



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

**ESTUDO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO DO PROCESSO
EROSIVO EM ENCOSTAS NO PARQUE METROPOLITANO
ARMANDO DE HOLANDA CAVALCANTI - CABO DE SANTO
AGOSTINHO/PE**

AUTORA: KALINNY PATRÍCIA VAZ LAFAYETTE

ORIENTADOR: ROBERTO QUENTAL COUTINHO

CO-ORIENTADORES: JOSÉ RAMON BARROS CANTALICE

ANA LUIZA COELHO NETTO

RECIFE, MAIO DE 2006

L161e

Lafayette, Kalinny Patrícia Vaz

Estudo geológico-geotécnico do processo erosivo em encostas no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho/PE / Kalinny Patrícia Vaz Lafayette. - Recife: O Autor, 2006.

xxxi, 358 f., il. (algumas color.), gráfs., tabs.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Dpto. de Engenharia Civil, 2006.

Inclui referências bibliográficas, glossário e apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Erosão hídrica. 3. Formação Barreiras. 4. Solo residual de granito. 5. Cabo de Santo Agostinho/PE. I. Título.

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2006-78

**ESTUDO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO DO PROCESSO
EROSIVO EM ENCOSTAS NO PARQUE METROPOLITANO
ARMANDO DE HOLANDA CAVALCANTI - CABO DE SANTO
AGOSTINHO/PE**

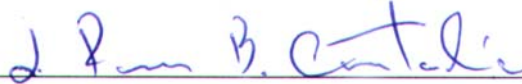
Kalinny Patrícia Vaz Lafayette

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE
PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

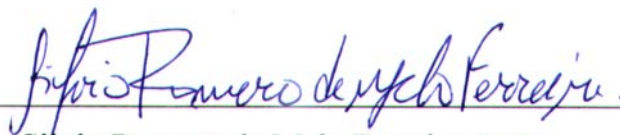
Aprovada por :



Roberto Quental Coutinho, D.Sc.



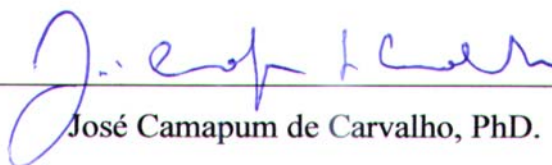
José Ramon Barros Cantalice, D.Sc



Silvio Romero de Melo Ferreira, D.Sc



Mário Ferreira de Lima Filho, D.Sc.



José Camapum de Carvalho, PhD.



Orêncio Monje Vilar, D.Sc.

Recife, PE - Brasil

Maio de 2006

DEDICATÓRIA

A meu filho, Matheus José Lafayette Neves

A meu marido, Anízio Ribeiro Neves

A meus pais, Inalda B.V. Lafayette

José Carlos Lafayette

A meus irmãos, Karla Lafayette

Kerley Lafayette

*A persistência é o caminho do êxito.
(Chaplin)*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a DEUS pela força e coragem para hoje terminar este trabalho, sempre me ajudando e colocando “Anjos da guarda” em meu caminho, e que me orientam. Obrigada SENHOR por tudo que me oferecestes durante toda a minha vida.

A minha família e em especial ao amor da minha vida, Matheus José (meu filho), que nasceu durante o desenvolvimento da minha pesquisa. A minha querida mãe, meu pai e meus irmãos, pela paciência nas horas mais difíceis. A minha Tia Marilene que me ajuda nos momentos em que sempre preciso, e que está presente no meu dia-a dia.

À Universidade Federal de Pernambuco. A coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível superior – CAPES, pela concessão da bolsa de pesquisa. e ao PRONEX pelo apoio financeiro.

Ao meu orientador, prof. Dr. Roberto Quental Coutinho, pela confiança e orientação neste desafio.

Meu carinho e agradecimento aos alunos de Iniciação Científica, Bruno Camargo e João Raphael Queiroz, pela excelente convivência e por serem meus amigos de todas as horas.

Ao amigo Everaldo Paulo pelo apoio nos dias difíceis, durante a realização dos trabalhos;

Os demais professores do Departamento de Geotecnia, em especial ao prof. Washington Amorim, que contribuiu não só nesta pesquisa, mas também no meu enriquecimento profissional.

À equipe técnica do Laboratório de Solos e Instrumentação Antônio Brito, João Teles e Francisco e em especial e com muito carinho ao Sr. Severino, que estava presente em toda minha campanha de campo e laboratório.

Às funcionárias administrativas D. Laudenice, a quem admiro pela competência e seriedade com que realiza seu trabalho, e Andrea pelo auxílio nas tarefas burocráticas exigidas pela CAPES e pela UFPE.

Ao professor Mario Filho pelo apoio do LAGESE, na campanha de investigação de campo, e pelo interesse e incentivo a este trabalho. À Professora Lúcia Valença, pelo seu interesse e dedicação em identificar, analisar e descrever os componentes do solo com o auxílio da lupa binocular. À professora Margareth Alheiros pelo incentivo e ajuda na caracterização geológica da área de estudo.

A Sandro Bezerra (UFRPE) pela grande ajuda na determinação da erodibilidade “in situ”.

Ao funcionário Anacleto (UFRPE), pela ajuda em alguns ensaios de laboratório.

A Willian que na fase final da tese me ensinou a trabalhar com o programa de estatística;

Ao professor Eldemar Menor pela paciência em me atender e explicar a análise química e estatística do meu trabalho;

Aos colegas do GEGEP/UFPE: João Barbosa; Ana Patrícia, Karina, Juliana, Alan, Rafael, Isabela Brandão, Izabela Bello, Marília, Vanessa.

A todos que de alguma forma contribuíram para que houvesse condições deste trabalho ser desenvolvido.

Deixo para agradecer àquela pessoa que sempre agüenta todo o meu “stress” e “aperreio” durante estes últimos anos. Espero que esta fonte de paciência nunca se esgote, por que você faz parte de minha vida. Obrigada Anízio pelo amor, atenção e palavras de conforto quando eu sempre preciso.

RESUMO

A erosão hídrica por se tratar de um tema tão vasto, complexo e de tantas implicações necessita ser monitorada, analisada e compreendida em várias escalas. As campanhas de investigação devem se basear, principalmente nos mecanismos envolvidos no processo. É necessário ter informações relativas do meio, no que diz respeito à possibilidade de diferentes usos (conservação e uso do solo). Estas informações podem ser obtidas, a partir de levantamentos sobre a mecânica da erosão hídrica, temas que a Engenharia Civil e Ambiental está cada vez se aprimorando. Esta Tese aborda o estudo geológico-geotécnico realizado em duas ravinas de grandes proporções, localizada no parque de preservação ambiental Armando de Holanda Cavalcanti, no município do Cabo de Santo Agostinho. O desenvolvimento do tema apresenta uma contribuição, quanto à identificação e compreensão dos mecanismos envolvidos nos processos erosivos, considerando os principais aspectos da área, tais como: localização, condições climáticas e vegetação. Foi realizada uma extensa campanha de investigação geotécnica de campo e laboratório incluindo: condutividade hidráulica com o permeâmetro Guelph, perfis de umidade, caracterização física, química e mineralógica, sucção, compressibilidade, resistência ao cisalhamento direto convencional e com sucção controlada. A análise da erodibilidade em campo foi avaliada por meio de instalação de parcelas, para determinação da erodibilidade e tensão crítica de cisalhamento. Os ensaios em laboratório foi realizado por meio do ensaio de Inderbitzen, ensaio de canal, Metodologia MCT, ensaio de Pinhole, análise química total e da água intersticial e análise mineralógica. A análise conjunta dos resultados permitiu identificar, que os mecanismos de evolução atuam de forma complexa, devido à interação entre os processos de erosão por impacto das gotas de chuva, fluxo superficial, movimentos de massa e solapamentos das bases das encostas. Através dos vários critérios utilizados na literatura foi verificado que as camadas superficiais, formadas por solos da Formação Barreiras são mais susceptíveis ao processo erosivo, em relação aos solos residuais de granito.

ABSTRACT

Water erosion for if dealing with to a so vast and complex subject and as many implications need to be monitored, to be analyzed and to be understood in some scales. The inquiry campaigns must be based mainly on the involved mechanisms in the process. It is necessary to have relative information of the way, in what it says respect to the possibility of different uses (soil conservation and soil use and occupation). These information can be gotten from surveys on the mechanics of the water erosion, subjects that Civil and Ambient Engineering is each time if improving. This Thesis approaches the geologic-geotechnical study carried in two gullies of great ratios, located in the park of ambient preservation Armando de Holanda Cavalcanti in the city of the Cabo de Santo Agostinho. The development of the subject presents a contribution, how much to the identification and understanding of the involved mechanisms in the erosive processes, considering the main aspects of the area, such as: localization, climatic conditions and vegetation. An extensive campaign of geotechnical inquiry of field and laboratory was carried including: hydraulic conductivity with permeameter Guelph, water content profiles, physical chemical and mineralogical characterization, suction, compressibility, direct conventional shear strength and with controlled suction. The analysis of the erodibility in field was evaluated through installation of plots, for determination of the soil detachment and critical shear stress. The laboratory test was carried by means of Inderbitzen test, canal test, Methodology MCT, Pinhole test, total chemical analysis and of the interstitial water and mineralogical analysis. The joint analysis of the results allowed identifying that the evolution mechanisms act of complex form, due to interaction entering the processes of erosion for raindrop impact, runoff of rain water, falls and mudflows of the bases of the hillsides. Through the some criteria used in literature it was verified that the superficial layers, formed for soil of the Barreiras Formation are more susceptibility to the erosive process, in relation to residual granite soil.

ÍNDICE

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO.....	1
I.1 Importância do tema.....	1
I.2 Justificativa	3
I.3 Objetivos	5
I.4 Organização dos capítulos da tese	6
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE EROSÃO.....	8
II.1 Erosão do solo	8
II.2 A erosão e a civilização	9
II.3 Degradação ambiental e a erosão	10
II.4 Fatores erosivos	15
II.4.1 Erosividade da chuva	15
II.4.1.1 Dinâmica do processo erosivo através do escoamento superficial	17
II.4.1.2 Determinação do poder erosivo das chuvas.....	19
II.4.1.3 Infiltração e crosta superficial	19
II.4.2 Erodibilidade	22
II.4.3 Relevo	26
II.4.4 Cobertura vegetal	30
II.5 Mecanismos da erosão por ravinas e voçorocas	30
a) Deslocamento das partículas por impacto das gotas de chuva	31
b) Transporte de partículas do solo	31
c) Erosão por quedas d'água	32
d) Solapamento da base de taludes	34
e) Liquefação de materiais de solo	34
f) Movimentos de massa	35
g) Arraste de partículas por percolação	40

h) Arraste de partículas por fluxos concentrados em túneis ou dutos	40
II.6 Formas de erosão.....	41
II.6.1 Erosão em sulcos	42
II.6.1.1 Desagregação e transporte de sedimentos na erosão em sulcos	44
II.6.2 Erosão em ravinas	48
II.6.3 Erosão em Voçorocas	50
II.7 Aplicações de modelos físicos-matemáticos para descrever a erosão	54
II.7.1 A equação universal de perda do solo (USLE)	55
a) Fator erosividade da chuva	55
b) Fator erodibilidade do solo (K)	56
c) Fator topográfico (Fator LS)	56
d) Fator e manejo do solo (C)	56
e) Fator práticas conservacionistas (P)	57
II.7.2 Areal nonpoint source watershed environment response simulation (ANSWERS).....	57
II.7.3 Water erosion prediction project (WEPP)	58
II.8 Sucção associada à erodibilidade	60
a) Valor de entrada de ar	64
b) Estágios de dessaturação	65
c) Histerese da curva característica	66
II.9 Resistência ao cisalhamento	67
II.9.1 Modelo para previsão de resistência a partir da curva característica	71
a) Modelo 1 – VANAPALLI et al. (1996) e FREDLUND et al. (1996).....	71
b) Modelo 2 - OBERG e SALLFORS (1997)	72
II.10 Métodos para avaliação da erodibilidade dos solos	73
 CAPÍTULO III – LOCALIZAÇÃO, CLIMA, ASPECTOS FISIOGRÁFICOS E PROCESSOS GEOMORFOLÓGICOS DA ÁREA DE ESTUDO.....	 77
III.1 Localização	77
III.2 Evolução geográfica do Cabo de Santo Agostinho	77
III.3 Clima	80

III.4 Aspectos Fisiográficos	82
III.4.1 Vegetação	82
III.4.2 Geologia	88
III.4.2.1 Embasamento cristalino	91
III.4.2.2 Formação Cabo	91
III.4.2.3 Formação Estiva	92
III.4.2.4 Suíte Ipojuca	92
III.4.2.5 Granito do Cabo de Santo Agostinho	93
III.4.2.6 Formação Algoduais	95
III.4.2.7 Formação Barreiras	96
III.4.2.8 Sedimentos recentes	97
III.4.3 Relevo	97
III.4.4 Drenagem	104
III.4.5 Solos	104
III.5 Geomorfologia.....	107
III.6 Mecanismos erosivos atuantes na área.....	110

CAPÍTULO IV - METODOLOGIA DOS ENSAIOS APLICADA ÀS

ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO..... 112

IV.1. Introdução	112
IV.2 Campanha de investigação geotécnica	112
IV.2.1 Atividades de campo	115
IV.2.1.1 Sondagem de simples reconhecimento e coleta de amostras deformadas e indeformadas	115
IV.2.1.2 Ensaio de permeabilidade “In Situ”	116
IV.2.1.3 Erodibilidade em sulcos em solo consolidado	117
IV.2.1.3.1 Caracterização hidráulica do escoamento nos sulcos em solo consolidado	119
IV.2.1.3.2 Quantificação das taxas de desagregação e determinação da erodibilidade em sulcos em solo consolidado	121
IV.2.2 Atividades de laboratório	122
IV.2.2.1 Caracterização física	122

IV.2.2.2	Condutividade hidráulica com o Tri Flex 2	124
IV.2.2.3	Caracterização química	125
a)	Capacidade de troca catiônica	126
b)	Matéria orgânica	126
c)	pH o solo	127
IV.2.2.3.1	Caracterização química da água intersticial	129
IV.2.2.4	Caracterização mineralógica	131
IV.2.2.4.1	Fração areia	133
IV.2.2.4.2	Fração silte e argila	133
IV.2.2.5	Caracterização microestrutural	134
IV.2.2.6	Caracterização pela metodologia MCT	135
IV.2.2.7	Curvas características	136
IV.2.2.8	Compressibilidade	138
IV.2.2.9	Resistência ao cisalhamento	140
IV.2.2.9.1	Cisalhamento direto convencional	140
IV.2.2.9.2	Cisalhamento direto com sucção controlada	142
IV.2.2.10	Análise estatística	144
IV.2.2.10.1	Análise das componentes principais	144
IV.2.2.10.2	Matriz de coeficientes de correlação linear	146
IV.2.2.11	Avaliação da erodibilidade	149
IV.2.2.11.1	Critério de erodibilidade pela Metodologia MCT.....	149
IV.2.2.11.1.1	Ensaio de infiltrabilidade	149
IV.2.2.11.1.2	Ensaio de erodibilidade específica	151
IV.2.2.11.2	Erodibilidade pelo Método LNEC	152
IV.2.2.11.2.1	Ensaio de expansibilidade	152
IV.2.2.11.3	Ensaio Sedimentométrico comparativo (SCS)	154
IV.2.2.11.4	Ensaio de desagregação	156
IV.2.2.11.5	Ensaio de furo de agulha (Pinhole Test).....	157
IV.2.2.11.6	Ensaio de cone de laboratório	160
IV.2.2.11.7	Estabilidade de agregados	162
IV.2.2.11.8	Ensaio de Inderbitzen	165
IV.2.2.11.9	Ensaio de canal	169

CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	172
V.1 Introdução	172
V.2 Investigação geotécnica de campo	172
V.2.1 Sondagem de simples reconhecimento	172
V.2.2 Perfis de umidade	177
V.2.3 Ensaio de condutividade hidráulica “in situ”	178
V.3 Investigação geotécnica de laboratório	180
V.3.1 Granulometria, limites de Atterberg e classificação SUCS	180
V.3.2 Índices Físicos.....	188
V.3.3 Condutividade hidráulica – Tri Flex 2	188
V.3.4 Análise química do solo	189
a) Matéria orgânica	193
b) Acidez do solo (pH)	193
V.3.4.1 Análise química da água intersticial	197
V.3.5 Análise mineralógica	199
V.3.5.1 Fração areia	199
V.3.5.2 Fração fina (silte e argila)	202
V.3.6 Análise microestrutural do solo	213
V.3.7 Análise pela Metodologia MCT	214
V.3.8 Curvas características	215
V.3.9 Análise da Compressibilidade	222
V.3.10 Análise do cisalhamento direto	229
V.3.10.1 Cisalhamento direto convencional	229
V.3.10.2 Cisalhamento direto com sucção controlada	239
V.3.11 Síntese comparativa dos ensaios.....	251
V.3.12 Análises estatísticas	255
V.3.12.1 Análise por componentes principais (ACP)	256
V.3.12.2 Matriz de coeficientes de correlação linear	259

CAPÍTULO VI – RESULTADOS E AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS.....	264
VI.1 Introdução.....	264
VI.2 Investigação de campo.....	264
VI.2.1 Erodibilidade em sulcos em solo considerado.....	264
VI.2.2 Obtenção das condições hidráulicas do escoamento nos sulcos em solo consolidado.....	264
VI.2.3 Taxas de desagregação e caracterização da erodibilidade do solo em sulcos em solos consolidado.....	268
VI.2.4 Comportamento da erodibilidade do solo ao longo da profundidade.....	270
VI.3 Investigação de laboratório.....	272
VI.3.1 Erodibilidade baseada na Metodologia MCT.....	272
VI.3.2 Erodibilidade baseada no método do LNEC.....	275
VI.3.3 Dispersibilidade baseada nos ensaios sedimentométricos comparativos (SCS).....	277
VI.3.4 Desagregação dos solos.....	278
VI.3.5 Pinhole test.....	282
VI.3.6 Ensaio de Cone de laboratório.....	286
VI.3.7 Critério baseado na estabilidade de agregados.....	288
VI.3.8 Ensaios de Inderbitzen.....	290
VI.3.9 Ensaios de canal.....	293
VI.3.10 Análise comparativa dos ensaios.....	295
CAPÍTULO VII – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	301
VII.1 Características da área de estudo.....	301
VII.2 Caracterização geotécnica de campo.....	302
VII.3 Caracterização geotécnica de laboratório.....	303
VII.3.1 Granulometria e condutividade hidráulica.....	303
VII.3.2 Análise química.....	304
VII.3.3 Análise mineralógica.....	305
VII.3.4 Curvas características.....	305
VII.3.5 Compressibilidade e resistência ao cisalhamento.....	306
VII.3.6 Análise estatística.....	307

VII.4 Avaliação da erodibilidade.....	308
VII.4.1 Avaliação de campo.....	308
VII.4.2 Avaliação de laboratório.....	308
VII.5 Ensaios propostos para avaliação da erodibilidade.....	311
VII.6 Sugestões para futuras pesquisas.....	311
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	312
APÊNDICE A – PERMEÂMETRO GUELPH.....	343
APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO PELO MÉTOSDO DO PAPEL FILTRO, CAMÃRA DE PRESSÃO DE RICHARDS E MÉTODO DE HAINES.....	349
B1) Método do papel filtro.....	349
B2) Câmara de pressão de Richards.....	351
B3) Método de Haines.....	355
GLOSSÁRIO.....	357

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

Figura I.1	Ravina localizada próximo ao farol – encosta central.....	5
------------	---	---

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.SOBRE EROSÃO

Figura II.1	Degradação do solo ligada à degradação ambiental LIMA(2003).....	12
Figura II.2	Localização dos solos degradados, FAO (2000).....	13
Figura II.3	Vulnerabilidade do solo a erosão hídrica, OLDEMAN (1994).....	14
Figura II.4	Ciclo Hidrológico, ARAÚJO et al. (2004).....	18
Figura II.5	Solo coberto por crosta superficial (Cabo de Santo Agostinho).....	20
Figura II.6	Esquema de um agregado do solo estabilizado por matéria orgânica, EMMERSON (1977).....	26
Figura II.7	Distribuição do escoamento nas encostas, POU (1988).....	27
Figura II.8	(a) Formas típicas de taludes; (b) saldo de materiais erosão/deposição, PERRENS et al. (1984).....	29
Figura II.9	Diagrama esquemático dos mecanismos pelos quais a erosão reduz a produtividade do solo (modificado pela USDA – 1981).....	33
Figura II.10	Seqüência do processo de liquefação, ISHIHARA et al. (1980).....	35
Figura II.11	Características da erosão superficial x movimento de massa, ARAÚJO et al. (2005).....	36
Figura II.12	Tipos de movimentos e materiais mobilizados pelos escorregamentos, AMARAL e FEIJÓ (2004).....	38
Figura II.13	Morfologia dos processos de sulcos, ravinas e voçorocas, KARMANN (2000).....	41
Figura II.14	Processo erosivo em forma de sulco.....	42
Figura II.15	Processo erosivo em forma de ravina (Cabo de Santo Agostinho).....	48

Figura II.16	Processo erosivo por voçorocamento – Araçoiaba/PE – Agência Condepe/FIDEM (2006).....	52
Figura II.17	Curvas características típicas para três solos distintos, FREDLUND e XING, (1994).....	62
Figura II.18	Curva característica típica, VANAPALLI et al. (1999).....	64
Figura II.19	Representação da reação da resistência do solo à ação das forças hidrodinâmicas.....	69
Figura II.20	Resumo das etapas para identificação da erodibilidade dos solos – modificado de Bastos (1999).....	76

CAPÍTULO III – LOCALIZAÇÃO, CLIMA, ASPECTOS FISIAGRÁFICOS E PROCESSOS GEOMORFOLÓGICOS DA ÁREA DE ESTUDO

Figura III.1	Localização da área de estudo - Cabo de Santo Agostinho, SILVA (2004).....	78
Figura III.2	Precipitações mensais registradas no Cabo de Santo agostinho – LAMEPE/ITEPE (2004).....	81
Figura III.3	Gráfico comparativo entre a área total de cobertura vegetal e classes de vegetação, SILVA (2004).....	83
Figura III.4	Mapa de Cobertura Vegetal em 1997, SILVA (2004).....	84
Figura III.5	Mapa de declividade, SILVA (2004).....	86
Figura III.6	Mapa de síntese da Paisagem em 1997, SILVA (2004).....	87
Figura III.7	Mapa Geológico, (SILVA, 2004).....	89
Figura III.8	Seção Geológica, modificada de NASCIMENTO (2003).....	90
Figura III.9	Mineração do dolo residual de granito.....	91
Figura III.10	Granito banhado pelo mar sem intemperismo, SILVA (2004).....	94
Figura III.11	Granito do Cabo apresentando avançado intemperismo, SILVA (2004).....	94
Figura III.12	Granito intemperizado com fraturas preenchidas por óxido de ferro, SILVA (2004).....	95
Figura III.13	Granito com fraturas preenchidas por caulinita, SILVA (2004).....	95
Figura III.14	Mapa de relevo com locação dos perfis topográficos, SILVA (2004).....	99

Figura III.15	Localização do perfil topográfico – Ponto P-01 – encosta central.....	100
Figura III.16	Cruzamento de perfis topográficos de 1973 e 2003, SILVA (2004).....	100
Figura III.17	Localização do perfil topográfico – Ponto P-02 – encosta sul.....	101
Figura III.18	Cruzamento de perfis topográficos de 1973 e 2003, SILVA (2004).....	101
Figura III.19	Topografia e Modelo Digital do Terreno – Ponto P-01 - encosta central, SILVA (2004).....	102
Figura III.20	Topografia e Modelo Digital do Terreno– Ponto P-02 -encosta sul, SILVA (2004).....	103
Figura III.21	Mapa da rede hidrográfica, SILVA (2004).....	105
Figura III.22	Mapa de solos, EMBRAPA (2000).....	106
Figura III.23	Granito com nível de base, SILVA (2004).....	109
Figura III.24	Evidência geológica de resistência à erosão.....	109
Figura III.25	Escorregamento de material na encosta sul.....	111
Figura III.26	Retirada de sedimentos da Formação Barreiras, SILVA (2004)....	111

CAPÍTULO IV – METODOLOGIA DOS ENSAIOS APLICADO AS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

Figura IV.1	Localização dos ensaios realizados em campo.....	113
Figura IV.2	Moldagem do bloco (a); Preparação do bloco para parafinação (b).....	116
Figura IV.3	Ensaio de permeabilidade com o Permeâmetro Guelph – Ponto P – 01 - encosta central.....	117
Figura IV.4	Parcela delimitando um sulco sob solo consolidado. Antes do experimento (a); durante o experimento (b).....	118
Figura IV.5	Perfilômetro antes da marcação das condições hidráulicas dos sulcos (a); durante a marcação com papel em escala real (b).....	119
Figura IV.6	Ensaio de condutividade hidráulica com o Triflex 2.....	124
Figura IV.7	Critério de dispersibilidade baseado na relação – TSD x %Na.....	130
Figura IV.8	Tipos e classes de estrutura de solos, LLOPIS (1999).....	132

Figura IV.9	Amostras submetidas à difratometria de Raio X.....	134
Figura IV.10	Compactação das amostras no ensaio MCT	136
Figura IV.11	Ensaio edométrico convencionais na condição natural e inundada.....	139
Figura IV.12	Ensaio de cisalhamento direto na condição inundada.....	141
Figura IV.13	Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada.....	143
Figura IV.14	Diagramas de dispersão representando as formas de correlação linear.....	147
Figura IV.15	Ensaio de infiltrabilidade - Metodologia MCT	150
Figura IV.16	Curva típica $L \times t^{1/2}$ e elementos para estimativa do coeficiente de sorção (s)no ensaio de infiltrabilidade da Metodologia MCT...	151
Figura IV.17	Amostra preparada para o ensaio de erodibilidade específica (a); execução do ensaio (b) - Metodologia MCT	152
Figura IV.18	Material utilizado para o ensaio de expansibilidade (a); execução do ensaio de expansibilidade (b).....	153
Figura IV.19	Ensaio de desagregação (amostras praticamente desagregadas)	157
Figura IV.20	Modelo esquemático do ensaio de Pinhole – SHERARD et al. (1976b).....	158
Figura IV.21	Comportamento das amostras no ensaio de Pinhole, SANTOS et al. (1998).....	159
Figura IV.22	Detalhes do equipamento para o ensaio de Cone de Laboratório..	161
Figura IV.23	Ensaio de cone de laboratório (a); detalhe da amostra (b).....	161
Figura IV.24	Ensaio de estabilidade de agregados – execução do peneiramento múltiplo submerso.	164
Figura IV.25	Curva típica de perda de solo acumulada versus tempo do ensaio	168
Figura IV.26	Ensaio de Inderbitzen em durante os 5 primeiros minutos (a); peneiramento do sedimento coletado durante o ensaio (b).....	169
Figura IV.27	Vista geral do canal no Departamento de recursos Hídricos – UFPE.....	170
Figura IV.28	Vista superior do canal durante a realização do ensaio.....	171

CAPÍTULO IV – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Figura V.1	Perfil Geotécnico SP-03 Ponto P-01 (encosta central).....	173
Figura V.2	Seção longitudinal Ponto P-01 (encosta central).....	174
Figura V.3	Perfil geotécnico SP 2.2 – Ponto P-02 (encosta sul).....	175
Figura V.4	Seção longitudinal Ponto P-02 (encosta sul).....	176
Figura V.5	Perfis de umidade – a)Ponto P-01 (encosta central); b)Ponto P-02 (encosta sul).....	177
Figura V.6	Condutividade hidráulica – Ponto P-01 (encosta central).....	178
Figura V.7	Condutividade hidráulica – Ponto P-02 (encosta sul).....	179
Figura V.8	Curvas granulométricas com defloculante Ponto P-01 (encosta central).....	184
Figura V.9	Curvas granulométricas com defloculante Ponto P-02 (encosta sul).....	184
Figura V.10	Curvas granulométricas sem defloculante Ponto P-01 (encosta central).....	187
Figura V.11	Curvas granulométricas sem defloculante Ponto P-02 (encosta sul).....	187
Figura V.12	Complexos sortivos do solo – P-01 (encosta central).....	192
Figura V.13	Complexos sortivos do solo – P-21 (encosta sul).....	192
Figura V.14	Perfis do pH em água e em KCl – (a) Ponto P-01 (b) Ponto P-02	194
Figura V.15	Correlação entre propriedades químicas-CTC versus MO.....	195
Figura V.16	Correlação entre as propriedades pH-KCL versus pH H ₂ O	195
Figura V.17	Relação entre o total de sais dissolvidos (TDS) versus o percentual de sódio (%Na), segundo Sherard (1976).....	198
Figura V.18	Análise mineralógica da fração areia realizada por lupa binocular – (a)Ponto P-01; (b)Ponto P-02.....	200
Figura V.19	Feições microscópicas do granito de Santo Agostinho.....	201
Figura V.20	Relação Na ₂ versus Al ₂ O ₃	203
Figura V.21	Difratograma de Raio X da fração argila P-01 FB 1,5m.....	205
Figura V.22	Difratograma de Raio X da fração argila P-01 SR 4,5 m.....	206

Figura V.23	Difratograma de Raio X da fração argila P- 02 FB 1,5 m.....	207
Figura V.24	Difratograma de Raio X da fração argila P- 02 SR 12,0 m.....	208
Figura V.25	Difratograma de Raio X da fração silte P- 01 FB 1,5 m.....	209
Figura V.26	Difratograma de Raio X da fração silte P-01 SR 4,5 m.....	210
Figura V.27	Difratograma de Raio X da fração silte P02 FB 1,5 m.....	211
Figura V.28	Difratograma de Raio X da fração silte P02 SR 12,0 m.....	212
Figura V. 29	Resultados da microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	214
Figura V.30	Classificação dos solos, segundo a Metodologia MCT.....	215
Figura V.31	Curvas características ajustadas segundo a equação de FREDLUND e XING (1994) e VAN GENUTCHEN (1980) – Ponto P-01 FB – (encosta central).....	217
Figura V.32	Curvas características, ajustadas segundo a equação de FREDLUND e XING (1994) e VAN GENUTCHEN (1980) – Ponto P-02 FB – (encosta sul).....	218
Figura V.33	Curvas características Ponto P-01 (SR) – (encosta central).....	220
Figura V.34	Curvas características Ponto P-02 (SR) – (encosta sul).....	221
Figura V. 35	Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) - Ponto P-01 FB (1,5m).	224
Figura V.36	Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus σ_v log).e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) - Ponto P-01 SR (4,5m).....	224
Figura V.37	Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) - Ponto P – 02 FB (1,5m).....	225
Figura V.38	Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) - Ponto P -02 SR (12m).....	225
Figura V.39	Variação do potencial de colapso com a tensão vertical para os solos estudados.....	228

Figura V.40	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-01 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios convencionais.....	231
Figura V.41	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-01 SR (4,5 a 4,8 m) – ensaios convencionais.....	232
Figura V.42	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios convencionais.....	233
Figura V.43	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios convencionais.....	234
Figura V.44	Envoltórias de resistência da amostra do ponto P-01 FB (1,5 – 1,8 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	237
Figura V.45	Envoltórias de resistência da amostra do ponto P- 01 SR (4,5 – 4,8 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	237
Figura V.46	Envoltória de resistência da amostra do ponto P-02 FB (1,5 – 1,8 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	238
Figura V.47	Envoltórias de resistência da amostra do ponto P- 02 SR (12 – 12,3 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	238
Figura V.48	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P- 02 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 20 kPa; b) sucção de 50 kPa.....	241
Figura V.49	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P- 02 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 100 kPa; b) sucção de 300 kPa.....	242
Figura V.50	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P- 02 FB (12 a 12,3 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 20 kPa; b) sucção de 50 kPa.....	243
Figura V.51	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P- 02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 100 kPa; b) sucção de 500 kPa.....	244
Figura V.52	Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios com sucção controlada - sucção de 1000 kPa	245
Figura V.53	Envoltórias de resistência para diferentes valores de sucção – Ponto P-02 Formação Barreiras.....	248
Figura V.54	Envoltórias de resistência para diferentes valores de sucção –	

	Ponto P – 02 - Solo residual de granito.....	248
Figura V.55	Envoltórias de resistência no espaço (s,τ) ajustada segundo a função hiperbólica de GENS (1993) – Ponto P-02 FB.....	250
Figura V.56	Envoltórias de resistência no espaço (s,τ) ajustadas segundo a função hiperbólica de GENS (1993) – Ponto P-02 SR	250
Figura V.57	Análise por Componentes Principais dos solos estudados.....	256
Figura V.58	Análise das componentes principais das propriedades físicas dos solos estudados.....	257
Figura V.59	Análise das componentes principais das propriedades químicas dos solos estudados.....	257

CAPÍTULO VI – RESULTADOS E AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS

Figura VI.1	Relação da velocidade média do escoamento com as descargas líquidas nos sulcos consolidados.....	265
Figura VI.2	Variações do raio hidráulico (R_h) e da área (A) durante a aplicação das vazões.....	267
Figura VI.3	Tensão cisalhante (τ) x taxa de desagregação do solo (D_r), para obtenção da erodibilidade do solo (K_r) e tensão crítica de cisalhamento.....	269
Figura VI.4	Erodibilidade (K_r) versus profundidade- pontos P-01 e P-02.....	270
Figura VI.5	Erodibilidade e teores de argila versus a profundidade Pontos P-01 e P-02.....	271
Figura VI.6	Critério de erodibilidade baseado na Metodologia MCT.....	274
Figura VI.7	Classificação de acordo com a metodologia MCT VERTAMATTI e ARAÚJO (1998).....	275
Figura VI.8	Estágios dos processos de desagregação do solo.....	279
Figura VI.9	Resultado do ensaio de Pinhole – Ponto P- 01 FB (areia argilosa -1,5m).....	282
Figura VI.10	Condição da amostra antes do ensaio (a); no final do ensaio (b)– P – 01 FB (areia argilosa 1,5m).....	283
Figura VI.11	Resultado do ensaio de Pinhole – Ponto P- 01 SR (argila arenosa - 4,5m).....	284

Figura VI.12	Amostra no final do ensaio – Araújo (2005).....	284
Figura VI.13	Resultado do ensaio de Pinhole – Ponto P- 02 FB (areia argilosa - 1,5m).....	285
Figura VI.14	Resultado do ensaio de Pinhole – Ponto P- 02 SR (argila arenosa - 12m).....	285
Figura VI.15	Penetração do cone em amostras com diferentes umidades.....	287
Figura VI.16	Correlação entre os parâmetros DP e o coeficiente de sorção – (s), ALCÂNTARA (1997).....	287
Figura VI.17	Correlação entre DPA e (s), a partir dos ensaios de cone de laboratório e infiltrabilidade, ALCÂNTARA (1997).....	288
Figura VI.18	Valores dos diâmetros médios ponderados e valor limite estabelecido por ALCÂNTARA (1997).....	289
Figura VI.19	Resultados dos ensaios de Indebitzen. (a) P -01 FB (1,5m); (b) P - 01 SR (4,5m).....	291
Figura VI.20	Resultados dos ensaios de Indebitzen. (a) P - 02 FB (1,5m); (b) P-02 SR (12 m).....	291
Figura VI.21	Perda de solo x tensão hidráulica para os ensaios de canal e Inderbitzen, P-01 FB (1,5 m). Perda de solo para t = 1min. (a) e t = 10min (b).....	293
Figura VI.22	Perda de solo x tensão hidráulica para os ensaios de canal e Inderbitzen P- 01 SR (4,5 m). Perda de solo para t = 1min. (a) e t = 10min (b).....	294

APÊNDICE A – PERMEÂMETRO GUELPH

Figura A.1	Esquema do Permeômetro Guelph, LIMA (2002).....	345
Figura A.2	Curvas para obtenção do parâmetro C - CAMPOS (1993).....	346
Figura A.3	Representação tubo suporte no solo, SOUZA NETO (2004).....	348

APÊNDICE B DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO, CÂMARA DE PRESSÃO DE RICHARDS E MÉTODO DE HAINES

Figura B.1	Preparação das amostras com papel filtro, para obtenção dos pontos de sucção.	351
Figura B.2	Ensaio nas Câmaras de Pressão de Richards, FRANCHI (2000).....	352
Figura B.3	Câmara de pressão de Richards - modificada por FRANCHI (2000).....	353
Figura B.4	Amostras sendo saturadas antes de serem colocadas na Câmara de Pressão de Richards.....	354
Figura B.5	Detalhe da Câmara de pressão salientando o tubo de saída de água, FRANCHI (2000).....	355
Figura B.6	Equipamento ilustrativo do funil de Haines – ensaio de dessorção	356
Figura B.7	Funis de Haines de placa porosa à tensão de sucção de 30 cm de coluna de água, FRANCHI (2000).....	356

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.SOBRE EROSÃO

Tabela II.1	Efeitos antrópicos sobre os solos.	11
Tabela II.2	Suscetibilidade à erosão, LLOPIS TRILLO (1999).....	25
Tabela II.3	Classificação dos movimentos de massa, AUGUSTO FILHO (1992).....	37
Tabela II.4	Estágios de formações de sulcos, MERRIT (1984).....	43
Tabela II.5.	Equações de ajuste da curva característica, SANTOS (2001).....	63

CAPÍTULO III – LOCALIZAÇÃO, CLIMA, ASPECTOS FISIAGRÁFICOS E PROCESSOS GEOMORFOLÓGICOS DA ÁREA DE ESTUDO

Tabela III.1	Precipitações pluviométricas no Cabo de Santo Agostinho de 2001 a 2004 e médias mensais dos últimos 20 anos.	80
Tabela III.2	Variações das taxas de erosão, SILVA (2004).....	85
Tabela III.3	Unidades litoestratigráficas da área de estudo.....	88

CAPÍTULO IV - METODOLOGIA DOS ENSAIOS APLICADA ÀS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

Tabela IV.1	Locação dos ensaios realizados em campo e laboratório.....	114
Tabela IV.2	Valores de CTC, LIMA (2003).....	126
Tabela IV.3	Tipos de estruturas e tamanhos das partículas, LLOPIS TRILLO (1999)	132

CAPÍTULO V - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Tabela V.1	Resumo dos ensaios de condutividade hidráulica “in situ”	179
------------	---	-----

Tabela V.2	Composição granulométrica – Ponto 01 – encosta central - ensaios com defloculante.....	182
Tabela V.3	Composição granulométrica – Ponto 02 – encosta sul - ensaios com defloculante.....	183
Tabela V.4	Composição granulométrica – Ponto 01 – encosta central - ensaios sem defloculante.....	185
Tabela V.5	Composição granulométrica – Ponto 01 – encosta sul - ensaios sem defloculante.....	186
Tabela V.6	Índices Físicos.....	188
Tabela V.7	Condutividade hidráulica com o Tri-flex 2.....	189
Tabela V.8	Propriedades químicas dos solos – Pontos P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul).....	191
Tabela V.9	Óxidos e relações moleculares.....	196
Tabela V.10	Teores de cátions no extrato de saturação e os parâmetros TDS, %Na e R AS.....	197
Tabela V.11	Análise estequiométrica dos minerais.....	202
Tabela V.12	Índices físicos das amostras para determinação das curvas características.....	216
Tabela V.13	Parâmetros dos modelos de VAN GENUTCHEN (1980) e FREDLUND e XING (1994).....	222
Tabela V.14	Condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios EDN e EDI.....	223
Tabela V.15	Resumo dos ensaios EDN e EDI.....	226
Tabela V.16	Critério de classificação de Reginatto e Ferrero (1973).....	227
Tabela V.17	Potenciais de colapso dos Pontos P-01 (encosta central) e P – 02 (encosta sul).....	228
Tabela V.18	Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	230
Tabela V.19	Condições iniciais dos corpos de prova na ruptura dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	236
Tabela V.20	Condições dos corpos de prova pós-ruptura dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	239

Tabela V.21	Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada	240
Tabela V.22	Condição dos corpos de prova na ruptura dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.....	246
Tabela V.23	Parâmetros de ajuste das hipérbolas de Gens (1993).....	251
Tabela V.24	Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de campo e laboratório.....	252
Tabela V.25	Matriz de Coeficientes de Correlação Linear (R) entre as propriedades físicas dos solos estudados.....	260
Tabela V.26	Matriz de Coeficientes de Correlação Linear (R) entre as propriedades físicas e químicas dos solos estudados.....	261

CAPÍTULO VI – AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS

Tabela VI.1	Características hidráulicas do escoamento dos sulcos em solo consolidado.....	267
Tabela VI.2	Características das classes NA' e NS' da Metodologia MCT , VILLIBOR et al. (1986).....	272
Tabela VI.3	Critério de erodibilidade pela Metodologia MCT – coeficiente de sorção (s) e perda de massa por imersão (pi).....	273
Tabela VI.4	Valores definidos por Santos e Castro, (1965) e Meirelles (1967) para os solos do Ponto P- 01 (encosta central) e P – 02 (encosta sul)	277
Tabela VI.5	Resultados dos ensaios de dispersão SCS e razão de dispersão de MIDDLETON (1930).....	278
Tabela VI.6	Condições das amostras no ensaio de desagregação.....	281
Tabela VI.7	Valores de penetração e parâmetros de variação de penetração através de ensaio de Cone de Penetração.....	286
Tabela VI.8	Diâmetros médios ponderados DMP e DMPnat para os agregados estáveis em água.....	289
Tabela VI.9	Resultados dos ensaios de Inderbitzen.....	290
Tabela VI.10	Parâmetros de erodibilidade: $\tau_{\text{crít}}$ (Pa) e K ($10^2 \text{g/cm}^2/\text{min/Pa}$).....	295

TabelaVI.11	Parâmetros físicos,taxa de erodibilidade no ensaio de Inderbitzen e canal, resistência ao cisalhamento e colapsibilidade.....	296
TabelaVI.12	Resumo da análise qualitativa da erodibilidade dos solos estudados, de acordo com os critérios abordados na metodologia...	298

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SIMBOLOGIAS

A	Perda de solo ($t*ha^{-1}$)
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A/C	Critério de informação de AKIKE
ASTM	American Society for Testing and materials
C	Uso e manejo do solo
c	Coesão
c'	Coesão efetiva
C.D.	Com defloculante
CO ₂	Gás carbônico
C.T.C.	Capacidade de troca catiônica
Dc	Desagregação em sulcos
Df	Taxa de erosão em sulcos
DP e DPA	Parâmetros de variação de penetração
DMP	Diâmetro médio ponderado
Dr	Taxa de erosão em sulcos ($Kg*m^2*s^{-1}$)
DRX	Difratograma de raios X
E	Energia cinética
e	Índice de vazios do solo
El ₃₀	Intensidade máxima de chuva em 30 min
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EU	Equivalente de umidade
FAO	Food and Agriculture Organization of the United Nations
FB	Formação Barreiras
Fr	Número de Froude
G	Cargas de sedimento no fluxo ($Kg*m^2*s^{-1}$)
GEA	Grau de erosão associado
h	Altura da lâmina d'água de escoamento
I	Intensidade de chuva
I _A	Índice de atividade do solo
I _p	Índice de plasticidade
K	Erodibilidade do solo ($t*ha^{-1}$) / ($MJ*ha^{-1}*mm*h^{-1}$)

k	Coefficiente de homogeneidade
KCl	Cloreto de Potássio
K_{fs}	Condutividade hidráulica saturada de campo (m/s) saturada
K_i	Relação molecular entre sílica e alumina
K_p	Coefficiente de erodibilidade do solo
K_r	Fator de erodibilidade do solo em sulcos
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
M.O.	Matéria orgânica
n	Porosidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
NP	Não plástico
O_2	Oxigênio
Qz	Quartzo
pH	Potencial hidrogeniônico
P_m	Perímetro molhado da seção transversal
P_r	Pressão hidrostática
P_u	Perda de solo por unidade de área
P_x	Força de arraste
P_y	Força de sustentação
Q	Taxa de fluxo no sulco
R	Erosividade da chuva ($MJ \cdot ha^{-1} \cdot mm \cdot h^{-1}$)
Re	Numero de Reynolds
Re^*	Reynolds de partícula
R_h	Raio hidráulico
SD	Sem defloculante
SCS/USDA	Soil Conservation Service/ United States Department Agriculture
SR	Solo residual de granito
S_r	Grau de saturação
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
T_c	Capacidade de transporte de sedimento nos sulcos
U_a	Pressão de ar nos poros
U	Pressão de água nos poros

U^*	Velocidade de cisalhamento
USLE	Universal Soil Loss Equation (Equação Universal de Perda de Solo)
$u_a - u_w$	Sucção Matricial
u_w	Pressão de água nos poros
w	Umidade
WEPP	Water Erosion Prediction Project
w_L	Limite de liquidez
W_r	Largura dos sulcos
Δc	Variação de coesão
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ^b	Ângulo de atrito relativo à sucção matricial
ϕ_m	Potencial mátrico de fluxo (m^2/s)
γ_w	Peso específico da água
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_{nat}	Peso específico aparente natural
γ_0	Peso específico natural
γ_s	Peso específico dos grãos
θ_w	Umidade volumétrica
θ_s	Umidade volumétrica de saturação
θ_r	Umidade volumétrica residual
μ_a	Pressão de ar nos poros
μ_w	Pressão de água nos poros
ν	Viscosidade cinemática da água
τ	Tensão cisalhante média no escoamento
$\tau_{crit.}$	Tensão crítica de cisalhamento do solo
σ_n	Tensão normal
σ	Tensão total
ψ	Sucção da água no solo expressa em cm de coluna d'água
ψ_b	Sucção de entrada de ar
ω	Velocidade Angular

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

Os diversos processos geomorfológicos que atuam na superfície da terra se combinam com certa complexidade, modelando os relevos, desenvolvendo os solos, desenhando a rede hidrográfica etc., numa contínua transformação da paisagem ao longo do tempo.

A degradação ambiental observada neste final de milênio é tema de grande preocupação, e que desperta grande interesse de muitos pesquisadores, no que se refere às causas que levam a sua origem, evolução e controle, em razão desta atingir e inutilizar extensas áreas de terras, levando até mesmo a uma descaracterização completa do meio físico. A degradação ambiental pode ser proveniente das condições atmosféricas adversas, que vem sendo induzidas pelo homem, provocando a mudança do clima global. BROWN et al. (1990) estimaram que a degradação ambiental no mundo causa a perda de aproximadamente 14 milhões de toneladas de grãos anualmente. Esta condição é muito séria no sentido de que não é facilmente reversível, uma vez que processos de formação e regeneração do solo são muito lentos. Uma das formas mais conhecidas é a erosão do solo, onde aproximadamente 2/3 decorre da água que leva a camada superficial do solo, enquanto 1/3 é causada pela erosão eólica, WRI (1992). Uma análise global da erosão dos solos estima que dependendo da região, a perda da camada superficial é 16 a 300 vezes mais rápida de que pode ser substituída, necessitando de 200 a 1000 anos para formar 2,5 cm de solo, e isso sob condições agrícolas normais, KENDALL e PIMENTEL (1994).

Pressões nacionais e internacionais para proteger o meio ambiente foram sintetizadas na Agenda 21, em cuja declaração se pode observar a importância dos ecossistemas. A Agenda 21 permanece como base primária para a política de recursos da terra, embora o documento preparado para a cúpula do milênio UN (2000), revele maior conscientização, compromisso e investimentos em relação a terra em níveis mais

elevados. A propósito disso, o XVII Congresso Internacional de Ciências do Solo em 2002 na Tailândia reuniu 2500 pesquisadores de todo o planeta, tendo como principal pauta a Ciência do Solo Confrontando Novas Realidades para o século XXI.

O processo erosivo se constitui como uma das causas de degradação do solo e traz conseqüências para o meio ambiente com reflexos não só econômicos, mas também sociais. Segundo a legislação ambiental brasileira a degradação é “um conjunto de processos resultantes de danos ao meio ambiente, pelos quais se perdem ou se reduzem algumas de suas propriedades, tais como a qualidade ou a capacidade produtiva de recursos ambientais” (Decreto Federal 97.632/89). Embora os processos erosivos sejam estudados em vários países, seus mecanismos ativadores, bem como as condições predisponentes são variáveis e específicas para cada região. Geralmente, eles dependem de uma gama de fatores climáticos, geológicos, geomorfológicos e ação humana, sendo considerado nos últimos anos um tema multidisciplinar, envolvendo profissionais de diversas áreas de conhecimento. Estes profissionais envolvidos estão começando a perceber que o quadro de desequilíbrio da natureza continuará, enquanto não se adotam práticas conservacionistas adequadas, e respeitar a capacidade de uso das terras e enquanto, nas áreas urbanas as expansões e ocupações, não forem planejadas e não tiverem o conhecimento do meio físico, solo, clima e recursos hídricos.

ARAÚJO et al. (2005) relatam que a perda econômica provocada pelo processo erosivo é altamente significativa. É difícil estimar as perdas totais causadas mundialmente. De acordo com FAO (1992), aproximadamente 25 bilhões de toneladas de solo são erodidos a cada ano. Traduzir isto para uma estimativa da produção é ainda mais difícil, uma vez que os efeitos variam de região para região. Em área onde o processo erosivo é evidente, uma boa parte de partículas finas do solo são carregadas para cursos de água e mares; ao longo do processo elas podem tornar a água imprópria para o consumo humano, obstruir represas, sistemas de irrigação ou canais de transportes de rios. No final, os nutrientes do solo acabam perdidos permanentemente para a agricultura, danificando os sistemas de vida aquáticos e a pesca, devido a carga de nutrientes e a conseqüente eutrofização.

No Brasil os registros das erosões estão diretamente associados ao desmatamento, exploração agrícola, expansão de áreas urbanas, sendo considerado um dos problemas ambientais mais importantes dos nossos dias. Infelizmente, o homem tem se mostrado indolente quanto à avaliação dos efeitos da erosão, mesmo após reconhecer a existência de sua extensão. Além de produzir sedimentos que por si só, via de regra são prejudiciais, a erosão pode causar sérios danos locais às terras agrícolas pela redução da fertilidade e produtividade dos solos através das camadas férteis. Quanto ao aspecto legal, a Lei 6.225 de 14 de julho de 1975 ainda em vigor estabelece a obrigatoriedade para algumas regiões do país elaborar planos de proteção do solo e combate à erosão, BRASIL (2004). A Constituição do Estado de Pernambuco também dedica no artigo 210, § 2º programas de combates e proteção à erosão. Art. 210- § 2º – “O Estado e os municípios estabelecerão programas conjuntos, visando à proteção e combate à erosão”.

I.2 JUSTIFICATIVA

Caracterizar o comportamento dos solos diante da erosão e avaliar a sua erodibilidade é uma contribuição, que a engenharia civil-ambiental pode colaborar eficientemente, com conhecimento relativo à natureza dos processos de erosão-transporte-deposição, de modo a tornar capaz de prognosticar os efeitos provenientes das mudanças que possam ocorrer. É preciso conhecer os processos de forma qualitativa e quantitativa, equacioná-los e determinar parâmetros, objetivando a prevenção e o controle da erosão para conservação dos solos. Para evoluir nestas questões é preciso desenvolver aplicações a solos em condições distintas, pois a heterogeneidade de materiais e suas características próprias inviabilizam as generalizações.

Esta pesquisa procura fazer um estudo direcionado principalmente para avaliação da erodibilidade em uma área de preservação ambiental, Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti situado no município do Cabo de Santo Agostinho/PE, e visa dar continuidade aos estudos relativos a temática de erosão, desenvolvidos desde 1998 através dos Projetos de Pesquisa CNPq/MCT e que resultaram em três dissertações de mestrado nesta mesma área: GOMES (2001) que estudou a erodibilidade e os parâmetros geotécnicos de um solo em processo erosivo no Cabo de Santo Agostinho/PE; SANTOS (2001) que caracterizou geotecnicamente, na área de

preservação ambiental do Horto de Dois Irmãos, um solo não saturado sob processo erosivo na cidade do Recife/PE; SILVA (2004) que realizou uma caracterização geo-ambiental e um estudo da variabilidade espaço-temporal de processo erosivo no Cabo de Santo Agostinho/PE.

Esta tese de doutorado foi iniciada no Projeto Integrado CNPq/PRONEX - “Engenharia Geotécnica de Encosta e Planície” processo nº 520939, sob a coordenação da COPPE/UFRJ com participações do IGEO/UFRJ, UFRGS e UFPE (coordenador prof. Roberto Q. Coutinho). Atualmente esta pesquisa é parte do Projeto PRONEX MCT/CNPq – FACEPE, sob o título “Núcleo de Engenharia Geotécnica e Tecnologias Ambientais Aplicadas as Encostas Urbanas”, que envolve a Universidade Federal de Pernambuco (Eng. Civil e Geologia) e Universidade de Pernambuco (Eng. Civil) e tem como coordenador geral prof. Roberto Q. Coutinho.

A área no litoral de Pernambuco ocupa uma área de 270 ha (totalidade da superfície do Parque) e foi escolhida como campo experimental, sendo selecionados dois perfis de solos da Formação Barreiras e dois perfis de solos residuais de granito, representando a gravidade das ocorrências das erosões, tanto em número quanto em porte, conforme observado na Figura I.1. A área foi palco de vários acontecimentos históricos e atualmente está inserida numa rota turística praieira, a partir do qual foram introduzidas novas vias de acesso, com degradação ambiental cada vez mais evidente. Esta exploração desordenada e irracional traz conseqüências drásticas potencializando o surgimento de sulcos e conseqüentemente a expansão do processo de ravinamento.

Sob esta ótica, pode-se observar que no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti o panorama se encontra em discreta modificação, em função principalmente da exploração turística, fazendo com que projetos para o setor outrora raramente conduzido com necessário suporte técnico, contemplem etapas de recuperação das áreas degradadas.



Figura I.1 - Ravina localizada próximo ao Farol - encosta central

I.3 OBJETIVOS

O desenvolvimento das atividades de pesquisa tem por objetivo geral estudar as características geotécnicas dos solos, buscando identificar o potencial erosivo dos mesmos, e promover um conhecimento acerca do desenvolvimento por intermédio de uma abordagem dos fatores condicionantes.

É importante ressaltar que a área de estudo é de grande extensão e complexidade, constituindo-se de duas camadas de gêneses diferentes. A camada superior sendo da Formação Barreira e inferior de solo residual de granito. Para que se alcance tais fins será necessária a seguinte abordagem:

- a) Levantamento de informações geológico-geotécnica;
- b) Compreensão dos mecanismos dos processos erosivos, a partir da análise das informações obtidas considerando as técnicas existentes na literatura;
- c) Caracterizar geotecnicamente os solos através de ensaios físicos, químicos e mineralógicos, como também seu comportamento mecânico;
- d) Fornecer parâmetros de erodibilidade dos solos da Formação Barreiras e de solos residuais de granito, para futuras intervenções na área degradada;

- e) Determinar as taxas de desagregação do solo em sulcos, e as alterações da erodibilidade promovidas pelo processo de consolidação.
- f) Análise e compreensão de todos os resultados de campo e laboratório.

I.3 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS DA TESE

A tese é composta de sete capítulos e dois anexos, estando resumidos a seguir:

_ CAPÍTULO I - "INTRODUÇÃO"

Apresenta as justificativas e os objetivos da pesquisa, bem como a estrutura do trabalho.

_ CAPÍTULO II - "REVISÃO BIBLIOGRÁFICA"

Apresenta a revisão bibliográfica com ênfase ao estudo dos fatores erosivos, formas erosivas (sulcos, ravinas e voçorocas), modelos de previsão de erosão, sucção e resistência ao cisalhamento no processo erosivo.

_ CAPÍTULO III - "LOCALIZAÇÃO, CLIMA, ASPECTOS FISIAGRÁFICOS, GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO".

Apresenta as características físicas onde está inserida a área de estudo, enfatizando os aspectos geológicos, climáticos, fisiográficos e geomorfológicos.

_ CAPÍTULO IV - "METODOLOGIA DOS ENSAIOS APLICADA AS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO"

Este capítulo mostra os procedimentos utilizados nos ensaios para o andamento da pesquisa, e a metodologia dos ensaios específicos na análise do processo erosivo.

_ CAPÍTULO V - "APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA"

Apresenta a análise das caracterizações físicas, químicas e mineralógicas, sucção pelos métodos do Papel Filtro, Haines e Câmara de pressão de Richards, compressibilidade e resistência ao cisalhamento (convencional e com sucção controlada), e por fim a análise estatística dos solos da área de estudo.

_ CAPÍTULO VI – "RESULTADOS E AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS DA ÁREA DE ESTUDO"

Apresenta uma avaliação da erosão em campo, obtendo-se valores de erodibilidade e tensão crítica de cisalhamento. Em laboratório, utilizaram-se os diversos critérios da literatura.

_ CAPÍTULO VII – "CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS"

Apresenta as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras.

Por fim são apresentadas as referências bibliográficas e os apêndices.

APÊNDICE A - Ensaio de Permeabilidade com o Permeâmetro Guelph

Apresenta uma descrição detalhada do equipamento e sua utilização "in situ".

APÊNDICE B - Determinação da sucção do solo

Apresenta uma síntese para obtenção da curva característica do solo, através dos métodos do papel filtro, Câmara de Pressão de Richards e Método de Haines.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 EROSÃO DO SOLO

A erosão é um fenômeno complexo resultante da interação de inúmeros fatores, compreendendo três fases distintas: desagregação, transporte e deposição. Os agregados são primeiramente fragmentados em partículas menores e transportados posteriormente para áreas mais baixas onde são depositados. Entretanto, a ação do homem por meio de inserção de práticas destrói o equilíbrio das condições naturais desse processo, quebra essa harmonia, dando origem à erosão acelerada que constitui fenômeno de grande importância em razão da rapidez com que se processa e acarreta grandes prejuízos não só para exploração agropecuária, mas também para diversas outras atividades econômicas e ao próprio meio ambiente.

O processo erosivo causado pela água das chuvas tem abrangência em especial nas áreas com clima tropical, onde os totais pluviométricos são bem mais elevados do que em outras regiões do planeta. Além disso, em muitas dessas áreas as chuvas se concentram em certas estações do ano o que agrava ainda mais a erosão. O processo tende a se acelerar, à medida que mais terras são desmatadas para a exploração de madeiras e/ou para a produção agrícola, uma vez que os solos ficam desprotegidos da cobertura vegetal e conseqüentemente, as chuvas incidem diretamente sobre a superfície do terreno.

Com estes problemas ambientais pelos quais a terra passa atualmente a erosão é sem dúvida, um dos mais significativos comprometendo a qualidade e a quantidade da produção de alimentos. Desta forma, torna-se cada vez mais importante o seu estudo, para que se possa controlar e recuperar as áreas atingidas, no sentido de aliviar e diminuir o dano ambiental que pode em alguns casos ser irreversível.

II.2 A EROSÃO E A CIVILIZAÇÃO

Uma das causas do desaparecimento de algumas civilizações foi à erosão acelerada dos solos. Como a agricultura constituía a base da economia destes povos, sua prática intensiva e incorreta transformou no decorrer do tempo, as áreas agricultáveis então existentes em terras improdutivas.

Os antigos egípcios uns dos povos de civilizações mais avançadas da Antigüidade tinham como base de sua riqueza, o poderio nas terras férteis do Nilo e das áreas que atualmente constituem o deserto de Saara. A riqueza do Egito se resumia na agricultura e comércio com os países arábicos e mediterrâneos. Mas o povo desaprendera a cuidar das terras tão cuidadosamente como outrora e, como consequência, as colheitas entraram em declínio. Entretanto, o desaparecimento da riqueza do Egito teve como uma das causas à erosão, que lançou este povo à pobreza. Ao invés dos ricos agricultores são pobres lavradores que procuram arrancar penosamente o seu sustento do solo esgotado, BERTONI e LOMBARDI NETO (1990).

A Mesopotâmia, a Pérsia, a Grécia e o Império Romano, que haviam baseado sua riqueza na agricultura caíram na decadência. A crescente dificuldade de irrigação e o resultante declínio da agricultura foram certamente, determinados pelo mau uso do solo. Aumentaram assim, os problemas de enchentes e sedimentação. A erosão havia devastado os solos férteis.

O império Maia possuía uma das áreas mais intensamente povoadas do mundo. Investigações arqueológicas apóiam a teoria de que suas terras foram destruídas pela erosão e sedimentação, provocando uma gradual migração em direção ao norte. Os impérios fabulosamente ricos dos Incas, dos Astecas e de outros povos indígenas desapareceram, porque a monocultura tinha esgotado os seus solos. Embora, ainda houvesse abundância em outras atividades nas cidades, a pobreza dos campos já se insinuava nos palácios. A riqueza do povo decaíra com o desaparecimento da fertilidade do solo, e mesmo sem interferência de conquistadores, todos estes impérios mais cedo ou mais tarde teriam desmoronado porque os seus solos se tornaram estéreis e inúteis, GREELAND et al. (1975).

II.3 DEGRADAÇÃO AMBIENTAL E A EROSÃO

A análise e a quantificação dos impactos ambientais diretos ou indiretos de uma paisagem degradada, por processo erosivo não é tarefa elementar. As diferentes formas de percepção do problema entre cientistas, agricultores e sociedade conduzem a uma dificuldade de se estabelecer consensualmente, medidas mitigadoras conforme relatam SPAROVEK e DE MARIA (2001). Postos de outra forma existem tecnologias consolidadas para o controle de erosão para áreas rurais e urbanas, além de programas oficiais (programa Nacional de Bacias Hidrográficas e Conservação de solos na Agricultura; Comitês de Bacias Hidrográficas). O problema principal consiste na sensibilização dos agentes envolvidos, na adoção dessas tecnologias ou proporcionar abrangência dos programas oficiais. Faltam aparentemente motivos que convençam os agentes envolvidos, sobre as vantagens das práticas já existentes.

GUERRA et al. (2004) cita que a ação antrópica sobre as encostas tem causado toda uma gama de impactos ambientais negativos *onsite* (no próprio local) e *offsite* (fora do local), ou seja, a erosão tem suas conseqüências danosas não apenas onde ela ocorre, mas seus efeitos podem ser notados a vários quilômetros de onde o processo erosivo esteja acontecendo. Desta forma, os impactos ambientais resultantes da ação antrópica sobre os solos acontecem de uma maneira bastante complexa, podendo ser de ordem benéfica ou adversa, tanto em áreas urbanas como em áreas rurais, como é mostrado na Tabela II.1.

Tabela II.1 – Efeitos antrópicos sobre os solos.

Fator do solo	Mudança “benéfica”	Mudança “adversa”
Química do solo	<ul style="list-style-type: none"> • Fertilizantes minerais (maior fertilidade) • Adição de elementos microquímicos • Dessalinização (irrigação) • Maior oxidação (aeração) 	<ul style="list-style-type: none"> • Desequilíbrio químico • Pesticidas e herbicidas tóxicos • Salinização • Retirada excessiva de nutrientes
Física do solo	<ul style="list-style-type: none"> • Introdução à estrutura granular (cal e grama) • Manter a estrutura (adubo orgânico ou condicionador) • Arar a fundo, alterar a umidade do solo (irrigação ou drenagem) 	<ul style="list-style-type: none"> • Compactação/água empoçada (estrutura pobre) • Estrutura adversa por mudanças químicas (sais) • Elimina a vegetação perene
Organismos do solo	<ul style="list-style-type: none"> • Adubo orgânico • Aumento do pH • Drenagem/umedecimento • Aeração 	<ul style="list-style-type: none"> • Elimina a vegetação lavoura • Elementos químicos tóxicos patógenos
Tempo (ritmo da mudança)	<ul style="list-style-type: none"> • Regeneração do solo (arar a fundo e recuperar a terra) 	<ul style="list-style-type: none"> • Erosão acelerada • Uso excessivo de nutrientes • urbanização
Período em que é feita a ação antrópica	<ul style="list-style-type: none"> • Favorece o plantio 	<ul style="list-style-type: none"> • Gera erosão pela pancada de chuva e falta de proteção do solo

Fonte: Modificado de Drew (2002)

Segundo LUCHESI (1992), a degradação física do solo é uma mudança em suas propriedades que influi negativamente sobre a produção:

- manifesta-se pela acentuada perda de qualidade na estrutura dos solos, pelo colapso dos primeiros 3 a 40cm, o que se traduz no aparecimento de finas crostas em sua superfície;
- conseqüente diminuição nas taxas de infiltração de água;
- aumento do escoamento superficial;
- perdas por erosão.

LAL (1999) citado em LIMA (2003), descreve que em escala global a erosão hídrica é o tipo dominante na degradação do solo, como é identificado na Figura II.1.

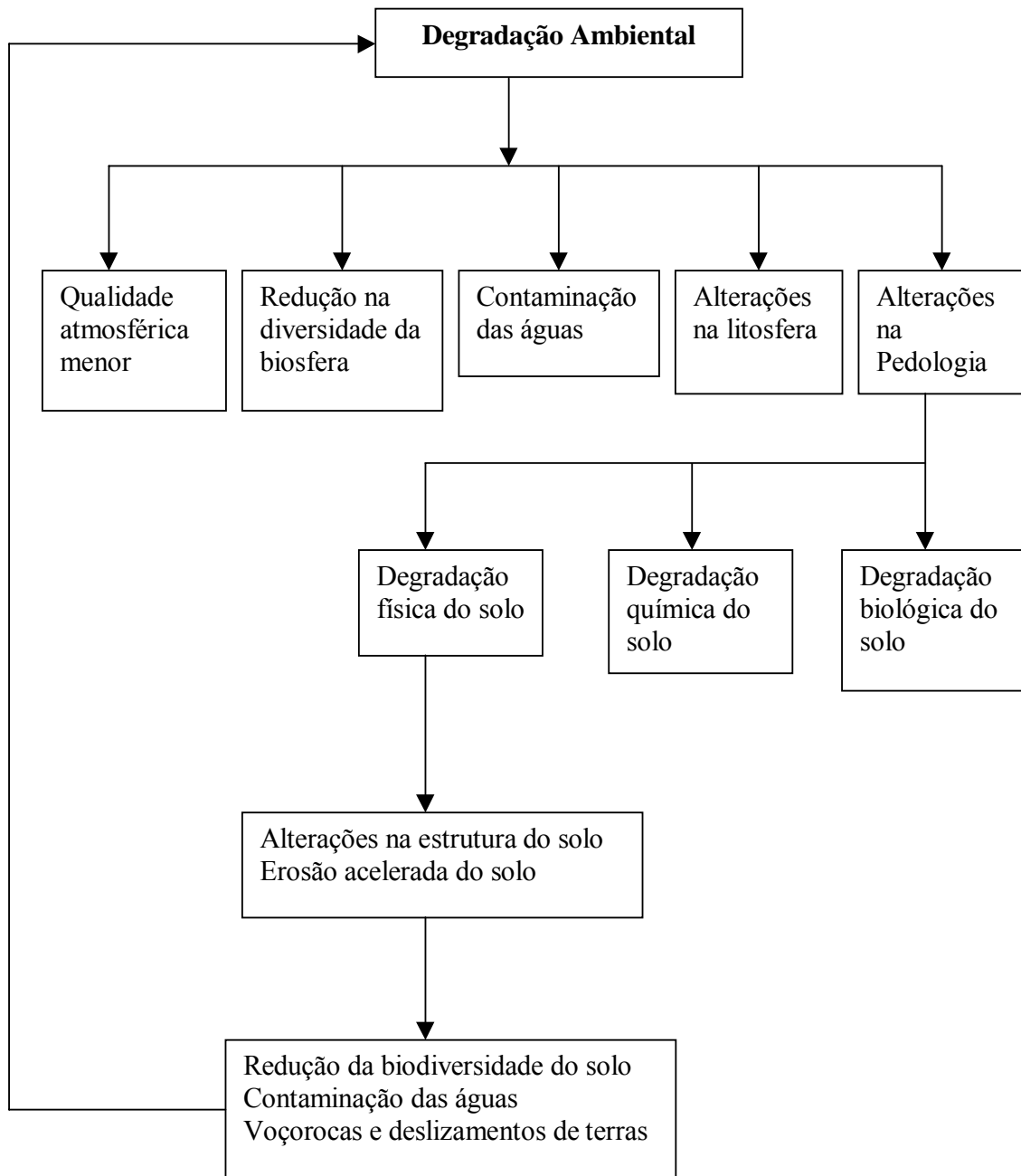


Figura II.1 – Degradação do solo ligada à degradação ambiental, LIMA (2003)

Este problema vem sendo discutido em fóruns nacionais e internacionais há muitas décadas. Após a Conferência das Nações Unidas para o Meio Ambiente e Desenvolvimento o trabalho em novas convenções e acordos começa, buscando soluções regionais e sub-regionais.

Uma Avaliação Global da Degradação dos Solos (*Global Assessment of Soil Degradation* – GLASOD (1990); FAO (2000), estimam que aproximadamente dois bilhões de hectares de solo, equivalentes a 15% das terras do planeta (uma área maior que a dos Estados Unidos e a do México juntas), tem sido objeto de degradação principalmente por atividades humanas. Conforme é mostrado na Figura II.2, destes 15 %, 55,7% tem sido consequência da erosão hídrica, 28% da erosão eólica, 12,1% de processos químicos e 4% degradação física.

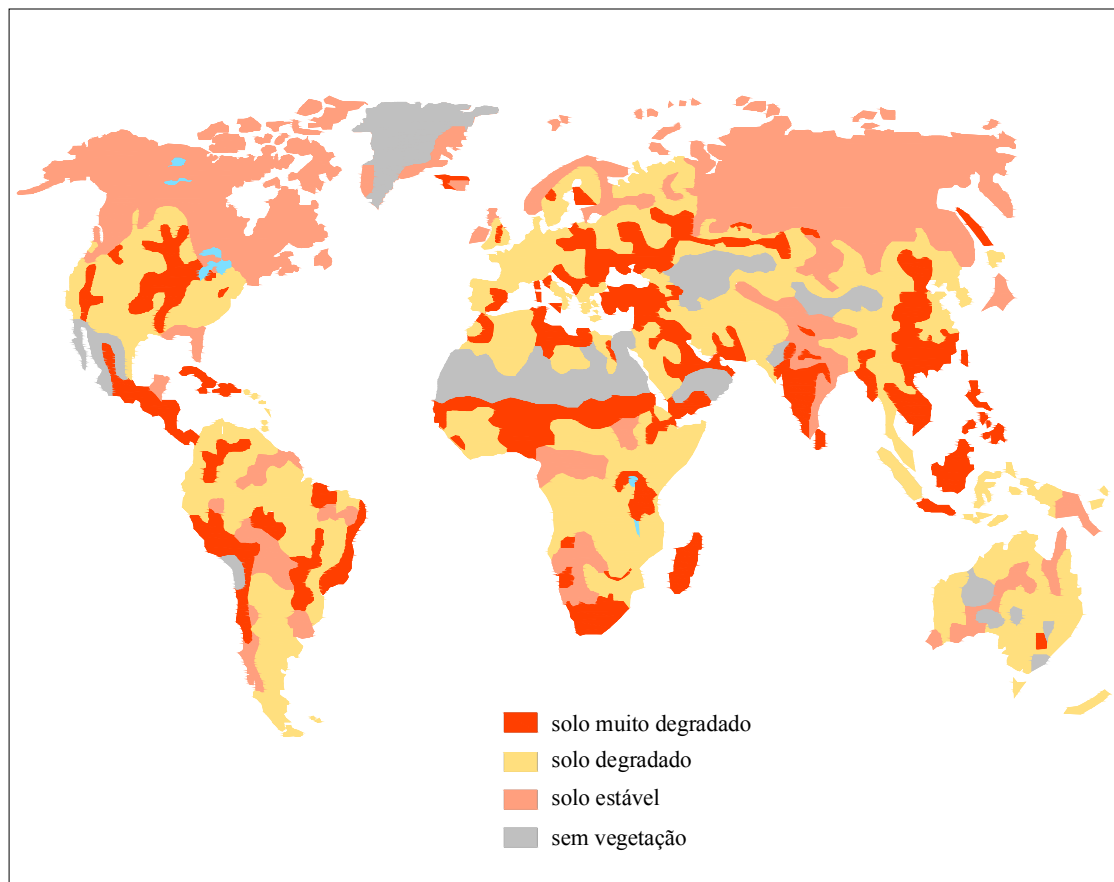


Figura II.2 – Localização dos solos degradados, FAO (2000)

Na América do Sul 1% é de solo degradado, 12% leve ou moderadamente degradados e 1% de solo forte ou extremamente degradado. A taxa na qual as áreas degradadas se expandem não é conhecida em uma escala global, porque não existe nenhum dado precedente para se comparar os resultados da GLASOD.

OLDEMAN (1994) apresenta na Figura II.3, que a vulnerabilidade a erosão hídrica é a principal causa de degradação do solo, afetando 14,3% do território na América do Sul, e 26% na América Central.

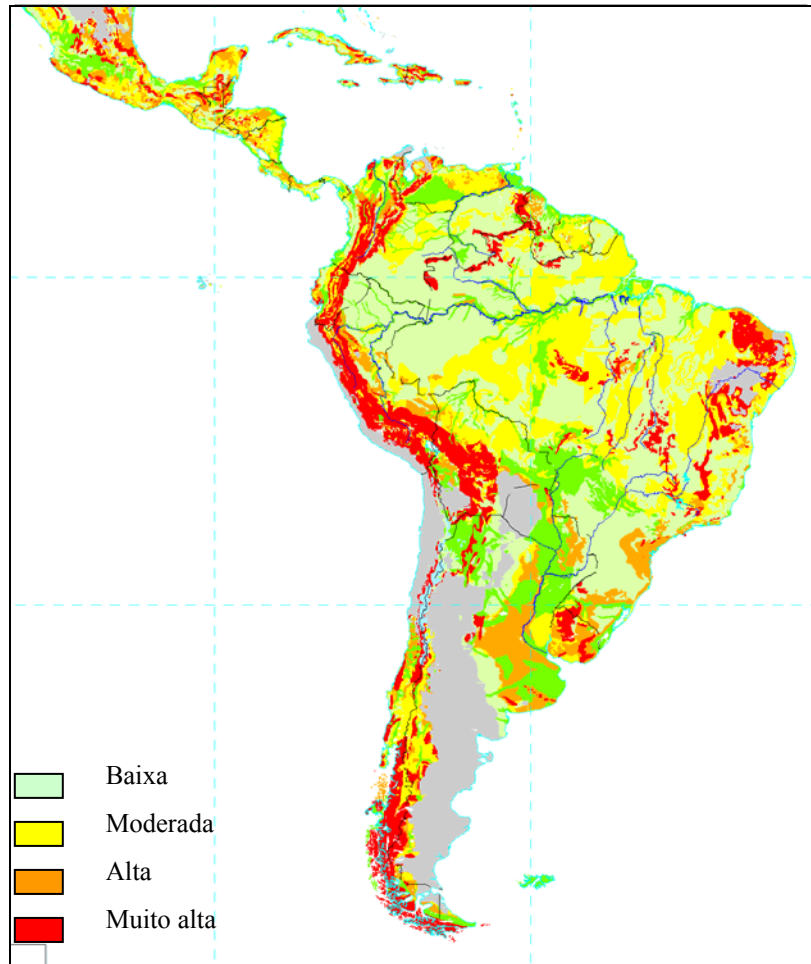


Figura II.3 – Vulnerabilidade do solo a erosão hídrica, OLDEMAN (1994).

No Brasil uma grande parte dos municípios apresenta problemas de degradação dos solos, afetando áreas agrícolas urbanas e com vegetação natural, sendo que atualmente é considerado um dos maiores problemas ambientais.

Os impactos decorrentes da erosão do solo, principalmente ligados à depauperação do meio ambiente, não sensibilizam os legisladores para seu equacionamento satisfatório, apesar da disponibilidade tecnológica. Neste caso, há necessidade de maior eficiência na conscientização em relação ao problema, ou como é mais usual, criar estímulos para a

adoção de práticas conservacionistas. Estes estímulos são mais eficientes se remunerarem àqueles dispostos a uma atitude corretiva, do que punitiva aos que persistirem no erro (geralmente adotada na legislação sobre o tema).

II.4 FATORES EROSIVOS

De acordo com GUERRA (1998) os trabalhos publicados sobre os fatores controladores da erosão, são baseados em dados empíricos e abordados nos processos físicos, com determinações de correlações estatísticas. Em função disso, uma grande quantidade de variáveis é apontada como sendo significativa para explicar e prever a erosão.

A compreensão dos fatores que integram o processo de erosão do solo e a quantificação das taxas de erosão do solo é de grande importância, pois servem como o princípio para elaboração de medidas que visam à minimização do uso dos recursos hídricos.

De uma forma geral, os fatores que em última instância determinam a erosão são os climáticos e geológicos. Deles se derivam outros fatores, que podem ser tectônicos, litológicos, edafológicos, geomorfológicos, incluindo os fatores antrópicos que em conjunto são considerados complexos interdependentes e variáveis ao longo do tempo.

Os fatores que condicionam a erosão compreendem:

- Erosividade;
- Erodibilidade;
- Relevo;
- Cobertura vegetal.

II.4.1 EROSIVIDADE DA CHUVA

Erosividade é a capacidade potencial da chuva de causar erosão, onde a degradação das partículas do solo que ocorre durante o processo erosivo é promovida pela energia cinética contida nas gotas de chuva, que é transmitida no momento do impacto das mesmas com a superfície do solo, LAL (1979). Assim, pode-se dizer que a

potencialidade das chuvas em causar erosão, constitui um dos fatores mais importantes para a avaliação da erosão hídrica dos solos através de modelos de predição, adquirindo importância principalmente no planejamento agrícola e servindo de subsídio para a escolha de práticas de manejo e conservação do solo nos períodos mais críticos.

O conhecimento do fator R (Fator erosividade da chuva) da equação universal de perdas do solo é importante na avaliação da erodibilidade dos solos, bem como das práticas mecânicas e vegetativas de controle da erosão hídrica, WISCHMEIER e SMITH (1978). WISCHMEIER et al. (1962) comentam que a quantidade de solo erodido de uma área depende geralmente das características da chuva e da proteção do solo durante a ocorrência da mesma.

A precipitação é um dos principais fatores condicionantes da erosão hídrica e conseqüentemente, as perdas por erosão normalmente variam com as diferenças de precipitações. Entretanto, WISCHMEIER et al. (1962) afirmam que as diferenças no potencial erosivo das chuvas, não estão linearmente associadas com diferenças na quantidade, pois as condições de umidade da superfície do solo e o efeito de interação de fatores climáticos podem influenciar a erosividade das chuvas. Neste sentido, HUDSON (1981) comenta a existência de uma considerável associação entre a intensidade das chuvas e as perdas de solo, onde a intensidade seria um parâmetro indispensável para qualquer índice de erosividade.

KINNEL (1981) relata que vários parâmetros de chuva foram testados para a elaboração de um índice de erosividade, onde o momento e a energia cinética foram determinados a partir de uma correlação com a intensidade de chuva. A intensidade da chuva é um parâmetro determinado em várias estações meteorológicas, sendo demonstrada por diversos autores para prever a perda de solo.

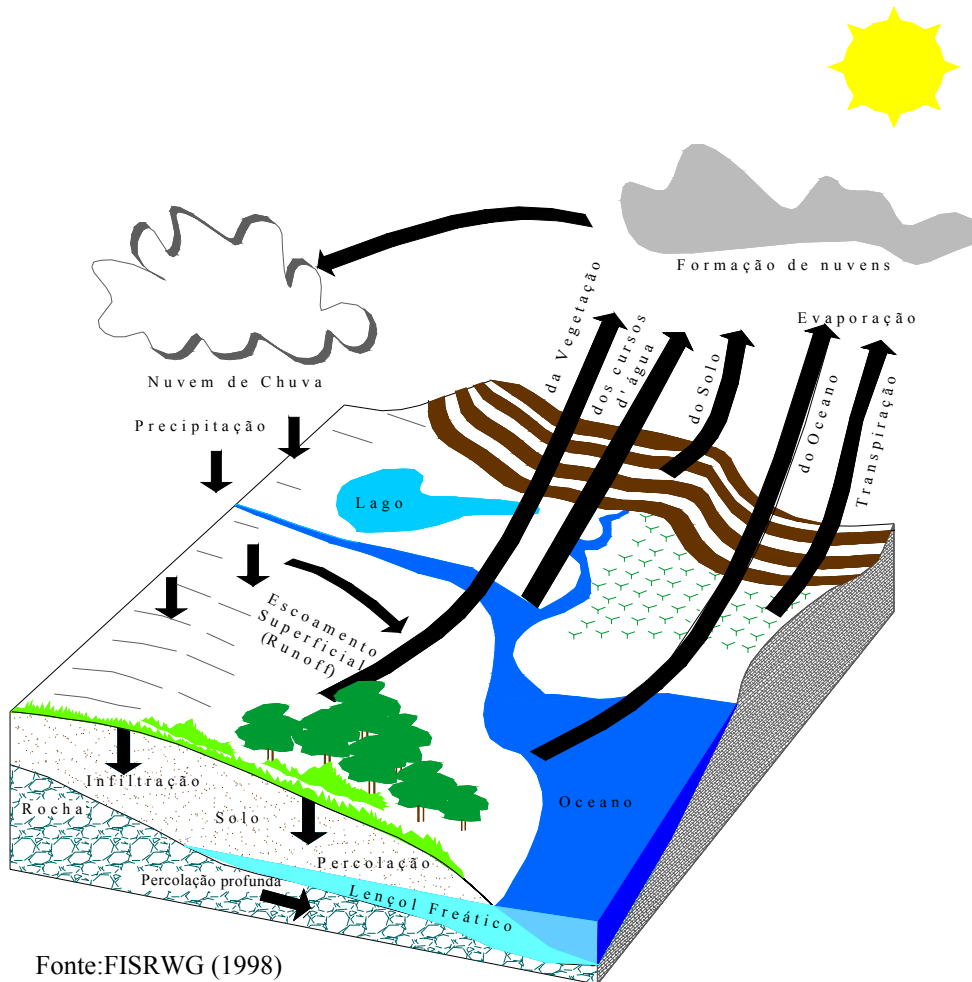
De acordo com LAL (1988) a energia cinética das gotas de chuva é um parâmetro altamente relacionado com a capacidade da chuva de provocar erosão, com as classes de distribuição de tamanho das gotas e com a enxurrada por elas provocadas. Em função disto, a energia cinética de uma chuva pode ser facilmente computada, sabendo que cada classe de diâmetro de gota tem uma determinada velocidade terminal, estando esta

classe altamente correlacionada com a intensidade de chuva. A aceitação desta constatação possibilitou o desenvolvimento de muitas relações empíricas, entre a energia cinética e a intensidade ou quantidade de chuva.

No Brasil são raros os estudos detalhados sobre estes parâmetros. No entanto, WAGNER e MASSAMBANI (1988) determinaram a relação entre a energia cinética e a taxa de precipitação obtida a partir de 553 amostras da distribuição de gotas de chuvas, oriundas de precipitações predominantemente conectivas (pequeno volume, curta duração e alta intensidade), observadas na região de São Paulo. Estes autores concluíram, que a equação para o cálculo da energia cinética obtida de acordo com os dados observados, não difere significativamente da equação de WISCHMEIER e SMITH (1958).

II.4.1.1 DINÂMICA DO PROCESSO EROSIVO ATRAVÉS DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL.

As partículas do solo desprendidas pelo impacto das gotas de chuva têm no escoamento superficial, o principal veículo de transporte capaz de levar os produtos da erosão a grandes distâncias de suas fontes de origem. Além disso, o fluxo superficial pode possuir energia suficiente para quebrar os agregados naturais do solo e produzir erosão. O escoamento superficial tem origem fundamentalmente nas precipitações. Parte da água das chuvas é interceptada pela vegetação e outros obstáculos. Do volume que atinge a superfície do solo, parte é retido em depressões do terreno, parte se infiltra e o restante escoar pela superfície, logo que a intensidade da precipitação supera a capacidade de infiltração no solo e os espaços nas superfícies retentoras tenham sido preenchidos. Prescindindo a água evaporada o estado de permeabilidade e a condição de umidade do solo, regulam em todo momento, a repartição entre a água que se infiltra e a que escoar ou é retida superficialmente nos terrenos. A formação do escoamento superficial dependerá do regime das precipitações e das características hidrológicas do solo. Um melhor entendimento da distribuição e dos movimentos da água pode ser obtido através da Figura II.4.



Fonte: FISRWG (1998)

Figura II.4 – Ciclo hidrológico, ARAÚJO et al. (2005)

No processo erosivo o ciclo hidrológico é fundamental, pois descreve a seqüência da transferência de água, proveniente da precipitação para as águas superficiais e subterrâneas, para o armazenamento e escoamento superficial (runoff) e para o eventual retorno à atmosfera pela evapotranspiração, ARAÚJO et al. (2005). Tomando os mares como receptores da água proveniente das geleiras e rios dos continentes, verifica-se que os mesmos cedem através da evaporação volume aproximadamente igual ao recebido dos rios. As nuvens formadas são levadas ao interior dos continentes e vão dar origem às chuvas que irrigam o solo, fornecendo a umidade necessária ao desenvolvimento dos vegetais. Uma parte da água infiltrada no solo atravessa a região das raízes até encontrar camadas impermeáveis, saturando o solo e dando origem ao lençol freático. Tem início um lento movimento de água, através dos poros do solo em direção às partes mais baixas até que venha à superfície. Assim, torna-se importante entender estes processos

que podem interferir na erosividade, uma vez que quanto mais úmido estiver o solo, espera-se que seu ponto de saturação seja atingido.

II.4.1.2 DETERMINAÇÃO DO PODER EROSIVO DAS CHUVAS

Resultados de perdas de solo obtidos a partir de parcelas experimentais possibilitaram a WISCHMEIER e SMITH (1978) desenvolver um índice de erosividade denominado EI_{30} , consistindo no produto da energia cinética total de chuva pela sua intensidade máxima em 30 minutos. A equação de energia cinética usada no EI_{30} é baseada numa análise de regressão, entre os dados de distribuição de diâmetro das gotas de chuva e a velocidade terminal que cada classe de diâmetro das gotas assume no vácuo, que em última análise representa a intensidade de chuva, equação II.1.

$$E = 0,119 + 0,0873 \log I \quad \text{Equação II.1}$$

onde: E = energia cinética, expressa em MJ/ha.m.mm;

I = intensidade de chuva em mm/h.

Inúmeras tentativas foram feitas no sentido de se relacionar à capacidade de desagregação e salpicamento da chuva a sua energia cinética, através da avaliação de várias das suas propriedades físicas para uso na predição das perdas de solo, o que veio a provocar o surgimento de outros índices de erosividade. Isso evidencia a complexidade do estudo e ao mesmo tempo a necessidade de se levar em consideração uma multiplicidade de variáveis para compreender o processo.

