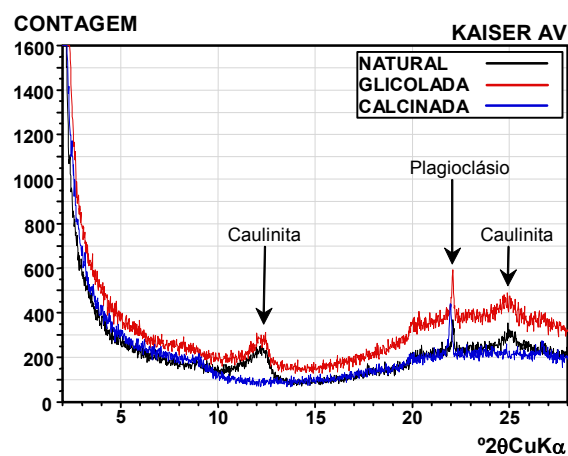


Figura 6.7: Difratogramas das amostras orientadas do solo Kaiser AV

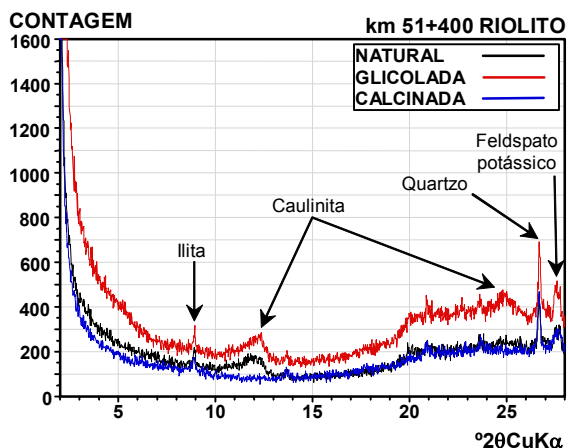


Figura 6.8: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 51+400 Riolito

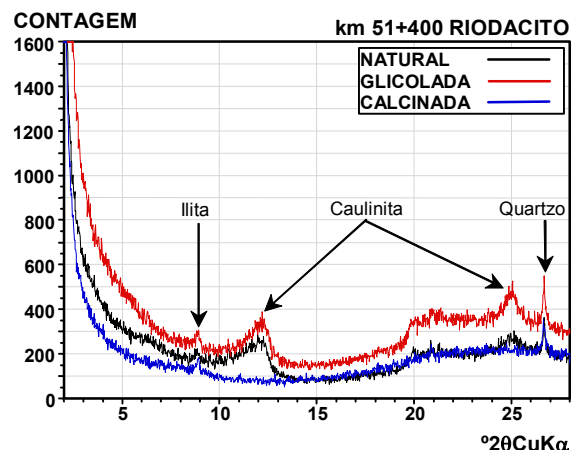


Figura 6.9: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 51+400 Riodacito

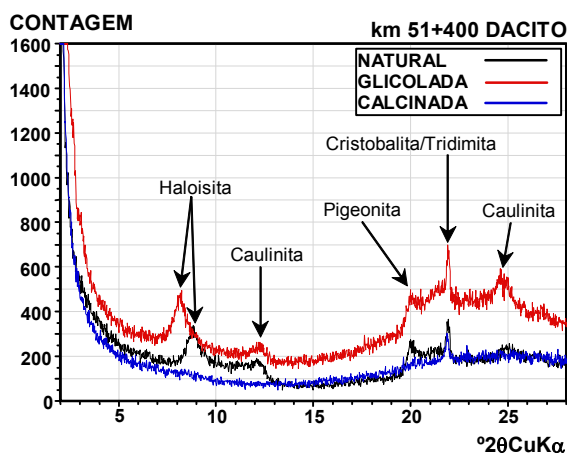


Figura 6.10: Difratogramas das amostras orientadas do solo km 51+400 Dacito

Adicionalmente aos filossilicatos (argilominerais), ocorrem na fração argila dos solos saprolíticos de rochas ácidas, silicatos não lamelares como quartzo, plagioclásio (albita), feldspato potássico (ortoclásio), clinopiroxênios (pigeonita) e calcedônia (tridimita e cristobalita). Todos estes minerais foram identificados nas análises petrográficas das rochas e solos correspondentes, conforme apresentado no Item 6.2.1.

Em função da mineralogia apresentada pelos solos saprolíticos de rochas ácidas da FSG estudados nesta tese, espera-se que estes solos apresentem comportamento mecânico diferenciado dos solos saprolíticos de rochas básicas, principalmente no que tange à resistência ao cisalhamento residual dos solos. Argilominerais do grupo das ilitas e caulinitas, especialmente as haloisitas, sabidamente apresentam valores de ϕ'_r significativamente superiores aos valores de ϕ'_r das esmectitas. A presença de minerais não lamelares na fração argila, como quartzo e feldspatos, entre outros, também pode afetar significativamente os valores de ϕ'_r .

Outro fato a ser mencionado diz respeito à maior variabilidade de mineralogia da fração argila dos solos saprolíticos de rochas ácidas em comparação com a mineralogia da fração argila dos solos saprolíticos de rochas básicas. Em função deste fato, é razoável esperar maiores diferenças de comportamento entre os solos de rochas ácidas do que entre os solos de rochas básicas.

Quadro 6.6: Minerais identificados nas análises de difração de raios X dos solos saprolíticos de rochas ácidas

AMOSTRA	NATURAL	GLICOLADA	CALCINADA
Kaiser SS	- Caulinita	- Caulinita	- Sem reflexões
Kaiser AV	- Plagioclásio (Albita) - Caulinita	- Plagioclásio (Albita) - Caulinita	- Plagioclásio (Albita)
km 51+400 Riolito	- Quartzo - Feldspato potássico (Ortoclásio) - Caulinita - Ilita	- Quartzo - Feldspato potássico (Ortoclásio) - Caulinita - Ilita	- Quartzo - Feldspato potássico (Ortoclásio) - Ilita
km 51+400 Riodacito	- Quartzo - Caulinita - Ilita	- Quartzo - Caulinita - Ilita	- Quartzo - Ilita
km 51+400 Dacito	- Cristobalita/Tridimita (Sílica) - Pigeonita (clinopiroxênio) - Caulinita - Halosita	- Cristobalita/Tridimita (Sílica) - Pigeonita (clinopiroxênio) - Caulinita - Halosita	- Cristobalita/Tridimita (Sílica) - Pigeonita (clinopiroxênio)

6.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste item serão apresentados os índices físicos, os limites de Atterberg e os resultados dos ensaios de granulometria dos materiais apresentados no Item 6.1 (ver Capítulo 3 – Item 3.2.2 para aspectos relacionados a estas propriedades, técnicas utilizadas e questões práticas de sua determinação).

6.3.1 Índices físicos

O Quadro 6.7 a seguir apresenta os valores mínimos, máximos e médios dos índices físicos dos solos saprolíticos estudados, formados a partir de rochas ácidas da FSG. Os valores apresentados foram determinados a partir de um universo de 7 (sete) amostras indeformadas para cada solo, coletadas para os ensaios de adensamento e cisalhamento direto.

Em se tratando de índices físicos, apesar das diferentes mineralogias, as mesmas tendências observadas para os solos oriundos de rochas básicas da FSG ocorrem para os solos oriundos de rochas ácidas. Os valores de índice de vazios obtidos para os solos formados a partir de rochas ácidas da FSG também são elevados (Quadro 6.7). Os valores médios variaram de 1,10 a 1,76, com valor mínimo de 0,87 para o solo Kaiser SS (solo que apresentou o menor índice de intemperismo) e valor máximo de 2,07 para o solo km 51+400 Dacito (solo saprolítico que apresentou o maior índice de intemperismo). Estes valores correspondem a porosidades médias que variam de 52,4% a 63,8%, com porosidade mínima de 46,5% e máxima de 67,4%.

O peso específico real dos grãos (γ_s) médio dos solos formados a partir de rochas ácidas ficou na faixa de 26,2 a 26,8 kN/m³. O peso específico aparente úmido (γ_t) médio variou de 15,3 a 16,8 kN/m³. Novamente, a variabilidade dos índices apresentados no Quadro 6.7 é elevada, mesmo considerando-se os valores para um único solo, indicando grande heterogeneidade.

Para estes materiais, embora a mineralogia e a textura da rocha de origem sejam diferentes das rochas básicas, o processo de intemperismo se dá pelo mesmo mecanismo de substituição pseudomórfica de minerais primários da rocha por minerais secundários. Desta maneira, também para estes materiais, os dados apresentados sugerem a existência de uma estrutura, capaz de permitir aos solos atingir porosidades da magnitude demonstrada, sendo os efeitos da mesma sobre o comportamento mecânico dos solos também significativos.

Com isto, parece ser possível inferir, baseado nos dados apresentados nos Quadros 5.7 e 6.7, que os solos saprolíticos da FSG, formados tanto a partir de rochas ácidas como de rochas básicas, são materiais estruturados que possuem elevada heterogeneidade no que diz respeito aos seus índices físicos.

6.3.2 Limites de consistência

Os limites de consistência obtidos para os solos formados a partir de rochas ácidas da FSG estão apresentados no Quadro 6.8, juntamente com os valores de atividade (A) desses solos.

Analisando-se os valores apresentados no referido quadro, verifica-se que o solo Kaiser SS apresenta fração fina caracterizada como não plástica. Este fato é justificado pela mineralogia, formada principalmente por feldspatos potássicos e quartzo, e pelo baixo grau de intemperismo do solo, o menor dentre os solos formados a partir de rochas ácidas estudados.

Quadro 6.7: Índices físicos dos solos saprolíticos de rochas ácidas

ÍNDICE	Kaiser SS			Kaiser AV			km 51+400 Riolito			km 51+400 Riodacito			km 51+400 Dacito		
	Mín	Máx	Méd	Mín	Máx	Méd	Mín	Máx	Méd	Mín	Máx	Méd	Mín	Máx	Méd
Peso específico real dos grãos (γ_s – KN/m ³)	26,68	-	26,68	26,16	-	26,16	26,40	-	26,40	26,54	-	26,54	26,78	-	26,78
Densidade real dos grãos (G)	2,72	-	2,72	2,67	-	2,67	2,69	-	2,69	2,71	-	2,71	2,73	-	2,73
Peso específico aparente úmido (γ_t – KN/m ³)	15,43	18,44	16,42	-	-	-	16,60	17,00	16,84	15,40	16,05	15,67	14,41	15,90	15,30
Peso específico aparente seco (γ_d – KN/m ³)	11,91	14,56	12,94	-	-	-	11,26	11,69	11,47	9,96	10,81	10,35	8,89	11,31	9,93
Teor de umidade (ω - %)	22,84	29,61	27,02	-	-	-	45,22	49,15	46,82	48,33	55,50	51,54	40,65	62,89	54,58
Grau de saturação (S - %)	59,65	83,52	67,11	-	-	-	91,47	98,40	94,03	82,44	90,56	86,68	78,44	90,90	84,70
Índice de vazios (e)	0,87	1,29	1,10	-	-	-	1,29	1,39	1,34	1,46	1,72	1,61	1,41	2,07	1,76
Porosidade (n - %)	46,52	56,33	52,38	-	-	-	56,33	58,16	57,26	59,35	63,24	61,69	58,51	67,43	63,77

A argila vermelha de preenchimento de fraturas no solo Kaiser SS, denominada Kaiser AV, foi o material que apresentou maior plasticidade dentre os materiais estudados. O valor de LL obtido foi de 87% e o valor de IP foi igual a 42, sendo estes os valores mais elevados dentre os solos em questão (solos formados a partir de rochas ácidas). A justificativa para o fato é que esta argila, conforme demonstrado pelas análises petrográficas, é formada através do acúmulo de argilominerais pela iluviação a partir de horizontes superficiais, sendo constituída principalmente por caulinita. Este material apresentou também o maior grau de intemperismo dentre os estudados, correspondendo ao grau de intemperismo de um solo residual.

Os demais solos apresentaram valores de LL praticamente iguais, em torno de 58%, e valores de IP variando de 13 a 19. Estes valores caracterizam a fração fina dos solos estudados como de baixa plasticidade, sugerindo que, em geral, solos saprolíticos formados a partir de rochas ácidas da FSG possuem plasticidade reduzida. A razão para isto, conforme já mencionado acima, está relacionada à mineralogia e ao grau de intemperismo destes solos, que apresentam quantidades significativas de minerais primários, como quartzo e feldspatos potássicos, entre outros, associadas a quantidades pequenas de argilominerais, predominantemente cauliniticos, quando comparados com solos mais evoluídos.

Na carta de plasticidade (Fig. 6.11), com exceção do solo Kaiser SS (não plástico), os solos Kaiser AV, km 51+400 Riolito, km 51+400 Riodacito e km 51+400 Dacito ficam abaixo da linha A, porém mais afastados do que os solos oriundos de rochas básicas, caracterizando o comportamento da fração fina destes solos como de um material siltoso. Os mesmos solos também ficam à direita da linha B, caracterizando um comportamento plástico. A plasticidade é, no entanto, significativamente menor para os solos do km 51+400 relativamente ao solo Kaiser AV.

A atividade da fração fina do solo Kaiser SS não pôde ser determinada. O solo Kaiser AV apresentou atividade normal ($A < 1,25$). A fração fina dos solos km 51+400 Riodacito e km 51+400 Dacito é considerada ativa ($1,25 < A < 2,0$), e a fração fina do solo km 51+400 Riolito é caracterizada como altamente ativa ($A > 2,0$).

Quadro 6.8: Limites de consistência e atividade dos solos saprolíticos de rochas ácidas

SOLO	LL	LP	IP	A
Kaiser SS	-	-	NP	-
Kaiser AV	87	45	42	0,69
km 51+400 Riolito	59	42	17	3,40
km 51+400 Riodacito	58	45	13	1,63
km 51+400 Dacito	58	39	19	1,27

NP = não plástico

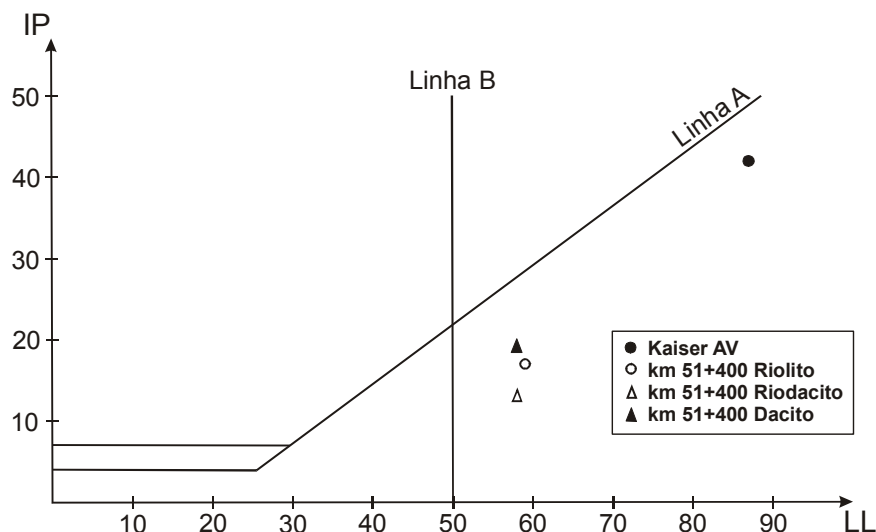


Figura 6.11: Carta de plasticidade para os solos saprolíticos de rochas ácidas

6.3.3 Granulometria

Os resultados das análises granulométricas realizadas com os solos saprolíticos de rochas ácidas da FSG são apresentados nas Fig. 6.12 a 6.16 e no Quadro 6.9. Para cada solo foram realizadas duas séries de ensaios, denominadas GR1 e GR2, conforme descrito no Item 3.2.2.2.

Apesar das diferenças mineralógicas e petrográficas existentes entre os solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas, as curvas granulométricas de ambos os tipos de solo, nos ensaios com defloculante, apresentaram o mesmo padrão de comportamento. Conforme mostram as Fig. 6.12 a 6.16, na série de ensaios GR1, os solos saprolíticos de rochas ácidas também apresentaram descontinuidades nas curvas granulométricas, decorrentes da quebra de partículas e agregados pelo manuseio do solo durante o ensaio. Nas curvas granulométricas da série de ensaios GR2, as descontinuidades são menos acentuadas. Estas observações mostram que o padrão observado nas curvas granulométricas dos solos estudados não depende da mineralogia desses solos. As descontinuidades nas curvas ocorrem porque a estrutura consegue manter as partículas de solo na forma de agregados, que resistem ao processo de amostragem e preparação de amostras. Estes agregados influenciam nos resultados dos ensaios porque possuem uma determinada granulometria durante o ensaio de sedimentação e, após o ensaio, na lavagem do material na peneira #200 e a conseqüente quebra de agregados, passam a apresentar granulometria diferente, resultando nas descontinuidades observadas.

Nos ensaios sem defloculante, as curvas granulométricas dos solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas também apresentaram as descontinuidades mencionadas no parágrafo anterior. Entretanto, observa-se que as curvas dos ensaios sem defloculante dos solos saprolíticos de rochas ácidas tendem a apresentar diferenças mais significativas em relação às curvas dos ensaios com defloculante, indicando fração argila muito pequena

ou inexistente. Este comportamento ocorre em função da diferente mineralogia da fração argila desses solos. Nos solos de rochas básicas predominam argilominerais do grupo das esmectitas e nos solos de rochas ácidas predominam argilominerais do grupo das caulinitas. Sendo a caulinita significativamente maior que a esmectita, a agregação das partículas de caulinita, devido à não utilização de defloculante, forma uma quantidade maior de partículas tamanho silte. Assim, as curvas granulométricas para os ensaios sem defloculante nos solos saprolíticos de rochas ácidas mostram fração argila pequena ou inexistente. Com base nos dados de plasticidade e nas curvas granulométricas obtidas para a série de ensaios GR2, o Sistema Universal de Classificação de Solos (SUCS) classifica os solos saprolíticos de rochas ácidas estudados da seguinte maneira:

- Kaiser SS - silte arenoso (ML – Sandy silt);
- Kaiser AV - silte elástico com areia (MH – Elastic silt with sand);
- km 51+400 Riolito – silte elástico com areia (MH – Elastic silt with sand);
- km 51+400 Riodacito – silte arenoso elástico (MH – Sandy elastic silt);
- km 51+400 Dacito – silte arenoso elástico (MH – Sandy elastic silt).

Novamente, como para os solos saprolíticos de rochas básicas, a classificação segundo o SUCS demonstra o caráter granular da textura dos solos estudados. Porém, nos solos saprolíticos de rochas ácidas, além da estrutura, a mineralogia também é responsável pela sua textura granular.

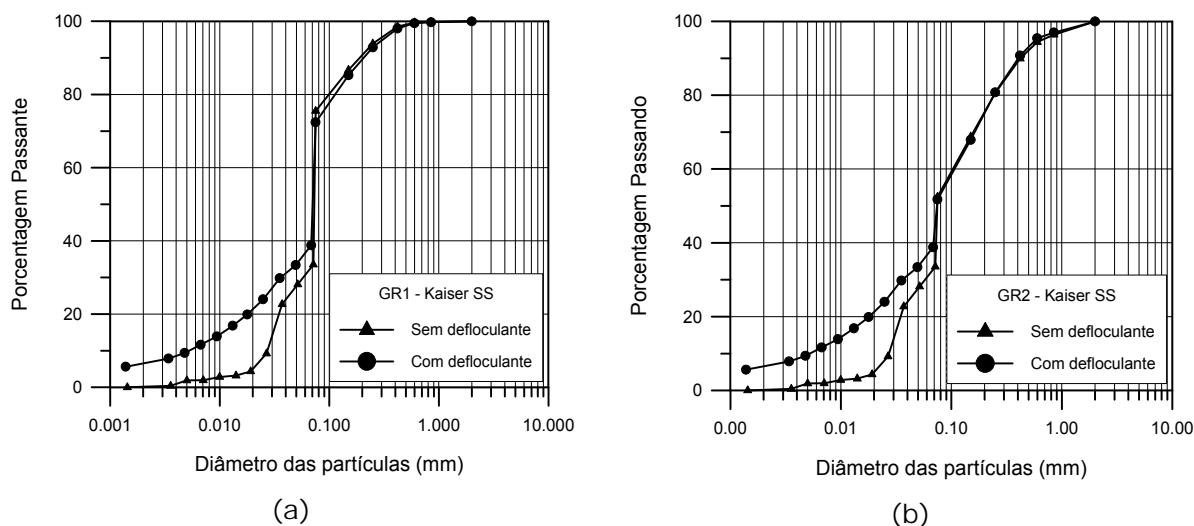
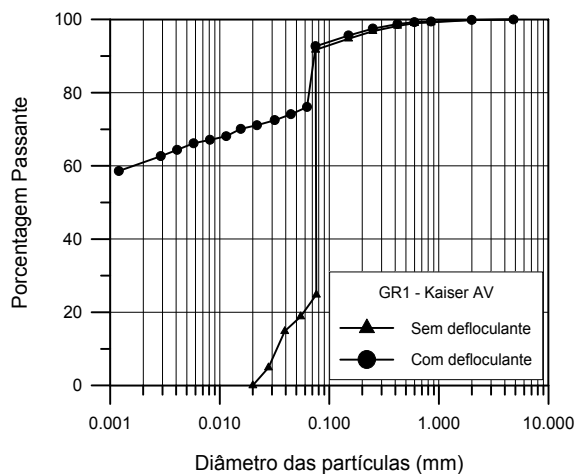
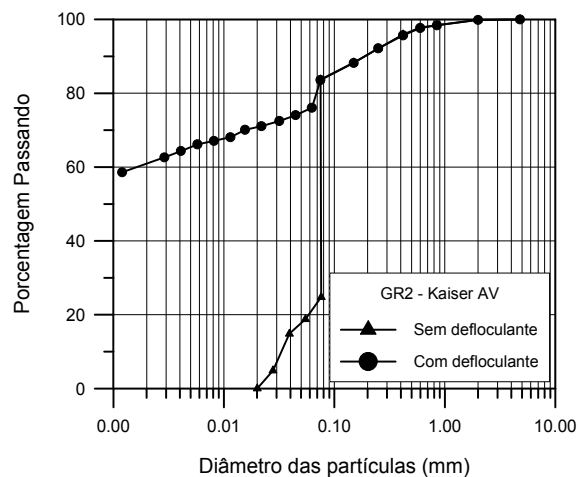


Figura 6.12: Curvas granulométricas, solo Kaiser SS: (a) série GR1; (b) série GR2

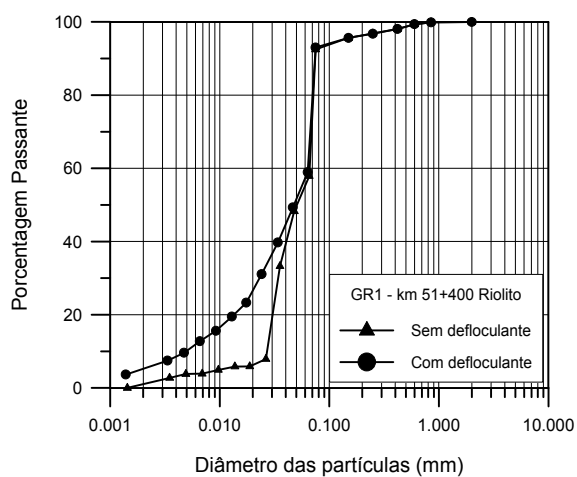


(a)

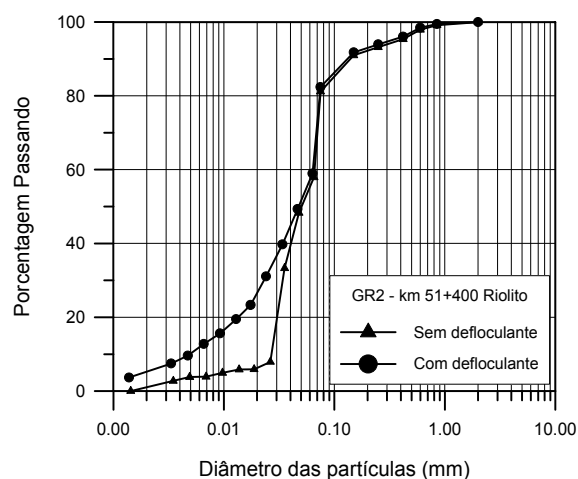


(b)

Figura 6.13: Curvas granulométricas, solo Kaiser AV: (a) série GR1; (b) série GR2

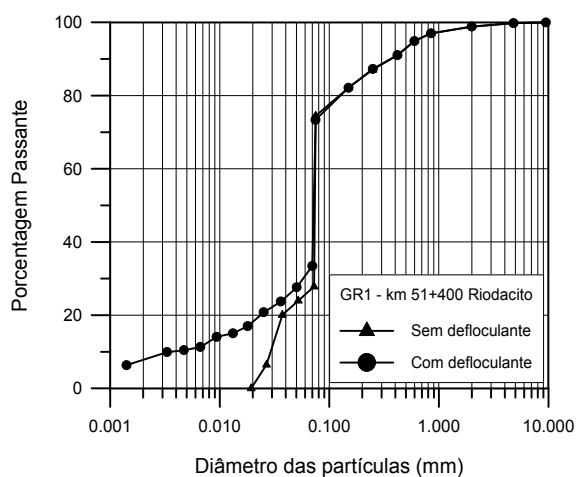


(a)

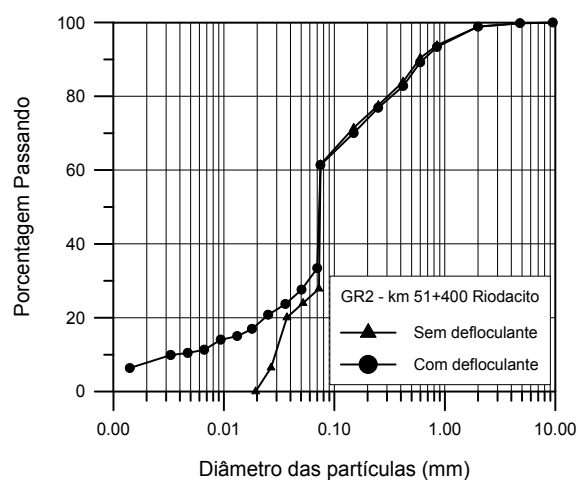


(b)

Figura 6.14: Curvas granulom., solo km 51+400 Riolito: (a) série GR1; (b) série GR2



(a)



(b)

Figura 6.15: Curvas granulom., solo km 51+400 Riodacito: (a) série GR1; (b) série GR2

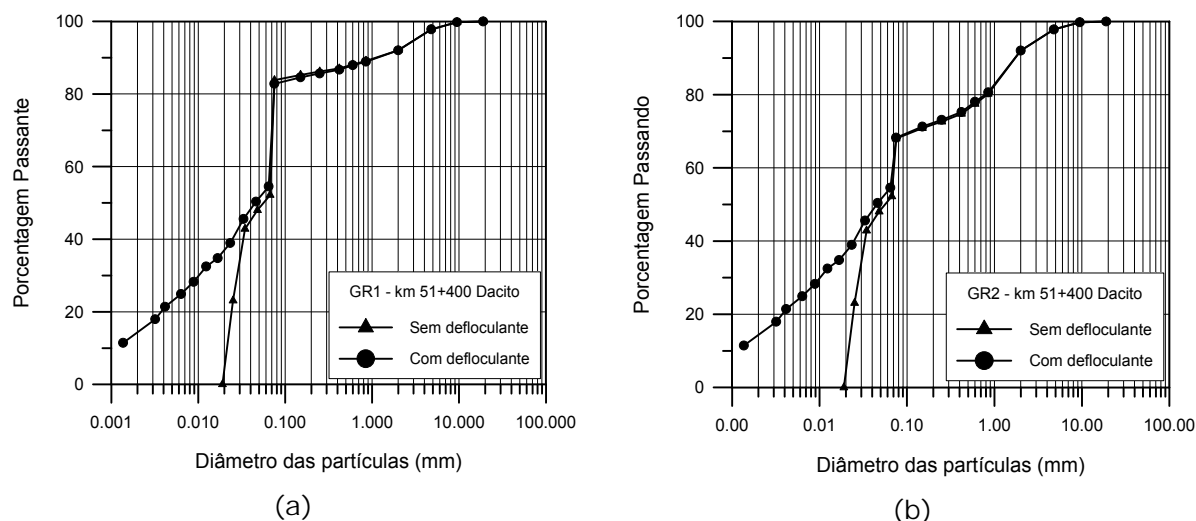


Figura 6.16: Curvas granulom., solo km 51+400 Dacito: (a) série GR1; (b) série GR2

Quadro 6.9: Granulometria dos solos saprolíticos de rochas ácidas

SOLO	FRAÇÃO	SÉRIE GR1		SÉRIE GR2	
		Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)	Sem defloc. (%)	Com defloc. (%)
Kaiser SS	Areia	24	28	48	48
	Silte	76	65	52	45
	Argila	0	7	0	7
Kaiser AV	Areia	8	7	16	16
	Silte	92	32	84	23
	Argila	0	61	0	61
km 51+400 Riolito	Areia	7	7	18	18
	Silte	93	88	82	77
	Argila	0	5	0	5
km 51+400 Riodacito	Pedregulho	1	1	1	1
	Areia	25	25	37	37
	Silte	74	66	62	54
	Argila	0	8	0	8
km 51+400 Dacito	Pedregulho	8	8	8	8
	Areia	8	9	24	24
	Silte	84	68	68	53
	Argila	0	15	0	15

6.4 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

A caracterização das propriedades mecânicas dos solos saprolíticos de rochas ácidas foi realizada através de ensaios de adensamento convencionais, ensaios de cisalhamento direto e ensaios *ring shear*. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados utilizando-se as técnicas de reversões múltiplas e interface solo-rocha. A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios mencionados.

6.4.1 Ensaios de adensamento convencionais

Os resultados dos ensaios de adensamento convencionais realizados com os solos saprolíticos de rochas ácidas da FSG estão apresentados no Quadro 6.10 e nas Fig. 6.17 a 6.20. O Quadro 6.10 apresenta os valores dos índices de compressão (C_c) e descompressão (C_s), os valores das tensões de plastificação da estrutura, calculados pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva, e os valores das tensões verticais correspondentes às inflexões observadas nas curvas de compressão $e \times \sigma'_v$ (escala linear). As Fig. 6.17 a 6.20 apresentam, para cada solo, os gráficos de variação do índice de vazios com a tensão normal, tanto em escala logarítmica como em escala linear.

O mesmo comportamento observado nas curvas de adensamento e compressão dos solos saprolíticos de rochas básicas da FSG foi observado nas respectivas curvas dos solos saprolíticos de rochas ácidas. Tal fato mostra que, independentemente da mineralogia dos solos saprolíticos estudados, as dificuldades quanto à saturação do corpo de prova e o comportamento dos solos sob compressão confinada são semelhantes.

Em geral, os valores de C_c obtidos para os solos saprolíticos de rochas ácidas foram inferiores aos valores obtidos para os solos saprolíticos de rochas básicas, sendo todos inferiores a 0,5. Mais uma vez, os valores obtidos concordam com as observações de Mitchell (1993) para argilas naturais indeformadas. A mesma tendência é observada em relação a C_s , cujos valores são todos inferiores a 0,03.

No caso da tensão de plastificação da estrutura, também para os solos saprolíticos de rochas ácidas, os valores calculados através do método de Casagrande são superiores aos valores determinados pelo método de Pacheco Silva. Adicionalmente, estes valores de tensão de plastificação também não coincidem com os valores indicados pelas inflexões nas curvas de compressão $e \times \sigma'_v$ (escala linear). Possíveis razões para estas diferenças, conforme discutido no item 5.4.1, são: (a) a distorção do comportamento real do solo associada à utilização da escala logarítmica e (b) a curvatura do trecho de compressão virgem das curvas de compressão dos solos estudados. Estas características limitam a aplicação, para os solos estudados, dos métodos tradicionalmente utilizados na determinação da tensão de pré-adensamento de argilas.

Como para os solos saprolíticos de rochas básicas da FSG, sugere-se, para os solos saprolíticos de rochas ácidas dessa formação, que a determinação da tensão de plastificação da estrutura sob solicitação de compressão confinada seja feita através do seguinte procedimento: (a) quando a curva de compressão $e \times \sigma'_v$ não apresentar inflexões, aplicar os métodos tradicionais de Casagrande e Pacheco Silva; e (b) quando a curva de compressão $e \times \sigma'_v$ apresentar uma ou mais inflexões, determinar as tensões de plastificação para as quais ocorrem as inflexões ou mudanças de comportamento. Entretanto, a determinação precisa do comportamento da estrutura destes solos frente à plastificação depende de ensaios mais precisos, como é o caso dos ensaios triaxiais.

Quadro 6.10: Índices de compressão e descompressão e tensões de plastificação da estrutura dos solos saprolíticos de rochas ácidas

SOLO	C_c	C_s	σ'_{VM} - Casagrande (kPa)	σ'_{VM} - P. Silva (kPa)	σ'_{VM} - Curva $e \times \sigma'_v$ (kPa)
Kaiser SS	0,296	0,015	550	530	100 e 350
km 51+400 Riolito	0,296	0,020	850	740	100 e 700
km 51+400 Riodacito	0,352	0,029	425	380	100 e 600
km 51+400 Dacito	0,464	0,018	550	480	300

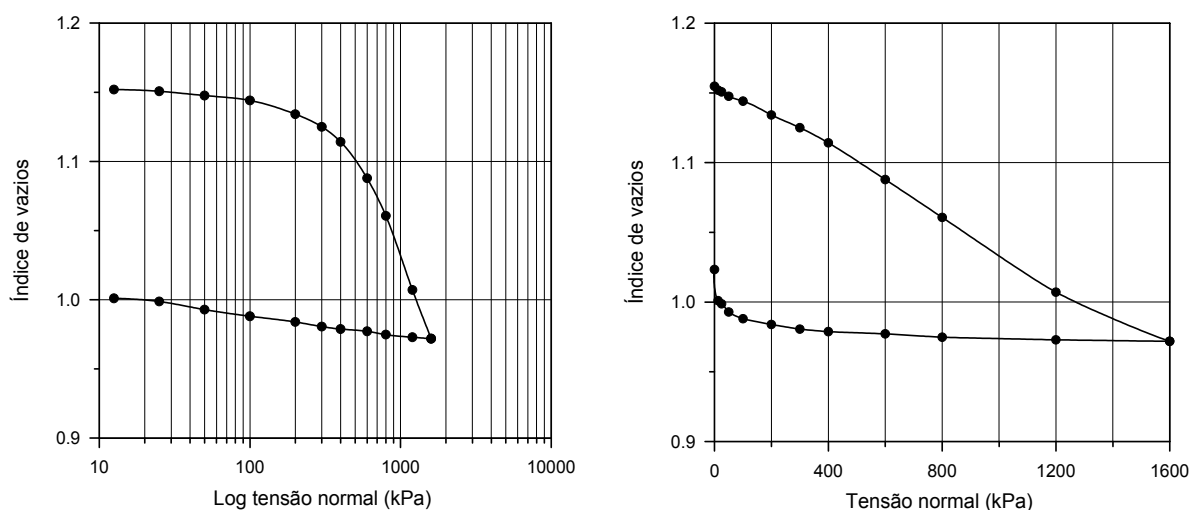


Figura 6.17: Curvas de compressão do solo Kaiser SS

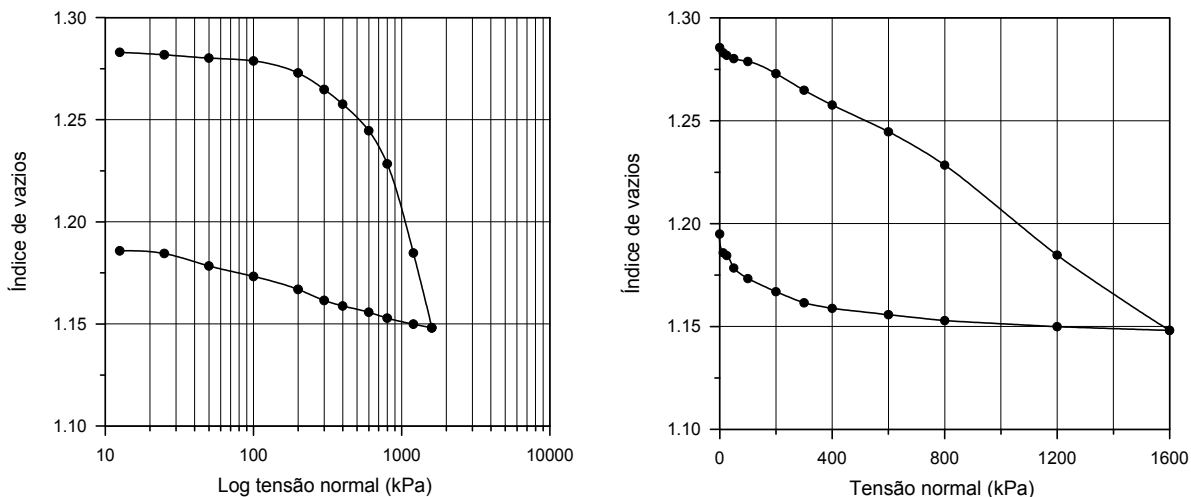


Figura 6.18: Curvas de compressão do solo km 51+400 Riolito

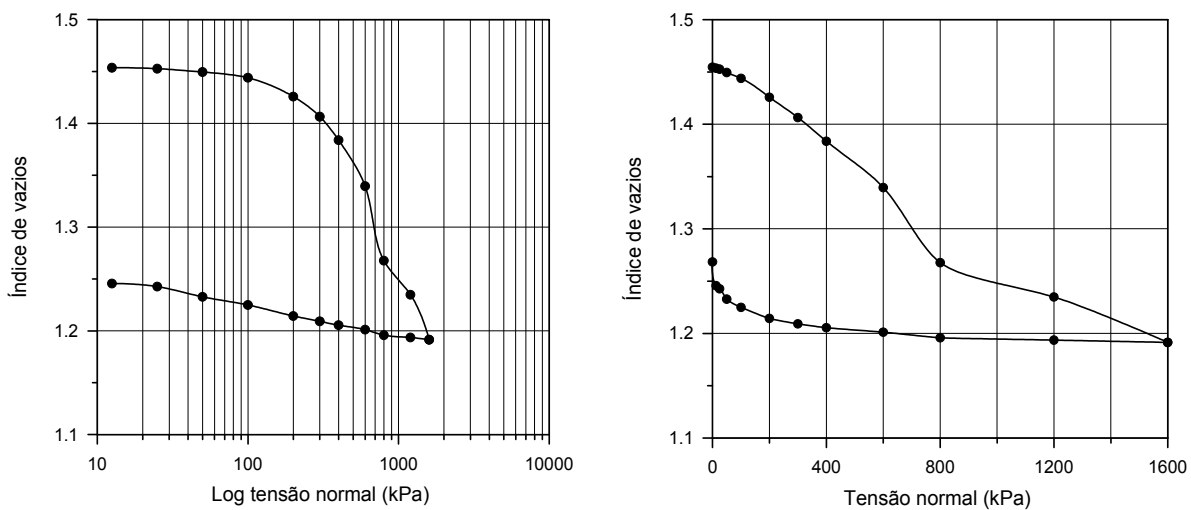


Figura 6.19: Curvas de compressão do solo km 51+400 Riodacito

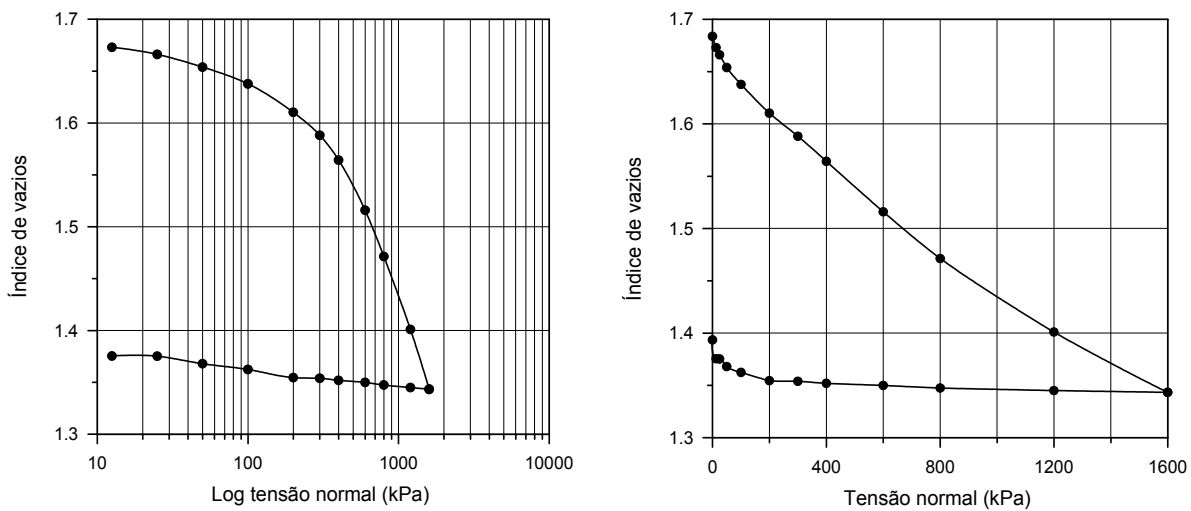


Figura 6.20: Curvas de compressão do solo km 51+400 Dacito

6.4.2 Ensaio de cisalhamento direto (CD)

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto de múltiplas reversões e interface solo-rocha polida realizados com os solos saprolíticos de rochas ácidas estudados nesta tese.

6.4.2.1 Ensaio com reversões múltiplas (CDRM)

Os resultados dos ensaios CDRM em amostras indeformadas dos solos saprolíticos de rochas ácidas estudados estão apresentados nas Fig. 6.21 a 6.24. Analisando estes resultados e comparando-os aos resultados obtidos para os solos saprolíticos de rochas básicas (ver Item 5.4.2.1), verifica-se que, com o aumento da tensão normal aplicada, as curvas τ x dH relativas ao primeiro estágio de cisalhamento (ruptura) apresentaram as mesmas tendências gerais de aumento da rigidez aparente inicial (análise qualitativa da rigidez) e aumento dos deslocamentos horizontais necessários para mobilizar a resistência ao cisalhamento máxima.

Da mesma forma, as curvas dV x dH relativas ao primeiro estágio de cisalhamento mostram que, com exceção do solo km 51+400 Dacito, que apresentou contração em todos os níveis de σ'_n aplicados, os demais solos saprolíticos de rochas ácidas apresentaram dilatância durante o cisalhamento sob tensões normais baixas e contração durante o cisalhamento sob tensões normais mais elevadas. Para os solos Kaiser SS e km 51+400 Riodacito, a dilatância ocorreu somente para $\sigma'_n = 50$ kPa. Para o solo km 51+400 Riolito, a dilatância ocorreu para valores de σ'_n de até 100 kPa.

O comportamento descrito acima leva a crer que os solos saprolíticos de rochas ácidas e básicas da FSG, apesar da significativa diferença de composição química e mineralógica, apresentam comportamentos semelhantes do ponto de vista da resistência ao cisalhamento. Considerando o fato de que os solos estudados são solos estruturados, as observações feitas corroboram as observações de Leroueil & Vaughan (1990), de que o comportamento mecânico de solos naturalmente ou artificialmente estruturados segue um padrão simples, independentemente do tipo ou origem da estrutura. O que varia entre os diferentes tipos de solos estruturados são as ordens de grandeza das variáveis envolvidas. Os autores citados observaram comportamentos semelhantes em solos variando desde argilas moles e margas até solos artificialmente cimentados.

É importante salientar, no entanto, que como no caso dos solos saprolíticos de rochas básicas, a análise do comportamento dos solos saprolíticos de rochas ácidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto deve ser feita com cautela. Especificamente, quanto à relação da rigidez do solo com a tensão normal, o que se espera de solos estruturados, e que foi observado nos ensaios triaxiais realizados com o solo Teutônia, é que o aumento da rigidez com a tensão normal ocorra somente para níveis de tensão inferiores à tensão de plastificação da estrutura do solo. Quando ocorre a plastificação da estrutura, espera-se uma significativa redução de rigidez associada à destruição da estrutura. Para níveis

de tensão superiores à tensão de plastificação, a redução de rigidez provavelmente seguirá até que cesse o efeito da tensão aplicada sobre a desestruturação e conseqüente reorganização das partículas do solo. Após isto, com o aumento continuado do nível de tensões, espera-se que haja um novo aumento de rigidez do solo, uma vez que se trata, na prática, de um material diferente daquele existente antes da plastificação.

Há ainda que se ressaltar que os picos observados nas curvas $\tau \times dH$ não estão somente relacionados à dilatância. Sob baixas tensões normais, até aproximadamente 100 kPa, é provável que o pico esteja associado à plastificação da estrutura, embora haja boa concordância com a máxima dilatância observada nas curvas $dV \times dH$. Por sua vez, sob tensões normais superiores a 100 kPa, os picos observados não devem estar relacionados à resistência ao cisalhamento máxima dos solos, uma vez que as curvas $dV \times dH$ indicam contração volumétrica durante o cisalhamento, mas sim à plastificação da estrutura ou à formação precipitada do plano de cisalhamento, que por sua vez pode ser induzida pela própria plastificação da estrutura ou pelas próprias características inerentes ao equipamento e ao ensaio.