II.4.1.3 INFILTRAÇÃO E CROSTA SUPERFICIAL

A diferença entre a quantidade de água precipitada e infiltrada no solo durante uma chuva determina o coeficiente e o volume da enxurrada, e assim o poder erosivo da chuva. A infiltração é um processo dinâmico, que não depende apenas das condições iniciais do solo como a porosidade, grau de cobertura vegetal, umidade antecedente e umidade dos horizontes. Depende também de processos dinâmicos, que ocorrem durante a chuva como a formação de selamento superficial pelo impacto direto das

gotas de chuva na superfície do solo LEVIEN et al. (2000), e pelo aparecimento de rachaduras na superfície do solo, devido a sua baixa resistência à ação da chuva e a redução do gradiente de potencial da água no perfil do solo, causado pelo avanço da frente de umedecimento.

A crosta superficial é caracterizada por uma fina camada de solo localizada na superfície do terreno de elevada densidade, baixa porosidade e baixa condutividade hidráulica, HEIL et al. (1997). Esta por sua vez é resultante de um severo distúrbio estrutural da superfície, devido à ação direta das gotas de chuva sobre o solo e da reacomodação de finas partículas transportadas pela enxurrada. A Figura II.5 apresenta a formação de crosta provocando eventualmente a selagem dos solos.



Figura II.5 – Solo coberto por crosta superficial- Cabo de Santo Agostinho.

A seqüência de eventos envolvidos no processo de formação do encrostamento superficial é apresentada em muitos trabalhos, CHEN et al. (1980); NORTON (1987); VALENTIN e BRESSON (1992), sendo descritos da seguinte forma: quebra dos agregados de solo pelo impacto das gotas de chuva; movimento das partículas finas e dispersas, ao longo de poucos centímetros abaixo da superfície e sua deposição nos poros do solo; compactação da camada superficial pelo impacto das gotas de chuva,

produzindo uma camada delgada de solo expressivamente adensada e por último, deposição do material fino em suspensão, com a conseqüente orientação das partículas de argila. É importante lembrar que alguns eventos podem estar ausentes, por exemplo, no caso das partículas de solo serem pouco susceptíveis à dispersão. Ainda assim, estes processos acarretam considerável redução da macroporosidade da camada superficial do solo.

O encrostamento superficial, sob condições de chuva ou de irrigação, ocorre paralelamente à redução da estabilidade de agregados, a rugosidade superficial do solo e a alteração da porosidade superficial devido principalmente à ação da energia cinética do impacto das gotas de chuva sobre os macroagregados, SINGER e BISSONNAIS (1998). A energia cinética das gotas de chuva nos últimos anos tem se tornado a propriedade mais comumente associada com a formação do encrostamento superficial. Experimentalmente, verifica-se que o acúmulo da energia cinética resulta em redução progressiva da condutividade hidráulica do solo, AMORIM et al. (2001).

FOX et al. (1998) relata que devido à alta variabilidade espacial e temporal das características da crosta, os modelos que avaliam o movimento da água no solo não levam em consideração a crosta ou selo superficial. Especificamente o encrostamento superficial reduz a infiltração de água no solo. DULEY (1939) constatou que essa redução é da ordem de 85% em condições de solo sem cobertura e encrostado, em relação àquele completamente coberto e sem crosta. Isto está relacionado entre outros fatores com a condutividade hidráulica saturada no interior da crosta, McINTYRE (1958). Este autor verificou que a condutividade hidráulica do solo subjacente à crosta é de cerca de 200 a 2000 vezes maior que a da crosta. Este comportamento explica em parte o aumento das perdas de solo e água, em condições de superfície encrostada. BERTOL (1986) constatou em solo encrostado, que ocorre aumento de 34% na perda de água em relação à ausência de crosta que é de 12%.

LEVIEN et al. (2000) salientam a importância da determinação da taxa de infiltração da água no solo sob condições de selamento superficial, necessária para o estudo de conservação do solo e da água, pois é certo que esta condição existe e é variável de acordo com as características do solo. A não consideração da presença de selamento

superficial, aliada a suposição de estacionaridade da intensidade de precipitação do evento de chuva, reduz a exatidão dos modelos. Os modelos que descrevem a infiltração da água no solo podem ser teóricos ou empíricos. Os empíricos têm a vantagem de permitir relacionar os parâmetros do modelo, a características do solo sem que este obrigatoriamente tenha significado físico e englobar na determinação de suas constantes alguns fatores que são difíceis de serem considerados nos modelos teóricos. Já os modelos teóricos são baseados na teoria física do escoamento em meios porosos, que é descrito pela Equação de Richards ou mesmo pela Equação de Darcy, a partir da qual a Equação de Richards foi desenvolvida.

CHU et al. (1986) adaptaram o modelo de Gree-Ampt, enquanto que CHAVES et al. (1993) adaptaram o modelo de Horton, todos na intenção de aumentar a confiabilidade dos modelos existentes, incorporando a presença de crosta superficial. A dificuldade é devido à crosta ser formada em situações dinâmicas, em que mesmo os modelos baseados na sua existência são incapazes de prever a variabilidade de suas características físicas no tempo e no espaço para os diferentes solos.

II.4.2 ERODIBILIDADE

A susceptibilidade da erosão de um solo pela ação da água é determinada através de duas características: a) intrínsecas - que afetam a velocidade de infiltração da água no solo, permeabilidade e a capacidade de absorção; b) resistência à dispersão, salpicamento, abrasão e as forças de transporte da enxurrada, BERTONI e LOMBARDI NETO (1990). No caso da erosão hídrica pode ser visualizada como dependente do balanço de forças opostas, das forças atuantes do agente erosivo e as resistentes do material (coesão e atrito). Os primeiros trabalhos de repercussão mundial a tratar a questão da erodibilidade vieram de agrônomos norte-americanos, que procuram determiná-la através de ensaios laboratoriais básicos MIDDLETON (1930) e BOYOUCOS (1935). Para MIDDLETON (1930), a erodibilidade poderia ser estimada através de dois índices: a relação de dispersão e a capacidade de infiltração do solo.

No Brasil SANTOS e NAKASAWA (1992); VILAR e PRANDI (1993) e no exterior LAL (1990) tem utilizado as relações de erosão e o teor de argila com relativo sucesso

como índices de erodibilidade. Tal como outras propriedades geotécnicas, a erodibilidade apresenta comportamento transiente, variável com o estado do material. Alguns solos podem ter sua erodibilidade alterada por processos, que modifiquem seus parâmetros mecânicos. Outros fatores também interferem neste comportamento transiente da erodibilidade, como as poropressões positivas ou negativas (sucção), a deposição de substâncias trazidas pelas águas e os efeitos da desidratação irreversível dos ácidos hidratados de ferro e alumínio, ISSMFE (1985). De acordo com BRYAN (2000) um complicador é a grande variabilidade de processos e mecanismos para um mesmo agente erosivo. Uma das maneiras de analisar a erodibilidade dos solos é considerar, a influência qualitativa das principais características dos solos à ação erosiva. Resultados mais representativos só podem ser obtidos, mediante ensaios que reproduzem no laboratório ou no campo o processo erosivo. No caso de solos as características mais importantes são: granulometria, estrutura, permeabilidade, infiltrabilidade e coesão.

GABBARD et al. (1998) desenvolveram uma técnica para determinar a influencia da exfiltração de água por fluxos de retorno na erodibilidade dos solos, sob fluxo superficial hortoniano. Concluiu-se que as subpressões, causadas pela exfiltração dos fluxos de retorno, aumentaram consideravelmente a capacidade de destacamento das partículas do solo pelos fluxos superficiais, ou seja, o mecanismo primário pelo destacamento e transporte dos solos poderá catalisar mecanismos secundários, dificultando as condições de contorno (histórico e estado de tensões, gradiente hidráulico, barreiras de permeabilidade) no decorrer do fenômeno, BRYAN (2000). No caso de formações edáficas, a erodibilidade do solo depende da textura, estrutura, densidade aparente e quantidade de matéria orgânica e mineral.

A textura de um solo é a porcentagem relativa dos diferentes componentes minerais do solo: areia, silte e argila. Quanto à estrutura não é necessariamente permanente, podendo ser modificada por causa do clima, forma de cultivo e outros fatores. A facilidade de um solo em manter sua estrutura, diante de agentes externos que os dispensam é influenciada pela estabilidade dos agregados. A estabilidade dos agregados se relaciona com a erodibilidade de um solo e influencia a textura, conteúdo de matéria orgânica e presença de cátions bivalentes. São mais estáveis aqueles agregados que

contém uma maior quantidade de argila e matéria orgânica, e predominam os cátions bivalentes (cálcio e magnésio) sobre os monovalentes (sódio e potássio). O impacto das gotas de chuva provocam a ruptura dos agregados pouco estáveis. As partículas finas desprendidas preenchem os vazios da superfície, dando lugar à formação de uma crosta superficial muito dura e compacta, com poros que se comunicam entre si, o que dificulta a circulação de água e de ar.

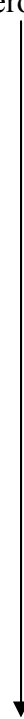
A densidade dos solos também deve ser levada em consideração, quando se tenta compreender os processos erosivos, pois se refere a maior ou menor compactação dos solos. A agricultura é uma das principais causas do aumento desta propriedade do solo, tanto devido à redução de matéria orgânica como pelo uso de máquinas agrícolas. Já a porosidade está relacionada de maneira inversa com a densidade aparente, ou seja, à medida que a densidade de um solo aumenta, a porosidade diminui e em consequência ocorre à redução de infiltração de água no solo.

Os componentes orgânicos e minerais do solo são importantes, devido a sua influência sobre a estabilidade dos agregados. A matéria orgânica é formada por restos de vegetais e animais de toda natureza, que se superpõem ao solo ou se incorporam a ele. As moléculas complexas que a constituem suportam uma decomposição microbiana que libera compostos simples em geral solúveis. Parte destes compostos sofre um processo de mineralização, transformando-se em compostos inorgânicos solúveis ou gasosos. Outra parte escapa da mineralização e serve para construção de novas moléculas, cada vez mais complexa de natureza coloidal e cor escura. Os minerais são também, importantes na formação de húmus, porque os efeitos químicos do húmus podem reagir com as substâncias minerais para formar o complexo chamado húmus-argila.

O papel que desempenha a matéria orgânica na erodibilidade de um solo depende da sua origem. WISCHMEIER e MANNERING (1969) encontraram uma elevada correlação inversa, entre a erodibilidade e a matéria orgânica em solos com alto teor de silte e areia, verificando-se uma redução significativa para solos argilosos. De acordo com LLOPIS TRILLO (1999) solos com menos de 3,5% de matéria orgânica (equivalente a aproximadamente 2% de carbono orgânico), podem ser considerados solos erodíveis. Caso as condições edáficas do solo não sejam conhecidas, pode-se estabelecer de

acordo com a (Tabela II.2) a hierarquia de erodibilidade baseada no Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

Tabela II.2 – Suscetibilidade à erosão, LLOPIS TRILLO (1999).

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO DO SOLO	ERODIBILIDADE
GW	Pedregulho e mistura de pedregulho e areia bem graduados, com poucos ou sem finos.	Menos erodível  Mais erodível
GP	Pedregulhos e mistura de pedregulho e areia mal graduados, com poucos ou sem finos.	
SW	Areias e areias pedregulhosas bem graduadas, com poucos ou sem finos.	
GM	Cascalho siltoso, misturas de cascalho, areia e silte.	
CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada, argilas gordas.	
CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa ou média, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.	
OL	Siltes orgânicos, siltes e argilas orgânicas de plasticidade baixa.	
MH	Siltes inorgânicos, solos arenosos finos ou siltosos micáceos e diatomáceos, solos elásticos.	
SC	Areias argilosas.	
SM	Areias siltosas.	
ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas, pó-de-pedra, areias finas siltosas ou argilosas e siltes argilosos pouco plástico.	

EMMERSON (1977) demonstrou na Figura II.6, que a matéria orgânica liga as superfícies externas das argilas e explica que quando as argilas se dilatam e são ligadas por matéria orgânica, os esforços são transmitidos pelas ligações feitas pela matéria orgânica e a ruptura dos agregados é evitada. Alguns estudos afirmam que a matéria orgânica é o melhor agente agregador do solo, aumentando a estabilidade dos agregados.

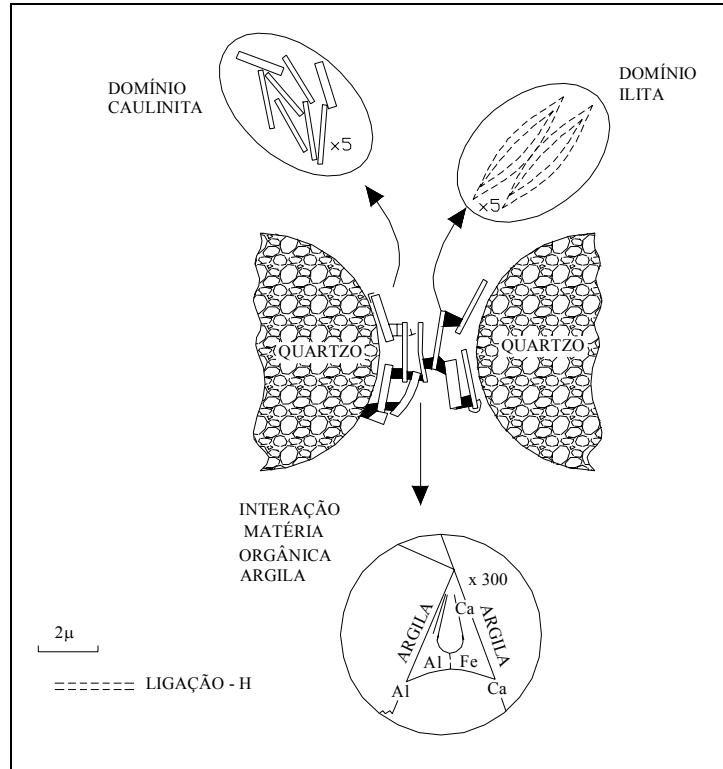


Figura II.6 – Esquema de um agregado do solo estabilizado por matéria orgânica, EMMERSON (1977).

II.4.3 RELEVO

O relevo topográfico é o fator geomorfológico que mais influi nos processos erosivos, por meio da declividade, comprimento e forma da encosta. O efeito da declividade nas encostas foi estudado por POESEN (1984), onde foi verificado um efeito positivo nas taxas de infiltração. Quanto à forma das encostas a (Figura II.7) apresenta 10 modelos, constituindo-se de formas planas, côncavas e convexas com diferentes inclinações.

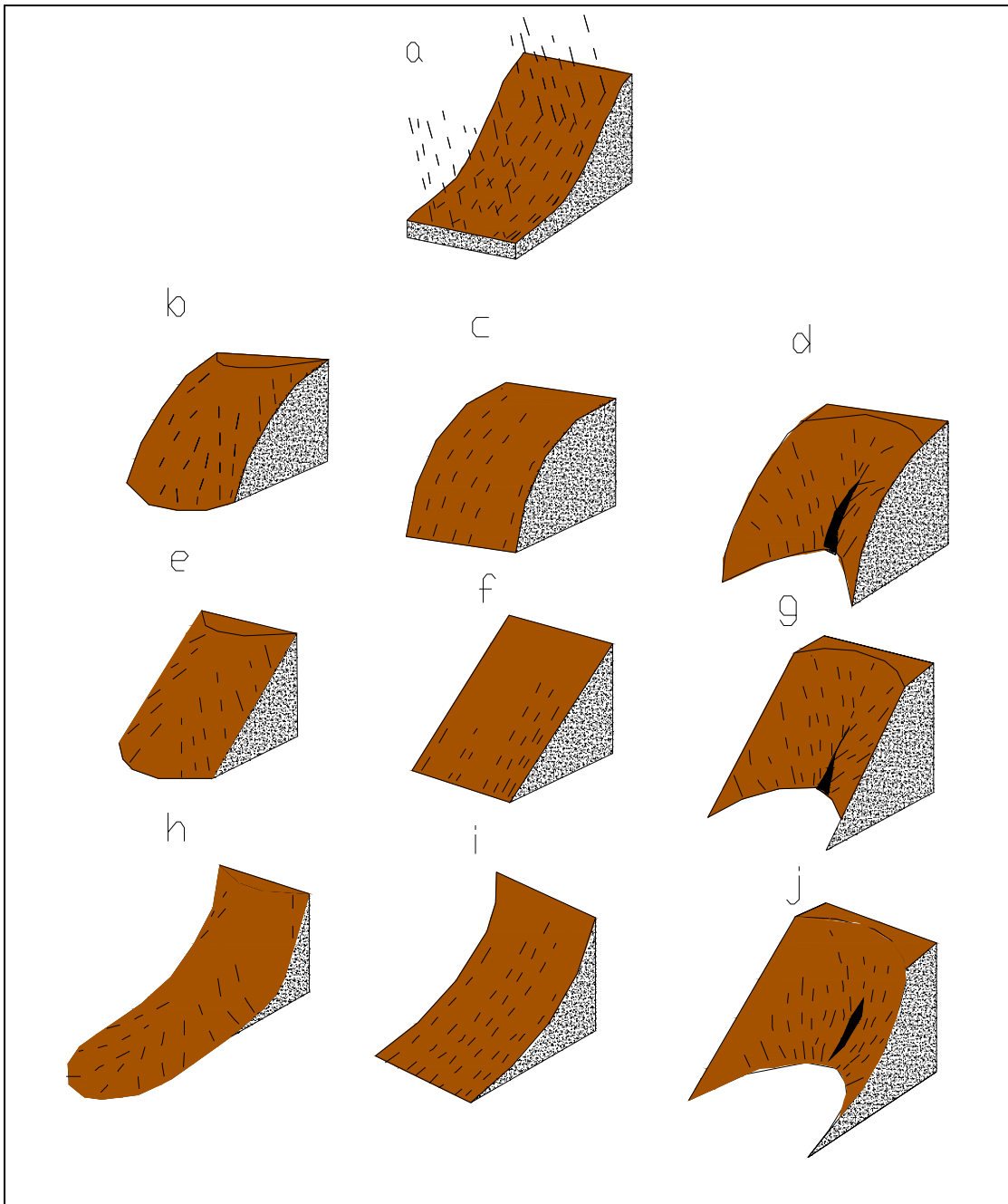


Figura II.7 – Distribuição do escoamento nas encostas, POU (1988)

No caso **a** o perfil é misto (convexo na parte superior e côncavo na parte inferior). Na parte inferior da encosta é registrado maior escoamento, porque acumula a água procedente da parte mais elevada. Como a capacidade erosiva de escoamento superficial depende da velocidade da água, as zonas em que se registram um aumento brusco de fluxo são mais propensas a produzir um maior efeito erosivo.

Nos casos **b**, **c** e **d** (perfis convexos), as inclinações dos taludes aumentam progressivamente, possuindo tendências a produzirem algum tipo de erosão hídrica. No caso **b** as trajetórias de fluxos tendem a se separar uma das outras, na qual a probabilidade de se produzir erosão em sulcos é muito baixa. No caso **d** a deposição do talude faz com que as linhas de fluxos, tendam a convergir em uma pequena zona muito localizada. Nestes locais podem se iniciar os processos erosivos lineares, formando-se voçorocas com grande facilidade.

Nas formas **e**, **f** e **g** (perfis retilíneos), predominam fundamentalmente processos de transportes de materiais em superfície, tendendo a se comportar de maneira mais uniforme que as anteriores. O caso **g** se produz o mesmo efeito de concentração de linhas de fluxo, com sulcos de erosão como no caso **d**.

Nas três formas restantes **h**, **i** e **j** (perfis côncavos) têm tendências em reter os materiais arrastados nas partes inferiores ao diminuir a inclinação. Neste caso é muito freqüente na natureza aparecerem processos erosivos lineares em sua parte mais alta, com concentrações de linhas de fluxo e a rápida diminuição de inclinação, que faz desaparecer a erosão sendo substituída por uma zona de acumulação de sedimentos rica em umidade. Encostas covexas onde o topo das elevações é plano e a água pode ser armazenada, podem gerar a formação de ravinas e voçorocas quando a água é liberada, HODGES e ARDEN – CLARKE (1986).

A Figura II.8 representa a influência da forma de perfil de um talude sobre a erosão hídrica. No caso **a** é representado quatro formas de talude e no caso **b**, o saldo de materiais erodidos e sedimentados em todo seu comprimento. Os taludes côncavos são os solos que produzem menor quantidade de sedimentos e os que oferecem uma superfície do terreno mais estável. Os taludes convexos são os que produzem maior quantidade de sedimentos e os que se erosionam mais facilmente. Os taludes uniformes são afetados em um grau intermediário, pois podem ser facilmente erosionados por uma simples chuva. Os taludes mistos mostram um grande incremento de erosão na parte central e a sedimentação no pé do talude.

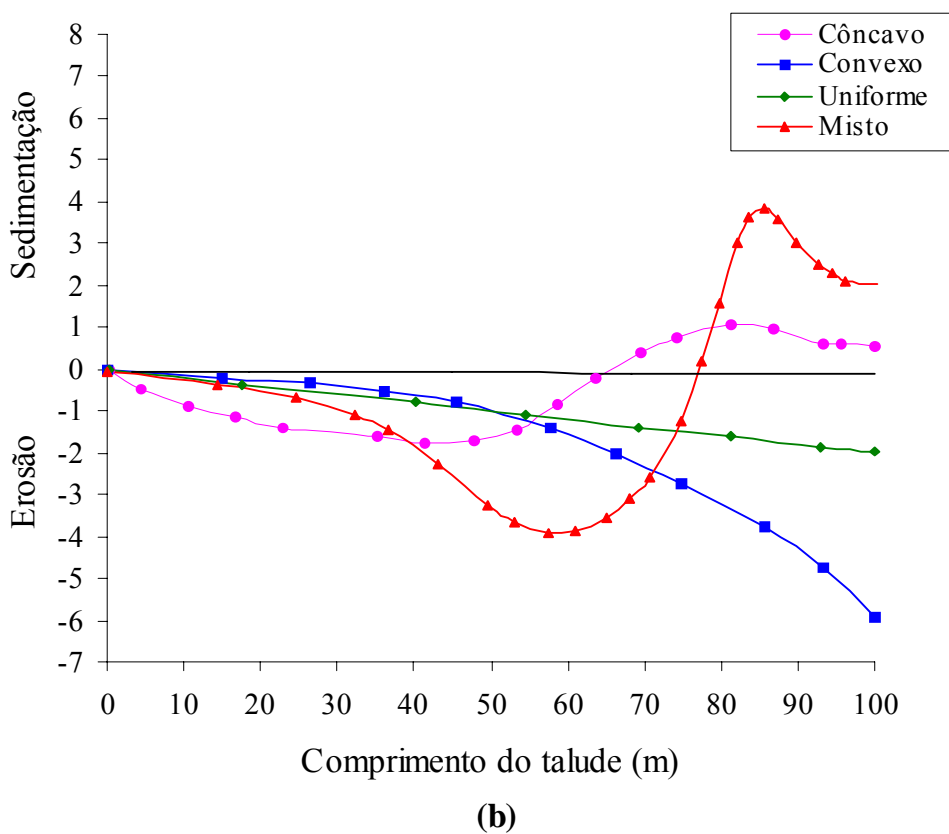
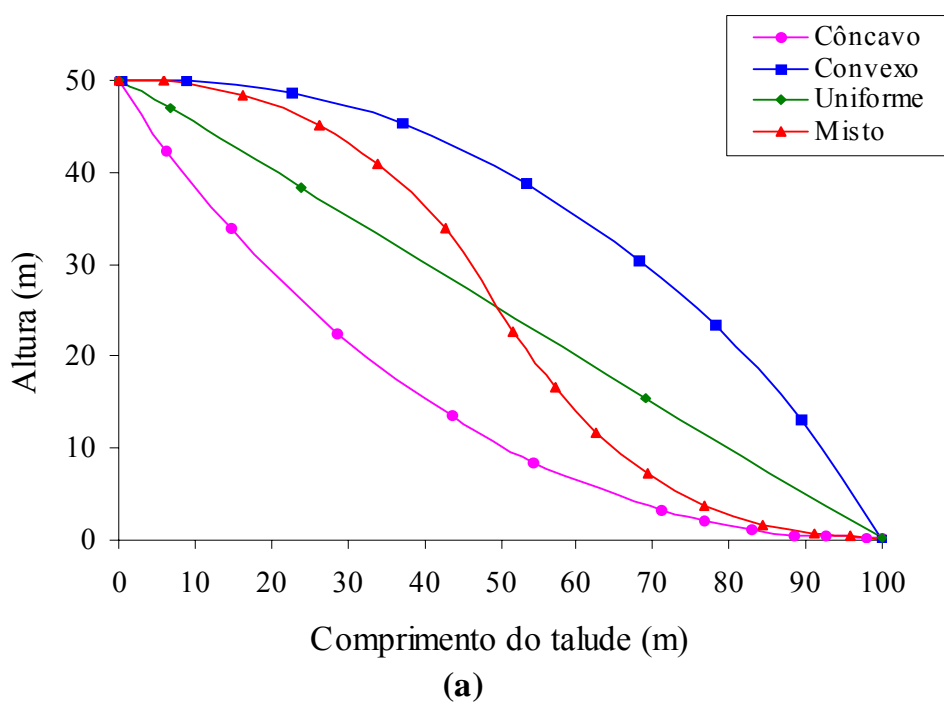


Figura II.8 – (a) Formas típicas de taludes; (b) saldo de materiais erosão/deposição, PERRENS et al. (1984).

II.4.4 COBERTURA VEGETAL

A eficiência de uma cobertura vegetal para reduzir a erosão pelo impacto das gotas de chuva depende, sobretudo da altura da continuidade da vegetação e da densidade da cobertura da vegetação. A densidade da cobertura vegetal é fator importante no escoamento superficial e na perda de solo, enquanto o tipo de cobertura vegetal e a sua porcentagem podem reduzir o efeito dos fatores erosivos naturais. A cobertura vegetal dissipa a energia da água em movimento sobre o solo, reduzindo sua velocidade. Em uma área com alta densidade de cobertura vegetal, o escoamento superficial e a erosão ocorrem em taxas relativamente baixas, especialmente se houver uma cobertura de solo, que protege as gotas de chuva que caem através dos galhos e folhas. Já em áreas parcialmente cobertas pela vegetação, o escoamento e a perda de solo podem aumentar rapidamente como ocorrem geralmente em áreas semi-áridas e agrícolas de superpastoreio ou onde os solos apresentam menos de 70% de cobertura vegetal. Têm-se ressaltado em várias pesquisas a importância de práticas como a manutenção de cobertura vegetal para a conservação do solo, SILVA et al. (2001). A cobertura vegetal é responsável pelo aumento da macroporosidade da camada superficial, protege os agregados do impacto direto das gotas de chuva e conseqüentemente, é capaz de manter altas taxas de infiltração e diminuir consideravelmente as perdas de água e solo.

Em áreas sem cobertura há uma diminuição na capacidade do terreno em reter água. Quando o escoamento superficial é rápido, arrasa a camada superficial do solo, onde havia uma comunidade de seres vivos que lhe conferiam fertilidade. Ocorre aceleração do processo de erosão e perda de fertilidade do solo. Os materiais transportados com a água vão se acumular no fundo de rios, lagos e fontes ocasionando o seu assoreamento, HESS (2002). Desta forma, além de ser uma defesa natural de um terreno contra a erosão, a cobertura vegetal atua diretamente na produção de matéria orgânica, que por sua vez, atua na agregação das partículas constituintes do solo.

II.5 MECANISMOS DA EROSÃO POR RAVINAS E VOÇOROCAS

Os mecanismos dos processos erosivos variam no tempo e no espaço, e a erosão ocorre a partir do momento em que as forças que removem e transportam materiais excedem

aquelas que tendem a resistir à remoção. Identificar estes mecanismos que determinam o processo erosivo é fundamental para elaboração de projetos de controle de erosão, e devem ser cuidadosamente definidos durante a etapa de cadastramento do processo erosivo no campo, DAEE-IPT (1990).

De acordo com OLIVEIRA (1999) a erosão por ravinas e voçorocas é causada por vários mecanismos, que atuam em diferentes escalas temporais e espaciais, sendo sucintamente descritos nos seguintes itens:

a) deslocamento das partículas por impacto das gotas de chuva

Identificado como “splash erosion” ou erosão por salpico, o deslocamento das partículas causa dispersão de argilas e desintegração de agregados, formando um selo superficial de baixa porosidade, restringindo a infiltração e aumentando o escoamento superficial. A formação do selo superficial ocorre principalmente em solo descoberto BARCELOS et al. (1999), sendo menor em solo com estrutura mais estável. Além da desagregação o impacto das gotas de chuva, também é responsável pelo transporte do salpicamento em pequenas distâncias e pela suspensão de partículas do solo, decorrente da turbulência provocada no impacto.

Os mecanismos do impacto das gotas de chuvas tais como a geometria do impacto, velocidade e distribuição espacial são conhecidos a partir de técnicas fotográficas. A forma do impacto e as trajetórias das gotas de chuva são afetadas pela profundidade do escoamento, declive, vento, ângulo de inclinação das gotas e velocidade do fluxo. Estes fatores contribuem para a anisotropia das gotas de chuva sobre o solo e resultam em um transporte líquido de material do solo, GERITS et al. (1990).

b) Transporte de partículas do solo

O transporte de partículas por fluxos superficiais pode ser compreendido como o resultado de tensões cisalhantes, que superam a resistência estática das partículas individuais. Segundo MORGAN (1986) os estudos de transportes de partículas de solo em fluxos não canalizados e rasos, tem indicado que apenas uma parte dos sedimentos é

transportada em suspensão, e que as partículas mais grosseiras são transportadas como carga de fundo.

KINNELL (1991) descreve que quando uma partícula de solo sofre o impacto das gotas de chuva, pode entrar em transporte de três maneiras:

- partículas pequenas ou de baixa densidade poderão se mover em suspensão;
- partículas de densidade maior ou de alta densidade podem cair junto ao fundo;
- escoamento com suficiente velocidade, as partículas podem se mover com carga de fundo (empurradas ou roladas). No entanto, estas partículas não entram em movimento pela ação de uma força adicional. Esta força é fornecida pelas gotas de chuva ao se chocarem com o fluxo de água raso. O transporte é induzido pelo embate das gotas de chuva sobre o escoamento, o qual por sua pouca disponibilidade de energia, seria incapaz de transportar essas partículas.

c) erosão por quedas d'água

A erosão por quedas d'água tem sua origem a partir da água do escoamento superficial, que desemboca no interior das incisões erosivas. A turbulência ocasionada pela queda d'água retira material na área ao redor da zona de impacto e escava uma depressão na base da borda, configurando a chamada erosão por quedas d'água ou erosão em cascatas. A erosão em cascata depende da coesão entre os materiais erodidos e da frequência dos eventos chuvosos, que podem ser gerados tanto durante chuvas intensas e concentradas, quanto durante chuvas de baixa intensidade, porém contínuas ao longo de um ou mais dias, OLIVEIRA (1999). No que diz respeito à produtividade, GUERRA et al. (2004) descreve que nas áreas agrícolas a erosão por queda d'água implica a sua diminuição e dependendo da extensão e gravidade do processo erosivo, é muito comum a agricultura cessar sua atividade, ou então dar lugar à pecuária extensiva, como tem acontecido em vários trechos dos estados de Minas Gerais, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul e Goiás. Por isso, COELHO SILVA (2000) afirma que são muitos e complexos os mecanismos pelos quais a erosão em suas fases de desagregação, transporte e deposição das partículas minerais e orgânicas, reduzem a capacidade de produção vegetal do solo. A Figura II.9 apresenta os mecanismos básicos de degradação da

estrutura do solo e em consequência, os danos que as gotas de chuva em queda livre acompanhada das enxurradas provocam na redução da produtividade do solo.

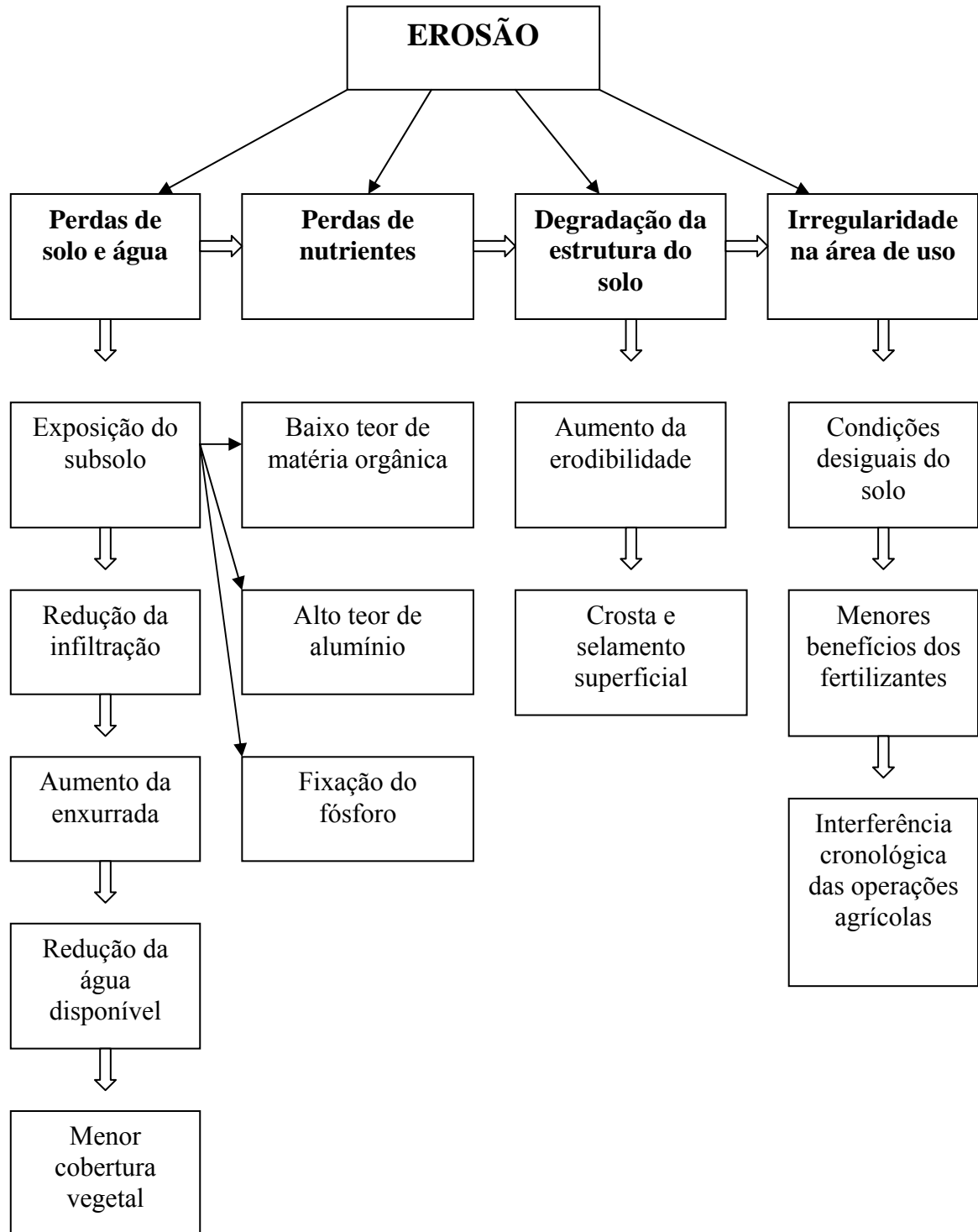


Fig II.9 – Diagrama esquemático dos mecanismos pelos quais a erosão reduz a produtividade do solo (modificado pela USDA – 1981).

Estes mecanismos de erosão que determinam as reduções da produtividade do solo podem ser avaliados através de seus efeitos em parâmetros morfológicos, físicos, químicos, biológicos bem como em aspectos econômicos.

d) Solapamento da base de taludes

O solapamento da base dos taludes pode ocorrer por outros mecanismos além da erosão em cascatas, como transporte de partículas pelo escoamento superficial, transporte por infiltração do lençol freático e filetes subverticias, OLIVEIRA (1999).

FENDRICH et al. (1997) verificaram que quando as águas se infiltram perfil adentro, encontram uma camada impermeável que não podem transpor, então esse fluxo corre lateralmente sobre essa camada aflorando nas encostas, onde provocam solapamentos com abertura de sulcos ou valas. A intensidade desse tipo de erosão é diretamente proporcional à diferença de nível, entre o fundo do vale e o nível normal do lençol freático superior. Aos aumentos constantes do fluxo subterrâneo, tem-se um aumento proporcional da sua velocidade de escoamento. A água do subsolo sofre um aumento de pressão, devido ao maior fluxo e também pelo aumento do gradiente desagregando as partículas mais soltas do solo. Surgem assim, rupturas internas com desmonte de maciços saturados que pelo efeito da gravidade caem no pé do talude. O escoamento subterrâneo e contínuo vai atuando e arrastando novos grãos, provocando novas rupturas internas e desmontando novos maciços.

e) Liquefação de materiais de solo

STARK e MESRI (1992) definem a liquefação como uma tendência de contração do solo, quando em condições não drenadas geram elevadas poropressões, reduzindo conseqüentemente, a sua resistência ao cisalhamento que por sua vez é levada para um valor crítico. Na Figura II.10, ISHIHARA et al. (1980) descreveram a seguinte seqüência para explicar o processo de liquefação: a) areia acumulada livremente antes da liquefação; b) momento que antecede a liquefação em que todas as partículas estão em estado flutuante; c) o processo é concluído na parte inferior, enquanto ainda

continua na parte superior; d) a liquefação é completada em todos os estratos, deixando o solo denso.

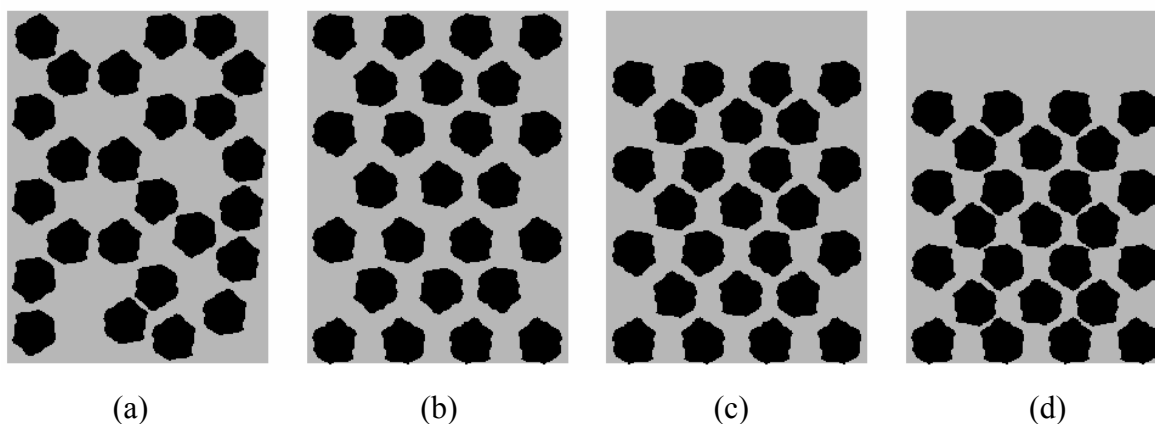


Figura II.10 – Seqüência do processo de liquefação, ISHIHARA et al. (1980)

O estado de liquefação é relativamente rápido e a mobilização do material é seguida por novo empilhamento de partículas individuais. Neste caso, o processo se manifesta quando o solo está saturado, resultado das variações do nível do lençol freático e ocorrendo em ritmos sazonais, sendo as estações úmidas as mais propícias. IVANOV (1978) estabeleceu que para que se efetue completamente o processo de liquefação, devem ser satisfeitas as seguintes condições:

- a) Ocorrência de uma destruição total da massa de solo;
- b) Possibilidade de alteração de volume de massa;
- c) Saturação total ou quase total da massa de solo (acrécimo elevado das poropressões).

Em zonas sísmicas é bastante comum a ocorrência de liquefação e tem sido causa de rupturas de diversas barragens, o que tem causado grandes prejuízos econômicos e danos ambientais sérios. Neste caso, a liquefação é causada pelo comportamento dilatante do material, ou seja, a liquefação é cíclica.

f) Movimentos de Massa

Movimento de massa é uma expressão descritiva para o movimento descendente de materiais que formam as encostas-rocha, solos, enchimentos artificiais ou a combinação

desses materiais. Ao contrário da erosão dos solos, o movimento de massa envolve o deslizamento, tombamento, queda ou dilatação de massa.

ARAÚJO et al. (2005) relata que muitos dos fatores hidrológicos do solo e da encosta que controlam a erosão superficial, também controlam os movimentos de massas. Os dois processos, entretanto, diferem em alguns aspectos. As características que mais se destacam na erosão superficial e movimentos de massa são contrastados na Figura II.11.

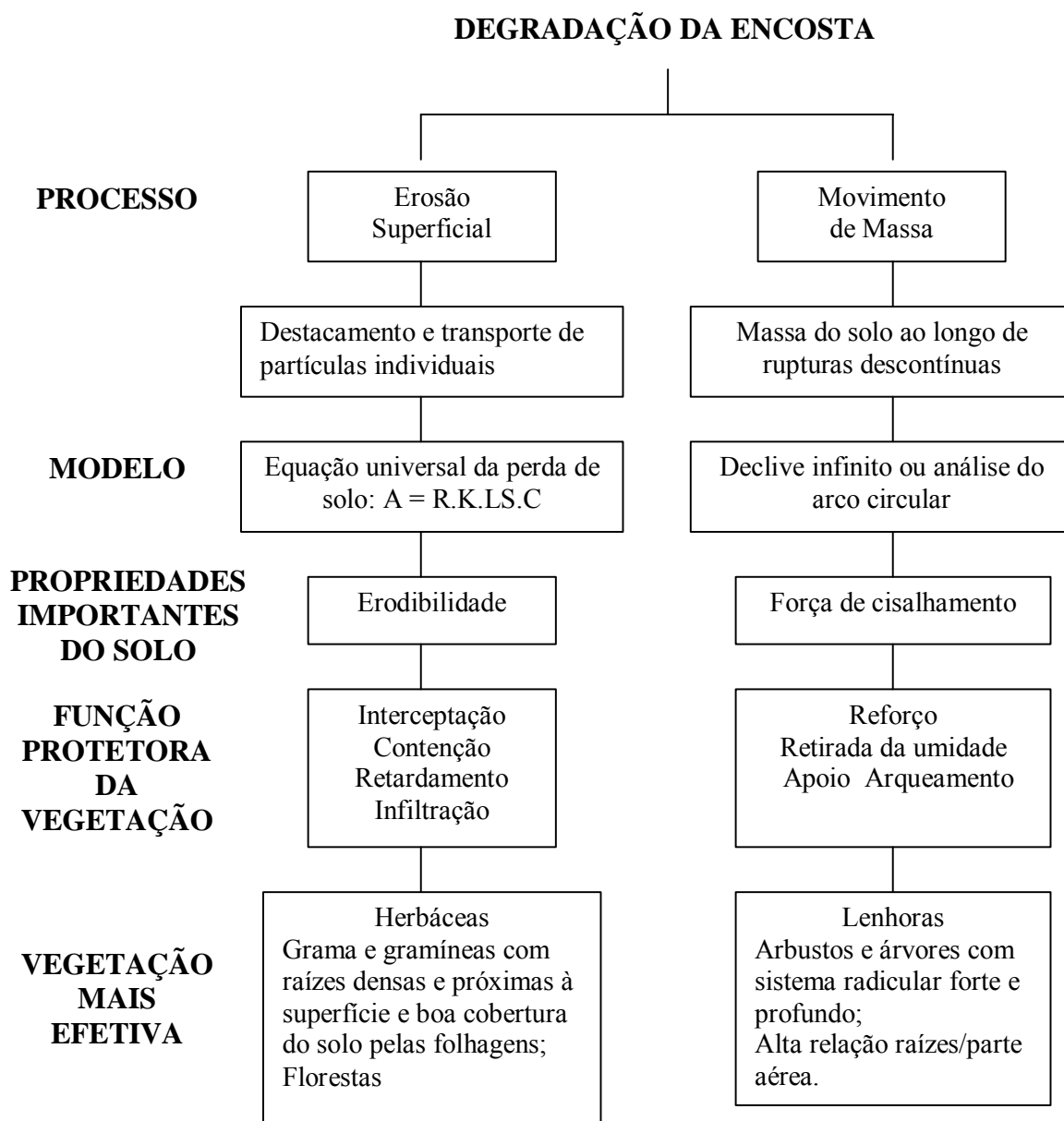


Figura II.11 – Características da erosão superficial x movimento de massa, ARAÚJO et al. (2005).

A precipitação que afeta diretamente a erosão, somente atinge o movimento de massa indiretamente. Por outro lado, condições geológicas tais como, orientações de juntas podem influenciar na estabilidade da massa, mas não na erosão superficial. A vegetação tem uma influência importante tanto na erosão, quanto no movimento de massa.

AUGUSTO FILHO (1992) afirma que existe uma tendência a se adotar classificações regionalizadas adaptadas as condições locais, onde os estudos de análise e controle de escorregamentos são realizados. A Tabela II.3 descreve a proposta de classificação feita por este autor, sendo um referencial para descrição dos principais tipos de movimentos de massa associados às encostas.

Tabela II.3 : Classificações dos movimentos de massa, AUGUSTO FILHO (1992).

Processos	Características dos movimentos, materiais e geometria.
Rastejo (Creep)	<ul style="list-style-type: none"> • Vários planos de deslocamento (internos) • Velocidade muito baixa • Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes • Solo, depósito, rocha alterada/fraturada • Geometria indefinida
Escorregamentos (slides)	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamento (externos) • Velocidade média e alta • Pequenos a grandes volumes de material • Geometria e materiais variáveis
Quedas (falls)	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamento • Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado • Velocidade muito alta • Material rochoso • Pequenos a médios volumes • Tombamento • Geometria Variável: placas, blocos etc.
Corridas (flows)	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas) • Movimento semelhante a um líquido viscoso • Desenvolvimento ao longo das drenagens • Mobilização de solo, rocha, detritos e água • Grandes volumes de material • Extenso raio de alcance mesmo em áreas planas

AMARAL e FEIJÓ (2004) no inventário de escorregamentos urbanos do Rio de Janeiro (Figura II.12) deixam claro que os escorregamentos simples, envolvendo apenas um tipo de movimento, queda, deslizamento ou corrida superam largamente os escorregamentos complexos numa relação de praticamente 24:1. Entre os escorregamentos simples, os deslizamentos predominam sobre as corridas (71% a 18%) e principalmente sobre as quedas (71% a 11%). Quanto ao material envolvido nos movimentos de massa, registra-se uma larga predominância dos escorregamentos em solos residuais, 45% contra 10% que envolvem rocha, enquanto apenas 28% afetam depósitos de colúvio.

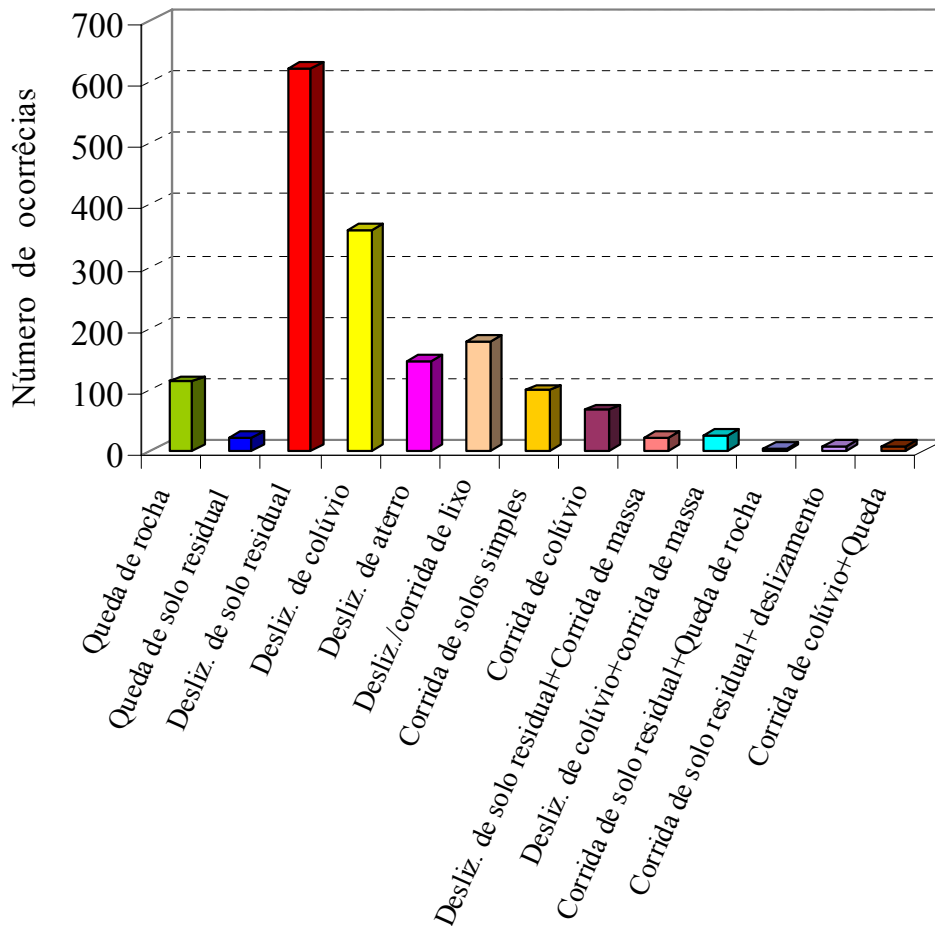


Figura II.12 – Tipos de movimentos e materiais mobilizados pelos escorregamentos, AMARAL e FEIJÓ (2004).

GUIDICINE e NIEBLE (1984) enquadram as voçorocas como movimentos complexos de massa, as quais resultam de uma combinação dos tipos de movimentos de massa,

abrangendo todos os fenômenos de movimentação, onde durante sua manifestação ocorre uma mudança de características morfológicas e mecânicas.

GAIOTO e QUEIROZ (1993) citam os fatores que influenciam para o aumento da instabilidade nas voçorocas ou ravinas, contribuindo para o aumento das tensões cisalhantes ou o decréscimo da resistência ao cisalhamento dos solos. Os principais fatores que contribuem para o acréscimo das tensões cisalhantes são:

- desconfinamento lateral decorrentes de erosões, queda de blocos, etc;
- sobrecarga imposta pela construção de aterros, acúmulo água, estocagem de materiais ou de resíduos, construções, etc;
- pressões laterais causada pelo empuxo da água ao preencher fendas no maciço;
- inchamento de solos expansivos em contato com a água, mobilização de tensões residuais;

Entre os principais fatores que contribuem para o decréscimo na resistência ao cisalhamento do solo, tem-se:

- Redução das tensões de sucção decorrente do aumento do grau de saturação do solo;
- Falhas, juntas e contatos geológicos;
- Modificações da estrutura provocadas por solicitações dinâmicas;
- Liquefações das areias finas saturadas provocadas por vibrações;
- Fissuramento do solo provocado por ressecamento;
- Lixiviações de compostos solúveis.

De todos os fatores citados a água de chuva é sem dúvida, o mais importante agente instabilizador de taludes em solos naturais. O maior testemunho do efeito danoso da água é a constatação dos deslizamentos, por ocasião dos períodos chuvosos. WOLLE (1984) citado em LIMA (2003), comenta que a erosão provocada pelas águas tanto superficiais quanto subsuperficiais, produzem alterações geométricas que podem resultar em escorregamentos ou quedas de taludes, ou ainda através da formação de regiões enfraquecidas do maciço, que vem a se transformar em superfícies preferenciais de ruptura.

A chuva precedente a um evento é muito importante, quanto ao potencial em provocar escorregamentos. Esta relação entre os escorregamentos e os índices pluviométricos tem levado alguns pesquisadores a tentarem estabelecer relações empíricas, probabilísticas ou físico-matemáticas entre estes dois parâmetros.

g) Arraste de partículas por percolação

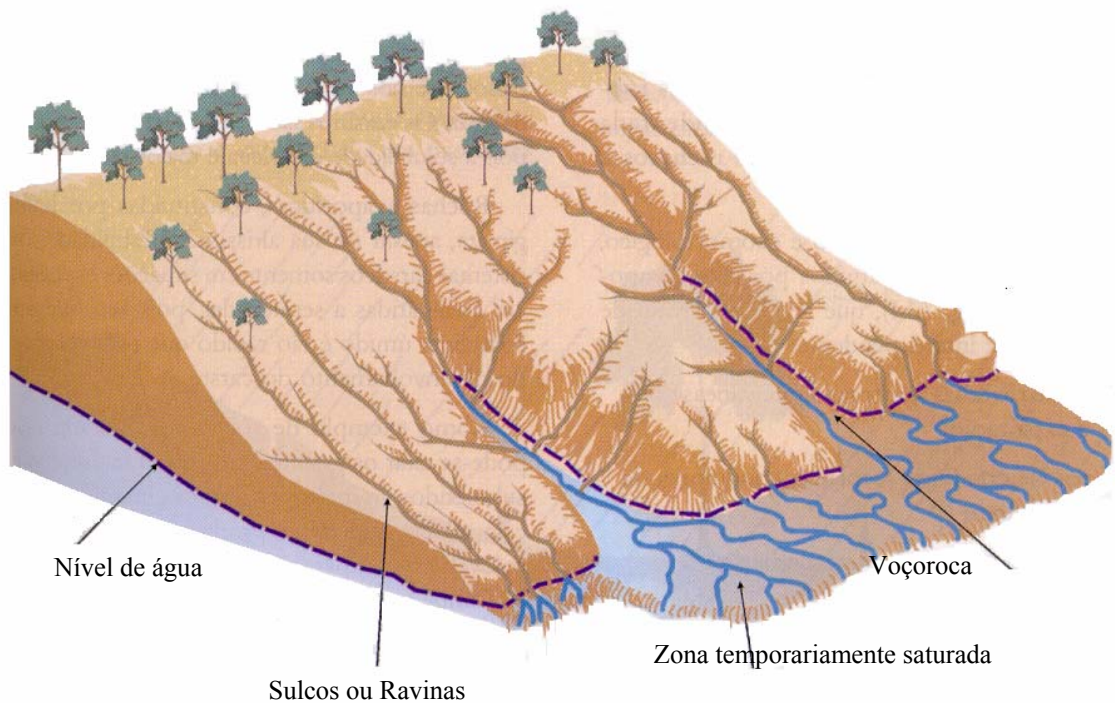
COELHO NETO (1998) descreve que este tipo de arraste de partículas provoca um tipo de erosão denominada de erosão de vazamento, quando o fluxo exfiltrante atinge uma descarga crítica capaz de deslocar a partícula do meio poroso. Este tipo de erosão ocorrendo por meio de fraturas, pode originar túneis que avançam a remontante formando canais erosivos. Os arrastes das partículas de solo estão associados às perturbações, que acarretam variações do nível do lençol freático devido às características hidrogeológicas dos aquíferos.

h) Arraste de partículas por fluxos concentrados em túneis ou dutos

É o arraste das partículas de solo causado pela surgência da água subterrânea, ou movimento na direção de uma face livre. É comum se referir a este tipo de erosão como formação de dutos (piping). O fenômeno é também conhecido como solapamento de nascentes, ou o destacamento e movimento de partículas de solo no ponto de emergência de uma nascente ou fonte d'água no solo. A formação de dutos ocorre quando a força da água emergente excede a tensão intergranular ou as forças de coesão GUERRA et al. (2004). O processo de formação dos dutos está relacionado ao próprio intemperismo sob condições especiais, havendo dissolução e carreamento de minerais em subsuperfície. Uma vez formado o duto ou a cavidade, há um alargamento porque as linhas de fluxo são atraídas para uma área com uma maior resistência ao fluxo, resultando em uma concentração das linhas de fluxo ou densidade líquida, podendo causar o colapso do teto dando origem a uma voçoroca, GUERRA (2003).

II.6 FORMAS DE EROSÃO

Dependendo da forma que se dá o escoamento superficial ao longo da vertente, podem se desenvolver dois tipos de erosão. A erosão laminar se o fluxo é difuso e a erosão linear, que ocorre quando as linhas de fluxo das águas podem evoluir para ravinas ou mesmo voçorocas. A erosão na área de estudo é do tipo linear, portanto este item é direcionado ao estudo da erosão provocada pelas águas da chuva: (sulcos e ravinas). KARMANN (2000) apresenta na Figura II.13, a morfologia dos processos erosivos em forma de sulcos, ravinas e voçorocas.



Fonte: Decifrando a Terra – Oficina de texto - 2000

Figura II.13 – Morfologia dos processos de sulcos, ravinas e voçorocas – KARMANN (2000).

II.6.1 EROSÃO EM SULCOS

Grande parte do solo perdido por erosão hídrica é retirada das áreas mediante pequenos e bem definidos canais chamados sulcos. A concentração do escoamento superficial nestes canais é causada por irregularidades na superfície do solo, por variação na sua estrutura ou na sua erodibilidade. Além de servir como conduto para a retirada de solo erodido, a concentração do fluxo superficial no fundo e nas paredes pode causar a erosão denominada em sulcos, como é mostrado na Figura II.14. A erosão em sulcos ocorre quando as forças de cisalhamento do escoamento superam as forças coesivas do solo, momento em que é superada a tensão crítica de cisalhamento. Portanto, a erosão em sulcos é uma resultante da interação da capacidade do escoamento em erodir e a capacidade do solo em resistir às forças de desagregação e transporte pelo escoamento.



Figura II.14 – Processo erosivo em forma de sulco (Cabo de Santo Agostinho).

As incisões que dão origem aos sulcos têm início quando a tensão de cisalhamento do fluxo concentrado supera as condições de resistência ao início de movimento, sendo denominada de tensão crítica de cisalhamento. O balanço entre a força erosiva do fluxo

e a resistência à erosão das partículas do fundo, determina as taxas de desagregação RAUWS e GOVERS (1988). Desta maneira, o principal agente da erosão em sulcos é a ação cisalhante do fluxo concentrado sobre o fundo e as laterais, agindo diretamente na desagregação do solo, na formação de incisões no leito dos sulcos (headcuts), as quais avançam para montante, isto é, contrariamente a direção do fluxo ou no desmoronamento das paredes laterais.

FOSTER (1982) caracteriza a erosão em sulcos como incisões com uma profundidade máxima de 300 mm. Nas áreas de ocorrência da erosão em sulcos, há domínio da ação erosiva decorrente da energia associada ao escoamento, sendo usualmente desprezível a energia de impacto das gotas da chuva no desprendimento.

MERRIT (1984) identificou a partir de ensaio de laboratório em um solo arenoso, quatro estágios no desenvolvimento de sulcos incipientes, denominados de micro sulcos “micro-rill”, como é mostrado na Tabela II.4.

Tabela II.4 – Estágios de formações de sulcos, MERRIT (1984).

Estágios	Número de Reynolds (R_e)	Reynolds de partícula (R_e^*)	Número de Froude (F_r)	Perda de carga (f) log (f)	Concentração de sedimentos (mg Kg^{-1})
Escoamento difuso	100	3,8	10,4	0,002	6050
Escoamento preferencial	180	6,4	6,0	0,006	19690
Sulcos sem incisões	460	8,4	4,9	0,007	21460
Sulcos com incisões	840	9,2	6,7	0,004	21590

O primeiro estágio difuso foi classificado como laminar, com número de Reynolds (R_e) < 500. No segundo estágio ocorreu um acréscimo da rugosidade e o escoamento preferencial apresentou ainda um regime laminar. No terceiro e quarto estágios o

escoamento ficou bem definido, caracterizando o regime de transição. Foi identificada no quarto estágio, a presença de incisões na superfície na forma de “headcuts”, processo que MERTEN (2000) denominou de erosão regressiva. O escoamento foi considerado em todos os estágios como supercrítico, ou seja, com número de Froude ($Fr > 1$).

O número de Froude prevê dois estados de fluxo: o fluxo subcrítico e o fluxo supercrítico. Fluxos subcríticos ($Fr < 1$) caracterizam fluxos canalizados, cuja superfície guarda aspecto suave. Fluxo supercrítico Froude ($Fr > 1$), tipicamente mais rápido e menos profundo, podem manter grandes ondas na superfície. O limiar entre estes dois estados $Fr = 1$ descreve um fluxo crítico. SLATTERY e BRYAN (1992) relatam que o número de Froude (Fr) tem sido utilizado como parâmetro relacionado à formação de sulcos. Para solos arenosos o início da formação dos sulcos é identificado quando o escoamento exceder o valor de 1,2 e para solos de textura argilosa 2,8.

RAUWS (1987) apresenta outro parâmetro que indica o início da formação dos sulcos, que é a velocidade de cisalhamento (U^*), estando relacionado com a ocorrência de eventos turbulentos em regimes supercrítico, e conseqüente variações da velocidade.

II.6.1.1 DESAGREGAÇÃO E TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NA EROSÃO EM SULCOS.

Os sulcos de erosão fazem parte da paisagem e apresentam variação morfológica no tempo e no espaço. O fundo e as paredes dos sulcos variam sua forma quando o solo é erodido, que desta forma altera o mecanismo responsável pela dinâmica e formação dos sulcos, LEI et al. (1998).

As partículas do solo desprendidas pelo impacto das gotas de chuva têm no escoamento superficial o principal veículo de transporte, capaz de levar os produtos da erosão a grandes distâncias de suas fontes de origem. Além disso, o fluxo superficial pode possuir energia suficiente para quebrar os agregados naturais do solo e produzir erosão.

Em projetos de estrutura para o controle da erosão e de inundações são necessárias informações sobre o escoamento superficial. Quando o objetivo é reter ou armazenar a

água, o conhecimento do volume escoado é suficiente, porém quando se pretende conduzir o excesso de água de um lugar para o outro é mais importante o conhecimento da vazão escoada, GRIEBELER et al. (2001).

O escoamento superficial tem sua origem fundamentalmente nas precipitações. Parte da água da chuva é interceptada pela vegetação e outros obstáculos, de onde se evapora posteriormente. Do volume que atinge a superfície do solo, parte é retido em depressões do terreno, parte se infiltra e o restante escoar pela superfície do terreno. Isto ocorre, logo que a intensidade da precipitação supere a capacidade de infiltração do solo e os espaços nas superfícies retentoras tenham sido preenchidos.

No início do escoamento superficial, forma-se uma película laminar que aumenta de espessura, à medida que a precipitação prossegue até atingir um estado de equilíbrio. O fluxo superficial se torna turbulento em função da espessura da lâmina d'água. As rugosidades ou asperezas da superfície causam pequenas ondulações no fluxo, que ao atingir certa velocidade, dão lugar à formação de pequenas turbulências, que tendem a aumentar com a concentração ao longo das declividades. Essa turbulência desenvolve forças de elevação no fluxo, pondo em suspensão as partículas do solo. As partículas mais leves e mais finas permanecem em suspensão e são assim transportadas pelo fluxo. As partículas menos leves permanecem por algum tempo em suspensão, enquanto as forças de elevação as mantiverem assim, sendo depositadas quando estas forças diminuem. Estas partículas são transportadas por arraste, até que novos movimentos turbulentos do fluxo as coloquem novamente em suspensão. Por último, as partículas mais grossas e mais pesadas permanecem na superfície, deslizando ou rolando sobre o solo.

A ação do escoamento superficial no processo erosivo se manifesta em duplo aspecto: desagrega as partículas do solo e ao mesmo tempo, transporta estas partículas para outros lugares. A ocorrência deste duplo aspecto, logicamente está condicionada a uma série de fatores relativos às características do escoamento, tamanho e forma das partículas sólidas susceptíveis ao transporte, declividade do terreno, condição e natureza da cobertura vegetal.

SLATTERY e BRYAN (1992) destacam que o escoamento superficial atinge sua capacidade máxima de desagregação e transporte, quando está concentrado nos sulcos de erosão, enquanto FOSTER et al. (1982) afirmam que a erosão em sulcos é a principal fonte de produção de sedimentos em áreas agrícolas.

Quando o fluxo concentrado provoca a erosão do solo, o sulco tende inicialmente a se aprofundar devido a maior tensão cisalhante do fluxo no fundo do canal. O aprofundamento do sulco domina o processo, até que o fluxo encontre uma camada de solo mais resistente à erosão, quando o sulco passa predominantemente a se alargar. Tal alargamento provoca uma redução do raio hidráulico, o que provoca uma redução da tensão cisalhante do fluxo, mantida a mesma vazão do sulco. Quando a tensão cisalhante do fluxo se torna menor que a tensão crítica de cisalhamento do solo, o sulco atinge uma seção de equilíbrio, não havendo mais desagregação do solo, FOSTER et al. (1982). A necessidade do conhecimento das relações hidráulicas e da morfologia dos sulcos para determinação da capacidade de desagregação e transporte levou a utilização da prática da pré-formação de sulcos, que são expostos à ação cisalhante do escoamento. Desta forma, tem sido comum a determinação do raio hidráulico R_h (m), da área (m^2) e do perímetro molhado dos sulcos P_m (m), que são fundamentais para a determinação da tensão cisalhante do escoamento nos sulcos de erosão, GIASSON & CASSOL (1996).

Pela complexidade e diversidade de fenômenos envolvidos na erosão de um sulco ELLIOT e LAFLEN (1993), apresentam uma expressão de predição da erosão em sulcos, baseada nos parâmetros hidráulicos como é apresentado na equação II.2.

$$D_c = K_p \left[\left(\frac{\gamma_w Q S}{W_r} \right) - P_c \right] \quad \text{equação II.2}$$

D_c = capacidade de desagregação do solo em sulcos, K_p = coeficiente de erodibilidade do solo, γ_w = peso específico da água, Q = taxa de fluxo no sulco, S = declividade dos sulcos, W_r = largura dos sulcos e P_c = potência crítica do escoamento abaixo da qual não ocorre erosão.

FOSTER et al. (1989) considera que a taxa de desagregação resultante quando a tensão cisalhante do fluxo supera a tensão crítica de cisalhamento do solo, varia em função do tipo de solo, sendo diretamente proporcional ao fator de erodibilidade em sulcos e a diferença entre a tensão de cisalhamento e a tensão crítica de cisalhamento do fluxo. De acordo com FOSTER et al. (1989), a taxa atual de desagregação em sulcos é calculada para o caso de quando a tensão de cisalhamento do fluxo exceder a tensão crítica de cisalhamento do solo, ou quando a carga de sedimento for menor que a capacidade de transporte do fluxo, equação II.3.

$$D_r = D_c \left(1 - \frac{G}{T_c} \right) \quad \text{equação II.3}$$

D_r = taxa de desagregação do solo em sulcos ($\text{kg. m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

D_c = capacidade de desagregação do solo pelo fluxo nos sulcos ($\text{kg. m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

G = carga de sedimentos no fluxo ($\text{kg. m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

T_c = capacidade de transporte do fluxo do sulco ($\text{kg. m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

A capacidade de desagregação do escoamento D_c é definida pela equação de Du Boys, para quantificar a capacidade de transporte de sedimentos por arraste, como é mostrado na equação II.4.

$$D_c = K_r (\tau - \tau_c) \quad \text{equação II.4}$$

Onde: D_c = capacidade de desagregação de solo pelo fluxo nos sulcos ($\text{kg. m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

K_r = erodibilidade do solo em sulcos ($\text{kg.N}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$);

τ = tensão cisalhante média do escoamento (Pa);

τ_c = tensão crítica de cisalhamento do solo (Pa);

A desagregação em sulcos é considerada zero quando a tensão cisalhante do fluxo (τ) é menor que a tensão crítica de cisalhamento do solo (τ_c). A tensão de cisalhamento do fluxo (γ) é dada pela equação II.5:

$$\tau = \gamma \cdot R_h \cdot S$$

equação II.5

onde: τ = tensão cisalhante do fluxo (N.m^{-2} ou Pa);

γ = peso específico da água (N.m^{-3});

R_h = raio hidráulico do sulco (m);

S = declividade do sulco (m.m^{-1}).

II.6.2 EROSÃO EM RAVINAS

A erosão em ravinas é formada por pequenas incisões feitas na superfície do solo, quando a água de escoamento superficial passa a se concentrar e a fazer pequenos canais. A rede de ravinamento não é sempre paralela, sendo por vezes cruzadas e anastomasadas. Em inglês ravinas e voçorocas são conhecidas como *gullies*, sendo observado ou não a presença de lençol freático. A Figura II.15 apresenta o processo erosivo em forma de ravina.



Figura II.15 – Processo erosivo em forma de ravina (Cabo de Santo Agostinho).

GUERRA (1998b) enfatiza que ultimamente não são produzidos muitos trabalhos para o entendimento do processo de geração e desenvolvimento de ravinas. BRYAN (1987) relata que enquanto pouca atenção tem sido dada aos estudos de erosão por ravinas, muito mais ênfase tem sido dada ao papel da erosão inter-ravinas.

A iniciação das ravinas tem sido explicada em termos de fluxo hidráulico, seguindo HORTON (1945), que considerou que o desenvolvimento está relacionado com a velocidade e conseqüentemente a capacidade de transporte de fluxo. A água acumulada a uma distância relativamente crítica da superfície superior da encosta forma um fluxo, onde passa a aumentar e se tornar canalizado dando início às ravinas. A iniciação pode resultar, somente da ação hidráulica da água sobre partículas essencialmente inertes.

Os estágios iniciais da evolução do sistema de drenagem, segundo BRYAN (1987) podem estar relacionados às ravinas permanentes, que evoluem tipicamente em direção a jusante das voçorocas. Já as ravinas efêmeras podem se aprofundar ou alargar, transformando-se em ravinas permanentes ou podem se espalhar por uma área maior e se tornar mais rasas e eventualmente desaparecer. Nestes casos, elas afetam fortemente o fluxo de água e o transporte de sedimentos nas encostas, e conseqüentemente a evolução das formas do relevo.

Para FIGUEIREDO e VAJAPAYAM (1989), o desenvolvimento de ravinas pelo alargamento lateral com o tempo e durante os eventos de precipitação é atribuído à instabilidade das paredes laterais, causada principalmente pela infiltração da água no solo. O surgimento de fendas de tração, bem como a presença natural do lençol freático próximo ao pé dos taludes das ravinas, pode contribuir individualmente ou em conjunto para acelerar o processo de ruptura das paredes.

Para HORTON (1945), citado em GUERRA (1998b), o conceito de evolução de ravinas se baseia no fato de que, quando a precipitação excede a capacidade de infiltração do solo, dá-se o início do *runoff* (*escoamento superficial*). A remoção inicial de partículas é devido à força cisalhante exercida por este escoamento, à medida que aumenta gradativamente em profundidade ao longo da encosta. Porém, próximo ao topo da encosta, à força cisalhante imposta pelo fluxo laminar (*sheetflow*) não é suficiente para

remover as partículas, mas com o aumento do fluxo encosta abaixo ocorre o cisalhamento das partículas do solo e finalmente, a erosão começa a ocorrer a partir de uma distância crítica. Mas as ravinas também podem se formar próximo às bases da encosta, onde uma pequena incisão pode recuar em direção ao topo da encosta. De acordo com MORGAN (1986), esta incisão pode estar associada à saturação, causada pelo escoamento superficial, em vez de está relacionada com o fluxo hortoniano.

LIMA (2003) descreve que existem ainda hoje controvérsias, em termos de profundidade, quanto aos limites entre ravinas e voçorocas. CANIL et al. (1995) cita que ravinas seriam canais criados pelo escoamento superficial, enquanto as voçorocas são canais esculpidos pelo aprofundamento do lençol freático. O Glossary of Soil Science Terms (1997) publicado pela sociedade de Ciência do Solo dos Estados Unidos, estipula um limite entre as ravinas e voçorocas, segundo a qual estas últimas feições possuem profundidade e largura superiores a 0,50 m. DE PLOEY (1983) procura compreender a geração de runoff e a formação de ravinas, concluindo que existem certos limites em relação à formação. Um deles é que para ocorrer ravinas é preciso que haja uma declividade de pelo menos 2° a 3°, estando estes limites relacionados às características hidráulicas do fluxo. BERGSMA (1996) propõe que a erosão em canais com profundidade até 30cm podem ser consideradas ravinas.

BOWYER-BOWYER e BRYAN (1986) utilizaram no Canadá um simulador de chuvas, para comparar a formação e evolução das ravinas em solos argilosos e arenosos. Para solos argilosos as ravinas tendiam a ser mais largas e menos profundas com tendência a se formar a uma distância maior a partir do divisor. Nos solos arenosos as ravinas tendem a apresentar uma rede mais densa, sendo mais profunda e com menor largura.

II.6.3 EROSÃO EM VOÇOROCAS

Uma feição ainda mais flagrante da ocorrência do processo erosivo é a voçoroca, típica de regiões climáticas subtropicais. As voçorocas são constituídas geralmente por canais maiores que as ravinas, mais profundos e com paredes íngremes e fundo chato. Estes canais se caracterizam por apresentarem fluxo de água, durante e imediatamente após eventos chuvosos. As voçorocas são resultados da tendência de equilíbrio e dissipação

de energia em sistemas naturais. Portanto, elas ocorrem independentemente da ação humana, embora esta atue às vezes, como agente causador ou acelerador do processo erosivo, OLIVEIRA (1999).

Diversos fatores dão origem a este tipo de processo erosivo, podendo atuar de maneira separada ou conjunta dependendo da região que ocorrem. Dentro desta perspectiva alguns autores considerando o tipo de solo como um reflexo da combinação entre o substrato geológico e o relevo, atribui grande importância à análise dos solos para o estudo da erosão linear, e verificou que descontinuidades de coberturas pedológicas são os principais fatores desencadeadores dos processos por voçorocamentos.

As voçorocas que apresentam padrões anômalos, ou seja, crescimentos não concordantes ao gradiente topográfico, podem estar ligados às zonas de falhamentos e/ou fraturamentos, pois os fluxos superficiais não são capazes de explicar este comportamento, BACELLAR et al. (2001). Mesmo em voçorocas que tem iniciação por outros fatores, sua propagação remontante é guiada pelas estruturas geológicas, a partir do momento que o saprolito é atingido, BACELLAR (2000).

Para COELHO NETTO (1997) e CANIL (2001), a alteração ou retirada da vegetação original e da fauna endopedônica por ação antrópica ou não, podem da mesma forma ocasionar o voçorocamento, pois mudam a dinâmica no escoamento de água em superfície e subsuperfície. SALGADO et al. (2001) ressaltam que as grandes declividades e desnivelamentos altimétricos, aumentam a velocidade do fluxo de água e conseqüentemente sua potencialidade erosiva. A Figura II.16 apresenta o processo erosivo por formação de voçoroca no município de Araçoiaba/ PE.

VILAR e PRANDI (1993) descrevem o processo de formação das voçorocas como sendo o avanço das ravinas após atingirem o lençol freático, normalmente provocado por grande concentração de fluxo. Entretanto BACELLAR (2000), afirma que as ravinas não necessariamente evoluem para voçorocas, sendo comum sua estabilização devido às condições locais que impedem o seu aprofundamento até o lençol freático.

De acordo com os resultados a erosão por ravinas é controlada pela topografia, embora a relação entre a intensidade da erosão, declividade do terreno e o comprimento da encosta sejam variáveis no tempo. Já a formação das voçorocas não é determinada unicamente pela constituição do perfil do solo, mas também por uma importante quantidade de água proveniente a montante. Por isso, a vulnerabilidade de um perfil de solo depende da sua posição na topografia.



Figura II.16 - Processo erosivo por voçorocamento - Araçoiaba/ PE- AGÊNCIA CONDEPE/ FIDEM (2006)

MOEYERSONS (1991) relata que em Ruanda as encostas que possuem alta declividade e intensa atividade antrópica desenvolvem processo erosivo por voçorocamento, onde o escoamento superficial é suficiente para a ocorrência de erosão por ravinas. A explicação está no fato, de que a incisão inicial pela ação do escoamento superficial aumenta em direção a jusante. O desenvolvimento deste tipo de voçoroca progressiva contrasta com o desenvolvimento remontante clássico.

VIERO (2004) descreve que o potencial erosivo no processo de voçorocamento depende da concentração de fluxo e do gradiente hidráulico promovido pelas águas subterrâneas, em especial do concentrado em canal com o desenvolvimento do

fenômeno *piping*. Estas características podem ser determinadas através do estudo do comportamento piezométrico do lençol freático, entendendo-se que para possibilitar a ocorrência do fenômeno *piping*, é necessário o estabelecimento em uma porção da vertente altos níveis de concentração de fluxo d'água subsuperficial, associados a valores elevados de gradiente hidráulico, de maneira a permitir a remoção de partículas do solo na zona de percolação do lençol.

VIEIRA et al. (1980) classificam as voçorocas em simples e complexas. A voçoroca do tipo simples é uma erosão superficial que se estabelece em um local onde o perfil geológico é constituído por solos arenosos, diferenciando-se os horizontes apenas quanto a granulometria. Não existem as camadas de argila intercaladas entre as camadas de textura arenosa. A chuva atua então, destacando o solo pelo impacto e desagregando pelo escoamento superficial excedente, já potenciado pela declividade da encosta. O processo erosivo é superficial com destacabilidade e desagregação do solo, com perdas consideráveis do mesmo, processando-se de jusante para montante segundo talvegue ou rasgo principal. Ao atingir outros sulcos o processo se multiplica, ramificando-se sob a forma dentrítica. A intensidade de progressão deste tipo de erosão depende da resistência oposta pelo solo, desagregação e transporte do solo pelos horizontes inferiores ou pelo nível de base de arenitos mais resistentes. Neste caso, a erosão passa a atuar lateralmente em locais de menos resistência ou desgaste, formando ramos secundários da voçoroca.

As voçorocas do tipo complexas se estabelecem, quando entre os horizontes arenosos se encontram intercalando uma ou mais camadas de argila. A atuação da água se dá interruptamente, quer por sua parcela correspondente ao escoamento superficial no período chuvoso, quer pela sua parcela devida ao escoamento subterrâneo durante todo o período seco. No local onde a erosão superficial cortou o lençol freático existe um acentuado efeito erosivo, devido ao escoamento subterrâneo que aí encontrando menor resistência ao seu escoamento, inicia o processo erosivo subterrâneo.

II.7 APLICAÇÕES DE MODELOS FÍSICOS-MATEMÁTICOS PARA DESCREVER A EROSÃO

Atualmente há necessidade de se dispor de dados que quantifiquem, ou ao menos qualifiquem a magnitude dos processos em uma área determinada ou a um dado lugar através de diferentes métodos para avaliar a erosão. Muitos métodos são qualitativos e se empenham fundamentalmente em confeccionar mapas de risco, com o objetivo de dividir uma região ou área de classe de erosão similar, que podem ser utilizados como base para planificar estratégias e trabalhos de conservação do solo. Segundo NEARING et al. (1994) existem basicamente três tipos de modelos de erosão:

- Modelos empíricos que são baseados em observações segundo uma lógica indutiva e usualmente de natureza estatística, sendo aplicado em condições na qual os parâmetros foram calibrados.
- Modelos conceituais estão entre os modelos empíricos e os físicos, e são baseados especialmente unindo tipos de equações da continuidade (água e sedimentos).
- Modelos físicos que representam essencialmente os mecanismos que controlam a erosão. De acordo com NEARING et al. (1994), os modelos físicos representam uma síntese dos componentes individuais que afetam a erosão, incluindo as interações complexas entre os vários fatores e suas variações espaciais e temporais. Pesquisas científicas podem usar os modelos físicos para identificar, quais as partes do sistema são mais importantes no processo erosivo e assim, dar mais atenção na predição e seu controle tecnológico.

A descrição do processo erosivo evoluiu muito, a partir da década de 50 com o surgimento da *Equação Universal das Perdas de Solo* (USLE), formulada inicialmente por WISCHMEIER e SMITH (1962) e publicada posteriormente em sua forma definitiva no Manual 534 do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos WISCHMEIER e SMITH (1978). A possibilidade de representação do fenômeno com base em princípios da hidráulica, mecânica da erosão, transporte de sedimentos e de outras ciências a fins, bem como certas limitações dos modelos empíricos e a crescente

disponibilidade de apoio computacional, tem sido alguns dos fatores que estimulam a evolução dos modelos matemáticos determinísticos. Embora ainda não se consiga uma representação abrangente de todo o processo erosivo, a modelação com base apenas nas fases mais relevantes, tem proporcionado respostas bastante promissoras. A origem dessa fase de estudo da erosão dos solos, pode ser centrada no modelo proposto por MEYER e WISCHMEIER (1969). Neles são quantificados os quatro subprocessos componentes da erosão: desagregação de partículas pelo impacto da gota, transporte pela gota de chuva, destacabilidade e transporte pelo fluxo. O modelo fornece as taxas de erosão e disposição para eventos individuais de precipitação, além de permitir estudar uma série de variáveis interveniente no processo como a declividade e a erodibilidade.

II.7.1 Equação Universal de Perda do Solo (USLE)

Com base na análise dos dados de escoamento superficial e perdas do solo obtidas em mais de 10000 parcelas experimentais, em condições de chuvas naturais e simuladas, WISCHMEIER e SMITH (1962) desenvolveram uma equação conhecida na literatura como Equação Universal de Perda do Solo (USLE), que expressa a perda de solo por unidade de área, sendo representada pela equação II.6:

$$A = R K L S C P \quad \text{equação II.6}$$

Onde: A = perda de solo ($t.ha^{-1}$); R = erosividade ($MJ. ha^{-1}.mm.h^{-1}$); K = erodibilidade do solo ($t.ha^{-1})/(MJ. ha^{-1}. mm.h^{-1})$; L = distância ao longo da qual ocorre o escoamento superficial (m); S = declividade do terreno; C = uso e manejo do solo (adimensional) e P = práticas conservacionistas adotadas (adimensional).

a) Fator erosividade da chuva (R)

Expressa a capacidade da chuva de causar erosão num solo sem proteção. Esse fator considera tanto a quantidade precipitada, quanto à energia cinética das gotas de chuva que incidem sobre o solo, que é influenciada pela intensidade da chuva e pelo tamanho das gotas. WISCHMEIER e SMITH (1962) sugerem que a estimativa do fator R para

dada localidade, seja obtida multiplicando a energia da chuva pela intensidade máxima de precipitação, correspondente a uma duração de 30 minutos (I_{30}), uma vez que as perdas de solo ocasionadas pelas chuvas em terrenos cultivados, são diretamente proporcionais ao valor do produto dessas duas características da chuva.

b) Fator erodibilidade do solo (K)

Expressa a quantidade de solo erodido por unidade de índice de erosividade da chuva, para um solo específico que é mantido sem cobertura, embora submetidos a práticas culturais normais em um declive de 9% e comprimento de rampa de 22,1m. A erodibilidade expressa sua suscetibilidade à erosão, constituindo-se uma propriedade intrínseca do solo, que depende da velocidade de infiltração da água no solo, da sua capacidade de armazenamento da água, das forças de resistência do solo à ação da chuva e do escoamento superficial.

c) Fator topográfico (Fator LS)

A intensidade da erosão hídrica é afetada tanto pela distância ao longo da qual se processa o escoamento superficial, quanto pela declividade do terreno. Na aplicação prática da USLE, estes efeitos são considerados conjuntamente por meio de um fator topográfico (LS), que representa as perdas de solo em uma área com declive e comprimento de rampa quaisquer, e as perdas que ocorrem em uma parcela unitária com 22,1 m de comprimento e 9% de declive.

d) Fator e manejo do solo (C)

É a relação entre as perdas de solo de um terreno cultivado nas condições de interesse, e as perdas que ocorrem em um terreno mantido continuamente sem cobertura e cultivado, isto é, nas mesmas condições em que o fator K é determinado. O efeito das variáveis uso e manejo do solo deve ser avaliado de forma conjunta, por causa das diversas interações que ocorrem entre estas práticas. O fator C quantifica o efeito combinado de cobertura e manejo do solo.

e) Fator Práticas Conservacionistas (P)

É o fator que considera as práticas conservacionistas adotadas, expressando a relação entre as perdas de solo de um terreno cultivado e as perdas de solo quando o plantio é feito encosta abaixo. A USLE permite estimar a perda média anual de solo provocada pela erosão em entressulcos e em sulcos, nas condições em que foram obtidos os valores de seus componentes. Esta equação foi desenvolvida para as condições dos Estados Unidos onde há um grande banco de dados, no entanto para outras localidades exige extensiva pesquisa para obtenção dos termos componentes da equação.

É importante salientar também que, mesmo nas regiões em que existem bancos de dados suficientes para dar suporte à utilização da USLE, seu emprego está condicionado a algumas limitações, ou seja, além de ser uma equação de predição de erosão e conseqüentemente não considerar deposição, ela não estima a erosão em sulcos em fase mais avançada nem a perda de solo no caso de chuvas isoladas.

II.7.2 Areal Nonpoint Source Watershed Environment Response Simulation (ANSWERS).

O ANSWERS foi desenvolvido por BEASLEY et al. (1980), para fornecer embasamento à análise dos efeitos que o uso e o manejo do solo e as práticas conservacionistas tem no comportamento hidrológico, e conseqüentemente sobre a qualidade e quantidade de água disponível em uma bacia hidrográfica. A estrutura global do ANSWERS é constituída por um modelo hidrológico, um modelo para análise do processo de desprendimento e transporte de sedimentos, e por componentes que permitem descrever o movimento da água sobre a superfície do terreno, subsuperficialmente e concentrada em canais. O ANSWERS utiliza parâmetros distribuídos para modelar o escoamento superficial, infiltração, drenagem subsuperficial e a erosão existente em uma bacia hidrográfica, sendo preferencialmente aplicável a eventos isolados. Portanto, o modelo permite considerar a variabilidade espacial dos parâmetros característicos da bacia, análises dos processos erosivos e hidrológicos que ocorrem num determinado tempo.

II.7.3 Water Erosion Prediction Project (WEPP)

O WEPP foi desenvolvido por meio de um programa envolvendo as seguintes instituições norte-americanas USDA – Agricultural Research Service, USDA – Natural Resources Conservation Service, USDA – Forest Service, USDI – Bureau of Land Reclamation, Purdue University e Soil and Water Conservation Society, cujo objetivo foi desenvolver tecnologia para o planejamento ambiental e a conservação da água e do solo, a fim de permitir a predição dos impactos do uso do solo durante a erosão, resultante de práticas de manejo de terras para produção agrícola, pastagens e áreas florestais.