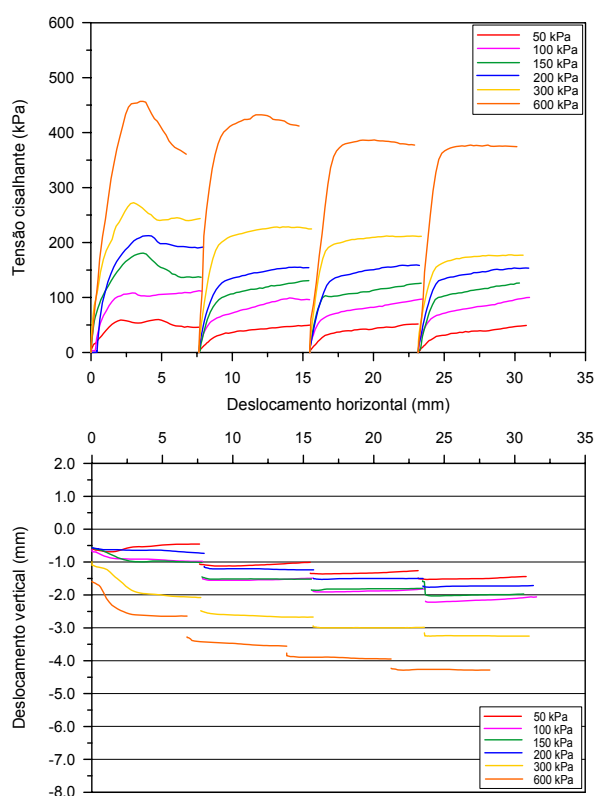


Figura 6.21: Resultados dos ensaios CDRM do solo Kaiser SS

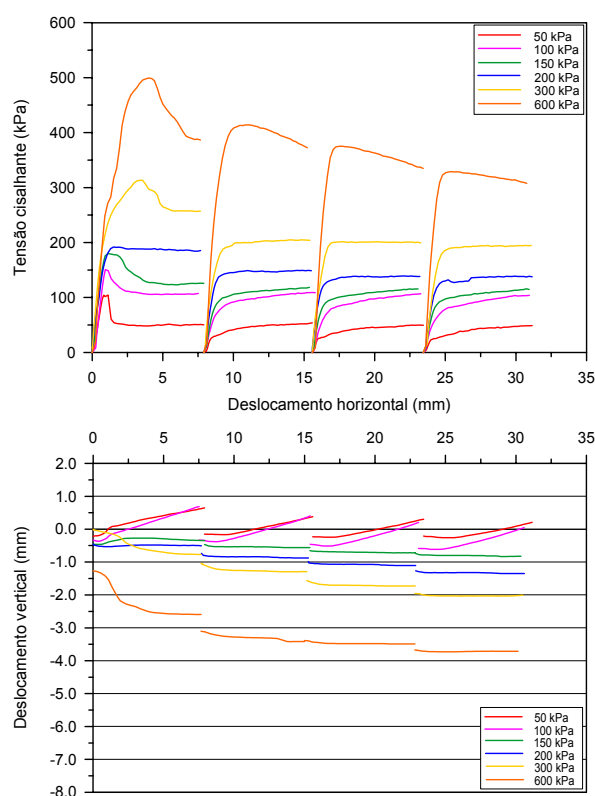


Figura 6.22: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 51+400 Riolito

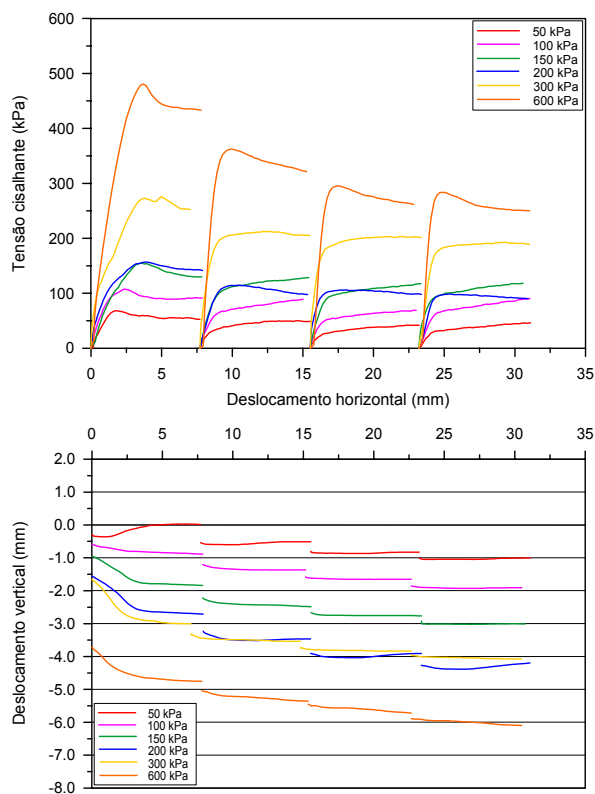


Figura 6.23: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 51+400 Riodacito

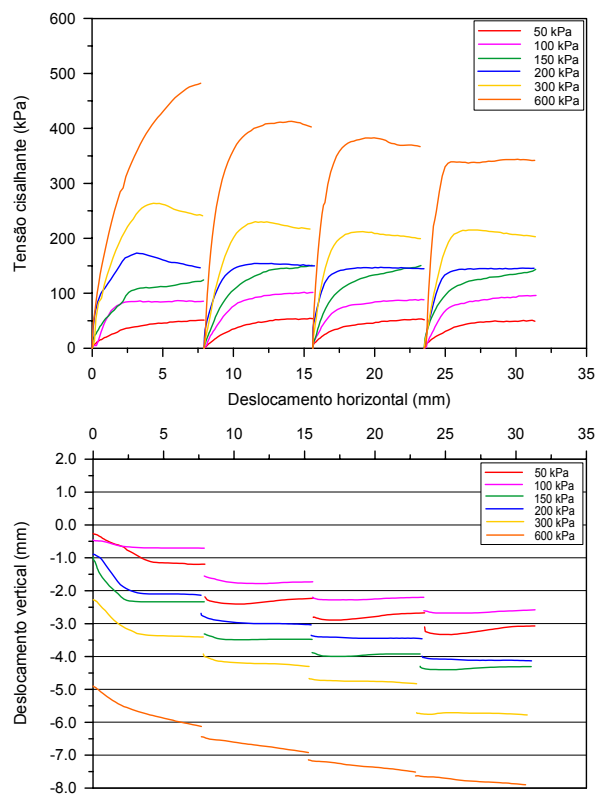


Figura 6.24: Resultados dos ensaios CDRM do solo km 51+400 Dacito

Analisando-se agora as curvas $\tau \times dH$ para os estágios de cisalhamento correspondentes às reversões dos ensaios CDRM, novamente as tendências verificadas para os solos saprolíticos de rochas básicas se repetem. O aumento dos deslocamentos aplicados às amostras ensaiadas provoca, em geral, redução da resistência ao cisalhamento. Dependendo da tensão normal aplicada, a resistência ao cisalhamento pode também se manter constante ou apresentar um leve aumento, provavelmente devido a pequenos problemas de atrito no ensaio.

A diferença observada no comportamento dos solos saprolíticos de rochas básicas para os solos de rochas ácidas foi que, enquanto os primeiros apresentam reduções mais significativas de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos a partir de tensões normais de 100 kPa, os últimos apresentam reduções mais significativas de resistência ao cisalhamento a partir de tensões normais de 150 a 200 kPa. Além disso, para um mesmo nível de tensão, a queda de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos é relativamente menor nos solos saprolíticos de rochas ácidas. Estas diferenças ocorrem devido à mineralogia dos solos saprolíticos de rochas ácidas, que possuem como principal componente da fração argila a caulinita e são constituídos por quartzo e por minerais mais resistentes ao intemperismo e, portanto, menos frágeis e menos suscetíveis à degradação mecânica. Outro fato observado foi que as curvas $\tau \times dH$ correspondentes aos ensaios com $\sigma'_n = 600$ kPa não apresentaram irregularidades como nas curvas correspondentes dos solos saprolíticos de rochas básicas. Isto indica uma certa influência da mineralogia em aspectos práticos dos ensaios CDRM.

Quanto às curvas $dV \times dH$ correspondentes às reversões dos ensaios CDRM, os solos de rochas ácidas apresentaram dilatância nos ensaios com σ'_n inferior a 50 kPa (100 kPa para o solo km 51+400 Riolito) e contração nos ensaios com σ'_n superiores. A mesma transição de comportamento dilatante para contrativo com o aumento da tensão normal e dos deslocamentos foi observada para os solos de rochas básicas, provavelmente refletindo a mudança de natureza textural da superfície de cisalhamento formada.

As Fig. 6.25 a 6.28 mostram a variação da fragilidade dos solos saprolíticos de rochas ácidas com a tensão normal, considerando-se a resistência ao cisalhamento ao final do primeiro estágio de cisalhamento ($\tau_{pico}/\tau_{final} - 1$) e também ao final do último estágio de cisalhamento ($\tau_{pico}/\tau_{residual} - 1$). A comparação direta com as fragilidades dos solos saprolíticos de rochas básicas mostra que os solos de rochas ácidas apresentam menor fragilidade, sendo os valores em geral inferiores a 1,0.

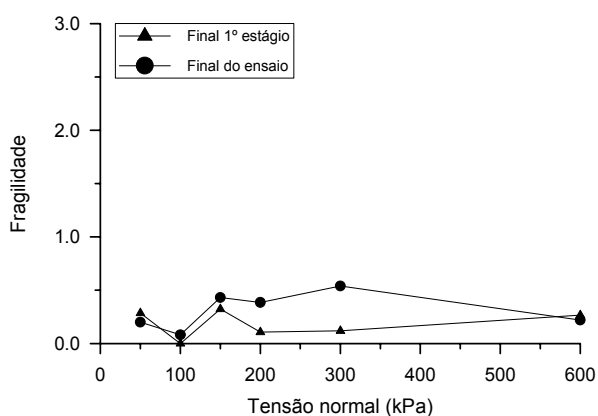


Figura 6.25: Fragilidade do solo Kaiser SS (CDRM)

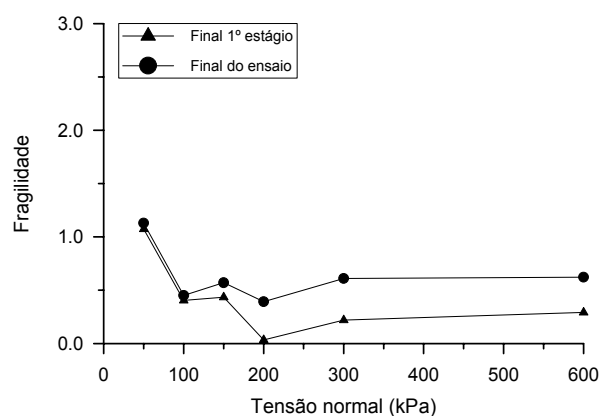


Figura 6.26: Fragilidade do solo km 51+400 Riolito (CDRM)

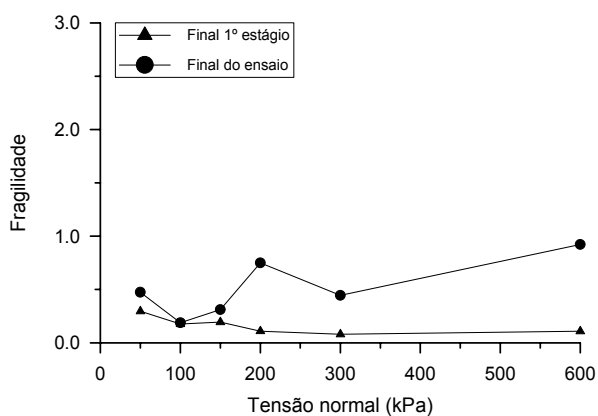


Figura 6.27: Fragilidade do solo km 51+400 Riodacito (CDRM)

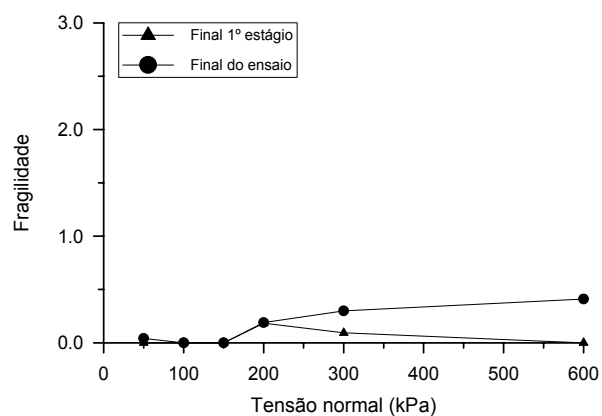


Figura 6.28: Fragilidade do solo km 51+400 Dacito (CDRM)

A fragilidade verificada ao fim do primeiro estágio de cisalhamento tende a diminuir ou a manter-se aproximadamente uniforme com o aumento de σ'_n . Para os solos saprolíticos de rochas básicas, a fragilidade ao fim do primeiro estágio de cisalhamento diminuiu com o aumento de σ'_n . Considerando-se a fragilidade relativa ao fim do último estágio de cisalhamento (residual), não foi possível identificar nenhuma tendência de variação da fragilidade com a tensão normal para os solos de rochas ácidas. Já os solos de rochas básicas apresentaram tendência de aumento da fragilidade com o aumento de σ'_n .

Comparando-se, para uma mesma tensão normal, as fragilidades ao fim do primeiro e último estágios de cisalhamento, e considerando-se, ao mesmo tempo, o conjunto de tensões normais utilizadas, pode-se visualizar claramente a menor redução de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos que ocorre nos ensaios com tensões normais inferiores a 150 kPa. Nos ensaios com tensões normais superiores a 150 kPa, a redução de resistência ao cisalhamento entre o fim do primeiro e último estágios de cisalhamento é maior.

As Fig. 6.29 a 6.32 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual obtidas para os solos saprolíticos de rochas ácidas nos ensaios CDRM. O Quadro 6.11 apresenta as equações das envoltórias e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual.

O primeiro aspecto que se observa com relação tanto às envoltórias de pico como residuais dos solos saprolíticos de rochas ácidas é que os pontos experimentais sugerem envoltórias com curvaturas significativamente menores do que as curvaturas das envoltórias dos solos de rochas básicas. A necessidade de aproximação dos pontos experimentais através de envoltórias bilineares, para obtenção de um melhor ajuste, não é tão evidente como nos solos de rochas básicas.

No caso das envoltórias de pico, somente a envoltória do solo Kaiser SS necessitou ser aproximada por um ajuste bilinear. Mesmo assim, pode-se dizer que o ajuste linear simples não difere significativamente do ajuste bilinear, aproximando-se relativamente bem dos pontos experimentais. Os solos km 51+400 Riolito, Riodacito e Dacito apresentaram envoltórias de pico essencialmente lineares. No caso das envoltórias residuais, a maior curvatura das mesmas permite um melhor ajuste dos pontos experimentais através de envoltórias bilineares. No entanto, mais uma vez, o ajuste linear simples não difere significativamente do ajuste bilinear.

As envoltórias dos solos saprolíticos de rochas ácidas evidenciam também a menor fragilidade destes solos em comparação aos solos saprolíticos de rochas básicas. Quando se compara a resistência de pico com a resistência residual, a fragilidade é menos acentuada que nos solos de rochas básicas.

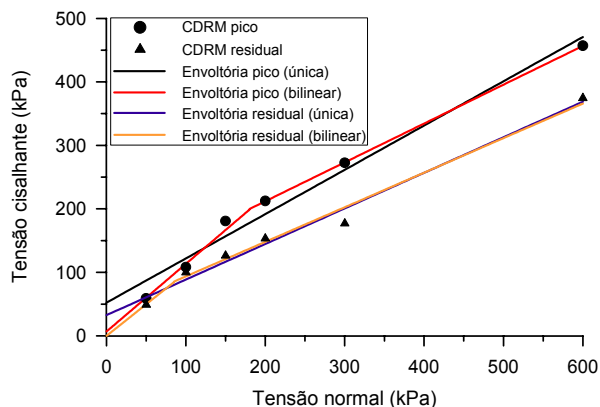


Figura 6.29: Envolvórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo Kaiser SS (CDMR)

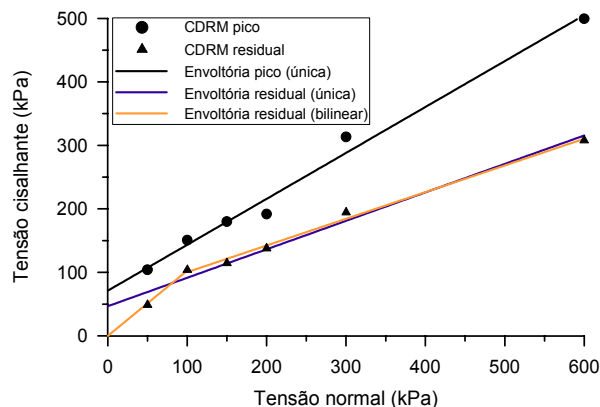


Figura 6.30: Envolvórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 51+400 Riolito (CDMR)

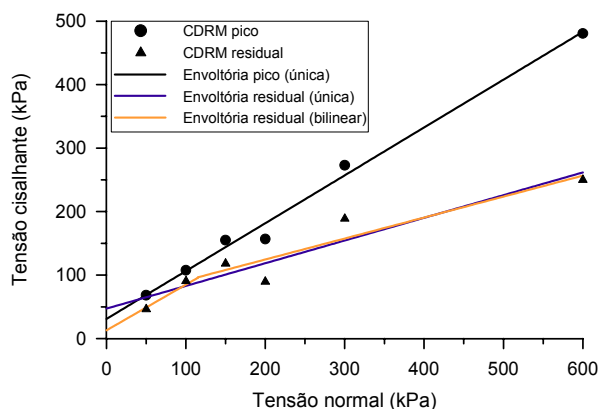


Figura 6.31: Envolvórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 51+400 Riodacito (CDMR)

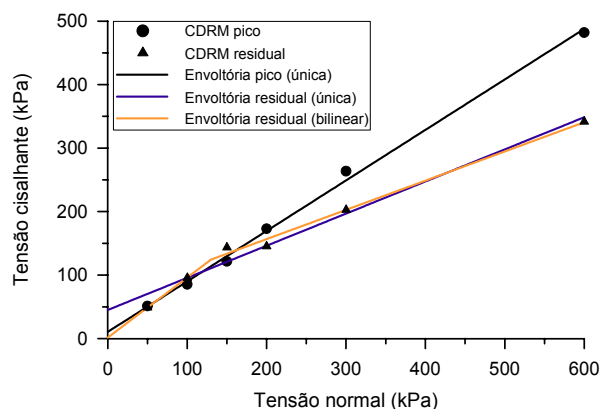


Figura 6.32: Envolvórias de resistência ao cisalhamento de pico e residual do solo km 51+400 Dacito (CDMR)

As características apresentadas pelas envoltórias de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas indicam claramente a influência das tensões normais mais elevadas e dos deslocamentos sobre a redução de resistência durante o cisalhamento. Entretanto, as envoltórias dos solos de rochas ácidas evidenciam de forma mais marcante a importância dos deslocamentos no processo de redução de resistência.

Para os solos de rochas básicas, a importância relativa da tensão normal e dos deslocamentos é semelhante. Há uma significativa redução de resistência ao cisalhamento de pico, associada principalmente à tensão normal, em pequenos deslocamentos, e também uma significativa redução de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos.

No caso dos solos saprolíticos de rochas ácidas, a importância relativa dos deslocamentos na queda de resistência durante o cisalhamento é maior. A redução de resistência ao cisalhamento de pico, associada à tensão normal, é pequena ou até mesmo inexistente (envoltórias lineares). Já a redução de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos é mais significativa (envoltórias bilineares).

Mesmo com as observações acima, não se pode afirmar qual fator apresenta maior importância relativa, se a tensão normal ou os deslocamentos. As evidências descritas indicam que a importância relativa pode estar associada à mineralogia e à resistência das partículas e agregados do solo. Solos com características semelhantes aos solos saprolíticos de rochas básicas, compostos por minerais e agregados frágeis e friáveis, além de argilominerais com partículas pequenas, como é o caso das esmectitas, tenderiam a apresentar importância relativa semelhante entre a tensão normal e os deslocamentos. Já os solos com características semelhantes aos solos saprolíticos de rochas ácidas, compostos por minerais e agregados mais resistentes e pouco friáveis, além de argilominerais cujas partículas são grandes, como é o caso das caulinitas, tenderiam a apresentar maior importância relativa dos deslocamentos, em detrimento à tensão normal, no processo de redução de resistência durante o cisalhamento.

A Fig. 6.33 a seguir ilustra a variação dos ângulos de atrito interno residuais secantes com a tensão normal nos ensaios CDRM. Da mesma forma que para os solos saprolíticos de rochas básicas, o valor de ϕ'_r dos solos de rochas ácidas apresentou uma redução significativa com o aumento da tensão normal até 600 kPa. A diminuição nos valores de ϕ'_r variou entre 13° e 20° e, com exceção do solo Kaiser SS, as curvas não apresentam tendência de estabilização no valor de ϕ'_r para a faixa de tensões normais utilizada.

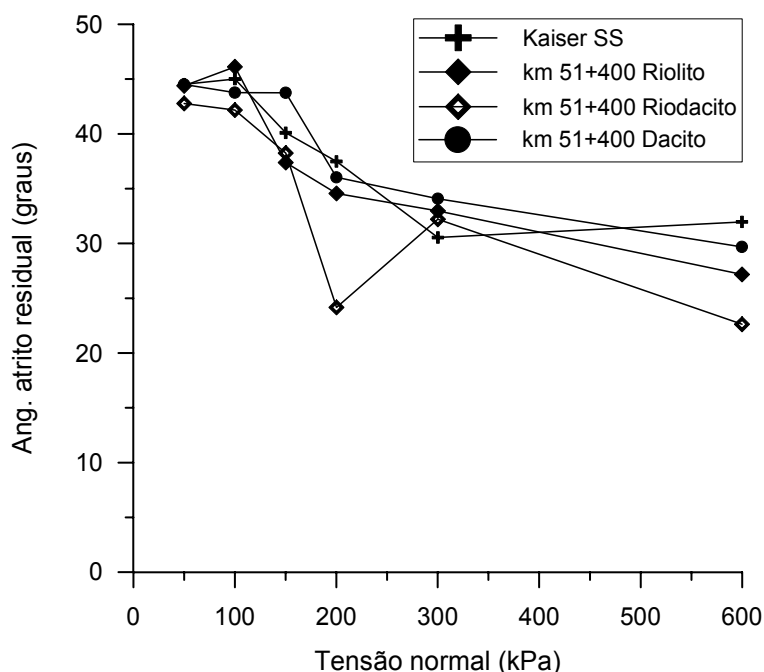


Figura 6.33: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas ácidas (CDRM)

Quadro 6.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas (CDRM)

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (°)	c' (KPa)
Kaiser SS	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,697 \cdot \sigma'_n + 52,3$ ($R^2=0,976718$)	34,9	52,3
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,560 \cdot \sigma'_n + 32,7$ ($R^2=0,983848$)	29,3	32,7
	Envoltória de pico (bilinear)	$\tau = 1,066 \cdot \sigma'_n + 6,9$ ($R^2=0,9805$)	46,8	6,9
	$\sigma'_n = 0$ a 180 kPa $\sigma'_n = 180$ a 600 kPa	$\tau = 0,612 \cdot \sigma'_n + 89,7$ ($R^2=0,999979$)	31,5	89,7
	Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 0,996 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,999956$)	44,9	0,0
$\sigma'_n = 0$ a 80 kPa $\sigma'_n = 80$ a 600 kPa	$\tau = 0,544 \cdot \sigma'_n + 39,3$ ($R^2=0,982722$)	28,6	39,3	
km 51+400 Riolito	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,723 \cdot \sigma'_n + 71,2$ ($R^2=0,987516$)	35,9	71,2
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,448 \cdot \sigma'_n + 46,7$ ($R^2=0,980187$)	24,1	46,7
	Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 1,027 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,999437$)	45,8	0,0
$\sigma'_n = 0$ a 100 kPa $\sigma'_n = 100$ a 600 kPa	$\tau = 0,420 \cdot \sigma'_n + 58,3$ ($R^2=0,993206$)	22,8	58,3	
km 51+400 Riodacito	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,753 \cdot \sigma'_n + 31,0$ ($R^2=0,991246$)	37,0	31,0
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,357 \cdot \sigma'_n + 47,2$ ($R^2=0,897857$)	19,7	47,2
	Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 0,720 \cdot \sigma'_n + 13,0$ ($R^2=0,982475$)	35,7	13,0
$\sigma'_n = 0$ a 115 kPa $\sigma'_n = 115$ a 600 kPa	$\tau = 0,330 \cdot \sigma'_n + 58,6$ ($R^2=0,849823$)	18,3	58,6	
km 51+400 Dacito	Envoltória de pico (única)	$\tau = 0,795 \cdot \sigma'_n + 10,6$ ($R^2=0,997225$)	38,5	10,6
	Envoltória residual (única)	$\tau = 0,506 \cdot \sigma'_n + 45,1$ ($R^2=0,979788$)	26,8	45,1
	Envoltória residual (bilinear)	$\tau = 0,944 \cdot \sigma'_n + 1,7$ ($R^2=0,999945$)	43,4	1,7
$\sigma'_n = 0$ a 130 kPa $\sigma'_n = 130$ a 600 kPa	$\tau = 0,460 \cdot \sigma'_n + 64,7$ ($R^2=0,991314$)	24,7	64,7	

6.4.2.2 Ensaios de interface solo-rocha (CDI)

Os ensaios de interface solo-rocha foram realizados com os solos Kaiser SS, Kaiser AV, km 51+400 Riolito e km 51+400 Dacito. Os resultados dos ensaios são apresentados nas Fig. 6.34 a 6.37. As curvas $\tau \times dH$ de todos os ensaios, em todos os níveis de tensão normal utilizados, apresentaram estabilização em patamares bem definidos de resistência ao cisalhamento, com a notável exceção do solo km 51+400 Riolito para tensão normal de 600 kPa. As curvas $dV \times dH$ mostram deslocamentos verticais reduzidos, sendo os valores de resistência residual obtidos inferiores aos valores dos ensaios CDRM.

As Fig. 6.38 e 6.39 apresentam, respectivamente, as envoltórias de resistência ao cisalhamento residual e as curvas de variação de ϕ'_r com a tensão normal para os solos de rochas ácidas ensaiados. As equações das envoltórias e os respectivos parâmetros de resistência, considerando o melhor ajuste aos pontos experimentais e a envoltória passando pela origem, são apresentados no Quadro 6.12.