PRUSKI (2000) descreve que baseada nas teorias fundamentais de infiltração, hidrologia, hidráulica, física do solo, mecânica dos solos aplicada à erosão e fitotecnia, o WEPP permite estimar a distribuição espacial e temporal da perda de solo em cada posição da encosta. O modelo desenvolvido no WEPP inclui uma série de componentes conceituais para estimar o desprendimento e a deposição de partículas do solo, dentre elas destacam-se:

- Clima – parâmetro de chuva, temperatura, radiação solar e vento;
- Inverno – congelamento, descongelamento, acúmulo de neve e fusão da neve;
- Irrigação – aspersão convencional e em sulcos;
- Hidrologia – infiltração, armazenamento e escoamento superficial;
- Balanço de água – evapotranspiração, percolação e drenagem;
- Solos – tipos e propriedades;
- Crescimento de culturas em áreas de cultivo em geral, pastagens e florestas.
- Manejo e decomposição de resíduos;
- Impactos do preparo do solo sobre a infiltração e erodibilidade;
- Erosão – entre sulcos, sulcos e canais;
- Liberação e capacidade de transporte de sedimentos.

O WEPP pode ser executado em três condições diferentes, ou seja, em encostas, bacias hidrográficas e sistemas reticulados. A execução do WEPP para condições de encostas constitui uma proposta vantajosa para substituição da USLE, por considerar condições

não-uniformes de declividade, solo, cultivo e manejo, possibilitando predizer tanto as perdas de solo como sua deposição ao longo da encosta, o que não se consegue com a USLE. Por fornecer estimativas de quando e onde a erosão está ocorrendo ao longo da encosta, medidas conservacionistas podem ser planejadas visando seu controle, PRUSKI (2000).

A execução da WEPP em bacias hidrográficas pode ser feita em pequenas bacias (áreas com menos de 259 ha). Além dos aspectos anteriores, esse modelo ainda considera o desprendimento, transporte e a deposição de sedimentos no sistema de canais. A erosão laminar em sulcos e valetas efêmeras em uma área terraceada pode também ser considerada. A execução da WEPP em sistemas reticulados (versão “grid”) consiste na divisão de uma bacia hidrográfica, em um sistema reticulado constituído de células quadradas. A rotina do perfil de encosta é então aplicada para cada célula da bacia.

Um modelo evolutivo para ravinas e voçorocas é apresentado por OLIVEIRA (1999), baseado na localização das incisões nas encostas e considerando a sua relação com canais de primeira ordem. Este modelo pressupõe a hipótese de que grandes incisões erosivas que ocupam longitudinalmente o conjunto da encosta seriam o resultado da integração ao longo do tempo de incisões conectadas e desconectadas da rede de drenagem. Segundo o autor as áreas de cabeceiras de vale, ou áreas de contribuição de mananciais de olhos d'água e de canais de primeira ordem, são os pontos de rede hidrográfica que demonstram maior sensibilidade às oscilações hidrodinâmicas ao longo do tempo. Portanto, devido a sua dinâmica pretérita e atual, e as características mecânicas herdadas desta dinâmica, compreendem áreas de risco potencial de erosão por voçorocas.

A proposta de CHAVES (1994) foi apresentar um método estocástico que inclui os processos hidráulicos de degradação do canal, de instabilidade de taludes e um modelo probabilístico de capacidade/demanda. Verifica-se que se num evento houver uma incisão no canal pela erosão, esse aprofundamento poderá resultar numa instabilidade dos seus taludes laterais, causando-lhe o posterior desabamento. O material desmoronado, por sua vez, possuindo baixa coesão e fraca estrutura, é geralmente

removido pela energia do fluxo durante o próprio evento ou em eventos posteriores. A ocorrência dos processos no fenômeno da erosão em sulcos e em pequenas voçorocas, torna a modelagem bastante complexa. A essa complexidade, somam-se altas variabilidades espaciais e temporais de outros fatores que influem em sua evolução, tais como as variações do nível do freático, coesão dos taludes e resistência do fundo do canal à erosão hidráulica.

VILAR (1989) apresenta um modelo matemático para quantificar o processo de erosão de solos pela chuva, baseado na equação da continuidade e de acordo com os conceitos de FOSTER e MEYER (1975). Retratam-se as etapas entressulcos (predomínio de atuação da gota de chuva) e em sulcos (predomínio do escoamento superficial), ficando excluída a fase em ravinas ou voçorocas. O modelo resultante obtém, taxas de solo erodido e as variações topográficas induzidas pela erosão. Houve uma adequação razoável entre os valores calculados e os determinados experimentalmente. Observou-se a influência da forma da encosta sobre as taxas de solo erodido. A encosta convexa perdeu mais solo que a retilínea e a encosta côncava sofreu as menores perdas. A simulação do efeito continuado da erosão mostrou uma tendência dos perfis da superfície evoluírem ao longo do tempo para uma forma côncava, com uma gradual redução da quantidade de solo perdido na encosta.

II.8 SUCCÃO ASSOCIADA A ERODIBILIDADE

Há anos têm aumentado o número de pesquisas com objetivo de quantificar e qualificar a erodibilidade, considerando diversos parâmetros e variáveis antes não contemplados nos estudos de erosão dos solos.

Uma das linhas de pesquisa considera uma nova vertente e está sendo ultimamente explorada é a influência da gênese dos solos e da sucção (interação entre a água e a matriz do solo) sobre a erosão. Neste sentido, importantes trabalhos já foram desenvolvidos por VERTAMATTI e BARANCOSKI (1987) sobre a ocorrência de voçorocas no aeroporto da Amazônia; sucção e gênese dos solos tropicais, ARAUJO (1994) e VERTAMATTI e ARAÚJO (1998) e finalmente fatores de diferenciação de solos tropicais baseada na metodologia de MCT - M e de sucção, VERTAMATTI e

ARAÚJO (2004). Ressalta-se, que também foram desenvolvidas pesquisas referentes ao tratamento matemático das curvas características solo-água, destacando-se BROOKS e COREY (1964); VAN GENUTCHEN (1980); FREDLUND e XING (1994); ROJAS (2002). Em âmbito nacional o estudo do tema de sucção, busca o grau de interveniência do potencial mátrico da água e da gênese dos solos tropicais, na suscetibilidade à erosão por ação hídrica.

A curva característica de um solo é definida como a relação entre o teor de umidade e a correspondente sucção matricial. Este volume de água pode ser quantificado em termos de teor de umidade volumétrica (θ), definido como a relação entre o volume de água e o volume total de solo, e teor de umidade gravimétrico (w), cuja magnitude é obtida em função da relação entre o peso de água e o peso de solo seco na amostra, ou em termos de grau de saturação.

De acordo com DELGADO (2002) a forma da curva característica é influenciada pelas propriedades de cada solo. Sendo assim, torna-se essencial à verificação das propriedades físicas, químicas e mineralógica dos materiais. Solos de textura grossa apresentam grande variação de umidade para pequenas variações de sucção, porque uma pequena quantidade de água está adsorvida às partículas. Isto explica a mudança de inclinação brusca nas proximidades do valor de entrada de ar. Em contrapartida, solos de textura fina que podem reter uma maior quantidade de água, mesmo sob altas sucções, apresentam uma forma diferente para a curva característica. Neste tipo de solo a forma e a posição relativa da curva característica, estão associadas ao conteúdo da fração fina e aos tipos de minerais presentes, CRONEY e COLEMAN (1961). Solos de textura intermediária apresentam um comportamento entre os solos acima descritos, e são mostrados na Figura II.17.

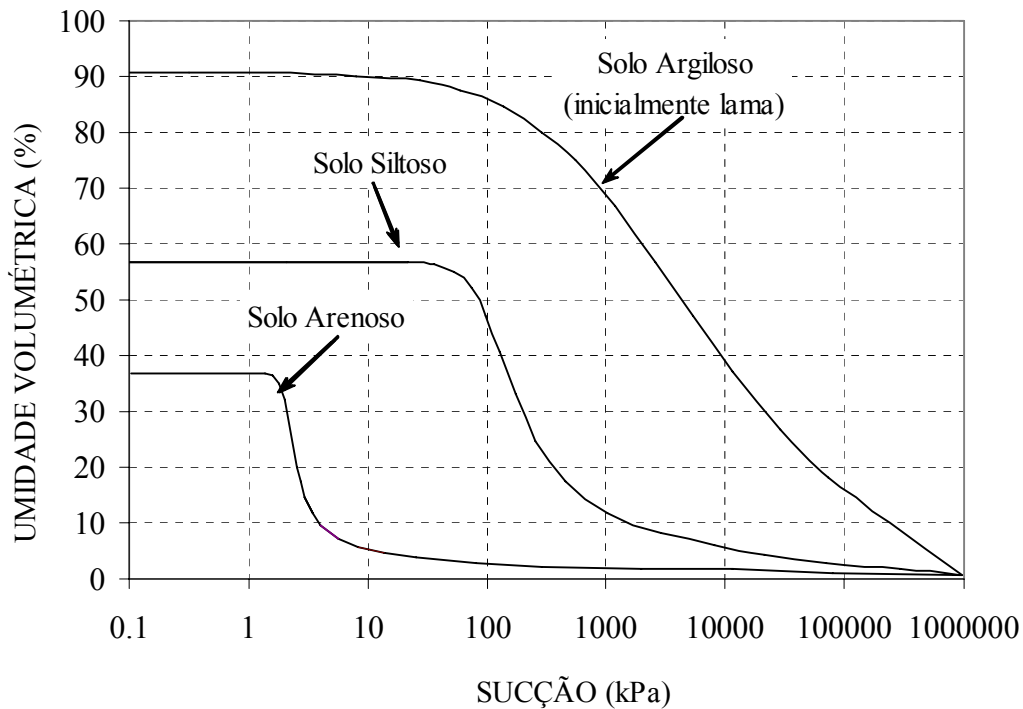


Figura II.17 - Curvas características típicas para três solos distintos, FREDLUND e XING (1994).

FREDLUND e XING (1994) argumentam que as equações de ajuste aplicadas por alguns autores são de natureza empírica, e cada uma parece aplicar a um grupo de solo particular. Na Tabela II.5 são apresentadas algumas destas equações de ajustes, onde a equação proposta por VAN GENUTCHEN (1980) é a mais difundida. SANTOS (2001) encontrou um bom ajuste aplicando as equações da Tabela II.5, em resultados experimentais em um solo arenoso da Formação Barreiras de Recife. Entretanto, uma análise através do coeficiente de determinação R^2 , indicou melhor ajuste para a equação de BROOKS e COREY (1964). ZAPATA et al. (2000) formaram um banco de dados referentes a 190 solos publicados na literatura com indicações dos índices dos solos, apresentando correlações dos parâmetros da equação FREDLUND e XING (1994). Porém, a utilização dessas correlações deve ser feita com restrições, já que a estrutura desempenha um papel importante na forma da curva característica.

Tabela II.5. Equações de ajuste da curva característica, SANTOS (2001).

EQUAÇÃO	REFERÊNCIA
$\theta_w = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{1 + a_g \cdot h^{b_g}}$	II.7 GARDNER (1958)
$\theta_w = \begin{cases} \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{(\alpha_{bc} \cdot h)^{\lambda_{bc}}}, & (\alpha_{bc} \cdot h > 1) \\ \theta_s, & (\alpha_{bc} \cdot h \leq 1) \end{cases}$	II.8 BROOKS e COREY (1964)
$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha_{vg} \cdot h)^{n_{vg}}]^{m_{vg}}}$	II.9 VAN GENUTCHEN (1980)
$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha_{vg} \cdot h)^{n_{vg}}]^{1 - \frac{1}{n_{vg}}}}$	II.10 VAN GENUTCHEN (1980) MUALEM (1980)
$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (\alpha_{vg} \cdot h)^{n_{vg}}]^{1 - \frac{2}{n_{vg}}}}$	II.11 VAN GENUTCHEN (1980) BURDINE (1980)
$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + e^{\left(\frac{h - a_{mb}}{b_{mb}}\right)}}$	II.12 MDKEE e BUMB (1987)
$\theta_w = \theta_s \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{h}{h_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{h_r}\right)} \right] \frac{1}{\left\{ \ln\left[e + \left(\frac{h}{a_{fx}}\right)^{n_{fx}} \right] \right\}^{m_{fs}}}$	II.13 FREDLUND e XING (1994)

Onde: θ_w = umidade volumétrica;

θ_s, θ_r = umidade volumétrica de saturação e residual, respectivamente;

h = sucção do solo;

$a_g, b_g, \alpha_{bc}, \lambda_{bc}, \alpha_{vg}, n_{vg}, m_{vg}, a_{mb}, b_{mb}, a_{fx}, n_{fx}, m_{fs}, h_r$ = parâmetros de ajuste.

A determinação da curva característica pode ser extremamente útil para avaliações técnico-financeiras de projetos de drenagem, irrigação, classificação dos solos e levantamentos conservacionistas, visando o uso racional dos recursos da terra, MELLO et al. (2002).

CAMAPUM de CARVALHO et al. (2002) mostram que para solos tropicais seria recomendável conhecer a relação entre a sucção e a distribuição dos poros, de modo a utilizar o índice de vazios na interpretação da curva característica. Isto facilita na análise do comportamento dos solos não saturados, pois leva em consideração a dimensão dos poros, que geralmente não é homogênea. A Figura II.18 apresenta uma curva característica típica para solos compactados, onde se podem identificar os pontos principais da curva característica: a) valor de entrada de ar; b) ponto de saturação residual; c) estágios identificáveis de dessaturação (zona limite de entrada de ar, zona de transição e zona residual de não saturação), conforme descrito por VANAPALLI et al. (1999).

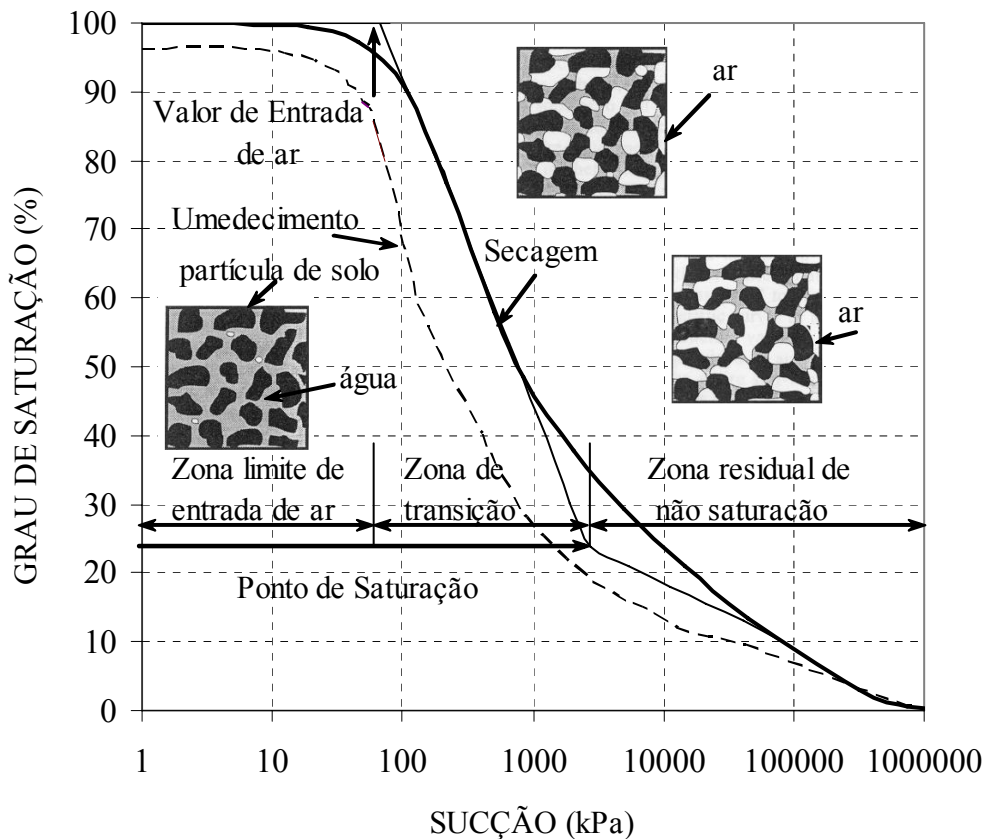


Figura II.18 – Curva característica típica, VANAPALLI et al. (1999).

a) Valor de entrada de ar

O valor de entrada de ar corresponde à sucção na qual o ar começa a entrar no solo, iniciando-se a dessaturação. Esta sucção crítica é denominada de sucção de entrada de

ar (ψ_b). Com o aumento gradual da sucção, vazios de diâmetros menores vão se esvaziando, até que para altos valores de sucção, somente os vazios muito pequenos ainda retêm água. Apesar de ser numericamente pequena, esta sucção crítica é facilmente detectável em solos grossos e em solos bem graduados.

ALBERTIN et al. (1998) citado em GERSCOVICH (2001) descreve que o valor de entrada de ar (ψ_b) em areias grossas, varia entre 0,2 kPa a 1 kPa (2 a 10 cm de coluna de água); em areias médias de 1 kPa a 3,5 kPa; em areias finas 3,5 kPa a 7,5 kPa; em siltes de 7 kPa a 25 kPa e mais de 25 kPa em argilas.

KHALILI e KHABBAZ (1998) utilizaram o valor de entrada de ar da curva característica, como parâmetro para previsão de resistência ao cisalhamento. OLIVEIRA e MARINHO (2002) utilizando este procedimento em um solo residual de gnaiss do campo experimental de geotecnia da PUC, observaram que estes valores necessitavam de ajustes para a adequação no modelo. O valor de entrada de ar poderia ser determinado diretamente da curva característica, tomando-se o valor correspondente ao ponto onde a parte horizontal começa a se inclinar, caracterizando a entrada de ar nos poros de maiores dimensões.

b) Estágios de dessaturação

Diferentes estágios de dessaturação foram identificados: zona limite de entrada de ar, zona de transição e zona residual de não saturação, VANAPALLI (1994). O primeiro estágio é a zona limite de entrada de ar, que tem seu valor inicial próximo a zero indo até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar. Neste estágio quase todos os poros estão preenchidos por água (o menisco de água em contato com as partículas de solo ou agregados é contínuo neste estágio). A sucção correspondente à entrada de ar identifica o ponto em que o ar começa a entrar no maior poro do solo não saturado. No estágio de transição, o solo começa a dessaturar no valor de entrada de ar, e o teor de umidade reduz significativamente com o aumento da sucção. Eventualmente, um aumento acentuado na sucção conduz a variações relativamente pequenas no grau de saturação. O último estágio da curva característica é o estágio residual de não saturação, que tem início no ponto de saturação residual (teor de umidade no qual se torna difícil à

retirada de água, onde a fase líquida começa a ficar descontínua) e vai até a máxima sucção, que corresponde a um teor de umidade muito próximo a zero. A dessaturação resulta do movimento de vapor, que ocorre até que o teor de umidade do solo atinja o equilíbrio com a pressão de vapor em seus arredores.

Além do solo, representado pelo tamanho do grão e composição mineralógica, outros fatores afetam a forma da curva característica. Quando o solo é densificado o volume dos vazios maiores é reduzido, fazendo com que os poros de dimensão intermediária fiquem percentualmente em maior quantidade (os poros maiores se transformam em intermediários) e os microporos permanecem inalterados. Segundo GERSCOVICH (1994) a função de distribuição de volume de vazios é modificada, afetando principalmente o trecho da curva correspondente a baixos valores de sucção.

c) Histerese da curva característica

A histerese é um fenômeno que se manifesta quando se mede a força de retenção de água numa atmosfera de solo, que está sob o processo de secagem e a mesma amostra sob o processo de umedecimento. Têm-se então duas curvas diferentes, notando-se que na curva do solo sob secagem para uma mesma tensão, ocorre uma maior quantidade de água. Este fenômeno que traz sérios problemas para a descrição matemática do fluxo de água no solo é atribuído a não uniformidade dos poros, integrantes da ação capilar, presença de bolhas de ar nos macroporos e expansão-contração das argilas durante o umedecimento-secagem.

De acordo com JUCÁ (1990), dentre os principais fatores do solo que influenciam no fenômeno da histerese, tem-se: a) geometria não uniforme dos poros interligados por pequenas passagens, que implica em condições diferentes à passagem de água; b) presença de ar aprisionado nos poros implicando na diminuição do valor da umidade, inclusive não permitindo a completa saturação; c) deformações na estrutura do solo associadas aos processos de expansão e contração; d) efeito dos diferentes ângulos do contato solo-água, nos processos de umedecimento (avanço do menisco) e secagem (retrocesso do menisco).

II.9 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

As investigações sobre o comportamento dos solos não saturados têm demonstrado sua complexidade. Isto se deve principalmente a fatores como a influência da estrutura, e o envolvimento de processos físicos e químicos de difícil quantificação. Segundo BRYAN (2000) apesar da resistência ser muito importante no controle dos solos coesivos, há uma grande dificuldade para obtê-la diretamente em solos envolvidos em processo erosivos, uma vez que é bastante complexo simular as reais condições ambientais em que ocorre a erosão.

As primeiras teorias com relação ao estudo dos solos não saturados envolveram o uso de tensões efetivas. Várias equações foram propostas para definir tensões efetivas em solos não saturados, sendo a mais conhecida a de BISHOP (1959), equação II.7. Esta equação aplicada ao critério de ruptura de MORH-COULOMB foi uma das primeiras expressões a relacionar a resistência ao cisalhamento do solo com a sucção, equação II.8. De acordo com JUCÁ (1990) no caso de solos não saturados, todas as expressões propostas para as tensões efetivas surgiram como modificações da equação original proposta por TERZAGHI (1936), de forma que só uma variável de estado de tensão independente era utilizada para escrever o comportamento destes solos, tanto com relação à variação volumétrica como no que se refere à resistência ao cisalhamento.

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad \text{equação II.7}$$

$$\tau = c' + [\sigma_n - u_a + \chi (u_a - u_w)] \operatorname{tg} \phi' \quad \text{equação II.8}$$

onde: σ = tensão total; u_a = pressão de ar nos poros; u_w = pressão de água nos poros; χ = parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo, variando de 0 (estado seco) a 1 (estado saturado); c' = coesão efetiva; ϕ' = ângulo de atrito efetivo

BENDER (1985) e CONCIANI et al. (1998) confirmam que a erodibilidade e a resistência ao cisalhamento estão intimamente relacionadas. Em muitas vezes, esta relação é expressa de acordo com a cimentação, macroestrutura de origem pedológica ou geológica e sucção.

HANSON (1996) cita que os parâmetros de resistência tem sido utilizados na caracterização da erodibilidade dos solos, por que são mais facilmente obtidos que os próprios parâmetros de erodibilidade. Como a resistência à erosão é devido às forças de ligação entre as partículas, manifestada na resistência ao cisalhamento, esta última propriedade pode em teoria caracterizar a erodibilidade dos solos.

NOGAMI e VILLIBOR (1995) consideraram a coesão como uma das características mais importantes para determinação da erodibilidade, sendo também uma propriedade que se correlaciona com a granulometria e a estrutura dos solos, porém de uma maneira complexa. Solos e outros materiais altamente coesivos, independentes do seu teor de umidade não são erodíveis, enquanto aqueles pouco ou não coesivos, são altamente erodíveis sob a ação das gotas de chuva e do escoamento superficial. Por isso, em muitas circunstâncias há necessidade de se determinar à coesão, mediante ensaios apropriados. A grande dificuldade em se desenvolver tais ensaios para determinação da coesão é que essa é uma propriedade que varia sensivelmente com a densidade e o teor de umidade dos solos, que nas superfícies sujeitas à erosão variam continuamente nas condições tropicais. Com a diminuição da coesão há possibilidade de formação de trincas e fissuras provocando o “empastilhamento”, e o solo se comporta como um material não coesivo.

BASTOS (1999) descreve que a resistência ao cisalhamento em particular a coesão superficial é a propriedade dos solos, que melhor explica física e mecanicamente a resistência à erosão por fluxo d'água superficial dos solos residuais não saturados. Segundo este autor a erodibilidade foi avaliada em uma primeira aproximação, pela variação de coesão Δc , obtidas desde ensaios de cisalhamento direto (convencionais ou com sucção controlada), em amostras na umidade de campo e em ensaios inundados. Foram considerados potencialmente erodíveis solos com $\Delta c \geq 85\%$.

Os mecanismos que determinam a resistência de solos argilosos (coesivos) têm mostrado que a coesão na condição de solo saturado dentre muitas outras propriedades físicas e químicas é considerada como a mais importante para a resistência do solo à ação cisalhante da água em escoamento, estando nessa propriedade expressa o efeito da

composição mineralógica e do arranjo estrutural dos minerais de argila, MIRTSKHOULAVA (1981).

MIRTSKHOULAVA (1966) citado em CANTALICE (2001), apresenta uma teoria sobre a resistência dos solos argilosos à erosão hídrica. Sob a ação das forças hidrodinâmicas os agregados dos solos estão envolvidos em uma composição de forças, de acordo com a equação II.9 e a Figura II.19.

$$n \left(\frac{P_y}{m_t F} + \frac{P_x \delta_1 d}{m_b W} \right) = C_t + \frac{G_w}{F} + P_H \quad \text{equação II.9}$$

Onde n = coeficiente da variação da velocidade turbulenta; P_y = força de sustentação; P_x = força de arraste; $\delta_1 d$ = momento da força de arraste; W = momento da resistência; F = área degradada; m_t e m_b = coeficiente de condição dos agregados às forças de arraste e elevação; G_w = peso submerso; P_h = pressão hidrostática e C_t = valor de coesão da mínima resistência do agregado argiloso.

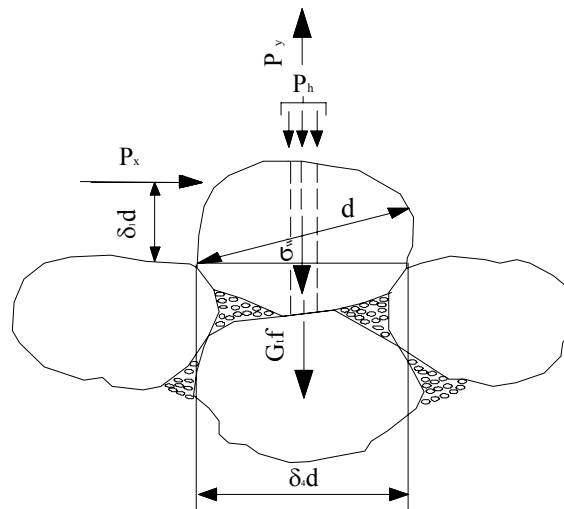


Figura II.19 – Representação da reação da resistência do solo à ação das forças hidrodinâmicas

O conhecimento das características de heterogeneidade dos solos argilosos, que apontam para a mudança do valor de coesão do solo é fundamental para a determinação da resistência à erosão. Esta heterogeneidade é definida por MIRTSKHOULAVA (1966), como sendo os desvios dos valores de coesão do seu valor médio que é

caracterizado pelo chamado coeficiente de homogeneidade (K), que por sua vez pode ser determinado como a taxa mínima do valor de coesão pela equação II.10:

$$K = 1 - \frac{\alpha\sigma}{C} \quad \text{equação II.10}$$

Onde α = coeficiente que caracteriza a probabilidade da mínima resistência dos solos à erosão hídrica geralmente tomada como igual a 3; σ = desvio padrão para a distribuição normal e C = valor médio de coesão do solo. Um agregado argiloso sob efeito das forças hidrodinâmicas do escoamento tem um valor de resistência C_t determinado pelo produto do valor médio de coesão pelo coeficiente de homogeneidade (K), ou seja:

$$C_t = C K = C \left(1 - \frac{\alpha\sigma}{C} \right) \quad \text{equação II.11}$$

Sob o efeito dos eventos turbulentos, estes agregados apresentam um limite de resistência ou tensão de falha à ação das cargas dinâmicas de escoamento. Sendo assim, MIRTSKHOULAVA (1966) estabeleceu que esta tensão de falha C_f para solos argilosos seria:

$$C_f = 0,035 \cdot C_t \quad \text{equação II.12}$$

Da equação II.11 na equação II.12 se obtém:

$$C_f = 0,035 C \left(1 - \frac{\alpha\sigma}{C} \right) \quad \text{equação II.13}$$

Onde: C_f = tensão de falha do agregado, C = valor médio de coesão, α = coeficiente de resistência mínima a erosão hídrica e σ = desvio padrão da amostra. Esse valor de tensão de falha do agregado, representa a tensão crítica de cisalhamento do escoamento (τ_c), abaixo do qual o solo não é desagregado e não existe erosão.

II.9.1 Modelo para previsão de resistência a partir da curva característica.

Vários autores apresentaram modelos para estimar a resistência ao cisalhamento. Isto ocorre em função das dificuldades associadas à obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturado. Em alguns destes modelos estão os de VANAPALLI et al. (1996) e FREDLUND et al. (1996), OBERG e SALLFORS (1997), KHALILI e KHABBAZ (1998).

a) Modelo 1 – VANAPALLI et al. (1996) e FREDLUND et al. (1996)

VANAPALLI et al. (1996) afirmam que a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento é representada pela área normalizada de água (a_w). Raciocínio semelhante foi utilizado por SKEMPTON (1960) para interpretar o parâmetro χ . Para uma determinada seção do solo este valor é dado, pela relação entre a área de água e a área de água na condição saturada. O valor de a_w corresponde a 1 na saturação, e zero para o solo seco. Devido à similaridade entre a_w e a umidade volumétrica normalizada, definida como a relação entre a umidade volumétrica a um determinado grau de saturação, a seguinte relação pode ser escrita:

$$a_w = (\Theta)^k \quad \text{equação II.14}$$

Onde: k é um parâmetro de forma.

VANAPALLI et al. (1996) não apresentam nenhum procedimento para a obtenção do valor de k . A contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento em função da umidade volumétrica é dada por:

$$\tau = (u_a - u_w) [(\Theta)^k \tan \phi'] \quad \text{equação II.15}$$

Substituindo a equação II.15 na equação proposta por FREDLUND et al. (1978) tem-se:

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) [\Theta^k \tan \phi'] \quad \text{equação II.16}$$

onde: c' – coesão efetiva, u_a – pressão de ar nos poros, u_w – pressão da água nos poros, $(u_a - u_w)$ – sucção matricial. Os valores de resistência ao cisalhamento são obtidos, utilizando-se toda a curva de retenção, onde para cada umidade volumétrica normalizada corresponde um valor de sucção.

Na utilização do modelo cada ponto da curva característica conduz a um valor de resistência ao cisalhamento. Para VANAPALLI e FREDLUND (2000) o valor de k pode ser influenciado por fatores, como a estrutura e a condição inicial do solo. Estes autores propuseram uma relação entre o valor de k e o índice de plasticidade, para solos localizados abaixo da linha A da carta de plasticidade, tendo em vista o reduzido número de solos utilizados para a definição desta relação. Este modelo foi aplicado por VANAPALLI et al. (1996) para um solo glacial obtendo uma boa concordância, entre os dados experimentais e o ajuste do modelo. Entretanto, OLIVEIRA e MARINHO (2002) aplicaram este modelo em um solo residual de gnaisse, destacando a necessidade de ajuste nos valores de k . Em relação ao solo estudado o valor de k que melhor se ajustou foi de 3,5.

b) Modelo 2 - OBERG e SALLFORS (1997)

OBERG e SALLFORS (1997) propuseram um modelo para solos não argilosos (siltes e areias). A equação basicamente é a proposta por BISHOP (1959), onde o parâmetro χ foi substituído pelo grau de saturação do solo. De fato a hipótese básica do modelo consiste em assumir o parâmetro χ , como a representação da fração da área total dos poros ocupados pela água, isto é (A_w/A_{tot}) . Baseado em estudos de solos ideais (modelos de esfera) os autores admitem que para solos arenosos, siltosos e para valores do grau de saturação S superiores a 50%, A_w/A_t seja equivalente a S de tal forma que $\chi = S$, equação II.17.

$$\tau_r = c' + [\sigma - (A_w / A_{tot}) u_w - (A_a / A_{tot}) u_a] \tan \phi' \quad \text{equação II.17}$$

onde: (A_w / A_{tot}) = fração de areia de poros preenchida por água;

(A_a / A_{tot}) = fração de areia de poros preenchida por ar

Esta razão de área de água não pode ser diretamente determinada, podendo ser estimada em função do grau de saturação. Reescrevendo a equação de resistência a partir da substituição de χ por S , tem-se:

$$\tau_r = c' + [\sigma - S \cdot u_w - (1 - S) u_a] \tan \phi' \quad \text{equação II.18}$$

$$\tau_r = c' + [\sigma - u_a] \tan \phi' + S(u_a - u_w) \tan \phi' \quad \text{equação II.19}$$

Como o modelo é baseado na curva característica é recomendável, que se utilize curvas correspondentes a solos de distribuição granulométrica semelhante. OBERG e SALLFORS (1995) aplicaram o modelo a resultados experimentais de resistência ao cisalhamento direto com controle de sucção, apresentados por ESCÁRIO e SAEZ (1986) e ABRAMENTO e CARVALHO (1989) e concluíram que ocorreu uma razoável concordância entre os resultados e o ajuste pelo modelo.

BASTOS (1999) aplicou o modelo para os solos residuais de granito da região Metropolitana de Porto Alegre designados de ALGB e ALGC. No caso do solo ALGC, de natureza mais arenosa a linha de tendência de ajuste do modelo, situou-se abaixo dos valores obtidos em laboratório. Para o solo ALGB (mais argiloso) BASTOS (1999) verificou que o modelo apresentou o pior desempenho, devido os autores ter concebido o modelo para solos arenosos.

II.10 METÓDOS PARA AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS

A erodibilidade de um solo pode ser determinada diretamente no campo com chuvas tanto naturais como simuladas, ou por processo indiretos por meio de correlações com as propriedades físicas e químicas. Na década de sessenta, o Laboratório de Engenharia Civil de Portugal (LNEC) e o Laboratório de Engenharia de Angola, investigaram várias propriedades que poderiam interferir na erodibilidade dos solos tropicais, dando destaque às propriedades químicas, físicas e mineralógicas. No Brasil foram realizados muitos estudos sobre o fator erodibilidade dos solos, sendo que a grande maioria visava à aplicação e/ou a adaptação das metodologias internacionais de clima temperado para as nossas condições climáticas.

BASTOS (1999) fez uma detalhada revisão sobre os vários métodos para determinação do potencial erosivo dos solos, e permitiu concluir que uma das causas da diversidade é a quantidade de áreas de conhecimento envolvidas nos estudos de erosão: Engenharia Geotécnica, Geologia, Geografia, Agronomia, sendo esta última subdividida em física dos solos e Manejo e Conservação dos Solos. Esta interdisciplinaridade unindo conceitos e métodos é uma das características dos programas e eventos técnico-científicos, que trazem resultados positivos relacionados à erosão. No Capítulo IV (Metodologia dos ensaios de campo e laboratório), serão abordados detalhadamente os ensaios para quantificação da erodibilidade dos solos.

ARAÚJO (2000) para estudar a erodibilidade dos solos da Formação Barreiras realiza análises e ensaios diretos e indiretos. São ensaios de caracterização física, granulometria (com e sem defloculante), limites de Atterberg e MCT. O autor utiliza análises mineralógicas por difração de raio X para identificar os argilo-minerais predominantes, o uso de lupa binocular para caracterização mineralógica da fração areia e análises químicas do solo e da água intersticial.

SANTOS (1997) além dos ensaios para caracterização geotécnica dos solos de Goiânia utiliza os ensaios de Inderbitzen, desagregação e furo de agulha. Conclui que é difícil estabelecer uma relação direta entre as propriedades físicas estudadas, através dos ensaios de caracterização e a suscetibilidade à erosão.

NOGAMI e VILLIBOR (1979) deram um novo direcionamento à pesquisa de solos tropicais e subtropicais por meio da Metodologia MCT, que é voltada a estes solos com finalidade de empregar na construção de estradas. VERTAMATTI e ARAÚJO (1998) estudando solos dos aeroportos da Amazônia e do interior de São Paulo propuseram um ábaco de erodibilidade dos solos tropicais, associando a classificação MCT e curvas de sucção obtidas de ensaios em câmaras de pressão. SIEDLECKI e FIORI (1999) encontraram bons resultados para as argilas da Formação Guabirotuba, através dos ensaios de absorção de água e perda de massa por imersão.

CAMAPUM de CARVALHO et al. (1997) utilizando o ensaio de desagregação na avaliação da erodibilidade dos solos, indicam que este ensaio fornece um bom índice

qualitativo na previsão do comportamento dos solos com relação à erosão. Este ensaio apesar de simples requer a padronização, quanto à forma do corpo de prova e a qualidade do fluido de saturação. MARIZ (1993) descreve a importância do fluido de saturação para a estabilidade dos solos tropicais. Dependendo da imersão do corpo de prova, progressiva ou rápida, os efeitos desagregadores são distintos.

ALCÂNTARA (1997) propôs a utilização do ensaio de cone com algumas modificações, para a correlação entre os valores da penetração do cone com a erodibilidade dos solos analisados.

O ensaio de Inderbitzen é também o mais indicado como conclusão do trabalho de FÁCIO (1991), que estuda solos predominantemente granulares e não saturados de Brasília, apresenta detalhadas instruções e propõe modificações no equipamento, originalmente idealizadas por INDERBITZEN (1961). Sugere a inclusão de um simulador de chuva ao equipamento para combinar os efeitos de impacto das gotas com o escoamento superficial. Conclui recomendando novas pesquisas, visando à padronização e a normatização do ensaio.

BASTOS (1999) apresenta resultados para a região de Porto Alegre utilizando ensaio de Inderbitzen e propõe como uma primeira aproximação, um critério de erodibilidade a partir dos ensaios de resistência ao cisalhamento direto, além de uma seqüência para abordagem geotécnica a erodibilidade de solos tropicais não saturados, Figura II.20.

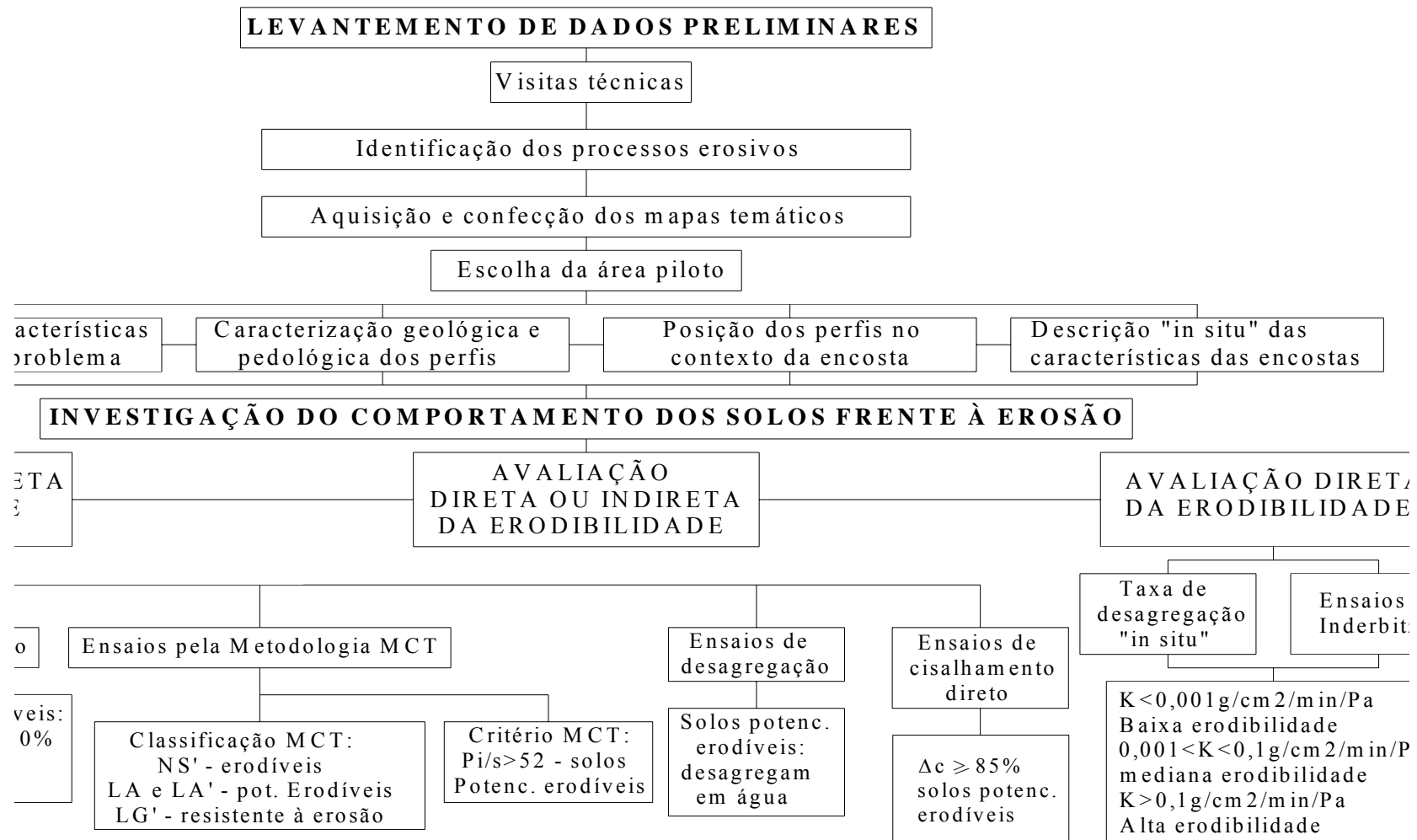


Figura II.20 – Resumo de etapas para identificação da erodibilidade dos solos – modificado de BASTOS (1999).

CAPÍTULO III

LOCALIZAÇÃO, CLIMA, ASPECTOS FISIAGRÁFICOS, GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO.

III.1 LOCALIZAÇÃO

A área selecionada para o estudo está localizada no Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti situado no município do Cabo de Santo Agostinho, porção sul da Região Metropolitana do Recife, aproximadamente a 40 Km da capital e ocupa uma área de aproximadamente 270 ha (totalidade da superfície do parque), como apresentado na Figura III.1. Limita-se ao Norte com os municípios de Vitória de Santo Antão, Moreno e Jaboatão dos Guararapes ao Sul com os municípios de Escada e Ipojuca, a Leste com o Oceano atlântico e a Oeste com os município de Escada e Vitória de Santo Antão. A escolha desta área está associada às proporções alarmantes das feições erosivas, sendo a paisagem caracterizada pela intensa presença de sucros e ravinas.

III.2 EVOLUÇÃO GEOGRÁFICA DO CABO DE SANTO AGOSTINHO

A evolução geográfica do município do Cabo de Santo Agostinho teve início com a substituição da Mata Atlântica pela cultura de cana-de-açúcar. A floresta que se estende desde a Planície Litorânea subindo o relevo até a Chapada da Borborema, desta restam apenas resquícios nos topos de poucos destes morros. Paulatinamente, o plantio da cana-de-açúcar foi ocupando o espaço da vegetação nativa, onde se encontravam árvores com até 50 metros de altura.

À medida que os engenhos foram substituídos pelas usinas dotadas de recursos tecnológicos avançados foi necessitando cada vez mais de espaço para o plantio de matéria-prima, por isto a necessidade de expansão dos latifúndios, que hoje dominam praticamente toda a área de terra agrícola do município.

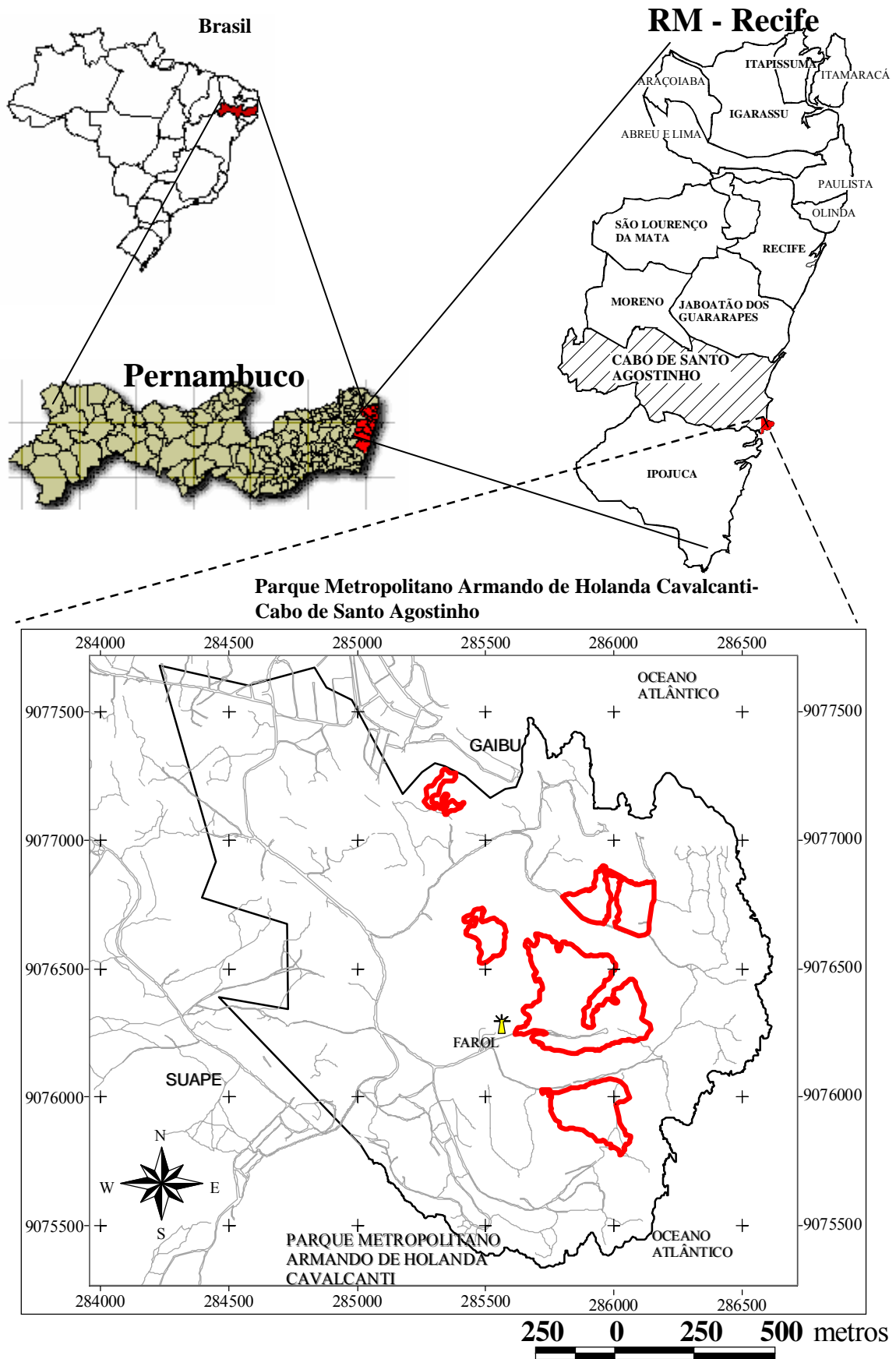


Figura III.1 – Localização da área de estudo - Cabo de Santo Agostinho, SILVA (2004)

O processo de construção do município do Cabo de Santo Agostinho, que hoje se reflete na paisagem, demonstra ao se fazer sua análise que toda a riqueza produzida durante mais de quatro séculos não se reverteu em obras, mas serviu para constituir uma disparidade social. A economia do município gira primordialmente em função das atividades agroindustriais e industriais, notadamente para os setores químico, metal-mecânico e de minerais não metálicos, cujo parque industrial se compõe de 103 indústrias.

A região possui um dos maiores portos marítimos do nordeste brasileiro (o porto de Suape), responsável pela exportação e importação de produtos manufaturados e agrícolas. Segue-se o setor agrícola com destaque para a cultura de cana-de-açúcar, bastante utilizada para a produção de açúcar, álcool hidratado, álcool anidro e melão. Outros produtos são explorados como a mandioca, laranja e manga e o setor da pecuária é representado pelos bovinos e em segundo plano os caprinos. A infra-estrutura rodoviária compreende principalmente três rodovias: BR 101, PE-60 e a PE-08, além das diversas rodovias não pavimentadas e transitáveis o ano todo.

A área do Parque Metropolitano Armando Cavalcanti foi palco de vários acontecimentos históricos, iniciando-se no ano de 1500 onde aportou o primeiro navio ocidental em terras até então desconhecidas. Tratava-se da vinda da embarcação do Espanhol Vicent Yañes del Pinzoñ. Após este fato a área do Parque em meados do século XVII serviu como porto e como base para marinha, através de construções que até hoje persistem como ruínas, sendo ainda utilizadas como convento para freiras enclausuradas. A área atualmente é de proteção ambiental, que compreende 270 hectares de fauna, flora, e população nativa. Ela também está inserida numa rota turística praieira criada desde a década de 90, a partir da qual foram introduzidas novas vias de acessos e hotéis. A constante aparição do homem, ao decorrer dos tempos na área do Parque, tem sido o fator condicionante na deflagração dos processos erosivos, nas suas várias formas de atuação como desmatamento, construção de vias de acesso, sem atenção às condições ambientais naturais. Estas atividades, juntamente com a erosão hídrica, têm sido fundamentais para ocasionar modificações ao meio físico.

III.3 CLIMA

O clima do município é tropical, quente e úmido As'na escala de Köppen, com chuvas de outono-inverno, amenizado por brisas marinhas e alísios do sudeste. A temperatura máxima fica em torno dos 30°C e a mínima em torno de 26°C, com média anual de 28°C. A umidade relativa do ar é de aproximadamente 80%. O ritmo anual da pressão atmosférica reveste de maior regularidade com uma amplitude de 4,7mb (Milisares). Os ventos de Sudeste com 44,9% de frequência anual sopram na costa durante dez meses do ano, seguidos pelo de leste com 23,3% de frequência e pelos do Sul com 16,2%. As velocidades se mantêm entre 2 e 4 m/s, entretanto no inverno pelo vento sul pode atingir mais de 4,5 m/s.

Dados pluviométricos fornecidos pelo LAMEPE/ITEP referentes ao município do Cabo de Santo Agostinho se encontram na Tabela III.1, onde estão às precipitações mensais de 2000 a 2004 e a média mensal dos últimos 20 anos.

Tabela III.1 – Precipitações pluviométricas no Cabo de Santo Agostinho de 2001 a 2004 e médias mensais dos últimos 20 anos.

Precipitação (mm) - Cabo de Santo Agostinho													
ANO	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Anual
2000	198	56	127	274	206	660	519	305	288	52	24	112	2821
2001	39	39	153	260	44	515	219	181	70	77	29	28	1654
2002	215	118	249	77	246	615	264	119	33	17	15	18	1986
2003	57	176	297	170	277	347	208	131	171	50	32	-	1916
2004	311	217	244	279	324	470	434	228	149	19	6	-	2681
Média 20 anos	108	144	198	248	311	291	310	178	119	56	43	67	2073

O total pluviométrico reduz do litoral para o interior, em função do alcance continente adentro. Esta área se encontra na região de maior pluviosidade de todo o litoral nordestino. A Figura III.2 apresenta as precipitações mensais de 2001 a 2004, onde as chuvas estão concentradas entre os meses de abril a agosto, com médias mensais variando de 77mm a 660 mm. No período de setembro a março, pode ser considerado

de baixa precipitação pluviométrica. Excepcionalmente no ano de 2004, foi observada uma precipitação mais elevada entre os meses de janeiro a março, com máxima de 311mm e mínima de 244mm.

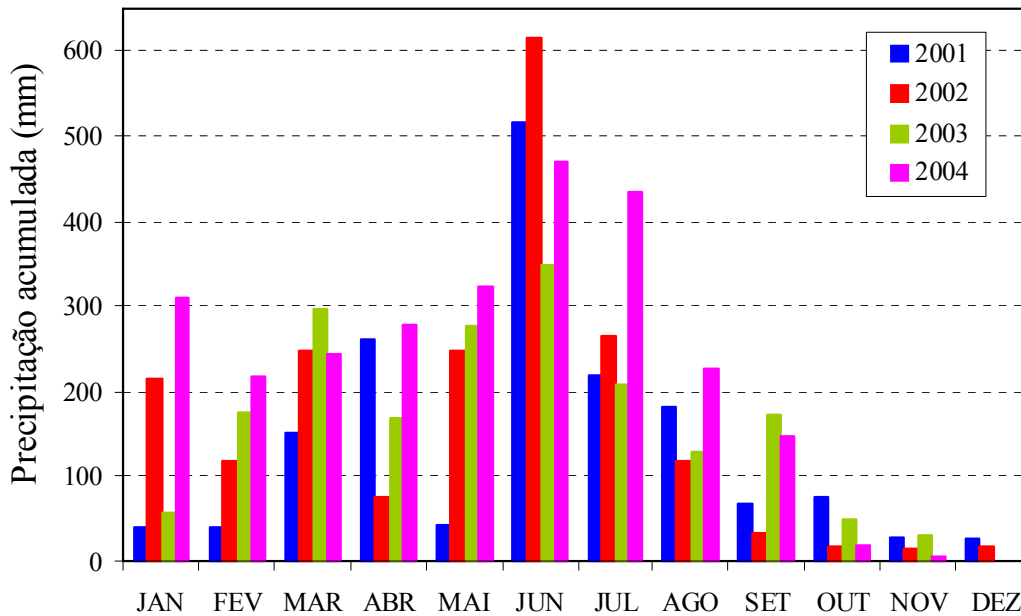


Figura III.2 – Precipitações mensais registradas no Cabo de Santo Agostinho – LAMEPE/ITEP (2004)

Segundo NEUMAN- LEITÃO (1994) os meses mais quentes do ano ocorrem de janeiro a março. A temperatura média num período de 10 anos (1980-1990) foi de 19,20°C (mínimo absoluto) para o mês de Julho e 31,5°C (máximo absoluto) para o mês de março com média anual de 25,91°C. A média mensal dos 10 anos foi de 24,5°C (mínimo) em julho e 26,60°C (máximo) em outubro, com amplitude térmica de 2,1°C. Esta amplitude foi pequena, devido à área possuir um alto grau de homogeneidade com médias relativamente elevadas.

Os resultados da umidade relativa do ar registrados para os 10 anos variaram de 79% em outubro a 87,5% em julho. Os valores máximos são atingidos nos meses de abril a agosto, que correspondem ao período mais frio e os mínimos valores atingidos nos meses de outubro a dezembro, correspondentes aos meses quentes. O valor médio anual da umidade do ar é de 82,58%.

III.4 ASPECTOS FISIAGRÁFICOS

III.4.1 Vegetação

Inserido na zona fisiográfica da Mata Atlântica, o município tem cobertura vegetal correspondente à floresta perenifolia tropical atlântica, a primitiva mata costeira, cujo desmonte por conta dos engenhos foi substituída pela cultura de cana-de-açúcar. De todos os municípios da Região Metropolitana do Recife, o município do Cabo de Santo Agostinho é o que possui maior área cultivada 68,22% do município, e também o primeiro produtor da cana-de-açúcar da região.

De acordo com o relatório desenvolvido pela FIDEM (2000), para o Plano Diretor da Área as diversas paisagens se encontram afetadas por um alto grau de antropização, devido à rápida, intensa e desordenada ocupação populacional nos espaços das várias formações vegetais, e pela ausência de um plano ambiental. Encontram-se em extinção paisagens outrora existentes como a área de Mata Atlântica e de tabuleiro e em franca expansão a área de macega face a antropização.

A área em estudo apresenta um quadro ambiental degradado, com sérias conseqüências nos seus aspectos bióticos, abióticos e cênicos. Dos ecossistemas originais desta região (costeiro, Mata Atlântica dentre outros) restaram apenas uma área de capoeira mais ou menos densa, com solos altamente modificados pelos processos erosivos ao qual estão submetidos. O intenso processo de degradação ambiental e simplificação biológica a qual está submetida à área é fruto de uma ocupação humana desordenada, associada a uma exploração irracional dos seus ecossistemas. Identificadas há muito pelos navegadores, as “encostas escalvadas” são as primeiras referências ao processo erosivo, que acompanha o Cabo de Santo Agostinho. Entretanto, devido principalmente ao desmatamento, movimento indevido de terra e à ocupação territorial desordenada, este processo erosivo tem se acelerado trazendo conseqüências drásticas à hidrologia e à cobertura vegetal da área. As zonas erodidas nos últimos anos são responsáveis pelo arrastamento da cobertura vegetal e abertura de grandes ravinas, dificultando quando não impedindo o estabelecimento de vegetação nestas localidades, exceto no caso das comunidades vegetais instaladas no interior das ravinas, FIDEM (2000).

SILVA (2004) a partir da utilização do SIG determinou valores de área (ha) referente a cada classe de vegetação, como indicado na Figura III.3. O objetivo foi de correlacionar os valores totais de cobertura vegetal existente e os valores das classes individuais.

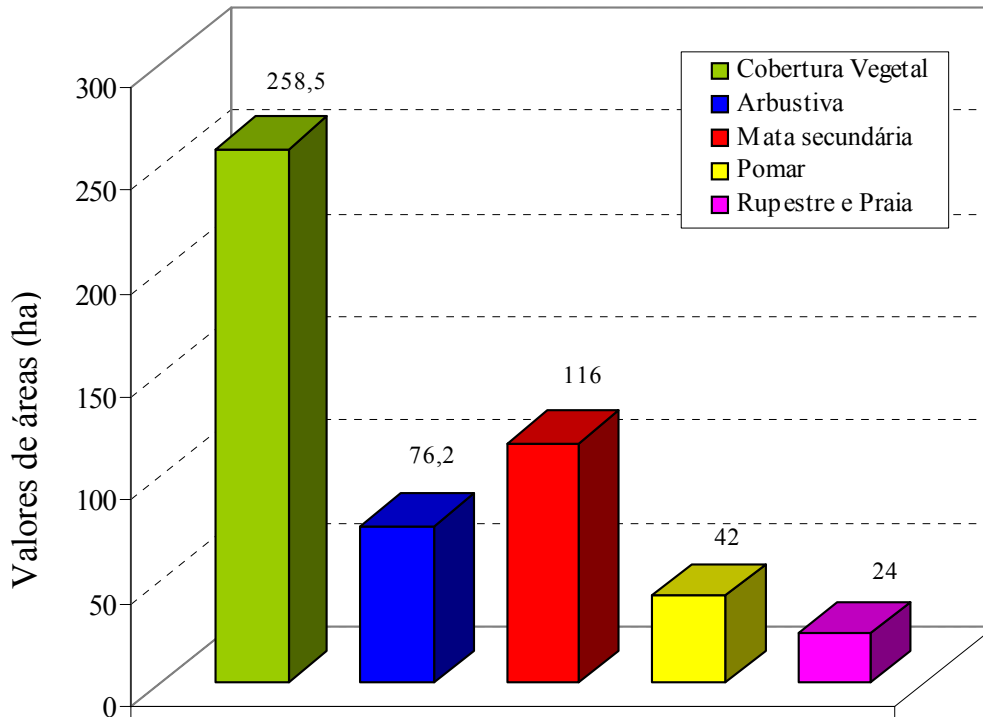


Figura III.3 – Gráfico comparativo entre a área total de cobertura vegetal e classes de vegetação, SILVA (2004).

A partir das cartas da UNIBASE da FIDEM (1997), SILVA (2004) obteve o mapa de cobertura vegetal, Figura III.4. Observa-se que a composição florística da área do Parque está muito descaracterizada, evidenciando uma efetiva substituição da flora nativa por espécies induzidas ou de crescimento espontâneo. A maior concentração dos processos erosivos, ocorre em setores onde há vegetação arbustiva. Esta composição florística se caracteriza pela baixa altura, com estrutura cujos troncos são retorcidos e delgados. A vegetação arbustiva ocorre principalmente no setor leste da área do Parque, havendo grande proximidade em relação ao mar. Nos domínios da flora arbustiva, relatos de moradores nativos apontam para uma substancial exploração de madeira, e até de raízes para usos no comércio, suprimento domiciliar e para fins medicinais.

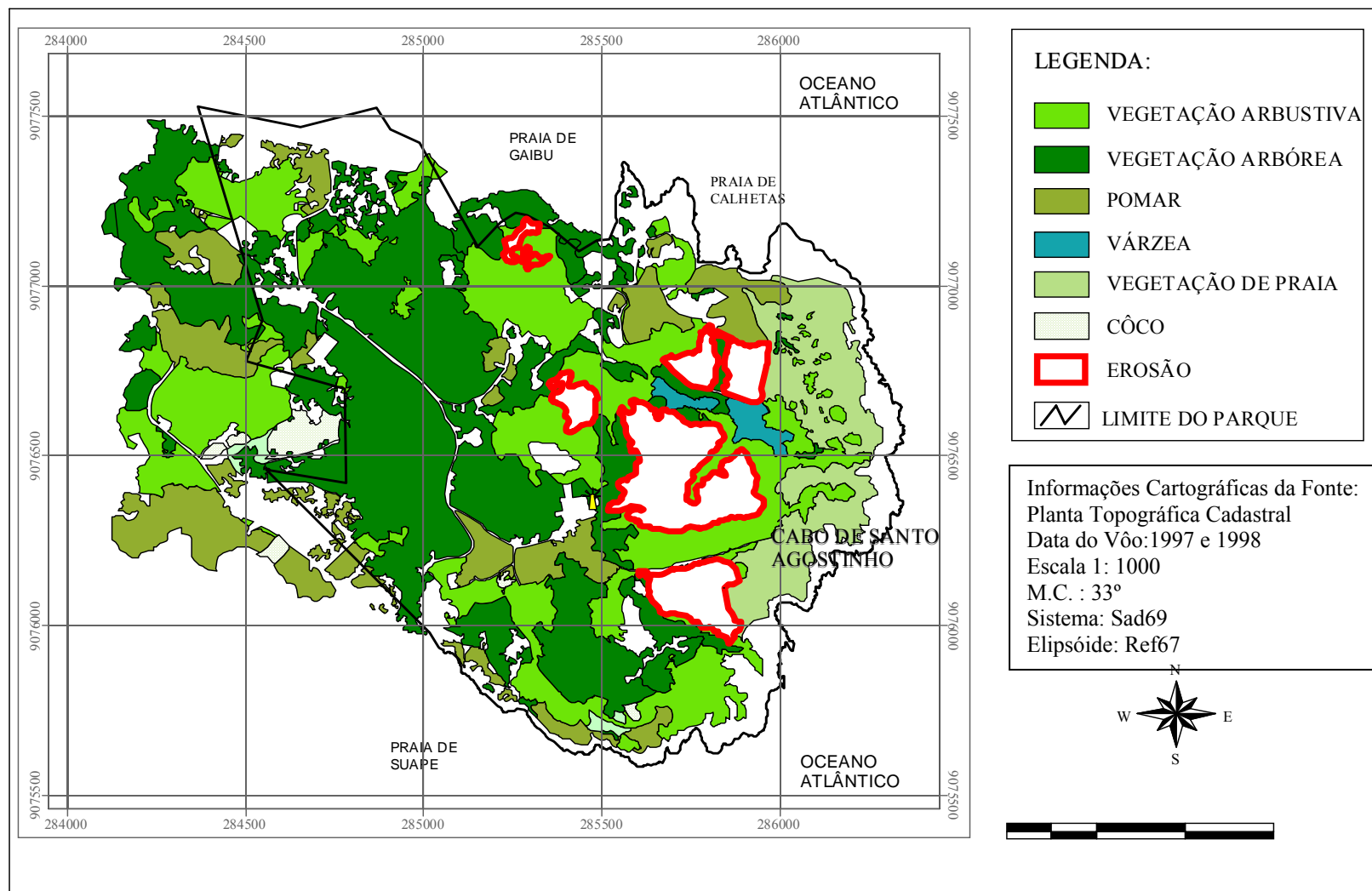


Figura III.4 – Mapa de cobertura vegetal em 1997, SILVA (2004)

Para o mapa de declividade apresentado na Figura III.5, SILVA (2004) utilizou a base topográfica (1973) na escala de 1:10000 em formato vetorial, com equidistância de 5 m entre as curvas de nível, possibilitando algumas conclusões:

- O intervalo de 0 - 6% de declividade corresponde às áreas de tabuleiro, planícies aluviais e porções de encostas, onde ocorrem possíveis rupturas de relevo causadas por variações de resistência da litologia. São declividades que indicam de maneira geral, um baixo potencial erosivo da paisagem pelos processos ligados ao sistema de encostas e interflúvios.
- Outra classe de declividade que ocorre com frequência na área é a de 24 - 30%.
- A partir de uma observação detalhada as encostas possuem intervalos de valores de declividade variando entre 12 e 30%

A Tabela III.2 apresenta a variação parcial e acumulada das taxas de erosão entre 1973, 1988 e 1997, onde se pode verificar um aumento nas áreas das erosões (encosta central e encosta sul). O mapa síntese da paisagem 1997 (Figura III.6) foi gerado a partir da compilação de informações de ortofotocartas 1:2000, e das plantas cadastrais (12 plantas) escala 1:1000 da UNIBASE – Unificação de Bases Cadastrais. É evidenciada topologicamente, uma relação de proximidade entre os caminhos, trilhas e áreas fortemente antropizadas, o que demonstra a influência destes vetores na transformação da paisagem.

Tabela III.2 – Variações das taxas de erosão, SILVA (2004)

PERÍODO	PONTO	VARIÇÕES DAS TAXAS (%)	
		Parcial	Acumulada
1973 – 1988	P – 01 (encosta central)	35,63	87,18
1973 – 1997		51,55	
1973 – 1988	P – 02 (encosta sul)	13,24	46,37
1973 – 1997		33,13	

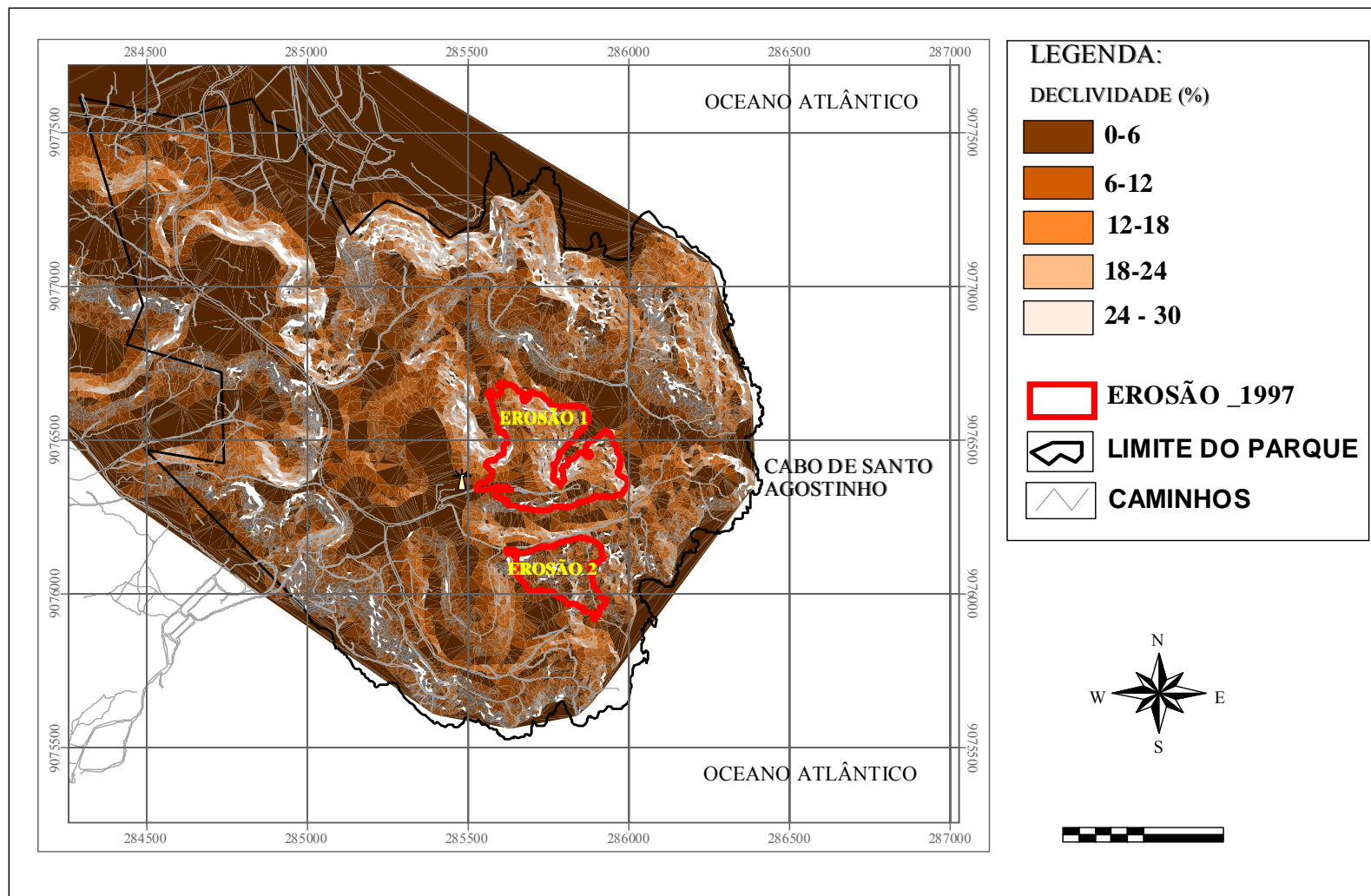


Figura III.5 – Mapa de declividade, SILVA (2004)

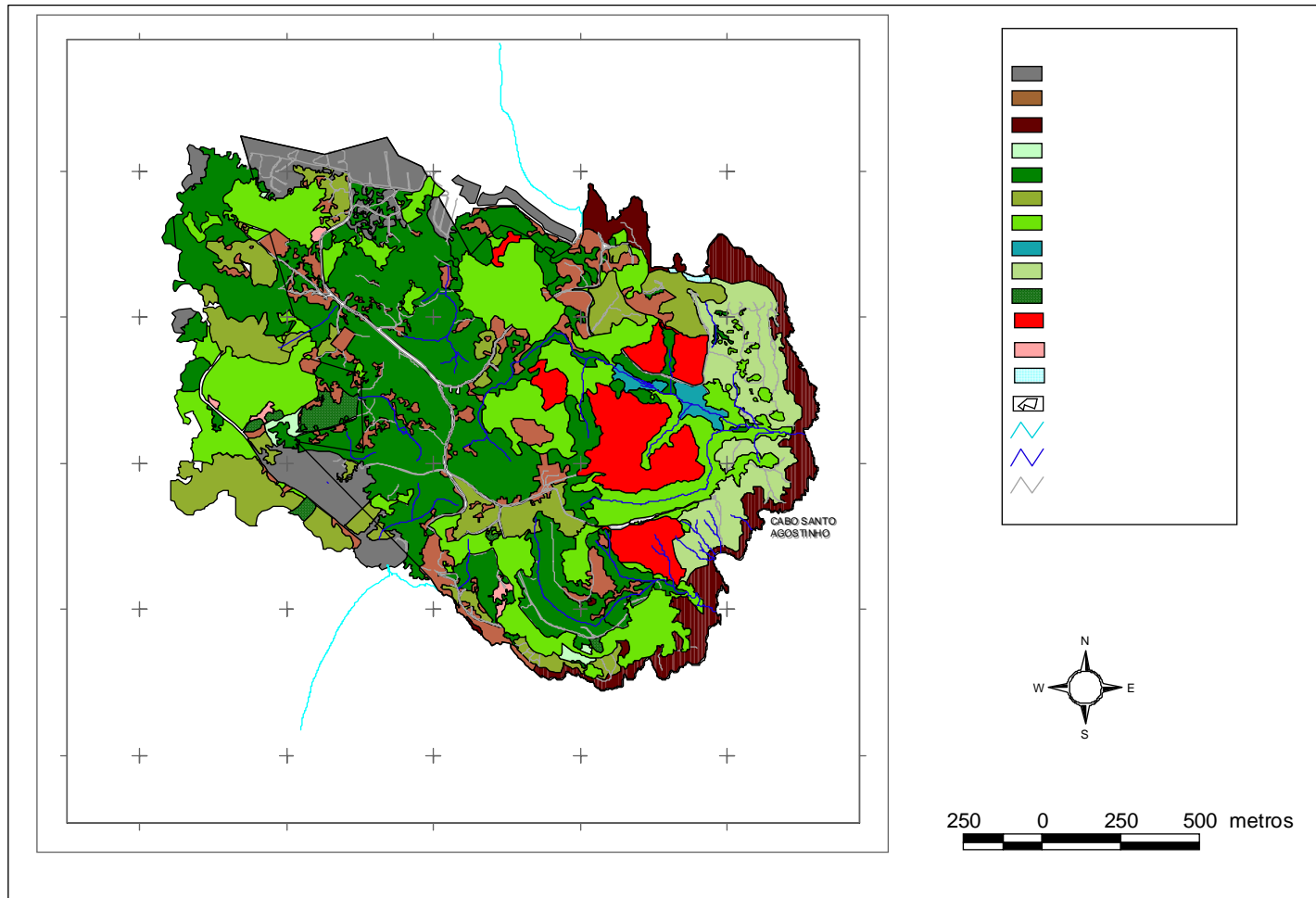


Figura III.6 – Mapa de síntese da paisagem em 1997, SILVA (2004)

III.4.2 GEOLOGIA

A área do município do Cabo de Santo Agostinho apresenta duas unidades geotectônicas principais: o embasamento cristalino e a Bacia Pernambuco, cuja principal unidade é a Formação Cabo com fácies conglomerática. Neste contexto, a Tabela III.3 identifica as unidades litoestratigráficas que ocorrem na área de estudo.

Tabela III.3 – Unidades litoestratigráficas da área de estudo.

Períodos Geológicos		Litologias
QUATERNÁRIO	Depósitos fluviais, de praias e mangues	Areias quartzosas, siltes e argilas orgânicas
TERCIÁRIO	Formação Barreiras	Areias argilosas a siltosas
	Formação Algoduais	Conglomerados com componentes vulcânicos
CRETÁCEO	Formação Estiva	Calcários e margas
	Granito do Cabo	granito
	Suíte Ipojuca	Riolitos, traquitos, tufos e basaltos
	Formação Cabo	Conglomerados, arcósios, argilitos
PRÉ-CAMBRIANO	Embasamento Cristalino	Granitos, gnaisse e migmatitos

A evolução geológica desta área está fortemente condicionada ao processo de abertura do Oceano Atlântico Sul, durante o período Mesozóico (100 a 80 milhões de anos). A área de estudo é constituída pelas rochas vulcânicas e pelo granito de Santo Agostinho, que representam 70% da área. Os 30% restantes exibem a Formação Algoduais e a Formação Barreiras, como indicado nas Figuras III.7 e III.8.

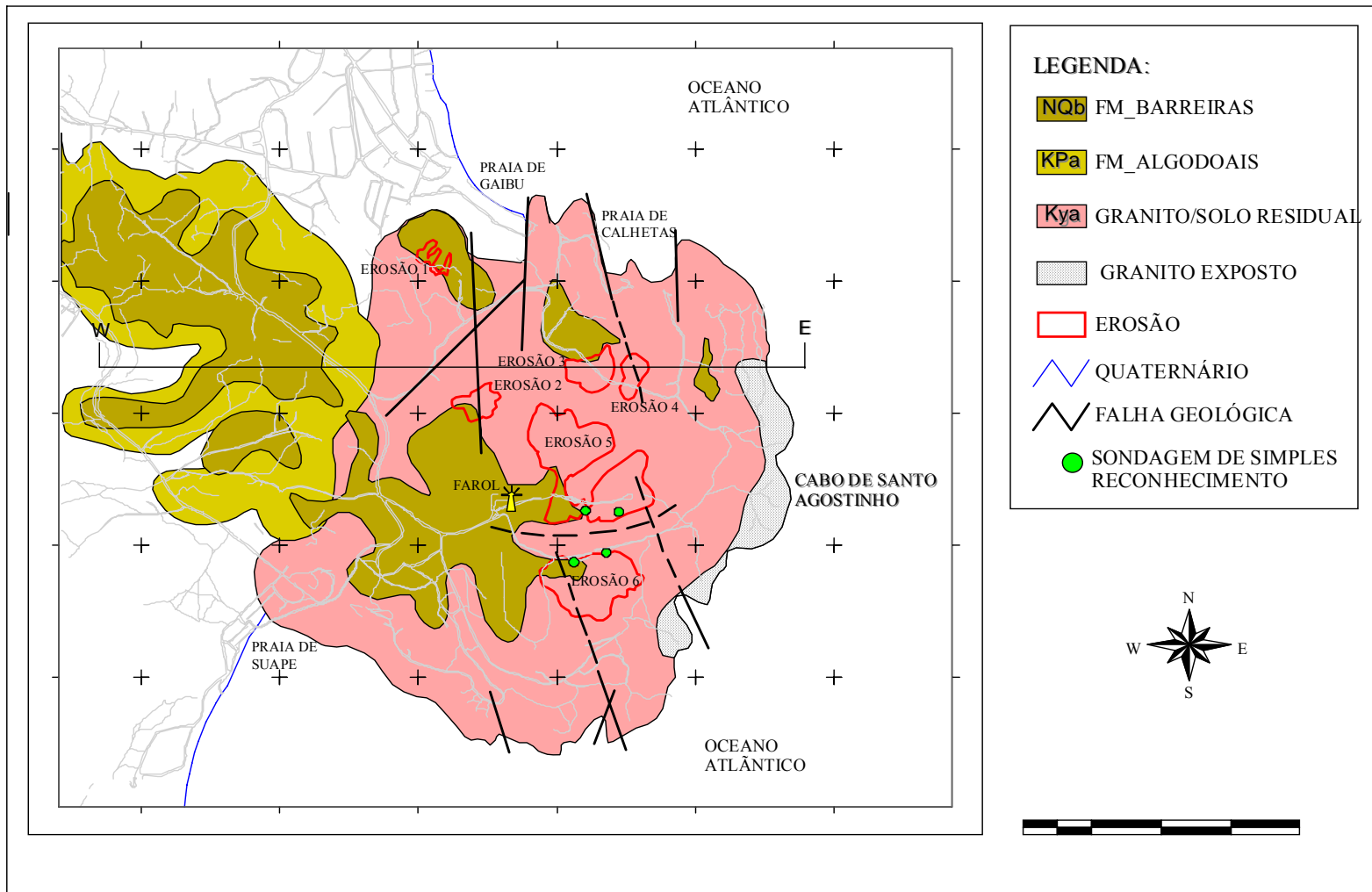
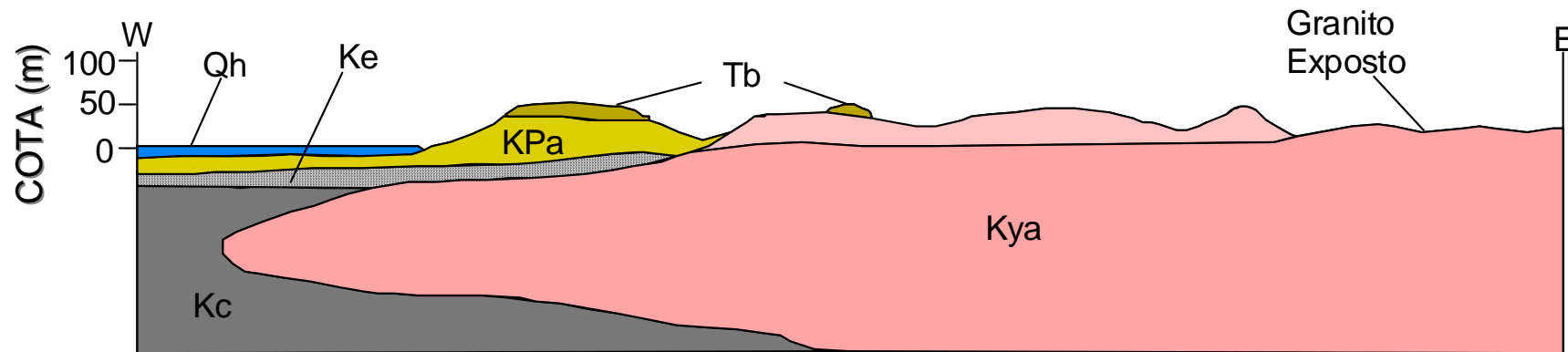


Figura III.7 – Mapa Geológico, SILVA (2004).



Obs.: Desenho esquemático.

LEGENDA:

- | | | |
|---|---|--|
| Qh Quaternário | Kya Granito | |
| Tb Fm. Barreiras | Kc Calcário e margas | Solo residual |
| KPa Fm. Algodoads | Kc Fm. Cabo | |

Figura III.8 – Seção geológica – Modificada de NASCIMENTO (2003)

III.4.2.1 Embasamento Cristalino

As rochas cristalinas do embasamento são constituídas por granitos, gnaisses e migmatitos e afloram extensivamente na porção oeste da área ao longo de toda a borda da Bacia Pernambuco, servindo de substrato para os sedimentos desta bacia sedimentar.

Na área de estudo as rochas do embasamento cristalino são extensamente capeadas pelo solo residual de granito, aflorando de forma isolada em alguns pontos do município, onde se podem verificar atividades de mineração como indica a Figura III.9.



Figura III.9 – Mineração do solo residual de granito

III.4.2.2 Formação Cabo

Deve-se a OLIVEIRA e LEONARDOS (1943) uma das primeiras descrições dos litotipos da Formação Cabo. KEGEL (1959) estudando os cortes de estradas na cidade do Cabo constatou que as colinas eram formadas por conglomerados, com grandes blocos e seixos de granito e gnaisses denominando de Conglomerado do Cabo. No entanto, credita-se a COBRA (1960) a primeira utilização do termo Formação Cabo. FALCÃO (1976) procurou especificar dados referentes à localização, forma de ocorrência, feições petrográficas, tamanho dos componentes e composição

mineralógica. Posteriormente, ALHEIROS (1987) e BRITO (1992) reconheceram a existência de fácies de leque aluvial, subdividindo-a em proximal, mediana e distal.

III.4.2.3 Formação Estiva

ALHEIROS (1987) sugeriu posicionar as rochas da Formação Estiva sobre às da Formação Cabo, admitindo uma possível discordância entre elas. Numa visão diferente, ROCHA (1990) interpretou os litotipos da Formação Estiva como fácies distal da Formação Cabo, sendo o contato marcado por um nível de folhelho vermelho. Somente a partir dos trabalhos de LIMA FILHO (1998) foram reconhecidos três níveis distintos, interpretados como consequência de três fases transgressivas, descritos como dolomitos de coloração creme (no topo), margas e argilitos creme a cinza (na porção intermediária) e calcários esbranquiçados. O primeiro ciclo transgressivo é marcado por sedimentos carbonáticos interdigitados com arcóseos possivelmente da Formação Cabo, sotopostos a basaltos e traquitos na região a oeste do Porto de Suape. O segundo ciclo é constituído por sedimentos marinhos, em geral carbonáticos com forte influência na direção do continente. O último ciclo é representado por carbonatos sub-aflorantes, sobrepostos a vulcânicas da Suíte Ipojuca e sotopostos a uma superfície de erosão designada como Pré-Barreiras. Essa superfície foi a seguir redefinida como pré-algodoais por LIMA FILHO (1998) e CRUZ (2002).

Outras ocorrências da Formação Estiva são observadas a oeste de Porto de Galinhas, e na estrada para Ponta de Serrambi. Constituída por uma seqüência clástico-carbonática, depositada sobre a Formação Cabo, representa uma incrusão marinha nesse ambiente predominantemente continental. Ocorre arcósios carbonáticos na base, recobertos por margas e calcários dolomíticos fossilíferos.

III.4.2.4 Suíte Ipojuca

Compreende um conjunto de rochas vulcânicas e sub-vulcânicas de composição extremamente variável como basaltos, riolitos e traquitos, apresentando-se como derrames sobre os sedimentos da Formação Cabo, ou cortando sob a forma de diques.

III.4.2.5 Granito do Cabo de Santo Agostinho

O granito denominado granito de Santo Agostinho, apresenta-se macroscopicamente com uma coloração rosa-amarelado, estrutura granítica constituída petrograficamente por feldspatos (ortoclásio) de granulação grossa com cristais anedrais, quartzo e anfibólio sódico, além de outros minerais acessórios. Microscopicamente é composto por plagioclásio, biotita e tem como acessórios: zircão e fluorita. Todo o conjunto rochoso se encontra bastante alterado, dando origem a um manto de decomposição da ordem de 6 metros nas partes mais elevadas. É observado afloramento da rocha fresca, mostrando fendilhamentos sem orientação preferencial. Há facilidade de percolação de água superficial e marinha, resultando uma degradação mecânica que chega a isolar blocos rochosos.

A laterização pode ser observada com grande intensidade, com a presença de concreção de limonita. Os granitos predominam na parte central e ocidental, onde se verifica intemperismo químico de diferentes graus, resultando num relevo colinoso com encostas suaves e topos arredondados. Aparece ainda nas proximidades da costa, em forma de morros isolados, capeados por sedimentos da Formação Barreiras.

São de grande valor científico as ocorrências do Granito de Santo Agostinho e das demais rochas ígneas expostas em sua proximidade, visto que constituem testemunhas da deriva Brasil-África. Registros feitos por SILVA (2004) mostram o granito em contato direto com a água sem evidência de intemperismo (Figura III.10), enquanto que a Figura III.11 ilustra o mesmo granito muito intemperizado, apesar da grande proximidade entre as rochas.



Figura III.10 – Granito banhado pelo mar sem intemperismo, SILVA (2004)



Figura III.11 – Granito do Cabo apresentando avançado intemperismo, SILVA (2004)

SILVA (2004), observou no Granito do Cabo intemperizado (saprolito) dois padrões de fraturas preferenciais N-S e NW-SE com direções 350Az e 260Az, Figuras III.12 e III.13. Estas fraturas são resultado do processo de vulcanismo e do intemperismo físico-químico ocorrido na área.



Figura III.12 – Granito intemperizado com fraturas preenchidas por óxido de ferro, SILVA (2004)



Figura III.13 – Granito com fraturas e presença de caulinita, SILVA (2004)

III.4.2.6 Formação Algodois

Ao estudar a Formação Barreiras nas proximidades do Cabo de Santo Agostinho, KEGEL (1959) identificou que a sua porção inferior apresentava uma maior quantidade de argila, diferenciando-se dos arenitos avermelhados, contendo seixo de quartzo e pouco consolidados que ocorrem na porção superior. Com isso, ele sugeriu chamar a parte inferior de Infra-Barreiras e a parte superior de Formação Barreiras. Somente três décadas depois, ROCHA (1990) denominou de Membro Algodois os arenitos e

conglomerados do topo da Formação Cabo. Lateralmente, este material se interdigita com conglomerados desorganizados e seixos de rochas vulcânicas com matriz areno-argilosa de cor creme. A descrição detalhada da Formação Algodois se baseia em LIMA (1998), CRUZ (2002) e CRUZ et al. (2003). As rochas desta formação repousam em discordância angular ou erosional sobre os litotipos da Formação Cabo, e/ou da Suíte Ipojuca ou ainda, sobre carbonatos da Formação Estiva, esta em geral sub-aflorante.