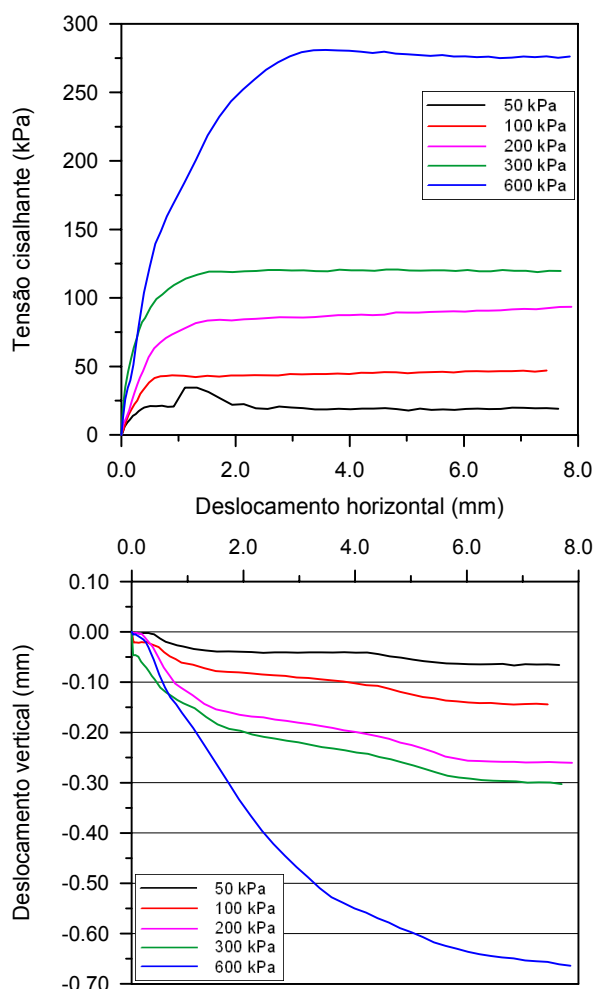


Figura 6.34: Resultados dos ensaios CDI do solo Kaiser SS

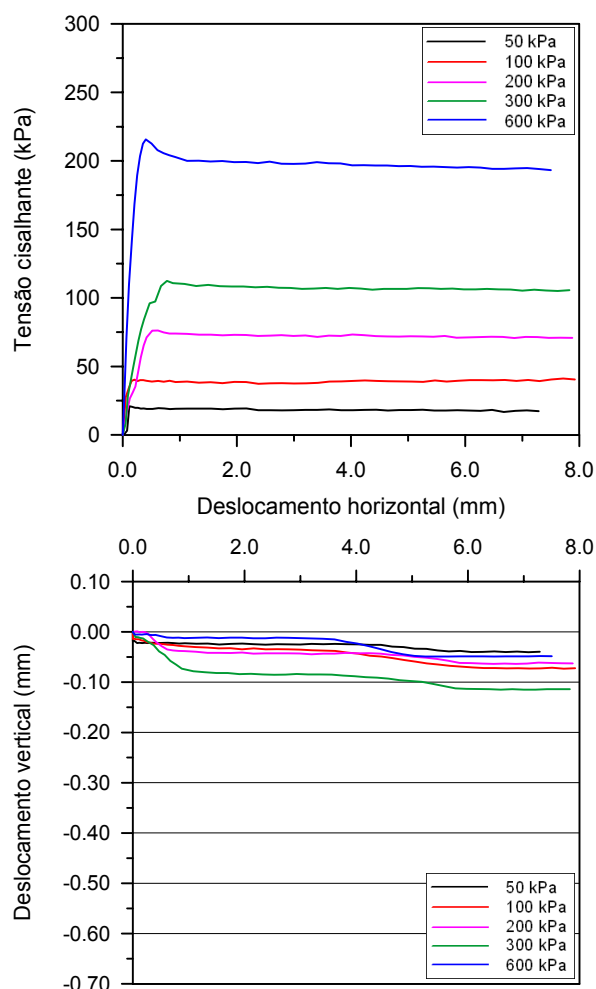


Figura 6.35: Resultados dos ensaios CDI do solo Kaiser AV

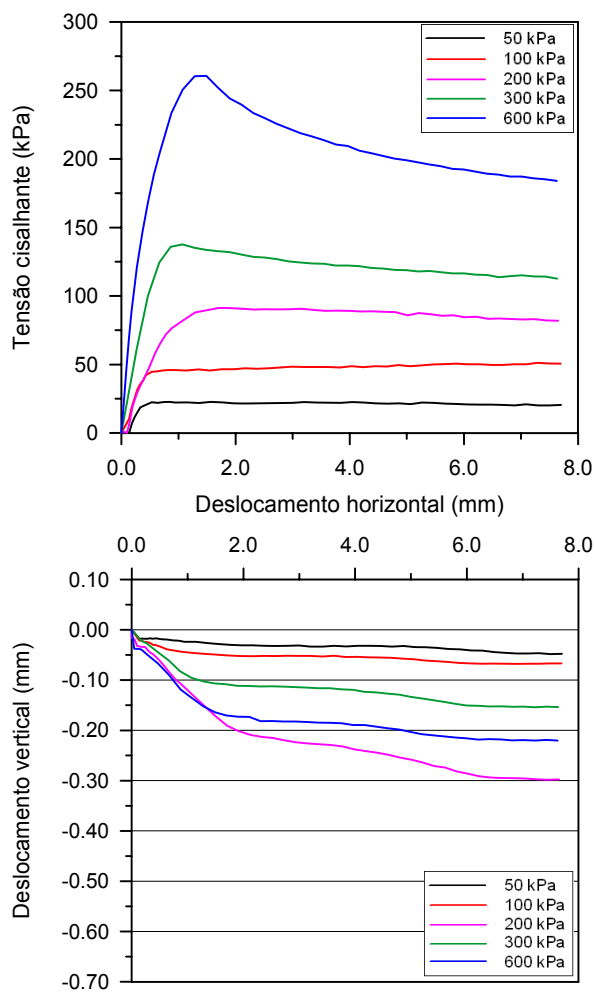


Figura 6.36: Resultados dos ensaios CDI do solo km 51+400 Riolito

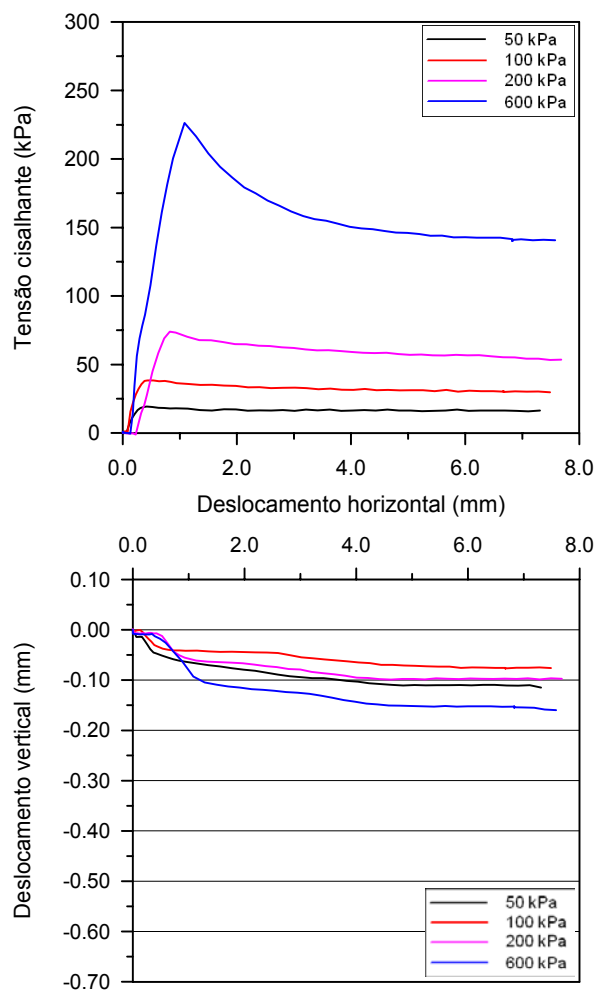


Figura 6.37: Resultados dos ensaios CDI do solo km 51+400 Dacito

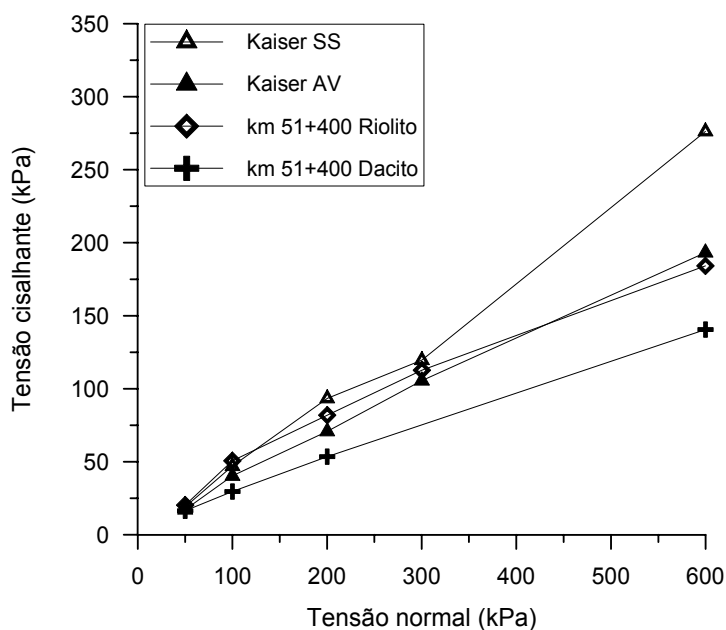


Figura 6.38: Envolvórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas – CDI

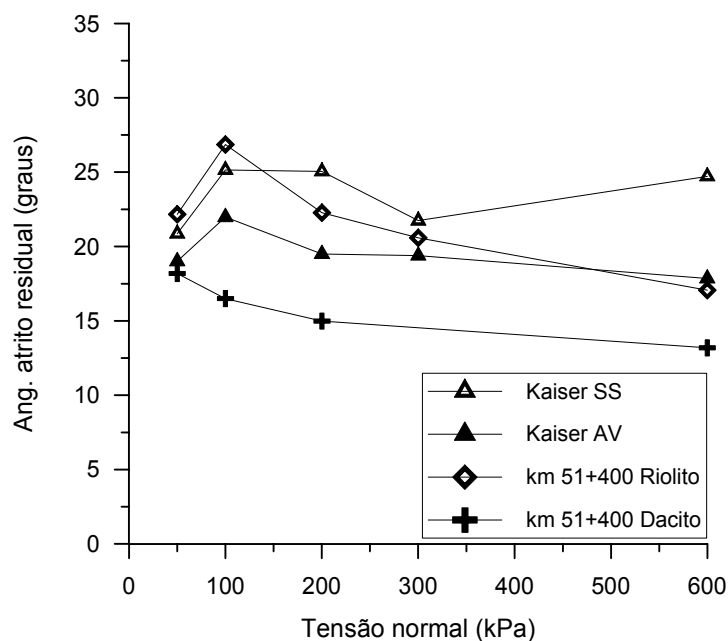


Figura 6.39: Variação de ϕ'_r com a tensão normal para os solos saprolíticos de rochas ácidas – CDI

Quadro 6.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas - CDI

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (KPa)
Kaiser SS	Melhor ajuste aos pontos experimentais passando pela origem	$\tau = 0,450 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,997035$)	24,2	-
Kaiser AV	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,315 \cdot \sigma'_n + 6,7$ ($R^2=0,996886$)	17,5	6,7
	Passando pela origem	$\tau = 0,332 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,997418$)	18,4	-
km 51+400 Riolito	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,286 \cdot \sigma'_n + 18,5$ ($R^2=0,980304$)	16,0	18,5
	Passando pela origem	$\tau = 0,332 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,98298$)	18,4	-
km 51+400 Dacito	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,224 \cdot \sigma'_n + 6,9$ ($R^2=0,999284$)	12,6	6,9
	Passando pela origem	$\tau = 0,240 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,996083$)	13,5	-

6.4.3 Ensaio *ring shear* (RS)

As curvas de variação do coeficiente de atrito residual (τ/σ'_n) com o deslocamento horizontal obtidas nos ensaios *ring shear* realizados com os solos saprolíticos de rochas ácidas são apresentadas nas Fig. 6.40 a 6.42. A Fig. 6.43 mostra os resultados de ensaios realizados com uma caulinita comercial, para fins de aferimento e comparação. O Quadro 6.13 apresenta, para cada tensão normal utilizada nos ensaios, a diferença para mais, em graus, entre o valor de ϕ' e os valores de ϕ'_r para deslocamentos de 20% e 50% do deslocamento utilizado para definir a condição residual. Os resultados obtidos para cada solo são descritos a seguir:

- **Kaiser SS:** a mobilização da resistência residual do ensaio com $\sigma'_n = 50$ kPa ocorreu com deslocamentos de aproximadamente 100 mm. Esta ordem de grandeza de deslocamentos para atingir a condição residual é típica de solos com percentuais de fração argila inferiores a 20%, compostos principalmente por partículas granulares. Para os valores de σ'_n superiores a 50 kPa, os deslocamentos necessários para a mobilização da resistência residual aumentaram significativamente, variando entre 600 e 800 mm. Nestes casos, observa-se uma redução contínua e uniforme de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos, a qual é atribuída principalmente ao mecanismo de degradação mecânica de partículas, já mencionado para os solos saprolíticos de rochas básicas, além é claro da orientação das partículas de argila na superfície de cisalhamento. Os dados do Quadro 6.13 indicam valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r+1,0^\circ$ e $\phi'_r+2,1^\circ$ para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento utilizado para definir a condição residual. Para deslocamentos de 50% do deslocamento que definiu a condição residual, os valores de ângulo de atrito variaram entre $\phi'_r+0,1^\circ$ e $\phi'_r+0,8^\circ$;
- **Kaiser AV:** os deslocamentos para a mobilização da resistência residual foram da ordem de 500 mm para as tensões normais de até 200 kPa. Para $\sigma'_n = 600$ kPa, houve redução nos deslocamentos necessários para atingir a condição residual, que foram de aproximadamente 300 mm. Segundo o Quadro 6.13, para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento utilizado para definir a resistência residual, foram observados valores de ângulo de atrito variando entre $\phi'_r+0,9^\circ$ e $\phi'_r+2,3^\circ$. A faixa de variação para deslocamentos da ordem de 50% do deslocamento correspondente à resistência residual foi de $\phi'_r+0,1^\circ$ a $\phi'_r+0,9^\circ$;
- **km 51+400 Riolito:** para este solo, a mobilização da resistência residual ocorreu com deslocamentos de 800 mm para $\sigma'_n = 50$ kPa, 1200 mm para $\sigma'_n = 100$ kPa, 800 mm para $\sigma'_n = 200$ kPa e 400 mm para $\sigma'_n = 600$ kPa. O Quadro 6.13 mostra que os valores de ângulo de atrito para deslocamentos da ordem de 20% do deslocamento correspondente à

resistência residual variaram entre $\phi'_r+0,7^\circ$ e $\phi'_r+5,1^\circ$. Para deslocamentos da ordem de 50% do deslocamento correspondente à resistência residual, os ângulos de atrito variaram entre $\phi'_r+0,2^\circ$ e $\phi'_r+2,0^\circ$;

- **Caulinita comercial:** os deslocamentos necessários para a mobilização da resistência residual foram de aproximadamente 800 mm para $\sigma'_n = 50$ kPa, 700 mm para $\sigma'_n = 100$ kPa e 400 mm para $\sigma'_n = 200$ kPa, ou seja, houve redução dos deslocamentos necessários para mobilização da resistência residual com o aumento da tensão normal. O valor médio de ϕ'_r obtido foi de 17° , valor típico de ângulo de atrito residual de argilominerais de caulinita.

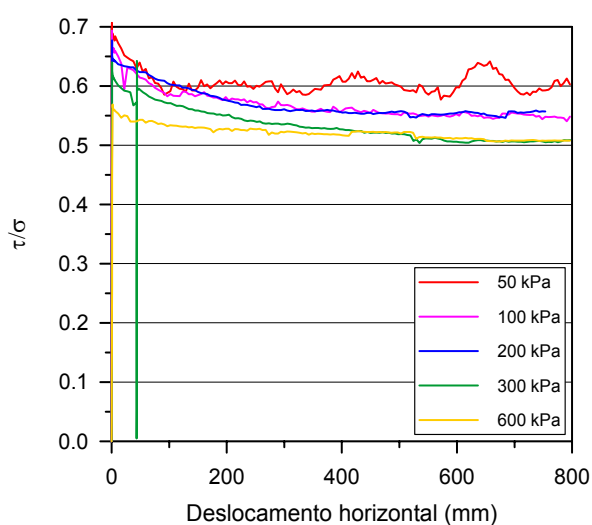


Figura 6.40: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo Kaiser SS

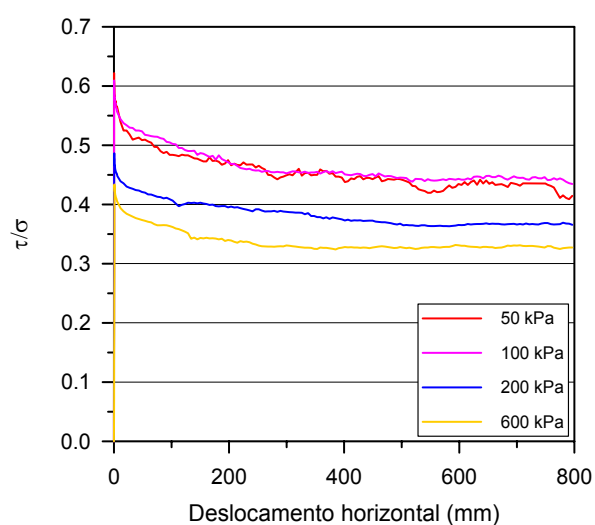


Figura 6.41: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo Kaiser AV

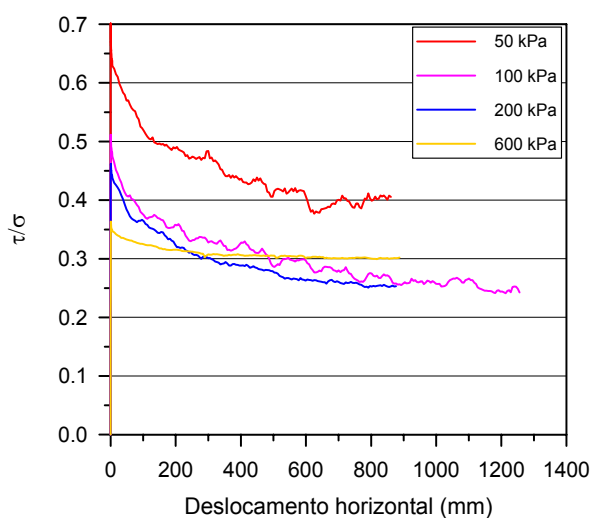


Figura 6.42: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para o solo km 51+400 Riolito

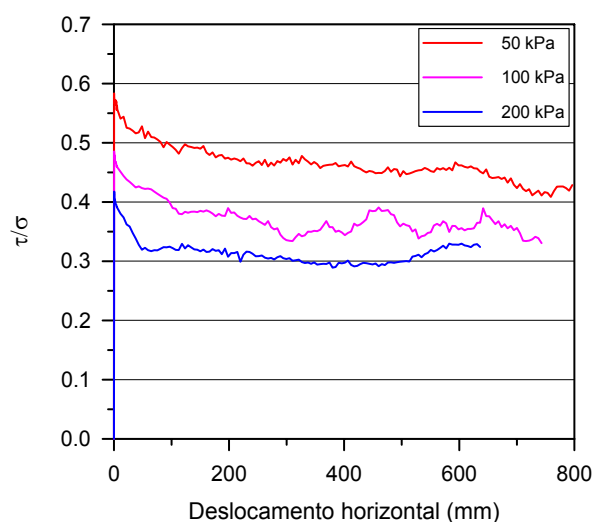


Figura 6.43: Variação de τ/σ'_n com o deslocamento para uma caulinita comercial

Quadro 6.13: Diferença em graus entre ϕ'_r e os valores de ϕ' para deslocamentos de 20% e 50% do deslocamento necessário para atingir a condição residual

Tensão normal (kPa)	Solo					
	Kaiser SS		Kaiser AV		km 51+400 Riolito	
	20%	50%	20%	50%	20%	50%
50	+1,2	+0,4	+1,9	+0,8	+5,1	+2,0
100	+1,8	+0,4	+2,3	+0,9	+4,7	+1,9
200	+1,4	+0,1	+1,7	+0,4	+4,3	+1,8
300	+2,1	+0,8	-	-	-	-
600	+1,0	+0,4	+0,9	+0,1	+0,7	+0,2

Com relação aos deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas, estes variaram significativamente, sendo o deslocamento mínimo observado de 100 mm e o máximo de 1.200 mm. Os resultados dos ensaios RS dos solos saprolíticos de rochas ácidas também não permitem definir uma relação direta entre σ'_n e os deslocamentos necessários para mobilização da resistência residual. O solo Kaiser SS apresentou tendência de aumento destes deslocamentos com o aumento de σ'_n . O solo Kaiser AV e a caulinita comercial apresentaram tendência de diminuição dos deslocamentos com o aumento de σ'_n . Já o solo km 51+400 Riolito apresentou tendência de aumento dos deslocamentos com o aumento de σ'_n de 50 kPa para 100 kPa. Com a continuidade do aumento de σ'_n até 600 kPa, houve redução dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual.

Conforme já foi postulado para o caso dos solos saprolíticos de rochas básicas, a grandeza dos deslocamentos necessários para mobilização da resistência residual não seria somente função da tensão normal. O grau de intemperismo do solo, a presença e quantidade de partículas ou agregados de partículas suscetíveis à degradação mecânica e a resistência ou fragilidade destas partículas e agregados seriam fatores potencialmente determinantes destes deslocamentos.

O mecanismo pelo qual estes fatores estariam relacionados aos deslocamentos para mobilização da resistência residual está fundamentalmente associado ao processo de degradação mecânica de partículas durante o cisalhamento a grandes deslocamentos, além da orientação dos argilominerais na superfície de cisalhamento.

Esta associação ocorre na medida em que os solos com menor grau de intemperismo, que possuem partículas e agregados mais resistentes, necessitariam de pequenos deslocamentos para atingir a condição residual sob baixos níveis de tensão normal, para os quais as partículas e agregados resistem à degradação mecânica. Com o aumento da tensão normal, o processo de degradação de partículas aumentaria de intensidade, de maneira que seriam necessários maiores deslocamentos para promover a degradação completa das partículas na superfície de cisalhamento e a orientação dos argilominerais.

Com o aumento do grau de intemperismo e conseqüente diminuição de resistência de partículas e agregados, a degradação mecânica completa das partículas na superfície de cisalhamento ocorreria com menores deslocamentos, de forma que o efeito da tensão normal sobre os deslocamentos necessários para atingir a condição residual tornaria-se imperceptível na prática.

As condições acima poderiam evoluir para a situação em que os solos com elevado grau de intemperismo, com percentuais elevados de fração argila e isentos de partículas e agregados frágeis, apresentariam diminuição dos deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual com o aumento da tensão normal. A diminuição dos deslocamentos, neste caso, estaria relacionada à maior e mais rápida orientação de argilominerais na superfície de cisalhamento sob níveis de tensão normal mais elevados.

Mais uma vez as hipóteses levantadas acima são corroboradas pelos índices de intemperismo calculados para os solos saprolíticos de rochas ácidas (vide Item 6.2.2.3). O solo Kaiser SS apresentou baixo grau de intemperismo e tendência de aumento dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal. O solo Kaiser AV apresentou grau de intemperismo elevado e tendência de diminuição dos deslocamentos necessários para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal, assim como a caulinita comercial. O solo km 51+400 Riolito apresentou grau de intemperismo intermediário e o comportamento quanto aos deslocamentos para mobilização da resistência residual variou, havendo aumento de deslocamentos com o aumento da tensão normal de 50 kPa para 100 kPa, seguido de redução dos deslocamentos com o aumento da tensão normal de 100 kPa para 600 kPa.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas são apresentadas na Fig. 6.44. Observa-se que, nesta figura, as linhas conectando os pontos experimentais têm como única finalidade ajudar na identificação dos pontos experimentais dos diferentes materiais estudados, não consistindo em suas envoltórias propriamente ditas. As equações das envoltórias e os parâmetros de resistência associados às mesmas são apresentados no Quadro 6.14. Considerando a condição de intercepto coesivo residual nulo (envoltória passando pela origem), os valores do ângulo de atrito interno residual obtidos variaram de $16,5^\circ$ a $27,2^\circ$, valores estes significativamente superiores aos dos solos saprolíticos de rochas básicas, para os quais ϕ'_r variou de $7,6^\circ$ a $13,6^\circ$.

A Fig. 6.45 apresenta a variação de ϕ'_r com σ'_n obtida para os solos saprolíticos de rochas ácidas. Todos os solos apresentaram redução de ϕ'_r com o aumento de σ'_n , a qual foi significativamente menor do que a redução observada nos ensaios com os solos saprolíticos de rochas básicas, ficando em torno de 4° a 5° . Isto se reflete em envoltórias com menores curvaturas comparativamente às envoltórias dos solos de rochas básicas.