Uma discordância erosional marca o contato da Formação Algodois com a Formação Barreiras (ex: região Cabo-Gaibu). As rochas sedimentares que compõem a Formação Algodois correspondem a conglomerados mono a polimíticos, com predomínio de fragmentos vulcânicos (especialmente traquitos) e menos comumente quartzo e litotipos do embasamento cristalino, além de arenitos e intercalações de argilitos. A fácies conglomerática é formada predominantemente de traquitos subjacentes.

III.4.2.7 Formação Barreiras

ALHEIROS et al. (1981) identificaram fácies distinta nesta Formação todas associadas a processos fluviais, como fácies de canal fluvial entrelaçado de planície aluvial e de leque aluvial proximal e distal. Na área de estudo são identificadas fácies de canal fluvial, com predominância de areias grossas a médias e níveis de seixos. A Formação Barreiras de acordo com LIMA FILHO (1998) é constituída por arenito conglomerático com seixos de quartzo, intercalações de blocos de argila, e estratificação cruzada tabular. Em direção ao topo, tem-se uma seqüência arenítica média a grossa, creme, com estratificação plano-paralela e pequenas intercalações de argila e silte. A impregnação por óxido de ferro é freqüente, ocorrendo em alguns casos à formação de grãos secundários. A fácies de canal fluvial, mostra-se mais feldspática com um colorido mais forte e diversificado. Os sedimentos são mal selecionados e com baixo grau de arredondamento. No que se refere a processos erosivos induzidos, estes sedimentos se mostram bastante friáveis e sujeitos a ravinamento acelerado, formando crateras de grande profundidade, sempre que submetidos a cortes e/ou desmatamentos, sem adequado tratamento dos taludes expostos.

III.4.2.8 Sedimentos Recentes

Compreendem as areias variadas, argilas e siltes, freqüentemente apresentando matéria orgânica de origem continental ou marinha, ocorrendo nos vales dos rios ao longo das praias e em zonas de mangues.

III.4.3 RELEVO

Níveis cristalinos que antecedem a Província Borborema constituem a unidade geomorfológica predominante na área do Município do Cabo. A erosão fluvial sulca profundamente a rede hidrográfica dendrítica secundária, compondo uma topografia dominada por vales em forma de V, com encostas aonde os declives vão de 10 a 40%. Os morros de granito félsicos, formados por leucogranitos e biotita granito se dispõem por toda a área. A maioria ocorre na forma de matacões ou em blocos não transportados. Os granitos félsicos aparecem também, na forma de stock na porção sudeste da área. Trata-se de um granito de alto nível ou subvulcânico, o que dá a estes corpos a capacidade de desenvolvimento de cavidades miarolíticas (devido à cristalização rápida) e de minerais de alta temperatura, que são altamente instáveis quando em superfície. Isto faz com que nesta área, ocorra intenso processo de ravinamento de grandes proporções e em alguns locais já se observa um conjunto formando “badlands”.

Os morros gnáissicos de composição granodiorítica a tonalítica apresentam um relevo maciço rochoso rebaixado, com encostas convexas na sua maioria. A dissecação do relevo propicia forte desenvolvimento de solos, que atingem uma espessura média de 15m. Esta topografia constitui as classes de relevo ondulado e fortemente ondulado, chegando a constituir serras, no extremo oeste do município (Serra do Urucu), Figura III.14. Algumas áreas com relevo plano e suavemente ondulado são encontradas nos Baixos Platôs Costeiros (Tabuleiros). Estes tabuleiros ocorrem concentrados na parte sudeste da área, sendo representados pela Formação Barreiras. Sua origem propicia o desenvolvimento de uma superfície plana no topo com falésias abruptas. Essa configuração acentua os processo de erosão e solapamentos nestes corpos.

SILVA (2004) realizou uma topografia de detalhe com equidistância vertical de 1,0 m entre as curvas de nível, conforme as Figuras III.15 e III.17, a partir das quais foram desenhados perfis topográficos, Figuras III.16 e III.18 com tecnologia GPS/NAVSTAR (Sistema de posicionamento global) com um sistema de receptores, sendo 2 da marca GTR 1 e um receptor Trimble. O modo estático consiste no rastreamento entre vértices, para a obtenção de coordenadas com precisão em grande distância. Com isto, obteve-se um vértice conhecido dentro da área de trabalho, de forma que a distância entre o ponto fixo e os demais pontos a serem determinados, estivessem no raio de 10km e que fosse possível utilizar o processo *Stop & Go*, ou seja, a técnica de rastreamento cinemático, onde o ponto observado requer um mínimo de tempo para a determinação de coordenadas.

Os dados foram processados com objetivo de se adequar ao sistema de coordenadas padrão, utilizados nas ortofotocartas produzidas pela FIDEM. Observa-se uma nítida mudança na topografia mostrada nas Figuras III.16 e III.18, evidenciando uma dinâmica na morfologia, a partir dos processos erosivos atuantes na área de estudo. Com efeito, verificam-se nos traçados de ambos os gráficos que a partir dos 110m aproximadamente, ocorre o recuo da base das encostas representadas pelo traçado azul e contínuo, ao mesmo tempo em que há uma tendência na mudança no nível de base, por consequência dos sedimentos carregados e depositados no talvegue, situados à jusante de ambas as encostas. Isto ocorre a partir da interseção dos traçados dos perfis analisados, a 110m no caso da encosta central (Ponto P – 01) e a 140m no caso da encosta sul (Ponto P – 02).

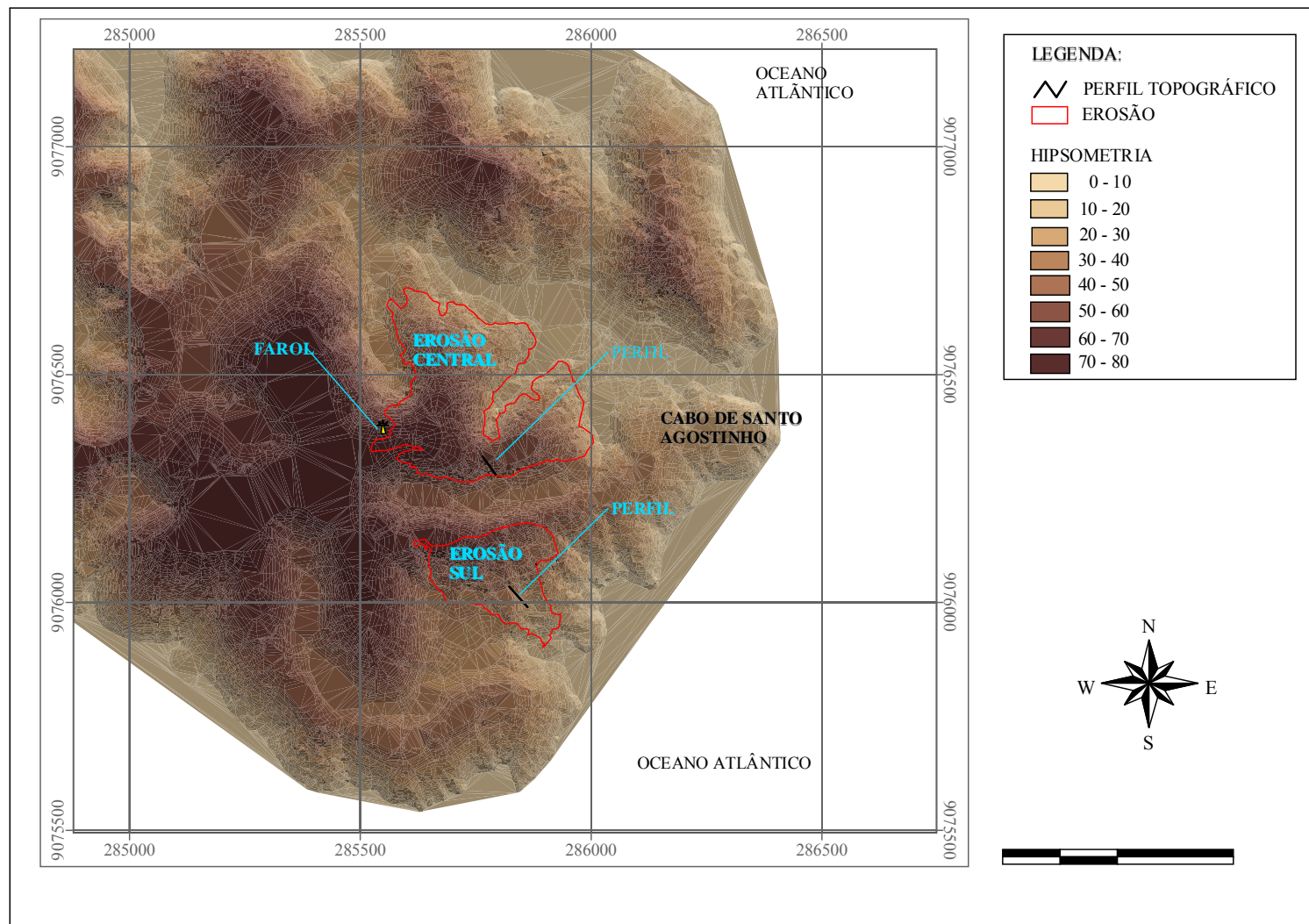


Figura III.14 – Mapa de relevo com localização dos perfis topográficos, SILVA (2004).

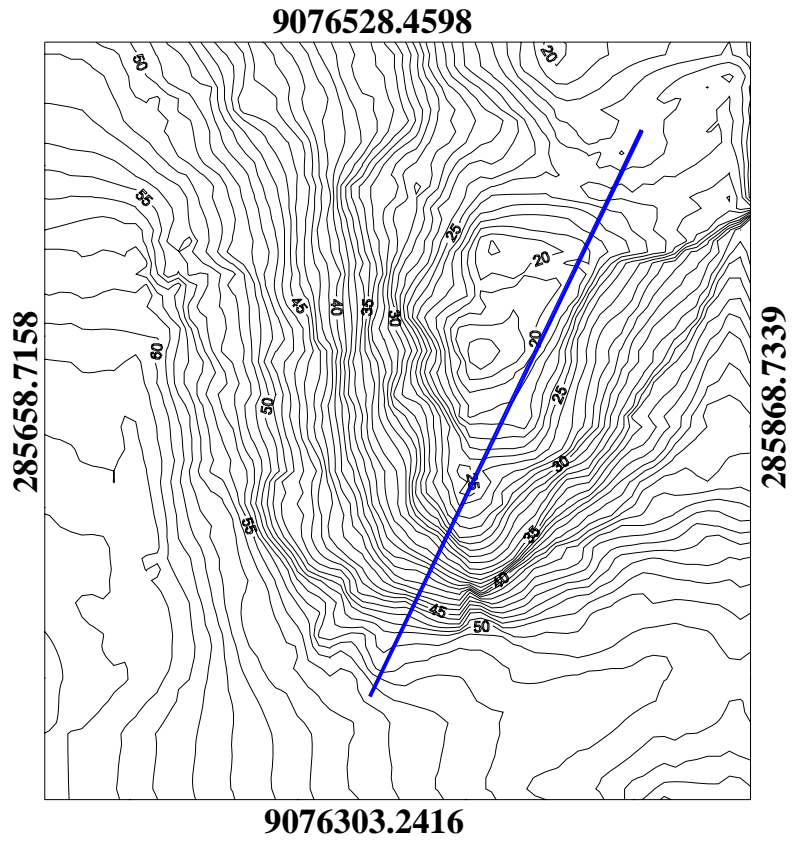


Figura III.15 – Localização do perfil topográfico – Ponto P-01 – encosta central

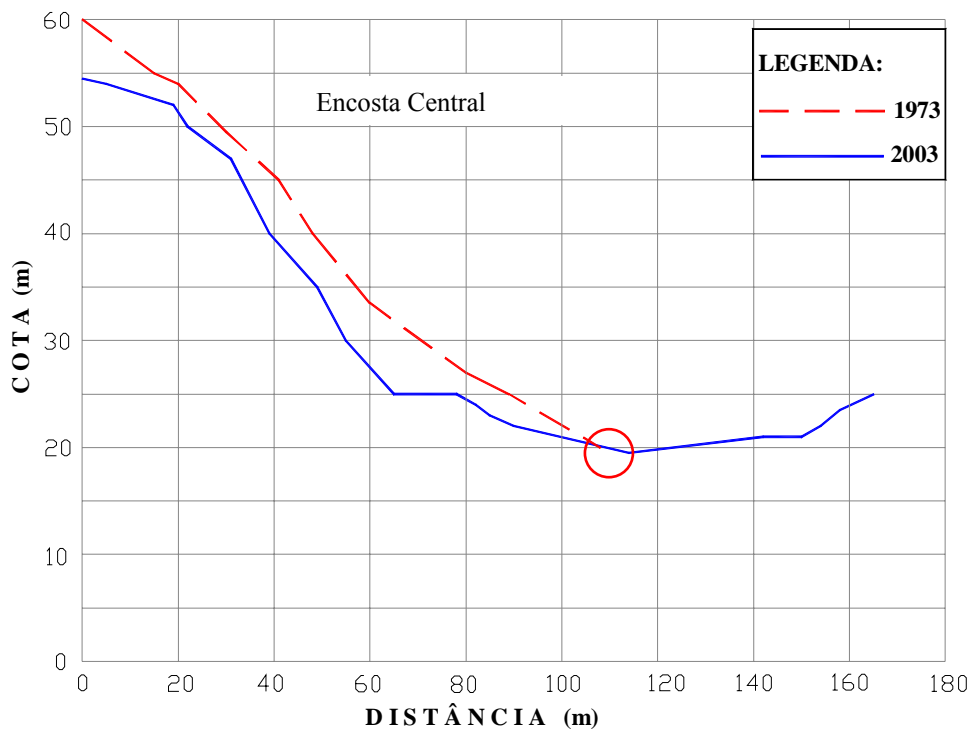


Figura III.16 – Cruzamento de perfis topográficos de 1973 e 2003, SILVA (2004)

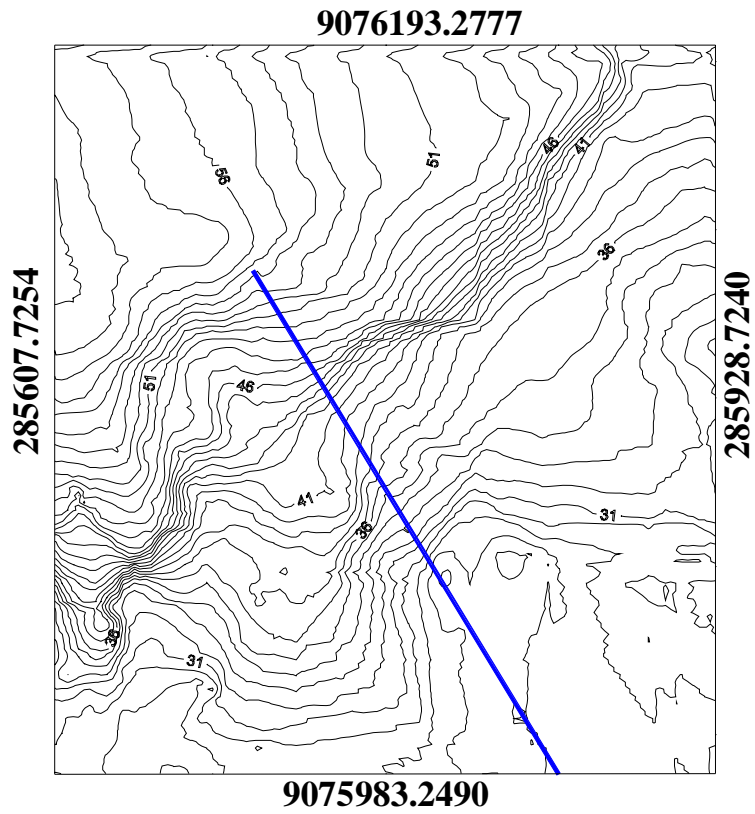


Figura III.17 – Localização do perfil topográfico – Ponto P-02 – encosta sul

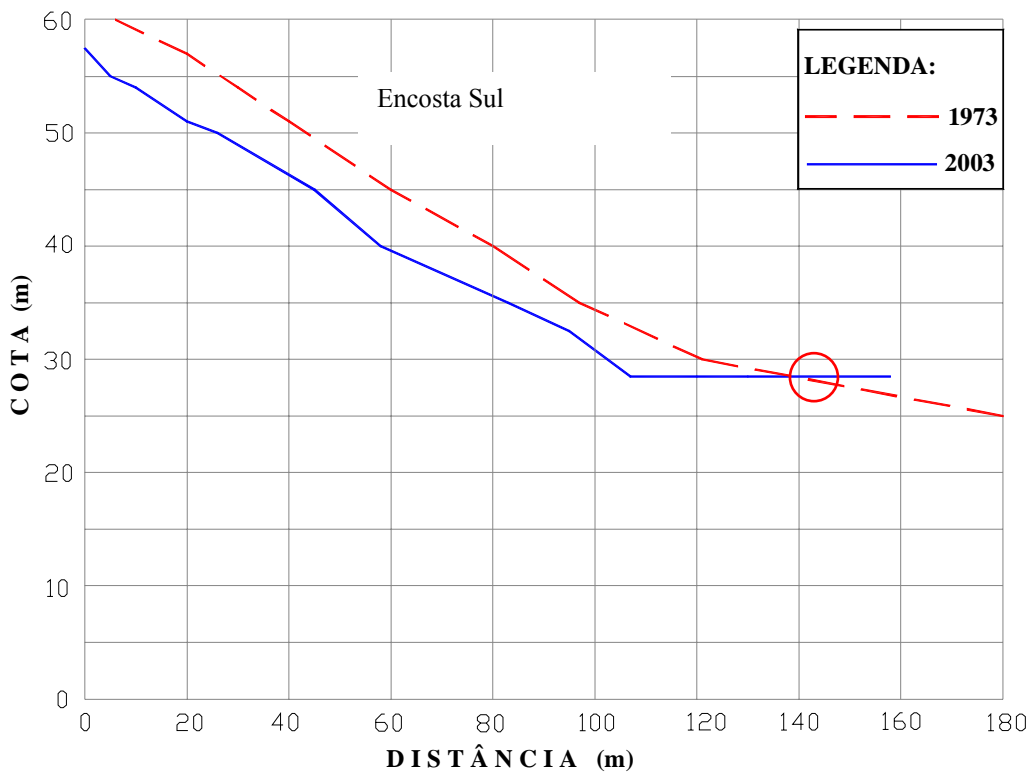
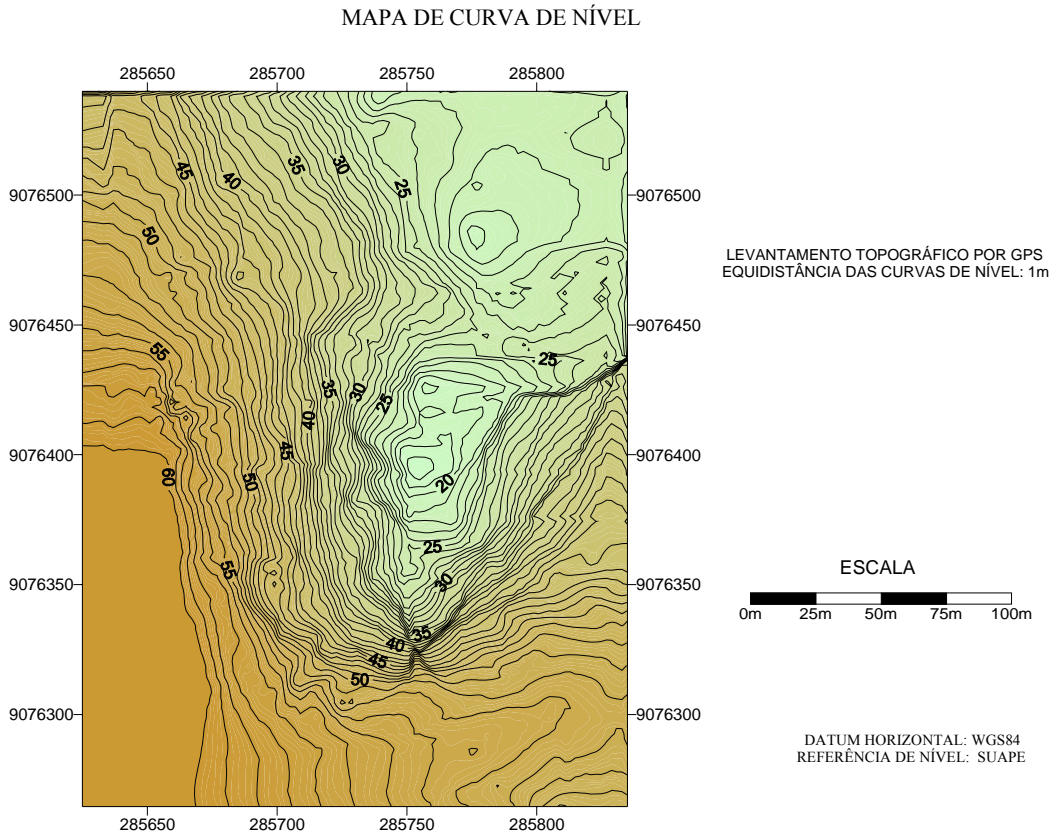


Figura III.18 – Cruzamento de perfis topográficos de 1973 e 2003, SILVA (2004)

Nas Figuras III.19 e III.20 os modelos digitais do terreno (MDT) permitiram uma visão tridimensional do terreno, da morfologia e aspectos quantitativos das encostas.



MODELO DIGITAL DO TERRENO

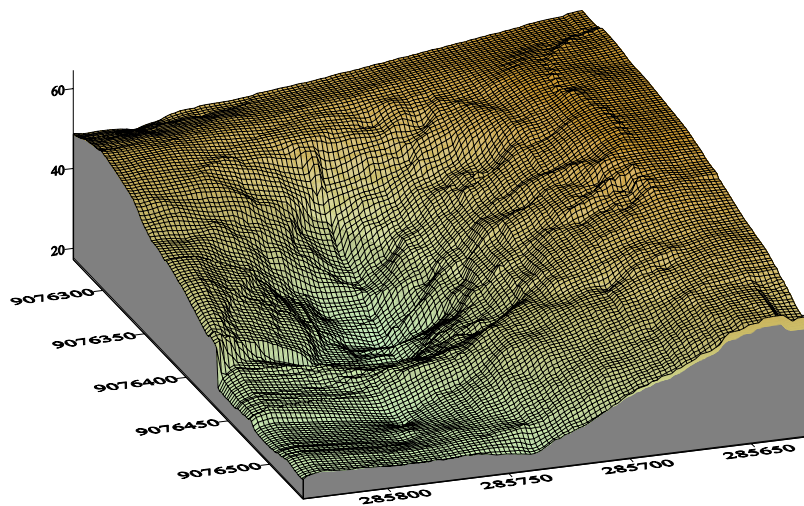
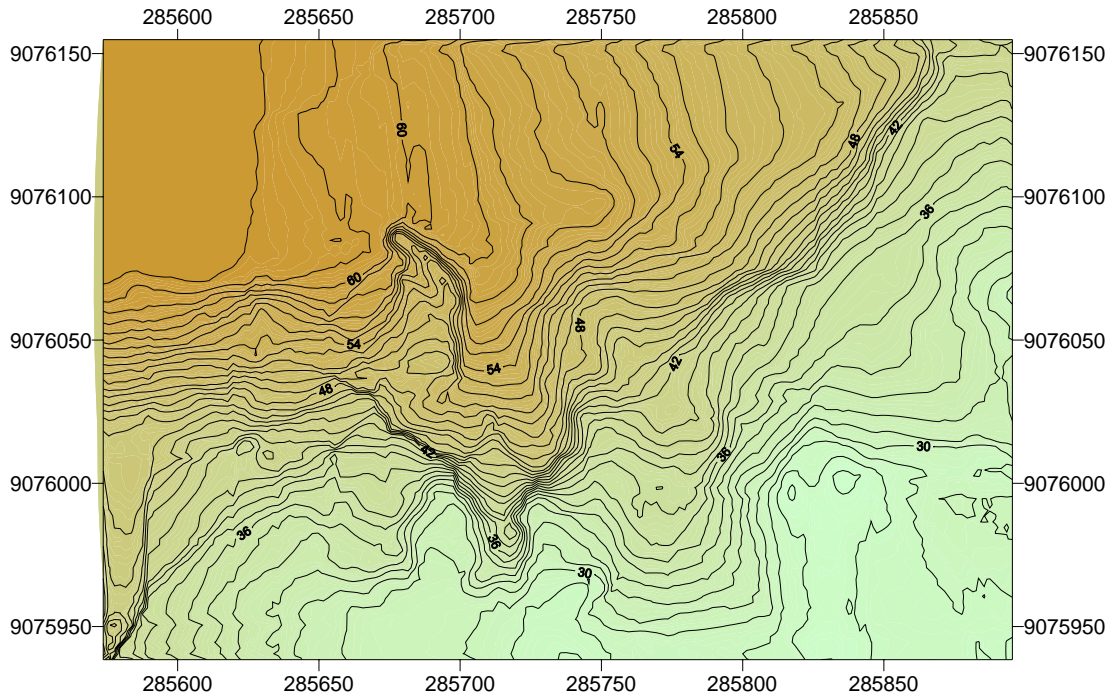


Figura III.19 – Topografia e Modelo Digital do Terreno – Ponto P-01 - encosta central, SILVA (2004).

MAPA DE CURVA DE NÍVEL



LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO POR GPS
EQUIDISTÂNCIA DAS CURVAS DE NÍVEL: 1m



DATUM HORIZONTAL: WGS84
REFERÊNCIA DE NÍVEL: SUAPE

MODELO DIGITAL DO TERRENO

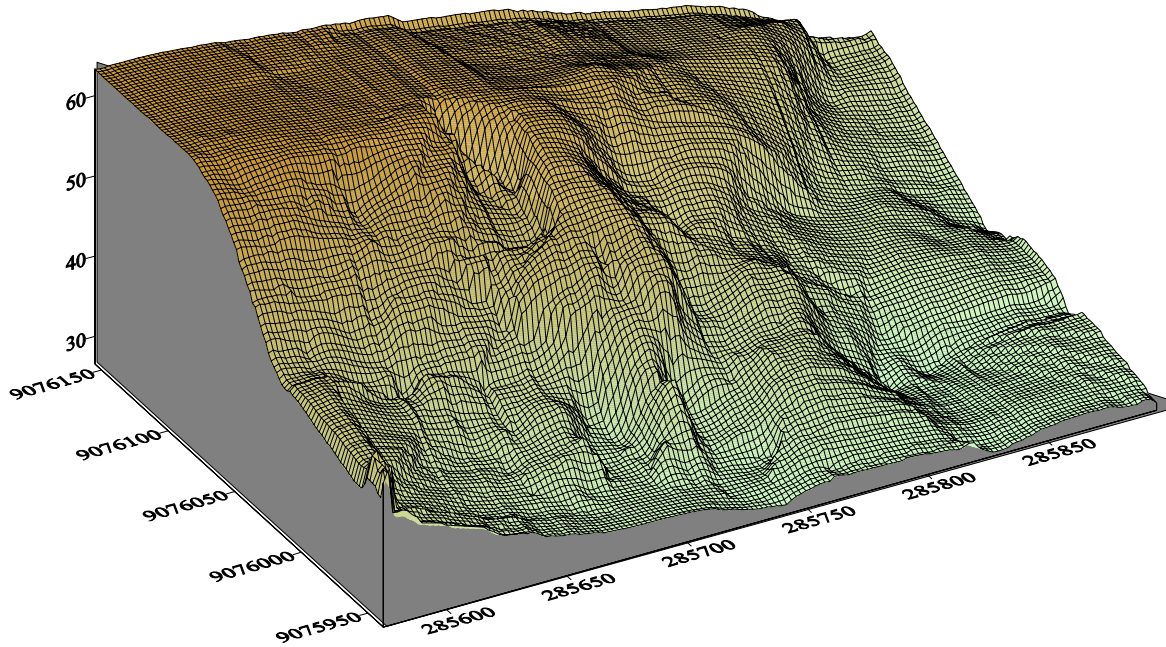


Figura III.20 – Topografia e Modelo Digital do Terreno– Ponto P- 02 - encosta sul, SILVA (2004).

III.4.4 Drenagem

O Cabo de Santo Agostinho tem sua maior área inserida na Bacia do Rio Pirapama, ocupando ainda parcelas das Bacias dos rios Jaboatão e Massangana. Dentro destas Bacias foram construídas duas importantes represas (Gurjaú e Utinga de Baixo), para aumentar a oferta de água. Segundo o arranjo planimétrico apresentado pelos cursos d'água, pode-se constatar a existência de dois modelos de drenagem: o modelo dendrítico e o modelo anastomótico. O modelo dendrítico ocorre em toda a região acidentada. É uma drenagem hierarquizada, onde os cursos d'água se ramificam irregularmente em todas as direções, como mostra a Figura III.21.

O modelo anastomótico constitui uma modificação do modelo dendrítico. Domina nos estuários e nas grandes várzeas, caracterizando-se pela presença de meandros e canais entrelaçados. O escoamento em lençol passa a ser concentrado, a partir das porções morfológicas de meia-encosta, nas quais se concentram grandes feições erosivas até encontrar os canais de recepção, onde o gradiente topográfico apresenta valores mínimos. O sítio onde está localizado o sistema, é dotado por uma trama de falhas geológicas herdadas, que condicionam os canais de drenagem de regime intermitente. A bacia na qual a área de estudo está inserida, pode ser classificada como de 1^a e 2^a ordens.

III.4.5 Solos

O mapa da área de estudo foi realizado pela Prefeitura do Cabo de Santo Agostinho em 2003, delimitando as unidades de classes de solos. Foram utilizadas informações da FIDEM, Projeto Pirapama e do Complexo industrial de SUAPE. Pedologicamente na área predomina o argissolo amarelo (PAd2), latossólico, textura arenosa/média + argissolo vermelho-amarelo, textura média/argilosa, ambos distróficos muito profundos, fase floresta subperenifólia, relevo ondulado a fortemente ondulado, como apresentado na Figura III.22. A retirada indiscriminada da vegetação, mineração ilegal da argila e areia para construção, estão concentradas nesta associação de solos e acabam por expor à superfície discontinuidades internas dos perfis, tanto de origem pedogenética como deposicionais, que atuam como catalisadoras dos processos erosivos.

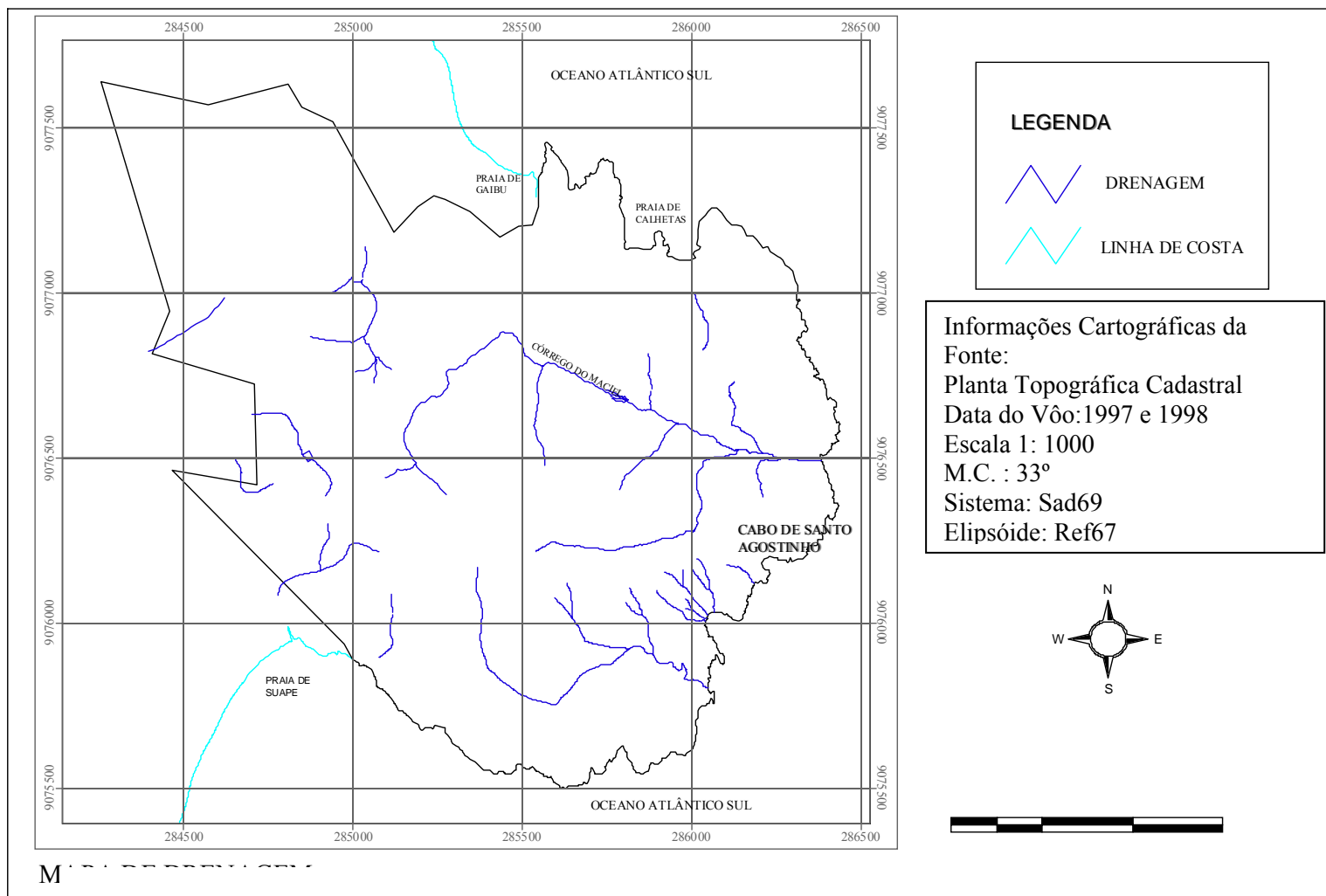


Figura III.21 – Mapa da Rede Hidrográfica, SILVA (2004).

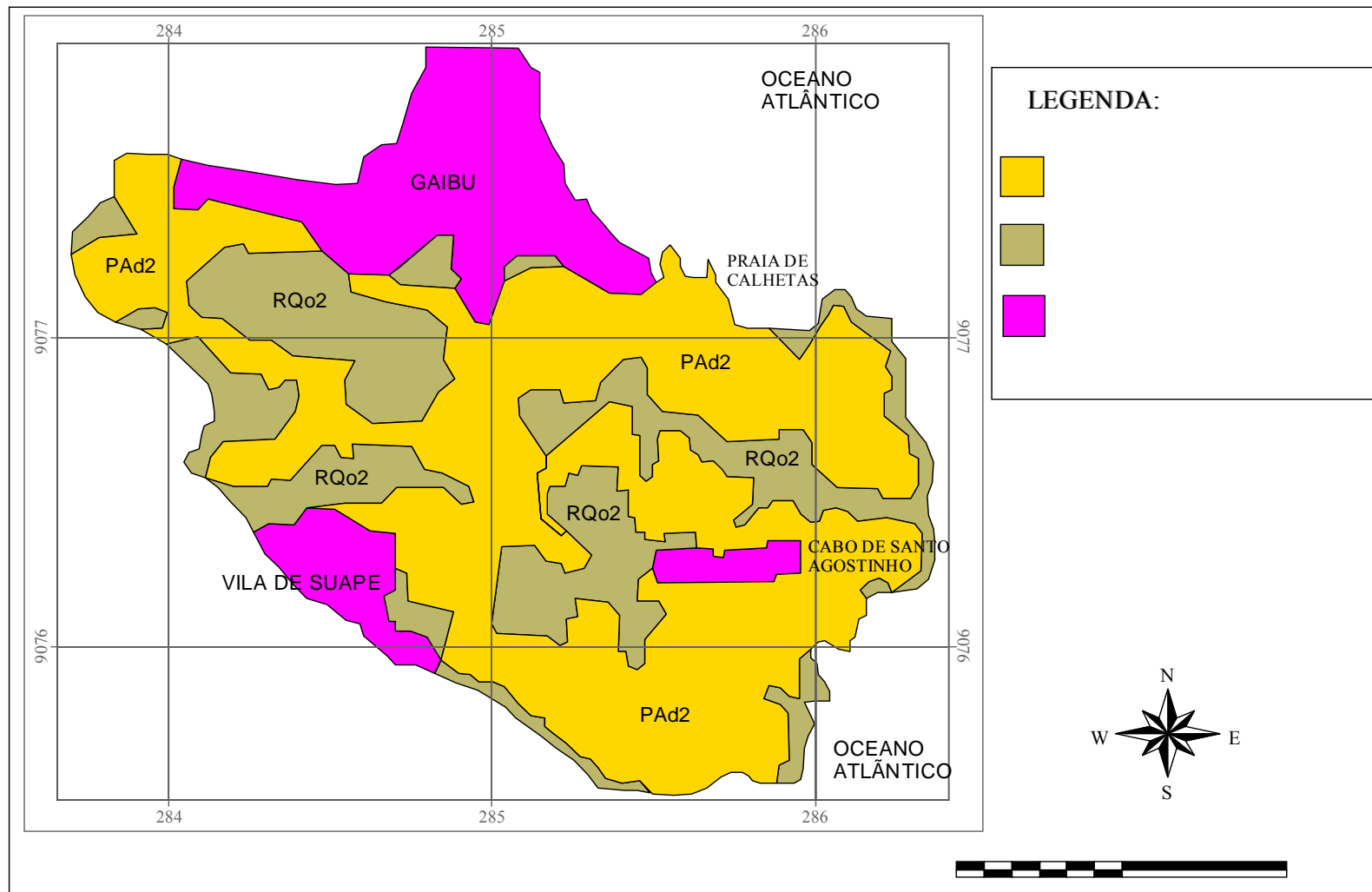


Figura III. 22 – Mapa de Solos

Os sedimentos da Formação Barreiras de composição areno-argilosa ou argilo-arenosa constituem o material de origem dos Latossolos nos Tabuleiros. Os solos desses sedimentos apresentam baixa saturação por base, elevado teor de alumínio, podendo ter severas deficiências de micronutrientes principalmente cobre e zinco. Os processos pedogenéticos nestes materiais sedimentares resultam na formação de crosta e agregados lateríticos, sendo freqüente a presença de limonitas em oólitos variando de 0,5 a 2,0 centímetros de diâmetro. A forte presença de óxido de ferro e as oscilações do lençol freático, neste aquífero suspenso impermeabilizado na sua base pela presença do granito, determinam a fixação do ferro na sua forma insolúvel, alterando as propriedades geotécnicas dos solos.

Formações sedimentares mais recentes atribuídas ao Holoceno, abrangem os depósitos fluviais, coluviais, restingas, mangues e praias, que constituem os materiais de origem de solos como os neossolos flúvicos, gleissolos, neossolos quartzarênicos e solos indiscriminados de mangue.

III.5 GEOMORFOLOGIA

Atualmente a descrição geomorfológica vem tendo uma posição relevante junto à área de planejamento ambiental. Isto se deve ao fato do processo geomorfológico, desempenhar um papel natural como promotor da evolução do relevo. Mesmo quando a ação antrópica intensifica atuação destes processos, promovendo aumento ou diminuição da erosão ou deposição, a mobilização do material é sempre influenciada ou regida pelos processos geomorfológicos intrínsecos do homem no sistema ambiental. O conhecimento litológico e estrutural, em conjunto com o entendimento das feições morfológicas e os processos dinâmicos de modelamento do relevo, fornecem subsídios para a melhor análise dos principais aspectos do meio físico. O relevo da faixa sedimentar costeira é dividido de acordo com as seguintes unidades:

- 1) Tabuleiros costeiros: representados pela Formação Barreiras. São compostos por sedimentos terrígenos clásticos de origem fluvial, ou seja, constituídos por arenitos ou areias e argilas variegadas, em alto estágio de intemperismo. Sua origem propicia o

desenvolvimento de uma superfície plana no topo com falésias abruptas. Esta configuração acentua os processos de erosão por ravinamentos em grandes proporções.

2) Colinas: apresentam um relevo suavizado modelado por rochas vulcânicas e sedimentos arenosos ou argilo-siltosos. Os topos das elevações desenvolvem superfícies arredondadas, ou quando sujeitos a processos de dissecação, mostram-se com topos em forma de divisores de água arredondados. Os processos morfogenéticos mais evidentes são os de ravinamentos e subordinadamente, verificam-se deslizamentos e desmoronamentos associados à atividade antrópica.

De uma maneira geral a área de estudo possui característica geomórfica de um antiplano de forma alongada com direção NW - SE, cuja feição topográfica de maior destaque é o Cabo de Santo Agostinho. Existe na porção sul do Parque, um nível de base rochoso, granito exposto, que impede a "massa escorregada" ou colúvio de uma encosta com orientação leste de ser transportada para áreas mais distantes, Figura III.23. Isto torna evidente que a natureza auto-regula processos e mecanismos, responsáveis por possíveis transformações decorrentes da interação, entre os fatores naturais, envolvidos num determinado espaço geográfico, SILVA (2004). Este autor apresenta outra evidência da dinâmica reguladora dos processos geomorfológicos, e que está representada por uma grande fratura preenchida por óxido de ferro, formando uma saliência de $\pm 1,0$ m de altura na porção inferior da encosta do granito intemperizado (saprolito/rocha residual). Este registro geológico-geomorfológico se localiza na encosta central, como indicado na Figura III.24.



Figura III.23 – Granito como um nível de base, SILVA (2004).



Figura III.24 – Evidência geológica de resistência à erosão.

MABESONE e SILVA (1991) descrevem que a faixa litorânea quente e úmida se caracteriza por uma morfogênese típica, onde predominam as alterações intempéricas diferenciais nos granitos, gnaisses e micaxistos, atingindo sua intensidade máxima e transformando uma rocha dura em matéria móvel rico em argila. Sobre o cristalino a ação intempérica é maior que na Formação Barreiras, chegando a modificar

completamente as propriedades da rocha mãe, no caso de solos de até 30m de espessura, geralmente mais de 10m. Existem indícios de que o embasamento continuou a se alterar sob a Formação Barreiras. Depósitos quaternários mais antigos apresentam uma intensa alteração, enquanto que nos mais recentes a mesma ocorre apenas levemente. A área possui um intenso crescimento no aproveitamento do potencial turístico. Como resultado à disposição das estradas vicinais em locais desprovidos de vegetação arbórea e arbustiva, favorece o aparecimento de focos de erosão, o que foi observado em diferentes pontos da área de estudo. O uso não planejado do relevo causa modificações, ocasionando impactos na área de influência direta e indireta, muitas vezes percebidos apenas em longo prazo. Tal fato enfatiza a importância do conhecimento prévio das características do meio e o posicionamento temporal, que permitam a sucessão de uma análise histórica dos processos envolvidos.

III.6 MECANISMOS EROSIVOS ATUANTES NA ÁREA

O entendimento dos processos erosivos se faz de maneira eficiente, quando se tem conhecimento dos mecanismos envolvidos. Observações de campo evidenciam que o escoamento superficial é um dos mecanismos atuantes na área de pesquisa, sendo influenciado pela baixa taxa de infiltração de água no solo. Observou-se que a crosta consolidada existente é função dos ciclos de umedecimento e secagem e da exposição dos horizontes sub-superficiais (B e C), resultante da decaptação do horizonte superficial A, mais rico em matéria orgânica. O impacto das gotas de chuva atuou no início da consolidação da crosta, ao desagregar o solo e carrear as partículas finas, preenchendo os poros do solo superficial e dificultando a infiltração. Formada a crosta e associada às altas e médias declividades ocorre a potencialização da energia do escoamento, provocando o aumento da descarga líquida e conseqüentemente, a força cisalhante que atua de forma significativa no aumento das incisões. Outro mecanismo importante é a queda de blocos observada nos pontos mais elevados e críticos, onde a inclinação é praticamente vertical e pode ser associada às ocorrências de solos pouco coesivos. Em concordância com tal fato, estes escorregamentos são mais expressivos nas áreas onde a vegetação é apenas herbácea e a cobertura superficial é pobre, como mostra a Figura III.25. O solapamento da base dos taludes é o último mecanismo

observado na área, que ocorre quando o escoamento se dissipa ao longo da parede da encosta, formando filetes que esculpem as chamadas alcovas de regressão.



Figura III.25 – Escorregamento de material na encosta sul

A Figura III.26 mostra a exploração dos recursos minerais como material de empréstimo especialmente areia, argila e brita, causando modificações na morfologia dos sistemas na área. O material argiloso altera a paisagem e modifica a topografia, causando desmoronamentos e colocando em exposição o lençol freático.



Figura III.26 – Retirada de sedimentos da Formação Barreiras, SILVA (2004).

CAPÍTULO IV

METODOLOGIA DOS ENSAIOS APLICADA ÀS ATIVIDADES DE CAMPO E LABORATÓRIO

IV.1 INTRODUÇÃO

Visando alcançar o que foi proposto como objetivo desta tese, adotou-se uma campanha de investigação que consiste nas observações de campo e laboratório, voltadas para a caracterização do solo e parâmetros geológicos e geotécnicos, que sinalizem indícios de processos erosivos, assim como a dinâmica destes mecanismos. Desta forma, procurou-se fazer uma abordagem dos métodos utilizados na literatura, e que juntos contribuem para analisar e quantificar o processo erosivo em ocorrência na área de estudo.

IV.2 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A campanha de investigação geotécnica foi desenvolvida, tanto em campo como em laboratório. Na investigação geotécnica de campo foram realizadas primeiramente visitas, a fim de que fosse estabelecida uma melhor correlação tátil-visual, entre os mecanismos erosivos atuantes no local, e os diversos fatores inerentes ao seu desenvolvimento. A campanha de estudo foi elaborada com os seguintes objetivos: caracterizar o perfil geotécnico dos solos; avaliar o índice de resistência à penetração em várias profundidades do solo; coleta de amostras deformadas e indeformadas; determinação da condutividade hidráulica e a erodibilidade do solo em sulcos em solo consolidado. A locação de cada ensaio de campo está apresentada na Figura IV.1. Os critérios utilizados para as investigações geotécnicas de laboratório foram focados nos seguintes objetivos: caracterizar fisicamente o solo quanto à distribuição dos grãos; identificar e caracterizar as principais propriedades químicas e mineralógicas das amostras; caracterizar a relação sucção-umidade e determinar a suscetibilidade à erosão através dos ensaios específicos de erodibilidade. A Tabela IV.1 apresenta a quantificação da campanha realizada em campo e laboratório.

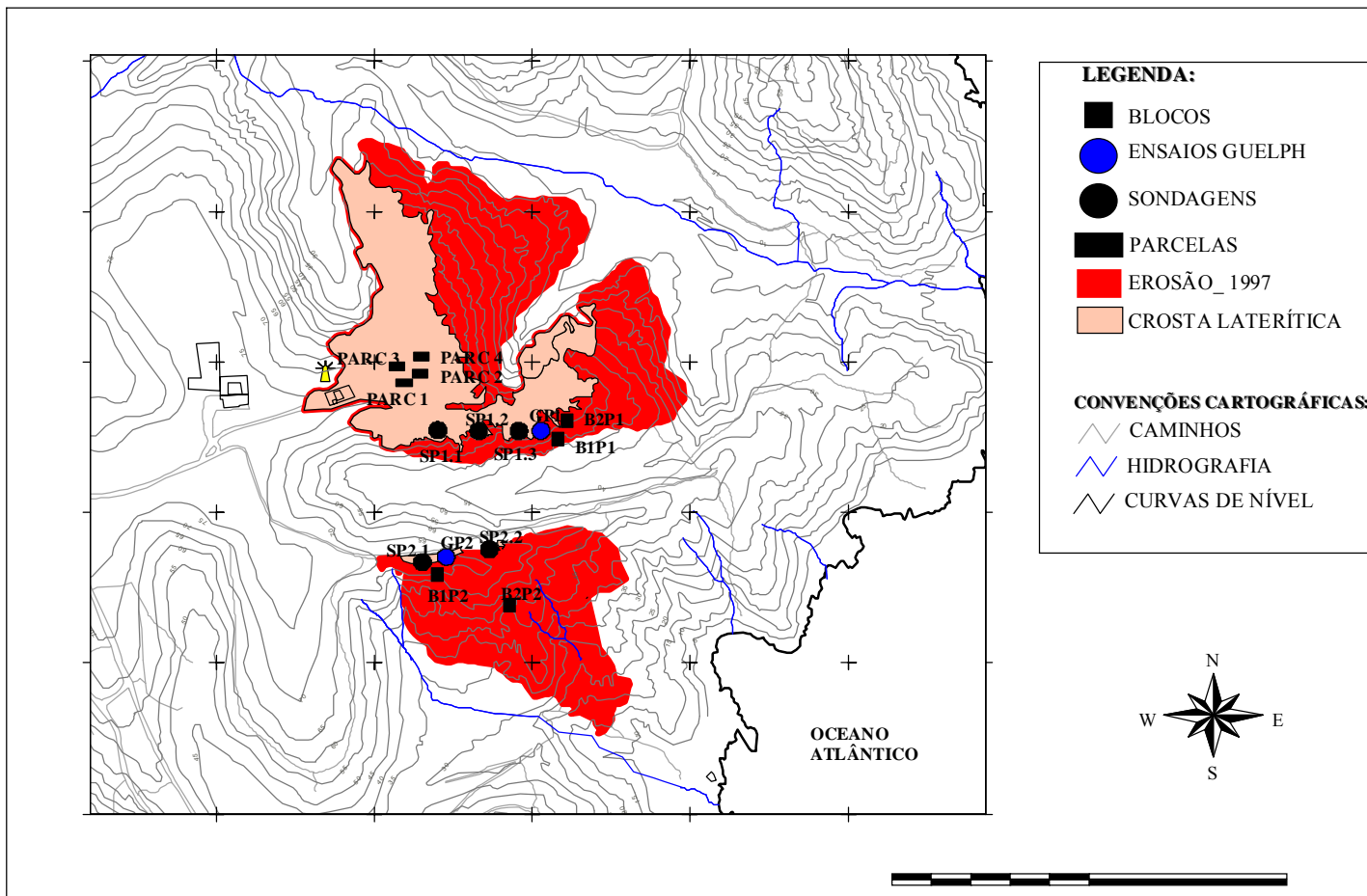


Figura IV.1 – Localização dos ensaios realizados em campo

Tabela IV.1 – Campanha de investigação geotécnica de campo e laboratório

Campanha de Investigação Geotécnica		
Campanha de Investigação Campo		Quantidade
Sondagens de simples reconhecimento		05
Coleta de amostras indeformadas (blocos)		20
Permeabilidade com o Permeâmetro Guelph		12
Erodibilidade em sulcos em solo consolidado		12
Campanha de Investigação Laboratório		
Caracterização Física		45
Caracterização Química		17
Análise Química de água intersticial		04
Caracterização mineralógica		13
Caracterização microestrutural		04
Condutividade Hidráulica com o Tri Flex 2		08
Caracterização pela Metodologia MCT		04
Curva Característica		04
Cisalhamento Direto Convencional		32
Cisalhamento Direto com Sucção Controlada		36
Edométricos Duplos		08
MCT	Infiltrabilidade	12
	Erodibilidade específica	12
Expansibilidade - Método LNEC		12
Desagregação		08
Pinhole Test		04
Cone de laboratório		12
Ensaio de estabilidade de agregados		08
Inderbitzen		84
Ensaio de Canal		32

IV.2.1 ATIVIDADES DE CAMPO

IV.2.1.1 Sondagens de simples reconhecimento e coletas de amostras deformadas e indeformadas

As realizações das operações de sondagens de simples reconhecimento ocorreram entre os meses de março e abril de 2001, constituindo de 5 furos de sondagens. No ponto P - 01 (encosta central) foram realizadas três sondagens, e no Ponto P – 02 (encosta sul) foram realizadas duas sondagens. Os furos de sondagens SPT foram realizados, pelo ITEP (Instituto de Tecnologia de Pernambuco) e TECSONDA (Tecnologia Sondagens e Consultoria), conforme a NBR 6484 - Método para execução de sondagem.

A campanha de amostragem foi conduzida com o objetivo de obter amostras indeformadas e deformadas para o estudo das propriedades mecânicas, ensaios específicos de erodibilidade, ensaios de caracterização e classificação dos solos. As amostras indeformadas foram obtidas nas superfícies laterais e nas bases das encostas estudadas, na forma de blocos cúbicos com arestas de 30cm. Para cada local foram coletadas amostras em sacos com aproximadamente 10kg, proveniente do material resultante do acabamento dos blocos. Foram coletados 20 blocos, sendo 10 referentes aos solos da Formação Barreiras e 10 referentes ao solo residual de granito. As amostras deformadas foram acondicionadas em sacos de boa resistência, etiquetadas e transportados para a câmara úmida do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. Os detalhes adotados nos procedimentos de amostragem e transporte foram relatados por SOUZA NETO (1998). Em resumo, um bloco era obtido por minuciosa escavação com acabamento final (arestas 30cm). Em seguida, o bloco era envolvido com uma camada de papel laminado e tecido morim. Posteriormente, eram aplicadas várias camadas de parafina até formar uma capa rígida. Os blocos eram acondicionados em caixas de madeira e levados ao Laboratório de Solos e Instrumentação. A Figura IV.2 (a) e (b) mostra alguns detalhes da retirada dos blocos, onde se observa a boa qualidade da amostragem realizada.

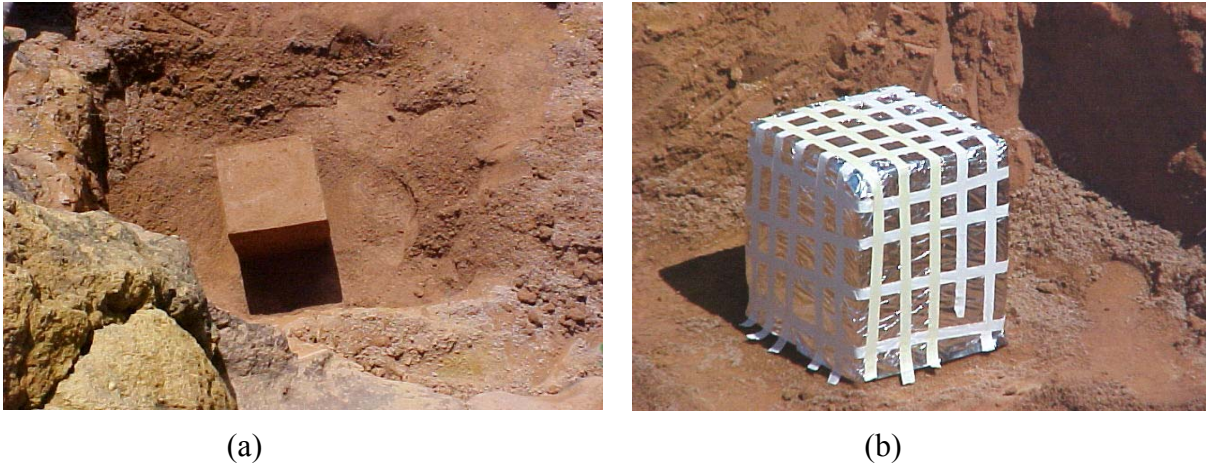


Figura IV.2 – Moldagem do bloco (a); Preparação do bloco para parafinação (b).

Durante a retirada das amostras indeformadas foram moldados corpos de prova em anéis edométricos a cada 0,50 m até 3,0 de profundidade, tanto no ponto P – 01 (encosta central), como no Ponto P – 02 (encosta sul), para obtenção do teor de umidade, índices físicos (peso específico, índice de vazios, porosidade e grau de saturação).

IV.2.1.2 Ensaio de Permeabilidade “in situ”

A condutividade hidráulica é uma propriedade do solo, que expressa sua habilidade de conduzir água. Esta habilidade tem importância, para o estudo e a modelagem de quaisquer fenômenos ligados ao movimento da água no solo, como infiltração, drenagem, absorção de água pelas plantas e lixiviação de nutrientes. A avaliação da condutividade foi realizada tanto no Ponto P – 01 (encosta central), quanto no Ponto P – 02 (encosta sul) através do Permeâmetro Guelph, que é um ensaio pontual de carga constante, no qual se obtém a permeabilidade saturada (K_{fs}) e o potencial de fluxo mátrico (ϕ_m). A avaliação do valor da condutividade não saturada no ensaio Guelph só é possível em função do mesmo levar em consideração na sua interpretação à zona não saturada do solo. Por sua praticidade este ensaio teve uso difundido em vários países inclusive o Brasil, onde é relativamente grande o número de trabalhos: SOUZA NETO (2004); HUDSON (2003); SOUZA e ALVES (2003); AGUIAR (2001) e VIEIRA (2001), LAFAYETTE (2000), sendo também utilizado em estudos de geostatística Da FONTE et al. (2001). Detalhes dos procedimentos adotados no ensaio, encontram-se no

apêndice B. Foram realizados 12 ensaios em dois furos distintos do terreno. A Figura IV.3 apresenta a realização do ensaio no ponto P – 01 (encosta central).

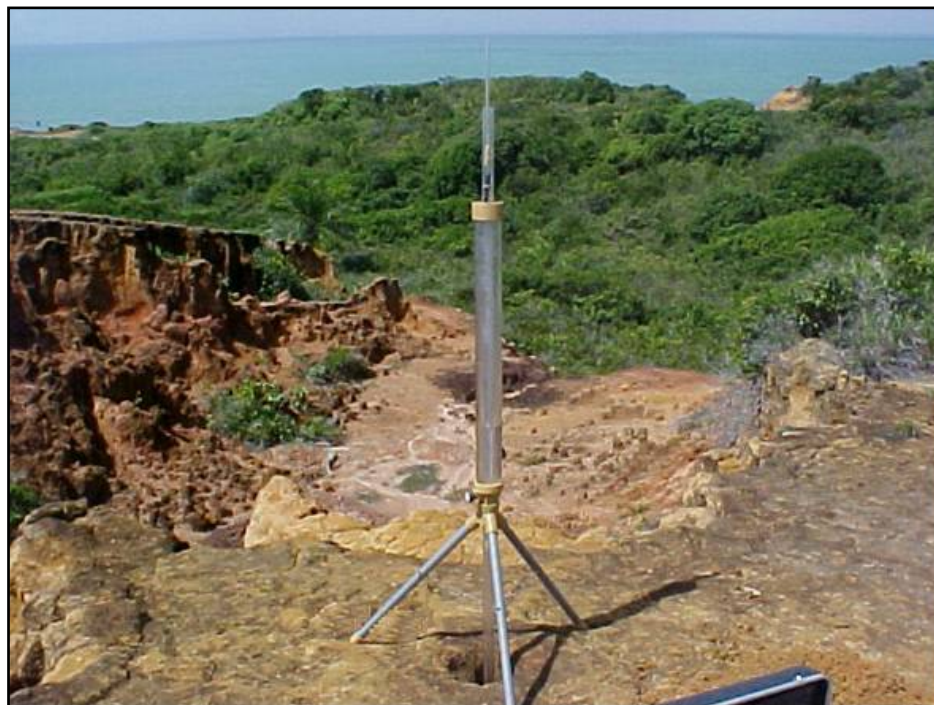


Figura IV.3 – Ensaio de permeabilidade com o Permeômetro Guelph – Ponto P – 01 - encosta central.

IV.2.1.3 Erodibilidade em sulcos em solo consolidado

Em janeiro de 2005 a área de pesquisa foi preparada com escolha dos sulcos formados, para realização dos ensaios de erodibilidade “in situ”. O objetivo deste ensaio foi avaliar as condições hidráulicas e caracterizar os regimes do escoamento nos sulcos; determinar as taxas de desagregação do solo; a erodibilidade e a tensão crítica de cisalhamento em sulcos sob condições de solo consolidado. Os procedimentos dos ensaios foram seguidos de acordo com a descrição feita por CANTALICE (2001). Nos sulcos sobre o solo consolidado foram instaladas as parcelas experimentais, com dimensões de 3 m de comprimento e 1m de largura (com a maior dimensão orientada no sentido do declive do terreno), delimitadas por chapas metálicas de zinco com 30 cm de altura, das quais 10cm foram cravadas no solo. A declividade dos sulcos foi tomada pela variação de altura entre 2 pontos de distância determinada nos sulcos. A Figura IV.4 apresenta a

realização dos ensaios, onde na extremidade superior de cada parcela foi colocada uma calha de PVC, de tal forma que ficasse no nível da superfície do solo e tendo como finalidade dissipar a energia do fluxo. A água utilizada era da rede pública, onde era colocada em um caminhão pipa com capacidade de 7000 litros, que abastecia um reservatório com capacidade de 1000 litros, com o objetivo de manter a carga de água constante.

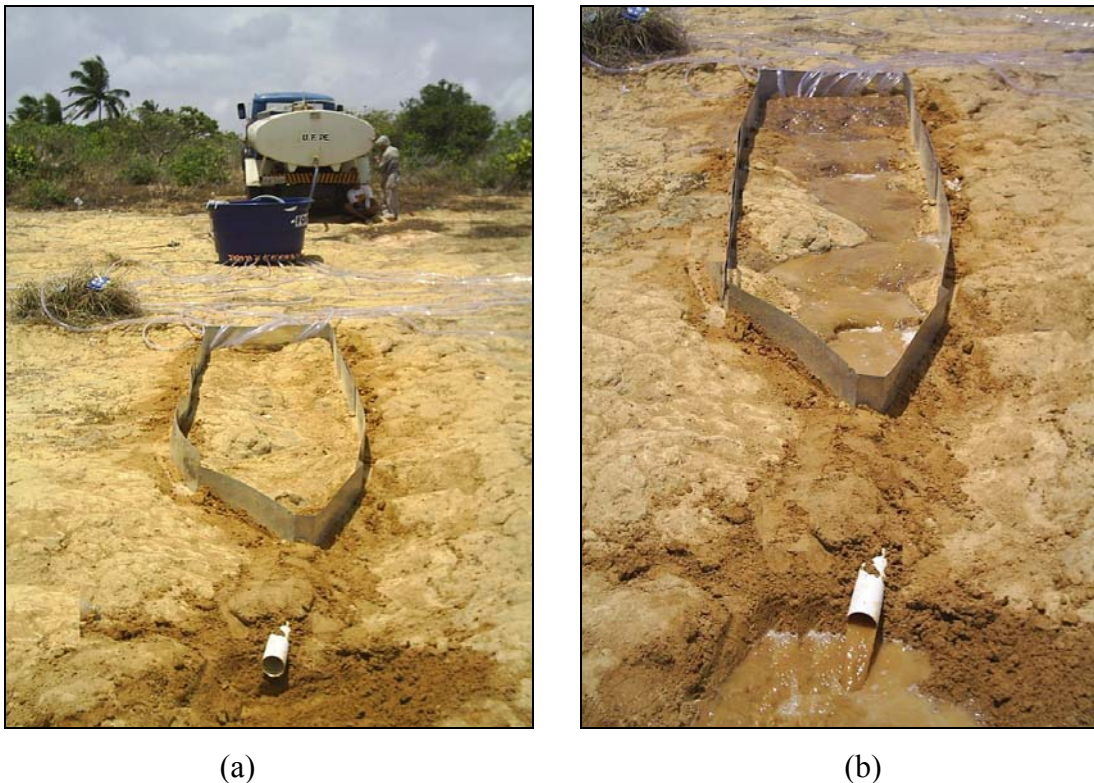


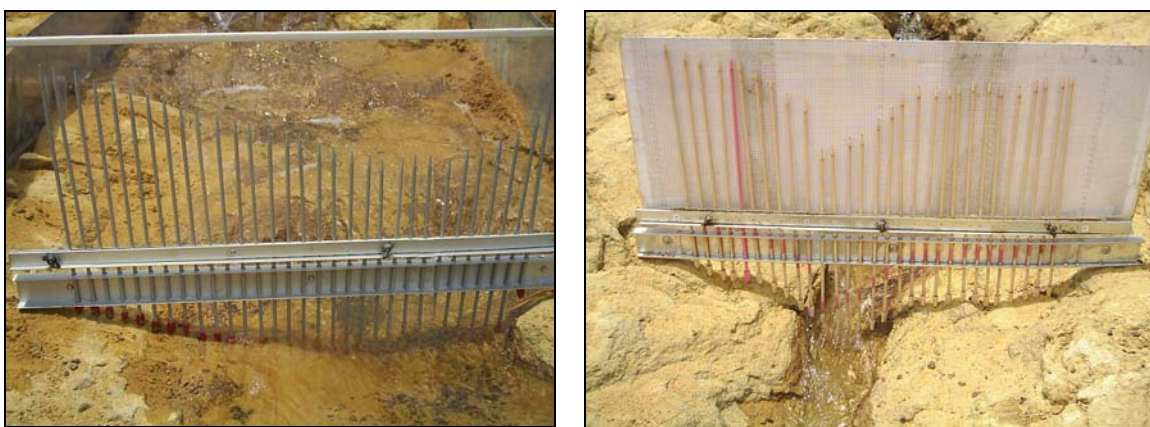
Figura IV.4 – Parcela delimitando um sulco sob solo consolidado. Antes do experimento (a); durante o experimento (b).

Este reservatório possuía 10 saídas de água, onde as mangueiras eram conectadas e colocadas nas calhas, localizadas na parte superior das parcelas, e por onde a água era conduzida aos sulcos por gravidade. As extremidades inferiores de cada parcela eram providas de calhas condutoras de sedimentos, acopladas a canos de PVC com 100mm de diâmetro, que conduziam a descarga líquida e todo o solo desagregado. A velocidade superficial do escoamento foi obtida através do tempo gasto (medindo-se com um cronômetro), para que o corante de azul de metileno, percorresse a distância de aproximadamente 2,0 m da parcela. Para cada parcela a velocidade superficial de escoamento era determinada através de três repetições, ou até que três medidas

estivessem com valores próximos. Os testes tiveram uma duração de 20 a 30 minutos, dependendo da vazão que era aplicada (121 l/min; 172 l/min; 193 l/min e 242 l/min), e constando de três repetições para cada vazão utilizada. O volume de água com os sedimentos eram colocados em potes plásticos de 1,0 litro, e transportados para o Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. Em cada pote plástico após a pesagem, adicionou-se 5ml de Alúmem de potássio a 5% para deposição mais rápida das partículas de solo na base dos potes plásticos. Após 24 h com uma bomba de vácuo foi succionado o excesso de água, para em seguida os potes serem colocados para secar em estufa a 65°C. Os potes eram pesados com e sem o solo, para determinação da massa de água e de solo seco.

IV.2.1.3.1 Caracterização hidráulica do escoamento nos sulcos em solo consolidado

As dimensões das seções transversais do fluxo nos sulcos foram aferidas por intermédio de um perfilômetro, com objetivo de determinar a área, perímetro molhado, raio hidráulico e altura da lâmina de escoamento. A Figura IV.5 apresenta a utilização do perfilômetro durante o ensaio. O perfilômetro foi construído de acordo com as especificações descritas por CANTALICE (2001), no qual possui aproximadamente 30 hastes plásticas, espaçadas de 2 cm e acopladas a uma estrutura retangular de acrílico, com 0,84m de comprimento e 0,4 m de altura.



(a)

(b)

Figura IV.5 – Perfilômetro antes da marcação das condições hidráulicas dos sulcos (a); durante a marcação com papel em escala real (b).

As medidas foram realizadas antes e durante o escoamento, e aproximadamente a 1,5m da extremidade superior da parcela. Com o perfilômetro nivelado sobre as chapas metálicas, as hastes plásticas eram soltas até tocarem na superfície do solo, para em seguida serem fixadas a estrutura. As formas da seção transversal dos sulcos eram então marcadas em papel em escala real. A área e o perímetro molhado foram obtidos com o auxílio de um planímetro e um curvímeter, respectivamente. Com essas dimensões foram determinados os raios hidráulicos dos sulcos pela equação IV.1.

$$R_h = A/P_m \quad \text{equação IV.1}$$

onde: R_h = raio hidráulico da seção transversal (m);

A = área da seção transversal (m^2);

P_m = perímetro molhado da seção transversal (m).

Para definição das condições hidráulicas do escoamento e da sua interação com a superfície do solo foram determinadas algumas características hidráulicas, conforme CHOW (1959): números de Reynolds, Froude e velocidade de escoamento U^* .

- O número de Reynolds foi determinado pela equação IV.2:

$$Re = V.R_h / \nu \quad \text{equação IV.2}$$

onde: V = Velocidade média de escoamento;

h = altura da lâmina de escoamento (m);

ν = viscosidade cinemática da água ($m^2.s^{-1}$)

$$\nu = [1,14 - 0,03 \cdot (T - 15) + 0,00068 \cdot (T - 15)^2] \cdot 10^{-6} \quad \text{equação IV.3}$$

A viscosidade cinemática foi determinada em função da temperatura, JULIEN (1995).

onde: ν = viscosidade cinemática da água ($m^2 \cdot s^{-1}$)

T = temperatura da água ($^{\circ}C$).

- O número de Froude (Fr) foi determinado pela equação IV.4:

$$Fr = V / (g \cdot h)^{1/2} \quad \text{equação IV.4}$$

onde: V = velocidade média do escoamento ($m \cdot s^{-1}$);

g = velocidade de aceleração da gravidade ($m \cdot s^{-2}$);

h = altura da lâmina d'água de escoamento (m).

- Velocidade de escoamento (U^*) foi determinada pela equação IV.5:

$$U^* = (g \cdot h \cdot s)^{1/2} \quad \text{equação IV.5}$$

onde: g = velocidade de aceleração da gravidade ($m \cdot s^{-2}$);

h = altura da lâmina d'água de escoamento (m);

S = declividade da parcela ($m \cdot m^{-1}$).

A rugosidade dos sulcos foi determinada através da equação IV.6.

$$n = (R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}) / V \quad \text{equação IV.6}$$

onde: n = coeficiente de rugosidade de Manning ($s \cdot m^{-1/3}$)

R_h = raio hidráulico (m);

S = declividade do sulco ($m \cdot m^{-1}$);

V = velocidade média de escoamento ($m \cdot s^{-1}$).

IV.2.1.3.2 Quantificação das taxas de desagregação e determinação da erodibilidade em sulcos em solo consolidado.

A partir da obtenção da massa de solo seco e da duração das coletas, determinaram-se as taxas de descarga sólida (Kg/s). As taxas de desagregação do solo nos sulcos foram determinadas pela equação IV.7.

$$D_r = (Q_s \cdot C) / (L \cdot P_m) \quad \text{equação IV.7}$$

onde: D_r = desagregação do solo pelo escoamento nos sulcos ($Kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$);

Q_s = descarga líquida ($L \cdot s^{-1}$);

C = concentração de sólidos no escoamento ($Kg \cdot L^{-1}$);

P_m = perímetro molhado (m);

L = comprimento do sulco (m).

A erodibilidade em sulco foi determinada, através de análise de regressão para o modelo linear, entre os valores de tensão cisalhante (τ) e desagregação do solo (D_r), conforme a predição de erosão da WEPP, FLANAGEM e NEARING (1995).

$$D_r = K_r \cdot (\tau - \tau_c) \quad \text{equação IV.8}$$

onde: D_r = taxa de desagregação do solo nos sulcos ($\text{Kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$);

K_r = erodibilidade do solo em sulcos ($\text{Kg} \cdot \text{N}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$);

τ_c = tensão crítica de cisalhamento do solo (Pa);

τ = tensão cisalhante média do escoamento (Pa);

A tensão de cisalhamento média do escoamento foi determinada pela equação IV.9.

$$\tau = \gamma_w \cdot R_h \cdot S \quad \text{equação IV.9}$$

onde: γ = peso específico da água ($\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$);

R_h = raio hidráulico (m);

S = declividade do sulco ($\text{m} \cdot \text{m}^{-1}$);

A erodibilidade em sulcos (K_r) é representada pelo coeficiente “b”, que relaciona a taxa de desagregação do solo (D_r) com a tensão cisalhante (τ). A tensão crítica de cisalhamento (τ_{crit}), corresponde ao valor do intercepto da tensão hidráulica de cisalhamento (τ).

IV.2.2 ATIVIDADES DE LABORATÓRIO

IV.2.2.1 Caracterização Física

A determinação do tamanho das partículas ou granulometria do solo é um parâmetro essencial na caracterização dos solos VAZ et al. (1997), na previsão de propriedades físicas dos solos: retenção de água, densidade, permeabilidade e porosidade, IOSSI et al. (2003), e como indicador da qualidade do solo sob os aspectos de drenagem, adsorção de nutrientes. A determinação de cada fração (areia, silte e argila) foi realizada segundo da ABNT NBR 7181/84, através do peneiramento (pedregulhos e areias) e

sedimentação com defloculante (silte e argilas). Na preparação das amostras foi utilizado o procedimento com secagem prévia ao ar conforme a NBR 6457/84. Esta classificação foi elaborada para solos de clima temperado, sendo reconhecido o problema da inadequação do sistema USCS à classificação dos solos tropicais. Existem indicações de que o problema é devido à presença nos solos tropicais de partículas reunidas em agregados e que são destruídas progressivamente, à medida que se aumenta o nível de tensões aplicadas e o teor de umidade.

A proposta de classificação mais apropriada foi apresentada por NOGAMI e VILLIBOR (1981), feita com base nas propriedades mecânicas e hidráulicas mais relevantes dos solos, determinadas em corpos de prova de dimensões reduzidas, identificando-se dois grupos um de comportamento laterítico e outro não laterítico.

ARAKI (1997) descreve que os solos tropicais são formados por agregados, principalmente em forma de micro-concreções de argila, silte e areias influenciando na sua granulometria. O intemperismo e acidez são responsáveis pela formação de agregações de partículas cimentadas ou não, por óxidos e/ou hidróxidos de alumínio e/ou ferro. Essas agregações se ligam por esses próprios cimentos, ou por pontes de argila. De modo a verificar a estabilidade das micro-agregações, foram realizados ensaios sem o uso de defloculante. A metodologia se baseia no ensaio de dispersão SCS, normatizado pela NBR 13602/96. O ensaio de dispersão SCS (ensaio sedimentométrico comparativo) tem por objetivo a avaliação da dispersibilidade de solos argilosos, pela comparação entre as porcentagens (em massa) de partículas com diâmetros menores que 0,005 mm, determinadas de acordo com o ensaio de sedimentação, proposto para a análise granulométrica NBR 7181/84, e de acordo com o ensaio de sedimentação realizado sem agitação mecânica e agente defloculante.

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

IV.2.2.2 Condutividade Hidráulica com o Tri flex 2

O Sistema Tri Flex 2 é um aparelho utilizado para determinação da condutividade hidráulica do solo em amostras indeformadas tipo bloco. A Figura IV.6 mostra o painel de controle capaz de testar uma amostra, enquanto funciona como um controlador para o outro painel. Este único painel aumenta a capacidade do sistema, sem duplicar as funções principais.



Figura IV.6 – Ensaio de condutividade hidráulica com o Tri Flex 2

Para a realização dos ensaios, moldaram-se corpos de prova com alturas de 7,5 cm e diâmetro de 9,6 cm. Posteriormente, iniciou-se a montagem da célula de ensaio na seguinte seqüência: a) pedra porosa e o papel filtro na base; b) corpo de prova; c) papel filtro e a pedra porosa no topo; d) “top cap” e por último a membrana de proteção. Tomou-se cuidado durante a colocação da membrana de proteção no corpo de prova, utilizando-se ligas de borracha para melhorar a fixação e oferecer segurança a lateral do corpo de prova, evitando contato de água nesta face. Após a montagem da célula foi verificado se não existiam bolhas de ar na superfície. Aplicou-se pressão lateral 100kPa para a remoção de ar nas pedras porosas e das linhas de tubulação. Com aproximadamente 24h, verificou-se a saturação da amostra por meio do parâmetro

$\bar{B} = \Delta u / \Delta \sigma_3$, utilizando-se um transdutor com leitura externa de poro-pressão. O ensaio teve início após a saturação da amostra, com a aplicação de pressão na amostra (topo = 50kPa; lateral = 110kPa e base = 100kPa), observando que a pressão lateral deve ser maior que a pressão na base, e que esta deve ser maior que a pressão do topo. As leituras foram realizadas em média a cada 4s. Após a estabilização, calculou-se a condutividade hidráulica, através da equação IV.10.

$$K = \frac{V.L}{A.T.P} \quad \text{Equação IV.10}$$

Onde: V= Volume percolado (5cm³);

L= Altura da amostra (10cm);

A= Área do corpo de prova (78,54cm²);

T= Tempo médio p/ percolação de 5 cm³;

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

IV.2.2.3 Caracterização Química

A análise química dos solos é utilizada para saber entre outros fatores quais as limitações dos recursos do solo, sendo também importante para se conhecer até que ponto a lixiviação e o empobrecimento químico podem ter influenciado nos processos erosivos da área degradada pelo ravinamento, LEPSCH (2002).

A análise química da fração de terra fina dos solos foi realizada no Laboratório da Agrolab - Análises Ambientais Ltda / PE, e os métodos utilizados estão de acordo com o Manual de Métodos de Análise de Solo - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1997). Estes ensaios consistiram na determinação dos teores de cálcio (Ca), sódio (Na), potássio (K), magnésio (Mg), H+Al (acidez), fósforo (P), teor de matéria orgânica e medidas de pH em água e solução de KCl.

a) Capacidade de Troca Catiônica

Uma das propriedades mais importantes do solo é a de reter íons na interface sólido / solução do solo. Esta propriedade quando se trata da troca de cátions é denominada capacidade de troca catiônica (CTC). O conhecimento de sua magnitude é de grande relevância, tanto do ponto de vista agrícola quanto ambiental. Essa capacidade de troca catiônica é devida às substituições isomorfas, que ocorrem no mineral de argila e as faces quebradas e imperfeitas dos cristais, expondo valências negativas que serão saturadas por cátions. A capacidade de troca catiônica é consequência da natureza e da quantidade do complexo coloidal do solo. Vários métodos diretos e indiretos têm sido utilizados para a determinação da CTC, contudo o procedimento freqüentemente utilizado nos laboratórios brasileiros de análises de solo, para fins de fertilidade é o da soma de bases, Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , Na^+ , mais a acidez potencial ($\text{H} + \text{Al}$), extraídos por diferentes métodos químicos. A Tabela IV.2 apresenta as amplitudes de valores de CTC para alguns componentes de solo em mE/100ml. Verifica-se que a matéria orgânica apresenta os maiores valores, a qual pode influenciar nas propriedades físicas e mineralógicas dos solos.

Tabela IV.2 – Valores de CTC, LIMA (2003)

Componentes do solo	CTC (mE/100ml)
Caulinita	3 - 15
Haloisita $2\text{H}_2\text{O}$	5 - 10
Haloisita $4\text{H}_2\text{O}$	40 - 50
Ilita	10 - 40
Vermiculita	100 - 150
Montmorilonita	80 - 150
Matéria Orgânica	200 - 400

b) Matéria Orgânica

Nos solos tropicais a matéria orgânica é responsável pela maior capacidade de retenção dos nutrientes e acumulação de água, em razão da sua elevada atividade coloidal.

Ademais, propicia a agregação das partículas, formando uma estrutura granular com grandes quantidades de grumos, e atuando como estabilizador da estrutura do solo e substrato da desejada intensa atividade biológica, estando diretamente relacionada com a sua capacidade produtiva, estabilidade de agregados e conseqüentemente a resistência à erosão, DUFRANC et al. (2004).

O teor de matéria orgânica é dependente de muitos fatores, que exercem sua influência individualmente e em conjunto tais como: clima, topografia, drenagem, cobertura vegetal. Segundo CARDOSO (2002) a presença da matéria orgânica pode influenciar alguns parâmetros físicos do solo, como grau de agregação e limites de Atterberg. Vários autores têm estudado o significado da matéria orgânica na erodibilidade dos solos, e constatam que o seu teor afeta a erosão em diferentes níveis, dependendo de outras propriedades como exemplo a textura. A relação entre o teor de matéria orgânica e outras propriedades é uma das dificuldades em se estabelecer um teor mínimo de matéria orgânica, que afete a estabilidade dos agregados. Em uma primeira análise solos com menos de 3,5% possuem agregados instáveis GREELAND et al. (1975), porém De PLOEY e POESEN (1985) propõe um limite de 2% de teor de matéria orgânica para baixa estabilidade de agregados.

c) pH do solo

Há evidentemente três condições possíveis associadas à reação do solo: acidez, neutralidade e alcalinidade. A acidez é comum em todas as regiões onde a precipitação é suficientemente elevada, para lixiviar quantidades apreciáveis de bases permutáveis das camadas superficiais do solo. Tão generalizada é a sua ocorrência, e tão pronunciada a sua influência sobre os vegetais, que se tornou uma das mais discutidas propriedades dos solos. É bem claro que são complexos os fatores responsáveis pela acidez do solo, ao mesmo tempo existem dois grupos de elementos dominantes que exercem influência: o alumínio e o hidrogênio que originam a acidez, e os outros cátions na sua maioria a combatem. A alcalinidade ocorre quando há um grau comparativamente elevado de saturação de bases, sendo naturalmente características da maioria das regiões áridas e semi-áridas. Qualquer processo que estimule a manutenção ou a formação de certas bases permutáveis como cálcio, magnésio, potássio e sódio,

contribuirá para a redução da acidez e aumento da alcalinidade. O pH do solo indica o grau de acidez do solo de acordo com os seguintes valores:

- a) acidez forte - $\text{pH} < 5,5$
- b) acidez moderada a leve - pH entre 5 e 7
- c) neutro - $\text{pH} = 7$
- d) alcalinidade leve a moderada - pH entre 7 e 9
- e) alcalinidade - $\text{pH} > 9$

Ao se examinar a concentração do pH no solo não se deve concluir que está em presença de uma solução homogênea comum. Existem diferenças no pH dos solos, com apenas alguns centímetros de distância, o que é consequência da ação microbiana e da desigual distribuição dos resíduos orgânicos do solo. Mesmo em um local específico do solo, na realidade em volta de uma determinada micela, há diferenças marcantes na distribuição dos íons de alumínio e hidrogênio. O pH dos solos diminuirá durante o verão, especialmente em áreas sob cultivo, devido aos ácidos produzidos pelos microorganismos. Poderá também, constituir um fator importante à atividade radicular dos vegetais superiores. No inverno e na primavera, nota-se às vezes aumento no pH, possivelmente porque as atividades bióticas são nesta época muito lentas.

Nesta pesquisa os valores do pH do solo foram determinados em água e em KCl, sendo sua diferença representada por $\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCL}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$, indicando se o alumínio está com sua maior parte na forma trocável ou não trocável. Na determinação do pH em KCL, os cátions de K^+ da solução de KCL, permutam com o hidrogênio e o alumínio trocável existente na superfície dos colóides. À medida que se eleva o pH os íons são removidos formando $\text{Al}(\text{OH})_3$, conseqüentemente liberando locais de permuta nos colóides minerais. De acordo com BRADY (1979) um valor de ΔpH com fontes de cargas negativas nos colóides do solo, acha-se primordialmente associados com as argilas silicatadas, enquanto um ΔpH positivo há predomínio de óxido de ferro e alumínio.

Os ensaios para determinação dos elementos maiores: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , MgO , CaO , Na_2O , K_2O , TiO_2 , P_2O_5 , MnO , CaCO_3 , presentes na fração $\leq 0,42\text{mm}$ (passante na

peneira # 40), foram realizados no Laboratório NEG-LABISE (Departamento de Geologia da Universidade Federal de Pernambuco). Primeiramente o material foi pulverizado, e em seguida foi realizada uma varredura dos elementos presentes nas amostras, através do espectrômetro de fluorescência de raios X, Rigaku RIX-3000. A análise quantitativa foi realizada utilizando o método de curva de calibração, com materiais de referências internacionais. As amostras foram fundidas usando tetraborato de lítio e fluoreto de lítio, nas proporções: 2,25 (amostra):6,31 (TBL):0,34 (FL). Também são apresentadas as relações moleculares K_i e K_r , definidas de acordo com as equações IV.11 e IV.12.

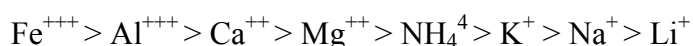
$$K_i = 1,7 \frac{SiO_2}{Al_2O_3} \quad \text{equação IV.11}$$

$$K_r = 1,7 \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + 0,6375Fe_2O_3} \quad \text{equação IV.12}$$

Estas relações moleculares são destinadas à avaliação comparativa da concentração de sesquióxidos de ferro e alumínio, indicador indireto de intemperismo no perfil de solo.

IV.2.2.3.1 Caracterização química da água intersticial

A análise química com fluido intersticial foi realizada pelo Laboratório de Saneamento da UFPE segundo a NBR 13603/96, tendo como objetivo a determinação dos principais cátions metálicos para avaliar a dispersibilidade de solos argilosos. ARRULANANDAN et al. (1975) cita que o poder de floculação dos cátions decresce da seguinte forma:



A interação das partículas de solo dos cátions e da água são causados pelo desequilíbrio das forças de cada componente. De acordo com MITCHELL (1976) quando duas partículas se aproximam, seus campos de forças começam a reagir e podem influenciar todo o sistema, caso as magnitudes destas forças sejam grandes em relação ao peso das próprias partículas. A superfície das partículas de argila é geralmente carregada

negativamente. Para neutralizar esta eletronegatividade há a associação de cátions, que por sua vez tem anions associados formando sais precipitados. A superfície argílica carregada e a distribuição de cargas compõem a dupla camada difusa. A espessura desta camada é uma das causas, para a variação entre a atração e repulsão entre as partículas. A espessura é dependente da densidade de carga na superfície, potencial elétrico da superfície, concentração eletrolítica, valência do cátion, pH, constante dielétrica do meio e da temperatura. A variação de alguma destas características propicia uma alteração no comportamento no sistema.

SHERARD et al. (1976) concluíram que os cátions de sódio aumentam a camada dupla de água difusa, que envolve as partículas individuais de argila, causando uma redução nas forças de atração que as une, sendo destacadas com mais facilidade da massa de argila e influenciando assim sua dispersão. Este autor propõe na Figura IV.7, um critério baseado na química da água intersticial dividido em três zonas de dispersibilidade. Solos dispersivos se situam na zona A e não dispersivos na zona B; para os solos situados na zona C, é indicada a realização de outros ensaios como o de dispersão SCS ou o Pinhole Test.

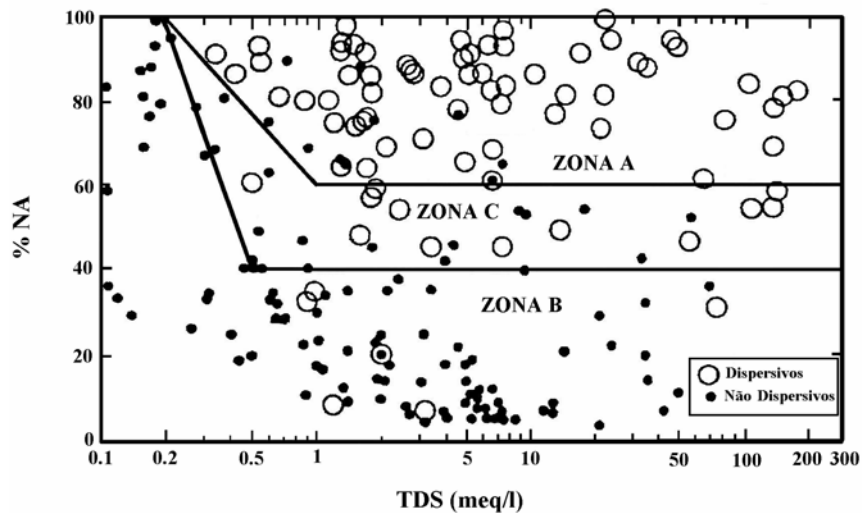


Figura IV.7 – Critério de dispersibilidade baseado na relação TDS x % Na.

De acordo com SANTOS (1975) a influência dos cátions de Mg^{++} , Ca^{++} e Na^{+} na plasticidade é função da dependência com o sistema argila-água, podendo ser alterada

por cátions trocáveis através do tratamento de sais solúveis. Os cátions de Ca^{++} e Mg^{++} , quando são os cátions trocáveis de um argilo-mineral, enrijecem a película de água adsorvida, além de possuírem um elevado grau de orientação, propiciando uma maior força de ligação para pequenos e médios teores de água, o que não acontece com o cátion de sódio. Desta maneira, a resistência ao cisalhamento entre as partículas diminui, conduzindo a limites de plasticidade com valores menores se comparados aos obtidos em argilas que não contém sódio.

IV.2.2.4 Caracterização mineralógica

A mineralogia é o fator primário que controla o tamanho, a forma e as propriedades físicas e químicas e quando unidos, conferem ao material plasticidade, expansibilidade e resistência sendo assim, essencial e fundamental seu estudo para entender o comportamento das partículas do solo, MITCHELL (1993). O tipo de argilomineral presente em um solo influencia, principalmente na suscetibilidade maior ou menor deste em sofrer processo erosivo. As argilas são pequenas partículas cristalinas, de um ou mais membros de um pequeno grupo de minerais. Um solo pode conter várias quantidades de materiais argílicos, cristalinos e não cristalinos, matéria orgânica e sais precipitados. A identificação dos constituintes minerais e orgânicos da fração argila exige equipamentos especializados como: análise térmica diferencial, análise química quantitativa, microscopia eletrônica de varredura, difratometria de raio X. Na fração silte a identificação pode ser feita com o auxílio de lupa binocular, e/ou microscópio petrográfico e nos casos mais simples, os minerais podem ser inferidos com razoável grau de confiança, pelas considerações genéticas e pelo exame de sua fração areia. A fração areia pode ser determinada qualitativamente, pelo simples exame visual direto, auxiliado com lupa binocular estereoscópica de pequeno aumento.

LLOPIS TRILLO (1999) identifica na Tabela IV.3, unidades de tamanhos das partículas de solo e na Figura IV.8 suas diferentes formas de acordo com a estrutura. A estrutura determina a distribuição dos espaços, que estão ocupados por água e por ar, condicionando as propriedades físicas do solo como aeração retenção de água etc.

Tabela IV.3 – Tipos de estruturas e tamanhos das partículas, LLOPIS TRILLO (1999)

Tipos de estrutura		Laminar	Prismática	Colunar	Blocos	Granular
Classes	Muito fina	< 1	< 10	< 10	< 5	< 1
	Fina	1 – 2	10 – 20	10 – 20	5 – 10	1 – 2
	Média	2 – 5	20 – 50	20 – 50	10 – 20	2 – 5
	Grossa	5 – 10	50 – 100	50 – 100	20 – 50	5 – 10
	Muito grossa	> 10	> 100	> 100	> 50	> 10

Unidade – mm

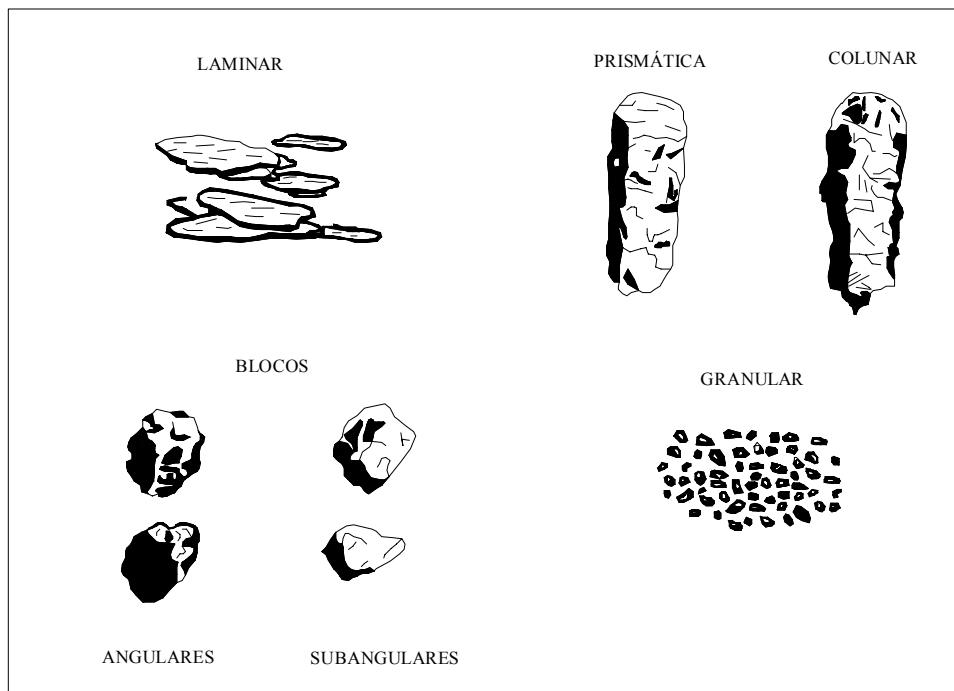


Figura IV.8 – Tipos e classes de estrutura de solos, LLOPIS TRILLO (1999)

Na análise mineralógica na fração silte age nos limites de Atterberg de maneira diferente do quartzo, podendo ter índice de plasticidade diferente de zero, contribuindo ainda na coesão e expansão. MORGAN (1986) descreve que a illita e a esmectita possui maior expansibilidade e contração que a caulinita, apresentando assim, menor estabilidade aos seus agregados do que os formados por este último agregado. Uma areia com presença de grãos de quartzo apresenta elevada resistência à compressão e

estabilidade química, sendo atacado rapidamente por ácido clorídrico e lentamente por processo de laterização.

IV.2.2.4.1 Fração areia

A análise mineralógica da fração areia foi realizada no LAGESE – Laboratório de Geologia Sedimentar (Departamento de Geologia da Universidade Federal de Pernambuco). O estudo morfooscópico e composicional dos grãos foi feito sobre a fração total de areia em lupa binocular.

A metodologia para esta análise constou da secagem prévia das amostras ao ar, para em seguida serem passadas nas peneiras de aberturas 2mm e 0,062mm sob água corrente. O material retido foi colocado na estufa a 100°C, e em seguida armazenado em saco plástico, etiquetado e levado ao Departamento de Geologia.

IV.2.2.4.2 Fração silte e argila

As frações silte e argila foram identificadas por difração de Raios X no Departamento de Engenharia de Minas da UFPE, com um difratômetro da marca Rigaku – Geigerflex, com radiação K-alfa do cobre, velocidade do goniômetro de 4°/min e velocidade da carta de 40mm/min.

A fração argila foi separada por suspensão aquosa submetida à dispersão mecânica e centrifugação. A partir da lama de argila foram confeccionadas, no Laboratório de Ciências do Solo da UFRPE (Universidade Federal Rural de Pernambuco) três lâminas orientadas, que após secagem ao ar eram analisadas por DRX, como são apresentadas na Figura IV.9. Os ensaios foram realizados segundo três tratamentos: a) saturadas com magnésio e glicerol; b) saturadas com potássio e secas a 25°C e c) saturadas com potássio e aquecidas a 550°C por duas horas.



Figura IV.9 – Amostras submetidas a difratometria de Raio X.

Alguns argilominerais dependendo da temperatura as quais forem submetidas, perdem suas estruturas características, como exemplo a caulinita que se amortiza (desaparece) quando aquecida a 490°C , enquanto o tratamento com glicolagem apresenta variações das posições dos picos dos minerais expansivos quando existentes. Estudos realizados por CAMAPUM de CARVALHO et al. (2002), em solos com alto grau de intemperismo e lixiviação, mostraram que nas análises por DRX a caulinita apresentou comportamento distinto, enquanto a maioria colapsa quando aquecidas por 4 horas, algumas mantem sua estrutura estável. No entanto, este procedimento pode se constituir em uma ferramenta interessante, para avaliação mineralógica dos solos tropicais, em um maciço submetido a fluxo em meio não saturado.

IV.2.2.5 Caracterização microestrutural

A microestrutura do solo é o fator que melhor explica o comportamento mecânico observado no laboratório, pois os efeitos reliquiores maiores não são mensurados. A forma mais direta de se visualizar a microestrutura do solo é através do microscópio eletrônico de varredura (MEV), no qual o solo pode ser fotografado com ampliação de centenas de milhares de vezes. Este procedimento permite observar o arranjo das partículas, cimentações e até mesmo identificar alguns minerais. As microestruturas dos solos foram analisadas através de microscópio eletrônico de varredura, marca Jeol JSM

(scanning microscope), do Laboratório de Imuno Patologia Keizo Asami – LIKA. As amostras foram secas em estufa e fixadas a um suporte metálico, para serem submetidas à metalização com feixes de ouro. As amostras foram observadas em aumentos de 470 a 1000 vezes.

IV.2.2.6 Caracterização pela Metodologia MCT

A classificação geotécnica para solos tropicais pela metodologia MCT (Miniatura, compactado Tropical) envolve uma série de ensaios, propostos por NOGAMI e VILLIBOR (1981), a partir da verificação das limitações geotécnicas tradicionais. Estas limitações residem nas peculiaridades mineralógicas e estruturais dos materiais. Estes aspectos tem sido ressaltados por vários autores, COZOLLINO e NOGAMI (1993) e GSEGWP (1990). Embora a princípio esta classificação tenha sido destinada para fins rodoviários, ao longo do tempo passou a ser utilizada para outras finalidades dentro do campo geotécnico. Tendo em vista a caracterização dos solos de comportamento laterítico e não laterítico, um novo ensaio foi introduzido o qual avalia o comportamento dos corpos de prova segundo o Mini – MCV (Moisture Condition Value), norma DNER-ME 258/94, que é uma adaptação para solos compactados em equipamentos miniatura. No procedimento de compactação MCV foram utilizadas amostras deformadas de solos secas ao ar, passante na peneira de 2,0 mm (peneira #10), compactadas com diferentes umidades em moldes cilíndricos de $\phi = 5\text{cm}$ e $h = 5\text{cm}$, efetuando-se um número sucessivo de golpes até atingir a massa específica aparente máxima. A Figura IV.10 apresenta a compactação da amostra pela Metodologia MCT.

Dos ensaios de compactação Mini-MCV, obtém-se: a) as curvas de Mini-MCV ou deformabilidade e o coeficiente angular c' ; b) curvas de compactação e o coeficiente d' . A definição do coeficiente c' apresenta uma certa similaridade com o índice de compressão C_c , e pode ser considerado como uma maneira particular de medir a compressibilidade do solo.



Figura IV.10 – Compactação das amostras no ensaio MCT

Em geral, valores de c' acima de 1,5 são características de argilas e solos argilosos, enquanto valores abaixo de 1,0 caracterizam as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. Entre 1,0 e 1,5 há uma grande variedade de solos como areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas etc. Quanto ao coeficiente d' , não há correlação com as propriedades índices tradicionais. Em geral, argilas lateríticas possuem valores de d' acima de 20, ao passo que argilas não lateríticas não atingem este valor e freqüentemente são inferiores a 10. As areias puras possuem valores de d' baixo, mas as areias finas argilosas podem ter valores de d' muito elevado, chegando a atingir valores acima de 100. Os solos saprolíticos siltosos, micáceos e ou caulíníticos possuem d' menor que 5.

IV.2.2.7 Curvas Características

A relação constitutiva entre o teor de umidade ou o grau de saturação e a sucção é definida como curva característica. Sua forma, assim como os valores de sucção que são possíveis de se atingir, estão intimamente relacionados com a textura, composição

mineralógica e estrutura do solo. De posse da curva característica são possíveis vastas aplicações práticas e científicas, destacando-se condutividade hidráulica não saturada, porosidade, capacidade de campo e capacidade de disponibilidade total de água, MELLO et al. (2002a).

A variação da sucção do solo com o seu teor de umidade pode ser obtida de diversas formas, através de ensaios de campo e laboratório. Nesta pesquisa para determinação da curva característica foram utilizadas as técnicas do Papel Filtro, Câmara de Pressão de Richards e método de Haines.

Na técnica do papel filtro, os ensaios foram realizados em amostras correspondentes aos Pontos P - 01 (1,5 m – Formação Barreiras e 4,5 m – solo residual de granito) e P - 02 (1,5 m – Formação Barreiras e 12,3 m – solo residual de granito). As amostras foram obtidas pela cravação de anéis confeccionados em aço inoxidável e com diâmetro ($\phi = 7,2$ cm) e altura ($h = 3,0$ cm). Os primeiros pontos da curva característica foram obtidos para a amostra no estado natural. Os demais foram obtidos por sucessivos processos de umedecimento. O umedecimento das amostras foi realizado através de pulverizador manual, sendo a umidade controlada pelo peso da amostra, ou seja, uma vez conhecidas às condições iniciais dos corpos de prova (umidade e peso seco), calculava-se o peso necessário para o mesmo alcançar uma determinada umidade. Tentou-se umedecer a amostra por vapor de água quente, sendo o procedimento bastante demorado, optando-se desta forma pelo pulverizador.

Os pontos das curvas características determinadas pela Câmara de Pressão de Richards foram obtidos através de amostras indeformadas, moldadas em anéis de PVC, com diâmetro ($\phi = 5,2$ cm) e altura ($h = 2,0$ cm). As amostras foram colocadas na Câmara de Pressão de Richards, onde foram aplicadas as sucções de (10,33 kPa; 34 kPa; 53,7 kPa; 258 kPa; 775 kPa e 1549 kPa), até que o equilíbrio fosse atingido. Neste ponto, desligou-se a pressão aplicada e foi pesado cada anel rapidamente. Em seguida, colocaram-se outros corpos de prova na câmara para aplicação de uma nova sucção. Este procedimento foi repetido até a obtenção dos valores de sucção x umidade do solo.

Para a determinação dos pontos de baixos valores de sucção foi utilizado o método de Haines, onde as amostras foram moldadas em anéis de PVC com diâmetro ($\phi = 5,2$ cm) e altura ($h = 2,5$ cm), saturadas e colocadas nas placas porosas dos funis. Foram aplicadas sucções de 0,1 kPa; 0,3 kPa; 0,5 kPa; 1,0 kPa; 1,5 kPa; 2,0 kPa; 3,0 kPa; 5,0 kPa; 7,5 kPa e 10 kPa. Os procedimentos detalhados para a obtenção da curva característica estão no apêndice A.

Considerando os valores obtidos nas curvas características foram realizados ajustes estatísticos através do programa STATISTICA 6.0, de acordo com as equações de VAN GENUTCHEN (1980) e FREDLUND & XING (1994), apresentadas na Tabela II.5. O ajuste foi realizado, utilizando o método dos mínimos quadrados através de processos iterativos. Ressalta-se que o cálculo de R^2 é realizado sobre todos os pontos experimentais e do modelo. Este critério é largamente utilizado para a escolha do melhor modelo, porém não ponderam sobre o número de componentes usados para o modelo matemático estimado. Para tanto, um compromisso satisfatório entre o bom ajuste pode ser alcançado, aplicando-se o Critério de Akaike (AIC), descrito como um procedimento para identificação do modelo estatístico. A situação ideal será que os índices de desempenho e AIC convergissem para um único modelo, ou seja, o melhor modelo será aquele que apresente, concomitantemente, o maior valor de R^2 e o menor valor de AIC.

De uma maneira geral, as curvas características podem ser representadas pela umidade do corpo de prova com a sucção. No entanto, pode se levar em conta o índice de vazios do solo, recomendando-se que as curvas sejam em função do grau de saturação (S_r), o qual envolve a umidade e que a sucção seja calculada em pF. A unidade pF é o logaritmo na base 10, da sucção em cm de coluna d'água.

IV.2.2.8 Compressibilidade

A compressibilidade é investigada na busca de uma abordagem geotécnica a erodibilidade dos solos não saturados. O colapso segundo FUTAI (1997) é a variação de volume resultante da redução da sucção com o umedecimento, para um determinado

estado de tensão isotrópico constante. As deformações produzidas pelo colapso são plásticas (irrecuperáveis)

A colapsibilidade dos solos foi avaliada por meio de ensaios edométricos duplos, realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. Nos ensaios foram utilizadas prensas de adensamento fabricadas pela Ronald Top S.A. do tipo convencional, com sistemas de cargas através de pesos em pendural com relação de braço de 1:10 e células edométricas do tipo anel fixo. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01 mm. Com o objetivo de evitar perda excessiva de umidade, o topo da célula era envolvido por uma capa plástica fixada por ligas de borracha, conforme mostra a Figura IV.11.



Figura IV.11 – Ensaios edométricos convencionais na condição natural e inundada.

Na maioria dos ensaios as tensões foram aplicadas de forma que o estágio posterior fosse sempre o dobro do anterior, numa razão $\Delta\sigma/\sigma = 1$. O tempo de duração de cada estágio de tensão era definido quando a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos, numa razão $(\Delta t/t)=1$, fosse inferior a 5% da deformação total do solo, conforme FERREIRA (1995). Em geral, esta condição era alcançada nos primeiros 30

minutos. Mesmo quando a estabilização ocorria neste tempo, os novos estágios só eram adicionados decorridos no mínimo 60 minutos do estágio anterior.

IV.2.2.9 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados está diretamente relacionada com a pressão neutra negativa ou sucção. A sucção total é reconhecida como decorrente de efeitos combinados de capilaridade (predominante de solos arenosos), de adsorção (associada a solos argilosos) e de osmose.

BENDER (1985) é considerado pioneiro em estudos que envolvem a erosão dos solos, como um problema de resistência ao cisalhamento, em função do estado de tensões e do teor de umidade durante a infiltração da água da chuva nos terrenos. Nesta pesquisa o estudo da resistência ao cisalhamento foi realizado com o objetivo principal de avaliar os parâmetros dos solos da Formação Barreiras, dos solos residuais de granito com a sucção matricial e estimar a resistência de um solo não saturado a partir da curva característica, permitindo futuramente sua utilização em modelos para solos não saturados, e análises mais elaboradas através de programas numéricos.

Para alcançar os objetivos descritos, foram realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, ensaios de cisalhamento direto convencional e ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Será apresentada uma síntese das metodologias adotadas nos ensaios, e a partir das equações de ajuste das curvas características e dos resultados na dos ensaios convencionais na condição inundada, será feita uma estimativa da resistência do solo, sob diferentes valores de sucção, e comparados com resultados experimentais

IV.2.2.9.1 Cisalhamento Direto Convencional

Nos ensaios convencionais foram utilizadas prensas de cisalhamento direto produzida pela Ronald Top S/A, com sistema de cargas através de pesos em pendural. Nas leituras dos deslocamentos verticais e horizontais, foram utilizados extensômetros da marca Mitutoyo com sensibilidade de 0,01 mm. A força horizontal foi determinada através de um anel de carga. Foram utilizados corpos de prova com seção transversal quadrada de

dimensões de 4" (10,16 cm) de lado e 4 cm de altura na condição natural e inundada, até o deslocamento máximo horizontal que variou de 10 até aproximadamente 12 mm. A Figura IV.12 mostra a realização do ensaio na condição inundada. Foram utilizados os procedimentos de acordo com as recomendações de HEAD (1994). As amostras foram cisalhadas sob tensões normais σ_n de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. As tensões eram aplicadas em um único estágio e o tempo de estabilização era cerca de 2 horas. A velocidade de cisalhamento aplicada em todas as condições de ensaio foi de 0,018 mm/min. Nos ensaios inundados, o procedimento adotado foi inundar o solo, sob uma tensão normal (σ_n) por 24 horas. Após o cisalhamento, o ensaio era desmontado e determinada a umidade final do corpo de prova.

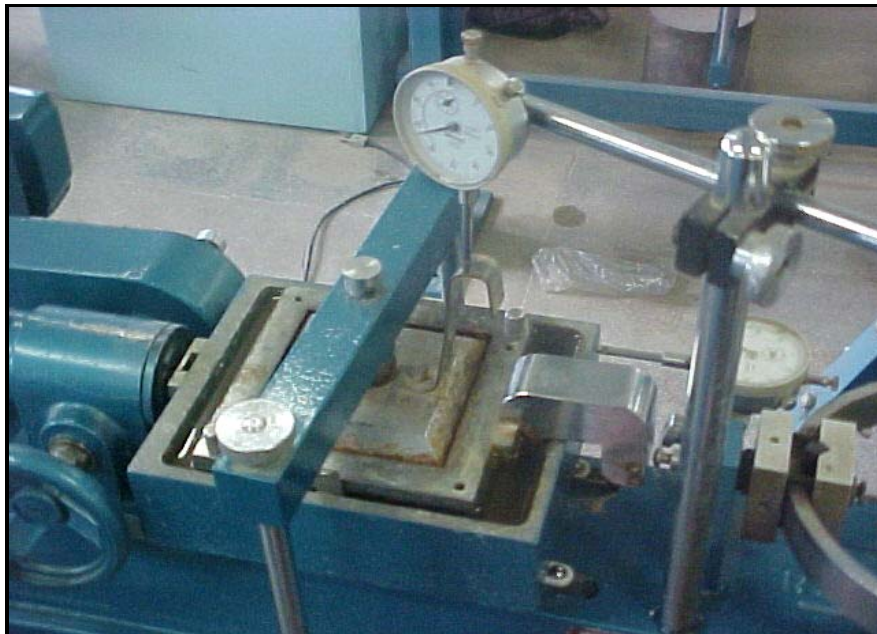


Figura IV.12- Ensaio de cisalhamento direto na condição inundada.

Na análise de solos frente ao processo erosivo, torna-se útil conceber um parâmetro que indique a susceptibilidade à redução da coesão, durante um evento pluviométrico que provoque a saturação do solo, BASTOS (1999). O parâmetro Δc (variação de coesão) é calculado a partir da coesão medida em ensaios de cisalhamento direto convencionais ou com controle de sucção, com amostras na umidade de campo e com ensaios inundados. Este parâmetro é calculado de acordo com a equação IV.13.

$$\Delta c (\%) = \frac{c_{nat} - c_{inun}}{c_{nat}} \quad \text{equação IV.13}$$

onde: Δc é expresso em porcentagem;

c_{nat} – coesão na condição natural;

c_{inun} – coesão na condição inundada.

A tendência segundo este autor é que os solos, cuja coesão diminuem com o umedecimento pela a ação do escoamento superficial sejam mais susceptíveis a processos de erosão hídrica. BASTOS (1999) propõe como primeira aproximação $\Delta c \geq 85\%$, onde os solos nesta faixa são considerados potencialmente erodíveis. O parâmetro Δc representa os seguintes efeitos sobre a erodibilidade dos solos:

- Redução da resistência associada a poropressão negativa;
- Perda de cimentação interpartículas e interagregados pela ação da água;
- Geradas devido aos mecanismos de hidratação e desaeração.

IV.2.2.9.2 Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Os ensaios com sucção controlada foram realizados no Ponto P – 02 (Formação Barreiras 1,5 m e solo residual de granito 12,30 m), em amostras correspondentes às mesmas profundidades referentes aos ensaios de cisalhamento convencional.

O equipamento consiste de uma prensa convencional, cujo princípio se baseia na técnica de translação de eixos, permitindo a aplicação de sucção até valores da ordem de 15 MPa. As tensões são aplicadas por meio de um sistema de pesos em pendural idêntico ao da prensa convencional. Nas leituras dos deslocamentos verticais e horizontais foram utilizados extensômetros, da marca Mitutoyo com sensibilidade de 0,01mm. A força horizontal foi determinada por meio de um anel de carga. A Figura IV.13 apresenta a realização do ensaio, onde foram utilizados corpos de prova quadrados com dimensões de 50mm de lado e 22 mm de altura. A pressão do ar era aplicada apenas sob o peso da placa de transferência de carga, e mantida durante 7 dias. As amostras foram cisalhadas sob tensões normais de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200kPa.



Figura IV.13 – Ensaio de cisalhamento direto com sucção controlada

Após a estabilização das deformações, os corpos de prova eram cisalhados na velocidade de 0,018 mm/min, conduzindo as amostras a deslocamentos entre 6 e 7 mm. Ao final do ensaio a amostra era retirada para determinação do seu teor de umidade. Nos ensaio de cisalhamento direto convencional e com sucção controlada os resultados de tensão cisalhante de ruptura, referem-se aos valores de pico, ou aos valores máximos quando a curva tensão-deformação não indicava valores de picos bem definidos.

Foi realizado um ajuste de acordo com a função hiperbólica de GENS (1993) para representar a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. Neste caso, a resistência adicional $\Delta\tau$ com relação à resistência saturada τ_f^{sat} pode ser expressa por:

$$\Delta\tau_f = \tau_f - \tau_f^{\text{sat}} = \frac{s}{\cotg(\varphi') + \frac{s}{c^*}} \quad \text{equação IV.14}$$

onde: $s = u_a - u_w =$ sucção matricial

Esta expressão assegura a hipótese $\frac{\partial\tau}{\partial s} = \text{tg}(\varphi')$ na origem. Como o parâmetro c^* não representa o máximo aumento na resistência ao cisalhamento, por que esta hipérbole é

uma função assintótica crescente cuja assíntota é $c_{máx}$, o mesmo deve ser corrigido de acordo com a expressão abaixo, onde o valor de r encontra-se no intervalo de 0,8 a 0,9.

$$c^* = \frac{c_{máx}}{r} \quad \text{equação IV.15}$$

IV.2.2.10 Análise Estatística

A utilização da estatística é cada vez mais acentuada, em qualquer atividade profissional da vida moderna. Nos seus mais diversificados ramos de atuação, ocorrem situações que estão freqüentemente expostas à estatística, sendo utilizadas com maior ou menor intensidade. Isto se deve as múltiplas aplicações, que o método estatístico proporciona àqueles que dele necessitam. Como a pesquisa envolveu uma relativa quantidade de dados, fez-se necessário à realização de uma análise estatística para caracterizar as relações entre elas. Para isto foram utilizadas duas técnicas: Análise das Componentes Principais e a Matriz de Coeficientes de Correlação linear. Para obtenção destas técnicas foi utilizado o programa Statistica 6.0. No experimento de campo foi realizado um delineamento inteiramente casualizado, sendo sua análise de variância e teste de comparação de médias efetuados pelo método de Tukey no programa SAS (1998).

IV.2.2.10.1 Análise das Componentes Principais

É o mais conhecido método de ordenação e uma técnica exploratória, para uma avaliação eficiente das dimensões da variabilidade dos dados. A análise das componentes principais nada mais é que o cálculo dos autovalores, e correspondentes autovetores de uma matriz de variâncias-covariância, ou de uma matriz de coeficientes de correlação entre variáveis. A técnica das componentes principais possui os seguintes objetivos: a) examinar as correlações entre os caracteres estudados; b) avaliar a importância de cada caracter e promover a eliminação daqueles que contribui pouco, em termos de variação no grupo de indivíduos avaliados; c) construir índices que possibilitem os agrupamentos de indivíduos avaliados; d) permitir o agrupamento de indivíduos com o mais alto grau de similaridade, mediante exames em dispersões gráficas no espaço bi ou tridimensional.

A análise de componentes principais consiste em reescrever as coordenadas das amostras, em outro sistema de eixos mais conveniente para a análise dos dados. Em outras palavras, as n-variáveis originais geram através de suas combinações lineares, n-componentes principais, cuja principal característica além da ortogonalidade é que são obtidas em ordem decrescente de máxima variância. A componente principal 1 detém maior informação estatística que a componente principal 2, que por sua vez tem maior informação estatística que a componente principal 3 e assim por diante.

Graficamente pode ser descrita como a rotação de pontos existente num espaço multidimensional originando eixos ou componentes principais, que dispostos num espaço a duas dimensões representam variabilidade suficiente que possua algum padrão a ser interpretado. A análise das componentes principais se inicia com o cálculo dos autovalores e correspondentes autovetores de uma matriz de variâncias-covariâncias, ou de correlações entre variáveis e tal procedimento é conhecido como modo “R”. O primeiro autovalor a ser determinado corresponderá, à maior porcentagem da variabilidade total presente e assim sucessivamente. Geralmente os dois ou três primeiros autovetores encontrados, explicará a maior parte da variabilidade presente. Quando o primeiro autovetor já explica 90 a 95% da variabilidade isso deve ser encarado com cuidado, e verificado se não estão presentes variáveis com valores de magnitudes muito maiores que as demais.

No caso dos valores analisados nos pontos P - 01 (encosta central) e P – 02 (encosta sul) foram observadas estas diferenças de magnitudes. Uma maneira de resolver estes problemas, mantendo a informação estatística é realizar uma transformação sobre o conjunto original dos dados, de modo que cada variável apresente média zero e variância igual a um (autoescalamento). Este autoescalamento foi realizado, a partir do programa Statistica 6.0. Esta transformação expressa cada observação como o número de desvios padrões da média, como indicado na equação IV.13

$$Z_{ij} = \frac{d_{ij} - \bar{d}_j}{s_j}, \quad \text{equação IV.16}$$

$$\text{onde } \bar{d}_j = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m d_{ij} \quad \text{equação IV.17}$$

$$s^2_j = \frac{1}{m-1} \sum_{i=1}^m \left(d_{ij} - \bar{d}_j \right)^2 \quad \text{equação IV.18}$$

Os autovetores correspondem às componentes principais e são os resultados dos carregamentos das variáveis originais em cada um deles. Tais carregamentos podem ser considerados como uma medida da relativa importância de cada variável em relação às componentes principais e os respectivos sinais, se positivos ou negativos, indicam relações diretamente ou inversamente proporcionais.

IV.2.2.10.2 Matriz de Coeficientes de Correlação Linear

A teoria da correlação se baseia na distribuição de probabilidades de eventos e mede o grau de relacionamento entre um evento, e o seu resultado explica, a relação entre as variáveis estudadas e procura determinar quão bem uma equação linear descreve esta relação.

O estudo do comportamento das variáveis poderá revelar a existência de uma correlação positiva, negativa ou nula. Se x e y representam duas variáveis consideradas, um **diagrama de dispersão** mostra a localização dos pontos (x,y) em um sistema de coordenadas retangulares. Se Y tende a aumentar quando X cresce, a correlação é **positiva ou direta**, Figura IV.14a. Se Y tende a diminuir quando X aumenta, a correlação é denominada **negativa ou inversa**, Figura IV.14b. Deve-se entender que a correlação positiva significa que a variável se move no mesmo sentido da outra, não necessariamente na mesma proporção, e a correlação negativa a variável se move em sentido contrário da outra. Quando o aumento de uma variável não afeta praticamente nada o comportamento da outra variável, diz-se que entre elas **não há correlação**, Figura IV.14c.

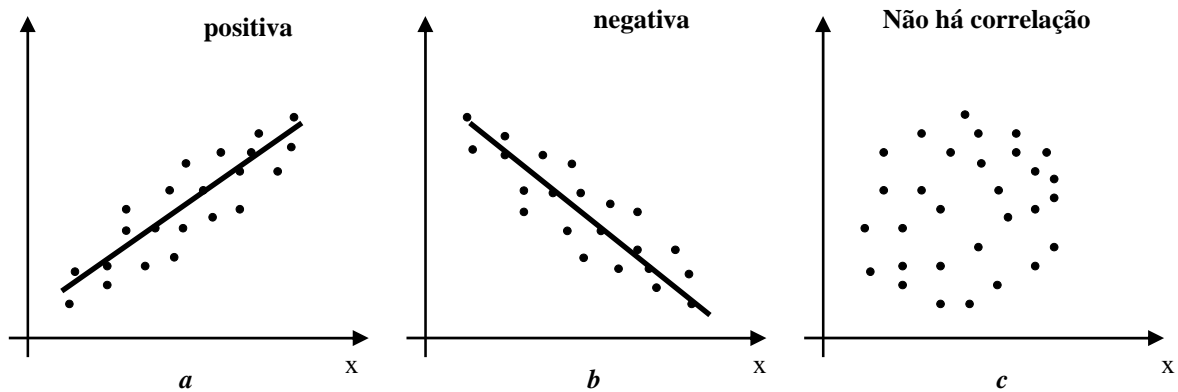


Figura IV.14 - Diagramas de dispersão representando as formas de correlação linear.

Para quantificar o grau de correlação entre duas variáveis e o sentido (positivo ou negativo) foi utilizado o coeficiente de correlação de Pearson (R) de acordo com a equação IV. 19.

$$R = \frac{\sum(X.Y) - [(\sum X).(\sum Y)]/n}{\{\sum X^2 - [(\sum X)^2/n]\}^{1/2} \cdot \{\sum Y^2 - [(\sum Y)^2/n]\}^{1/2}} \quad \text{equação IV.19}$$

onde: n é o número de observações.

Independente das variáveis estudadas, o grau de correlação denominado como **coeficiente de correlação**, estará sempre contido entre dois valores:

$$-1 \leq R \leq +1$$

- Desta maneira se a correlação entre duas variáveis é perfeita e positiva $R = +1$;
- Se a correlação é perfeita e negativa: $R = -1$;
- Se não há correlação entre as variáveis: $R = 0$.

CARDOSO (2004) descreve que quando diversas variáveis são medidas em uma amostra e se quer obter os diversos coeficientes de correlação, calcula-se tais coeficientes entre pares de variáveis, ou utilizando de cálculo matricial, obtendo-se uma matriz de todos os coeficientes de correlação, chamada de **Matriz de Coeficientes de Correlação Linear**. Os dados consistem em n medidas de diferentes propriedades

(variáveis) executadas sobre m amostras (objetos), de modo que a matriz \mathbf{X} é formada por $m \times n$ elementos (m linhas correspondentes às amostras e n colunas correspondentes as variáveis). A j -ésima variável é representada por um vetor coluna. O i -ésimo objeto é representado por um vetor resposta, e pode ser descrito como um ponto no espaço n -dimensional. Deve-se, encontrar a média e o desvio padrão de cada variável.

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} X_{1,1} & X_{1,2} & X_{1,3} & \dots & X_{1,n} \\ X_{2,1} & X_{2,2} & X_{2,3} & \dots & X_{2,n} \\ X_{3,1} & X_{3,2} & X_{3,3} & \dots & X_{3,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ X_{m,1} & X_{m,2} & X_{m,3} & \dots & X_{m,n} \end{bmatrix}$$

A média é expressa por $\bar{x}_j = \sum x_j / m$; e

equação IV.20

O desvio padrão por $S_j = \{\sum x_i^2 - [(\sum x_i)^2 / m]\} / m - 1$

equação IV.21

Desta forma, obtém-se uma nova matriz $[\mathbf{Z}]$ autoescalada.

$$[\mathbf{Z}] = \begin{bmatrix} Z_{1,1} & Z_{1,2} & Z_{1,3} & \dots & Z_{1,n} \\ Z_{2,1} & Z_{2,2} & Z_{2,3} & \dots & Z_{2,n} \\ Z_{3,1} & Z_{3,2} & Z_{3,3} & \dots & Z_{3,n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ Z_{m,1} & Z_{m,2} & Z_{m,3} & \dots & Z_{m,n} \end{bmatrix}$$

Determina-se a matriz $[\mathbf{V}]$ de dimensões $n \times n$, a partir da transposta $[\mathbf{Z}^t]$ por $[\mathbf{Z}]$.

$$[\mathbf{V}] = \begin{bmatrix} V_1^2 & V_1V_2 & V_1V_3 & \dots & V_1V_n \\ V_2V_1 & V_2^2 & V_2V_3 & \dots & V_2V_n \\ V_3V_1 & V_3V_2 & V_3^2 & \dots & V_3V_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ V_nV_1 & V_nV_2 & V_nV_3 & \dots & V_n^2 \end{bmatrix}$$

A **Matriz de Coeficientes de Correlação Linear** é determinada, multiplicando-se o escalar $1 / n - 1$ por $[\mathbf{V}]$.

$$[\mathbf{R}] = \frac{1}{n-1} [\mathbf{V}] = \begin{bmatrix} r_{1,1} & r_{1,2} & r_{1,3} & \dots & r_{1,m} \\ r_{2,1} & r_{2,2} & r_{2,3} & \dots & r_{2,m} \\ r_{3,1} & r_{3,2} & r_{3,3} & \dots & r_{3,m} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ r_{m,1} & r_{m,2} & r_{m,3} & \dots & r_{m,m} \end{bmatrix}$$

IV.2.2.11 Avaliação da Erodibilidade

A erodibilidade de um solo pode ser representada pela suscetibilidade à desagregação pelo escoamento superficial concentrado. O solo pode ser mais ou menos erodível, conforme suas características físicas, químicas e mineralógicas, FOSTER (1982). A alteração de uma destas características pode reduzir a tensão crítica de cisalhamento do solo, enquanto a consolidação produz um efeito inverso. Esta consolidação é definida como o aumento na estabilidade estrutural do solo, proveniente da tensão efetiva (compressão), induzida pelo potencial matricial durante a redistribuição da água no solo após a chuva, NEARING et al. (1988b). Essa consolidação altera as propriedades do solo como densidade, porosidade, retenção, infiltração de água e tensão crítica de cisalhamento do solo, NEARING et al. (1988a).

Com o objetivo de avaliar a erodibilidade dos solos foram realizados ensaios específicos, que forneceram parâmetros de identificação e classificação do comportamento de campo e que são influenciados por diversas propriedades do solo, permitindo entender melhor o desenvolvimento e predição das perdas de solo por erosão.

IV.2.2.11.1 Critério de erodibilidade pela Metodologia MCT

O critério de erodibilidade foi proposto por NOGAMI e VILLIBOR (1979) e o método está baseado em dois ensaios simples, absorção de água (obtido no ensaio de infiltrabilidade) e perda de massa por imersão (s).

IV.2.2.11.1.1 Ensaio de Infiltrabilidade

O ensaio de infiltrabilidade tem por objetivo quantificar a velocidade de ascensão capilar, em amostras de solo em função do tempo. A infiltrabilidade é uma propriedade ainda muito pouco estudada na geotecnia, razão pela qual a disponibilidade de dados ainda é bastante precária. Para o ensaio foram coletadas amostras indeformadas com o auxílio de moldes de PVC e biselados com diâmetro ($\phi = 5$ cm) e altura ($h = 5$ cm). As amostras foram ensaiadas em três condições distintas: umidade natural, seca ao ar e pré-

umedecidas. A secagem ao ar foi realizada por um período de 72 h, ou até a estabilização do peso do conjunto molde-amostra. Já a condição pré-umedecida foi feita reensaando as amostras. O equipamento para o ensaio é constituído de um tubo capilar de vidro de diâmetro ($\phi = 4 \text{ mm}$), sobre uma base de madeira graduada, como apresentado na Figura IV.15. O tubo é conectado a um reservatório de PVC, que em sua parte superior possui uma pedra porosa que delimita o recipiente cheio de água, e que se comunica com o tubo horizontal de medida da água penetrada. Sobre esta pedra é colocado o corpo de prova ainda confinado no tubo PVC.



Figura IV.15 – Ensaio de infiltrabilidade – Metodologia MCT

No início do ensaio é observado o fluxo ascendente da água na amostra, por forças das tensões capilares relacionadas à sucção do solo. No tempo ($t = 0$) o tubo horizontal graduado deve estar cheio. Nos tempos $t = 1, 2, 4, 9, 16, \dots, n^2$ minutos, efetuam-se leituras L_1, L_2, L_3, \dots em mm, no tubo horizontal. Em geral, são registradas leituras por um período de 16 h, até que o menisco no tubo estabilize em uma velocidade muito lenta. Os resultados são expressos em função da distância percorrida no tubo capilar em (cm), e da raiz quadrada do tempo $t^{1/2}$ em ($\text{min}^{1/2}$). A curva obtida pode apresentar um nítido trecho retilíneo seguido por um encurvamento, e prosseguindo por outro de tendência sensivelmente horizontal (Figura IV.16), significando que à frente de umidade atingiu o corpo de prova. O coeficiente de sorção é dado pela equação IV.22

$$s = \frac{(Lb - La)S}{10(tb - ta)A} \quad \text{equação IV.22}$$

onde: s = coeficiente de sorção em $\text{cm} / (\text{minutos})^{1/2}$

S = seção do tubo horizontal (cm^2)

A = área da seção da amostra (cm^2)

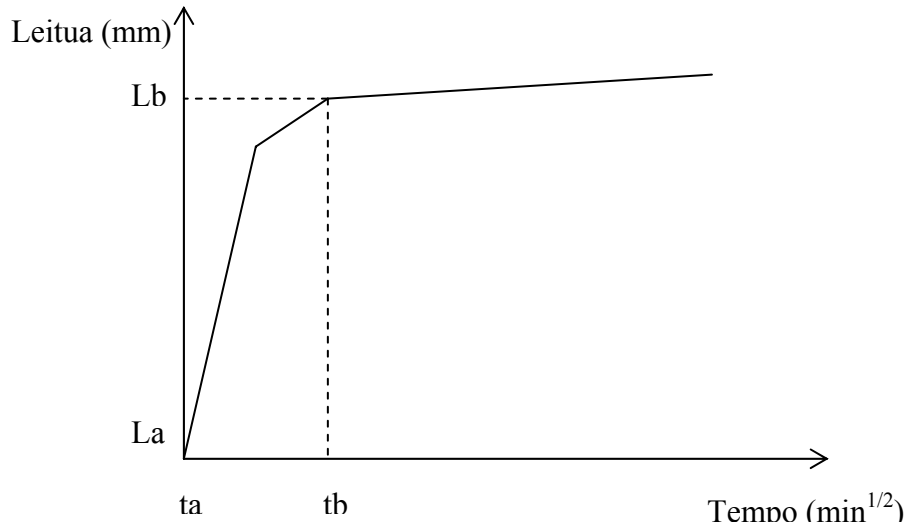


Figura IV.16 – Curva típica $Lxt^{1/2}$ e elementos para estimativa do coeficiente de sorção (s), no ensaio de infiltrabilidade da Metodologia MCT

IV.2.2.11.1.2 Ensaio de erodibilidade específica

O ensaio de erodibilidade específica tem por objetivo avaliar o potencial de desagregação do solo frente à imersão em água. As amostras possuem as seguintes dimensões: diâmetro ($\phi = 5 \text{ cm}$) e altura ($h = 2,5 \text{ cm}$). Os ensaios foram realizados em três condições distintas: umidade natural, seca ao ar e pré-umedecidas (nesta última condição as amostras foram utilizadas do ensaio de infiltrabilidade). As amostras têm sua face inferior presa por uma pedra porosa, enquanto a outra face é mantida rente ao molde. A Figura IV.17 apresenta a realização do ensaio, onde o conjunto é submerso horizontalmente em água por um período de 20 h. Deverá ser feita a coleta de matéria, que por ventura se desprenda da amostra. Após 24 horas será determinada a perda de massa em porcentagem do peso inicial seco da amostra.

VERTAMATTI e ARAÚJO (1990) propõem por meio do uso da Metodologia MCT, um critério qualitativo para a previsão do potencial erosivo dos solos tropicais, estabelecendo faixas em função do grau de erosão, verificado em taludes de solos

tropicais. Com o desenvolvimento dos estudos, VERTAMATTI e ARAÚJO (1998) apresentaram um ábaco de erodibilidade, a partir da atribuição aos solos de um grau de erosão associado (GEA). O GEA varia de zero (solos não erodidos) a três (solos muito erodíveis). Entretanto a diferença básica entre os critérios é que enquanto NOGAMI e VILLIBOR (1979) preconizam ensaios com amostras indeformadas, VERTAMATTI e ARAÚJO (1998) se baseiam em ensaios com amostras compactadas.

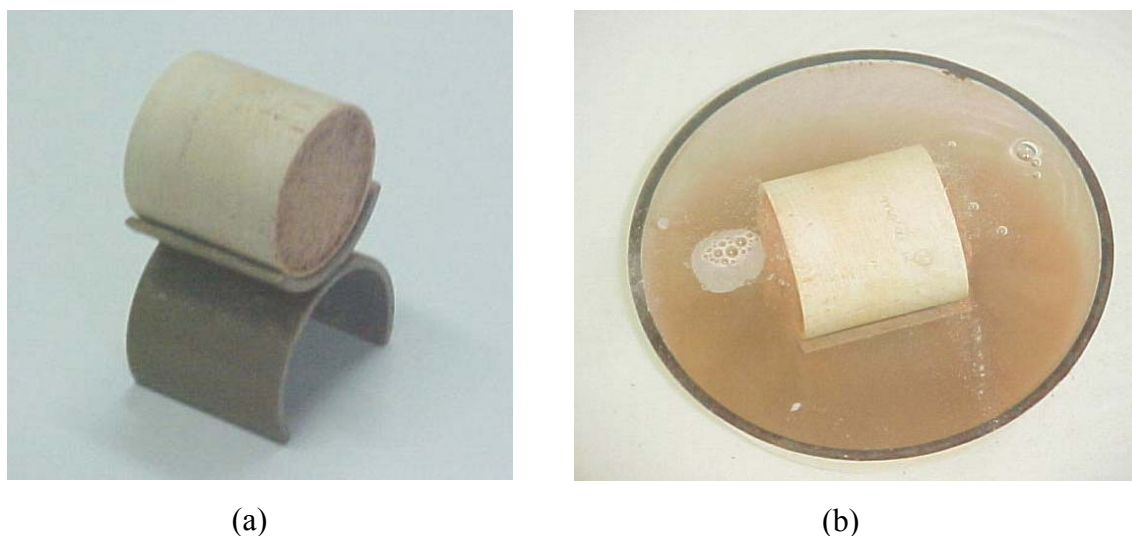


Figura IV.17 – Amostra preparada para o ensaio de erodibilidade específica (a); execução do ensaio (b) – Metodologia MCT

IV.2.2.11.2 Erodibilidade pelo método LNEC

Este ensaio foi apresentado inicialmente por NASCIMENTO e CASTRO (1976). Além de avaliações qualitativas o critério tem como objetivo avaliar a expansibilidade (medida de variação de volume), sendo levada em consideração a importância da fração granular frente à erosão em relação à fração fina dos solos.

IV.2.2.11.2.1 Ensaio de Expansibilidade

O ensaio de expansibilidade pelo critério estabelecido pelo LNEC (Laboratório de Engenharia Civil de Portugal) foi determinado a partir das especificações indicadas por CASTRO (1964). Neste ensaio é determinada a expansibilidade dos solos, pela medida de variação de volume da fração que passa na peneira de 0,42 mm (n° 40), quando em

condições definidas de compactação, absorve água por capilaridade através de uma placa porosa, como apresentado na Figura IV.18.

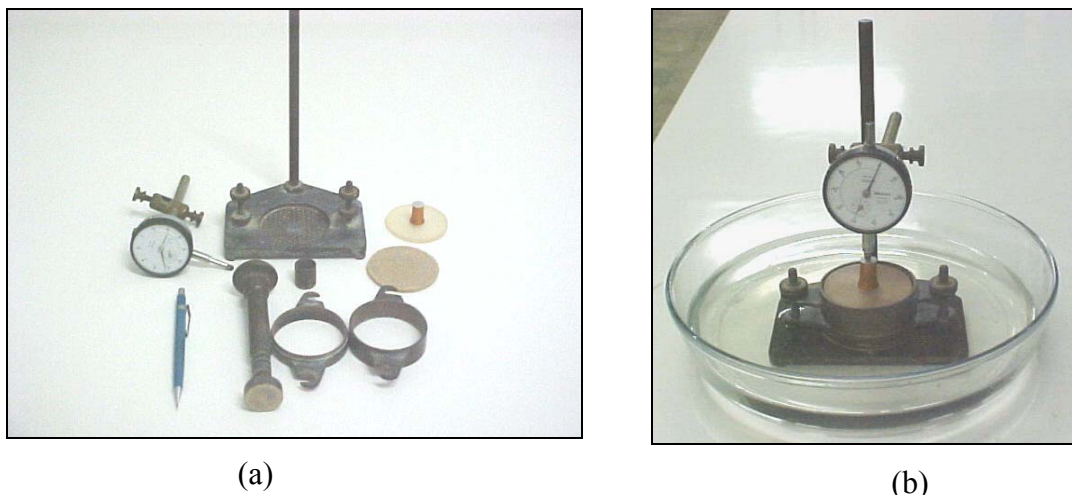


Figura IV.18 – Material utilizado para o ensaio de expansibilidade (a); execução do ensaio de expansibilidade (b).

A execução do ensaio é descrita a seguir:

- Homogeneizar uma porção de amostra com cerca de 100 g e passar na peneira de 0,42 mm (nº 40), obtido de acordo com o método DNER-ME 041/94;
- Secar a amostra em estufa a $60^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$ durante cerca de 16 h, deixando-a em um recipiente hermeticamente fechado;
- A amostra de solo é compactada em duas camadas aproximadamente iguais com 50 golpes, de tal forma que o total não exceda ligeiramente a borda do molde;
- Após a compactação é feito um nivelamento no solo, de modo a conseguir uma superfície perfeitamente plana com as bordas do molde. Sobre esta superfície é colocada uma placa de acrílico, para apoiar a ponta da haste do deflectômetro;
- O aparelho é colocado em um recipiente de vidro e é adicionada água, até a face superior da placa porosa que está em contato com o solo;

- A leitura no defletoômetro é feita em intervalo de 15 min, durante a primeira hora de ensaio, e posteriormente a cada hora até completar 24 h, ou até que duas leituras com intervalo de 2 h apresentem o mesmo valor ou valores decrescentes;

- O resultado da expansibilidade LNEC (ε) é apresentado em porcentagem pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{l_1 - l_o}{15} \times 100 \quad \text{equação IV.23}$$

onde: l_o = leitura inicial do defletoômetro

l_1 = leitura final do defletoômetro

IV.2.2.11.3 Ensaio Sedimentométrico Comparativo (SCS)

O ensaio sedimentométrico comparativo foi desenvolvido pelo SCS/USDA (Soil Conservation Service/ United State Department Agriculture) e normatizado pela ABNT 13602/96, tendo por objetivo a avaliação da dispersibilidade dos solos argilosos. É um ensaio semelhante ao de granulometria NBR 7181, porém não utiliza a agitação mecânica nem o agente dispersante (defloculante) no procedimento de sedimentação.

A análise se baseia no grau de dispersão das partículas de argila, provocada pela preparação prévia da amostra com agitação mecânica e adição de defloculante. A fração argilosa da amostra será tanto mais dispersiva, quanto mais próximo for o resultado dos testes, realizados com e sem esta preparação prévia. Sua principal aplicação ocorre em estudo de erosão hídrica, ou de outros solos que contenham mais de 12% de fração de argila (ensaio com defloculante). Desta forma, a porcentagem de dispersão é expressa de acordo com a equação IV.24.

$$\% \text{ dispersão} = \left(\frac{A}{B} \right) * 100\% \quad \text{equação IV.24}$$

onde: A = porcentagem em massa de partículas de argila determinada no ensaio sedimentométrico comparativo;

B = porcentagem em massa de partículas de argila determinada no ensaio de granulometria convencional, conforma a NBR 7181.

Convêm destacar que a norma da ABNT só considera válidos os resultados obtidos para solos com teor de argila $0,005 \text{ mm} > 12\%$ (ensaio com defloculante). HEAD (1994) indica que a determinação dos valores de A e B no diâmetro de partícula representativo da fração argila, deve ser o correspondente a $0,002 \text{ mm}$, entretanto SHERARD (1976a) e a NBR 13602/96 consideram o diâmetro de $0,005 \text{ mm}$. Trata-se somente de uma diferença no critério de classificação das partículas de solo quanto a sua granulometria. Porém no caso da norma brasileira esse critério indica uma incoerência. A norma que apresenta uma classificação de solos é a NBR 6502. Em uma versão anterior o diâmetro de partícula $0,005 \text{ mm}$ era adotado como limite superior para a fração argila, coincidindo com o critério de SHERARD (1976a) e da NBR 13602/96. Em sua revisão mais recente ABNT (1995) o limite passou a ser considerado como $0,002 \text{ mm}$, que é o valor adotado por HEAD (1994). A incoerência citada advém do fato que a NBR 13602/96 é posterior a revisão da terminologia de solos e rochas ABNT (1995).

Com base na razão de dispersão de MIDDLETON (1930) apresenta um critério de avaliação da erodibilidade e não de dispersão. Este critério é calculado de forma semelhante à porcentagem de dispersão, porém com os valores se referem às partículas com diâmetros menores que $0,05 \text{ mm}$ (frações de siltes e argilas). De acordo com este critério, solos com razão de dispersão maiores que 15% são erodíveis.

$$RD = \frac{\% < 0,05 \text{ mm sem defloculante (SCS)}}{\% < 0,05 \text{ mm com defloculante}} \times 100 \quad \text{equação IV.25}$$

Outra proposta para a avaliação da erodibilidade em função da porcentagem da dispersão foi apresentada por ARAÚJO (2000):

20% < Porcentagem de dispersão < 25% - Erodibilidade média

25% < Porcentagem de dispersão < 50% - Erodibilidade alta

50% < Porcentagem de dispersão - Erodibilidade muito alta.

IV.2.2.11.4 Ensaio de desagregação

O ensaio de desagregação “slaking test” é um ensaio de erodibilidade executado com o objetivo de se observar o comportamento relativo de uma amostra de solo, sob a influência da água. No procedimento mais freqüente essa imersão da amostra é gradual, com observações e registros do comportamento do solo a cada etapa. Para tanto foram utilizadas amostras indeformadas nos pontos P – 01 (encosta central) e P – 02 (encosta sul). As amostras foram moldadas com arestas de 5 cm em duas situações distintas de umidade: secas ao ar por um período de 72 h e na umidade natural. As amostras são dispostas sobre uma pedra porosa e submetidas a um processo lento de submersão, de acordo com as seguintes etapas:

- a) água destilada na base por 30 minutos;
- b) água destilada a 1/3 da altura da amostra durante 15 minutos;
- c) água destilada a 2/3 da altura da amostra, durante 15 minutos;
- d) submersão total da amostra por 24 horas.

Foi adotado o critério de HOLMGREN e FLANAGAN (1977) para classificar a reação do solo à inundação: sem resposta, abatimento ou desintegração, fraturamento ou expansão, dispersão ou nuvem coloidal.

Em alguns relatos o ensaio de desagregação tem sido indicado como critério qualitativo na investigação da erodibilidade dos solos, BRASIL (1979). FONSECA (1981) propõe o uso da velocidade de desagregação, como índice classificatório para a erodibilidade dos solos superficiais em taludes. LEMOS (2002) relata que o ensaio tem sido mais utilizado para avaliação qualitativa e investigação preliminar, isto é, para indicar riscos e a necessidade de outros métodos de ensaios. A Figura IV.19 apresenta as amostras praticamente desagregadas na etapa final do ensaio.



Figura IV.19 – Ensaio de desagregação (amostras praticamente desagregadas)

IV.2.2.11.5 Ensaios de Furo de Agulha (Pinhole Test)

A concepção do ensaio é avaliar de forma direta e qualitativa, a dispersibilidade em estudos de erosão hídrica em solos argilosos pelo fluxo de água destilada através de um pequeno furo feito axialmente no corpo de prova SHERARD et al. (1976b), como é mostrado na Figura IV.20. A aparência da solução que flui do corpo de prova, a medição da vazão e a dimensão final do furo, permitem diferenciação em relação à dispersão. Nas argilas altamente dispersivas o efluente será turvo e o furo feito no corpo de prova se alargará rapidamente, resultando em um aumento de vazão mesmo com carga hidráulica constante. Nas argilas não dispersivas o efluente será límpido e o furo permanecerá inalterado. Nas argilas moderadas a levemente dispersivas o furo e a vazão não se alterarão, porém o efluente será levemente turvo.

A norma NBR 14114, principal referência para elaboração desse procedimento classificam os solos finos quanto a dispersibilidade em seis categorias:

- a) ND1 e ND2 - não dispersivos a incipientemente dispersivos;
- b) ND3 A ND4 - leve a moderadamente dispersivos;
- c) D2 e D1 - dispersivos a altamente dispersivos.

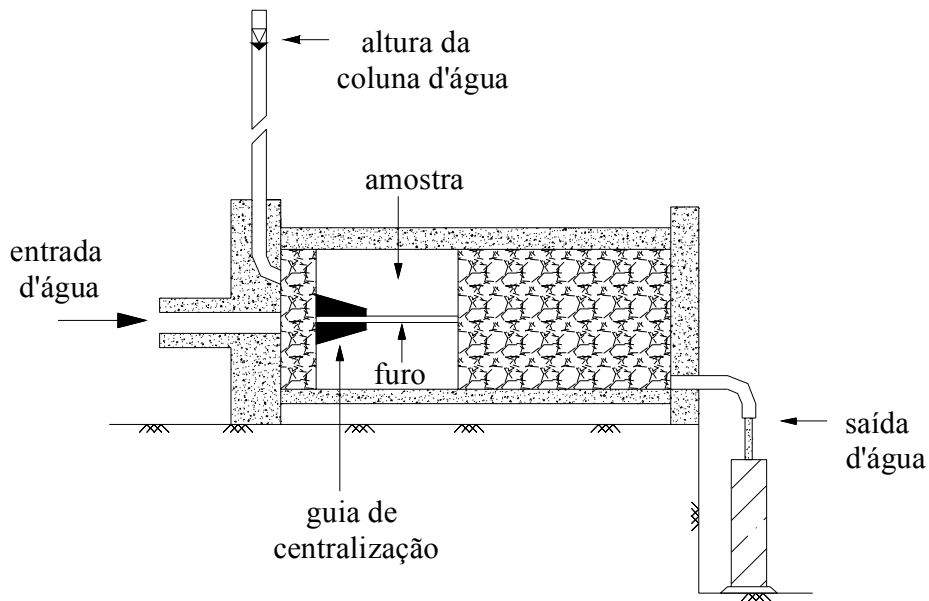


Figura IV.20 – Modelo esquemático do ensaio de Pinhole, SHERARD et al. (1976b).

BASTOS (1999) relata que não existem diferenças significativas nos teores de argila dos solos dispersivos e não dispersivos, porém evidências sugerem que solos com menos de 10% de argila não apresentem colóides suficientes para dispersão. De acordo com LIMA (2003) a suscetibilidade de ocorrer erosão interna por dispersão está associada principalmente com relação à quantidade de cátions de sódio e a quantidade total de sais dissolvidos (soma dos cátions) na água intersticial. O sódio aumenta a dupla camada difusa reduzindo as forças de atração das partículas, sendo destacada com mais facilidade (NBR 14114/98).

Os ensaios foram realizados em amostras indeformadas e inicialmente saturados no equipamento de condutividade hidráulica Tri-flex 2, por um período de 24 h com o objetivo de facilitar sua moldagem no anel de cravação. Este anel possui o mesmo diâmetro interno do equipamento, a fim de evitar que o fluxo corresse pelas paredes internas do aparelho. Depois de moldada dentro do anel de cravação, a amostra era empurrada para o interior do aparelho com o auxílio de um êmbolo cilíndrico. Era cravado o guia de centralização e feito o furo a partir do seu interior. A percolação da água teve início durante 5 minutos com carga hidráulica de 2" (50 mm), sendo aumentada para 7" (178 mm), 15" (380mm) e 40" (102mm), pelo mesmo tempo

respectivamente. A cada aumento da carga hidráulica o volume de água era coletado por minuto e verificado sua turbidez. Optou-se também pelo prosseguimento dos ensaios no sentido inverso, diminuindo-se progressivamente o gradiente hidráulico até as condições iniciais, SANTOS (1997). Um eventual alargamento do furo seria observado através de um aumento da vazão na fase de retorno, ou seja, para um mesmo gradiente hidráulico a vazão no processo de retorno seria maior, evidenciando a ocorrência do processo erosivo.

Segundo SANTOS et al. (1998) o ensaio de Pinhole pode ser usado na previsão de erosão mecânica e não apenas por erosão por dispersão, conforme a proposta original de SHERARD et al. (1976b). Estes autores recomendam que a plotagem dos dados seja feita em gráficos de escala aritmética, sendo não erodíveis solos que apresentam uma curva de comportamento quase linear, com ligeira inflexão para baixo. Já nos solos erodíveis ocorre uma inflexão bem marcante para cima, a partir do momento que a erosão começa a acontecer, como fica evidente na Figura IV. 21.

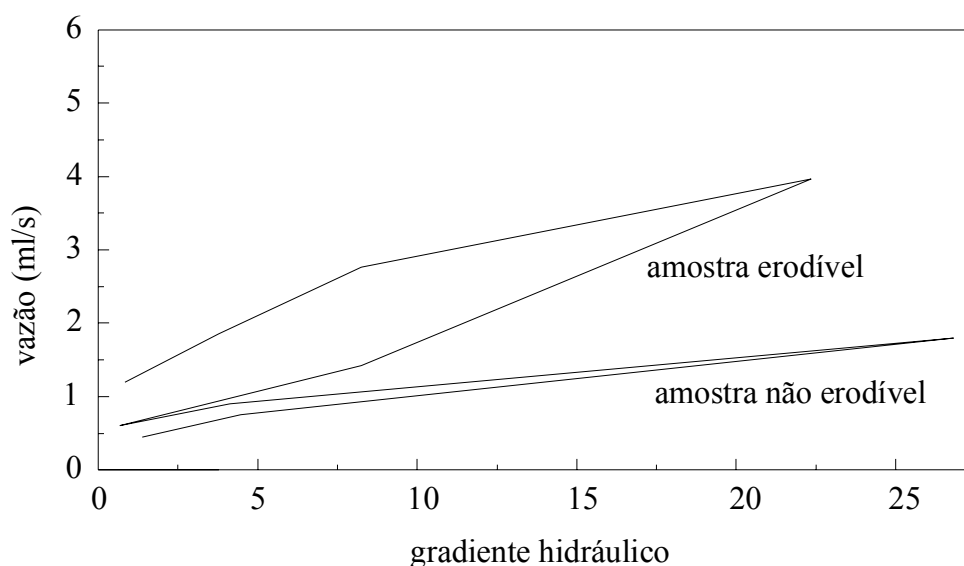


Figura IV.21 – Comportamento das amostras no ensaio de Pinhole, SANTOS et al. (1998).

IV.2.2.11.6 Ensaios de Cone de Laboratório

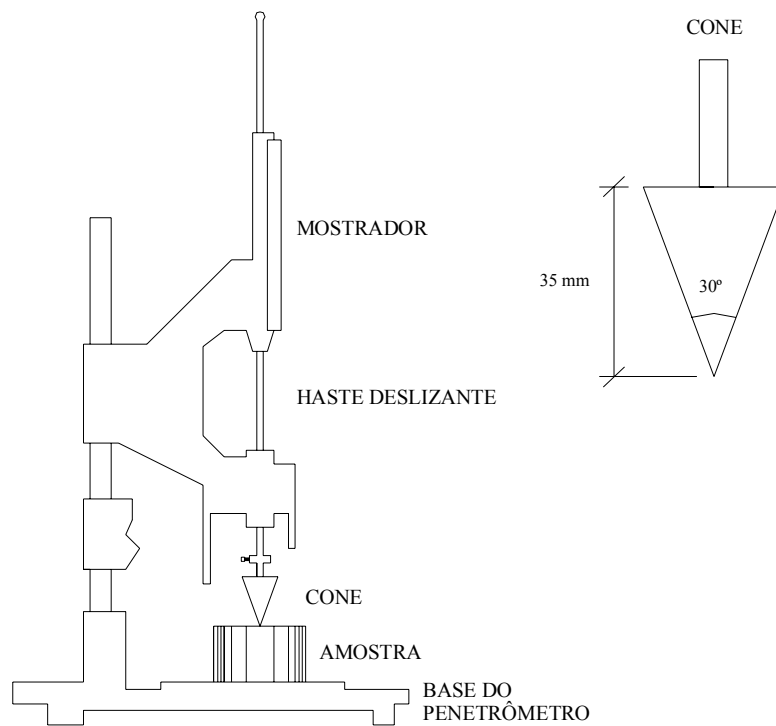
O ensaio de Cone de Laboratório foi proposto por ALCÂNTARA (1997) para determinar a erodibilidade dos solos tem por objetivo avaliar a resistência à penetração de um pequeno cone em queda, sobre uma amostra indeformada de solo. O aparelho utilizado nesta pesquisa pertence ao Laboratório de Engenharia da Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana da Cidade do Recife (EMLURB), sendo o mesmo usado para determinação do limite de liquidez de argilas remoldadas, com a simples substituição da agulha por um cone padronizado. Um ajuste aos valores de massa de penetração e altura de queda do cone foi necessário, para avaliar a penetração em amostras de solos tropicais na umidade natural, seca ao ar e saturada. A configuração proposta por ALCÂNTARA (1997), resume-se em um conjunto de penetração de 300 g, altura de queda de 10 mm e um cone de abertura de 30° e altura de 35 mm, conforme a Figura IV.22. O ensaio consiste em se medir a penetração (Figura IV.23), que o cone padronizado sob condições especificadas penetra verticalmente em nove pontos da superfície de uma amostra indeformada ($\phi = 7,3$ cm) e ($h = 4$ cm). Foram ensaiadas 12 amostras em três condições distintas: umidade natural, secas ao ar e saturadas (umedecidas por ascensão capilar durante 2 horas). A partir dos valores de penetração nas condições de umidade natural (P_{nat}), seca (P_{seca}) e saturada (P_{sat}), são definidos os parâmetros de variação de penetração DP, DPA, DP' e DPA'. A Figura IV.22 apresenta a realização do ensaio.

$$DP = \frac{P_{sat} - P_{wnat}}{P_{wnat}} \quad \text{equação IV.26}$$

$$DPA = \frac{P_{sat} - P_{wnat}}{P_{sat}} \quad \text{equação IV.27}$$

$$DP' = \frac{P_{sat} - P_{seca}}{P_{seca}} \quad \text{equação IV.28}$$

$$DPA' = \frac{P_{sat} - P_{seca}}{P_{sat}} \quad \text{equação IV.29}$$

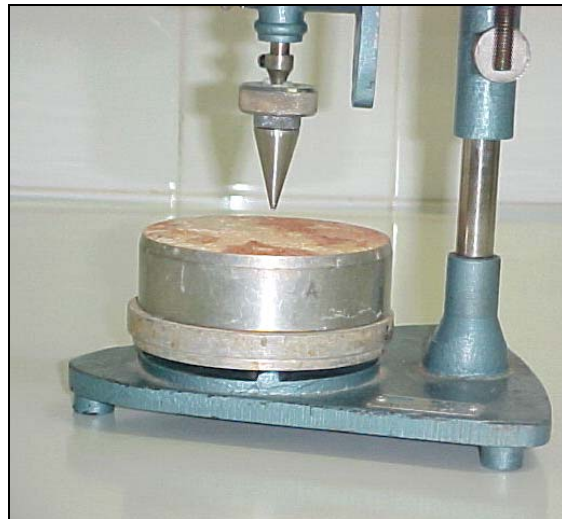


Fonte: Alcântara (1997)

Figura IV.22 – Detalhes do equipamento para o ensaio de cone de laboratório



(a)



(b)

Figura IV.23 – Ensaio de cone de laboratório (a); detalhe da amostra (b).

ALCÂNTARA (1997) propõe em uma primeira aproximação, a separação entre solos erodíveis e não erodíveis, de acordo com o seguinte critério:

Se $DP > 4,5 P_{nat}$ – solos classificados como de alta erodibilidade;

Se $DP < 4,5 P_{nat}$ – solos com erodibilidade baixa a nenhuma.

Este mesmo autor associou os valores de DP e DPA, com o coeficiente de sorção (s) da seguinte maneira:

Se $DP > 46,4 s + 25$ ou $DPA > 21,4 s + 20$ – solos com erodibilidade alta;

Se $DP < 46,4 s + 25$ ou $DPA < 21,4 s + 20$ – solos com erodibilidade baixa a nenhuma.

IV.2.2.11.7 Estabilidade de agregados

BASTOS (1999) descreve que a estabilidade de agregados retrata o grau de agregação de um solo e tem influência nas características hidráulicas e físicas, podendo interferir na sua erodibilidade. O estado de agregação do solo é de grande importância para as atividades agrícolas, uma vez que está relacionado com a aeração do solo, desenvolvimento radicular, suprimento de nutrientes, resistência mecânica do solo à penetração, retenção e armazenamento de água e controle dos processos erosivos, DEXTER (1988). Para a formação do agregado é necessário que os colóides se encontrem floculados e que todos os componentes do agregado sejam posteriormente estabilizados por algum agente cimentante. Graças à forte ação cimentante dos óxidos de ferro e de alumínio nos macroagregados, a teoria da hierarquização não se aplica completamente aos solos caulínicos, com presença de ferro e alumínio de baixa cristalinidade, SIX et al. (2000).

FERREIRA (1992) destaca que solos bem agregados possuem maior porosidade do que solos pobres em agregação, sendo isso um facilitador na infiltração. A agregação regula a atividade biogênica, pois essa é substancialmente influenciada pela estrutura pedológica e matéria orgânica do solo.

Das partículas do solo o teor de argila é o fator mais importante para a estabilidade de agregados, RUSSEL (1973). A fração argila exerce domínio sobre o comportamento do solo em virtude da sua pequena dimensão, o que aumenta de maneira significativa sua superfície específica e presença de cargas negativas permanentes. De acordo com as verificações feitas por MBAGWU et al. (1993), solos com grandes quantidades de areia fina e silte se dispersam facilmente, e solos com boa estabilidade agregados estão relacionados com a soma dos teores de argila e areia. Assim, supõe-se que partículas de areia tenham microlocais favoráveis à deposição, principalmente de polissacarídeos, que se unem aos minerais de argila por pontes de cátions com elevado poder de absorção de água e diminuição de seu potencial energético.

BOIX-FAYOUS et al. (2001) observaram que apenas a fração argila se correlacionava positivamente como índices de agregação do solo. A fração areia somente formou agregados, quando suas partículas estavam “cimentadas” por microagregados de origem orgânica ou mineral. A importância da argila e da matéria orgânica na estabilização dos agregados, freqüentemente se sobrepõe à dos cátions. Alguns modelos indicam que os cátions polivalentes são cruciais para unir a fração orgânica e os minerais de argila. Sem essa união as frações argila e matéria orgânica se dispersam, pois ambas tem cargas negativas permanentes.

Os resultados dos ensaios de estabilidade de agregados são representados pelas porcentagens de agregados estáveis em cada peneira, sendo normalmente expresso pelo cálculo do diâmetro médio ponderado (DMP), de acordo com a seguinte equação:

$$\text{DMP (mm)} = \sum x_i \cdot w_i \quad \text{equação IV.30}$$

onde: x_i - diâmetro médio de cada fração

w_i – massa da fração em relação a massa total

Em uma primeira aproximação, baseado em solos de São Carlos/SP e Salvador /BA, o DMP permitiu a separação de solos com comportamentos distintos frente à erosão:

DMP > 1,5 mm – solos com erodibilidade alta;

DMP < 1,5 mm – solos com erodibilidade baixa a nenhuma.

Nesta pesquisa o ensaio de estabilidade de agregados foi realizado com o equipamento cedido pelo Laboratório de Física do Solo da Universidade Federal Rural de Pernambuco – UFRPE. A Figura IV.24 mostra o equipamento com uma série de peneiras (cada série com 4 peneiras) e adaptada a um dispositivo mecânico, que apresenta movimento a uma velocidade de 45 ciclos/minuto, ficando a amostra durante 10 minutos em agitação.



Figura IV.24 – Ensaio de estabilidade de agregados – execução do peneiramento múltiplo submerso.

A determinação da distribuição dos agregados estáveis em água foi a seguinte:

- O equipamento foi montado com a seguinte série de peneiras: 4,76 mm (peneira #4), 2 mm (peneira # 10), 1 mm (peneira # 18) e 0,25 mm (peneira # 60);

- A amostra com aproximadamente 50g seca ao ar ou na umidade natural foi destorroada e peneirada manualmente com peneiras $> 4,76$ mm (peneira # 4) e < 8 mm (peneira # 5/16”), eliminando-se a fração menor que 4,76 mm. É medido o teor de umidade dos agregados para determinação do peso seco das amostras;
- A amostra é colocada cuidadosamente na peneira superior da série (peneira # 4);
- O conjunto de peneiras foi então mergulhado em um recipiente contendo água, livre de sais a 25°C, sendo ajustado ao nível da água de forma que durante a agitação, os agregados da peneira superior permanecessem submersos;
- Iniciou-se a agitação mecânica por um período de 10 minutos;
- Depois da agitação os agregados de cada peneira foram secos em estufa, sendo determinado o peso de agregados + areia em cada classe de tamanho;
- O material que passou na peneira # 60 é dado por diferença do peso seco total;
- As frações retidas em cada peneira e secas em estufa foram reutilizadas, para determinação da fração areia. Para isto, o material retido é disperso com defloculante e agitação mecânica, seco em estufa e novamente peneirado. O material que ficou retido é a fração areia do intervalo.
- A fração que passou na peneira # 60 é utilizada na peneira 0,074 mm (peneira # 200), que é considerada como areia na fração $< 0,025$ mm.

IV.2.2.11.8 Ensaio de Inderbitzen

O ensaio de Inderbitzen foi originalmente proposto por INDERBITZEN (1961), cujo objetivo é quantificar a erodibilidade assim como, avaliar o efeito da umidade inicial do solo na suscetibilidade à erosão hídrica por fluxo d'água superficial, permitindo considerar fatores como a compactação, inclinação do talude, vazão e duração do escoamento. O equipamento é composto por uma rampa hidráulica em chapa metálica (35 cm de largura e 1,20 m de comprimento), dotada de um orifício central, onde é

colocada a mostra de solo com diâmetro ($\phi = 10$ cm) e altura ($h = 5$ cm) confinada em um anel de PVC biselado. O fluxo de água é alimentado através da rede hidráulica do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE e controlado por um registro. A amostra de solo é colocada de tal forma, que sua superfície fique no mesmo nível que a rampa. O sistema de coleta do material erodido é feito por um conjunto de peneiras com malhas 4,8 mm (peneira # 4); 2,0 mm (peneira # 10); 0,42 mm (peneira # 40) e 0,074 mm (peneira # 200).

Os primeiros estudos geotécnicos com esse equipamento e publicados no Brasil foram de BRASIL (1979), FONSECA e FERREIRA (1981). BASTOS (1999), relata comparações de resultados de análises com solos em três diferentes condições de umidade: natural, previamente ressecada a 50°C durante 12 horas e saturada por embebição durante 24 h.

FÁCIO (1991) e SANTOS (1997) recomendam a embebição prévia de todos os corpos de prova para se aproximar da condição de saturação, visando uniformizar a umidade inicial da amostra e eliminar a sucção. FÁCIO (1991) descreve que o alívio repentino da sucção, com a aplicação de água no início do ensaio poderia vir a favorecer o processo erosivo, e conseqüentemente os resultados ficariam alterados. A utilização freqüente e diversificada do aparelho Inderbitzen tem trazido bons resultados, embora o procedimento do ensaio seja relativamente complexo, exigindo planejamento cuidadoso para garantir sua qualidade. Os procedimentos adotados nos diferentes estudos são variados, já que é um ensaio não normatizado, sendo uma necessidade apontada por diversos autores LEMOS (2002), SANTOS (1997) e FÁCIO (1991). Com resultados quantitativos, como o peso do solo seco erodido ou a velocidade de ocorrência da erosão é considerado um teste direto de erosão.

FONSECA e FERREIRA (1981) realizaram ensaios com rampa de 44° e 59°, com vazões variando entre 59 e 314 ml/s e duração de 2 horas. FÁCIO (1991) utilizou inclinação de 10°, vazão de 50 ml/s e duração de 20 minutos. A redução da vazão está associada a modificações no equipamento (diâmetro do corpo de prova e largura da rampa) que simplificam o ensaio, porém podem causar perda de precisão. Segundo INDERBITZEN (1961) quanto maior o corpo de prova maior área de solo exposta e

conseqüentemente, maior a acurácia dos resultados dos testes. SANTOS (1997) reduziu ainda mais a largura da rampa, de modo que toda a vazão escoasse sobre a amostra, adotando vazão de 17,5ml/s e duração de 30 minutos. BASTOS (1999) realizou ensaios com inclinação da rampa de 10°, 26°, 45° e 54°, vazões de 50 e 100ml/s e duração de 20 minutos. CHAMECK (2002) estudando o comportamento da argila rija da Formação Guabirotuba no Rio Grande do Sul, fixou uma inclinação única da rampa (34°) para todos os ensaios, bem como uma só vazão, em torno de 70 a 75 ml/s.

Nesta pesquisa as variáveis adotadas para a realização dos ensaios foram:

Inclinação da rampa: 10°, 18° e 30°

Vazões: 70 ml/s, 100 ml/s, 170 ml/s

Condições de umidade das amostras: naturais, secas ao ar e inundadas

As inclinações utilizadas no ensaio foram determinadas de acordo com as observações feitas na área de estudo. As vazões foram definidas, levando-se em consideração a capacidade de escoamento do equipamento e também a crosta superficial “in situ”. Os procedimentos básicos para execução do ensaio são descritos abaixo:

- As amostras indeformadas foram colocadas no anel biselado de PVC, tendo cuidado para não provocar a desagregação do solo. Nas amostras secas ao ar o ensaio foi realizado no mínimo com 72 h e nas amostras pré-umedecidas, o umedecimento foi feito por ascensão capilar no mínimo por 24 horas;
- A rampa hidráulica foi umedecida antes da instalação da amostra, para evitar uma maior resistência ao fluxo imposta pela tensão superficial;
- Fixou-se o anel de 10 cm de diâmetro e 10 cm de altura, contendo a amostra de solo. A superfície da amostra de solo deve coincidir com a face superior do plano inclinado;
- Para coleta e seleção do material erodido foi colocado um recipiente sob um conjunto de peneiras nas malhas 4,8 mm (peneira # 4); 2,0 mm (peneira # 10); 0,42 mm (peneira # 40) e 0,074 mm (peneira # 200);

- Nos tempos de 1 min, 5 min, 10 min e 20 min de ensaio o recipiente contendo o sedimento foi substituído para individualizar as medições. O peso seco foi determinado com o material remanescente da amostra;

- Foi feito um peneiramento úmido no material que foi recolhido no recipiente, e colocado em estufa para determinação do seu peso seco. O sedimento passante na peneira #200 foi medido indiretamente através do recipiente coletor;

- Os resultados foram expressos em peso seco de solo erodido acumulados por unidade de área da amostra (g/cm^2) e plotados em relação ao tempo, de acordo com a Figura IV.25.

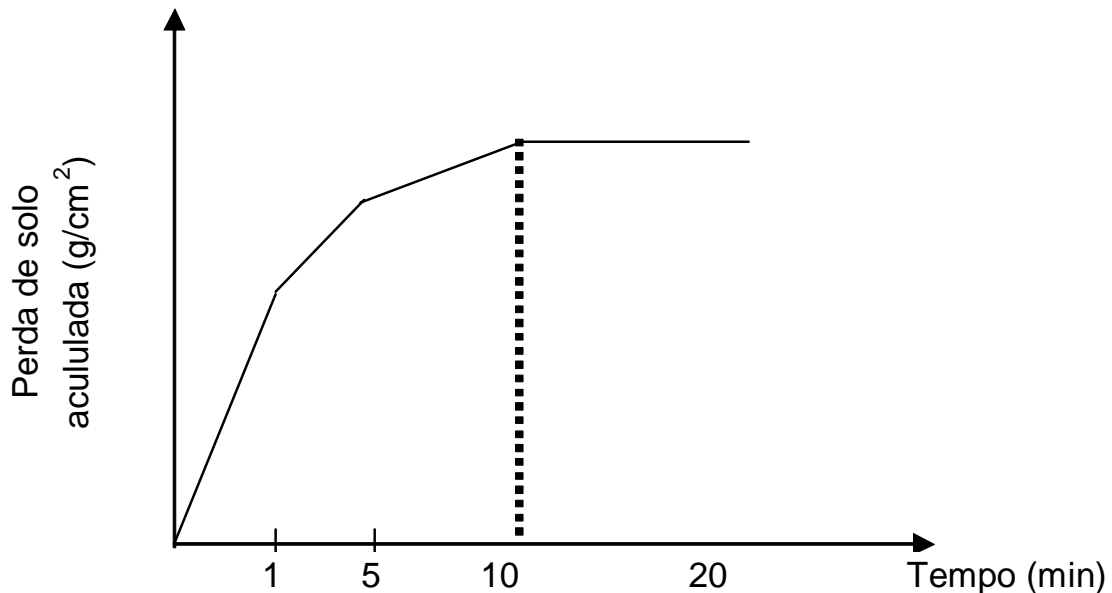


Figura IV.25 – Curva típica de perda de solo acumulada versus tempo do ensaio.

A tensão cisalhante hidráulica foi determinada através da seguinte equação:

$$\tau_h = \gamma_w h d$$

equação IV. 31

onde γ_w = peso específico da água (KN/m^3);

h = altura da lâmina de fluxo (m);

d = declividade da rampa ($^\circ$). A altura da lâmina d'água foi estimada, a partir da velocidade de escoamento (medida pela técnica do corante) e do valor da vazão.

A partir da reta de ajuste foram estimados os parâmetros de erodibilidade como tensão cisalhante hidráulica crítica (τ_{crit}) e taxa de erodibilidade (K), representando o gradiente da perda de solo em relação as tensões hidráulicas aplicadas. A Figura IV.26 apresenta duas fases da execução do ensaio de Inderbitzen.



(a)



(b)

Figura IV.26 – Ensaio de Inderbitzen durante os 5 primeiros minutos (a); peneiramento do sedimento coletado durante o ensaio (b).

IV.2.2.11.9 Ensaio de Canal

Dentro do programa experimental desta pesquisa foram realizados ensaios de erosão em um canal de grandes dimensões no Departamento de Recursos Hídricos da UFPE. A Figura IV.27 mostra uma vista geral do canal que possui 12 metros de comprimento e 0,6m de largura, construído de acrílico e apoiado sobre uma base metálica treliçada, que permite a variação na declividade numa faixa de 0 a 45° . As condições de escoamento

são controladas pela declividade do canal, pela vazão regulada por um vertedouro na entrada do canal, e pela altura da lâmina d'água, aferida com uma ponta linimétrica. A tensão cisalhante hidráulica aplicada (τ_h) em cada ensaio foi calculada da mesma maneira que no ensaio de Inderbitzen, ou seja, de acordo com a equação IV.31. A Figura IV.28 apresenta a amostra de solo, confinada em um cilindro de PVC, com diâmetro ($\phi = 10$ cm) e altura ($h = 8$ cm), acoplada ao fundo do canal em um orifício localizado a cerca de 6 metros da entrada de água do canal.

As condições adotadas para a realização dos ensaios foram:

Inclinação da rampa: 10° ;

vazão: 100 ml/s;

condições de umidade natural e seca ao ar.



Figura IV.27 – Vista geral do canal no Departamento de Recursos Hídricos - UFPE

Antes do início do experimento as condições do escoamento foram aferidas, para garantir a uniformidade do fluxo. Foram escolhidos dois tempos de ensaio: 1 e 10

minutos. Ao final de cada ensaio a amostra é retirada e a perda de solo estimada, pela diferença entre o peso seco da amostra intacta e a amostra remanescente ao ensaio.



Figuras IV.28 – Vista superior do canal durante a realização do ensaio

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

V.1 INTRODUÇÃO

A determinação das perdas de solo por efeito do fenômeno da erosão pode ser feita de várias maneiras. A escolha de cada processo depende, principalmente da natureza das perdas a se determinar, das condições locais e das possibilidades do pesquisador. Para uma avaliação precisa das perdas de solo pela erosão hídrica é imprescindível uma caracterização geotécnica detalhada, que vai desde a verificação do teor de umidade até análises químicas e mecânicas completas. Desta forma, este capítulo tem por objetivo apresentar e discutir os resultados, provenientes dos ensaios realizados em campo e em laboratório, estando dividido de acordo com as propriedades físicas, químicas, mineralógicas, micromorfológicas e geomecânicas dos solos na área de estudo.

V.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

V.2.1 Sondagem de simples reconhecimento

Foram realizadas três sondagens de simples conhecimento no Ponto P-01 (encosta central) e duas sondagens no Ponto P-02 (encosta sul), até alcançar a condição de impenetrabilidade. Na Figura V.1, os valores do índice de resistência à penetração (SPT) são praticamente constantes ao longo do perfil, sendo observado o menor valor de 15 golpes a 4,2 m de profundidade, e o maior valor de 60 golpes a 15 m de profundidade. O perfil do solo SP1.3 através de sondagem de simples reconhecimento no Ponto P-01 é constituído de uma camada de areia argilosa, seguida de uma areia siltosa de 1,0 m de espessura e até 4,3 m de profundidade uma areia argilosa (5YR 7/3 – MUNSSEL, 1992), sendo que até esta profundidade o solo foi identificado como pertencente à Formação Barreiras. Esta Formação possui tonalidades com coloração viva e que variam desde vermelhas amarelas até brancas, aflorando nas falésias erodidas

ao longo das praias e nas vertentes íngremes dos vales. A partir deste ponto, tem-se uma argila arenosa muito rija (10YR 7/6 MUNSSEL, 1992), pertencente ao solo residual de granito, sendo frequentemente marcada pela ocorrência de variação entre o amarelo claro e veios esbranquiçados (feldspatos em processos de alteração), referentes à passagem de água e a remoção dos sesquióxidos de ferro.

Os perfis de umidade foram determinados próximo ao furo de sondagem (SP1.3), sendo retiradas 3 amostras de solo a cada 0,5m, até atingir 5,5m de profundidade. O material foi colocado em cápsulas, e em seguida pesado para ser levado ao Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE. Na Figura V.1 são também apresentados os perfis de umidade determinados a cada quatro meses aproximadamente, com o objetivo de acompanhar a variação da umidade nas diferentes estações do ano, sendo os resultados discutidos detalhadamente mais adiante.