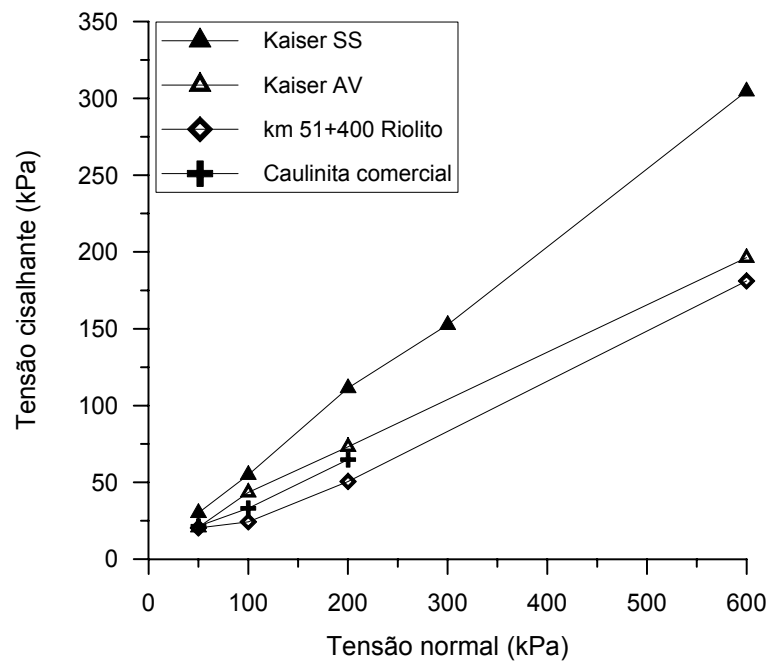


Figura 6.44: Envoltórias de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas (RS)

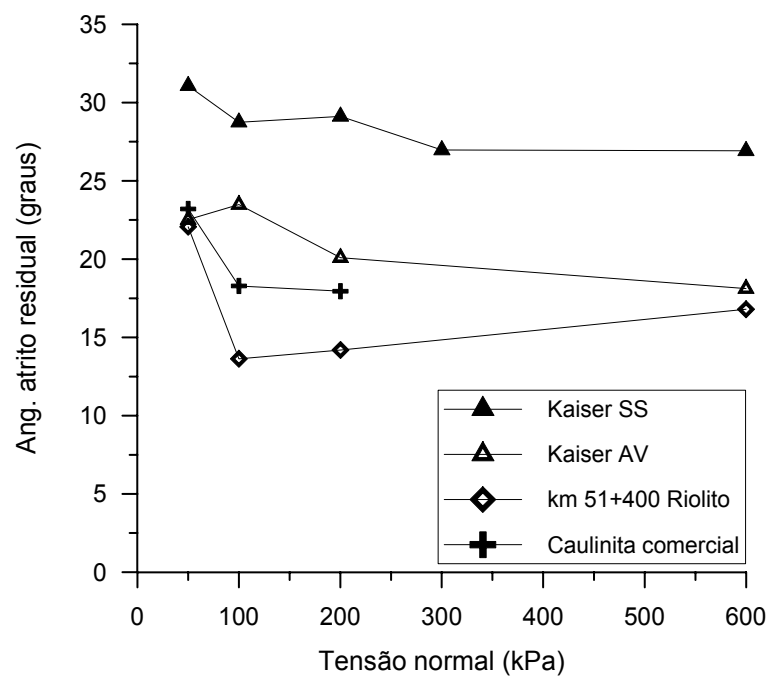


Figura 6.45: Variação de ϕ'_r com σ'_n para os solos saprolíticos de rochas ácidas (RS)

Quadro 6.14: Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas ácidas (RS)

SOLO	ENVOLTÓRIA	EQUAÇÃO	ϕ' (graus)	c' (KPa)
Kaiser SS	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,497 \cdot \sigma'_n + 6,5$ ($R^2=0,999096$)	26,4	6,5
	Passando pela origem	$\tau = 0,513 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,99908$)	27,2	-
Kaiser AV	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,313 \cdot \sigma'_n + 9,0$ ($R^2=0,998484$)	17,4	9,0
	Passando pela origem	$\tau = 0,334 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,996224$)	18,5	-
km 51+400 Riolito	Melhor ajuste aos pontos experimentais passando pela origem	$\tau = 0,296 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,996018$)	16,5	-
Caulinita comercial	Melhor ajuste aos pontos experimentais	$\tau = 0,293 \cdot \sigma'_n + 5,6$ ($R^2=0,994801$)	16,3	5,6
	Passando pela origem	$\tau = 0,330 \cdot \sigma'_n$ ($R^2=0,995501$)	18,3	-

A Fig. 6.46 apresenta a correlação entre ϕ'_r e IP para os solos saprolíticos de rochas ácidas estudados, sendo mostrados na figura os valores máximos e mínimos de ϕ'_r obtidos nos ensaios RS. Os solos Kaiser SS e km 51+400 Riolito apresentaram valores de IP inferiores a 20% e valores de ϕ'_r inferiores aos valores previstos pela correlação proposta por Vaughan (1988). O solo Kaiser AV, por sua vez, apresentou valor de IP relativamente elevado (40%) e valores de ϕ'_r superiores aos valores previstos pela correlação de Vaughan (1988).

Pela classificação de Pinheiro (2000), o solo Kaiser SS encontra-se no limite entre a classe dos solos saprolíticos granulares e a classe dos solos que possuem partículas parcialmente intemperizadas e frágeis. O solo km 51+400 também faz parte desta última classe. Já o solo Kaiser AV fica classificado no grupo de solos constituídos pelos argilominerais alofano e haloisita, embora as análises de difração de raios X não tenham indicado a presença destes minerais.

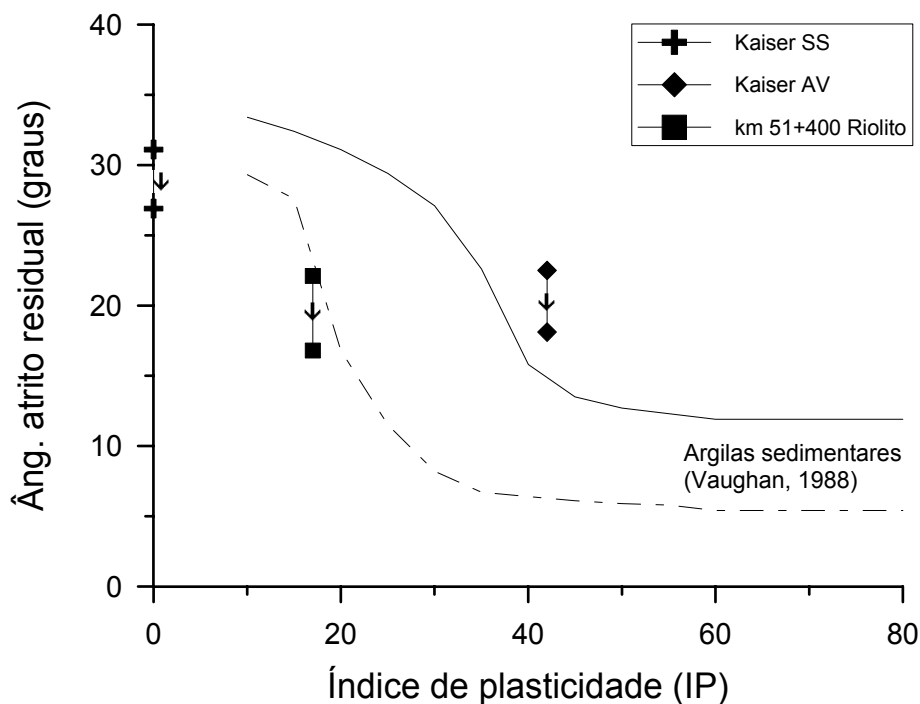


Figura 6.46: Correlação entre ϕ'_r e IP para os solos saprolíticos de rochas ácidas (RS)

6.4.4 Comparação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e *ring shear*

Para fins de comparação, as Fig. 6.47 a 6.51 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas nos ensaios CDRM, CDI e RS para cada solo saprolítico de rochas ácidas estudado. A comparação a ser feita aqui se refere aos resultados de resistência residual. Mesmo assim, como referência, são apresentados também os dados relativos à resistência ao cisalhamento de pico.

Comparando-se os resultados obtidos para o solo Kaiser SS (Fig. 6.47), verifica-se que os ensaios CDRM forneceram os maiores valores de resistência residual, seguidos, nesta ordem, pelos valores obtidos nos ensaios RS e CDI. Para valores de σ'_n superiores a 100 kPa, a resistência residual medida nos ensaios CDRM tende a se aproximar dos valores medidos nos ensaios RS e CDI. A resistência residual determinada através dos ensaios CDI foi inferior à resistência residual medida nos ensaios RS para todas as tensões normais utilizadas, sendo que as maiores diferenças ocorrem sob tensões normais superiores a 200 kPa. O solo Kaiser SS foi o único dentre todos os solos estudados para o qual a resistência residual medida no ensaio RS não constituiu o limite inferior dos valores medidos nos ensaios. Esta característica é atribuída à natureza mais granular do solo Kaiser SS, que se caracteriza como um solo não plástico, com valores de fração argila inferiores a 10%.

Para o solo Kaiser AV (Fig. 6.48), foram realizados somente ensaios CDI e RS. A resistência ao cisalhamento residual obtida em ambos ensaios é praticamente a mesma em todos os níveis de tensão utilizados. Observa-se ainda que a envoltória de resistência residual do solo Kaiser AV praticamente coincide com a envoltória de resistência residual da caulinita comercial ensaiada no equipamento RS. Como os estudos mineralógicos indicaram que a fração argila do solo Kaiser AV é constituída por caulinita, esta observação afere positivamente as medições de resistência residual realizadas no equipamento *ring shear* de Bromhead.

Considerando os resultados relativos ao solo km 51+400 Riolito (Fig. 6.49), os maiores valores de resistência residual foram obtidos nos ensaios CDRM, seguidos, nesta ordem, pelos valores obtidos nos ensaios CDI e RS. Também para o solo km 51+400 Riolito, a envoltória de resistência residual praticamente coincide com a envoltória residual da caulinita comercial ensaiada no equipamento RS.

Para o solo km 51+400 Riodacito (Fig. 6.50), a determinação da resistência residual foi feita somente através de ensaios CDRM. Nestes ensaios foi verificado um aumento de fragilidade do solo com o aumento da tensão normal e uma notável não linearidade nas envoltórias de resistência residual.

No caso do solo km 51+400 Dacito (Fig. 6.51), para o qual foram realizados somente ensaios CDRM e CDI, novamente os valores de resistência residual obtidos nos ensaios CDRM constituíram o limite superior dos valores medidos. A resistência residual obtida nos ensaios CDI, na falta de resultados de ensaios RS, constituiu o limite inferior. A envoltória residual dos ensaios CDI aproxima-se bastante da envoltória residual obtida através de ensaios RS para a caulinita comercial ensaiada.

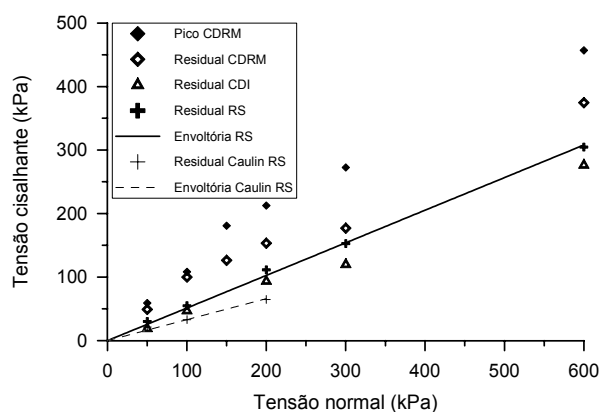


Figura 6.47: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo Kaiser SS (CDRM, CDI e RS)

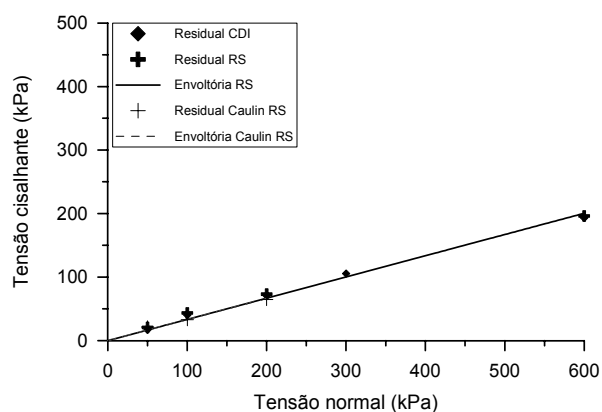


Figura 6.48: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo Kaiser AV (CDI e RS)

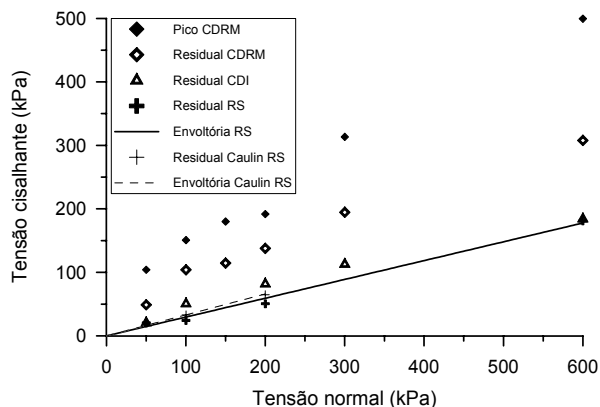


Figura 6.49: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 51+400 Riolito (CDRM, CDI e RS)

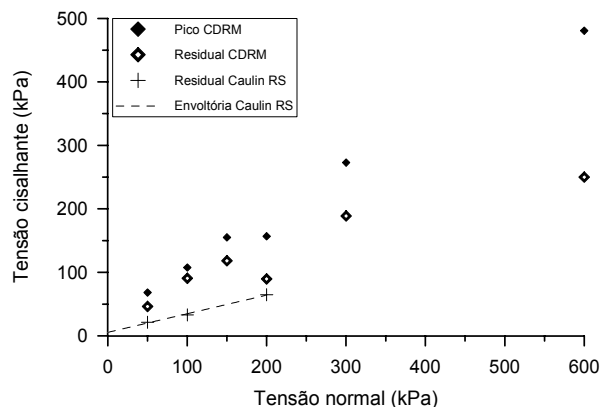


Figura 6.50: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 51+400 Riodacito (CDRM)

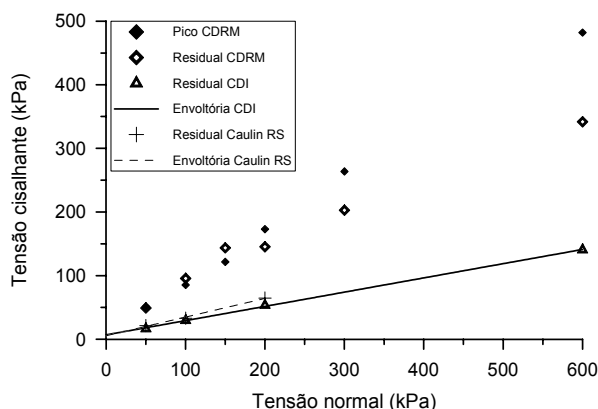


Figura 6.51: Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo km 51+400 Dacito (CDRM e CDI)

De forma geral, os solos saprolíticos de rochas ácidas da FSG estudados nesta tese, assim como os solos saprolíticos de rochas básicas, apresentaram maior dispersão nos pontos experimentais correspondentes à resistência residual medida nos ensaios CDRM, relativamente aos pontos correspondentes dos ensaios CDI e RS. A concordância entre os resultados dos ensaios CDI e RS para os solos de rochas ácidas é considerada muito boa. Com exceção do solo Kaiser SS, os valores de resistência residual medidos através do ensaio RS constituem o limite inferior dos valores de resistência residual medidos através das técnicas utilizadas.

As Fig. 6.52 a 6.56 apresentam os gráficos de variação do ângulo de atrito interno residual com a tensão normal obtidos nos ensaios CDRM, CDI e RS para cada um dos solos saprolíticos de rochas ácidas descritos neste capítulo. Os gráficos refletem o comportamento dos pontos experimentais das envoltórias apresentadas acima, verificando-se uma tendência geral de redução de ϕ'_r com o aumento de σ'_n , a qual só não se verifica nos ensaios CDI realizados com o solo Kaiser SS. Esta redução é mais acentuada nos ensaios CDRM pelo fato de que os mesmos são realizados com amostras indeformadas, enquanto os demais são realizados com amostras remoldadas.

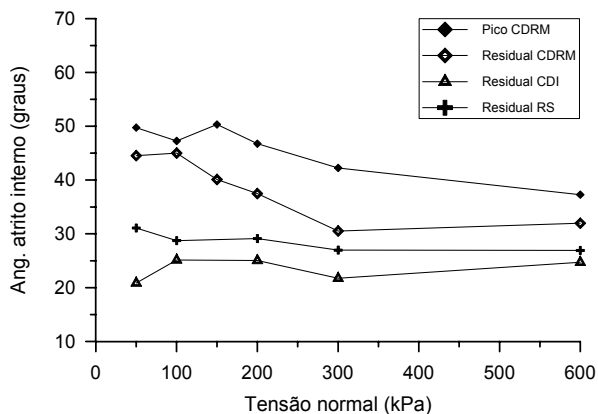


Figura 6.52: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo Kaiser SS (CDRM, CDI e RS)

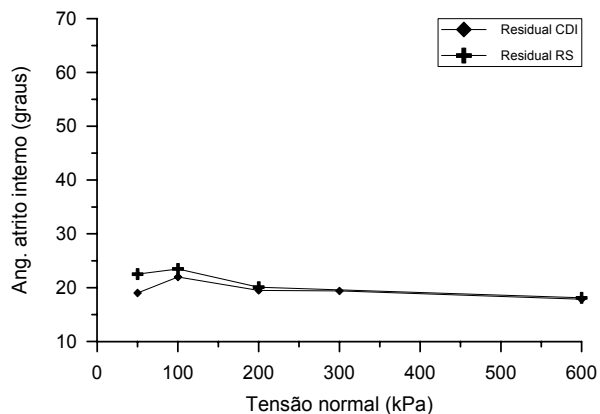


Figura 6.53: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo Kaiser AV (CDI e RS)

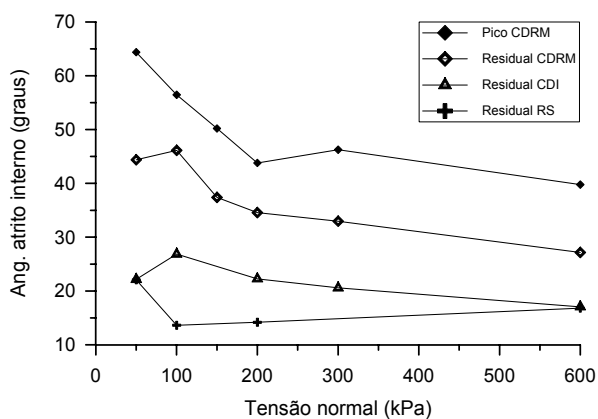


Figura 6.54: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 51+400 Riolito (CDRM, CDI e RS)

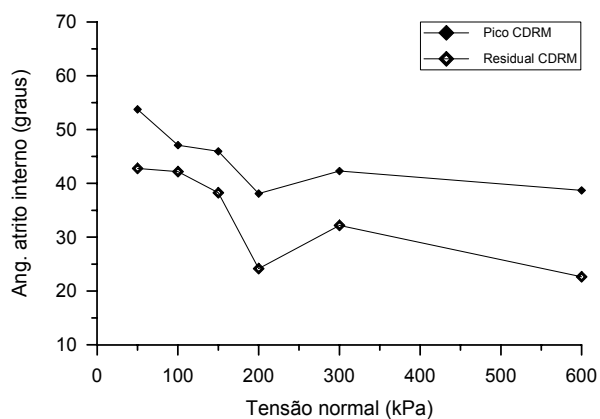


Figura 6.55: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo km 51+400 Riodacito (CDRM)

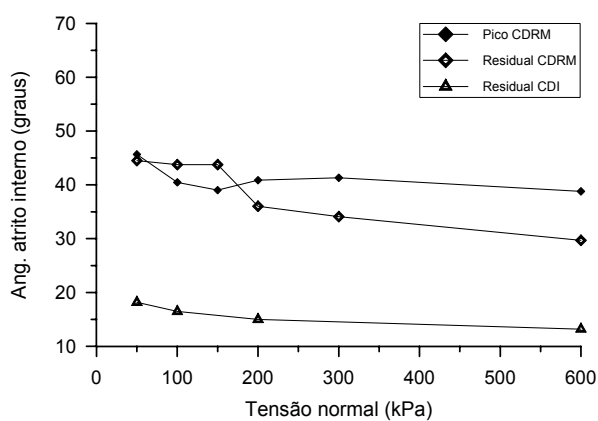


Figura 6.56: Variação de ϕ'_{pico} e ϕ'_r com a tensão normal para o solo 51+400 Dacito (CDRM e CDI)

CAPÍTULO VII

7 CONCLUSÕES

As conclusões do trabalho realizado nesta tese de doutorado são apresentadas a seguir, estando organizadas de acordo com as técnicas experimentais empregadas.

7.1 ANÁLISES DE FLUORESCÊNCIA DE RAIOS X

Com relação à *classificação química* das rochas que originaram os solos saprolíticos estudados, concluiu-se:

- Quanto à *classificação química das rochas básicas*, as rochas que originaram os solos Teutônia, km 119+120 Inferior e Superior, km 109+700 e km 109+180 são classificadas como basaltos. As rochas que originaram os solos km 113+100 e SSCaí são classificadas como andesitos basálticos. Todas estas rochas pertencem ao grupo dos basaltos com baixos teores de TiO_2 , denominado LTiB, que caracteriza as rochas básicas da porção meridional da Bacia do Paraná. Segundo os grupos geoquímicos definidos por Peate *et al.* (1992), as rochas classificadas como basaltos apresentam características dos grupos Esmeralda e Gramado. As rochas classificadas como andesitos basálticos pertencem ao grupo Gramado;
- Quanto à *classificação química das rochas ácidas*, as rochas que originaram os solos Kaiser SS, km 51+400 Riodacito e km 51+400 Dacito são classificadas como dacitos. A rocha que originou o solo km 51+400 Riolito é classificada como riolito. Estas rochas ácidas são do tipo Palmas, que normalmente constituem o vulcanismo ácido na porção meridional da Bacia do Paraná.

Com relação aos *índices de intemperismo* determinados para os materiais estudados, são apresentadas as seguintes conclusões:

- Considerando-se, para um mesmo índice de intemperismo, a relação percentual entre os valores obtidos para o solo e para a respectiva rocha de origem, obtém-se um dado quantitativo bastante representativo do grau de intemperismo do material de alteração;
- Para se comparar os índices de intemperismo de materiais diferentes, é necessário escolher e fixar previamente um determinado índice. Preferencialmente, a escolha do índice a ser utilizado deve basear-se em análises petrográficas de lâminas delgadas dos materiais de interesse;

- Para os solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas da FSG, os índices de intemperismo que forneceram os melhores resultados foram os índices ba_3 , *Bases: alumina* e *Bases: R_2O_3* ;
- Segundo os índices supracitados, a ordem crescente de grau de intemperismo dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados foi a seguinte: km 109+700, km 113+100, km 119+120 inferior, km 119+120 superior, SSCaí, km 109+180 e Teutônia;
- A ordem crescente de grau de intemperismo dos solos saprolíticos de rochas ácidas estudados foi a seguinte: Kaiser SS, km 51+400 Riolito, km 51+400 Riodacito, km 51+400 Dacito e Kaiser AV.