A Figura V.2 mostra uma seção geológico-geotécnica das três sondagens realizadas no Ponto P-01- encosta central.

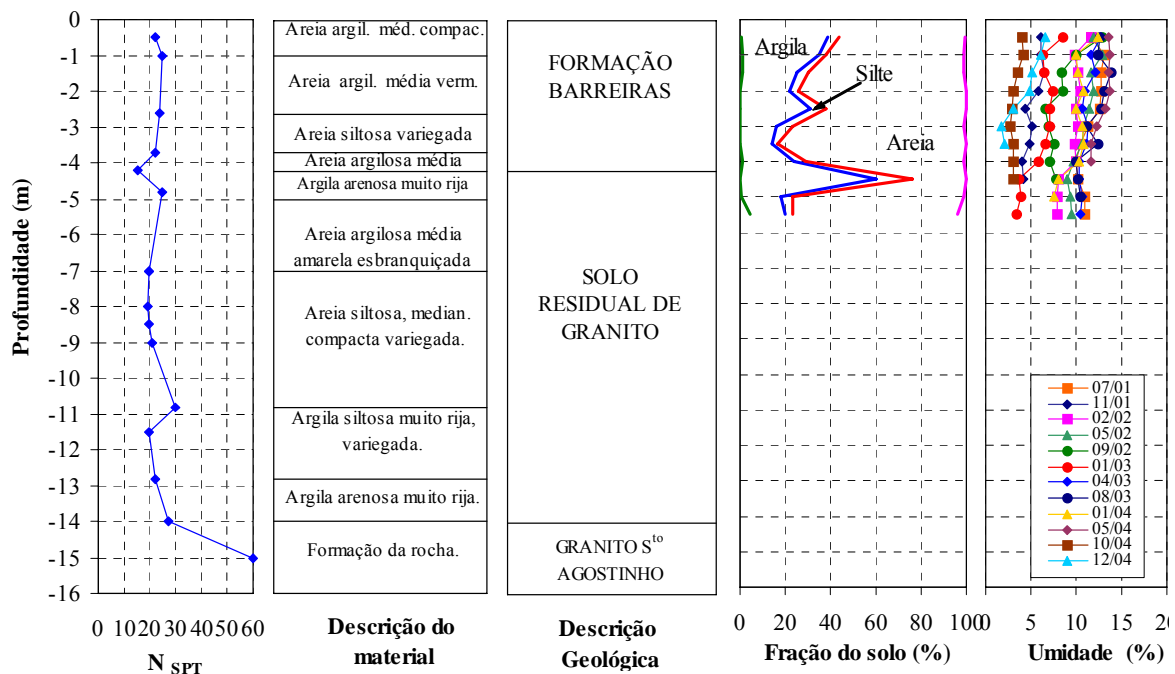
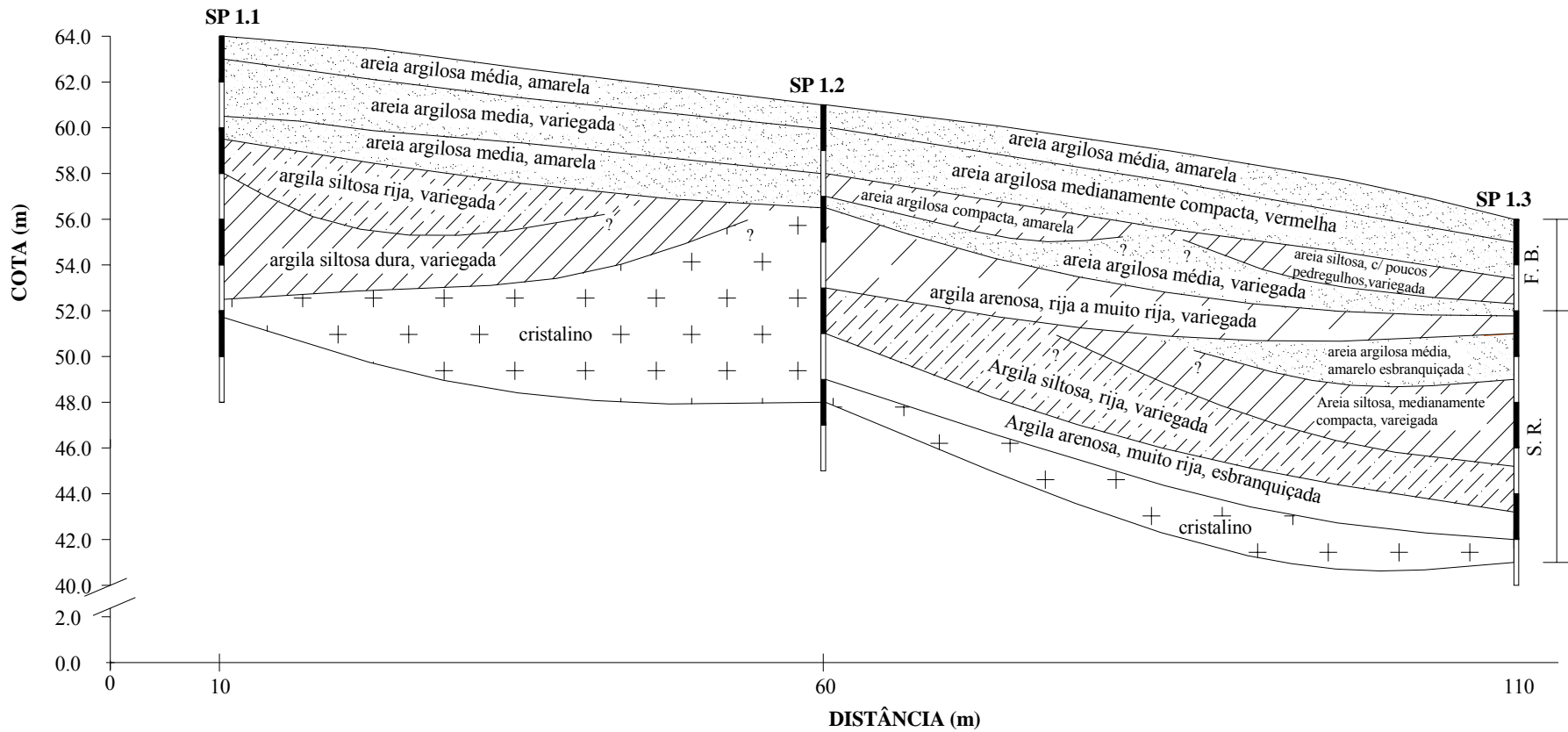


FIGURA V.1 – Perfil geotécnico SP1.3 - Ponto P-01 (encosta central).



FB – solo da Formação Barreiras; SR – solo residual de granito.

Figura V.2 – Seção longitudinal – Ponto P-01 (encosta central)

A Figura V.3 apresenta o perfil geotécnico do Ponto P-02 onde o solo é constituído até 1,5 m por uma argila arenosa (7,5YR 6/6 – MUNSSSEL, 1992), seguido de uma variação entre areia argilosa e siltosa ao longo do perfil. O índice de N_{spt} diminui com a profundidade até 8,0 m. A partir deste ponto ocorre um aumento até os 11 m de profundidade, voltando a diminuir e chegando ao limite da sondagem com 50 golpes a 15,0 m de profundidade. A Formação Barreiras é identificada até 9,8 m no perfil SP2.1 e até 10,5 m no perfil SP2.2, sendo a partir dos 10,5 m constituído por argila arenosa, resultante da rocha granito-gnaíssicas (solo residual de granito).

A Figura V.4 apresenta uma seção geológico-geotécnica com as duas sondagens realizadas no Ponto P – 02 encosta sul.

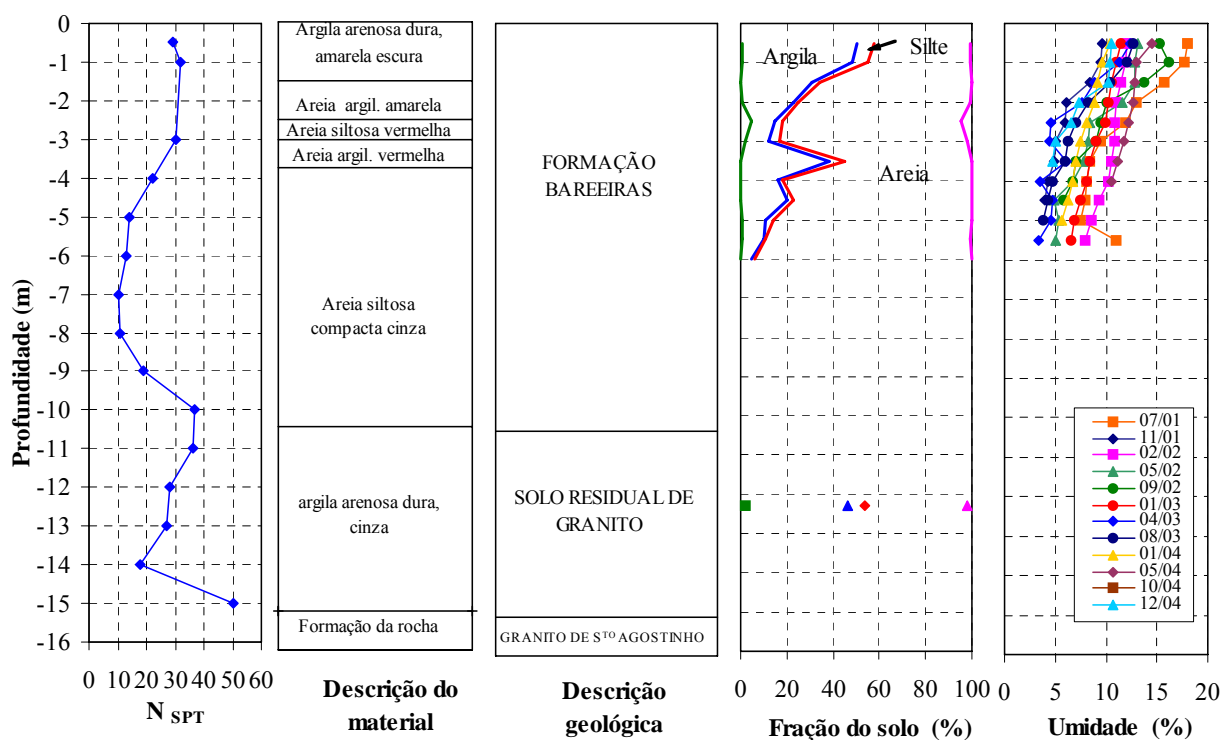


FIGURA V.3 – Perfil geotécnico SP2.2 - Ponto P-02 (encosta sul).

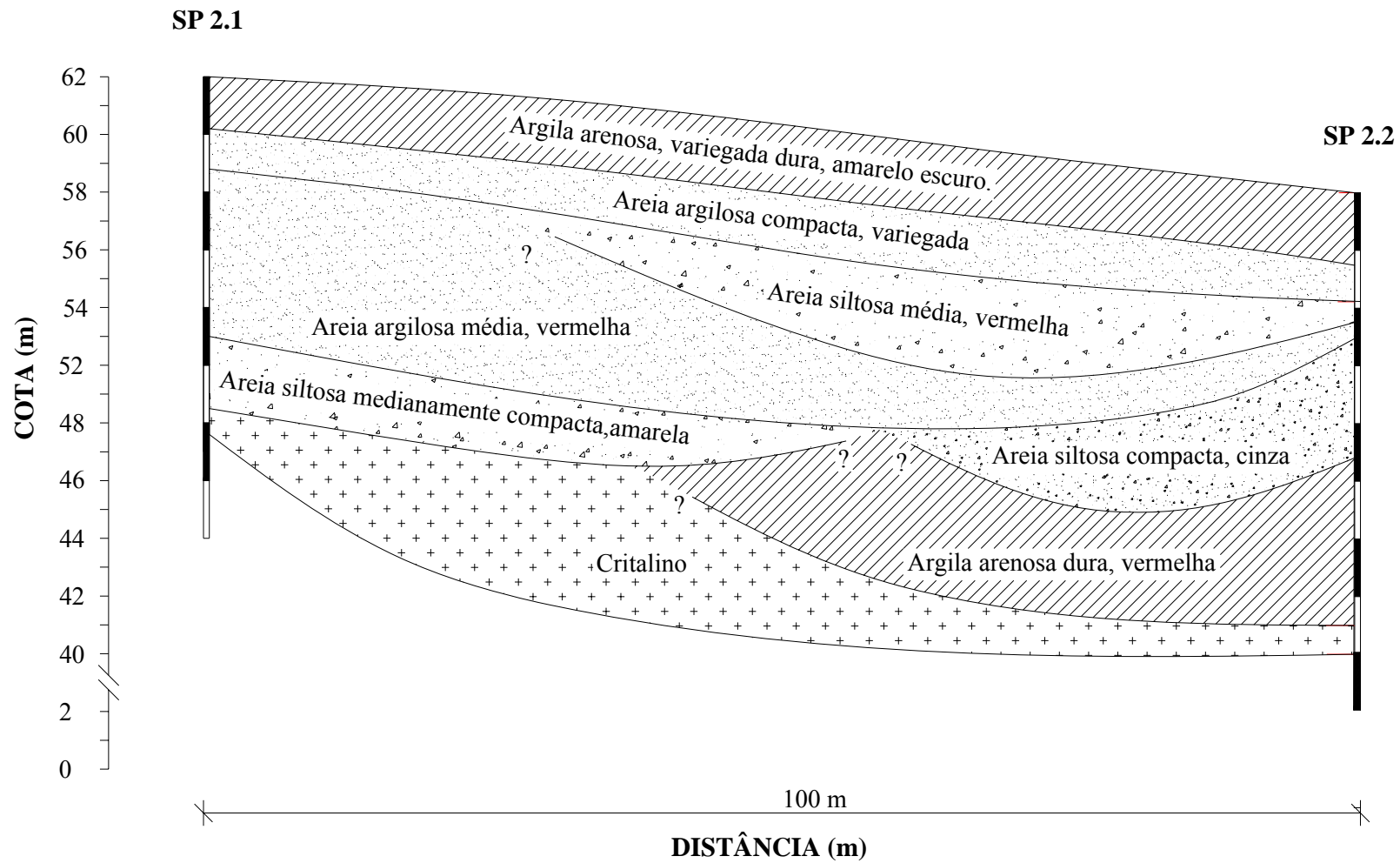


Figura V.4 – Seção longitudinal – Ponto P-02 (encosta sul)

V.2.2 Perfis de Umidade

Como foi descrito anteriormente, a cada quatro meses foram realizadas coletas de amostras para determinação dos perfis de umidade. No Ponto P-01 (encosta central) (Figura V.5a), pode-se verificar que as umidades decrescem com a profundidade, com valores mais elevados (13,5%) no período chuvoso (mai/2004) e menores valores (4,1%) durante o verão (out/2004). Para as profundidades onde foram determinadas as umidades ocorrem variações sazonais, sendo a camada considerada como ativa, ou seja, o processo de umedecimento não segue o padrão de equilíbrio, segundo relata HOUSTON e HOUSTON (1997), onde não ocorre variação de umidade em uma determinada profundidade.

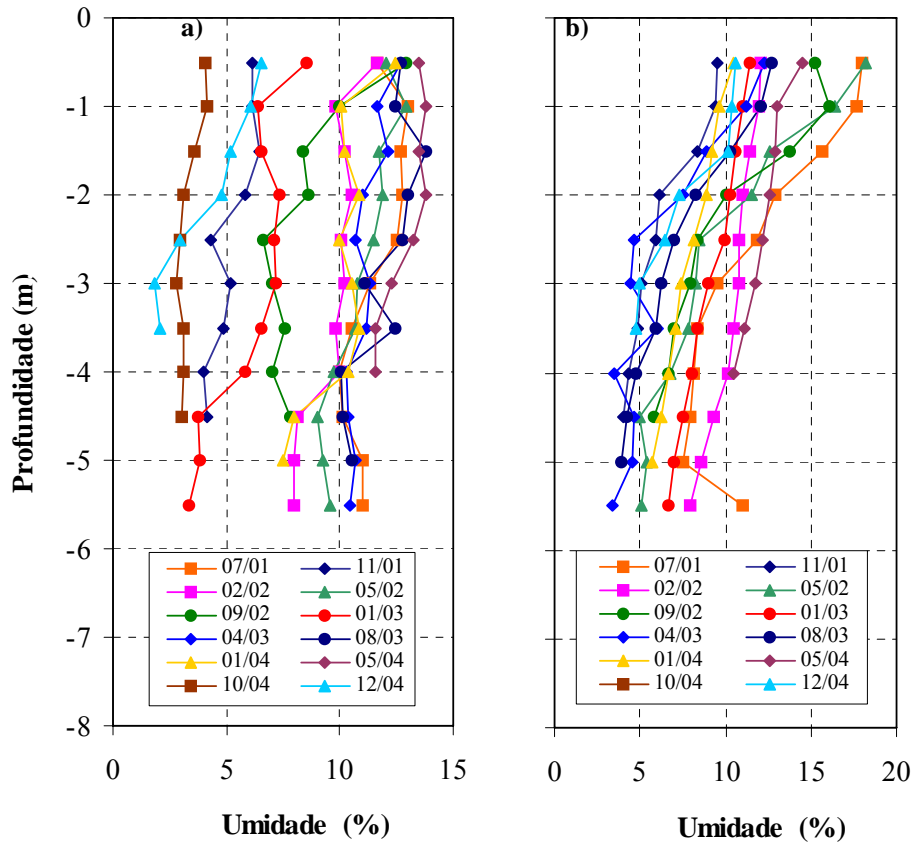


Figura V.5 – Perfis de Umidade – a) Ponto P-01(encosta central); b) Ponto P-02 (encosta sul).

Foi observado que as umidades de jan/2004 a mar/2004 apesar do período de verão, apresentaram valores mais elevados em relação aos anos anteriores, estando de acordo com os dados de chuvas fornecidos pelo LAMEP/ITEP, CAP. III(item III.3). No ponto

P-02 – encosta sul (Figura V.5b), o comportamento foi distinto do Ponto P-01, onde os perfis de umidade diminuem com a profundidade apresentando evidências que haverá convergência para uma determinada profundidade.

V.2.3 Ensaio de Condutividade hidráulica “in situ”

A avaliação da condutividade hidráulica não saturada “in situ” foi realizada a partir do ensaio com o permeâmetro Guelph, conforme descrito no CAP. IV (item IV.2.1.2). Foram realizados tanto no Ponto P-01 (encosta central), quanto no Ponto P-02 (encosta sul) 06 ensaios a cada 0,5 m atingindo 3,0 m de profundidade. Os resultados estão apresentados na Figura V.6, com a granulometria do solo referente aos ensaios realizados sem defloculante (que serão analisados mais adiante), e os índices de vazios em profundidade equivalentes aos do ensaio. Observa-se um acréscimo da condutividade hidráulica com a profundidade no Ponto P – 01 (1,5 m – Formação Barreiras), variando de $4,0 \times 10^{-6}$ m/s a $8,9 \times 10^{-6}$ m/s. Desta forma, esta areia argilosa apresenta uma condutividade hidráulica da ordem de 10^{-6} m/s, sendo classificada como de alta permeabilidade, segundo HANN et al. (2002). Esta tendência está coerente com os valores dos índices de vazios, e as características granulométricas do solo que

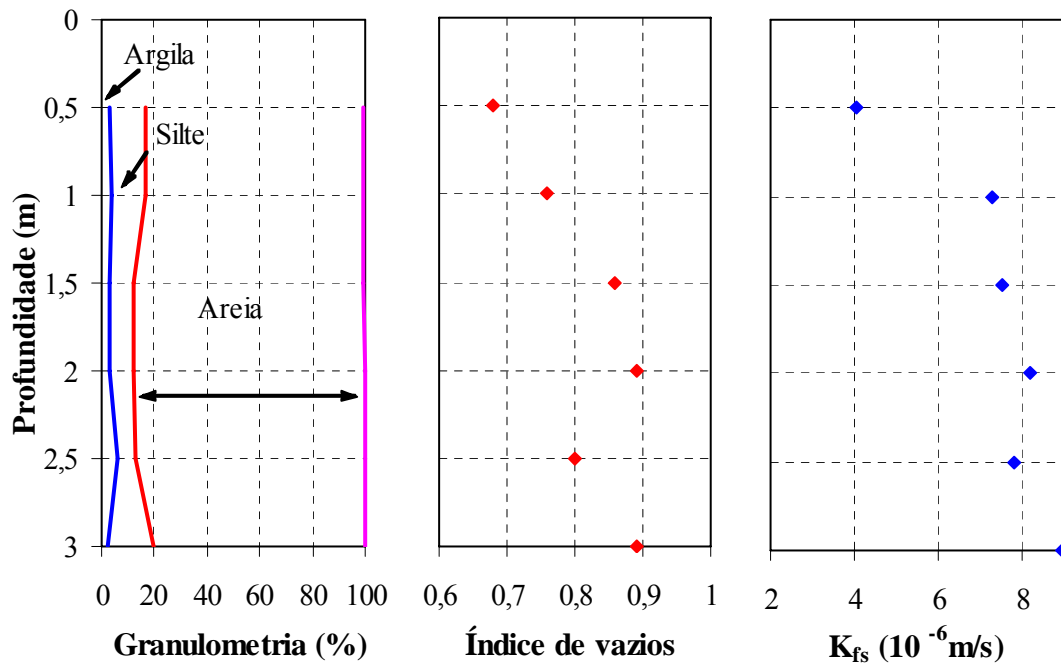


Figura V.6 – Condutividade hidráulica – Ponto P-01 (encosta central).

No ponto P-02 (Figura V.7), observa-se um acréscimo da condutividade com a profundidade de $7,2 \times 10^{-7}$ m/s (argila arenosa - 0,5m de profundidade) para $1,8 \times 10^{-6}$ m/s (areia argilosa - 1,5m de profundidade). A variabilidade dos resultados ao longo do perfil é justificada pela heterogeneidade textural, mineralógica e por concreções na superfície. Os menores valores da condutividade hidráulica nas camadas superficiais são devido ao maior teor de argila, e pela possível compactação mecânica do solo. A Tabela V.1 apresenta um resumo dos ensaios dos Pontos P-01 e P-02.

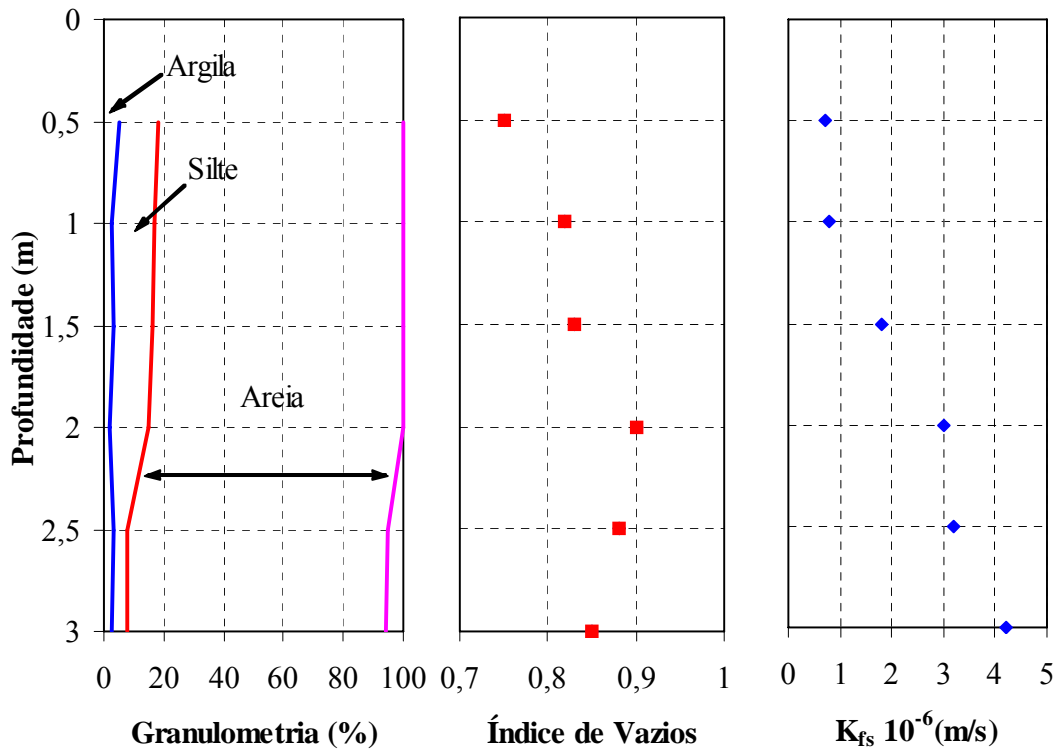


Figura V.7 – Condutividade hidráulica - Ponto P - 02 - encosta sul.

Tabela V.1 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica “in situ”

Profundidade	Ponto P – 01	Ponto P – 02
	K_{fs} (10^{-6} m/s)	K_{fs} (10^{-6} m/s)
0,5	4,0	0,72
1,0	7,3	0,78
1,5	7,5	1,8
2,0	8,2	3,0
2,5	7,8	3,2
3,0	8,9	4,2

V.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO

V.3.1 Granulometria, Limites de Atterberg e Classificação SUCS

De acordo com ALCÂNTARA (1997) a granulometria é a propriedade mais estudada na tentativa de se avaliar a erodibilidade dos solos. GUERRA (1998) e GRAY e LEISER (1989) citam a importância da textura como uma das propriedades que afetam a erosão dos solos.

MORGAN (1986) diz que as partículas menos resistentes à erosão são os siltes e as areias finas. No entanto, deve-se levar em conta que análises isoladas não são suficientes para o entendimento do processo erosivo, sendo necessário uma abordagem em conjunto com outras propriedades. Desta forma, foram realizados ensaios de análise granulométrica, com a finalidade de correlacionar estes materiais com os padrões de comportamento descritos na literatura. Os ensaios de caracterização física seguiram as metodologias da norma brasileira: NBR 7181 para granulometria; NBR 6459 para os limites de liquidez e plasticidade; NBR 6508 para o peso específico dos grãos. Foram utilizadas amostras amolgadas obtidas durante a moldagem dos blocos, para determinação da caracterização física do solo. Foram realizados também, ensaios sem o uso de defloculante.

A análise granulométrica dos solos no Ponto P-01 (encosta central) foi realizada a cada 0,5m de profundidade atingindo 5,5m de profundidade, como é mostrado na Tabela V.3. Observa-se uma variação entre areia argilosa (SC) e areia siltosa (SM) até 4,0m de profundidade, com menos de 50% passando na peneira # 200 (19% a 49%) e $IP > 7\%$, com exceção da profundidade de 3,0m que apresentou $IP = 3,8\%$. Na profundidade de 4,5 metros o solo é classificado como CL (argila de baixa plasticidade) com $IP = 22\%$. Presume-se geologicamente que haja no perfil a presença de dois tipos de formação de solos distintos: solo pertencente à Formação Barreiras até a profundidade de 4,3 m e a partir desta profundidade solo residual de granito. Nas Figuras V.8 e V.9 estão apresentadas às curvas granulométricas referentes aos ensaios realizados com o uso do defloculante. Na Figura V.8 do ponto P-01 (encosta central) as curvas granulométricas apresentam quanto à forma, um comportamento semelhante entre si, não identificando

descontinuidades ao longo do perfil. Entretanto, a curva de 4,5 m de profundidade apresenta valores mais elevados nos teores de finos, diferenciando-se das demais curvas. Os valores de Gs (2,62 a 2,68) sugerem na fração areia uma mineralogia composta predominantemente do mineral quartzo.

A análise granulométrica do Ponto P-02 (encosta sul) também foi realizada a cada 0,5m de profundidade até 6,0 m de profundidade, como é apresentado na Figura V.9. Até 1,5m de profundidade o solo foi classificado como uma argila de baixa plasticidade, com IP de 21%. Nas profundidades seguintes há uma variação entre areia argilosa e areia siltosa até 6,0 m de profundidade, onde foram identificados solos pertencentes à Formação Barreiras. Neste perfil o solo residual de granito foi identificado a 12,0 m de profundidade, sendo classificado como uma argila arenosa. Observa-se que a fração argila diminui ao longo do perfil, atingindo seu valor mais elevado a 0,5 m (50%) e seu valor mais baixo a 6 m (6,5%). É identificada a 2,5 m uma percentagem maior de pedregulho, Tabela V.3.

Nas Tabelas V.4 e V.5 estão apresentadas as composições granulométricas sem o uso de defloculante, tanto do Ponto P-01, quanto o Ponto P-02, indicando um aumento no percentual de areia e uma redução na quantidade de argila. Esta queda brusca na fração argila do ensaio sem defloculante, indica a estabilidade das microagregações desses solos em presença de água. Nota-se que nos resultados entre os perfis, os solos com o uso do defloculante apresentaram texturas diferentes, e apesar disso nas análises sem defloculante não houve variação de perfil para perfil. As diferenças registradas nas análises estariam, portanto refletindo uma alteração na estabilidade dos agregados. As curvas granulométricas realizadas sem o uso de defloculante para os Pontos P-01 e P-02 são apresentadas nas Figuras V.10 e V.11, respectivamente.

Tabela V.2 – Composição granulométrica – Ponto P-01 (encosta central) – ensaios com defloculante

Camada	Prof. (m)	Composição Granulométrica P – 01 (%)						Gs	% Pass. # 200	Consistência (%)		Atividade	Class. Unificada
		Pedreg.	Areia grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila			WL	IP		
FB	0,5	0,5	0,5	24,0	31,0	5,0	39,0	2,63	49	32,6	13,3	0,35	SC
	1,0	1,0	1,0	25,0	35,0	3,0	35,0	2,65	46	30,0	11,0	0,33	SC
	1,5	1,0	1,0	38,0	30,0	5,0	25,0	2,62	33	23,6	9,5	0,38	SC
	2,0	-	1,0	46,0	27,0	4,0	22,0	2,64	29	23,2	8,3	0,38	SC
	2,5	-	1,0	10,0	51,0	7,0	31,0	2,65	42	27,8	8,31	0,31	SC
	3,0	1,0	1,0	35,0	40,0	7,0	16,0	2,64	28	19,2	3,8	0,32	SM
	3,5	-	2,0	41,0	40,0	3,0	14,0	2,65	19	-	-	-	SM
	4,0	1,0	4,0	39,0	27,0	5,0	24,0	2,68	31	28,6	9,7	0,49	SC
SR	4,5	-	1,0	2,0	21,0	16,0	60,0	2,65	82	49	22	0,38	CL
	5,0	1,0	1,0	44,0	31,0	5,0	18,0	2,66	23	21,9	6,0	0,4	SM-SC
	5,5	4,0	4,0	34,0	35,0	3,0	20,0	2,66	24	29,6	12,8	0,67	SC

FB – solo da Formação Barreiras; SR – solo residual de granito.

Tabela V.3 – Composição granulométrica – P-02 (encosta sul) – ensaios com defloculante

Camada	Prof. (m)	Composição Granulométrica P – 02 (%)						Gs	% Pass. # 200	Consistência (%)		Atividade	Class. Unificada
		Pedreg.	Areia grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila			WL	IP		
FB	0,5	0,5	0,5	15,5	25,5	8,0	50,0	2,63	60	42,6	18,4	0,4	CL
	1,0	0,5	0,5	16,0	28,0	7,0	48,0	2,65	61	46,4	21	0,48	CL
	1,5	-	1,0	22,0	43,0	3,0	31,0	2,66	38	29,2	9,8	0,45	SC
	2,0	0,5	1,5	25,5	47,5	2,0	23,0	2,65	31	22,4	8,3	0,38	SC
	2,5	5,0	7,0	41,0	29,0	3,0	15,0	2,66	27	21,0	7,3	0,51	SC
	3,0	2,0	4,0	27,0	50,0	5,0	12,0	2,66	23	20,0	3,8	0,31	SM
	3,5	-	1,0	25,0	29,0	7,0	38,0	2,73	47	36,2	14,2	0,37	SC
	4,0	-	-	38,0	44,0	2,0	16,0	2,66	20	-	-	-	SM
	4,5	-	-	41,0	36,0	3,0	20,0	2,65	31	24,8	9,5	0,52	SC
	5,0	-	2,5	59,0	24,5	3,0	11,0	2,67	16	-	-	-	SM
	5,5	1,0	0,5	51,5	36,0	1,0	10,0	2,65	16	-	-	-	SM
6,0	-	-	53,0	40,8	1,2	5,0	2,65	8	-	-	-	SM	
SR	12,0	2,0	1,0	9,0	34,0	8,0	46,0	2,64	55	44,0	21,0	0,45	CL

FB – solo da Formação Barreiras; SR – solo residual de granito.

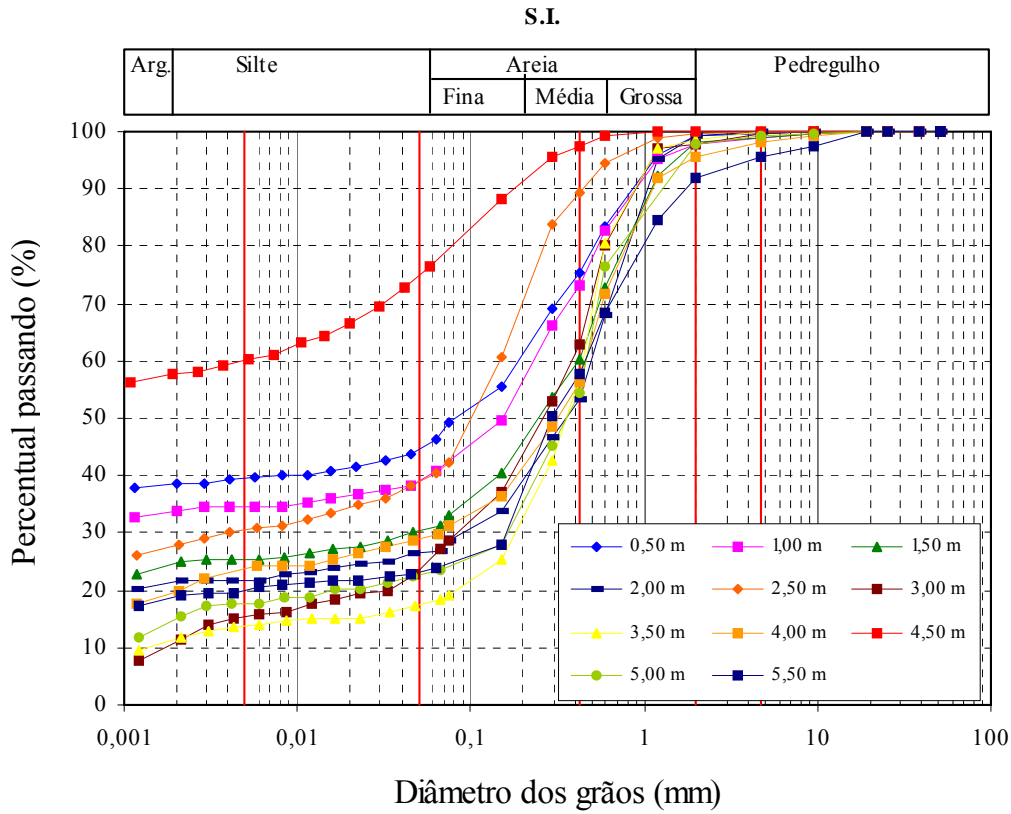


Figura V. 8 - Curvas granulométricas com defloculante – P-01 (encosta central).

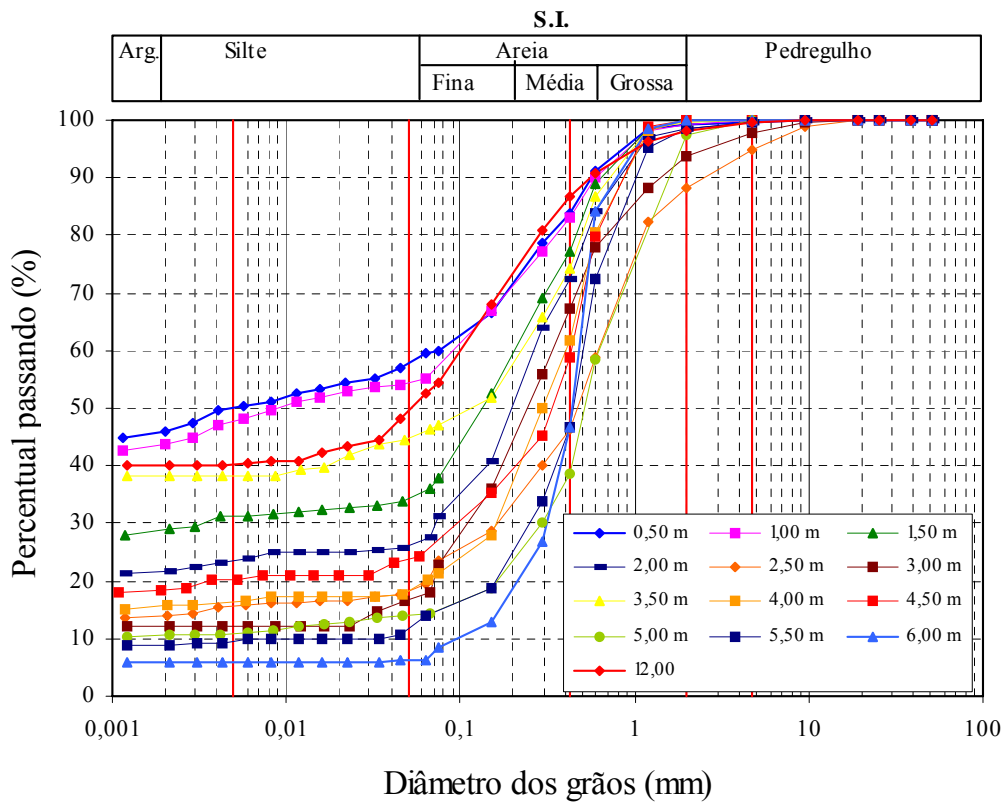


Figura V.9 - Curvas granulométricas com defloculante – P-02 (encosta sul).

Tabela IV 4 – Composição granulométrica – Pontos P-01 (encosta central) – ensaios sem defloculante

Camada	Prof. (m)	Composição Granulométrica P – 01 (%)						Gs	% Pass. # 200	Relação (Arg. SD/Arg.CD) (%)
		Pedreg.	Areia grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila			
FB	0,5	0,5	1,5	26,0	55,0	15,0	3,0	2,63	28	7,7
	1,0	1,0	2,0	28,0	52,0	13,0	4,0	2,65	46	11,4
	1,5	0,5	1,0	39,5	48,0	9,0	3,0	2,62	22	12,0
	2,0	-	1,0	40,0	47,0	9,0	3,0	2,64	13	13,6
	2,5	-	-	37,0	50,0	7,0	6,0	2,65	32	19,4
	3,0	-	2,0	40,0	38,5	17,5	2,0	2,64	26	12,5
	3,5	-	1,5	40,0	46,5	9,5	2,5	2,65	14	17,9
	4,0	2,0	3,0	38,0	36,0	17,0	4,0	2,68	30	16,7
SR	4,5	-	2,0	38,0	51,0	6,5	2,5	2,65	16	4,2
	5,0	-	2,0	47,5	39,5	8,0	3,0	2,66	19	16,7
	5,5	4,0	5,0	31,0	46,0	12,0	2,0	2,66	19	10,0

FB – solo da Formação Barreiras; SR – solo residual de granito.

Tabela IV 5 – Composição granulométrica – Pontos P-02 (encosta sul) – ensaios sem defloculante

Camada	Prof. (m)	Composição Granulométrica P – 02 (%)						Gs	% Pass. # 200	Relação (Arg. SD/Arg. CD) (%)
		Pedreg.	Areia grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila			
FB	0,5	-	6,0	30,0	45,5	13,5	5,0	2,63	50	10,0
	1,0	-	6,0	30,0	47,0	14,5	2,5	2,65	46	5,2
	1,5	-	-	23,0	61,0	13,0	3,0	2,66	33	9,7
	2,0	-	2,0	26,0	57,0	13,0	2,0	2,65	32	8,7
	2,5	5,0	7,0	40,0	40,0	5,0	3,0	2,66	17	20,0
	3,0	6,0	6,5	39,5	40,0	5,5	2,5	2,66	30	20,8
	3,5	-	-	34,0	52,0	12,0	2,0	2,73	50	5,3
	4,0	-	-	43,0	52,0	2,0	3,0	2,66	20	18,8
	4,5	-	-	36,0	56,0	5,5	2,5	2,65	19	12,5
	5,0	-	2	43,0	48,0	4,0	3,0	2,67	14	27,3
6,0	-	1	56,0	38,0	3,0	2,0	2,65	9	20,0	
SR	12,0	-	1	22,0	60,0	12,0	5,0	2,64	29	10,9

FB – solo da Formação Barreiras; SR – solo residual de granito.

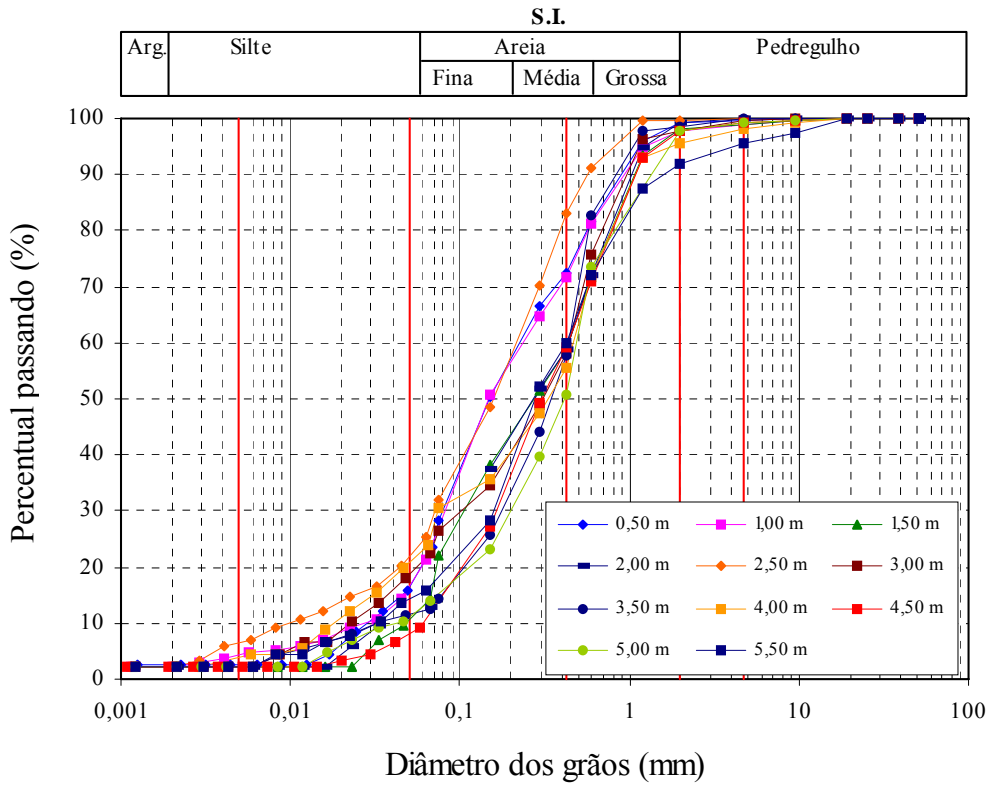


Figura V. 10 - Curvas granulométricas sem defloculante – P-01 (encosta central).

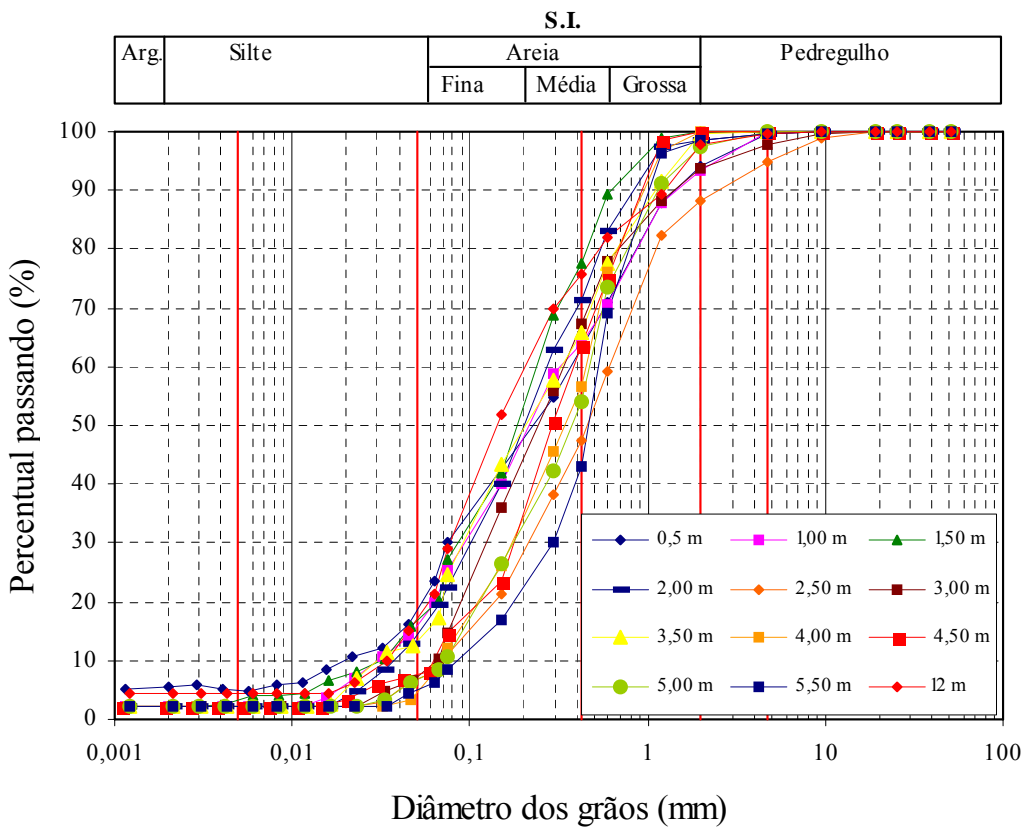


Figura V.11 - Curvas granulométricas sem defloculante – P-02 (encosta sul).

V.3.2 Índices Físicos

Durante a amostragem foram moldados corpos-de-prova em anéis edométricos, tanto no ponto P-01 (encosta central), quanto no ponto P-02 (encosta sul), a cada 0,5 m até 3,0m de profundidade, para obtenção do teor de umidade e índices físicos (peso específico, índices de vazios, grau de saturação e porosidade). A obtenção dos índices físicos pertencentes aos solos residuais de granito após os 3,0m de profundidade foram retirados dos blocos. Os índices físicos referentes às profundidades dos blocos estão apresentados na Tabela V.6, constando de peso específico natural (γ), peso específico seco (γ_d), peso específico real dos grãos (γ_g), índice de vazios (e), porosidade (n), teor de umidade (w) e grau de saturação (S).

A análise mostra que os valores de índices de vazios e porosidade dos solos são menores na superfície, aumentando nos horizontes mais profundos. Estes valores estão coerentes com os encontrados por LAFAYETTE (2000) em areias argilosas da Formação Barreiras, localizadas em Recife/PE e por BANDEIRA (2003) na cidade de Camaragibe/PE. Pode-se notar índice de vazios próximos a 1 nas camadas inferiores que são características de solos residuais tropicais. O grau de saturação é baixo, confirmando o caráter não saturado destes solos.

Tabela V.6 – Índices físicos

PONTO	Prof. (m)	γ kN/m ³	γ_d kN/m ³	γ_g kN/m ³	e	n (%)	W (%)	S (%)
P - 01 FB	1,5	16,09	14,25	26,2	0,84	46	12,94	40,46
P - 01 SR	4,5	15,50	13,92	26,5	0,90	47	11,34	33,24
P - 02 FB	1,5	16,45	14,58	26,6	0,82	45	12,82	41,41
P - 02 SR	12	15,95	13,97	26,4	0,89	47	14,18	42,21

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

V.3.3 Condutividade Hidráulica – Tri Flex 2

É bastante reconhecida no meio geotécnico a importante função que a condutividade hidráulica desempenha nos solos não saturados, devido ao crescente interesse por problemas ambientais. Todavia nos solos não saturados o coeficiente de condutividade

hidráulica varia consideravelmente de solo para solo, e existem inúmeras dificuldades para sua determinação, principalmente sobre a influência da sucção. É típico que esta variação ocorra em várias ordens de magnitude, para intervalos de sucção de interesse prático para a engenharia (0 – 1000kPa), VANAPALLI e LOBBEZO (2002). Nesta pesquisa os valores da condutividade hidráulica em laboratório foram determinados a partir do ensaio utilizando o Tri Flex 2. Foram realizados ensaios com duas repetições para cada ponto, totalizando desta maneira 08 ensaios. A saturação do corpo de prova foi obtida com aplicação de contra pressão de 100 kPa durante as primeiras 24 horas e em seguida esta pressão foi aumentada para 200 kPa. Os parâmetros adotados em todos os pontos foram: pressão confinante de 110 kPa; pressão na base de 100 kPa e pressão no topo da amostra de 50 kPa. A permeabilidade se encontra na Tabela V.7.

Tabela V.7 – Condutividade hidráulica com o Tri Flex 2

Ponto	Profundidade (m)	Condutividade hidráulica - K_{fs} (m/s)
P - 01 FB	1,5	$5,23 \times 10^{-6}$
P - 01 SR	4,5	$4,83 \times 10^{-7}$
P - 02 FB	1,5	$2,78 \times 10^{-6}$
P - 02 SR	12	$2,82 \times 10^{-7}$

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

Estes resultados estão de acordo com a ordem de grandeza encontrada nos ensaios realizados com o Permeômetro Guelph. Para os solos da Formação Barreiras, HANN et al. (2002) classifica a areia argilosa como de condutividade hidráulica alta, e a argila arenosa proveniente do solo residual de granito, a condutividade hidráulica é baixa a moderada.

V.3.4 Análise química do solo

Na análise química dos solos foram determinados ensaios de complexos sortivos, pH, análise química total e da água intersticial. A Tabela V.8 mostra que a contribuição de cada cátion no Ponto P-01 (encosta central) é pequena e diminui com a profundidade, sendo verificado um acréscimo aos 4,5 m de profundidade. No Ponto P-02 (encosta sul) há uma variação dos cátions ao longo do perfil, ou seja, diminui até os dois primeiros

metros, em seguida aumenta e volta a diminuir atingindo os maiores valores a 12,3 m de profundidade. As distribuições dos cátions com as profundidades estão apresentadas nas Figuras V.12 e V.13.

A capacidade de troca catiônica $CTC = (S + H^+ + Al^{+++})$ apresenta atividade baixa ($T < 24 \text{ cmol (+) / Kg}$) e variaram entre 2,08 a 4,68 meq/100g no Ponto P- 01 (encosta central) e 1,14 a 4,03 meq/100g no Ponto P – 02 (encosta sul), sendo típicas de argilas caulínicas. Isto também pode ser comparado com os valores de CTC da Tabela IV.2 (Capítulo IV), onde os resultados estão próximo ao limite inferior do valor de CTC, para o argilo mineral caulinita. MITCHELL (1976) descreve que os argilominerais têm valores típicos de CTC (capacidade de troca catiônica), haja vista o conhecimento da estrutura cristalina. Com base nestes valores, confirma-se que o solo é composto por argilominerais do grupo da caulinita e ilita.

A saturação de bases $V = (Na^+ + K^+ + Ca^{++} + Mg^{++}) / CTC$, indica o complexo adsorvente do solo. No ponto P – 01 (encosta central) até a profundidade de 4,5m a saturação de bases é maior ou igual a 50%, tratando-se de solo eutrófico. Na profundidade de 5,5 m esta saturação é inferior a 50%, sendo o solo classificado como distrófico (pouco ou muito pouco fértil e sem reserva de nutrientes para os vegetais). Segundo BRADY (1979) solos com porcentagem de saturação de bases que se apresentam inferiores a 80% são considerados ácidos, estando de acordo com o perfil de solo estudado. O valor da relação $100Al^{+++} / S + Al^{+++}$ cresce a partir dos 4 m de profundidade, sendo que a 5,50 m de profundidade seu valor é superior a 50%. Assim, além de ser um solo pouco fértil possui uma quantidade de alumínio em níveis tóxicos para as plantas, tratando-se de um solo álico.

Tabela V.8 – Propriedades químicas dos solos – Pontos P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul).

Ponto/ Camada		Prof. (m)	Cátions Trocáveis Meq/100g do solo						Valor S	CTC	Valor V	Saturação com		pH		M.O (%)
			Na ⁺	K ⁺	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	H ⁺	Al ⁺⁺⁺				Alumínio 100Al ⁺⁺ S + Al ⁺⁺⁺	Sódio 100Na ⁺ T	H ₂ O	KCl 1N	
P - 01	FB	0,5	0,11	0,04	1,22	1,02	1,87	0,34	2,39	4,59	52	12,45	2,4	5,3	4,2	4,65
		1,5	0,06	0,02	0,61	0,51	0,83	0,05	1,2	2,08	58	4,0	2,88	6	5,2	1,9
		4,0	0,29	0,04	0,81	0,31	1,15	0,28	1,45	2,88	50	16,18	10,07	5,2	4,5	2,65
	SR	4,5	0,29	0,05	1,22	0,81	0,99	1,32	2,37	4,68	51	35,77	6,2	4,8	3,9	1,95
		5,5	0,11	0,02	0,51	0,31	0,65	1,0	0,95	2,6	37	51,28	4,23	4,8	4,2	1,9
P - 02	FB	1,0	0,11	0,02	0,51	0,41	2,02	0,95	1,06	4,03	26	47,26	2,73	4,4	3,9	3,79
		2,0	0,06	0,02	0,31	0,31	1,23	0,2	0,69	2,2	33	22,47	2,83	4,9	4,2	2,39
		3,5	0,17	0,04	0,61	0,51	1,42	0,45	1,33	3,2	42	25,28	5,31	4,6	3,9	3,1
		4,5	0,06	0,02	0,51	0,31	1,2	0,12	0,9	2,22	41	11,76	2,7	5,2	4,3	1,72
		5,0	0,06	0,02	0,31	0,2	0,45	0,1	0,59	1,14	52	14,49	5,26	5,1	4,4	1,55
		6,0	0,06	0,02	0,41	0,31	0,34	0,1	0,79	1,23	64	11,24	4,88	5,2	4,4	1,08
	SR	12,0	0,77	0,1	0,61	0,41	0,93	0,83	1,89	3,65	5,2	30,51	21,1	4,0	3,9	2,24

FB – solo da Formação Barreiras; SR – solo residual de granito.

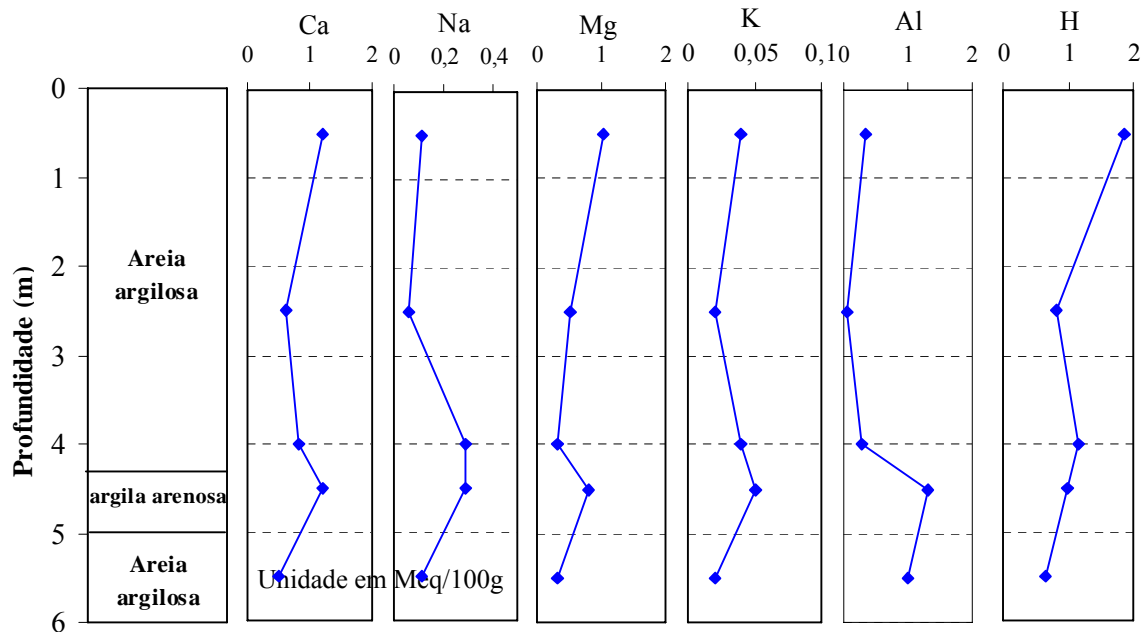


Figura V.12 – Complexos sortivos do solo – Ponto P- 01 (encosta central)

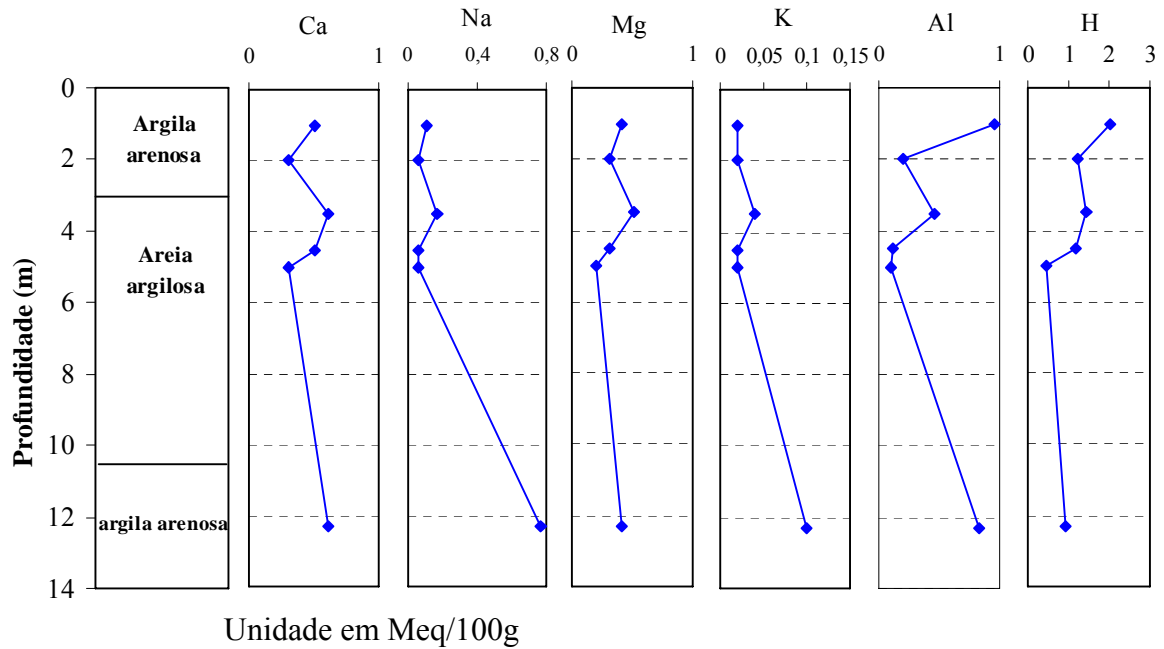


Figura V.13 – Complexos sortivos do solo – Ponto P-02 (encosta sul)

No Ponto P-02 (encosta sul) até 4,5 m de profundidade a saturação de bases é inferior a 50%, indicando que o solo é distrófico e a partir dos 5 m de profundidade sua saturação é superior a 50%, sendo o solo classificado como eutrófico. Foi observado que os valores de saturação com sódio ($100\text{Na}^+/\text{T}$) e da condutividade do extrato de saturação (< 4 mmhos/cm 25°C) são elevados para a camada de solo residual de granito. Os valores da soma dos cátions trocáveis ($\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++} + \text{Na}^+ + \text{K}^+$) são inferiores a 1,8 meq/100g, mostrando baixos teores de bases trocáveis. As amostras de 0,5m e 4,5m

(Ponto P-01) e 12,3 m (Ponto P-02) apresentaram valores de S superiores ao indicado, isto não decorre da variação mineralógica, mas da presença de uma percentagem maior de argilas nestas camadas. POLIVANOV (1998) conclui que o valor de soma de bases trocáveis é um bom índice para estudar a evolução intempérica ao longo dos perfis. Assim, pode-se dizer que em geral, os valores estão variando com a profundidade e que o solo se encontra em fase evolutiva de intemperização.

a) Matéria Orgânica

Os valores de matérias orgânicas obtidas a partir do carbono orgânico nos Pontos P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul) são baixos com menos de 3,5%, sendo considerados solos que possuem agregados instáveis, de acordo com a classificação de GREELAND et al (1975). A exceção ocorre a 0,5 m de profundidade no Ponto P-01 e a 1,0 m de profundidade no Ponto P-02 com valores de matéria orgânica de 4,65% e 3,79%, respectivamente. Entretanto os limites propostos por DE PLOEY e POESEN (1985) que é de 2% consideram as profundidades (0,5m; 4,0m) no Ponto P-01 e (1,0m; 2,0m; 3,0m e 12,3m) no Ponto P-02 como agregados estáveis. A quantidade de matéria orgânica e seu relacionamento com outras propriedades do solo, características das encostas, cobertura vegetal, erosividade da chuva e uso da terra, afetam diretamente a erodibilidade do solo, GUERRA (1991). O maior teor de matéria orgânica nos solos, leva geralmente à formação de um maior teor de agregados, que reduz a possibilidade de formação de crosta e conseqüentemente a erodibilidade dos solos.

b) Acidez do solo (pH)

O pH de um solo não representa um valor considerado constante em soluções aquosas. Além das variações que o pH pode sofrer no solo, devido à atividade biológica e o emprego de diferentes técnicas, o seu conhecimento fornece importantes indicadores à pedologia, agronomia e a mecânica dos solos. As principais variações são: efeito de sais, oxidação e redução, diluição, CO₂.

O pH foi determinado em água e em solução normal de KCl. Os resultados são apresentados na Figura V.14. A diferença entre o pH em KCl e o pH em água é dado

por $\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{água}}$. A determinação do ΔpH indica se o alumínio está com sua maior parte na forma trocável ou não trocável. O aumento dos cátions $\text{H}^+ + \text{Al}^{+++}$ trocáveis corresponde a uma diminuição do pH do solo, pois $\text{H}^+ + \text{Al}^{+++}$ são responsáveis pela acidez do solo. O pH em KCl a 1N foi menor que o pH em água no ponto P-01 até 4,0 m de profundidade e no Ponto P-02 até 7,8 m de profundidade, indicando que ocorreu cargas negativas. A partir destas profundidades o pH em KCl é maior que o pH em H_2O para os Pontos P-01 e P-02.

A indicação do ΔpH negativo constata a presença de alumínio trocáveis e predominância de minerais de argila (menos intemperizados), enquanto que no ΔpH positivo significa que está havendo excesso de cargas positivas, uma das indicações do avanço do estágio de intemperização e presença maior de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Estes perfis não se comportam dentro de estudos apresentados na literatura, isto pode ser explicado devido a forte presença de óxido de ferro no local da amostragem, que se encontram no seu estado insolúvel, causado pelas oscilações do nível freático. Os valores de pH em água destilada oscilaram de 4,0 a 6,0 e em KCl de 3,9 a 4,2, indicando solos ácidos à praticamente neutros.

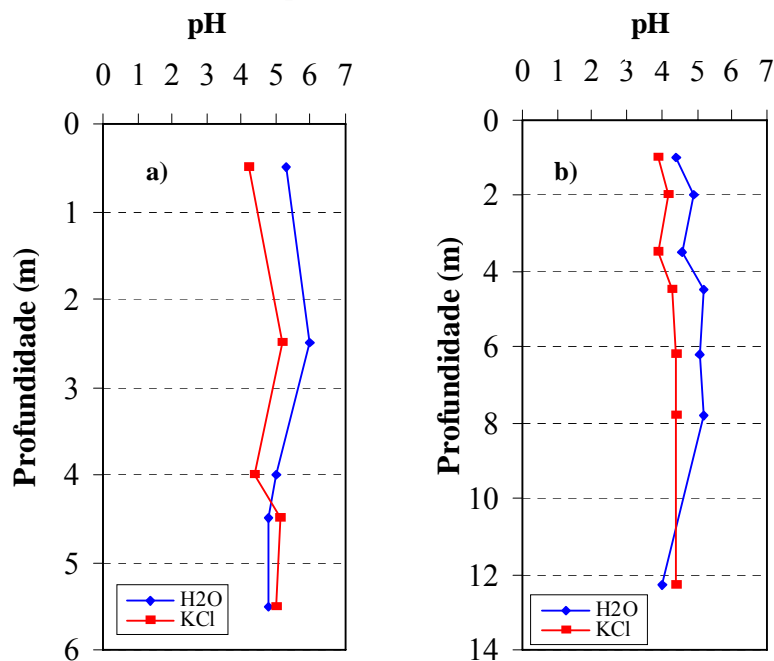


Figura V. 14 – Perfis do pH em água e em KCl - (a) Ponto P-01; (b) Ponto P-02

As Figuras V.15 e V.16 apresentam as correlações entre o teor de matéria orgânica (MO) x capacidade de troca catiônica (CTC) e os valores de $\text{pH}_{\text{água}}$ x pH_{KCl} . Verifica-se a relação diretamente proporcional entre o teor de matéria orgânica e a capacidade de troca catiônica. São solos agronomicamente fracos, com pouca matéria orgânica e baixa CTC. Essa pouca CTC é assegurada pelos teores em matéria orgânica. Quanto ao pH do solo em água aumenta com o pH medido em KCl. Cabe salientar que os resultados dos coeficientes de correlações entre as propriedades químicas foram considerados elevados (superiores a 85%).

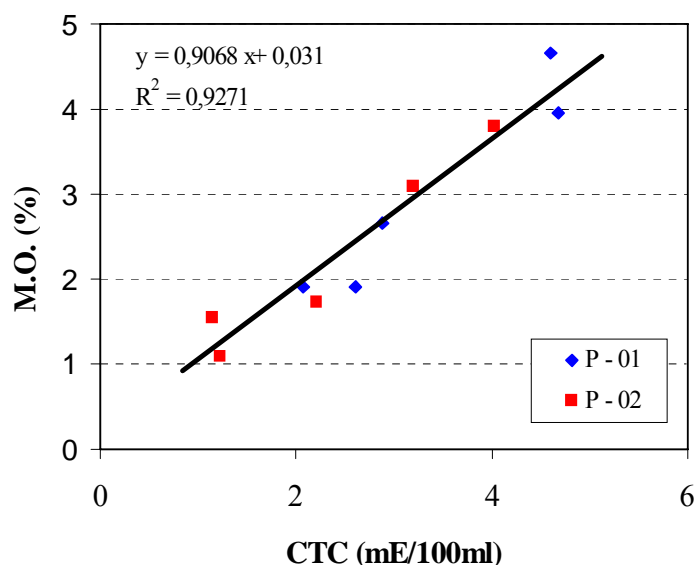


Figura V.15 – Correlação entre as propriedades químicas - CTC versus M.O.

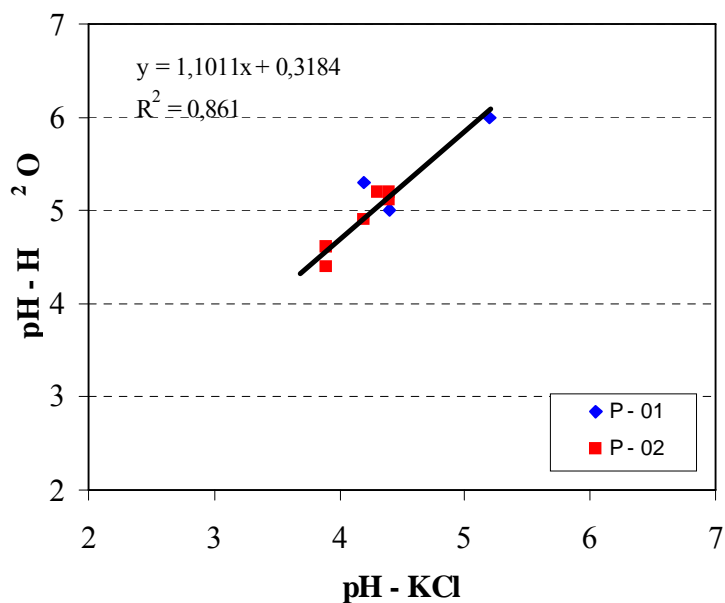


Figura V.16 – Correlação entre as propriedades químicas – pH_{KCl} versus $\text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$

A análise química total foi realizada para os elementos maiores Al, Si, Fe, Ti, Ca, Mg e K, que são os elementos mais importantes na composição do solo. Os resultados são apresentados na Tabela V.9. Também são apresentadas as relações moleculares Ki e Kr, definidas de acordo com as equações IV.11 e IV.12.

Tabela V. 9 – Óxidos e relações moleculares

Elementos maiores (%)	Pontos				
	P – 01 FB (1,5 – 1,8 m)	P – 01 SR (4,5 – 4,8 m)	P – 02 FB (1,5 – 1,8 m)	P – 02 SR (12,0 – 12,3 m)	Granito de Santo Agostinho
SiO₂	83,9	58,3	68,9	77	74,7
Al₂O₃	7,9	30,9	20	19,7	12,1
Fe₂O₃	6,7	6,05	7,2	2,3	2,2
CaO	0,04	0,07	0,07	0,02	0,06
MgO	0,03	0,06	0,04	0,0	0,16
K₂O	0,08	0,61	0,13	0,03	4,8
Na₂O	0,06	0,24	0,09	0,09	3,6
TiO₂	0,7	2,9	2,4	0,4	0,13
MnO	0,02	0,01	0,02	0,0	0,02
P₂O₅	0,2	0,21	0,14	0,03	0,01
PF	-	-	-	-	0,42
Total	99,6	99,4	98,9	99,6	98,2
Ki	18,05	3,21	5,86	6,64	10,5
Kr	11,7	2,9	4,8	6,2	9,4

Os resultados mostram que são significativos os teores de sílica ($\text{SiO}_2 > 50\%$), estando de acordo com a composição quartzosa destes solos. O perfil do solo residual de granito do Ponto P-02 chega a apresentar teores de sílica próximos a 80%. Os altos valores de Ki e Kr podem ser explicados devido à inclusão das frações areia fina e silte na análise, fora dos padrões esperados com relação à análise dos elementos maiores, somente para a fração argila.

Os teores de Na₂O presentes na composição mineralógica foram baixos, confirmando a baixa dispersibilidade destes solos. Já os teores mais elevados de K₂O, principalmente no granito é explicado pela presença do feldspato no substrato granítico de origem.

V.3.4.1 Análise química da água intersticial

Foram realizadas no Laboratório de Saneamento Ambiental da UFPE análises químicas da água intersticial, extraídas das amostras dos Pontos P-01 e P-02 e submetidas à combinação dos métodos de titulação complexométrica para Cálcio (Ca) e Magnésio (Mg) e de fotometria de chama para sódio (Na) e potássio (K). A Tabela V.10 apresenta os teores de sais dissolvidos no extrato de saturação.

Tabela V.10 - Teores de cátions e parâmetros TDS, % Na e RAS.

Pontos	Prof. (m)	Teores de sais na água intersticial				Parâmetros		
		Ca ⁺⁺ (meq/l)	Mg ⁺⁺ (meq/l)	Na ⁺ (meq/l)	K ⁺ (meq/l)	TSD (meq/l)	%Na ⁺ (%)	RAS
P-01 FB	1,5 - 1,8	0,40	0,40	1,35	0,123	2,27	59,3	2,13
P-01 SR	4,5 - 4,8	0,16	0,16	0,40	0,128	0,85	47,7	1,02
P-02 FB	1,0 - 1,3	0,32	0,40	1,02	0,074	1,82	56,2	1,70
P-02 SR	12,0 - 12,3	0,40	0,24	1,11	0,095	1,84	60,2	1,97

FB – solo da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

A partir destes dados foram calculados parâmetros, empregados na análise da dispersibilidade dos solos.

Total de sais dissolvidos (TSD)

$$\text{TSD} = \text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na} + \text{K} \quad (\text{meq/l})$$

equação V.1

Porcentagem de sódio

$$\% \text{ Na} = \frac{\text{Na}}{\text{TSD}} \cdot 100\% \quad \text{equação V.2}$$

Razão de absorção de sódio

$$\text{Índice RAS} = \frac{\text{Na}}{[(\text{Ca} + \text{Mg})/2]^{1/2}} \quad \text{equação V.3}$$

Quanto menor o teor de sódio e maior a quantidade de sais existentes na água livre do solo, menor será a susceptibilidade à dispersão da amostra de solo, SHERARD (1972). Neste caso, pode-se observar que a amostra do Ponto P-01 (FB) foi a que apresentou maior teor de sódio e susceptibilidade à dispersão. Quando a quantidade de sais dissolvidos na água livre do solo for alta poderá predominar a ação dos cátions de cálcio, magnésio e potássio, que tendem a flocular as partículas de argila. Na Figura V.17 a porcentagem de Na^+ e a soma das concentrações dos cátions Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , K^+ de todas as amostras segundo SHERARD et al. (1976), situam-se na Zona C (área questionável quanto a dispersibilidade), sendo desta forma indicado à realização de outros ensaios como o ensaio de dispersão SCS e o ensaio de Pinhole Test.

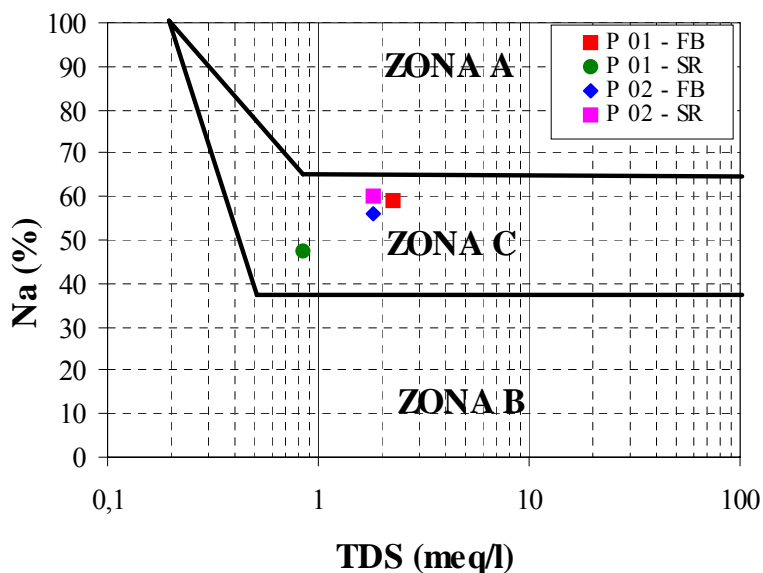


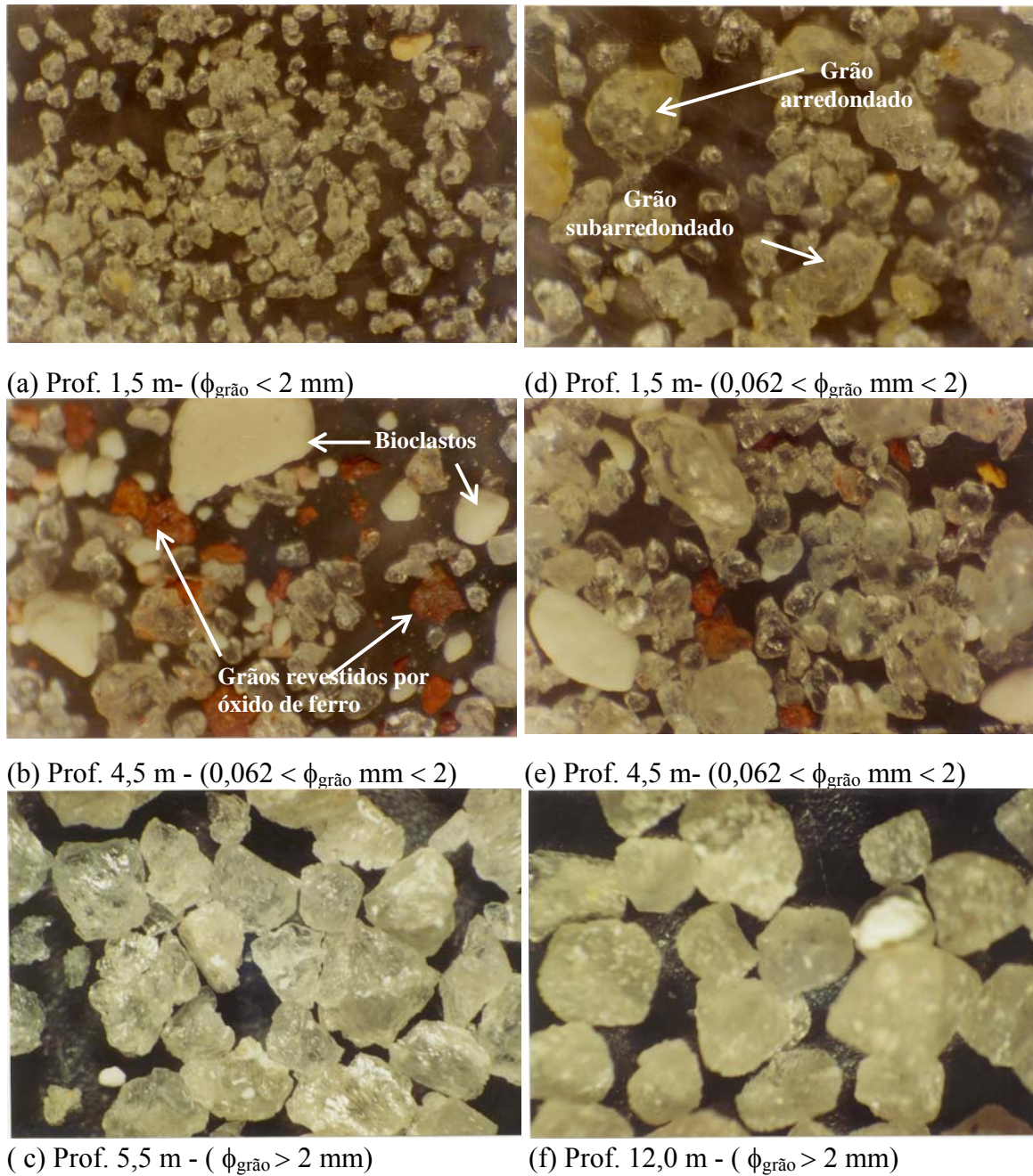
Figura V.17 – Relação entre o total de sais dissolvidos (TDS) versus o percentual de sódio (% Na), segundo SHERARD et al. (1976).

V.3.5 Análise Mineralógica

A análise mineralógica do solo foi determinada pelo difratograma de RaioX da UFPE. A mineralogia do solo está diretamente relacionada com a sua composição química e a combinação dos vários elementos, forma uma estrutura cristalina dos minerais e argilominerais. Embora, não seja ainda muito utilizada em projetos geotécnicos, a análise mineralógica pode auxiliar na interpretação dos resultados de campo e laboratório. Desta forma, a análise da mineralogia foi realizada nas frações areia, argila e silte.

V.3.5.1 Fração areia

A análise mineralógica da fração granular (areia) foi realizada qualitativamente, utilizando uma lupa binocular pertencente ao LAGESE (Laboratório de Geologia Sedimentar). Segundo VALENÇA (2003) a fração granular nos dois pontos (P-01 e P-02) é composta por grãos mal selecionados e subarredondados (grãos com várias dimensões), onde predomina o quartzo sendo alguns revestidos por películas de óxido de ferro, com uma tonalidade avermelhada, decorrentes provavelmente da alteração dos minerais opacos, como mostra a Figura V.18. Na fração areia grossa e pedregulho ($\phi_{\text{grão}} > 2\text{mm}$), o formato dos grãos varia de subarredondados a subangulosos. A forma arredondada dos grãos é um indício que o processo de eluviação ocorreu em um material transportado.



(a)

(b)

Figura V.18 – Análise mineralógica da fração areia realizada por lupa binocular – (a) Ponto P-01; (b) Ponto P-02.

Quanto ao granito de Santo Agostinho corresponde à superfície de maior área aflorante. Predominam rochas equigranulares, textura média a grossa e coloração cinza esbranquiçada a rósea. A mineralogia essencial é representada por feldspato, ortoclásio, plagioclásio e quartzo, perfazendo mais de 90% do conjunto de minerais, enquanto que

as fases máficas variam entre 0,4 e 10%. NASCIMENTO (2003) apresenta na Figura V.19 a síntese de um estudo petrográfico com amostras do Granito de Santo Agostinho.

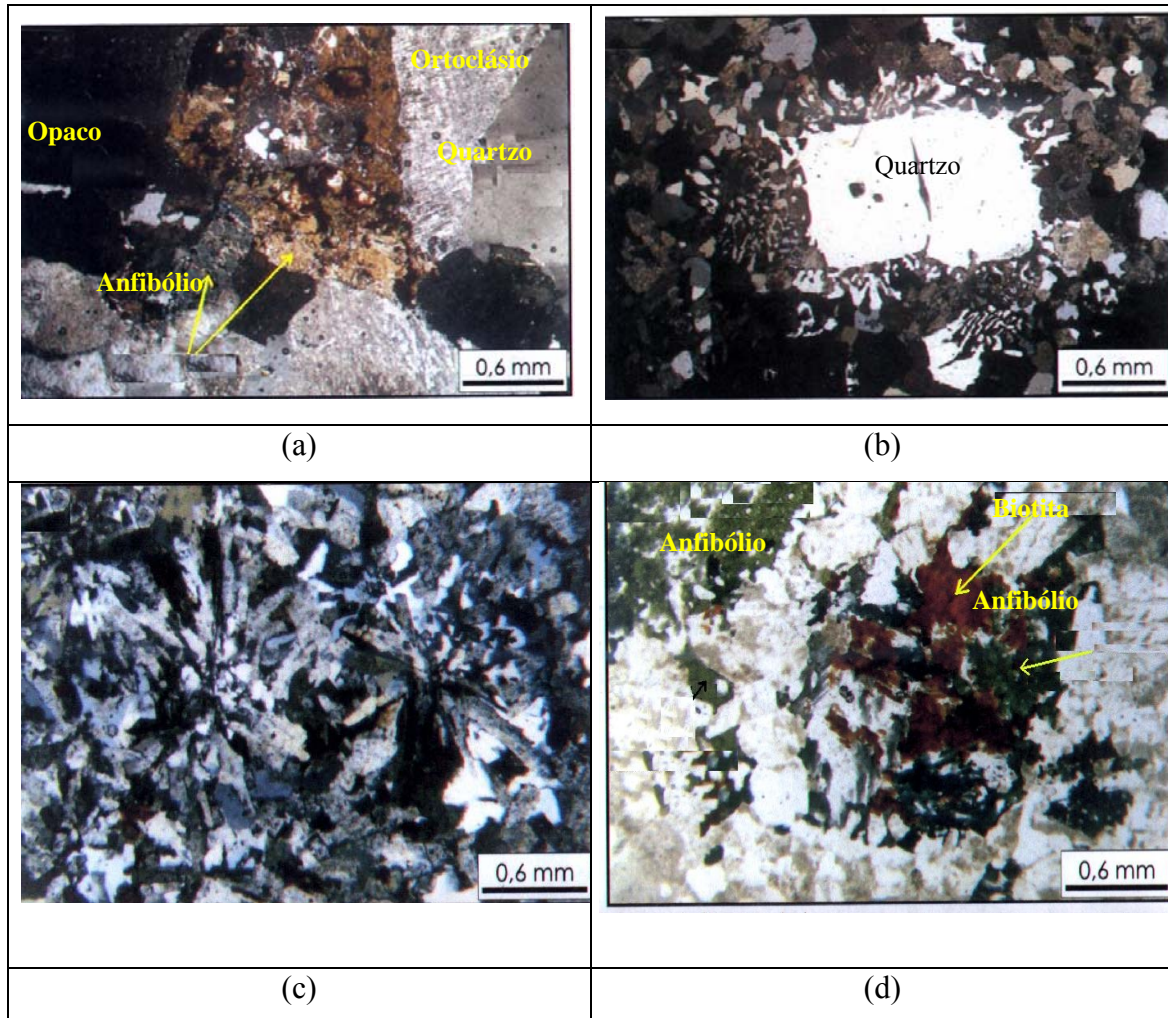


Figura V.19 – Feições microscópicas do Granito de Santo Agostinho, NASCIMENTO (2003).

O mineral máfico principal é o anfibólio Figura V.19a, que pode atingir até 4,1%, ocorrendo ainda como acessórios opacos. Nos ortoclásios predominam grãos subédricos com até 0,5 mm de tamanho, encontrando-se frequentemente sericitizados em graus variados. As Figuras V.19b e V.19c apresentam textura gronofírica, representada principalmente pelos tipos franja radial e esferulítica. Esta é uma textura formada pelo intercrescimento simultâneo de quartzo, que juntamente com as cavidades vistas em campo confirmam o posicionamento hipabissal.

O quartzo se apresenta em cristais anédricos ou subédricos (seções hexagonais, prismáticas ou bi-terminadas) de tamanho inferior a 0,3 mm com forma globular. O anfíbólio é o mineral mais importante, ocorrendo como cristais alongados e /ou aglomerados em pequenos cristais anédricos e subédricos, sempre menor que 0,5 mm com é mostrado na Figura V.19d.

V.3.5.2 Fração fina (silte e argila)

A análise mineralógica da fração silte e da fração argila foi realizada através de difração de raio X no Laboratório de Engenharia de Minas da UFPE. As lâminas foram submetidas aos tratamentos de saturação com magnésio e glicerol, saturação com potássio, e secas a 25°C, saturação com potássio e aquecida a 550°C. As lâminas da fração silte receberam o tratamento com potássio e glicerol.

As análises foram realizadas nas amostras correspondentes aos Pontos P-01 (1,5m – Formação Barreiras e 4,5m – solo residual de granito) e P-02 (1,5 m – Formação Barreiras e 12,3 m – solo residual de granito). A qualificação dos minerais presentes no solo foi realizada a partir da análise dos difratogramas de Raio X no Departamento de Tecnologia Mineral da UFPE, com a ajuda do professor Eldemar Menor, sendo apresentadas na Tabela V.11. Na análise foi constatada quase 100% de caulinita com presença de traços de muscovita:

Tabela V.11 – Análise estequiométrica dos minerais.

Minerais	Pontos			
	P – 01 FB (1,5 – 1,8 m)	P – 01 SR (4,5 – 4,8 m)	P – 02 FB (1,5 – 1,8 m)	P – 02 SR (12,0 – 12,3 m)
Argila (%)	21,3	68,6	54	53
Quartzo(%)	69,7	32,7	45,5	53,9
Total (%)	91,0	101,3	99,5	106,9

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

Considerando a presença de caulinita e sua formulação teórica, um simples cálculo estequiométrico permite calcular a participação desse argilomineral nos materiais estudados. Nesse caso:

$$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2,7 = \% \text{ caulinita} \quad \text{equação V.4}$$

$$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 1,17 = \% \text{ SiO}_2 \text{ caulinita} \quad \text{equação V.5}$$

$$\text{SiO}_2 \text{ total} - \text{SiO}_2 \text{ argila} = \text{SiO}_2 \text{ livre (quartzo)} \quad \text{equação V.6}$$

Embora com resultados semi-totais fica bem claro, que o ponto P-01 tem um perfil que em profundidade, ocorre uma fácies bastante quartzosa. Na superfície e no horizonte mais profundo os teores de quartzo são notoriamente mais altos, caracterizando materiais mais arenosos. No ponto P-02, percebe-se que o solo se torna mais arenoso (quartzoso) em profundidade. O solo residual de granito é marcado pelo retorno de forte participação em argilominerais. O diagrama Al_2O_3 x Na_2O separa bem as características geoquímicas dos solos graníticos, em relação aos solos da Formação Barreiras, como mostra a Figura V.20.

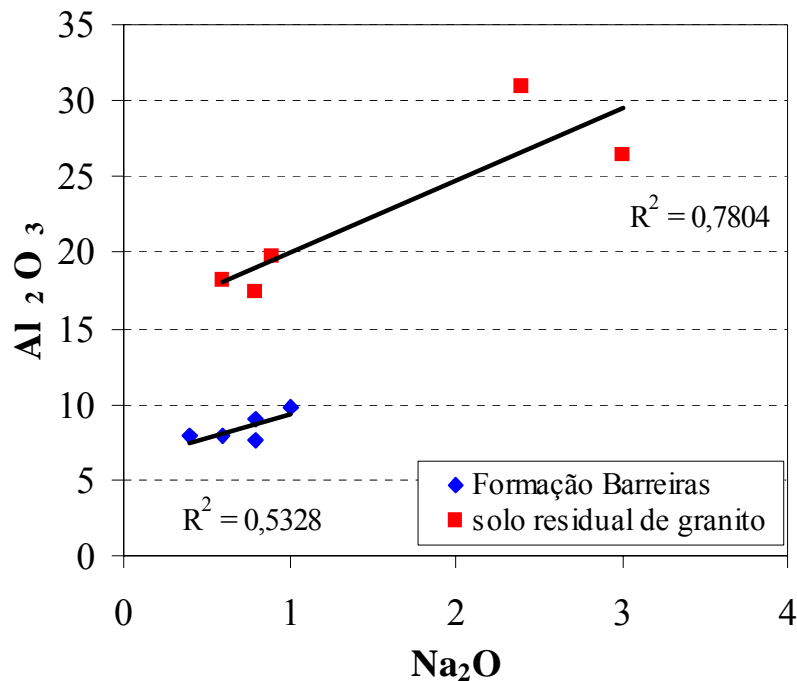


Figura V.20 – Relação entre Na_2O versus Al_2O_3 .

Os solos graníticos são mais aluminosos porque estão “in situ”, e dizem respeito a uma composição mineralógica mais homogênea, além disso, seus valores em Na_2O são destacadamente maiores (nódulos de feldspatos sódicos não totalmente intemperizados). Já no caso dos solos da Formação Barreiras são constituídos por acumulação sedimentar heterogênea, sobretudo com aportes terrígenos alóctones. Disso resulta uma composição menos aluminosa, e em contraposição podem conter mais quartzo. Seus solos quando a alteração supergênica é mais forte (clima chuvoso) tendem a sofrer remoção de argilominerais, que são carregados mais facilmente pelo escoamento superficial, acarretando maior susceptibilidade ao processo erosivo.

Os difratogramas de Raio X das frações argila e silte são apresentados nas Figuras V.21 a V.28. Na fração silte foi constatada a presença da caulinita. O pico intenso da caulinita (7,20 Å - 3,53 Å) indica o predomínio isolado desse argilomineral nessa fração, e o seu bom grau de cristalinidade. Na fração argila o argilomineral dominante continua sendo a caulinita, porém foram constatados resquícios de um mineral a 10,1 Å, aqui interpretado como muscovita, observável como micropalhetas, com auxílio de lupa.

(C) Caulinita

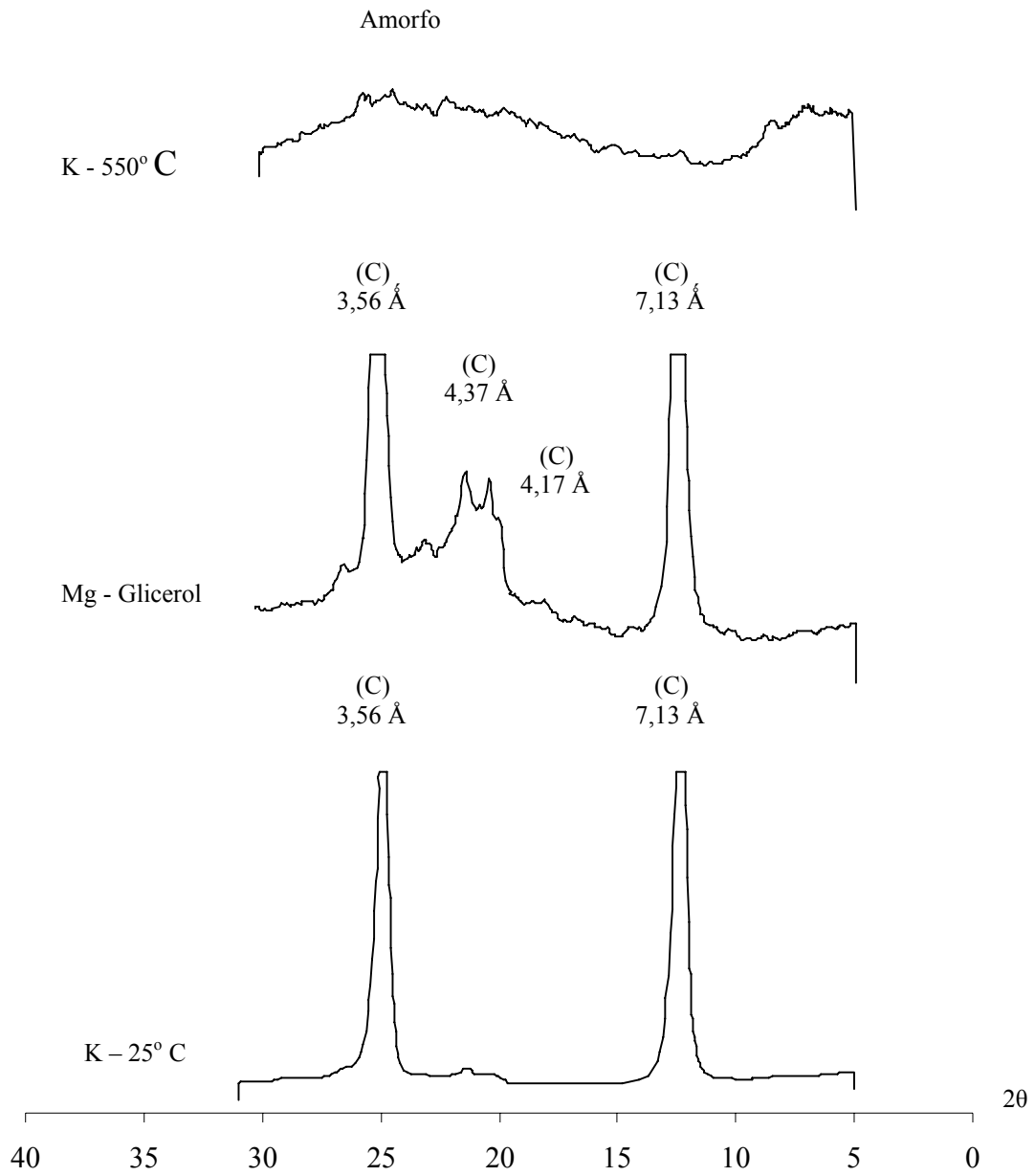


Figura V. 21 – Difratoograma de Raio X da fração argila P-01 FB -1,5 m.

(C) Caulinita

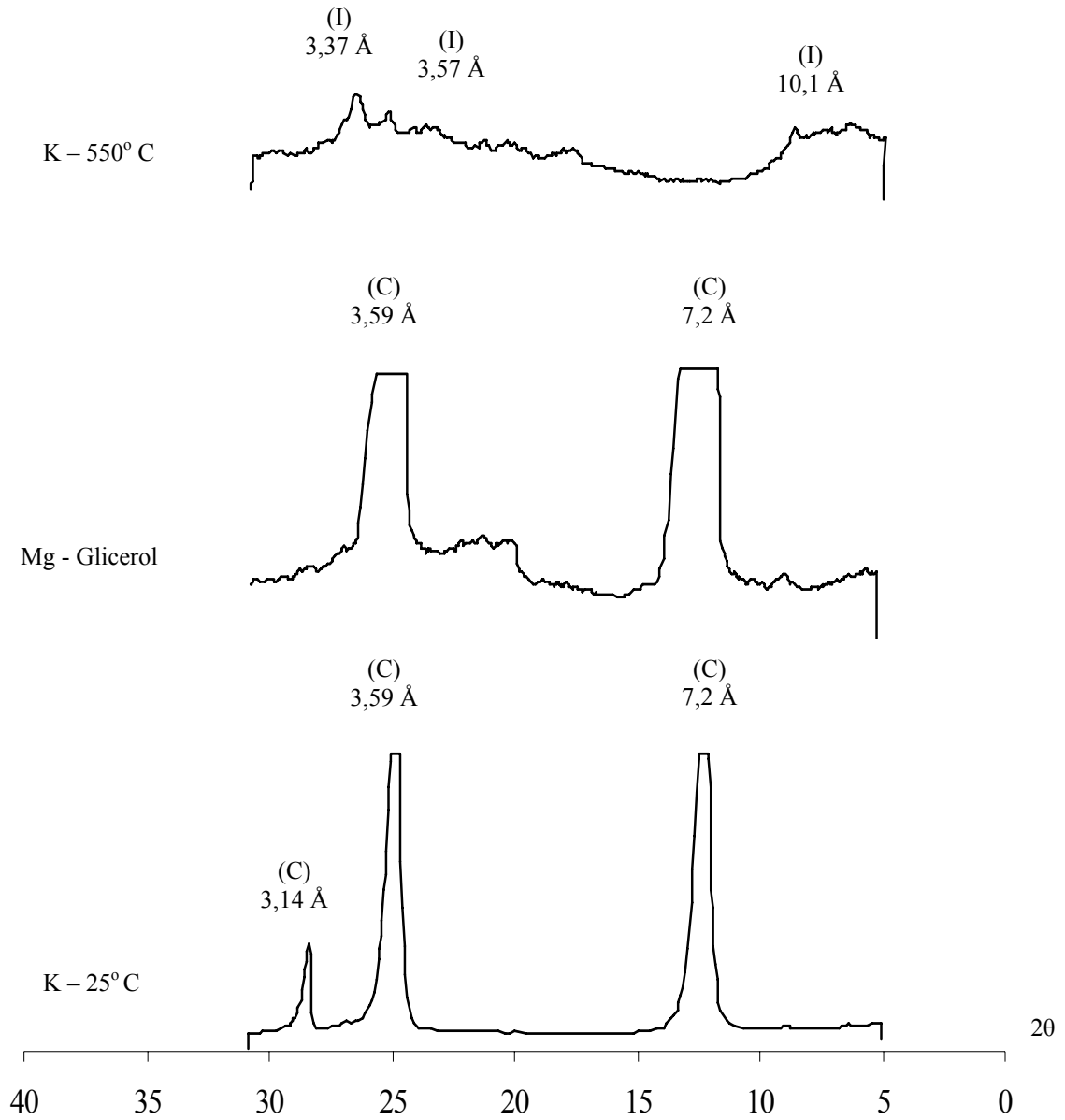


Figura V.22 – Difratoograma de Raio X da fração argila P-01 SR – 4,5 m.

(C) – Caulinita

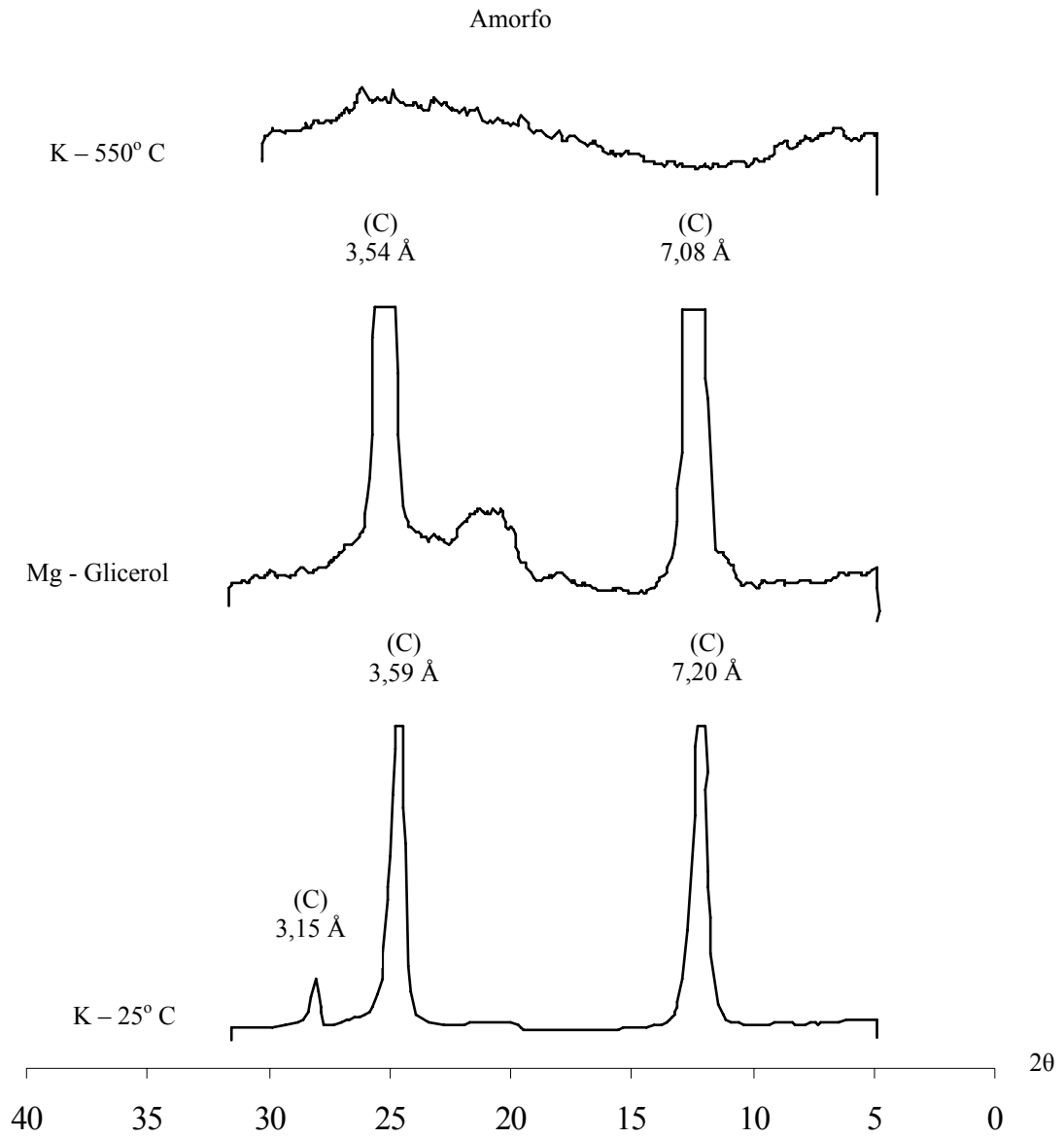


Figura V.23 – Difratoograma de Raio X da fração argila P-02 FB –1,5 m.

(C) – Caulinita

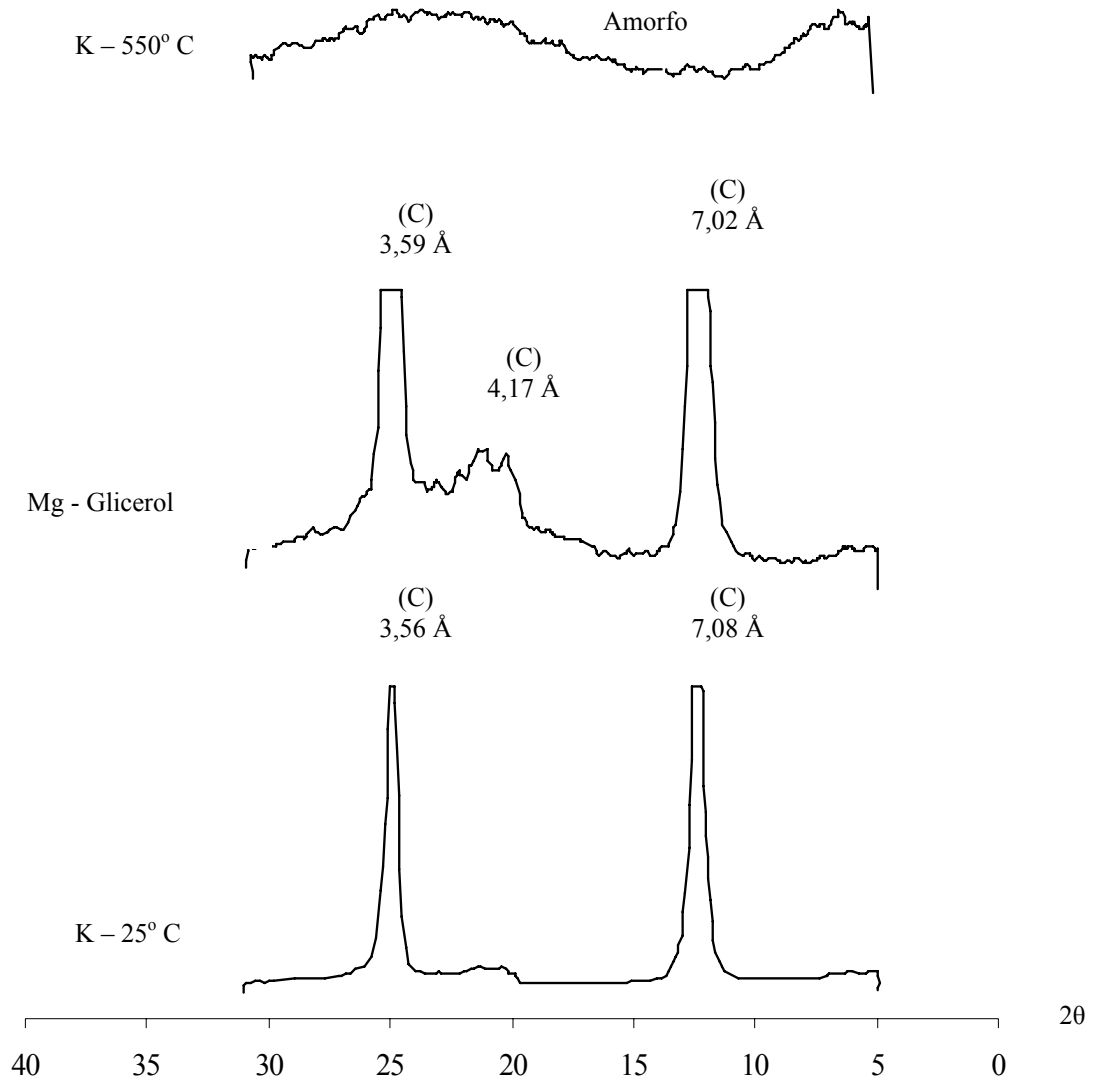


Figura V.24 – Difratoograma de Raio X da fração argila P-02 SR -12,0 m.

(C) – Caulinita
 (I) – Ilita
 (Qz) - Quartzo

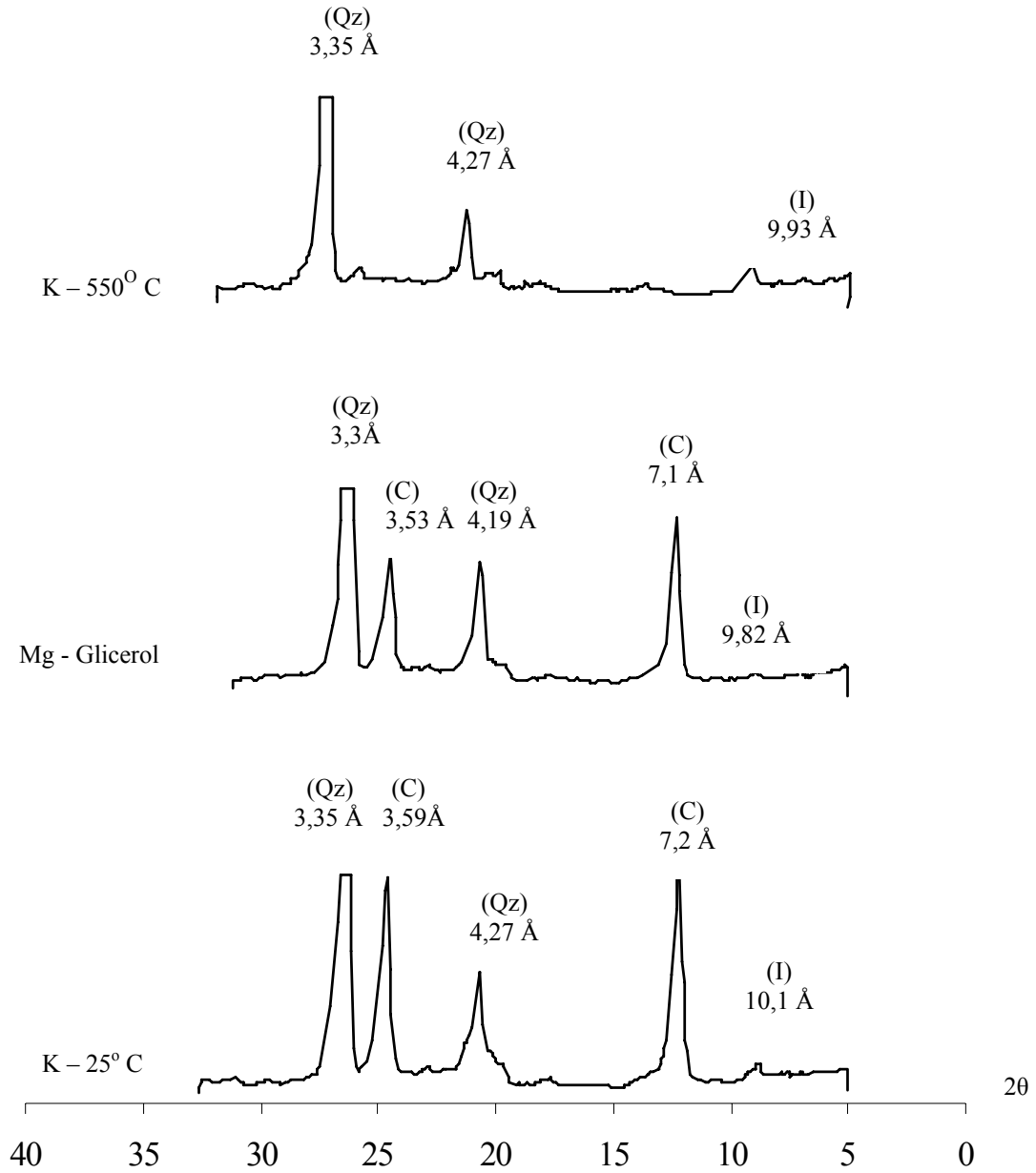


Figura V.25 – Difratoograma de Raio X da fração silte P-01 FB -1,5 m.

(C) Caulinita
 (I) Ilita
 (Qz) Quartzo

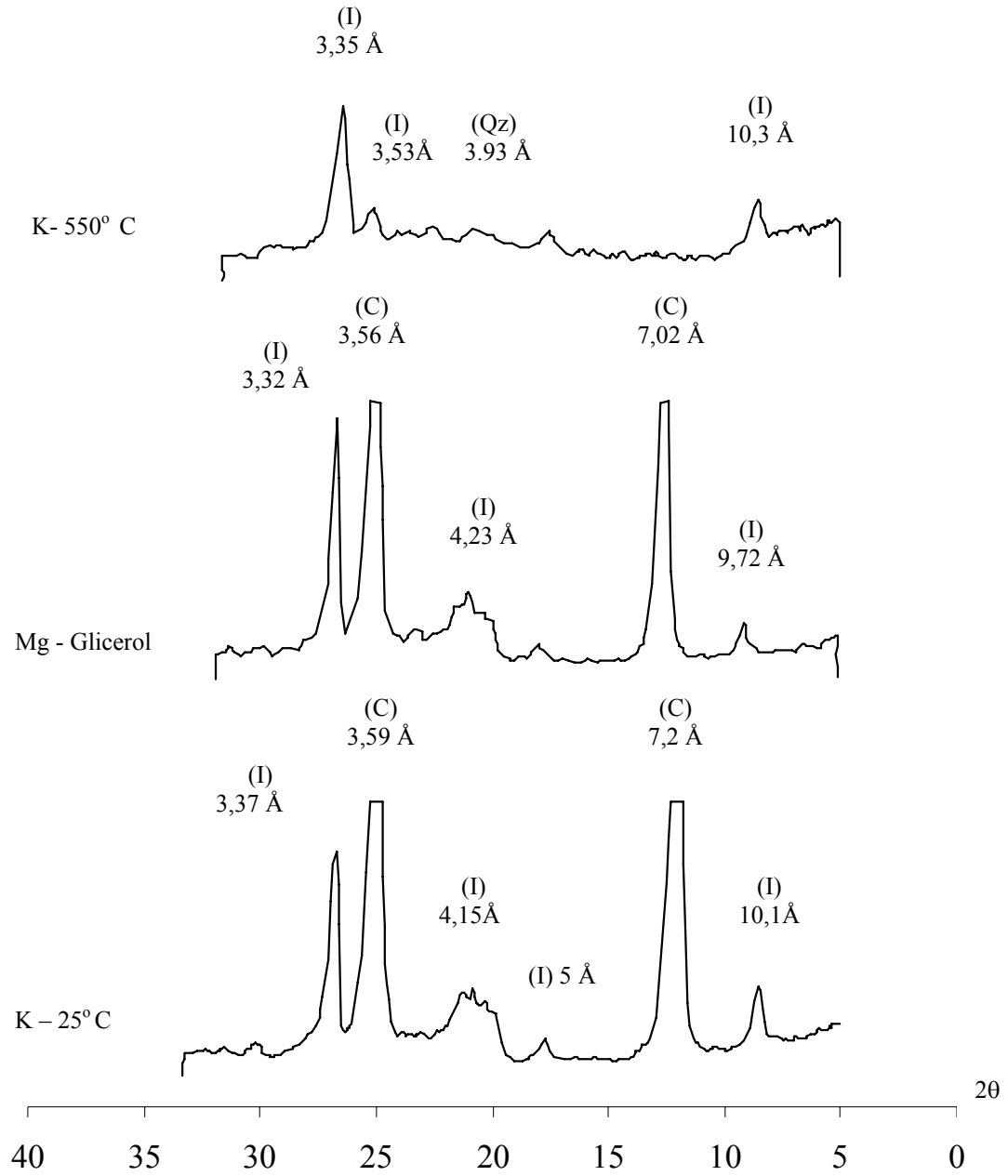


Figura V.26 – Difratoograma de Raio X da fração silte P-01 SR – 4,5 m.

(C) – Caulinita
 (I) – Ilita
 (Qz) - Quartzo

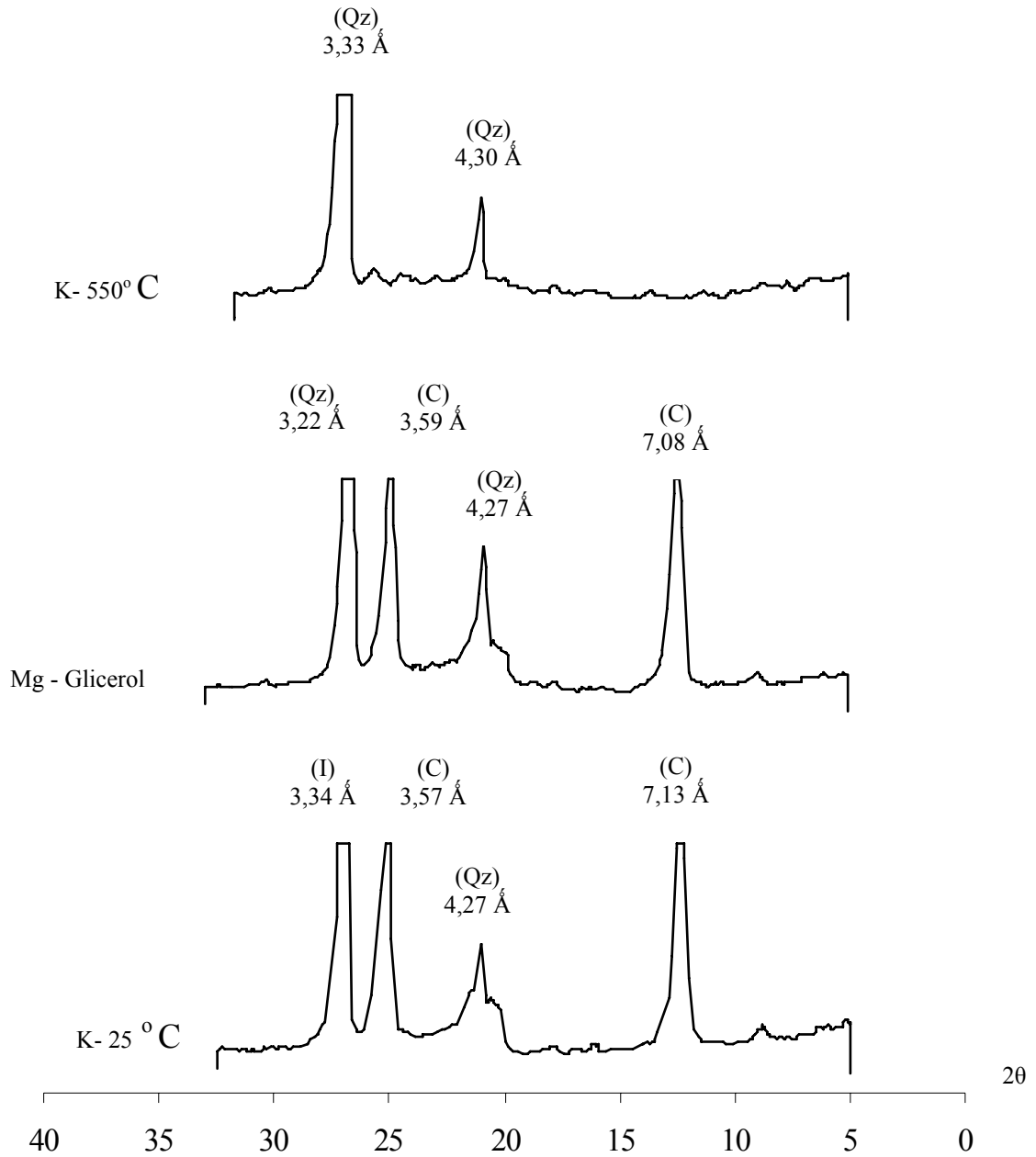


Figura V.27 – Difratoograma de Raio X da fração silte P-02 FB – 1,5 m.

(C) - Caulinita
 (I) - Ilita
 (Qz) - Quartzo

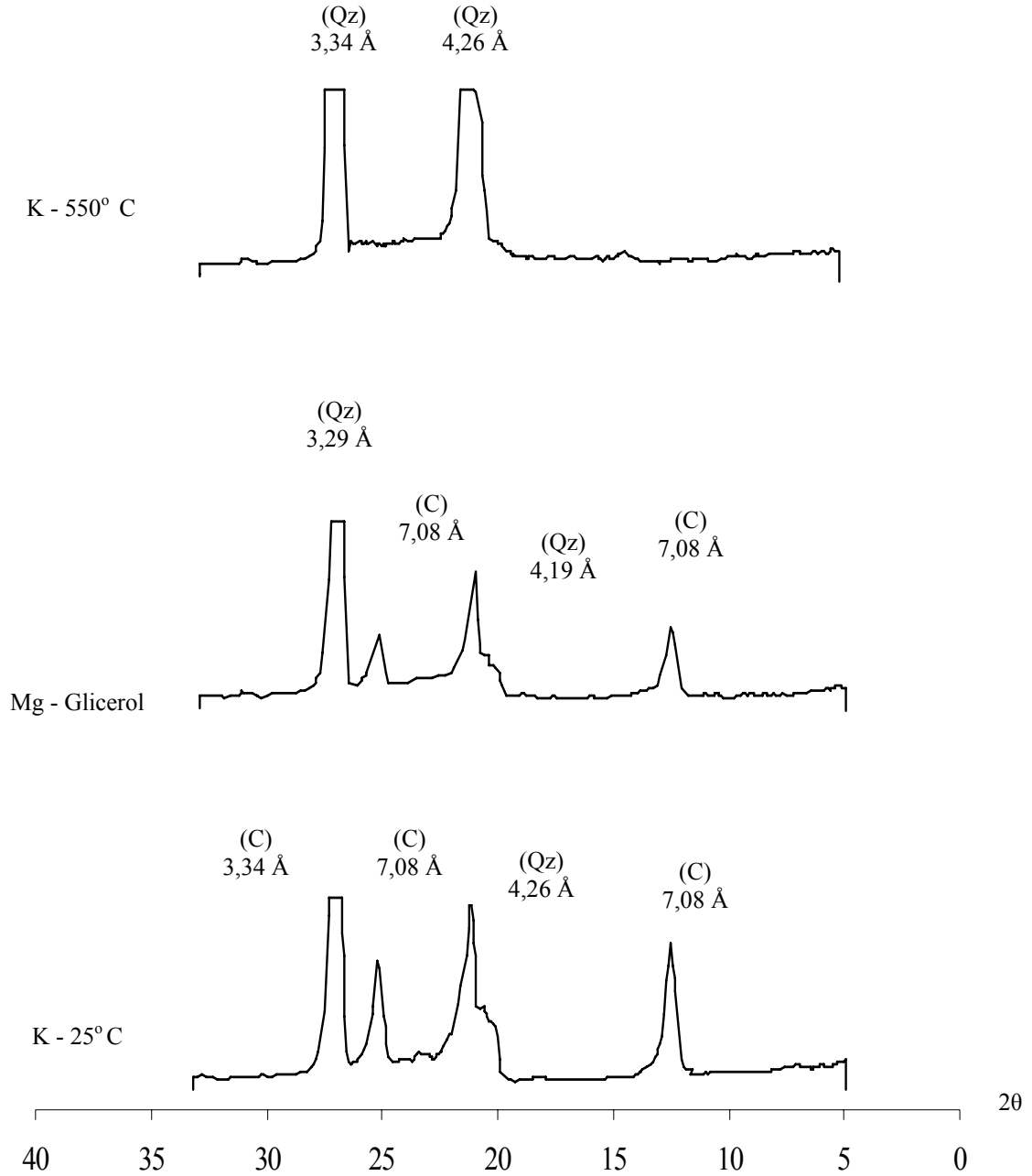


Figura V.28 – Difratoograma de Raio X da fração silte P-02 SR -12,0 m.

V.3.6 Análise microestrutural do solo

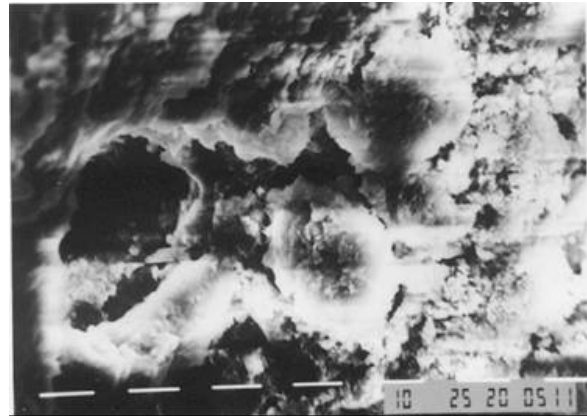
A análise da microestrutura do solo em sistemas susceptíveis a erosão pode ajudar muito na compreensão de certos comportamentos e na busca de soluções. O primeiro trataria da explicação do comportamento e funcionamento tal como os sistemas se encontram, e o segundo trataria mais da busca de padrões desejáveis de microestruturas, que pudessem garantir maior vida útil às obras de controle de engenharia, ou de conservação do solo. Por enquanto, as microestruturas têm servido, como importante auxílio na compreensão do comportamento e funcionamento dos sistemas pedológicos, e como forte aliada de outros indicadores, utilizados há bastante tempo nos estudos de erosão.

A análise da microestrutura do solo foi realizada por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV), e sua interpretação foi realizada com a ajuda do professor Sílvio Romero Ferreira do DEC/UFPE. Na Figura V.29 estão os resultados dos Pontos P-01 (1,5m – Formação Barreiras e 4,5m – Solo residual de granito) e P-02 (1,5m – Formação Barreiras e 12,0 m – solo residual de granito).

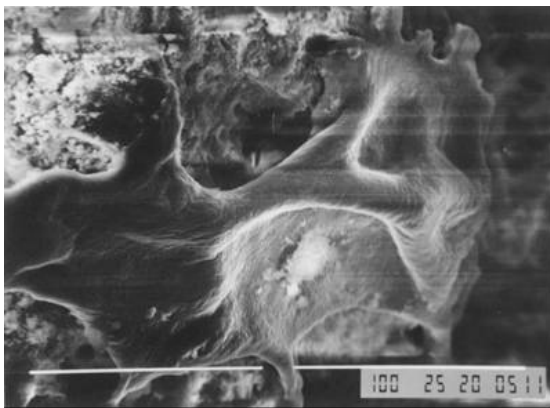
Na Figura V.29a e V.29b a estrutura do solo é caracterizada por grãos de quartzo, que se encontram revestidos de forma parcial ou total de material fino (argila e óxido de ferro). Trata-se de uma matriz potencialmente fina, com grãos mal selecionados (subarredondados e arredondados). Identificam-se alguns empacotamentos simples, onde os grãos se conectam diretamente. Na Figura V.29c e V.29d são observadas pontes de argila, microagregados e microporos que determinam na estrutura um aspecto de fragilidade.



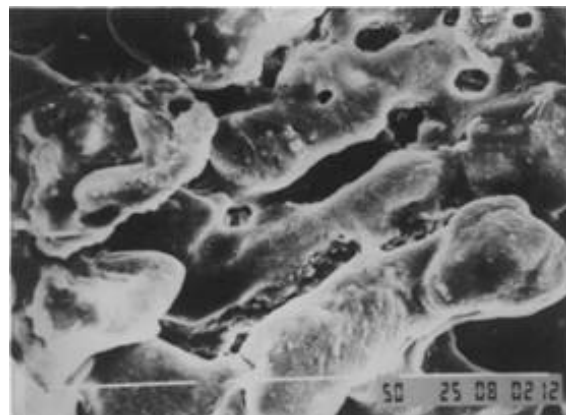
a) P – 01 FB (1,5 m – aumento 800x)



b) P – 01 SR (4,5 m – aumento 1000x)



c) P – 02 FB (1,5 m – aumento 470x)



d) P – 02 SR (12,0 m – aumento de 600x)

Figura V. 29 – Resultados da microscopia eletrônica de varredura (MEV)

V.3.7 Análise pela Metodologia MCT

A técnica permite avaliar propriedades fundamentais dos solos associados à contração, permeabilidade, expansão, coeficiente de penetração d'água, coesão, capacidade de suporte, utilizando corpos de prova de dimensões reduzidas. Além desta classificação são aplicados aos solos estudados, os critérios estabelecidos por VERTAMATTI E ARAÚJO (1998). Na classificação MCT as amostras de solo P-01 FB e P-02 FB (1,5 m - Formação Barreiras) foram enquadradas no grupo NA', como apresentado na Figura V.30. São solos areno argilosos, pouco plásticos, com finos não lateríticos; infiltrabilidade e permeabilidades baixas a médias; possuem superfícies expostas com resistência variável, podendo desagregar ou liquefazer sob a ação de água corrente e erodibilidade difícil de ser prevista pela classificação MCT. As amostras de solo P - 01 SR (4,5m – solo residual de granito) e P - 02 SR (12,0 m – solo residual de granito)

foram classificadas como NS' (solo não laterítico de comportamento siltoso). Contém finos pouco coesivos e pouco plásticos, permeabilidade e infiltrabilidade médias e variável estabilidade de agregados.

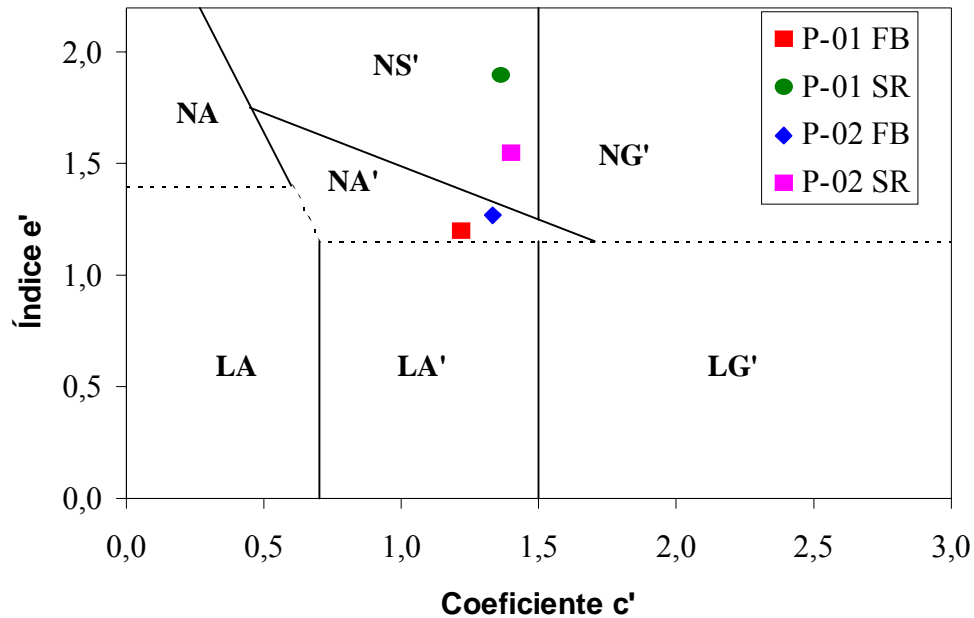


Figura V.30 – Classificação dos solos - Metodologia MCT.

V.3.8 Curvas Características

Uma importante relação para interpretar a resposta de um solo não saturado é a curva característica. Ela representa a forma com que a permeabilidade, a resistência ao cisalhamento, e as deformações volumétricas se comportam sob a variação de sucção, obtidas através de trajetórias de umedecimento e secagem, VANAPALLI et al. (1996). Na atual pesquisa as curvas características dos solos foram obtidas pelos métodos de Haines, Papel Filtro e Câmara de Pressão de Richards. Na Tabela V.12 estão apresentadas às condições iniciais de cada corpo de prova, e as umidades gravimétricas (w_s) e volumétricas (θ_s). Nas Figuras V.31 e V.32 estão apresentadas às curvas características (secagem e umedecimento), referentes às amostras dos Pontos P-01 e P-02 a 1,5 m de profundidade, pertencentes à Formação Barreiras.

A forma das curvas é típica de solos arenosos (Figura II.17- CÁP.II). Há um trecho inicial, onde se observa grande variação na umidade com pequena variação na sucção,

seguido por outro trecho, onde pequenas variações de umidade ocorrem com o aumento de sucção. A intersecção destes dois trechos caracteriza a umidade residual.

Tabela V.12 – Índices físicos das amostras para determinações das curvas características

Prof (m)	w _o (%)	γ _o (kN/m ³)	e _o	S _o (%)	Umidade de Saturação	
					Ws (%)	θ _s (%)
1,5-1,8	12,97	14,30	0,83	40,86	31,67	45,33
P 01 (FB)	12,89	14,51	0,81	41,95	30,92	44,75
4,5-4,8	11,46	13,97	0,90	33,81	33,96	47,36
P 01 (SR)	11,69	13,90	0,91	34,20	34,33	47,64
1,5-1,8	12,30	14,73	0,81	40,60	30,45	44,75
P 02 (FB)	12,77	14,63	0,82	41,76	30,82	45,05
12-12,3	14,91	13,95	0,89	44,13	33,71	47,09
P 02 (SR)	14,81	13,91	0,90	43,55	34,09	47,36

FB- solos da Formação Barreiras; SR- solo residual de granito

Os pontos das curvas durante o processo de umedecimento e secagem se apresentaram muito próximos, ficando difícil de identificar o efeito da histerese. Diferentes hipóteses têm sido formuladas para explicar a histerese das curvas características, entretanto a mais conhecida é baseada nas diferenças dos tamanhos dos poros do solo, ROJAS (2002) em que os poros grandes e pequenos são interconectados, tanto durante a secagem quanto no umedecimento. Este processo pode ser interrompido pelos poros, influenciando nos valores de sucção.

CAMAPUM de CARVALHO e LEROUEIL (2000) observaram a importância da distribuição dos poros e o índice de vazios na definição das curvas características do solo, propondo que a mesma seja transformada em relação ao índice de vazios. Segundo os autores, a transformação da curva característica facilita a análise dos solos não saturados, porque leva em conta a dimensão dos poros, que geralmente não é homogênea para os solos tropicais. Neste caso em cada ponto da curva, as medidas em pF são multiplicadas pelos respectivos índices de vazios, retirando a influência deste na curva característica.

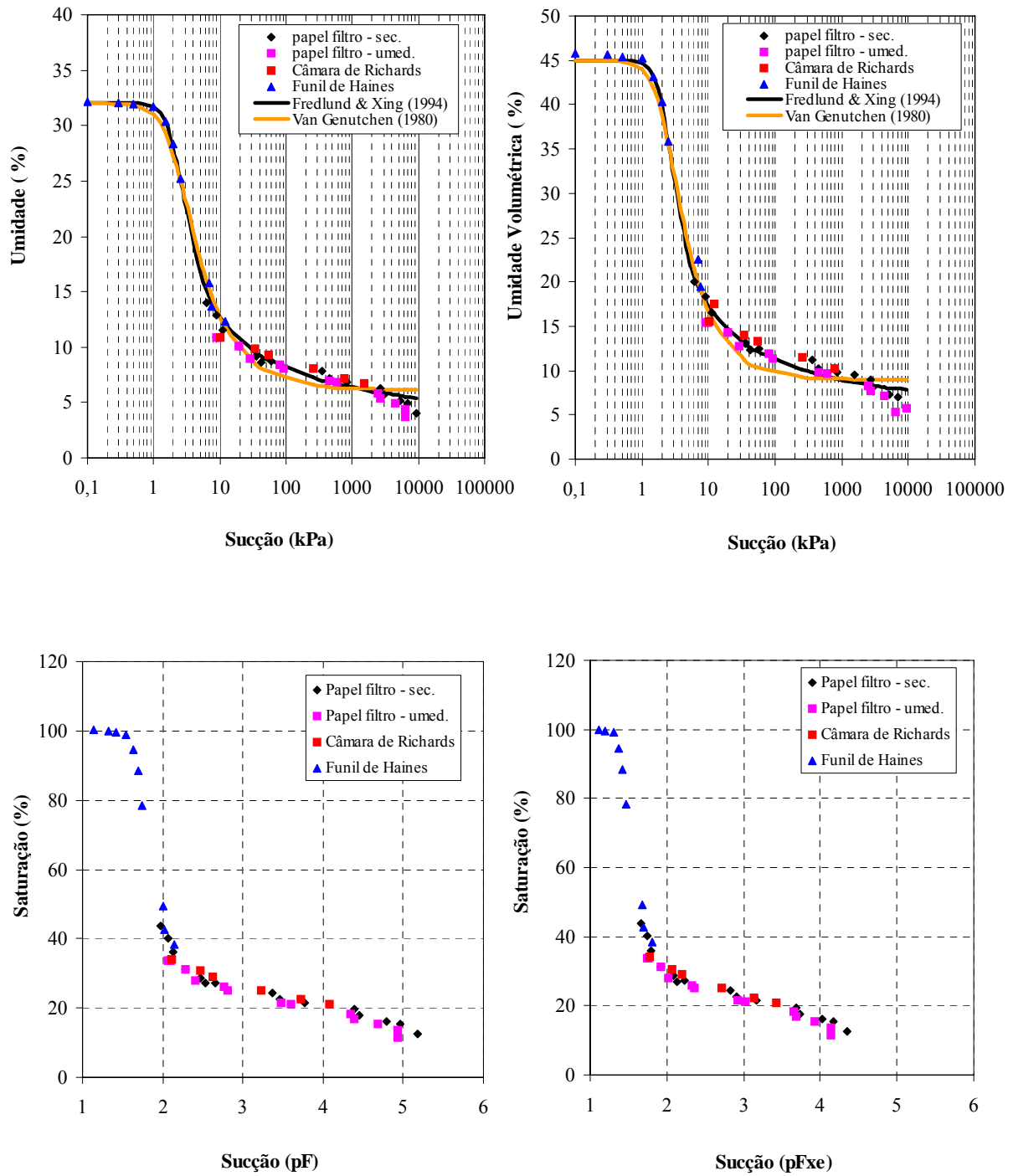


Figura V.31 - Curvas características ajustadas segundo a equação de FREDLUND e XING (1994) e VAN GENUTCHEN (1980) – Ponto P-01 FB (encosta central).

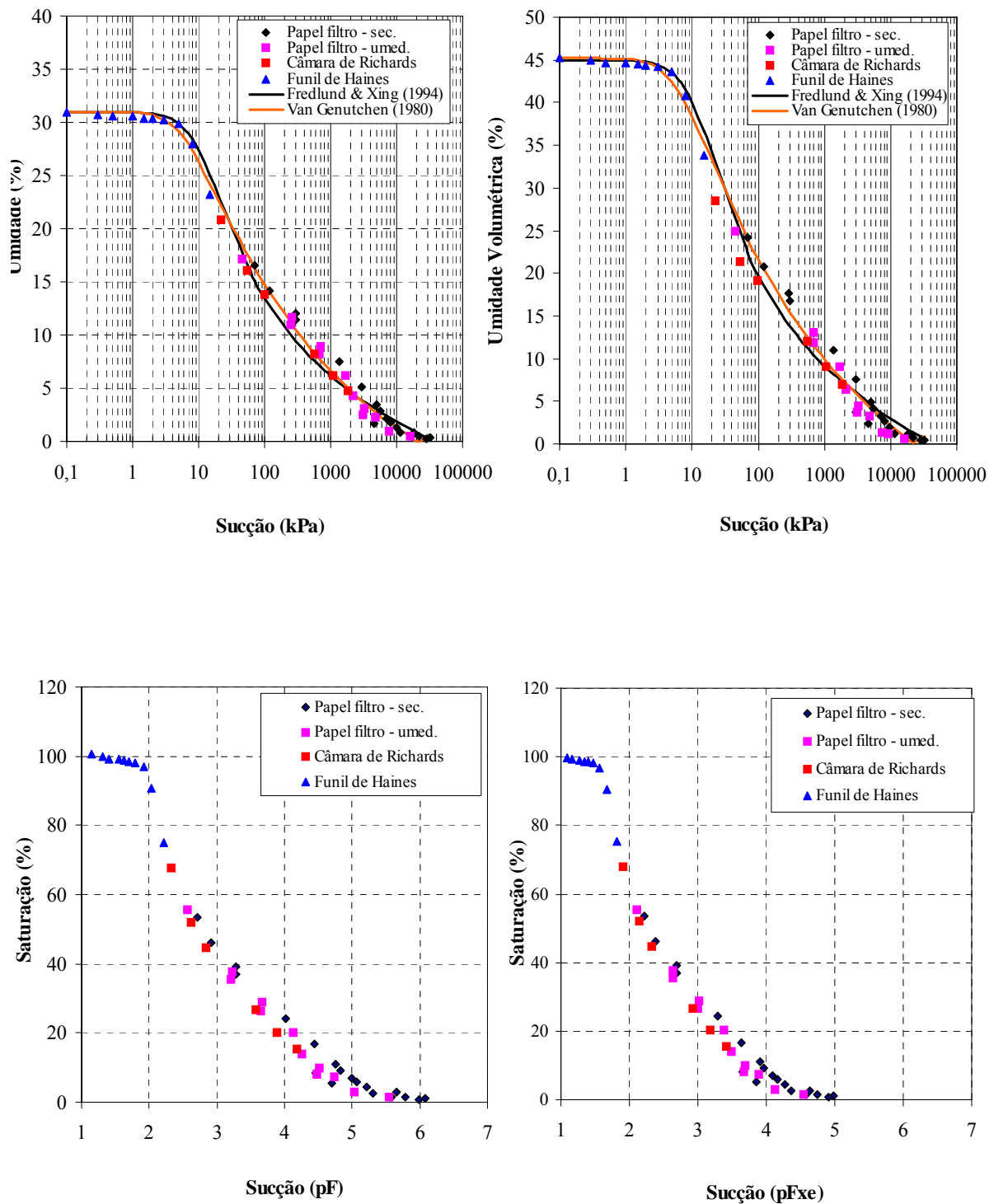


Figura V.32 - Curvas características ajustadas segundo a equação de FREDLUND e XING (1994) e VAN GENUTCHEN (1980) – Ponto P-02 FB (encosta sul).

Os solos do Ponto P-01 (1,5m – FB) apresentam um valor de entrada de ar em torno de 1,5 kPa e do Ponto P-02 (1,5m – FB) aproximadamente 3,5 kPa, onde se tem início a dessaturação da macroestrutura do solo. Essa dessaturação inicial ocorre para sucções baixas até mais ou menos 10kPa, estando de acordo com os dados encontrados por ALBERTIN (1998) citado em GERSCOVICH (2001), em que os valores de entrada de ar em areias médias variaram entre 1 kPa a 3,5 kPa.

Para as Figura V.33 e V.34, P-01 (4,5m) e P-02 (12m) pertencentes ao solo residual de granito as curvas características são típicas de solos argilosos, apresentando uma distribuição de poros não homogênea (bimodal), conforme mostra CAMAPUM de CARVALHO e LEROUEIL (2000). Esta distribuição é devido ao intemperismo que é responsável pela formação de agregação de partículas cimentadas, ou pontes de argila. Os formatos das curvas são semelhantes a uma “sela”, podendo ser dividido em três trechos distintos. A amostra apresenta um primeiro valor de entrada de ar (nos macroporos) para pequenas sucções, em torno de 4 kPa para o ponto P-01 SR e 2,5 kPa para o ponto P – 02 SR, onde se tem o início da dessaturação. Depois se observa um patamar praticamente horizontal, com a sucção variando entre 100 kPa até 2200 kPa para o Ponto P – 01 e 120 kPa a 1100 kPa para o ponto P - 02. Este patamar torna difícil a interpretação da sucção residual como um valor único. No último trecho ocorre o segundo valor de entrada de ar, onde o teor de umidade volta a diminuir com o acréscimo da sucção devido à remoção de água na microestrutura do solo. Comportamento semelhante de curvas características com formatos de “sela” foram encontradas, por FEUERHARMEL et al. (2004) para um colúvio de arenito em São José dos Pinhais (RS), e por BASTOS (1999) para um solo argilo arenoso da região Alvorada (RS).

A Tabela V.13 apresenta os ajustes estatísticos realizados com base nas equações de FREDLUND e XING (1994) e VAN GENUTCHEN (1980), utilizando o programa Statistica 6.0. Foi aplicado o Critério de Informação de Akaike (AIC), descrito como um procedimento para identificação do melhor modelo estatístico. A situação ideal é aquela que apresenta o maior valor de R^2 e o menor valor de AIC.

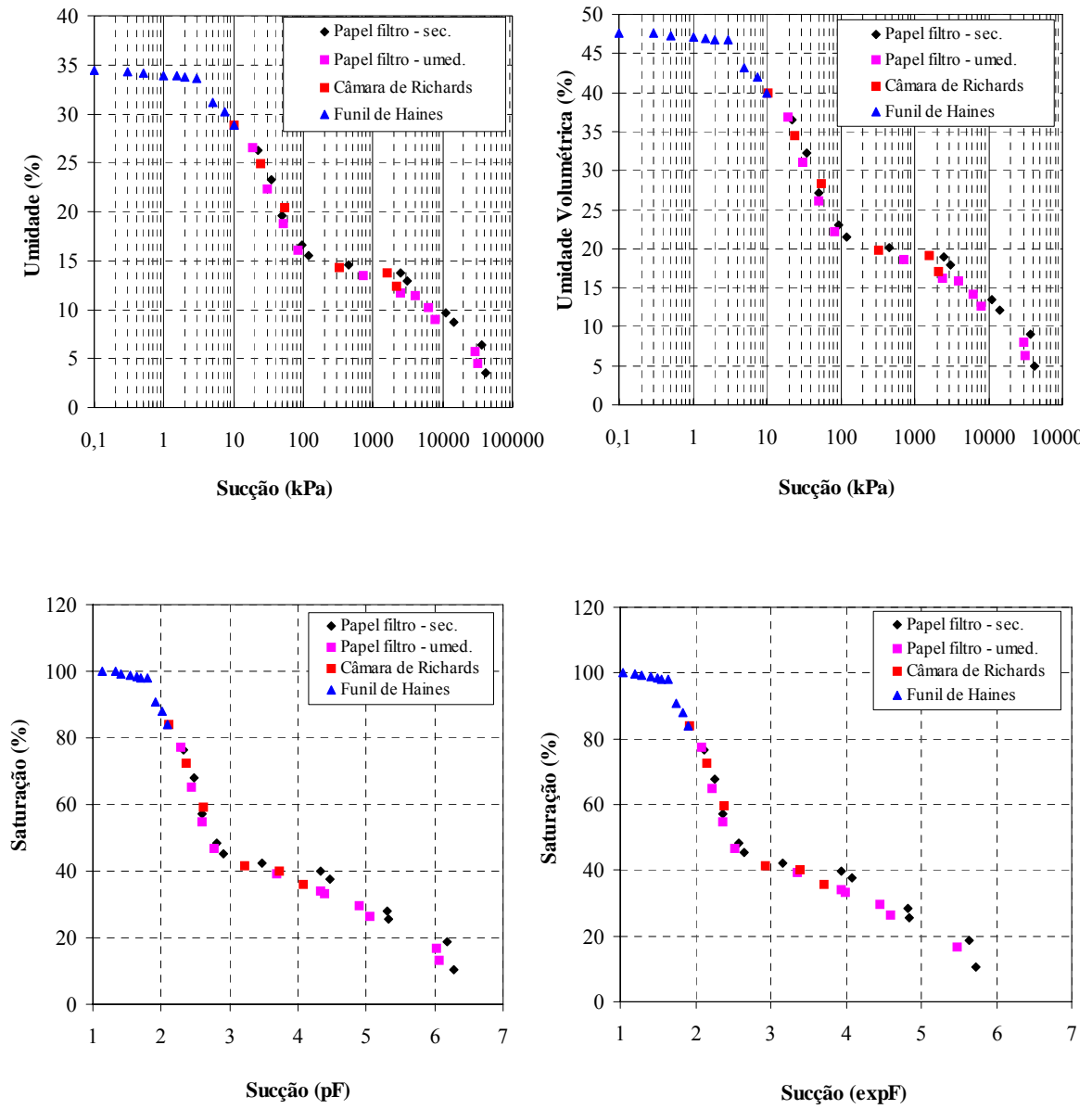


Figura V.33 - Curvas características – Ponto P-01 SR (encosta central).

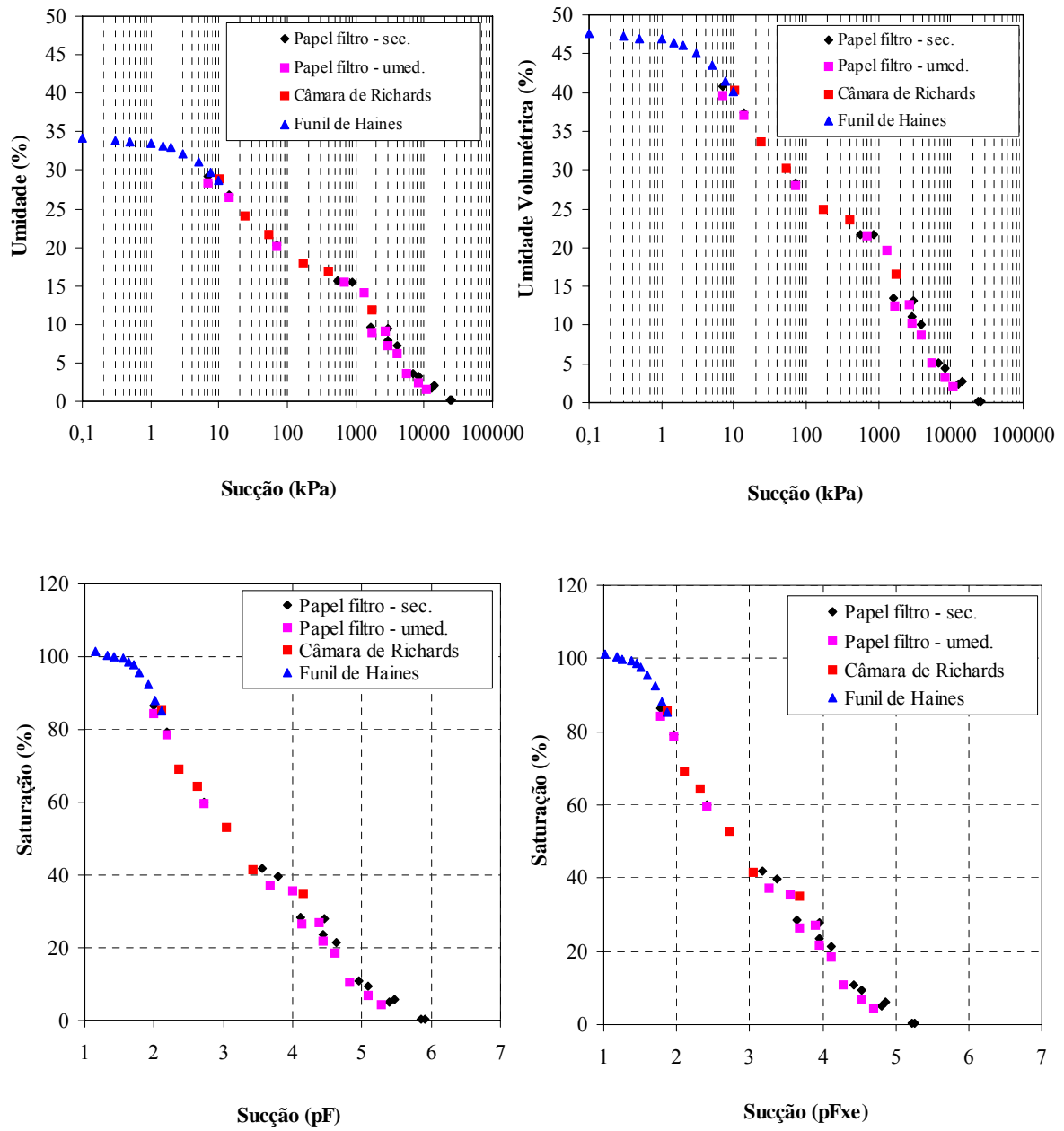


Figura V.34 Curvas características – Ponto P-02 SR (encosta sul).

Observa-se que para a areia argilosa do ponto P-01 (1,5m - Formação Barreiras) o modelo que melhor se ajustou foi o de FREDLUND e XING (1994) com ($R^2 = 0,998$ e $AIC=0,937$), enquanto para o Ponto P-02 (1,5m – Formação Barreiras) o melhor ajuste foi o de VAN GENUTCHEN (1980) com ($R^2 = 0,997$ e $AIC=0,866$). Para a argila arenosa (4,5m – P-01) e (12,0 m – P-02) os ajustes estatísticos não foram realizados, pois não representaram bem a divisão das curvas em três trechos distintos.

Tabela V.13 – Parâmetros do modelo de VAN GENUTCHEN (1980) e FREDLUND e XING (1994).

Pontos	VAN GENUTCHEN (1980)		FREDLUND e XING (1994)	
	P 01 (FB) 1,5- 1,8	P 02 (FB) 1,5-1,8	P 01 (FB) 1,5-1,8	P 02 (FB)1,5-1,8
θ_s	0,32	0,30	0,32	0,30
θ_r	0,06	0,08	0,06	8,08
α	0,50	0,17	1,97	8,94
n	2,83	2,19	3,89	2,02
m	0,29	0,09	0,49	0,03
R^2	0,994	0,997	0,998	0,995
AIC	0,941	0,866	0,937	0,868

V.3.9 Análise da Compressibilidade

Nesta pesquisa os ensaios edométricos foram realizados no Laboratório de Solos da UFPE, em solos da Formação Barreiras e solos residuais de granito dos Pontos P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul). O ensaio EDN (edométrico na umidade natural) é comumente citado como WC (umidade constante) por alguns autores (ex. FUTAI, 1997), sem levar em conta alguma perda de umidade que sempre ocorrerá. Para minimizar a perda de umidade neste tipo de ensaio, o topo da célula foi envolvido por um plástico fixado por ligas de borracha, como descrito na CAP. IV (item IV.2.2.8). Este procedimento foi adotado por SOUZA NETO (2004), FUTAI (1997) e FERREIRA (1995).

Nos ensaios EDI (edométricos inundados) a inundação foi feita da base para o topo da célula, numa vazão de inundação de 0,25 ml/s, a mesma adotada por FERREIRA (1995) como padrão. Na Tabela IV.14 estão apresentadas às condições iniciais e finais dos corpos de prova, utilizados nos ensaios edométricos na umidade natural (EDN) e edométricos inundados (EDI).

Tabela V.14 – Condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios EDN e EDI.

Amostra Prof. (m)	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO INICIAL DOS CORPOS DE PROVA				CONDIÇÃO FINAL DOS CORPOS DE PROVA		
		w _o (%)	γ_{so} kN/m ³	e _o	S _o (%)	w _f (%)	e _f	S _f (%)
P – 01 (1,5–1,8 m) FB	EDN	12,42	14,49	0,81	40,28	12,25	0,72	45,11
	EDI	12,53	14,64	0,79	41,58	17,42	0,49	94,69
P – 01 (4,5–4,8 m) SR	EDN	12,1	14,46	0,83	38,49	12,01	0,74	43,53
	EDI	12,13	14,87	0,84	41,04	22,38	0,65	94,22
P – 02 (1,5–1,8 m) FB	EDN	12,86	14,52	0,83	41,12	12,71	0,73	46,49
	EDI	12,59	14,68	0,81	41,24	18,20	0,48	97,7
P – 02 (12–12,3 m) SR	EDN	13,97	14,5	0,82	44,94	13,41	0,68	52,51
	EDI	13,78	14,26	0,88	42,58	24,64	0,67	97,94

Nos ensaios na umidade natural (EDN), observa-se sempre no final do ensaio redução no teor de umidade em média de 1,82 %. No caso do grau de saturação o aumento em média foi de 13,7%, variando em função do  ndice de vazios dos corpos de prova. Nos ensaios inundados (EDI) o grau de saturação final (S_f), em todos os corpos de prova foi superior a 90 %. Nas Figuras V.35 a V.38 nas condições naturais e inundadas estão apresentadas às curvas, relacionando a variação do  ndice de vazios com a tensão vertical (e versus $\sigma_v \log$) e as deformações volumétricas versus tensão vertical (ϵ_v versus $\sigma_v \log$).

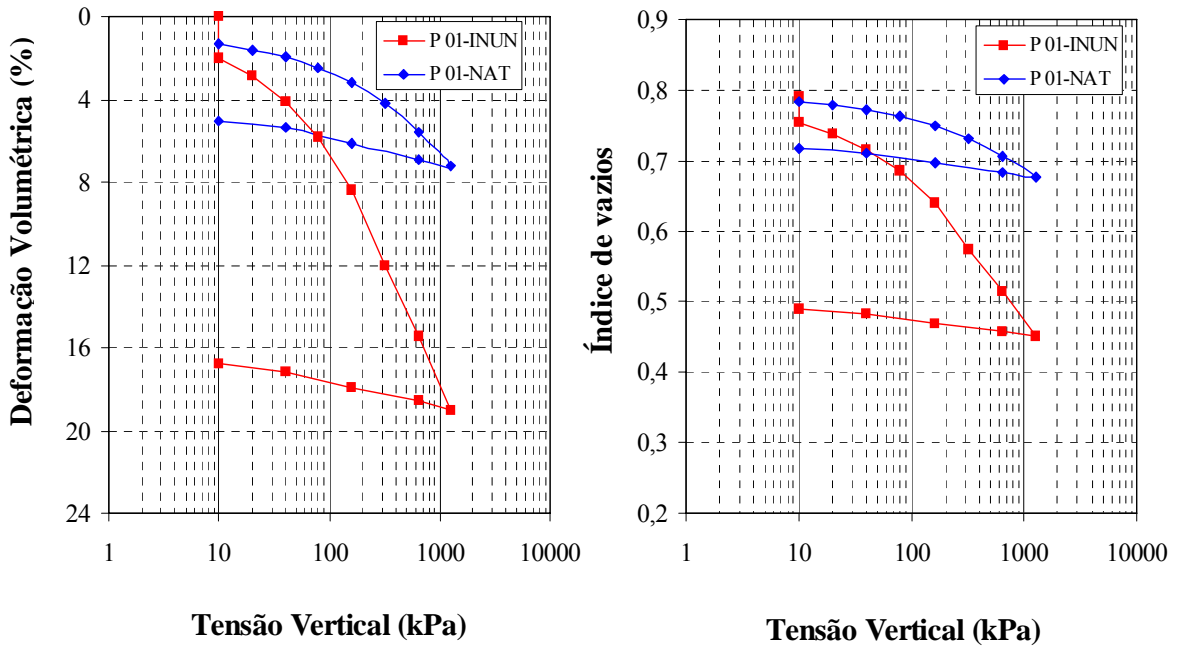


Figura V. 35 – Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) - Ponto P-01 FB (1,5m).

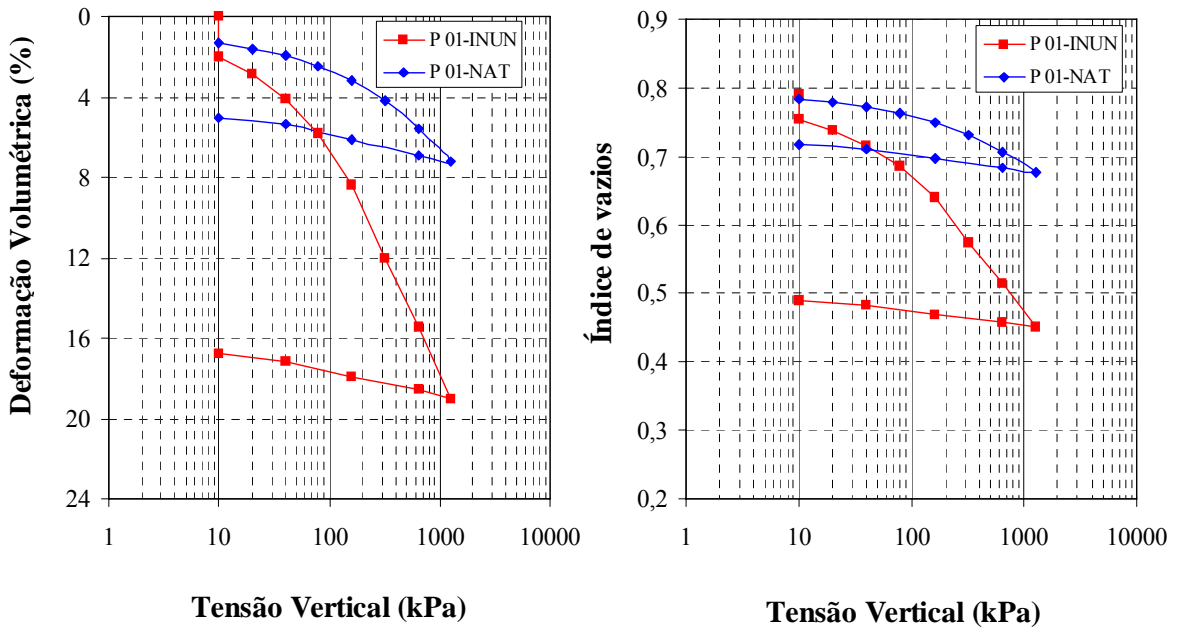


Figura V.36 – Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) - Ponto P-01 SR (4,5m).

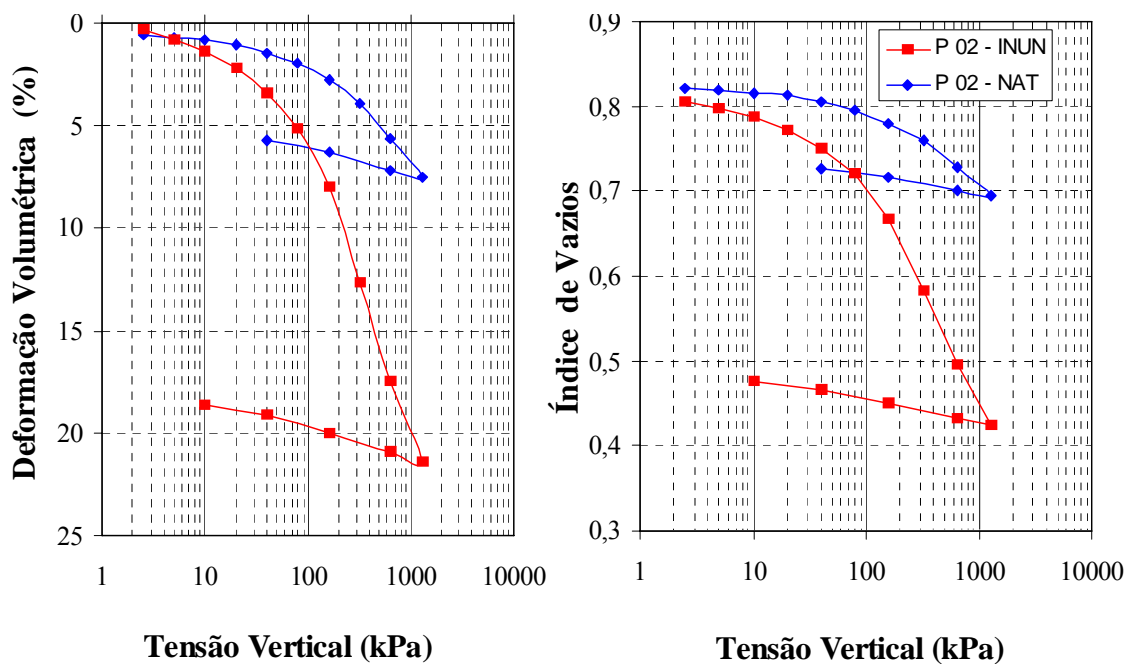


Figura V.37 – Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus $\sigma_v \log$) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus $\sigma_v \log$) - Ponto P-02 FB (1,5m).

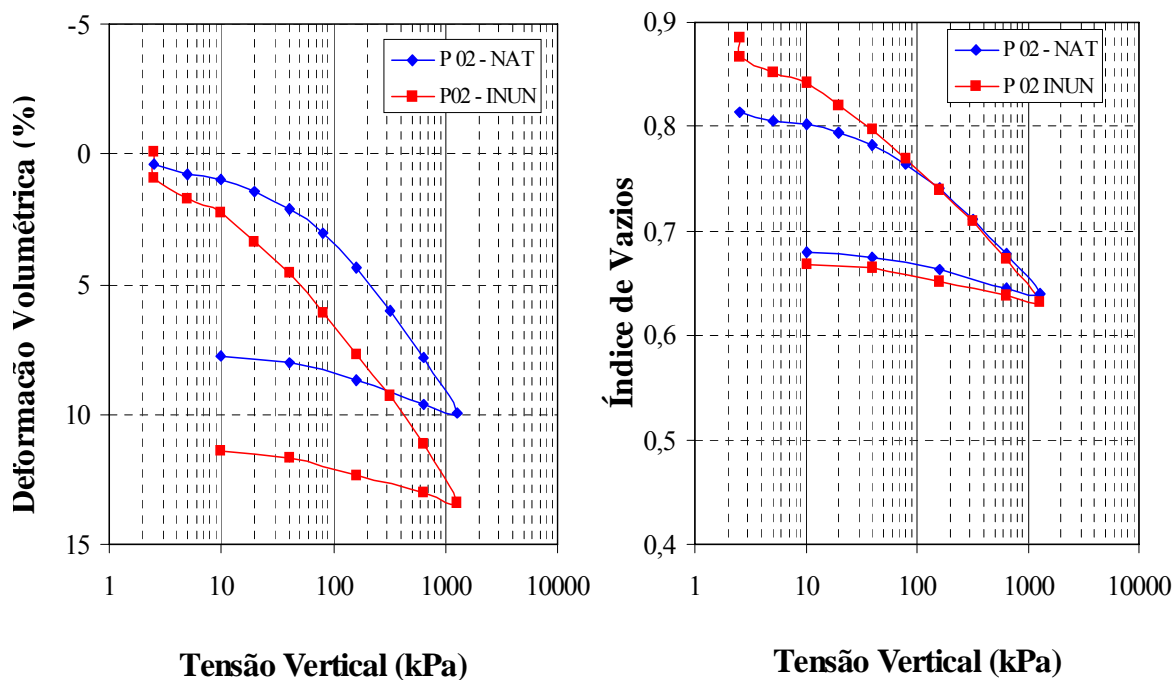


Figura V.38 – Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus $\sigma_v \log$) e índice de vazios versus a tensão vertical (e versus $\sigma_v \log$) - Ponto P-02 SR (12m).

Nos ensaios na umidade natural (EDN) as curvas com esta pressão não apresentaram um trecho virgem adequadamente definido, e as tensões de pré-adensamento poderiam ser maiores. No entanto, estes valores obtidos servirão com estimativa para determinação do potencial de colapso.

Nos ensaios inundados (EDI) as curvas de compressão são caracterizadas por trechos virgens bem definidos. A partir dos resultados dos ensaios inundados (EDI) e dos ensaios na umidade natural foram determinados os parâmetros de compressibilidade, como indicados na Tabela V.15.

Tabela V.15 – resumo dos ensaios EDN e EDI

Amostra Prof. (m)	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO INICIAL DOS CORPOS DE PROVA				PARÂMETROS	
		w _o (%)	γ _{so} kN/m ³	e _o	S _o (%)	C _c	C _s
P – 01 (1,5–1,8 m) FB	EDN	12,42	14,49	0,81	40,28	0,09	0,02
	EDI	12,53	14,64	0,79	41,58	0,21	0,019
P – 01 (4,5–4,8 m) SR	EDN	12,1	14,46	0,83	38,49	0,09	0,019
	EDI	12,13	14,87	0,84	41,04	0,09	0,037
P – 02 (1,5–1,8 m) FB	EDN	12,86	14,52	0,83	41,12	0,11	0,022
	EDI	12,59	14,68	0,81	41,24	0,29	0,024
P – 02 (12–12,3 m) SR	EDN	13,97	14,5	0,82	44,94	0,12	0,019
	EDI	13,78	14,26	0,88	42,58	0,13	0,018

A tensão de escoamento foi determinada pelo método gráfico de Pacheco e Silva. Este método possui uma vantagem em relação ao de Casagrande, uma vez que não se faz necessária à determinação de um raio mínimo na curva do ensaio, muitas vezes difícil de ser identificada. Nos ensaios na umidade natural, onde o trecho virgem não ficou adequadamente definido, os valores de C_c foram determinados considerando os últimos estágios de tensão (320-1280kPa) da curva de compressão. No C_s foi considerado o trecho retilíneo entre 1280 e 10 kPa da curva de descarregamento.

Os parâmetros de C_c obtidos a partir dos ensaios na umidade natural (EDN) foram em geral, inferiores aos obtidos a partir dos ensaios inundados (EDI). Considerando os resultados na condição inundada, os valores de C_c variaram na faixa de 0,09 a 0,29. Quanto ao parâmetro C_s na umidade natural não se observa variação significativa com a

profundidade. Os valores variaram de 0,019 e 0,022, sendo ligeiramente inferiores aos valores obtidos na condição inundada. Utilizando os ensaios edométricos duplos foram determinadas as tensões de pré-adensamento nos solos na umidade natural (σ_{vpn}), inundado (σ_{vps}) e devido ao peso das terras (σ_{vo}), os quais são mostrados na Tabela V.16, e classificados segundo a proposta de REGINATTO e FERRERO (1973). Desta forma, o potencial de instabilidade estrutural foi avaliado a partir do coeficiente de colapsibilidade.

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{vo}} \quad \text{equação (V.7)}$$

onde: σ_{vpn} - Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;

σ_{vps} - Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

σ_{vo} - Tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo.

- i- Verdadeiramente colapsível se $\sigma_{vps} < \sigma_{vo}$ e $C < 0$;
- ii- Solo condicionado ao colapso, se $\sigma_{vpn} > \sigma_{vo}$ e $0 < C < 1$;
- iii- Solos não colapsíveis, se σ_{vpn} e $C = 1$.

Tabela V.16 – Critério de Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973)

Solo	Prof (m)	σ_{vo} (kPa)	σ_{vpn} (kPa)	σ_{vps} (kPa)	Coeficiente de Colapsibilidade	Class. de Reginatto e Ferrero (1973)
P – 01 FB	1,5–1,8	24,5	120	60	0,37	Cond. ao colapso
P – 01 SR	4,5–4,8	73,9	120	110	0,80	Cond. ao colapso
P – 02 FB	1,5–1,8	24,6	150	90	0,52	Cond. ao colapso
P – 02 SR	12–12,3	16,2	150	80	0,48	Cond. ao colapso

Observando os valores da Tabela V.16, verifica-se que por este critério o solo é classificado como condicionado ao colapso ($\sigma_{vpn} > \sigma_{vo}$ e $0 < C < 1$), aceitando uma determinada tensão, que dependerá da sua profundidade e do acréscimo de tensão a que será submetido. A Tabela V.17 apresenta os valores de potencial de colapso CP ($CP\% = 100\Delta H/H_i$), onde ΔH é a variação de altura do corpo de prova provocado pela inundação e H_i é a altura inicial antes da inundação, utilizando tensões verticais de

inundação de 10kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa e 1280 kPa. A Figura V.39 ilustra as tensões verticais x potencial de colapso para os solos dos Pontos P-01 (FB e SR) e P-02 (FB e SR).

Tabela V.17 - Potenciais de colapso dos Pontos P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul).

SOLO	POTENCIAIS DE COLAPSO NAS TENSÕES VERTICAIS DE INUNDAÇÃO							
	10kPa	20kPa	40kPa	80kPa	160kPa	320 kPa	640kPa	1280kPa
P- 0 1 FB	0,72	1,27	2,2	3,38	5,23	7,9	9,89	11,82
P- 0 1 SR	*3,81	*2,35	*1,98	*1,69	*1,41	*0,97	*0,35	0,34
P- 0 2 FB	0,55	1,18	2,0	3,16	5,27	8,79	11,90	14,0
P- 0 2 SR	1,26	1,94	2,51	3,08	3,39	3,32	3,45	3,58

* expansão

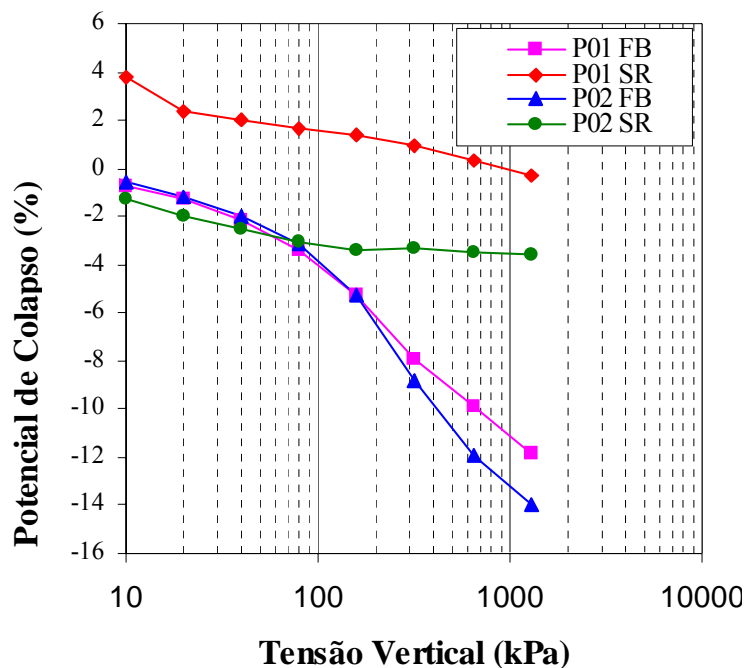


Figura V.39 – Variação do potencial de colapso com a tensão vertical para os solos estudados.

Os valores do CP (potencial de colapso) aumentam à medida que a tensão vertical aumenta, atingindo seu valor mais alto na tensão vertical de 1280 kPa para os Pontos P-01 FB (11,82%); P-01 SR(0,34%); P-02 FB (14%) e P-02 SR (3,58%). Apenas no Ponto P-01 SR (4,5m) foi observado uma relativa expansão (3,81%).

V.3.10 Análise do Cisalhamento Direto

A erosão de solos em regiões de clima tropical e subtropical tem trazido grandes problemas em áreas urbanas e rurais. A relação entre a resistência ao cisalhamento e a erodibilidade é considerada como um parâmetro fundamental na abordagem geotécnica, no sentido de procurar entender e quantificar a potencialidade de erosão hídrica. O interesse no estudo da resistência ao cisalhamento está relacionado ao crescente número de casos de instabilização de taludes, onde foram identificados mecanismos erosivos. Desta forma, a resistência ao cisalhamento dos solos foi avaliada através dos seguintes ensaios: ensaios de cisalhamento direto convencionais (naturais e inundados) e ensaios de cisalhamento direto com controle de sucção.

V.3.10.1 Cisalhamento Direto Convencional

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto convencional em amostras na condição de umidade natural e inundada, conforme descritos no CAP. IV (item IV.2.2.9.1). Na Tabela V.18, apresentam-se as condições iniciais de cada corpo de prova dos ensaios convencionais. Nas Figuras V.40 a V.43, apresentam-se as curvas de tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh) e deslocamento vertical (dv) versus deslocamento horizontal (dh), referentes a todos os ensaios convencionais nas condições naturais e inundadas.