Com relação aos **balanços de massa** realizados para os materiais estudados, são feitas as seguintes conclusões:

- Os processos de intemperismo que atuaram sobre as rochas para a formação dos solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas estudados caracterizam-se como processos isovolumétricos. Para alguns destes materiais, a determinação do Fator Volume (Fv) a partir de diagramas composição-volume de elementos maiores (óxidos) é prejudicada pela falta de elementos imóveis. O diagrama Isocon, a partir da comparação da inclinação da linha Isocon com a razão do/da, forneceu a melhor alternativa para identificação do caráter isovolumétrico dos processos de alteração e também para o cálculo das perdas e ganhos de elementos químicos durante o intemperismo;
- De maneira geral, o **processo de alteração das rochas básicas** promove ganhos principalmente dos elementos Fe₃ e Al. Outros elementos, como Ti, Na, K, Si e Mn, também podem apresentar ganhos. Os elementos que em geral apresentam perdas são: Ca, P, Mg, Si, Na, Ti, K, Mn. Os aumentos nos teores de alumínio estão relacionados à formação dos argilominerais. As variações do teor de ferro são resultado do balanço entre as perdas decorrentes da alteração de piroxênios, olivinas e opacos, e os ganhos decorrentes da formação de óxidos e hidróxidos de ferro. As diminuições nos teores de Na e Ca normalmente estão associadas à alteração de zeolitas e plagioclásios, que apresentam variedades mais sódicas (albita) e mais cálcicas (anortita). No caso do magnésio, as perdas normalmente estão associadas à alteração da olivina e dos piroxênios. A variação no teor de Ti está normalmente associada à alteração/formação de ilmenita. Para os demais elementos, devido aos seus baixos teores, as perdas e ganhos são de pouco interesse;
- O **processo de alteração das rochas ácidas** também promove ganhos principalmente dos elementos Fe₃ e Al. Outros elementos que podem apresentar ganhos são Ti, Si, Mg e Mn. Os elementos que apresentam perdas normalmente são: Ca, Na, P, Mg, K, Si, Ti, Mn. O aumento nos teores de Al está associado principalmente à formação de argilominerais. Quanto ao ferro, suas variações refletem

o resultado do balanço entre as perdas decorrentes da alteração dos minerais ferromagnesianos e os ganhos decorrentes da formação de óxidos de ferro e hidróxidos de ferro. Comparativamente às rochas básicas, os teores de potássio das rochas ácidas são significativamente maiores que os teores de cálcio e sódio, devido à predominância dos feldspatos potássicos em detrimento dos plagioclásios. As diminuições nos teores de K, Na e Ca estão associadas à alteração dos feldspatos potássicos e plagioclásios. No caso do magnésio, as variações ocorridas estão associadas à alteração dos piroxênios. As alterações nos teores de Ti, Mn e P estão associadas à alteração e formação de minerais acessórios de pouco interesse.

7.2 ANÁLISES DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X

Os resultados obtidos nas análises de difração de raios X dos solos saprolíticos estudados permitiram formular as seguintes conclusões:

- A difração de raios X forneceu dados de ótima qualidade para a identificação dos minerais presentes nos solos, mas a interpretação dos difratogramas obtidos necessita ser contextualizada à mineralogia esperada, para evitar erros de interpretação já que as diferenças entre as reflexões de diferentes minerais podem ser muito sutis;
- A identificação dos minerais foi considerada adequada para as amostras preparadas através do método orientado, nas condições natural, glicolada e calcinada. A conjugação destes três tipos de tratamento é necessária para a identificação precisa dos argilominerais. A identificação dos minerais não argilosos através das amostras preparadas pelo método do pó, realizadas somente com alguns solos saprolíticos de rochas básicas, não foi considerada satisfatória devido à ocorrência de um número relativamente grande de reflexões de pequena intensidade nos difratogramas;
- Os *solos saprolíticos de rochas básicas* apresentam o mesmo padrão de comportamento em suas reflexões (picos ou bandas) nos difratogramas das amostras naturais, glicoladas e calcinadas. Esta característica indica que a mineralogia da fração argila destes solos é muito semelhante e homogênea, independentemente dos solos terem sido formados a partir de rochas de diferentes derrames vulcânicos e de diferentes porções da estrutura interna dos derrames;
- A fração argila dos *solos saprolíticos de rochas básicas* é composta principalmente por argilominerais do grupo das esmectitas, sendo a montmorilonita a variedade dominante. Ocorrem também as variedades nontronita e saponita. Subordinadamente aos argilominerais do grupo das esmectitas, ocorrem argilominerais do grupo das caulinitas, presentes provavelmente na forma de camadas mistas, associados aos argilominerais esmectíticos;

- Os *solos saprolíticos de rochas ácidas* apresentam reflexões com padrão de comportamento diferente do padrão observado para os solos de rochas básicas, evidenciando a diferente mineralogia da fração argila destes solos. Argilominerais do grupo das esmectitas não ocorrem nos solos saprolíticos de rochas ácidas;
- A fração argila dos *solos saprolíticos de rochas ácidas* é composta principalmente por argilominerais do grupo das caulinitas. Os padrões de reflexão da caulinita se repetem em todos os solos de rochas ácidas estudados, tanto para as amostras naturais como para as amostras glicoladas e calcinadas. Além da caulinita, os solos de rochas ácidas podem apresentar haloisitas (grupo das caulinitas) e illitas. Adicionalmente aos filossilicatos (argilominerais), podem ocorrer também silicatos não lamelares como quartzo, plagioclásio (albita), feldspato potássico (ortoclásio), clinopiroxênios (pigeonita) e calcedônia (tridimita e cristobalita).

7.3 ANÁLISES PETROGRÁFICAS

Principais conclusões relativas às análises petrográficas realizadas:

- Para os materiais estudados nesta tese, a comparação das lâminas dos solos saprolíticos com as lâminas das respectivas rochas de origem permitiu identificar o efeito do intemperismo sobre os materiais e determinar o grau de intemperismo, além da sua influência na formação da estrutura dos solos. É importante identificar a orientação com que as amostras foram coletadas em campo, para que se possam identificar feições texturais orientadas;
- Quanto ao tamanho dos grãos, a textura das *rochas básicas* estudadas varia de afanítica a fanerítica fina. Quanto às relações geométricas entre os minerais da rocha, predominam as texturas intergranulares e intersertais. Os minerais que constituem a fase primária das rochas básicas estudadas são os seguintes: feldspatos plagioclásios, piroxênios, opacos, olivina, vidro, zeolitas, quartzo, calcedônia, opala e apatita. Os fenocristais presentes são formados principalmente por plagioclásios e piroxênios. Fenocristais de olivina e opacos ocorrem em menor quantidade e com menor frequência. A matriz da rocha é formada principalmente por plagioclásios, piroxênios, opacos, vidro e pela mesóstase (material criptocristalino constituído por fino intercrescimento quartzo-feldspático). A ocorrência de quartzo, zeolitas, calcedônia e opala está associada normalmente às amígdalas da rocha, mas o quartzo pode ocorrer preenchendo interstícios da matriz. A apatita ocorre como mineral acessório. A fase secundária das rochas básicas estudadas é constituída por argilominerais e hidróxidos de ferro, formados principalmente pela alteração da mesóstase e dos cristais e fenocristais da rocha;
- As texturas observadas nas *rochas ácidas* variaram de felfofírica a vitrofírica, de acordo com o grau de desvitrificação das matrizes originais. A fase primária das rochas ácidas estudadas é constituída pelos seguintes minerais: feldspatos potássicos,

feldspatos plagioclásios, piroxênios, hornblenda, opacos, vidro, quartzo e calcedônia. Os feldspatos potássicos predominam amplamente sobre os plagioclásios. Os fenocristais ocorrentes são formados principalmente por feldspatos e hornblenda, e secundariamente por piroxênios e opacos. Micrólitos destes mesmos minerais encontram-se imersos na matriz, a qual é constituída em sua maior parte por material vítreo, com algum grau de desenvolvimento de processos de desvitrificação/recristalização. Estes processos são responsáveis pela recristalização de quartzo e pela formação de uma mesóstase criptocrystalina, formada por denso intercrescimento quartzo-feldspático. A ocorrência de quartzo e calcedônia está normalmente associada às amígdalas da rocha, mas o quartzo pode ocorrer preenchendo interstícios da matriz. A fase secundária das rochas ácidas estudadas é formada por argilominerais e hidróxidos de ferro, que substituem cristais e a mesóstase da rocha;

- Os **solos saprolíticos** originados a partir do intemperismo químico das rochas básicas e ácidas estudadas são resultantes de um processo de substituição pseudomórfica dos minerais primários da rocha por minerais secundários, principalmente argilominerais e hidróxidos de ferro. Este processo atinge tanto a matriz da rocha como os fenocristais. No caso dos fenocristais, esta substituição é claramente evidenciada pela presença de pseudomorfozes, elementos texturais/estruturais que mantêm a forma do mineral primário original, mas foram parcial ou totalmente substituídos por argilominerais e hidróxidos de ferro. Geralmente, os fenocristais pseudomorfizados podem ser identificados tanto nos solos saprolíticos com grau de intemperismo IV (rocha altamente alterada) como em solos saprolíticos com grau de intemperismo V (rocha completamente alterada). No caso da matriz, a substituição pseudomórfica é melhor evidenciada nos solos com grau de intemperismo IV, que ainda apresentam algumas porções preservadas da matriz da rocha. Nos solos com grau de intemperismo V, a substituição pseudomórfica da matriz é melhor evidenciada quando são visualmente comparadas a textura/estrutura da rocha com a textura/estrutura do solo saprolítico;
- O processo de substituição pseudomórfica é responsável pela formação das ligações que definem a estrutura dos solos saprolíticos estudados, a qual reflete o efeito combinado da fábrica, da textura e das forças existentes entre partículas.

7.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Com relação aos *índices físicos* dos solos saprolíticos estudados, conclui-se:

- O peso específico real dos grãos dos solos saprolíticos de rochas básicas varia de 26,0 a 28,3 kN/m³, enquanto que para os solos saprolíticos de rochas ácidas, apresenta variabilidade menor, ficando na faixa de 26,2 a 26,8 kN/m³;

- O peso específico aparente seco médio dos solos saprolíticos de rochas básicas varia de 9,5 a 12,1 kN/m³. Para os solos saprolíticos de rochas ácidas, a variabilidade do peso específico aparente seco médio fica na faixa de 9,9 a 12,9 kN/m³;
- Os índices de vazios dos solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas são elevados e têm variabilidade significativa, tanto para um mesmo solo quanto no conjunto de valores obtidos para todos os solos estudados. Esta característica evidencia a heterogeneidade dos solos estudados.

7.4.1 Ensaios de granulometria

Com base nos resultados dos ensaios de granulometria realizados, conclui-se:

- As curvas granulométricas mostraram-se muito sensíveis aos procedimentos de preparação das amostras e execução dos ensaios. Estes procedimentos influenciaram de forma significativa os resultados obtidos, mesmo tendo sido estritamente respeitados os procedimentos das normas NBR 7181 e ASTM D 422;
- As curvas granulométricas obtidas não refletem a distribuição granulométrica intrínseca dos solos, mas uma distribuição resultante dos procedimentos de preparação de amostras e dos procedimentos de execução de ensaio;
- As distribuições granulométricas obtidas através dos procedimentos utilizados, desconsiderando-se as descontinuidades ocorridas devido à quebra de partículas e agregados, mostram materiais bem graduados, formados principalmente pelas frações argila, silte e areia fina a média. A fração argila obtida para os solos de rochas básicas variou de 6% a 42%, predominando valores inferiores a 25%. Para os solos de rochas ácidas, a fração argila obtida variou de 5% a 15%. A argila de preenchimento de fraturas (Kaiser AV) apresentou fração argila de 61%;
- Para solos estruturados e solos formados por partículas frágeis, como é o caso dos solos estudados, os procedimentos normalizados de preparação de amostras e execução do ensaio podem promover a quebra de partículas e agregados, o que influencia significativamente os resultados. A secagem do material antes do ensaio também pode provocar alterações nos argilominerais, e a conseqüente agregação de partículas finas.

7.4.2 Ensaios de limites de Atterberg (LL e LP)

Com relação aos *limites de consistência* dos solos saprolíticos estudados, conclui-se:

- Os resultados dos ensaios de limites de consistência dos *solos saprolíticos de rochas básicas* são sensíveis à secagem prévia ao ar realizada durante o procedimento de preparação de amostras via seca. As comparações realizadas com os solos Teutônia e km 113+100 indicam que podem ser esperadas reduções da ordem

de 20% nos valores de LL e LP com a preparação da amostra via seca. O efeito da secagem não é revertido com a re-hidratação. A redução de LL, aparentemente, é tanto maior quanto maior for a atividade da fração fina do solo. A redução de LP está provavelmente associada à agregação de partículas e conseqüente aumento de granulometria. Não foram estudados os efeitos da secagem prévia nos valores de LL e LP dos solos saprolíticos de rochas ácidas;

- Os valores de LL dos *solos saprolíticos de rochas básicas* variaram de 39 a 74% (com preparação de amostras via seca), sendo tanto maiores quanto maior o grau de intemperismo do solo. Os valores de LP dos mesmos solos variaram de 22 a 38%, aumentando também com o grau de intemperismo do solo. Os valores de IP correspondentes variaram entre 17 e 40%;
- A fração fina dos *solos saprolíticos de rochas básicas* é classificada, segundo a carta de plasticidade, como material siltoso (abaixo da linha A) de comportamento variando de plástico (direita da linha B) a pouco plástico (esquerda da linha B), embora os materiais que apresentaram comportamento pouco plástico possam ter sido afetados pela secagem da amostra. A única exceção foi o solo km 109+700, classificado como um solo argiloso pouco plástico;
- Dos *solos saprolíticos de rochas ácidas*, o solo Kaiser SS foi caracterizado como não plástico. Os demais solos apresentaram valores de LL praticamente iguais, em torno de 58%, e valores tanto de LP como de IP variando de 39 a 45% (ensaios com preparação de amostras via seca). O solo Kaiser AV, uma argila de preenchimento de fraturas, apresentou LL de 87%, LP de 45% e IP de 42%. Os limites de consistência dos solos de rochas ácidas não apresentaram relação com o grau de intemperismo;
- A fração fina dos *solos saprolíticos de rochas ácidas*, com exceção do solo Kaiser SS (comportamento arenoso), é classificada como material siltoso de comportamento plástico. O solo Kaiser AV apresentou a mesma classificação, embora tenha plasticidade maior que os solos saprolíticos.
- Em função das observações realizadas, a preparação de amostras via úmida é considerada a forma mais adequada a ser utilizada na preparação de amostras para ensaios LL e LP com os solos saprolíticos da FSG.

7.5 ENSAIOS EDOMÉTRICOS

As conclusões relativas aos resultados dos ensaios edométricos são:

- O ensaio edométrico apresentou limitações práticas importantes quanto à saturação dos corpos de prova, independentemente do tempo de inundação prévio à execução do ensaio, motivo pelo qual não foi possível determinar valores para o coeficiente de

adensamento (C_v) dos solos estudados. Considera-se que os parâmetros de deformabilidade foram menos afetados por este fator;

- As curvas de adensamento ($\Delta H \times \log t$ e $\Delta H \times \sqrt{t}$) obtidas para os solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas através dos ensaios edométricos não apresentam a forma usual, de maneira que os coeficientes de adensamento primário e secundário (C_v e C_a) não podem ser determinados através dos métodos de Casagrande e de Taylor;
- As curvas de compressão $e \times \log \sigma'_v$ obtidas para os solos estudados foram aceitas como representativas da condição final de deformabilidade dos estágios de carregamento e descarregamento e foram utilizadas para a determinação dos índices de compressão (C_c) e descompressão (C_s);
- A tensão de plastificação da estrutura sob compressão edométrica, também denominada tensão de pré-adensamento virtual (σ'_{VM}), pode ser determinada através dos métodos de Casagrande e Pacheco Silva a partir da curva de compressão $e \times \log \sigma'_v$. Os valores calculados através do método de Casagrande são, em geral, superiores aos valores determinados pelo método de Pacheco Silva. Entretanto, os valores da tensão de plastificação determinados desta forma não coincidem com as inflexões observadas nas curvas $e \times \sigma'_v$ (escala linear). Para os solos estudados, considera-se mais apropriado a determinação das tensões de plastificação da estrutura sob compressão edométrica a partir das inflexões observadas nas curvas de compressão reais $e \times \sigma'_v$ (escala linear);
- Os valores das tensões de plastificação da estrutura sob compressão edométrica, determinados a partir das inflexões das curvas de compressão reais $e \times \sigma'_v$, variam de maneira significativa para os solos estudados. Alguns solos apresentam duas inflexões associadas à plastificação da estrutura. Os valores mais frequentes observados para as tensões de plastificação dos solos estudados ficaram nas faixas de 50 a 100 kPa e de 350 a 400 kPa;
- Os **solos saprolíticos de rochas básicas** apresentam valores de índice de compressão (C_c) inferiores a 1,0, variando desde o valor mínimo de 0,299 para o solo SSCaí até o valor máximo de 0,923 para o solo Teutônia. Os valores de índice de descompressão (C_s) destes solos são inferiores a 0,1, variando desde o valor mínimo de 0,016 para o solo SSCaí até o valor máximo de 0,071 para o solo km 119+120 inferior;
- Os **solos saprolíticos de rochas ácidas** apresentam valores de índice de compressão (C_c) inferiores a 0,5, variando desde o valor mínimo de 0,296 até o valor máximo de 0,464. Os valores de índice de descompressão (C_s) destes solos são inferiores a 0,03. De maneira geral, os valores de C_c e C_s dos solos saprolíticos de rochas ácidas são inferiores aos dos solos saprolíticos de rochas básicas.

7.6 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

7.6.1 Estudo comparativo das técnicas empregadas

Com relação ao estudo comparativo realizado com o solo Teutônia e com as técnicas que utilizam o equipamento de cisalhamento direto para determinação da resistência ao cisalhamento residual, as conclusões do estudo foram as seguintes:

- A envoltória de resistência ao cisalhamento residual dos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas (CDRM) constitui o limite superior dos valores de resistência residual medidos. Em ordem decrescente de resistência residual, os resultados dos ensaios CDRM são seguidos pelos resultados dos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas com plano de cisalhamento pré-cortado (CDPC) e pelos resultados dos ensaios em amostras remoldadas de pequena altura com plano de cisalhamento pré-cortado (CDPA). O limite inferior dos valores de resistência residual medidos é determinado pela envoltória dos ensaios de interface solo-rocha polida em amostras remoldadas (CDI);
- A tensão normal tem influência significativa sobre a resistência residual determinada nos ensaios de cisalhamento direto especiais. As diferenças entre os valores de resistência residual medidos através das diferentes técnicas tendem a diminuir com o aumento da tensão normal, convergindo para um valor único em tensões normais elevadas (superiores a aproximadamente 600 kPa).

7.6.2 Ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas (CDRM)

As conclusões relativas aos resultados dos ensaios CDRM são as seguintes:

- As curvas $\tau \times dH$ relativas ao ***primeiro estágio de cisalhamento*** dos ensaios realizados com os solos estudados indicam uma tendência de aumento da rigidez aparente inicial com o aumento da tensão normal. Esta tendência não foi confirmada nos ensaios triaxiais realizados com o solo Teutônia;
- As curvas $\tau \times dH$ relativas ao ***primeiro estágio de cisalhamento*** dos ensaios realizados mostram que a maioria dos solos estudados apresenta pico de resistência para todos os níveis de tensão normal aplicados. Com o aumento da tensão normal, os deslocamentos horizontais necessários para atingir o pico aumentam, mesma tendência dos ensaios triaxiais realizados com o solo Teutônia;
- Sob baixas tensões normais (até aproximadamente 100 kPa), os picos observados nas curvas $\tau \times dH$ relativas ao ***primeiro estágio de cisalhamento*** estão provavelmente associados à resistência ao cisalhamento de pico dos solos estudados. Esta, por sua vez, está provavelmente associada à plastificação da estrutura, embora haja boa concordância com a máxima dilatância aparente observada;

- As curvas $dV \times dH$ relativas ao **primeiro estágio de cisalhamento** indicam que os solos estudados apresentam comportamento dilatante sob baixas tensões normais, em geral inferiores a 100 kPa. Para tensões normais superiores, as curvas $dV \times dH$ mostram comportamento contrativo;
- As curvas $\tau \times dH$ relativas às **reversões** dos ensaios indicam uma redução contínua de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos horizontais aplicados. Sob baixas tensões normais (até 100 kPa para os solos saprolíticos de rochas básicas e 150 a 200 kPa para os solos saprolíticos de rochas ácidas), a redução da resistência ao cisalhamento entre o final do primeiro e do último estágios de cisalhamento é pequena. Para tensões normais mais elevadas, esta redução acentua-se notoriamente;
- Para um mesmo nível de tensão normal, a redução de resistência ao cisalhamento com o aumento dos deslocamentos é maior nos solos saprolíticos de rochas básicas relativamente aos solos saprolíticos de rochas ácidas;
- As curvas $dV \times dH$ relativas às **reversões** dos ensaios indicam que os solos estudados apresentam comportamento dilatante sob baixas tensões normais (em geral inferiores a 50 kPa) e comportamento contrativo sob tensões normais mais elevadas.
- Nos ensaios CDRM, a redução da resistência ao cisalhamento que ocorre com o aumento dos deslocamentos após a ruptura é atribuída a um mecanismo de degradação mecânica de partículas e agregados de partículas durante o cisalhamento. Este mesmo mecanismo é responsável pelas mudanças de comportamento que foram observadas com o aumento da tensão normal. A intensidade deste processo depende de fatores como a mineralogia, o grau de intemperismo, a estrutura, a composição granulométrica intrínseca do solo e a tensão normal sob a qual ocorre o cisalhamento;
- A fragilidade dos solos saprolíticos de rochas básicas ao final do primeiro estágio de cisalhamento dos ensaios CDRM ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{final}} - 1$) tende a diminuir com o aumento da tensão normal. A fragilidade dos mesmos solos ao final do último estágio de cisalhamento ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{residual}} - 1$) apresenta tendência de aumento com o aumento da tensão normal;
- Comparativamente aos solos de rochas básicas, os solos saprolíticos de rochas ácidas apresentam menor fragilidade, com valores normalmente inferiores a 1,0. A fragilidade dos solos saprolíticos de rochas ácidas ao final do primeiro estágio de cisalhamento dos ensaios CDRM ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{final}} - 1$) tende a diminuir ou a manter-se aproximadamente uniforme com o aumento da tensão normal. A fragilidade dos mesmos solos ao final do último estágio de cisalhamento ($\tau_{\text{pico}}/\tau_{\text{residual}} - 1$) não apresentou uma tendência definida de variação com a tensão normal;

- Os *solos saprolíticos de rochas básicas*, quando ensaiados no equipamento de cisalhamento direto, apresentam envoltórias curvas de resistência ao cisalhamento de pico, sendo a curvatura mais pronunciada nos solos com maior grau de intemperismo. As envoltórias de resistência residual obtidas nos ensaios CDRM também são curvas. Em função da curvatura das envoltórias de resistência de pico e residual, ajustes bilineares fornecem melhores aproximações aos pontos experimentais;
- Os *solos saprolíticos de rochas ácidas*, quando ensaiados no equipamento de cisalhamento direto, apresentam envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico lineares ou levemente curvas. As envoltórias de resistência residual obtidas nos ensaios CDRM são curvas, mas a curvatura é menos pronunciada do que para os solos saprolíticos de rochas básicas. Ajustes lineares aproximam bem os pontos experimentais;
- A principal desvantagem deste ensaio é a limitação dos deslocamentos que podem ser aplicados ao corpo de prova. O limite prático determinado foi de 4 (quatro) estágios de cisalhamento, equivalente a deslocamentos inferiores a 30 mm. Além disto, as reversões provocam perturbações na superfície de cisalhamento. Outra desvantagem é o tempo necessário. Para as velocidades de ensaio utilizadas neste trabalho, a determinação de uma envoltória com 4 (quatro) pontos experimentais leva 1 (um) mês.

7.6.3 Ensaio de cisalhamento direto com corpo de prova de pequena altura (CDPA)

As conclusões relativas aos resultados dos ensaios CDPA são as seguintes:

- Apesar da relativa simplicidade executiva, o ensaio de cisalhamento direto com corpo de prova de pequena altura apresenta as mesmas limitações práticas de tempo de execução e de deslocamentos do ensaio CDRM. O número de estágios de cisalhamento a partir do qual as irregularidades nas curvas tensão-deslocamento tornam-se muito acentuadas é de 5 (cinco) estágios, o que corresponde a deslocamentos acumulados inferiores a 35 mm.

7.6.4 Ensaio de cisalhamento direto de interface solo-rocha (CDI)

As conclusões relativas aos resultados dos ensaios CDI são as seguintes:

- O ensaio de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida, com adaptações mínimas do equipamento convencional, apresenta vantagens práticas muito significativas em relação aos ensaios com reversões múltiplas em amostras indeformadas e ensaios com amostras de pequena altura;

- A mobilização da resistência residual ocorre com pequenos deslocamentos, sendo necessário um único estágio de cisalhamento para a mobilização da resistência residual. Assim, pode-se obter uma envoltória de resistência residual completa de um solo em apenas uma semana (redução de tempo de quatro vezes em relação às outras técnicas);
- Para os solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas, e para tensões normais inferiores a 600 kPa, a resistência ao cisalhamento residual determinada através dos ensaios CDI é inferior à resistência residual determinada através dos ensaios CDRM;
- Para os solos saprolíticos de rochas básicas e ácidas, a tensão cisalhante varia de forma bastante uniforme durante os ensaios CDI, o que resulta em curvas $\tau \times dH$ que definem de forma precisa o valor da resistência residual, diminuindo a subjetividade na escolha desse valor;
- Os ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida realizados nesta tese corroboraram amplamente as observações de Kanji e Wolle (1977) e Kanji (1998) com respeito à simplicidade, rapidez e efetividade da técnica.

7.7 ENSAIOS RING SHEAR

As conclusões relativas aos resultados dos ensaios *ring shear* realizados com os **solos saprolíticos de rochas básicas** estudados são as seguintes:

- A resistência ao cisalhamento residual é mobilizada com deslocamentos, em geral, entre 400 e 600 mm, podendo, em alguns casos, superar 600 mm. Não há uma relação direta entre a tensão normal e os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual;
- Durante o cisalhamento dos solos saprolíticos de rochas básicas a grandes deslocamentos e com tensões normais elevadas, ocorre um aumento localizado da fração argila na superfície de cisalhamento, devido à degradação mecânica de partículas e agregados de partículas durante o cisalhamento (ver microfotografias de corpos de prova ensaiados);
- Este mecanismo de aumento da fração argila na superfície de cisalhamento afeta o tipo de comportamento dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados, e com isso os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência residual. O grau de intemperismo dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados e sua estrutura também são fatores determinantes da resistência ao cisalhamento residual e do tipo de comportamento apresentado pelo solo, uma vez que são estes fatores que definem a resistência das partículas e agregados de partículas;

- A resistência ao cisalhamento residual dos solos saprolíticos de rochas básicas, e os deslocamentos necessários para sua mobilização, dependem de fatores intrínsecos, como a mineralogia, o grau de intemperismo, a estrutura e a proporção entre partículas lamelares e maciças presentes no solo, e de fatores extrínsecos, como a composição química da água dos poros, a tensão normal e a velocidade de cisalhamento;
- Os resultados obtidos para os solos saprolíticos de rochas básicas permitem estabelecer os seguintes padrões: (a) solos com baixo grau de intemperismo e com estrutura mais resistente, formados por partículas e agregados pouco frágeis, apresentam processos mais graduais e contínuos de degradação mecânica e por isso necessitam de maiores deslocamentos para atingir a condição residual com o aumento da tensão normal; (b) solos com grau de intemperismo elevado e com estrutura fraca, formados por partículas e agregados muito frágeis, apresentam processos mais intensos de degradação mecânica, necessitando de deslocamentos menores para mobilizar a resistência residual com o aumento da tensão normal; e (c) solos com grau de intemperismo e estrutura intermediários, formados por partículas e agregados com fragilidades variadas, mobilizariam a resistência residual com deslocamentos de mesma magnitude, independentemente do nível de tensão normal;
- Para os solos saprolíticos de rochas básicas, valores de ângulo de atrito interno situados na faixa entre $\phi'_r+0,4^\circ$ e $\phi'_r+2,0^\circ$ são atingidos com deslocamentos variando entre 20% e 50% do deslocamento total necessário para atingir a condição residual;
- Os valores do ângulo de atrito interno residual ϕ'_r dos solos saprolíticos de rochas básicas estudados variaram de $7,6^\circ$ a $13,6^\circ$ (considerando a condição de intercepto coesivo residual nulo), sendo tanto maiores quanto menor o grau de intemperismo do solo considerado;
- Em função do mecanismo de degradação mecânica de partículas e agregados de partículas, os solos saprolíticos de rochas básicas apresentam redução significativa de ϕ'_r com o aumento de σ'_n . Esta redução é maior em solos com baixo grau de intemperismo;
- Segundo a classificação proposta por Pinheiro (2000) para o comportamento dos solos tropicais quanto à resistência ao cisalhamento residual, os solos saprolíticos de rochas básicas situam-se na classe ou grupo de comportamento correspondente aos solos que possuem partículas parcialmente intemperizadas e frágeis que se degradam durante o cisalhamento a grandes deslocamentos sob tensões normais elevadas;

- A resistência ao cisalhamento residual determinada através dos ensaios *ring shear* é praticamente igual à resistência residual determinada através dos ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida (CDI). Para todos os níveis de tensão utilizados, as diferenças observadas entre os valores de resistência residual variaram entre 5 e 10 kPa, sendo normalmente superiores os valores determinados nos ensaios CDI;
- A resistência ao cisalhamento residual determinada através dos ensaios CDRM é superior à resistência residual determinada através de ensaios *ring shear* para tensões normais inferiores a 600 kPa. As diferenças entre os valores de resistência residual medidos tendem a diminuir com o aumento da tensão normal, convergindo para um valor único em tensões normais elevadas (superiores a aproximadamente 600 kPa).

As conclusões relativas aos resultados dos ensaios *ring shear* realizados com os **solos saprolíticos de rochas ácidas** estudados são as seguintes:

- Comparativamente aos solos saprolíticos de rochas básicas, os solos de rochas ácidas são mais sensíveis ao efeito da tensão normal sobre os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência ao cisalhamento residual. Para um mesmo solo, estes deslocamentos variam significativamente com a tensão normal, sendo o deslocamento mínimo observado de 100 mm e o máximo de 1.200 mm. Mesmo assim, não há uma relação direta entre a tensão normal e os deslocamentos necessários para mobilização da resistência residual;
- Embora a natureza da superfície de cisalhamento dos solos saprolíticos de rochas ácidas ensaiados no equipamento *ring shear* não tenha sido analisada através do MEV, as evidências experimentais, e as próprias análises visuais da superfície de cisalhamento após os ensaios, indicam a ocorrência do mesmo mecanismo de degradação mecânica de partículas e agregados na superfície de cisalhamento, aumentando localmente a fração argila;
- Em função deste mecanismo, a mesma hipótese formulada para o efeito do grau de intemperismo e da estrutura sobre o comportamento dos solos de rochas básicas é válida também para os solos de rochas ácidas;
- Para os solos saprolíticos de rochas ácidas, valores de ângulo de atrito interno residual situados na faixa entre $\phi'_r + 0,8^\circ$ e $\phi'_r + 2,0^\circ$ são atingidos com deslocamentos variando entre 20% e 50% do deslocamento total necessário para atingir a condição residual;
- Os valores do ângulo de atrito interno residual ϕ'_r dos solos saprolíticos de rochas ácidas estudados variaram de $16,5^\circ$ a $27,2^\circ$, considerando a condição de intercepto coesivo residual nulo;

- Os solos saprolíticos de rochas ácidas apresentam redução significativamente menor de ϕ'_r com o aumento de σ'_n relativamente à redução observada nos ensaios com os solos saprolíticos de rochas básicas, ficando em torno de 4° a 5°;
- Segundo a classificação de Pinheiro (2000), os solos saprolíticos de rochas ácidas estudados encontram-se no limite entre a classe dos solos saprolíticos granulares e a classe dos solos que possuem partículas parcialmente intemperizadas e frágeis, ou encontram-se nesta última classe. O solo Kaiser AV, uma argila de preenchimento de fraturas originada por iluviação, fica classificado no grupo de solos constituídos pelos argilominerais alofano e haloisita, embora as análises de difração de raios X não tenham indicado a presença destes minerais;
- Para os solos saprolíticos de rochas ácidas, a resistência ao cisalhamento residual determinada através dos ensaios RS nem sempre constitui o limite inferior dos valores de resistência em comparação com o ensaio CDI. Para o solo Kaiser SS a resistência residual obtida no ensaio CDI foi entre 10 e 30 kPa menor que a resistência medida no ensaio RS. Esta diferença pode estar associada à natureza da interação que ocorre durante o cisalhamento solo-solo (ensaio ring-shear) e solo-superfície da rocha (ensaio CDI);
- Para o solo Kaiser AV, um material essencialmente argiloso (caulinita), os resultados dos ensaios RS e CDI foram praticamente iguais, tendo sido observada uma diferença de apenas 3 kPa, para menos, da resistência medida nos ensaios CDI relativamente aos ensaios RS. Para o solo km 51+400 Riolito, a resistência residual medida do ensaio CDI foi de 5 a 30 kPa superior à resistência medida no ensaio RS;
- A resistência ao cisalhamento residual determinada através dos ensaios CDRM é superior à resistência residual determinada através dos ensaios RS e CDI. Ao contrário dos solos saprolíticos de rochas básicas, não há tendência de redução contínua da resistência ao cisalhamento residual medida nos ensaios CDRM de forma que os valores venham a convergir com os valores medidos nos ensaios RS e CDI para tensões normais elevadas (superiores a 600 kPa);
- Um aspecto prático importante e positivo do equipamento utilizado (Bromhead) é a sua simplicidade e a conseqüente facilidade de execução dos ensaios. Embora tenham sido necessários aproximadamente 4 (quatro) dias para atingir a estabilização da resistência, obteve-se um deslocamento de 500 mm;
- O ensaio *ring shear*, pela sua simplicidade e efetividade, foi considerado o método mais apropriado para a determinação da resistência residual. Entretanto, devido à simplicidade e rapidez de execução, os ensaios de cisalhamento direto de interface solo-rocha polida foram considerados adequados e competitivos. Sugere-se a utilização conjunta dos ensaios *ring shear* e dos ensaios de interface utilizando-se os ensaios *ring shear* para controle dos resultados.

7.8 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

As conclusões obtidas nas análises realizadas com o MEV são:

- A análise das microfotografias realizadas em corpos de prova dos solos saprolíticos de rochas básicas ensaiados no equipamento *ring shear* indicaram claramente que, durante o cisalhamento a grandes deslocamentos e sob tensões normais elevadas, ocorre nesses solos um processo de degradação mecânica de partículas e agregados de partículas;
- Este processo é evidenciado pela comparação das diferentes texturas das superfícies de cisalhamento de ensaios *ring shear* realizados com tensões normais de 25, 100 e 200 kPa. No primeiro caso, as superfícies de cisalhamento apresentam natureza granular, estando associadas a valores de ϕ'_r relativamente mais elevados. No segundo caso, as superfícies de cisalhamento apresentam textura lisa e estriada (*slikensided*), associada a menores valores de ϕ'_r . O processo de degradação mecânica de partículas e agregados e a conseqüente redução granulométrica promovida na superfície de cisalhamento fazem com que o comportamento do solo, e o mecanismo de mobilização da resistência residual, seja função da tensão normal aplicada;
- A degradação mecânica de partículas e agregados ocorre somente na superfície de cisalhamento e na zona de cisalhamento associada, cuja espessura foi da ordem de 5 microns;
- A microscopia eletrônica de varredura (MEV) demonstrou ser uma valiosa ferramenta no estudo de características físicas dos solos e de mecanismos que influenciam seu comportamento mecânico, devendo seu uso ser incentivado.

7.9 ENSAIOS TRIAXIAIS

As conclusões dos ensaios triaxiais realizados com o solo Teutônia são como segue:

- A tensão de plastificação da estrutura do solo Teutônia sob compressão isotrópica é de aproximadamente 300 kPa. Para tensões confinantes efetivas superiores à tensão de plastificação, as deformações volumétricas aumentam significativamente. A definição da tensão de plastificação foi feita a partir da curva $e \times p'$ (p' em escala linear). Esta curva define melhor o ponto de plastificação relativamente à curva $e \times \log p'$;
- O solo Teutônia apresenta deformações lentas (*creep*) significativas sob compressão isotrópica com tensões confinantes efetivas iguais ou superiores à tensão de plastificação da estrutura. Estas deformações ocorrem devido ao colapso e rearranjo da estrutura, caracterizando um fenômeno de *creep estrutural*;

- A tensão de plastificação (p') da estrutura do solo Teutônia sob compressão K_0 é de aproximadamente 200 kPa. A trajetória de tensões do ensaio K_0 apresenta as mesmas características identificadas por Leroueil & Vaughan (1990) para solos estruturados. O comportamento do solo no interior da curva de plastificação é bastante rígido. Essa rigidez diminui consideravelmente quando a trajetória atinge a curva de plastificação, mas este ponto de plastificação encontra-se abaixo da envoltória de pico;
- A deformação axial necessária para mobilizar a resistência ao cisalhamento de pico aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva. A rigidez inicial do solo também aumenta com o aumento das tensões confinantes efetivas em níveis de tensão inferiores à tensão de plastificação da estrutura. Para tensões confinantes superiores à tensão de plastificação, há uma significativa redução da rigidez inicial;
- Sob baixas tensões de confinamento ($\sigma'_c = 30$ e 50 kPa), as curvas tensão-deformação do solo Teutônia apresentam pico seguido de queda de resistência com o aumento das deformações (*strain softening*). A plastificação da estrutura ocorre por cisalhamento. O pico de resistência observado coincide com o ponto de plastificação da estrutura e precede a máxima dilatância, pois está associado à estrutura e não à densidade do solo. As deformações volumétricas até o pico ou pouco antes do pico são de compressão. Após o pico ocorrem deformações volumétricas de expansão, associadas a um comportamento dilatante;
- Sob tensões confinantes efetivas de 100 e 200 kPa, as curvas tensão-deformação do solo Teutônia apresentam elevada rigidez até a plastificação da estrutura, que ocorre por compressão, em níveis de tensões inferiores à envoltória de pico. A resistência ao cisalhamento de pico ocorre com deformações axiais significativamente superiores às deformações axiais na plastificação. A formação da superfície de ruptura coincide aproximadamente com o pico de resistência. Há indicações de que a resistência ao cisalhamento diminui significativamente no plano de ruptura após o pico de resistência. Ocorrem deformações volumétricas de compressão durante todo o ensaio;
- Sob tensões confinantes efetivas de 300 e 400 kPa, a rigidez inicial do solo Teutônia é significativamente menor do que nos ensaios com tensões confinantes inferiores, devido à plastificação da estrutura por compressão isotrópica (fase de adensamento). As curvas tensão-deformação apresentam o formato típico de curvas obtidas com solos desestruturados normalmente adensados. Ocorrem deformações volumétricas de compressão durante todo o ensaio;
- O comportamento do solo Teutônia sob compressão triaxial segue, de forma geral, o comportamento típico de solos estruturados descrito por Leroueil & Vaughan (1990). Entretanto, os ensaios CID com tensões confinantes efetivas de 100 e 400 kPa, levados a grandes deformações axiais, apresentaram redução bastante significativa de resistência ao cisalhamento após a formação da superfície de ruptura. O plano de ruptura do ensaio com tensão confinante efetiva de 400 kPa apresentou aspecto liso,

estriado e reflexivo em função desta orientação e o ângulo de atrito interno mobilizado neste plano ao fim do ensaio foi de 15°;

- A aproximação da curva de plastificação do solo Teutônia, definida a partir dos pontos de plastificação dos ensaios triaxiais realizados, é centrada em torno do eixo p' ;
- Apesar dos diferentes comportamentos apresentados pelo solo Teutônia nos ensaios de cisalhamento direto e nos ensaios triaxiais, os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico determinados através destas técnicas foram praticamente idênticos. O valor de ϕ'_p obtido foi de 22,2° e o intercepto coesivo foi de 42,2 kPa.

7.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As evidências experimentais fornecidas pelas análises de microscopia ótica (petrografia) e eletrônica (MEV), além dos resultados dos ensaios de caracterização e ensaios mecânicos, mostraram que os solos saprolíticos estudados são solos estruturados que apresentam partículas e agregados de partículas intemperizados e frágeis. Estes elementos estruturais são suscetíveis à degradação mecânica sob solicitações cisalhantes com tensões normais suficientemente elevadas para superar sua resistência mecânica. Por sua vez, a resistência mecânica destes elementos estruturais depende da resistência da estrutura, da mineralogia e do grau de intemperismo das partículas e agregados. O comportamento dos solos em grandes deformações é comandado por estas características. Em pequenas deformações o comportamento é controlado pela estrutura.

7.11 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Como sugestões para futuros trabalhos, coloca-se a necessidade de aprofundar o estudo do efeito da estrutura sobre o comportamento dos solos saprolíticos da Formação Serra Geral, principalmente dos seguintes aspectos:

- Comparação do comportamento mecânico do solo estruturado com o comportamento mecânico do solo remoldado;
- Efeitos do procedimento de preparação de amostras remoldadas para ensaios triaxiais;
- *Creep* estrutural;
- Comportamento dos solos sob pequenas deformações, através da utilização de medição local de deformações e *bender elements*;

Com relação ao comportamento dos solos em grandes deformações, sugere-se aprofundar o estudo da degradação mecânica de partículas e agregados e do seu efeito sobre o mecanismo de mobilização da resistência residual, procurando estabelecer padrões de comportamento com base em índices de intemperismo e na tensão normal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, F. F. M. et al. **Brazilian structural provinces: an introduction.** Earth-Science Reviews, Amsterdam, v. 17(1/2), p. 1-29, 1981.
- ANAYI, J.T.; BOYCE, J.R.; ROGER, C.D.F. **Modified Bromhead ring shear apparatus.** Geotechnical Testing Journal, v. 12, n. 2, p. 171-173, 1989.
- ANDERSON, W. F.; HAMMOUND, F. **Effect of testing procedure in ring shear tests.** Geotechnical Testing Journal, v. 11, n. 3, p. 204-207, 1988.
- ANDREIS, R. R.; BOSSI, G. E.; MONTARDO, D. K. **O Grupo Rosário do Sul (Triássico) no Rio Grande do Sul.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 31., 1980, Balneário Camboriú. Anais... Florianópolis: Sociedade Brasileira de Geologia, 1980. v. 2, p. 659-673.
- ANSON, R. W. W.; HAWKINS, A. B. **The effect of calcium ions in pore water on the residual shear strength of kaolinite and sodium montmorillonite.** Géotechnique, v. 48, n. 6, p. 787-800, 1998.
- AZAMBUJA, E.; NANNI, A. S.; BRESSANI, L. A.; RIGO, M. L. **Casos históricos de dois movimentos de rochas em encostas associadas à Formação Serra Geral.** In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 3., 2001, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 2001. p. 271-278.
- BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. **A reevaluation of conventional triaxial test methods.** In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (Ed.). Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1988. p. 219-263.
- BARTON, M. E. **Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstone.** In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens, Greece. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1993. v. 1, p. 367-374.
- BERNARDES, J. A. **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss.** Porto Alegre, 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BIANCHINI, M. R.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. et al. **Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo, RS.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. Anais... Brasília: ABMS, 1998. 3v., v. 2, p. 1273-1280.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test.** London: Edward Arnold, 1957.
- BISHOP, A. W. et al. **A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength.** Géotechnique, v. 21, n. 4, p. 273-328, 1971.
- BOROWICKA, H. **The influence of the colloidal content on the shear strength of clay.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. Proceedings... Montreal: University of Toronto, 1965. 3v., v.1, p.175-178.
- BORTOLUZZI, C. A. **Contribuição à geologia da região de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil.** Pesquisas, v. 4, n. 1, p. 7-86, 1974.
- BOYCE, J. R. **The residual strength of some soils in Zimbabwe.** In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1984, Harare. Proceedings... p. 73-80.

- BOYCE, J. R. **Some observations on the residual strength of tropical soils.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., 1985, Brasília, Brazil. Proceedings... Brasília: ABMS – Brazilian Society for Soil Mechanics, 1985. 4v. v.1, p. 229-237.
- BRESSANI, L. A. **Experimental properties of bonded soils.** London, 1990. PhD Thesis.
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B. et al. **Residual shear strength of some tropical soils from Rio Grande do Sul.** Solos e Rochas, v. 24, n. 2, p. 103-113, 2001.
- BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, R. J. B. et al. **Mechanisms of instability of a colluvium slope in Teutônia, Rio Grande do Sul.** In: PAN-AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, BRASILIAN CONFERENCE ON SLOPE STABILITY, 2., 1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1997. 2v., v. 1, p. 261-267.
- BROMHEAD, E. N. **A simple ring shear apparatus.** Ground Engineering, v. 12, n. 5, p. 40-44, 1979.
- BROMHEAD, E. N.; CURTIS, R. D. **A comparison of alternative methods of measuring the residual strength of London Clay.** Ground Engineering, v. 16, n. 4, p. 39-41, 1983.
- BROMHEAD, E. N.; DIXON, N. **The field residual strength of London Clay and its correlation with laboratory measurements, especially ring shear tests.** Géotechnique, v. 36, n. 3, p. 449-452, 1986.
- BUCHER, F.; KYULULE, A. L. **Residual shear strength of tropical soils.** In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1980, Accra, Ivory Coast. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1980. v. 1, p. 83-94.
- BURLAND, J. B. **On the compressibility and shear strength of natural clays.** Géotechnique, v. 40, n. 3, p. 329-378, 1990.
- CALABRESI, G.; MANFREDINI, G. **Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara.** Géotechnique, v. 23, n. 2, p. 233-244, 1973.
- CARVALHO, I. G. **Fundamentos da geoquímica dos processos exógenos.** Salvador: Bureau Gráfica e Editora Ltda, 1995. 239p.
- CHAN, C. K. **An electropneumatic cyclic loading system.** Geotechnical Testing Journal, v. 4, n. 4, p. 183-187, 1981.
- CHAMMAS, R. **Estudo da estabilidade de taludes naturais em solo residual de migmatito na rodovia RJ-20.** Rio de Janeiro, 1976. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- CHANDLER, R. J. **The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl.** Géotechnique, v. 19, n. 3, p. 321-334, 1969.
- CHANDLER, R. J.; HARDIE, T. N. **Thin-sample technique of residual strength measurement.** Géotechnique, v. 39, n. 3, p. 527-531, 1989.
- COLLOTTA, T.; CANTONI, R.; PAVESI, U.; RUBERL, E.; MORETTI, P. C. **A correlation between residual friction angle, gradation and the index properties of cohesive soils.** Géotechnique, v. 39, n. 2, p. 343-346, 1989.
- COMIN-CHIARAMONTI, P.; BELLINI, G.; PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A. J. **Classification and petrography of continental stratoid volcanics and related intrusives from the Paraná Basin (Brazil).** In: PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A. J. (Ed.). The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin: petrogenetic and geophysical aspects. São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 1988. p. 47-72.
- COOP, M. R. **The mechanics of uncemented carbonate sands.** Géotechnique, v. 40, n. 4, p. 607-626, 1990.

- COOP, M. R. **The influence of in situ state on the behaviour of carbonate sands.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ENGINEERING FOR CALCAREOUS SEDIMENTS, 2., 1999, Bahrain. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 2000, v. 2, p. 379-400.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. **The mechanics of cemented carbonate sands.** *Géotechnique*, v. 43, n. 1, p. 53-67, 1993.
- COX, K. G.; BELL, J. D.; PANKHURST, R. J. **The interpretation of igneous rocks.** London: G. Allen & Unwin, 1979. 449 p.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDT's.** *Géotechnique*, v. 47, n. 1, p. 167-171, 1997a.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **Yielding and pre-failure behaviour of structured sands.** *Géotechnique*, v. 47, n. 3, p. 491-508, 1997b.
- CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. **On the mechanics of structured sands.** *Géotechnique*, v. 49, n. 6, p. 741-760, 1999.
- DE LA ROCHE, M. H. et al. **A classification of volcanic and plutonic rocks using R1 R2 – diagram and major-element analyses: its relationships with current nomenclature.** *Chemical Geology*, Amsterdam, v. 29, p. 183-210, 1980.
- DI MAIO, C. **Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects.** *Géotechnique*, v. 46, n. 4, p. 695-707, 1996.
- DI MAIO, C.; FENELLI, G. B. **Residual strength of kaolin and bentonite: the influence of their constituent pore fluid.** *Géotechnique*, v. 44, n. 4, p. 217-226, 1994.
- DUARTE, J. M. G. **Um estudo geotécnico sobre o solo da formação Guabirotuba, com ênfase na determinação da resistência residual.** São Paulo, 1986. 168p. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- DUZGOREN-AYDIN, N. S.; AYDIN, A.; MALPAS, J. **Re-assessment of chemical weathering indices: case study on pyroclastic rocks of Hong Kong.** *Engineering Geology*, v. 63, p. 99-119, 2002.
- FACCINI, U. F. **O Permo-Triássico do Rio Grande do Sul: uma análise sob o ponto de vista das seqüências deposicionais.** Porto Alegre, 1989. 121 p. Dissertação (Mestrado em Geociências) – Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- FEARON, R. E.; COOP, M. R. **Reconstitution: what makes an appropriate reference material?** *Géotechnique*, v. 50, n. 4, p. 471-477, 2000.
- FOOKES, P. G. (Ed.). **Tropical residual soils.** London: Geological Society, 1997. 184p.
- FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra.** Rio de Janeiro: IBGE, 1986. 796 p. (Levantamento de Recursos Naturais, v. 33).
- GAMERMANN, N. **Formação Rosário do Sul.** *Pesquisas*, v. 2, p. 5-36, 1973.
- GERMAINE, J. T.; LADD, C. C. **Triaxial testing of saturated cohesive soils.** In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (Ed.). *Advanced triaxial testing of soil and rock*, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1988. p. 421-459.
- GORDON JUNIOR, M. **Classification of the gondwanic rocks of Paraná, Santa Catarina and Rio Grande do Sul.** Rio de Janeiro: DNPM, 1947. v. 38, p. 1-20. Notas preliminares e estudos da Divisão de Geologia e Mineralogia.

- GRESENS, R. L. **Composition-volume relationships of metasomatism**. Chemical Geology, v. 2, p. 47-65, 1967.
- HAEFELI, R. **Investigation and measurements of the shear strengths of saturated cohesive soils**. Géotechnique, v. 2, n. 3, p. 186-208, 1951.
- HAWKINS, A. B.; PRIVETT, K. D. **Measurement and use of residual shear strength of cohesive soils**. Ground Engineering, v. 18, n. 8, p. 22-29, 1985.
- HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press Limited, 1982.
- HOLZ, M. **Do mar ao deserto: a evolução do Rio Grande do Sul no tempo geológico**. Porto Alegre: Universidade, 1999.
- HORN, H. W.; DEERE, D. U. **Frictional characteristics of minerals**. Géotechnique, v. 12, n. 4, p. 319-335, 1962.
- HUTCHINSON, J. N.; BROMHEAD, E. N.; LUPINI, J. F. **Additional observations on the Folkestone Warren landslides**. Q. J. Eng. Geology, London, v. 13, p. 1-31, 1980.
- HVORSLEV, M. J. **A ring shearing apparatus for the determination of the shearing resistance and plastic flow of soils**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge, Massachusetts. Proceedings... Cambridge: Harvard University, 1936. 3v, v. 2, p. 125-129.
- HVORSLEV, M. J. **Über die festigkeitseigenschaften gestorter bindiger boden**. Copenhagen: Danmarks Naturvidenskabelige Samfund Ingeniorvidenskabelige Skrifter, 1937. A-Nr. 45. Translated in June, 1969 under de title "Physical properties of remolded cohesive soils" by the U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi.
- HVORSLEV, M. J. **Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils**. In: ANNUAL MEETING, 42., 1939, Atlantic City, N. J. Proceedings... Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1939. v. 39, p. 999-1022.
- HVORSLEV, M. J. **Physical of the shear strength of saturated clays**. In: CONFERENCE ON THE SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960. Proceedings... American Society of Civil Engineers, 1960, p. 437-501.
- JOINT COMMITTEE FOR THE POWDER DIFFRACTION STANDARDS – JCPDS. **Selected powder diffraction data for minerals**. Pennsylvania: J.C.P.D.S., 1974.
- KANJI, M. A. **Resistência ao cisalhamento de interfaces solo-rocha**. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1., 1969, São Paulo. Anais... São Paulo: Associação Paulista de Geologia Aplicada, 1969. 3v. v.3.
- KANJI, M. A. **Resistência ao cisalhamento de contactos solo-rocha**. São Paulo, 1972. Tese de Doutorado apresentada ao instituto de Geociências da Universidade de São Paulo.
- KANJI, M. A. **The relationship between drained friction angles and Atterberg limits of natural soils**. Géotechnique, v. 24, n. 4, p. 671-674, 1974.
- KANJI, M. A. **Determinação de ϕ_{res} de solos argilosos por ensaios de cisalhamento direto de interface lisa**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. Anais... Brasília: ABMS, 1998. 3v., v. 2, p. 713-719.
- KANJI, M. A.; WOLLE, C. M. **Residual strength: new testing and microstructure**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokio, Japão. Proceedings... 3v., v. 1, p. 153-154.

- KENNEY, T. C. **The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils.** In: GEOTECHNICAL CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCK, 1967, Oslo, Norway. Proceedings... Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1967. 2v., v. 1, p. 123-129.
- KENNEY, T. C. **Residual strengths of mineral mixtures.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokio, Japan. Proceedings... 3v., v. 1, p. 155-160.
- KONDNER, R. L. **Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils.** Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, v. 89 (SM1), p. 115-143, 1963.
- LA GATTA, D. P. **Residual strength of clays and clay-shales by rotation shear tests.** Cambridge, Massachusetts: Harvard University, 1970. Harvard Soil Mechanics Series, n.86.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUÉIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. **Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests.** In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (Ed.). Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1988. p. 715-731.
- LACASSE, S.; BERRE, T. **Triaxial testing methods for soils.** In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (Ed.). Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1988. p. 264-289.
- LACERDA, W. A.; SILVEIRA, G. C. **Características de resistência ao cisalhamento e de compressibilidade dos solos residuais e coluvionares da encosta do Soberbo, RJ.** In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCONSTAS, 1., 1992, Rio de Janeiro – RJ. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1992. 2v., v. 2, p. 445-461.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI version.** Singapore: John Wiley & Sons, 1979. 553p.
- LAVINA, E. L. **Geologia sedimentar e paleogeografia do Neopermiano e Eotriássico (intervalo Kazaniano-Scitiano) da Bacia do Paraná.** Porto Alegre, 1991. 336 p. Tese (Doutorado em Geociências) – Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- LAVINA, E. L.; FACCINI, U. F. **A Formação Pirambóia no Rio Grande do Sul: um episódio de desertificação ao final do Permiano, início do Triássico.** Estudos Tecnológicos, v. 36, p. 162, 1993.
- LAVINA, E. L.; SCHERER, C. M. S. **Arquitetura estratigráfica da sedimentação Neopermiana e Mesozóica na região oeste do estado do Rio Grande do Sul: implicações na construção do arcabouço cronoestratigráfico da Bacia do Paraná.** In: SIMPÓSIO CRONOESTRATIGRÁFICO DA BACIA DO PARANÁ, 3., 1997. Boletim de Resumos... p. 33-34.
- LE BAS, M. J.; STRECKEISEN, A. L. **The IUGS systematics of igneous rocks.** Journal of the Geological Society, v. 148, p. 825-833, 1991.
- LEINZ, V. **Contribuição à geologia dos derrames basálticos do sul do Brasil.** Boletim da Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, São Paulo, v. 58, p. 1-55, 1949.
- LEINZ, V.; AMARAL, S. E. **Geologia geral.** 7. ed. São Paulo: Nacional, 1978. 397p.
- LEINZ, V. et al. **Sobre o comportamento espacial do trapp basáltico da Bacia do Paraná.** Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, v. 15, n. 4, p. 79-91, 1966.
- LEMOS, L. J. L.; VAUGHAN, P. R. **Clay-interface shear resistance.** Géotechnique, v. 50, n. 1, p. 55-64, 2000.

- LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Behaviour and properties of natural soils and soft rocks.** In: TAN et al. (Ed.). Characterization and engineering properties of natural soils. Lisse: A. A. Balkema, 2003. p. 29-254.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.** *Géotechnique*, v. 40, n. 3, p. 467-488, 1990.
- LI, X. S.; CHAN, C. K.; SHEN, C. K. **An automated triaxial testing system.** In: DONAGHE, R. T.; CHANEY, R. C.; SILVER, M. L. (Ed.). Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1988. p. 95-106.
- LIU, M. D.; CARTER, J. P. **Virgin compression of structured soils.** *Géotechnique*, v. 49, n. 1, p. 43-57, 1999.
- LUPINI, J. F.; SKINNER, A. E.; VAUGHAN, P. R. **The drained residual strength of cohesive soils.** *Géotechnique*, v. 31, n. 2, p. 181-213, 1981.
- MAKSIMOVIC, M. **On the residual shearing strength of clays.** *Géotechnique*, v. 39, n. 2, p. 347-351, 1989.
- MANTOVANI, M. S. M.; PEATE, D. W.; HAWKESWORTH, C. J. **Geochemical stratigraphy of Paraná continental flood basalts: a contribution from borehole samples.** In: PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A. J. (Ed.). The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin: petrogenetic and geophysical aspects. São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 1988. p. 15-24.
- MARTINELLO, I. A.; RIGO, M. L.; SILVEIRA, R. M.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. **Ensaio Ring Shear: comparação de procedimentos normalizados.** In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL – GEOSUL, 2004, Curitiba. Anais.... São Paulo: ABMS, 2004. p. 47-53.
- MARTINS, F. B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado.** Porto Alegre, 2001. 303 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- MELFI, A. J.; PICCIRILLO, E. M.; NARDY, A. J. R. **Geological and magmatic aspects of the Paraná Basin: an introduction.** In: PICCIRILLO, E. M.; MELFI, A. J. (Ed.). The Mesozoic flood volcanism of the Paraná Basin: petrogenetic and geophysical aspects. São Paulo: Universidade de São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 1988. p. 1-13.
- MESRI, G.; CEPEDA-DIAZ, A. F. **Residual shear strength of clays and shales.** *Géotechnique*, v. 36, n. 2, p. 269-274, 1986.
- MITCHELL, J. K. **Fundamentals of soil behavior.** 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1993. 437 p.
- MITCHELL, J. K.; SITAR, N. **Engineering properties of tropical residual soils.** In: ASCE GEOTECHNICAL ENGINEERING SPECIALTY CONFERENCE ON ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS, 1982, Honolulu. Proceedings... ASCE, 1982. p. 30-57.
- MOORE, R. **The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays.** *Géotechnique*, v. 41, n. 1, p. 35-47, 1991.
- MORGENSTERN, N. R.; TCHALENKO, J. S. **Microstructural observations on shear zones from slips in natural clay.** In: GEOTECHNICAL CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCK, 1967, Oslo, Norway. Proceedings... Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1967a. 2v. v.1, p.147-152.
- MORGENSTERN, N. R.; TCHALENKO, J. S. **Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear.** *Géotechnique*, v. 17, n. 4, p. 309-328, 1967b.

- NOGAMI, J. S. **Preliminary remarks**. In: PROGRESS REPORT OF THE COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1985. São Paulo: ABMS, 1985. p. 3-8.
- PEATE, D. W.; HAWKESWORTH, C. J.; MANTOVANI, M. S. M. **Chemical stratigraphy of the Paraná lavas (South America): classification of magma types and their spatial distribution**. Bulletin of Volcanology, v. 55, p. 119-139, 1992.
- PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da Formação Serra Geral, RS**. Porto Alegre, 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- PINHEIRO, R. J. B. **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2000. 318 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. **A study on the residual shear strength of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul**. In: PAN-AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, BRASILIAN CONFERENCE ON SLOPE STABILITY, 2., 1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1997. 2v., v. 1, p. 443-452.
- PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. et al. **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos do estado do Rio Grande do Sul**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. Anais... Brasília: ABMS, 1998. 3v., v. 1, p. 35-42.
- POTDEVIN, J. L. **Gresens 92: a simple Machintosh program of the Gresens method**. Computers & Geosciences, v. 19, n. 9, p. 1229-1238, 1993.
- RIGO, M. L. **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2000. 134 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- ROISENBERG, A.; VIERO, A. P. **O vulcanismo Mesozóico da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul**. In: HOLZ, M.; DE ROS, L. F. (Ed.). Geologia do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2002. p. 355-374.
- SERAPHIM, L. A. **Algumas observações geotécnicas de uma escavação em solo residual na Guanabara**. Rio de Janeiro, 1974. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- SCHERER, C. M. S.; LAVINA, E. L. **Aloformação Guará: uma nova unidade estratigráfica mesozóica na porção meridional da Bacia do Paraná**. In: SIMPÓSIO CRONOESTRATIGRÁFICO DA BACIA DO PARANÁ, 3., 1997. Boletim de Resumos ... p. 36-37.
- SCHERER, C. M. S.; FACCINI, U. F.; LAVINA, E. L. **Arcabouço estratigráfico do Mesozóico da Bacia do Paraná**. In: HOLZ, M.; DE ROS, L. F. (Ed.). Geologia do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: CIGO/UFRGS, 2002. p. 335-354.
- SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **Critical state soil mechanics**. London: McGraw-Hill, 1968.
- SHELLEY, D. **Igneous and metamorphic rocks under the microscope: classification, textures, microstructures and mineral preferred orientations**. London: Chapman & Hall, 1993. 445 p.
- SILVEIRA, G.C. **Considerações sobre a granulometria dos solos residuais e coluvionares do escoamento na Estrada do Soberbo – RJ**. Solos e Rochas, v. 14, n. 1, p. 59-62, 1991.

- SIMÕES, P. R. M. **Mecanismos de instabilização em taludes naturais em formações expansivas da Bacia Sedimentar do Recôncavo Baiano**. Rio de Janeiro, 1991. 277 p. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro
- SKEMPTON, A. W. **The colloidal activity of clay**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953. Proceedings... v. 1, p. 57-61.
- SKEMPTON, A.W. **Long-term stability of clay slopes**. Géotechnique, v. 14, n. 2, p. 77-102, 1964.
- SKEMPTON, A.W. **Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory**. Géotechnique, v. 35, n. 1, p. 3-18, 1985.
- SKEMPTON, A. W.; PETLEY, D. J. **The strength along structural discontinuities in stiff clays**. In: GEOTECHNICAL CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF NATURAL SOILS AND ROCK, 1967, Oslo, Norway. Proceedings... Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1967. 2v., v. 2, p. 29-46.
- SKEMPTON, A. W.; VAUGHAN, P. R. **The failure of Carsington dam**. Géotechnique, v. 43, n. 1, p. 151-153, 1993.
- SOUSA PINTO, C.; NADER, J. J. **Ensaios de laboratório em solos residuais**. In: SIMPÓSIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 1991. v. 2, p. 166-202.
- SOUSA PINTO, C. et al. **Propriedades dos solos residuais**. In: CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J. H. (Ed.). Solos do Interior de São Paulo. São Paulo: ABMS, 1994. p. 97-142.
- STARK, T. D.; EID, H. T. **Comparison of field and laboratory residual strength**. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE. Stability and Performance of Slopes and Embankments - II. ASCE, 1992. v. 1, p. 876-889. Geotechnical Special Publication n. 31.
- STARK, T.D.; EID, H.T. **Modified Bromhead ring shear apparatus**. Geotechnical Testing Journal, v. 16, n. 1, p. 100-107, 1993.
- STARK, T. D.; EID, H. T. **Drained residual strength of cohesive soils**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 5, p. 856-871, 1994.
- STARK, T.D.; VETTEL, J.J. **Bromhead ring shear test procedure**. Geotechnical Testing Journal, v. 15, n. 1, p. 24-32, 1992.
- TANAKA, A. **Algumas considerações sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de basalto de São Simão**. Rio de Janeiro, 1976. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- TERZAGHI, K. **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage**. Leipzig: Deuticke, 1925.
- TERZAGHI, K. **Stability of slopes of natural clay**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS, 1936. Proceedings... v. 1, Harvard University, 1936.
- TERZAGHI, K.; FRÖHLICH, O. K. **Theorie der setzung von tonschichten**. Vienna: Deutcke, 1936.
- TIEDEMANN, B. **Ueber die Schubfestigkeit bindiger Böden** (On the shearing strength of cohesive soils). Bautechnik, v. 15, p. 433-435, 1937.
- TIKA, T. E.; VAUGHAN, P. R.; LEMOS, L. J. L. J. **Fast shearing of pre-existing shear zones in soil**. Géotechnique, v. 46, n. 2, p. 197-233, 1996.
- TOWNSEND, F. C. **Geotechnical characteristics of residual soils**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 1, p. 77-94, 1985.
- TOWNSEND, F. C.; GILBERT, P. A. **Tests to measure residual strengths of some clay shales**. Géotechnique, v. 23, n. 2, p. 267-271, 1973.

TRENTER, N. A.; WARREN, C. D. **Further investigations at the Folkestone Warren landslide.** *Géotechnique*, v. 46, n. 4, p. 589-620, 1996.

TSIAMBAOS, G. **Correlation of mineralogy and index properties with residual strength of Iraklion marls.** *Engineering Geology*, v. 30, p. 357-369, 1991.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. **Atlas ambiental de Porto Alegre.** Porto Alegre: Universidade, 1998.

VAN DER PLAS, L.; TOBI, A.C. **A chart for judging the reliability of point counting results.** *American Journal of Science*, v. 263, p. 87-90, 1965.

VASCONCELOS, M. F. C. **A resistência residual de solos determinada através do ensaio de cisalhamento por torção.** Rio de Janeiro, 1992. 149p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

VAUGHAN, P. R. **Keynote paper: characterizing the mechanical properties of in-situ residual soil.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2., 1988, Singapore. *Proceedings...* Rotterdam: A. A. Balkema, 1988, v. 2, p. 469-487.

VAUGHAN, P. R.; KWAN, C. W. **Weathering, structure and in situ stress in residual soils.** *Géotechnique*, v. 34, n. 1, p. 43-59, 1984.

VOIGHT, B. **Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils.** *Géotechnique*, v. 23, n. 2, p. 265-267, 1973.

WESLEY, L. D. **Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia.** *Géotechnique*, v. 27, n. 2, p. 125-136, 1977.

WESLEY, L. D. **Influence of structure and composition on residual soils.** *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 116, n. 4, p. 589-603, 1990.

WESLEY, L. D. **Some residual strength measurements on New Zealand soils.** In: AUSTRALIA - NEW ZEALAND CONFERENCE ON GEOMECHANICS, 6., 1992, Christchurch, New Zealand. *Proceedings...* p. 381-385.

WESLEY, L. D. **Residual strength of clays and correlations using Atterberg limits.** *Géotechnique*, v. 53, n. 7, p. 669-672, 2003.

WHITE, L. C. **Relatório final da comissão de estudos das minas de carvão de pedra do Brasil.** Rio de Janeiro: Imprensa Nacional, 1908. 607 p.

WILLIAMS, H.; TURNER, F. J.; GILBERT, C. M. **Petrografia: uma introdução ao estudo das rochas em seções delgadas.** Tradução de Ruy Ribeiro Franco. São Paulo: Polígono; Universidade de São Paulo, 1970. 424 p.

GLOSSÁRIO

Elementos texturais:

Vidro: minerais amorfos sem estrutura cristalina;

Cristais: minerais que se apresentam na forma cristalina;

Fenocristais: cristais grandes que se encontram imersos em uma matriz de granulação fina relativamente ao tamanho dos cristais. São denominados microfeno-cristais os cristais com diâmetro máximo entre 0,2 e 0,5 mm, fenocristais aqueles com diâmetro máximo entre 0,5 e 2,0 mm, e macrofeno-cristais os cristais com diâmetro máximo superior a 2,0 mm;

Matriz: massa composta por cristais com diâmetro máximo inferior a 0,2 mm, na qual estão imersos os fenocristais. Na matriz, os cristais incipientes birrefringentes são denominados micrólitos e os não birrefringentes cristálitos (a birrefringência é a propriedade dos minerais de apresentar variação de cor sob luz polarizada em função do sistema cristalino (isótropo ou anisótropo) e da orientação do cristal relativamente à direção de propagação da luz);

Mesóstase: é a porção fina ou vítrea da matriz, formada por minerais criptocristalinos (não distinguíveis com microscópio ótico) situados nos espaços intersticiais.

Termos texturais relativos à cor da rocha:

Félsica: coloração clara típica de minerais de composição aluminossilicatada;

Máfica: coloração escura típica de minerais de composição ferromagnesiana.

Termos texturais relativos ao grau de cristalização da rocha:

Holocristalina: textura das rochas constituídas inteiramente de cristais ou que possuam conteúdo de vidro intersticial inferior a 3% em volume;

Holoialina: textura das rochas constituídas inteiramente de vidro;

Hipocristalina: textura das rochas constituídas por cristais imersos em uma matriz vítrea, com razão do conteúdo de cristais para vidro entre 7:1 e 5:3;

Hipoialina: textura das rochas constituídas por cristais imersos em uma matriz vítrea, com razão do conteúdo de cristais para vidro entre 3:5 e 1:7.

Termos texturais relativos à granulação da rocha:

Afanítica: textura das rochas de granulação fina, onde a maioria dos cristais não podem ser vistos a olho nu;

Fanerítica: textura das rochas de granulação mais grossa, onde a maioria dos cristais podem ser vistos a olho nú. Segundo o tamanho dos cristais, as texturas podem ser classificadas em fanerítica fina (< 1,0 mm), fanerítica média (entre 1,0 e 5,0 mm), fanerítica grossa (entre 5,0 mm e 3,0 cm) e muito grossa (> 3,0 cm);

Criptocristalina: textura das rochas de granulação fina, onde a maioria dos cristais não são distinguidos através do microscópio óptico.

Termos texturais relativos às relações geométricas entre elementos constituintes da rocha:

a) Quanto à forma dos grãos

Euédricos: termo textural utilizado para descrever cristais completamente limitados por faces;

Subédricos: termo textural utilizado para descrever cristais parcialmente limitados por faces;

Anédricos: termo textural utilizado para descrever cristais desprovidos de faces.

b) Quanto ao modo de articulação dos grãos

Intergranular: textura de rochas em que os interstícios angulares entre os feldspatos estão ocupados por grãos de minerais ferromagnesianos orientados ao acaso, como olivina, piroxênio ou minério de ferro;

Intersertal: textura de rochas em que os interstícios angulares entre os feldspatos estão preenchidos por vidro, material criptocristalino ou minerais secundários;

Afírica: textura de rochas de granulação fina que não apresentam fenocristais;

Subafírica: textura de rochas que apresentam conteúdo de macrofenocristais e fenocristais inferior a 2% em volume;

Porfirítica (ou fírica): textura de rochas que apresentam conteúdo de macrofenocristais e fenocristais entre 5 e 10% em volume. Quando o conteúdo de macrofenocristais e fenocristais estiver entre 2 e 5%, a textura é denominada fracamente porfirítica. Quando o conteúdo de macrofenocristais e fenocristais for superior a 10%, a textura é denominada fortemente porfirítica;

Vitrofírica: textura porfirítica onde os fenocristais encontram-se imersos em matriz vítrea;

Felsofírica: textura porfirítica onde os fenocristais encontram-se imersos em uma matriz composta por intercrescimento denso de quartzo e feldspato;

Glomeroporfirítica: textura porfirítica onde os fenocristais encontram-se reunidos em grupos distintos;

Hialocristalina: textura de uma rocha porfirítica na qual a proporção de cristais e vidro é aproximadamente igual, com a razão do conteúdo de fenocristais para a matriz entre 5:3 e 3:5;

Hialopilítica: textura intersertal na qual micrólitos aciculares da matriz estão imersos em mesóstase vítrea, com fenocristais formando menos de 1/8 da rocha;

Hialofítica: textura intermediária entre a hialocristalina e a hialopilítica;

Vesicular: textura de rochas caracterizadas pela presença de vesículas geralmente preenchidas por minerais secundários. Quando as vesículas constituem menos de 1% da rocha, a textura é dita fracamente vesicular. Quando as vesículas correspondem entre 1 e 3% da rocha a textura é dita vesicular, e quando as vesículas constituem mais de 3% da rocha a textura é dita fortemente vesicular;

Ofítica: textura na qual os plagioclásios situam-se em matriz de piroxênios subédricos, de granulação grossa, de modo que o comprimento médio dos feldspatos não excede o diâmetro dos grãos de piroxênio, parecendo estarem incluídos amplamente nestes últimos;

Subofítica: textura na qual o comprimento médio dos plagioclásios excede o tamanho dos grãos de piroxênio, estando parcialmente incluídos nestes últimos.