Nos ensaios na condição natural, observou-se picos bem definidos nas curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh), com exceção do Ponto P-01 FB, que não indicou com clareza comportamento de pico. Geralmente a tensão cisalhante aumenta até um valor máximo, permanecendo constante com o aumento do deslocamento. Nas curvas dv (deslocamento vertical) versus dh (deslocamento horizontal) para o ponto P-01 FB o comportamento foi de compressão seguido de expansão na tensão de 50 kPa. Para as tensões superiores a 50 kPa o comportamento foi sempre de compressão. No ponto P-01 (solo residual de granito) o comportamento foi inicialmente de compressão, para em seguida expandir até a tensão de 150 kPa. Para valores superiores o comportamento foi de compressão durante todo o cisalhamento. Visualmente foi verificado nas amostras, veios (nódulos) de cor avermelhada

caracterizado por concreções de óxido de ferro. Nos ensaios inundados não se verificou picos nas curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh). Nas curvas dv (deslocamento vertical) versus dh (deslocamento horizontal) o comportamento foi de compressão durante todo o cisalhamento, com exceção da tensão de 50 kPa no Ponto P-01 SR, que ocorreu uma compressão para depois o solo expandir.

Tabela V.18 – Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Amostra Prof. (m)	Ensaio Tipo	CONDIÇÃO INICIAL DOS CP – ENSAIOS CONVENCIONAIS					
		CP Nº	σ_n (kPa)	w_o (%)	γ_s (kN/m ³)	e_o	S_o (%)
1 (1,5-1,8) P – 01 FB	CDN	01	50	12,78	14,23	0,84	39,83
		02	100	12,66	14,22	0,84	39,34
		03	150	12,63	14,24	0,84	39,40
		04	200	12,78	14,42	0,82	40,97
2 (1,5-1,8) P – 01 FB	CDI	05	50	12,87	14,39	0,82	41,12
		06	100	12,21	14,47	0,81	39,48
		07	150	12,54	14,54	0,80	40,95
		08	200	12,98	14,12	0,86	39,74
3 (4,5-4,8) P – 01 SR	CDN	09	50	11,58	14,17	0,87	35,26
		10	100	11,05	14,36	0,84	34,65
		11	150	11,12	14,27	0,86	34,38
		12	200	11,87	14,09	0,88	35,68
4 (4,5-4,8) P – 01 SR	CDI	13	50	11,19	14,55	0,82	36,11
		14	100	11,12	14,32	0,85	34,65
		15	150	11,41	14,58	0,82	36,98
		16	200	11,73	14,18	0,87	35,76
5 (1,5-1,8) P – 02 FB	CDN	17	50	12,16	14,72	0,81	40,09
		18	100	12,26	14,68	0,81	40,15
		19	150	12,11	14,89	0,80	40,59
		20	200	12,55	14,77	0,80	41,69
6 (1,5-1,8) P – 02 FB	CDI	21	50	12,27	14,74	0,80	40,58
		22	100	12,27	14,73	0,81	40,53
		23	150	12,48	14,64	0,82	40,61
		24	200	12,14	14,74	0,81	40,11
7 (12,0-12,3) P – 02 SR	CDN	25	50	14,02	13,87	0,90	40,94
		26	100	13,92	13,88	0,90	40,75
		27	150	13,55	14,00	0,89	40,39
		28	200	13,56	13,96	0,89	40,19
8 (12,0-12,3) P – 02 SR	CDI	29	50	13,45	13,78	0,91	38,78
		30	100	13,11	13,97	0,90	38,90
		31	150	13,64	14,10	0,87	41,26
		32	200	13,16	13,93	0,90	38,80

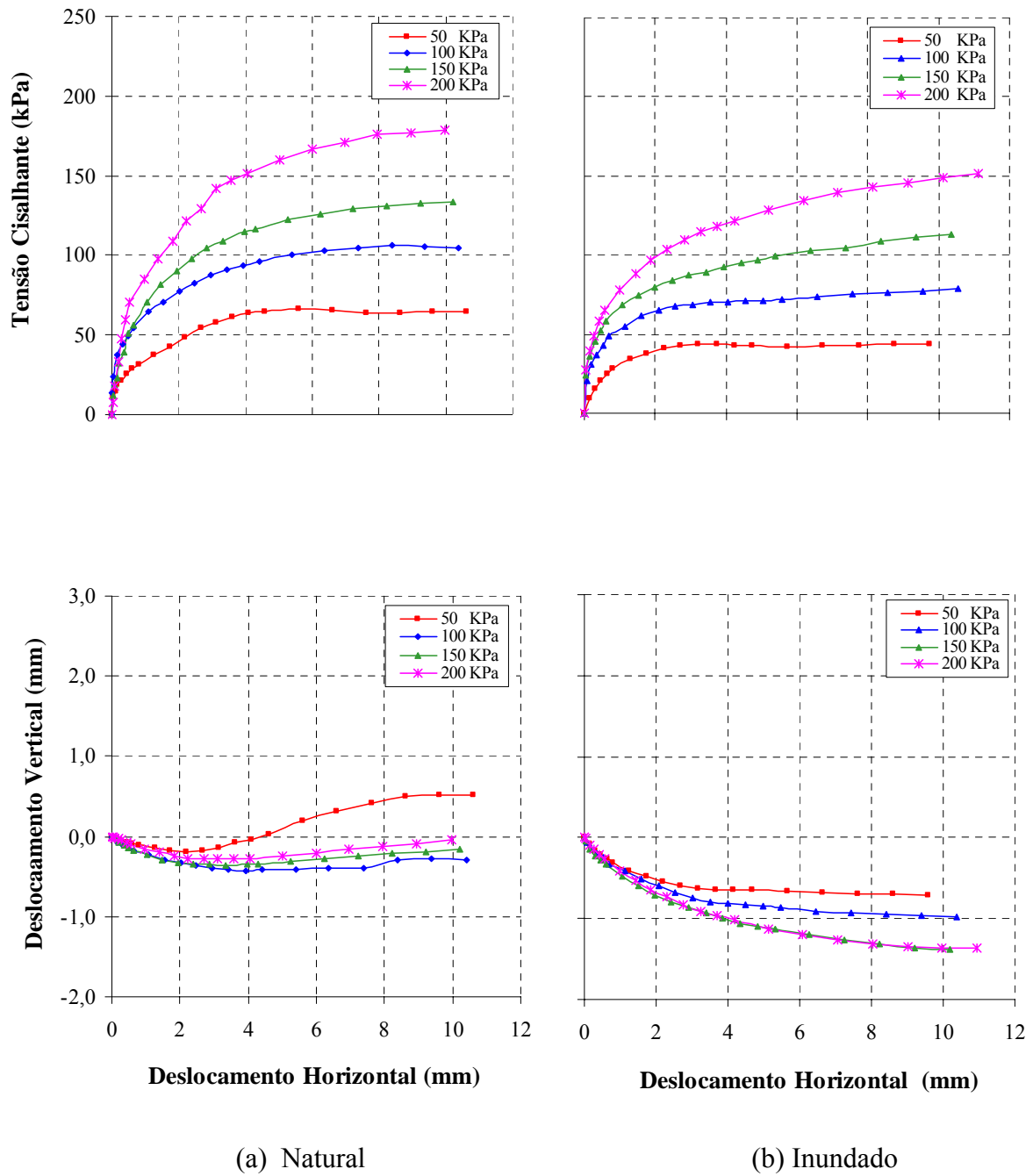
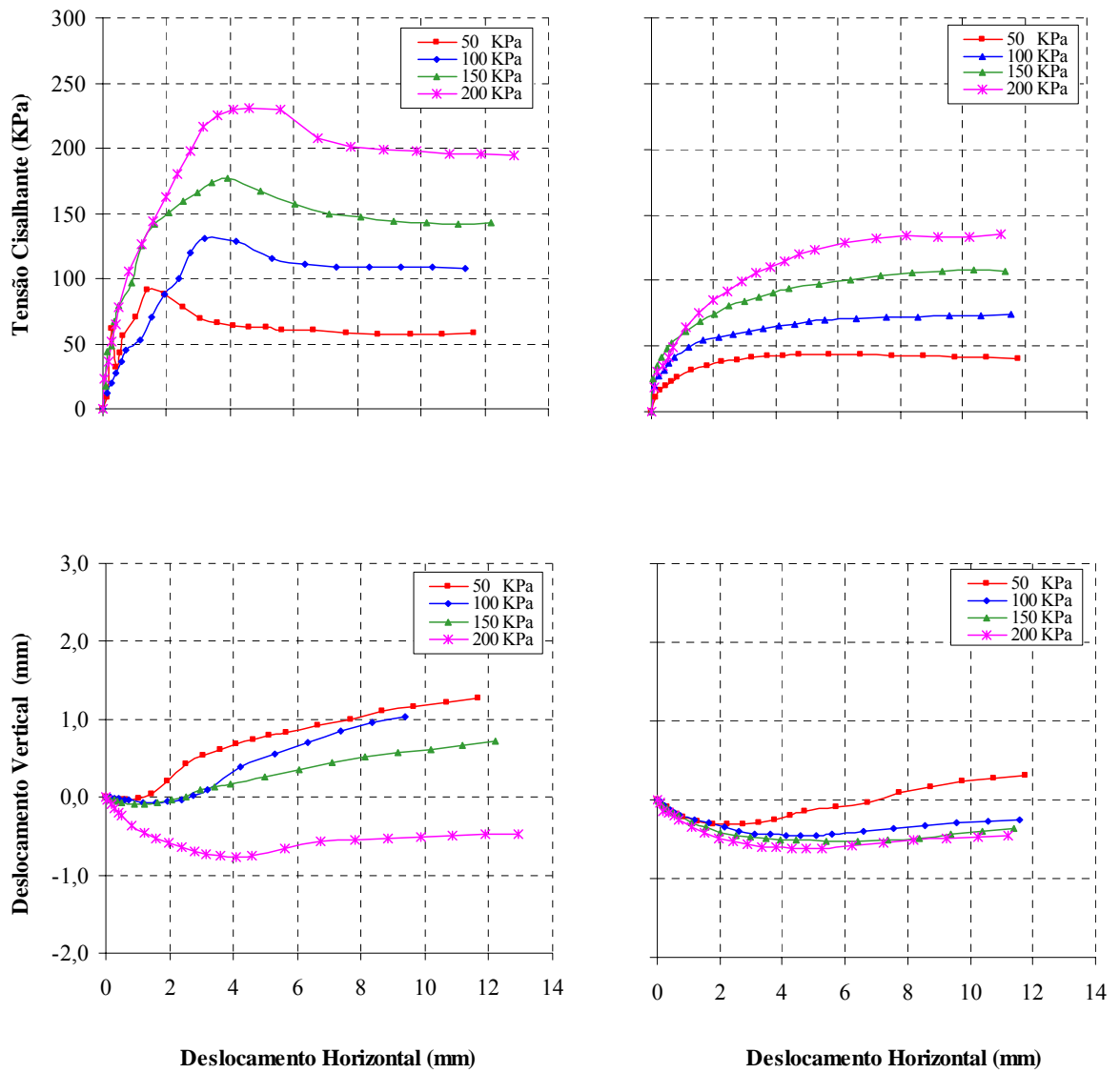


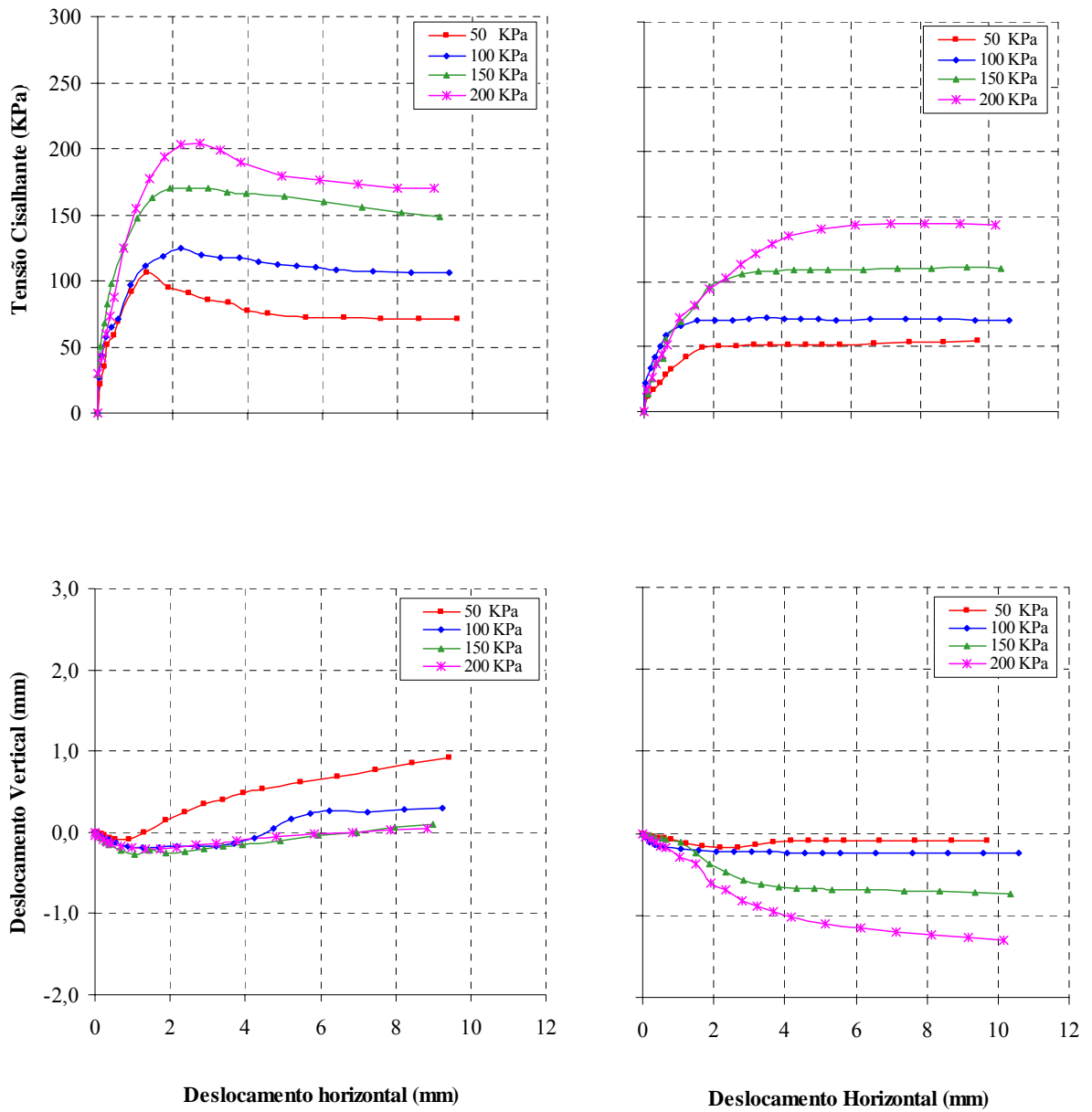
Figura V.40 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-01 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios convencionais.



(a) Natural

(b) Inundado

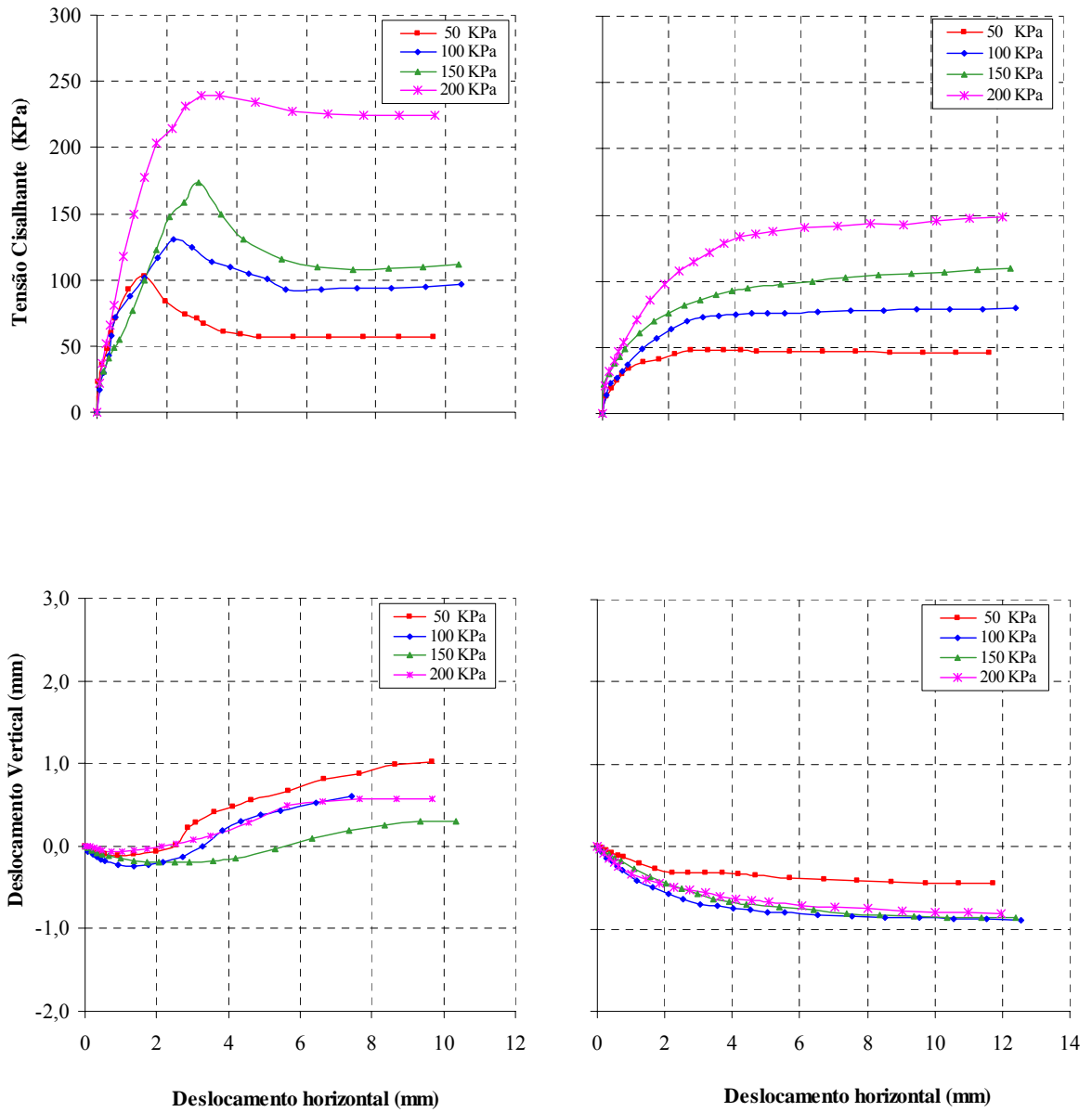
Figura V.41 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-01 SR (4,5 a 4,8 m) – ensaios convencionais



(a) Natural

(b) Inundado

Figura V.42 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios convencionais



(a) Natural

(b) Inundado

Figura V.43 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios convencionais.

Para todas as amostras dos pontos P-02 (Formação Barreiras) e P-02 (solo residual de granito) na condição natural o comportamento foi inicialmente de compressão seguido de expansão.

Ao comparar os resultados dos ensaios na condição inundada com a condição natural, as curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh) não apresentaram comportamento de pico. Nas curvas deslocamento vertical (dv) versus deslocamento horizontal (dh), o comportamento na condição natural foi de compressão seguido de expansão para o ponto P-01 (Formação Barreiras) e P-02 (solo residual de granito). Na condição inundada o comportamento foi de compressão durante to o cisalhamento. É interessante notar que os deslocamentos verticais foram sempre superiores em relação aos ensaios na condição natural o que era de se esperar, já que a maior rigidez da amostra na umidade natural deveria resultar em menor compressão durante o cisalhamento.

As condições dos corpos de prova na ruptura, e os parâmetros de resistência se encontram na Tabela V.19. As envoltórias de resistência na Formação Barreiras apresentam bons ajustes lineares, sendo praticamente paralelas com ângulo de atrito de atrito inundado de 33,8° e 35°, e na condição natural 33,4° a 35,7° para os Pontos P-01 FB e P-02 FB, respectivamente. Nos solos residuais de granito as envoltórias não apresentaram paralelismo. Os ângulos de atrito na condição inundada variaram de 30,3° a 31,3° para o ponto P-01 SR e P-02 SR, respectivamente. Na condição natural os ângulos foram de 41,3° para o ponto P-01 SR e de 41° para P-02 SR. As envoltórias de resistência se encontram nas Figuras V.44 a V.47. Nos ensaios na umidade natural estão as envoltórias de resistência pós-ruptura, obtidas considerando menor valor da tensão cisalhante, ou quando esta tensão permanece constante na curva tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh) após o valor de pico. O objetivo da envoltória pós-ruptura foi avaliar o efeito da sucção nos parâmetros de resistência, numa condição próxima do estado crítico. A condição dos corpos de prova na pós-ruptura se encontram na Tabela V.20.

Tabela V.19 – Condições dos corpos de prova na ruptura dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Amostra Prof. (m)	Ensaio	CP Nº	CONDIÇÃO DE RUPTURA				PARÂMETROS		
			Valores de Pico / Máximo				c' ou c (kPa)	ϕ' ou ϕ (°)	Δc (%)
			d_h (mm)	d_v (mm)	σ_r (kPa)	τ_r (kPa)			
1 (1,5-1,8) P – 01 FB	CDN	01	5,59	0,20	54,36	66,27	33,1	33,4	95,2
		02	7,37	-0,39	101	104,96			
		03	8,22	-0,22	153,0	131,04			
		04	7,95	-0,12	216,0	176,1			
2 (1,5-1,8) P – 01 FB	CDI	05	3,22	-0,63	65,38	43,86	1,6	33,8	
		06	10,54	-0,98	111,46	78,69			
		07	10,34	-1,38	166,82	113,03			
		08	11,13	-1,37	224,36	163,61			
3 (4,5-4,8) P – 01 SR	CDN	09	1,42	0,039	50,13	91,49	43,7	41,3	
		10	3,18	0,090	103,09	130,41			
		11	3,90	0,18	155,82	177,31			
		12	4,58	-0,75	208,96	230,97			
4 (4,5-4,8) P – 01 SR	CDI	13	4,73	-0,14	62,0	43,41	8,2	30,3	
		14	6,57	-0,39	106,79	71,26			
		15	9,37	-0,44	165,06	107,4			
		16	8,21	-0,51	217,34	133,72			
5 (1,5-1,8) P – 02 FB	CDN	17	1,32	-0,005	59,08	102,85	56,1	35,7	
		18	2,21	-0,18	103,01	124,23			
		19	1,92	-0,26	152,73	165,47			
		20	2,72	-0,16	203,28	204,33			
6 (1,5-1,8) P – 02 FB	CDI	21	3,18	-0,14	61,50	50,57	1,8	35,0	
		22	3,55	-0,23	103,51	67,96			
		23	3,83	-0,65	151,52	105,23			
		24	6,12	-1,15	204,61	149,0			
7 (12-12,3) P – 02 SR	CDN	25	1,34	-0,10	59,91	103,04	45,6	41,0	
		26	2,18	-0,19	102,08	130,36			
		27	2,91	-0,19	154,26	173,30			
		28	3,0	0,07	205,87	230,26			
8 (12-12,3) P – 02 SR	CDI	29	3,20	-0,32	61,04	49,33	7,6	31,3	
		30	5,03	-0,79	105,10	73,0			
		31	12,38	-0,87	170,63	106,43			
		32	6,14	-0,87	212,66	148,08			

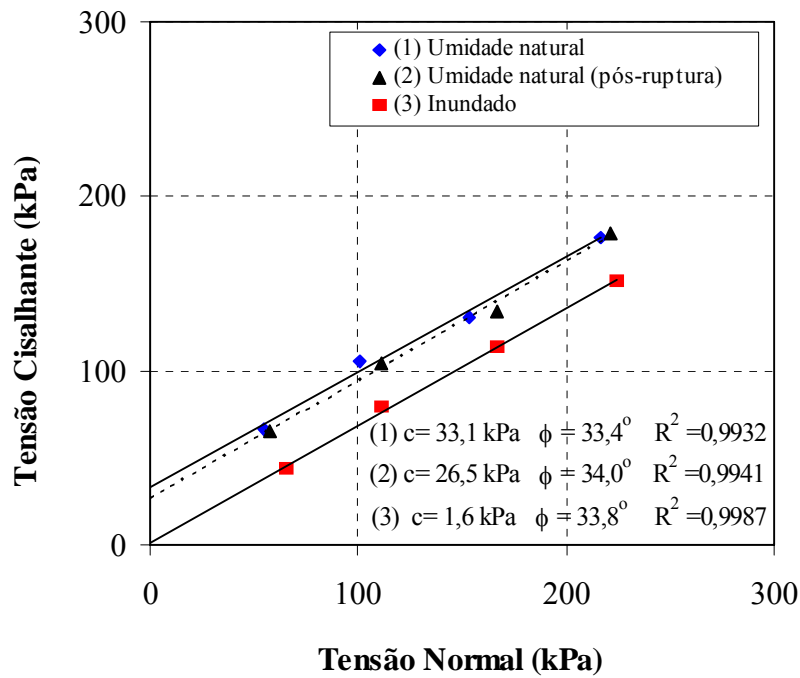


Figura V.44 – Envoltórias de resistência da amostra do ponto P-01 FB (1,5 – 1,8 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.

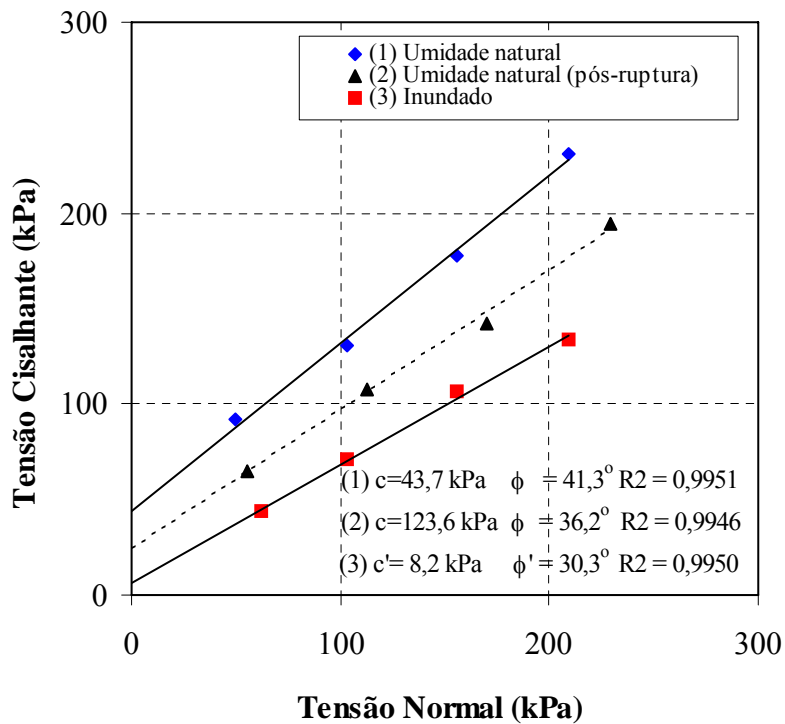


Figura V.45 – Envoltórias de resistência da amostra do ponto P-01 SR (4,5 – 4,8 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.

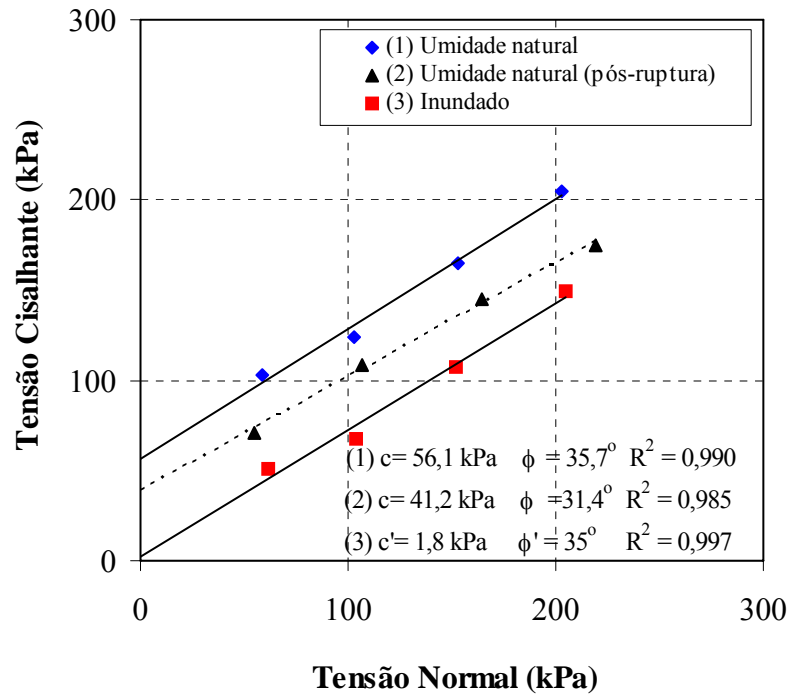


Figura V.46 – Envoltória de resistência da amostra do ponto P-02 FB (1,5 – 1,8 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.

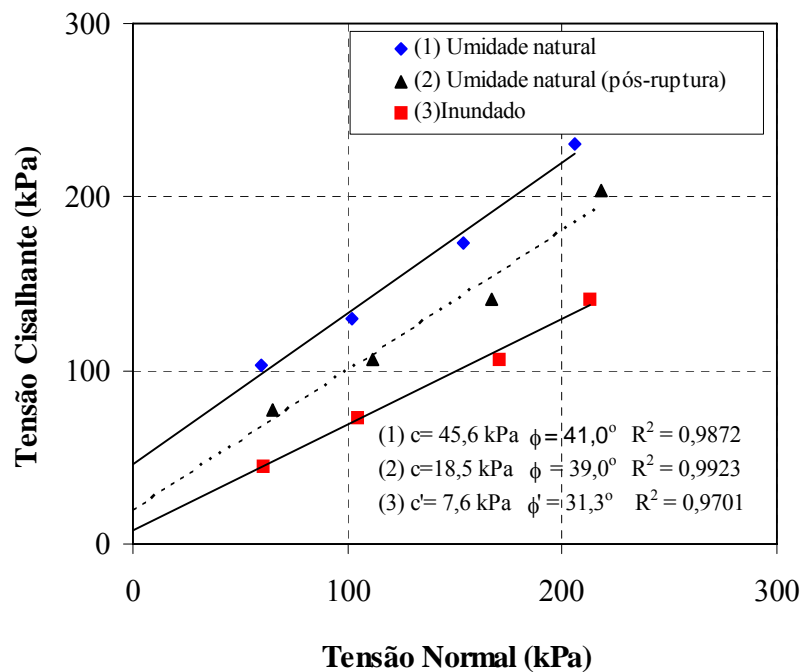


Figura V.47 – Envoltórias de resistência da amostra do ponto P-02 SR (12 – 12,3 m) – ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Tabela V.20 – Condições dos corpos de prova pós-ruptura dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Amostra Prof. (m)	Ensaio	CP N ^o	CONDIÇÃO PÓS -RUPTURA				PARÂMETROS	
			Valores de Pós-Pico				c' ou c (kPa)	φ' ou φ (°)
			d _h (mm)	d _v (mm)	σ _r (kPa)	τ _r (kPa)		
1 (1,5-1,8) P – 01 FB	CDN	01	10,62	0,52	57,36	64,91	26,5	34
		02	10,23	-0,30	111,27	104,63		
		03	10,22	-0,17	166	133,91		
		04	9,96	-0,05	221,5	178,38		
3 (4,5-4,8) P – 01 SR	CDN	09	11,67	1,28	55,84	58,14	23,6	36,2
		10	11,38	1,19	103,12	108,05		
		11	12,19	0,71	170,27	142,49		
		12	12,90	-0,48	228,86	194,42		
5 (1,5-1,8) P – 02 FB	CDN	17	9,58	0,92	54,57	71,2	41,2	31,4
		18	9,37	0,29	106,54	107,96		
		19	9,12	0,10	164,63	148,33		
		20	8,99	0,04	219,20	170,23		
7 (12-12,3) P – 02 SR	CDN	25	9,67	1,02	65,33	77,21	18,5	39
		26	10,44	0,76	111,33	106,23		
		27	10,35	0,30	166,84	141,32		
		28	8,61	0,57	218,3	204,96		

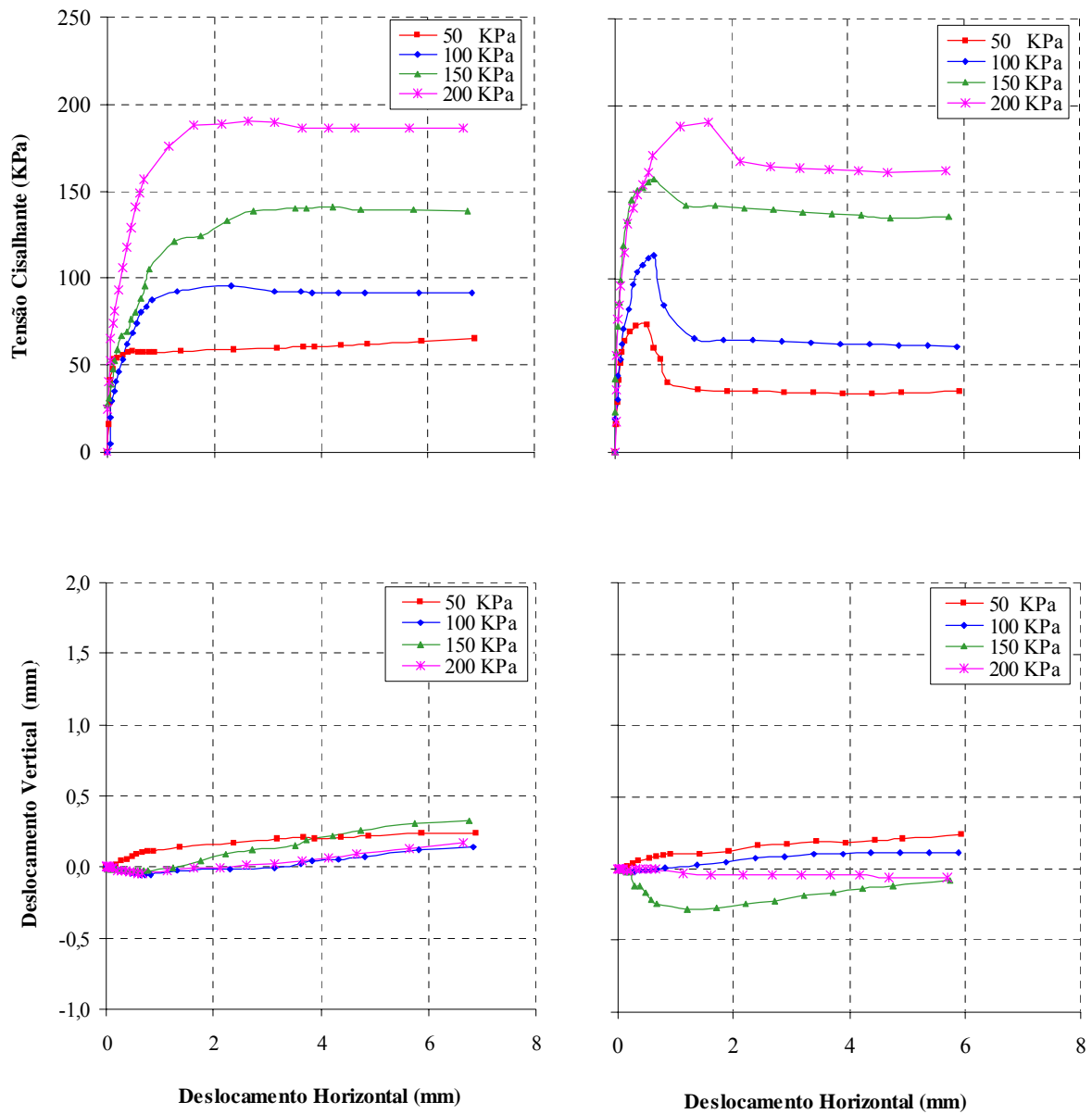
Ao considerar a condição pós-ruptura Tabela V.20, tanto o intercepto de coesão quanto o ângulo de atrito foram superiores aos ensaios inundados, embora inferiores aos obtidos das envoltórias de pico. Uma vez que estes ensaios foram realizados sem o controle da sucção, tais resultados sugerem que a influência da sucção não se limita apenas ao aumento na rigidez do solo, pois o efeito da rigidez é destruído após a ruptura. Portanto, era de se esperar, valores de ângulos de atrito semelhantes aos obtidos a partir dos ensaios na condição inundada.

V.3.10.2 Cisalhamento Direto com Sucção Controlada

Na Tabela V.21 são apresentadas às condições iniciais de cada corpo de prova, nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada. Nas Figuras V.48 a V.52, apresentam-se as curvas tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (d_h) e deslocamento vertical (d_v) versus deslocamento horizontal (d_h) para os diferentes valores de sucções. A Tabela V.22 apresenta as condições dos corpos de prova na ruptura.

Tabela V.21 – Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.

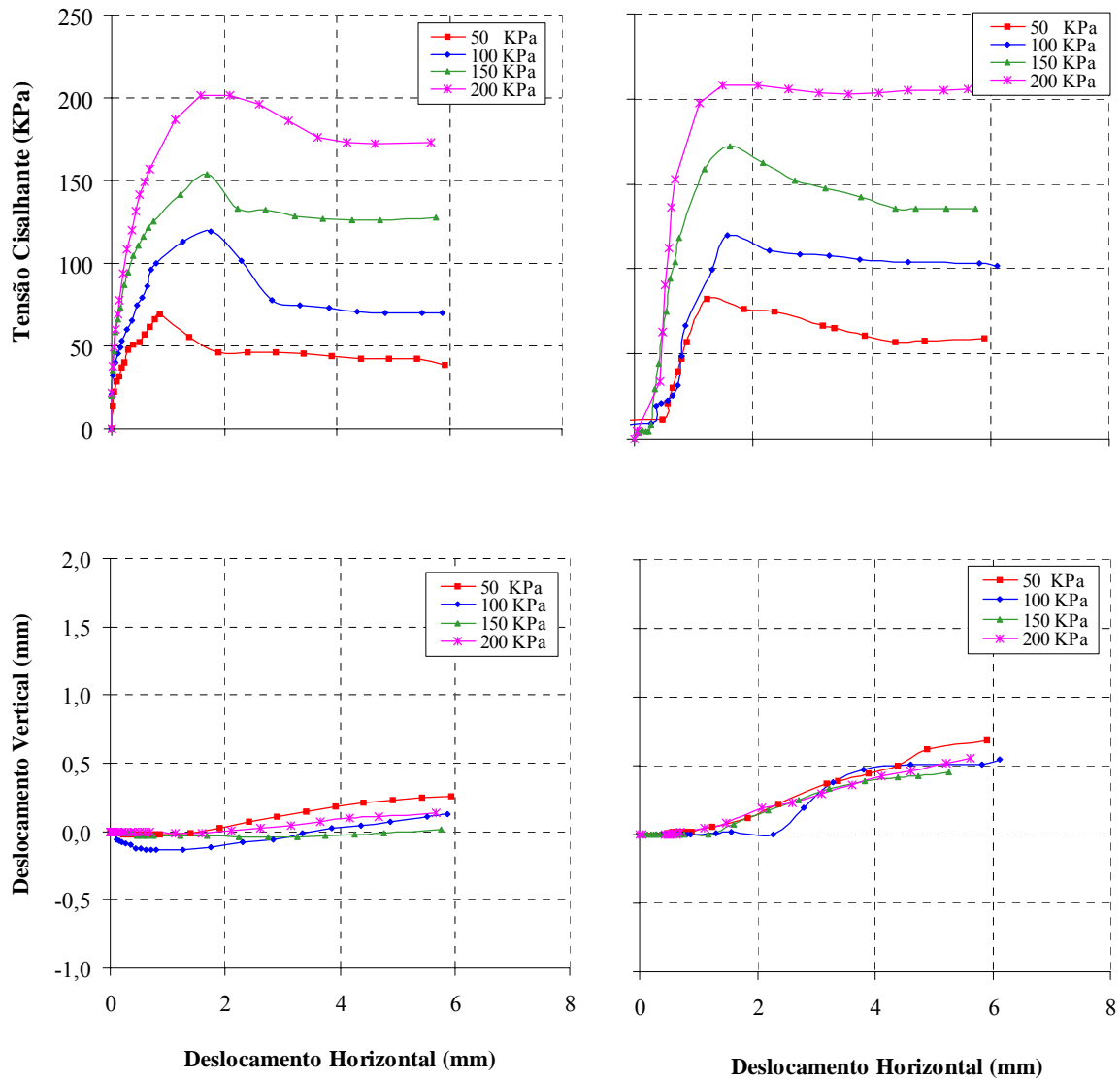
Amostra Prof. (m)	ua-uw (kPa)	CONDIÇÃO INICIAL DOS CP – ENSAIOS COM SUCCÃO CONTROLADA					
		CP Nº	σ_n (kPa)	w _o (%)	γ_s (kN/m ³)	e _o	S _o (%)
1 (1,5-1,8) P – 02 FB	20	01	50	12,09	14,89	0,79	40,93
		02	100	10	14,35	0,86	30,88
		03	150	12,07	14,59	0,83	38,64
		04	200	12,08	14,33	0,87	37,23
2 (1,5-1,8) P – 02 FB	50	05	50	12,99	14,85	0,79	43,67
		06	100	13,47	14,50	0,83	42,92
		07	150	12,80	14,82	0,79	42,86
		08	200	12,96	14,59	0,82	41,85
3 (1,5-1,8) P – 02 FB	100	09	50	12,92	14,55	0,84	41,16
		10	100	12,92	14,73	0,82	42,25
		11	150	12,94	14,61	0,83	41,55
		12	200	12,45	14,53	0,84	39,48
4 (1,5-1,8) P – 02 FB	300	13	50	12,96	14,64	0,82	42,22
		14	100	12,18	14,71	0,81	40,07
		15	150	12,27	14,61	0,81	39,78
		16	200	12,70	14,81	0,80	42,47
5 (12-12,3) P – 02 SR	20	17	50	14,25	14,14	0,90	42,61
		18	100	14,27	13,81	0,91	41,35
		19	150	14,86	13,90	0,90	43,60
		20	200	14,21	13,85	0,91	41,41
6 (12-12,3) P – 02 SR	50	21	50	14,84	13,89	0,90	43,49
		22	100	14,63	13,79	0,91	42,20
		23	150	14,51	13,86	0,90	42,30
		24	200	14,82	13,91	0,90	43,55
7 (12-12,3) P – 02 SR	100	25	50	14,26	13,97	0,89	42,35
		26	100	14,16	13,92	0,89	41,70
		27	150	14,14	13,93	0,89	41,71
		28	200	14,87	13,86	0,90	43,40
8 (12-12,3) P – 02 SR	500	29	50	14,28	13,82	0,91	41,44
		30	100	14,16	13,89	0,90	41,49
		31	150	14,14	13,83	0,90	41,07
		32	200	14,89	13,98	0,89	44,24
9 (12-12,3) P – 02 SR	1000	33	50	14,43	13,88	0,90	42,25
		34	100	14,03	13,91	0,89	41,26
		35	150	14,42	13,98	0,89	42,84
		36	200	14,96	13,98	0,89	44,47



a) Sucção de 20 kPa

b) Sucção de 50 kPa

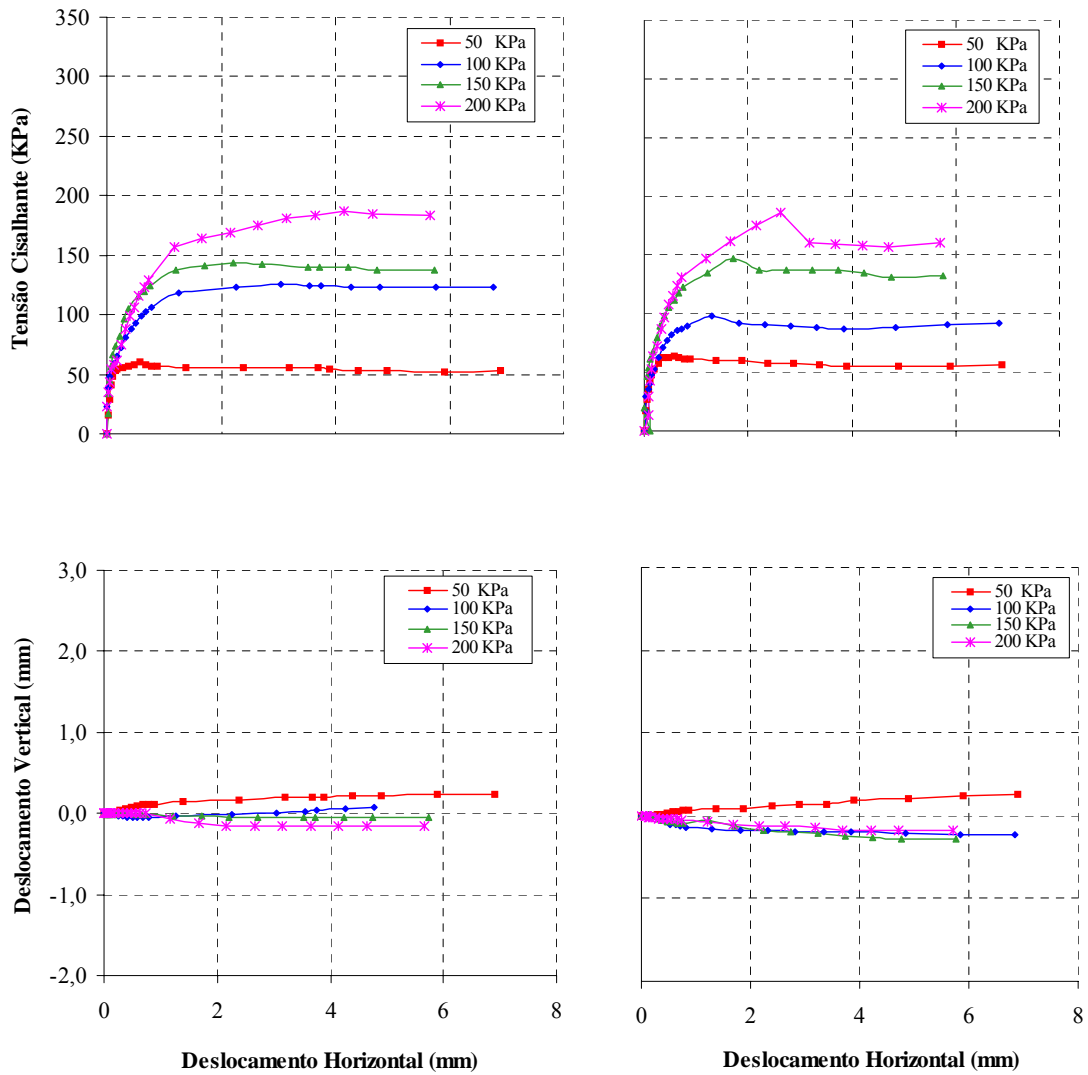
Figura V.48 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 20 kPa; b) sucção de 50 kPa.



a) Sucção 100 kPa

b) Sucção de 300 kPa

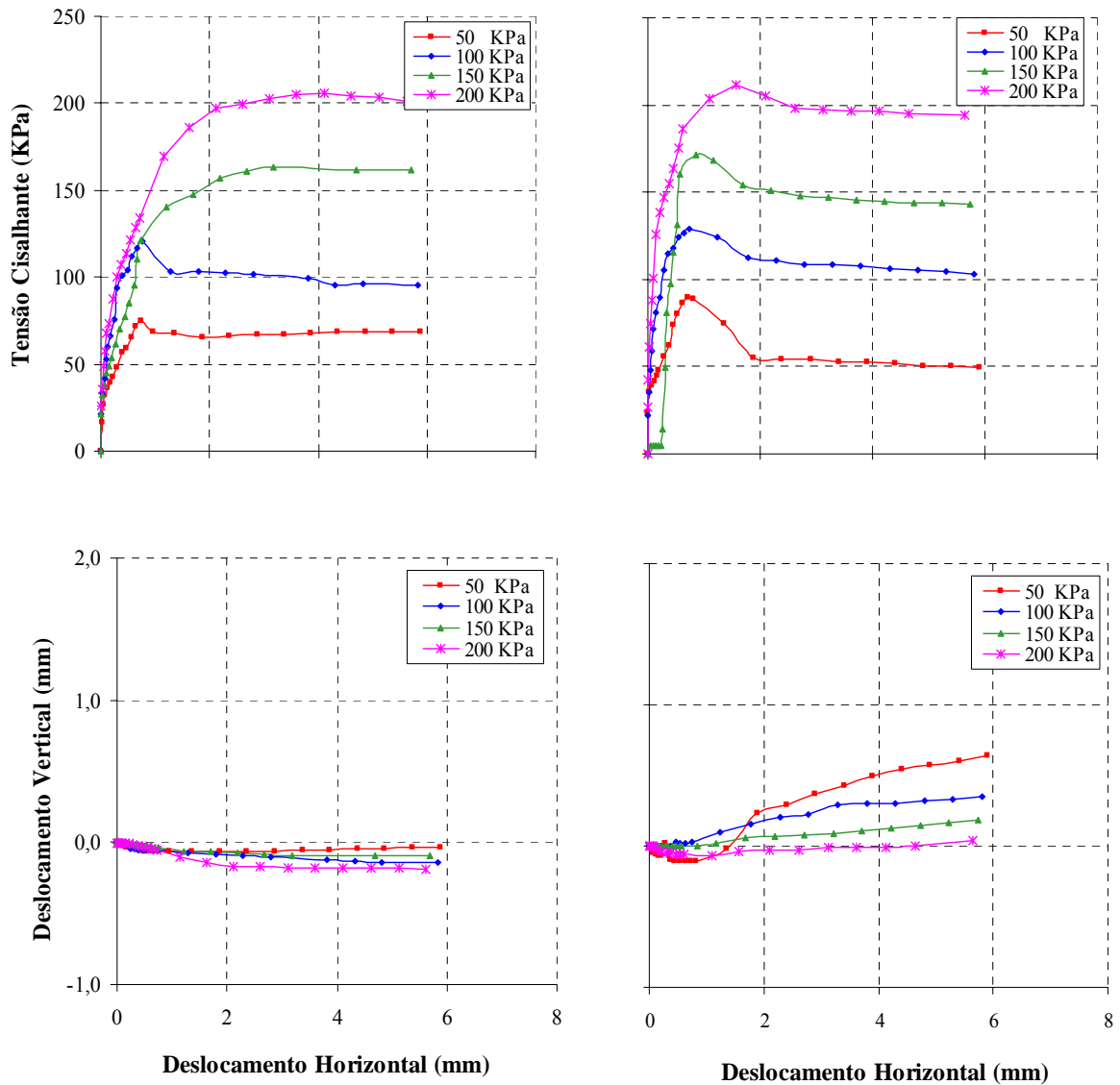
Figura V.49 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 FB (1,5 a 1,8 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 100 kPa; b) sucção de 300 kPa.



a) Sucção 20 kPa

b) Sucção de 50 kPa

Figura V.50 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 20 kPa; b) sucção de 50 kPa.



a) Sucção 100 kPa

b) Sucção de 500 kPa

Figura V.51 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios com sucção controlada - a) sucção de 100 kPa; b) sucção de 500 kPa.

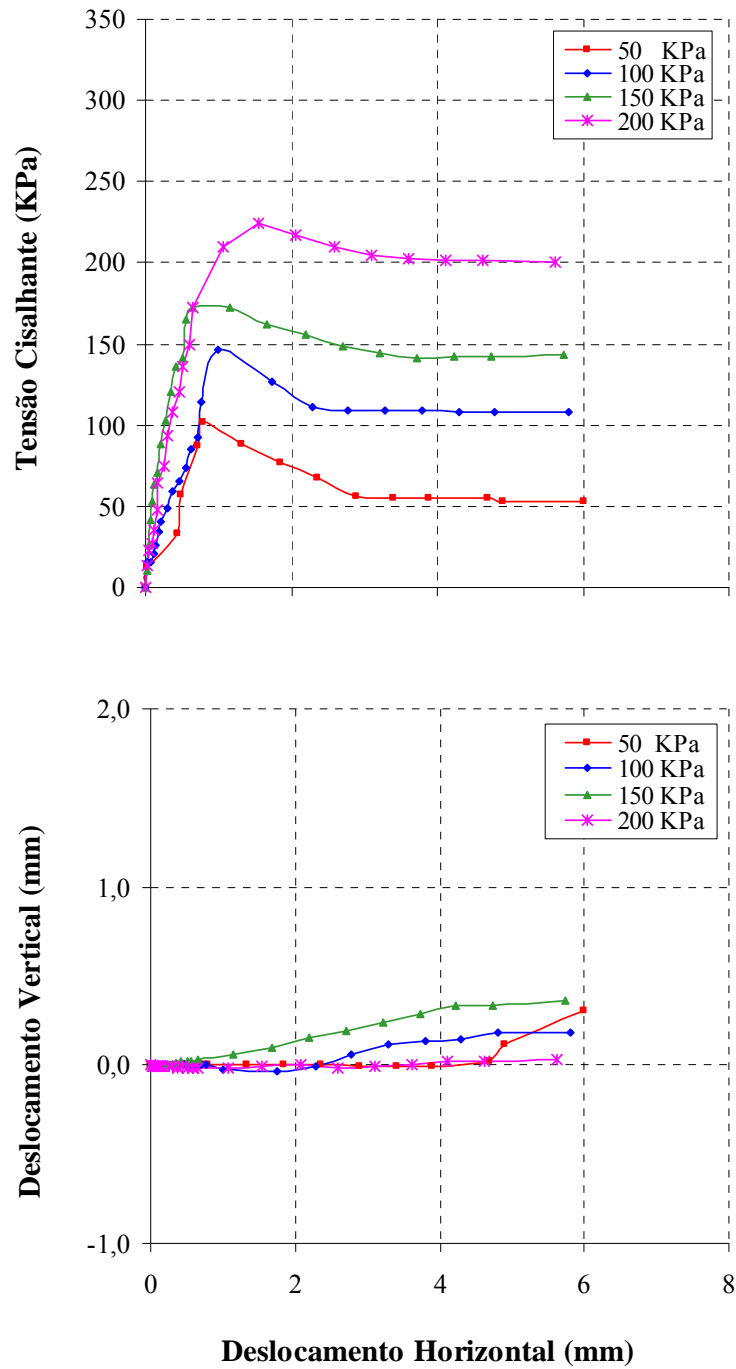


Figura V.52 – Curvas tensão-deformação – amostras do ponto P-02 SR (12 a 12,3 m) – ensaios com sucção controlada - sucção de 1000 kPa.

Tabela V.22 – Condição dos corpos de prova na ruptura dos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.

Amostra Prof. (m)	u_a-u_w (kPa)	CP Nº	CONDIÇÃO NA RUPTURA				PARÂMETROS	
			Valores de Pico				c' ou c (kPa)	ϕ' ou ϕ ($^\circ$)
			d_h (%)	d_v (mm)	σ_r (kPa)	τ_r (kPa)		
1 (1,5-1,8) P – 02 FB	20	01	0,48	0,072	50,50	58,45	15,0	38,9
		02	2,31	-0,02	100,79	95		
		03	2,73	0,117	158,37	138,43		
		04	2,12	-0,008	207,86	187,0		
2 (1,5-1,8) P – 02 FB	50	05	0,55	0,072	50,55	70,77	27,8	38,7
		06	0,67	-0,004	113,35	101,39		
		07	0,68	-0,244	151,47	152,68		
		08	1,61	-0,040	206,68	194,48		
3 (1,5-1,8) P – 02 FB	100	09	0,87	-0,023	50,58	72,42	30,9	39,4
		10	1,75	-0,12	101,56	115,86		
		11	1,70	-0,03	155,29	155,98		
		12	1,6	-0,01	206,59	202		
4 (1,5-1,8) P – 02 FB	300	13	1,23	0,057	51,28	82,19	38,8	40,2
		14	1,56	0,023	101,15	120,0		
		15	1,60	0,08	154,97	172,08		
		16	1,48	0,09	206,0	207,8		
5 (12-12,3) P – 02 SR	20	17	0,576	0,09	60,21	50,58	15	38,7
		18	0,782	-0,053	106,30	99,56		
		19	2,21	-0,045	143,014	156,95		
		20	4,14	-0,161	186,84	218,07		
6 (12-12,3) P – 02 SR	50	21	0,57	0,042	50,58	63,12	27,8	36,6
		22	1,30	-0,165	100,62	98,07		
		23	1,50	-0,125	154,66	146,0		
		24	1,73	-0,123	207,0	182,0		
7 (12-12,3) P – 02 SR	100	25	0,75	-0,067	50,79	75,04	35,9	38,9
		26	0,78	-0,051	99,60	120,86		
		27	3,18	-0,09	160,52	163,52		
		28	3,60	-0,18	215,53	205,36		
8 (12-12,3) P – 02 SR	500	29	0,72	-0,11	50,73	89,60	50,7	38,1
		30	0,74	0,03	99,46	128,61		
		31	0,85	0,001	152,59	171,39		
		32	1,57	-0,04	206,50	211,62		
9 (12-12,3) P – 02 SR	1000	33	0,79	0,006	50,90	101,93	62,2	37,4
		34	1,0	-0,03	100,0	145,77		
		35	0,64	0,03	151,96	172,63		
		36	1,54	-0,01	206,39	223,99		

Observa-se que as curvas deslocamento horizontal (d_h) versus tensão cisalhante (τ_c) da areia argilosa do ponto P – 02 (Formação Barreiras) em geral apresentam uma rigidez maior em relação aos ensaios com sucção igual a zero (inundado) e valores de picos bem definidos. Nas curvas deslocamento vertical (d_v) x deslocamento horizontal (d_h),

observa-se inicialmente um comportamento de compressão, para em seguida ocorrer expansão. A exceção ocorre na sucção de 50 kPa, onde os valores de tensões normais (σ_n) de 150 kPa e 200 kPa apresentam compressão durante o cisalhamento.

As curvas deslocamento horizontal (d_h) versus tensão cisalhante (τ) da argila arenosa do Ponto P-02 (solo residual de granito) em geral, apresentam picos bem definidos. A exceção na (Figura V.51), onde as curvas para tensões normais (σ_n) de 150 kPa e 200 kPa, (sucção de 100 kPa) cresce de forma monótona a um valor assintótico, sem apresentar evidências de pico. Nas sucções de 50 kPa e 100 kPa, as curvas de deslocamento vertical (d_v) x deslocamento horizontal (d_h), em geral a compressão predomina, embora para valores de sucção de 50 kPa a tensão normal (σ_n) de 50 kPa, observa-se tendência dilatante. Para outros valores de sucção esta tendência se mantém, mesmo para tensões superiores. As deformações aparecem no início do processo de cisalhamento, de modo que a ruptura ocorre gradativamente com a deformação.

Nas Figuras V.53 e V.54 estão apresentadas as envoltórias de resistência no plano (σ_n , τ) para cada valor de sucção, as quais são comparadas com as envoltórias dos ensaio de cisalhamento direto convencionais inundados (sucção 0kPa). Na Figura V.53, observa-se que envoltórias de resistência são lineares e praticamente paralelas, com ângulo de atrito na condição inundada de $\phi=35^\circ$. Para as sucções de 20 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 300 kPa os ângulos são ligeiramente crescentes ($\phi=38,9^\circ$ a $40,2^\circ$). Isto indica que no intervalo de sucção imposto, a areia argilosa da Formação Barreiras apresenta uma melhor transferência de sucção, elevando a rigidez e, por conseguinte o intercepto coesivo. Comportamento semelhante foi observado por MARTINEZ (2003), em uma areia siltosa na Paraíba pertencente à Formação Barreiras; BARRERA et al. (2002) para um solo não saturado de baixa plasticidade e VANAPALLI (1994) para um solo compactado.

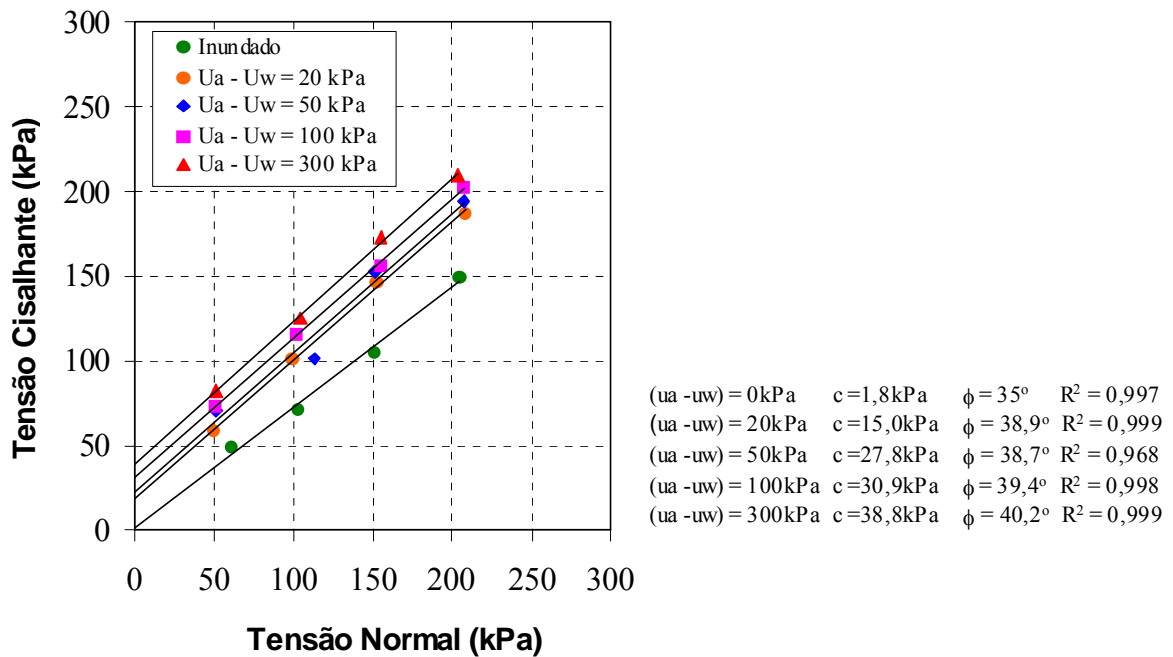


Figura V.53 – Envoltórias de resistência para diferentes valores de sucção – Ponto P-02 Formação Barreiras.

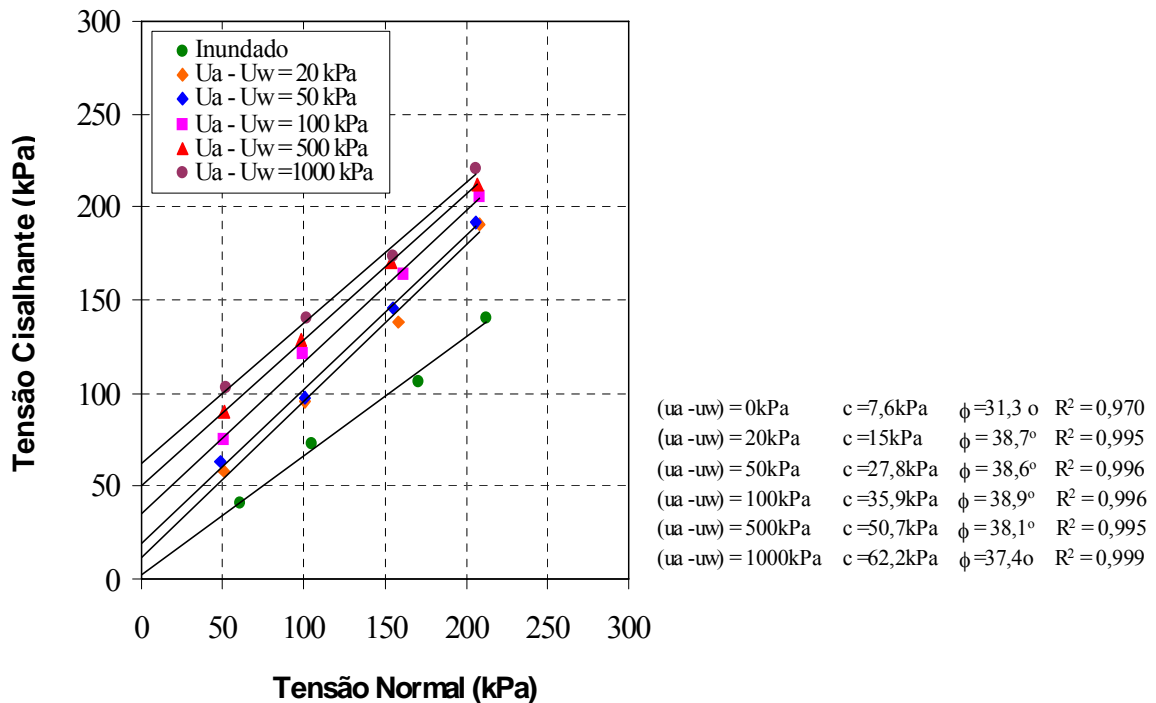


Figura V.54 – Envoltórias de resistência para diferentes valores de sucção – Ponto P-02 - solo residual de granito.

O solo do Ponto P – 02 (Formação Barreiras) apresenta um incremento do ângulo de atrito de $3,9^\circ$ com o aumento de sucção de 0 a 20 kPa. Segundo CAMPOS (1997) existem evidências experimentais de que o atrito decorrente de deslizamentos, ou rolamento de grãos, aumenta quando o solo é ensaiado na condição não saturada. O autor alega que as variações de ϕ' devido à elevação da sucção poderiam decorrer de variações na estrutura do solo impostas pela sucção, que tenderiam a elevar o grau de entrosamento dos grãos, independente da tensão normal aplicada. Diante do exposto, as variações encontradas para ϕ' , em razão do incremento de sucção, podem ser atribuídas à variação estrutural e ao decréscimo dos índices de vazios observados, quando se eleva a sucção.

As envoltórias da argila arenosa pertencente ao solo residual de granito conduziram a um bom ajuste linear, com envoltórias praticamente paralelas e ângulo de atrito na condição inundada de $31,3^\circ$, e nas sucções de 20kPa, 50kPa, 100kPa, 500kPa e 1000kPa ângulos de atrito variando de ($37,4^\circ$ a $38,9^\circ$). No plano (s, τ) (Figuras V.55 e V.56), observa-se nítida curvatura na envoltória de resistência, o que provavelmente resultará na redução do parâmetro ϕ^b com a sucção, conforme se tem observado em vários resultados da literatura. Os resultados experimentais se apresentam bem ajustados à função hiperbólica de GENS (1993), de acordo com a equação IV.14 (CAP. IV - item IV.2.2.9.2).

Resultados da literatura FREDLUND et al. (1995), VANAPALLI et al. (1996a) e VANAPALLI et al. (1996b) mostram que até o valor de entrada de ar a resistência de um solo aumenta linearmente com a sucção. A partir deste valor a resistência aumenta de forma não linear, até a sucção correspondente a umidade residual, a partir da qual o aumento na resistência passa a ser insignificante. As curvas características do Ponto P-02 FB e P-02 SR (Figura V.32 e V.34) referentes às amostras onde foram realizados os ensaios com sucção controlada, sugerem valores de entrada de ar da ordem de 3,5kPa e 2,5kPa, respectivamente. Estes baixos valores a sucção na entrada de ar justificam a não linearidade, observada nas envoltórias no plano (s, τ) (Figuras V.55 e V.56).

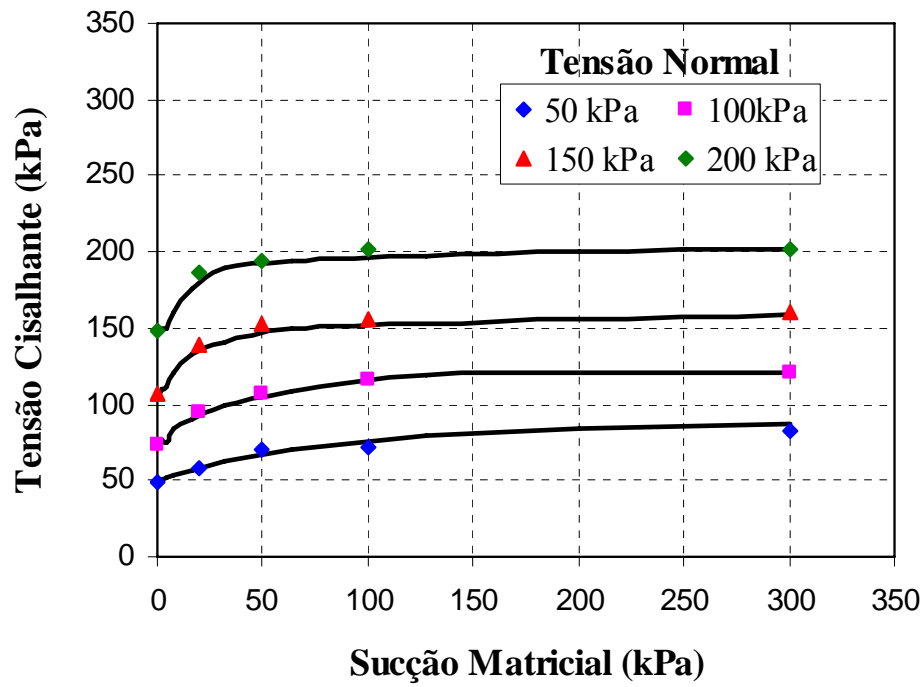


Figura V.55. Envoltórias de resistência no espaço (s , τ) ajustadas segundo a função hiperbólica de GENS (1993) – Ponto P-02 FB.

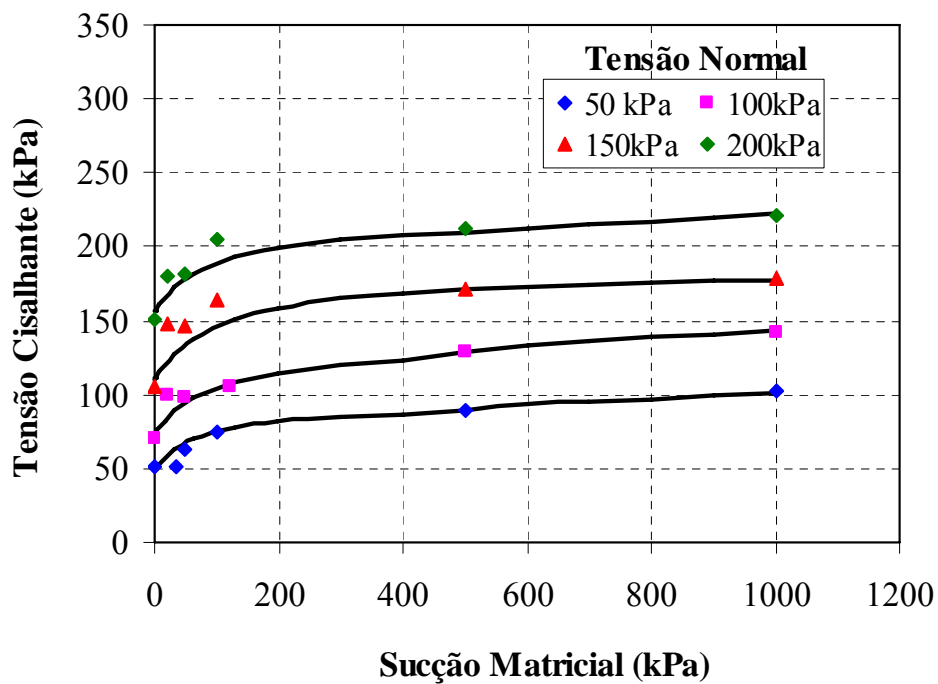


Figura V.56. Envoltórias de resistência no espaço (s , τ) ajustadas segundo a função hiperbólica de GENS (1993) – Ponto P-02 SR.

Na Tabela V.23, apresentam-se os parâmetros de ajustes para cada tensão vertical.

Tabela V.23 - Parâmetros de ajuste das hipérboles de GENS (1993)

Ponto	ϕ' (°)	σ_n (kPa)	τ^{sat} (kPa)	c^* (kPa)
P- 02 FB 1,5 a 1,8m	32,1	50	49	49
		100	74	89,5
		150	105	126,1
		200	148	76,1
P- 02 FB 12 a 12,3m	31,9	50	48	44,3
		100	73	57,39
		150	110	74,6
		200	156	63,2

V.3.11 Síntese comparativa dos ensaios

Este item trata a princípio de reunir as informações obtidas em ensaios realizados em campo e laboratório, como são apresentados na Tabela V. 24. Na investigação de campo são descritas as características dos perfis, com definições das camadas a serem investigadas experimentalmente (solos da Formação Barreiras e solos residuais de granito) e permeabilidade. Em laboratório são descritos aspectos referentes as caracterizações físicas, químicas e mineralógicas, sucção, compressibilidade e resistência (convencional e com sucção controlada).

A seguir serão feitos breves comentários dos principais pontos das investigações de campo e laboratório, referentes à Tabela V.24.

- Foram identificadas na área de estudo duas gêneses de solos: uma da Formação Barreiras e a outra pertencente ao solo residual de granito;
- Há uma variação nos percentuais de areia e argila, sendo a fração areia predominante a 1,5m nos Pontos P-01FB e P-02FB, e uma maior fração de argila a 4,5m no Ponto P-01 SR e P-02 SR;

Tabela V.24 – Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de campo e laboratório

Ponto	Prof. (m)	Composição granulométrica (%)				% pass. # 200	Consistência (%)		Condutividade hidráulica (10 ⁻⁶ m/s)		Propriedades Químicas			
											CTC	MO	SiO ₂	pH
		Ped.	Areia	silte	Argila	#200	wl	IP	Guelph	Tri flex 2	Meq/l	(%)	(%)	H ₂ O/KCl
P – 01	0,5	0,5	55,5	5	39	49	32,6	13,3	4,0		4,59	4,65	-	5,3/4,2
	1,5	1,0	61	1	35	33	23,6	9,5	7,5	5,23	2,08	1,9	83,9	6/5,2
	2,5	-	62	7	31	42	27,8	8,31	7,8	-	-	-	-	-
FB	3,0	1,0	76	7	16	28	19,2	3,8	8,9	-	-	-	-	-
	4,0	1,0	70	5	24	31	28,6	9,7	-	-	2,88	2,65	-	5,2/4,5
P- 01 SR	4,5	-	24,0	16	60	86	49	22	-	0,48	4,68	1,95	58,3	4,8/3,9
	5,5	4,0	73	3	20	24	29,6	12,8	-	-	2,6	1,9	-	4,8/4,2
P – 02 FB	0,5	0,5	41,5	8	50	60	42,6	18,35	0,72	-	-	-	-	-
	1,0	0,5	44,5	7	48	61	46,4	20,95	0,78	-	4,03	3,79	-	4,4/3,9
	1,5	-	66	3	31	38	29,2	9,8	1,8	2,78	-	-	68,9	-
	2,0	0,5	74,5	2	23	31	22,4	8,34	3,0	-	2,2	2,39	-	4,9/4,2
	3,5	-	55	7	38	47	36,2	14,2	-	-	3,2	3,1	-	4,6/3,9
	4,5	-	77	3	20	31	24,8	9,47	-	-	2,2	1,72	-	5,2/4,3
P – 02 SR	5,0	-	86	3	11	16	-	-	-	-	1,14	1,55	-	5,1/4,4
P – 02 SR	12,0	2,0	44	8	46	55	44	21	-	0,28	3,65	2,24	77	4/3,9

Tabela V.24 – Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de campo e laboratório (continuação)

Pontos	Prof. (m)	Composição mineralógica		Curva caract.	Compressibilidade			Resistência ao cisalhamento							
		Fração areia	Fração silte e argila		Ψ (kPa)	C	inundado		Convenc.		Sucção Controlada				
			Argila / quartzo	σ_{vds} kPa			Cc	nat /inun		Sucção (kPa) c (kPa) / ϕ°					
								c kPa	ϕ°	20	50	100	300	500	1000
P – 01 FB	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	quartzo	21,3 / 69,7	1,5	0,37	60	0,21	33,1/ 1,6	33,4/ 33,8	-	-	-	-	-	-
	2,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P – 01 SR	4,5	quartzo	68,6 / 32,7	4,0	0,80	110	0,09	43,7/ 8,2	41,3/ 30,3	-	-	-	-	-	-
	5,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P – 02 FB	0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	quartzo	554 / 45,5	3,5	0,52	90	0,29	56,1/ 1,8	35,7/ 35	15/ 38,9	27,8/ 38,7	30,9/ 39,4	38,8/ 40,2	-	-
	2,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P – 02 SR	12,0	quartzo	53 / 53,9	2,5	0,48	80	0,13	45,6/ 7,6	41/ 31,3	15/ 38,7	27,8/ 36,6	35,9/ 38,9	-	50,7/ 38,1	62,2/ 37,4

- Com o Permeômetro Guelph é observado um acréscimo da condutividade hidráulica até 3,0m de profundidade, tanto no ponto P-01 quanto no ponto P-02. Esta tendência está coerente com a ordem de valores dos ensaios realizados com o Tri-flex 2, com os valores dos índices de vazios e as características granulométricas, no qual indicam um aumento no percentual de areia. Nos solos residuais de granito há um decréscimo da condutividade hidráulica para o ponto P-01 SR ($4,8 \times 10^{-7}$ m/s) e para o ponto P-02 SR ($2,8 \times 10^{-7}$ m/s);
- A análise química verificou que a capacidade de troca catiônica foi baixa para os pontos P-01 e P-02, sendo típicas de argilas cauliníticas.
- A matéria orgânica é baixa com menos de 3,5% para os pontos P-01 e P-02, sendo solos que possuem agregados instáveis. A 0,5m de profundidade no ponto P-01 e a 1,0m de profundidade no ponto P-02 foram encontrados os maiores valores de matéria orgânica (4,65% e 3,79%), sendo considerados agregados estáveis nestas profundidades.
- O $\text{pH}_{\text{KCl}} < \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$ foi menor pH em água no ponto P-01 até 4,0m de profundidade e no ponto P-02 até 7,8m de profundidade. Nas profundidades relativas ao solo residual de granito o $\text{pH}_{\text{KCl}} > \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$, isto ocorre devido à presença de óxido de ferro no seu estado insolúvel, causado pelas oscilações de nível freático;
- Os altos valores de $\text{SiO}_2 > 50\%$ estão de acordo com a composição quartzosa deste solo;
- A análise mineralógica identificou o mineral quartzo na fração areia. Na fração silte e argila, também foi verificada a presença de quartzo, e o maior percentual de argila no ponto P-01FB, estando em concordância com a granulometria para esta profundidade;

- Nas curvas características os valores de entrada de ar para a FB foi de 1,5 kPa e de 3,5 kPa, coerentes com os valores para as frações de areias que variam de 1 a 3,5 KPa. Para o solo residual a entrada de ar variou de 2,5 kPa a 4 kPa;
- Quanto a colapsibilidade os solos foram classificados como condicionantes ao colapso;
- Nos ensaios de cisalhamento convencional observa-se uma redução nos valores de coesão da condição natural para a condição inundada, e ângulos de atrito apresentando variação de 30,3° a 41,3°;
- O cisalhamento com sucção controlada foi realizado apenas no Ponto P-02, onde se observa um aumento da coesão com a sucção. Quanto aos ângulos de atrito no Ponto P-02 FB são ligeiramente crescentes (38,9° a 40,2°) e para o ponto P-02 SR há uma variação de (37,4° a 38,9°).

V.3.12 Análises Estatísticas

Os resultados obtidos nos ensaios físicos e químicos foram submetidos a duas formas de análise estatística: Análise por Componentes Principais e a aplicação da Matriz de Coeficientes de Correlação Linear. Entre os resultados das análises físicas foram utilizados para o estudo estatístico, os índices e propriedades apresentados nas Tabela V.2 e V.3. Também foram considerados os parâmetros de comportamento mecânico, definidos nos ensaios de cisalhamento direto (ângulo de atrito e coesão) e as análises químicas. Algumas abreviações se fizeram necessárias para identificar as diferentes propriedades analisadas neste item:

cfareia, cfsilte, cfargila – frações granulométricas referentes às análises de granulometria pela norma ABNT NBR 7181/84 com uso de defloculante;

sfareia, sfsilte, sfargila – frações granulométricas referentes às análises de granulometria pela norma ABNT NBR 7181/84 sem uso de defloculante;

$t\text{Al}_2\text{O}_3$, $t\text{CaO}$, $t\text{Fe}_2\text{O}_3$, $t\text{K}_2\text{O}$, $t\text{MgO}$, $t\text{SiO}_2$, $t\text{TiO}_2$ – elementos analisados pela química total;

V.3.12.1 Análise por Componentes Principais (ACP)

A análise por componentes principais foi realizada através do programa Statistica 6.0, estando apresentadas separadamente às propriedades físicas e químicas. As Figuras V.57, V.58 e V.59 mostram as análises por componentes principais dos solos estudados.

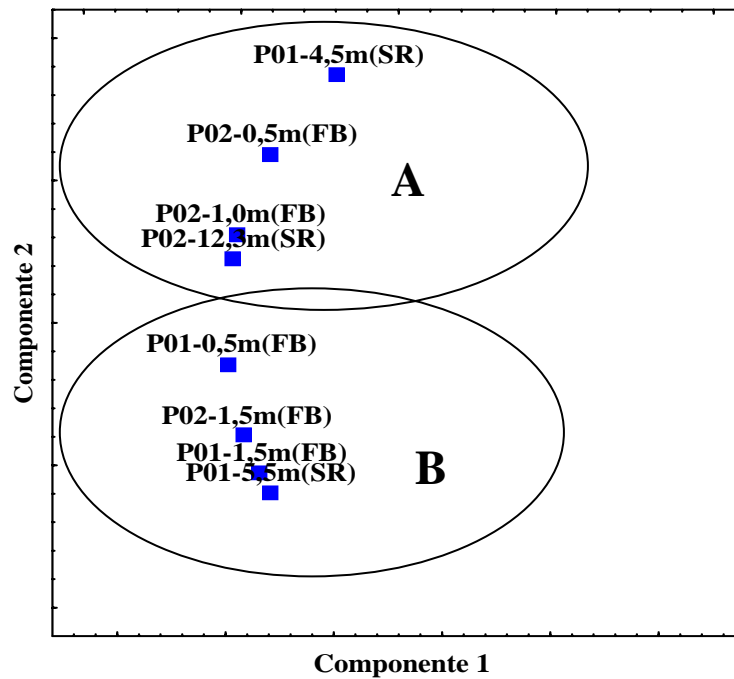


Figura V.57 – Análise por Componentes Principais dos solos estudados.

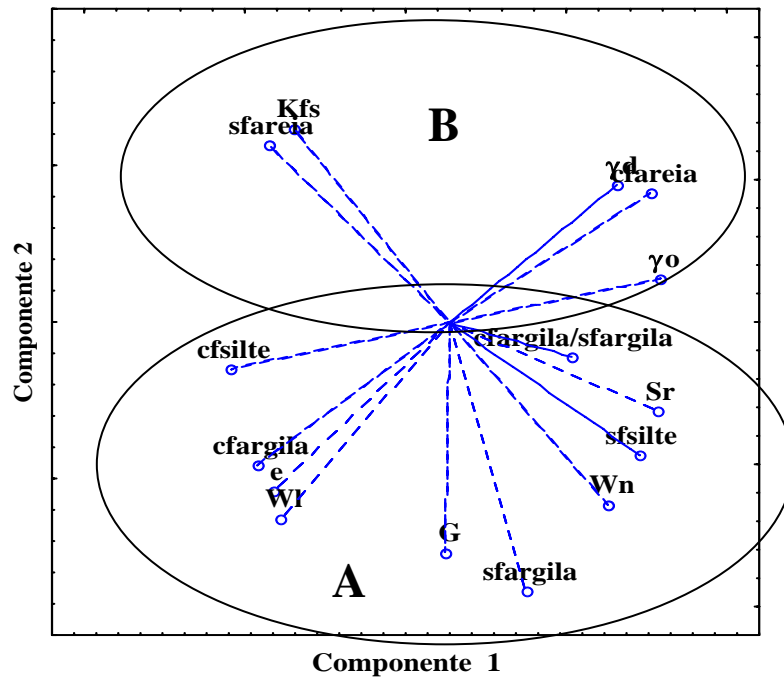


Figura V.58 – Análise das componentes principais das propriedades físicas dos solos estudados.

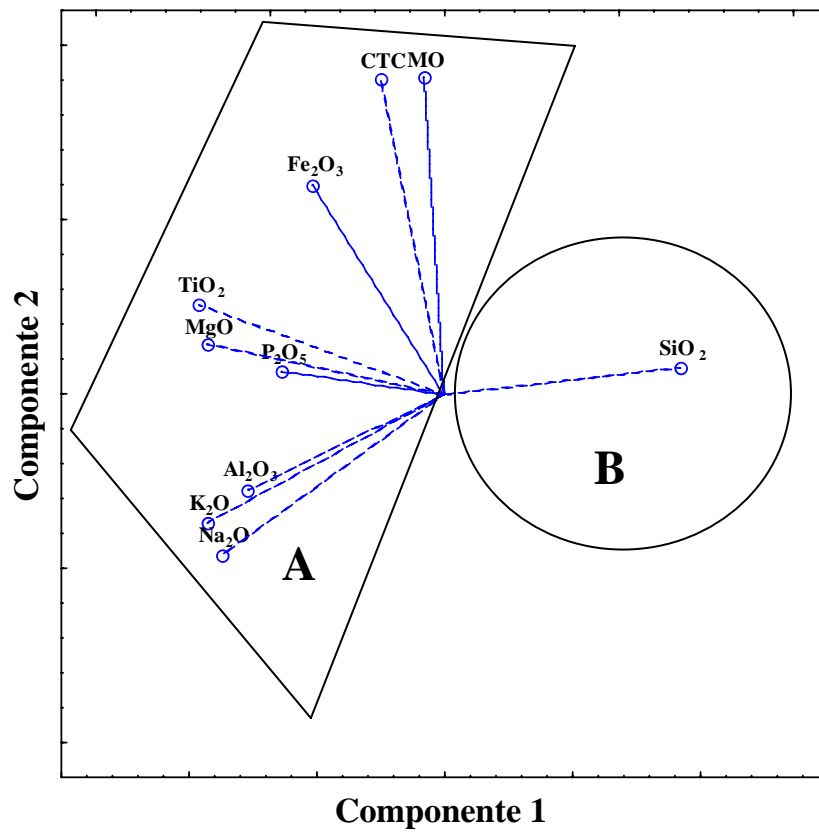


Figura V.59 – Análise das componentes principais das propriedades químicas dos solos estudados.

A análise por componentes principais (Figura V.57) evidencia dois grupos amostrais, onde cada um deles apresenta comportamentos distintos em relação às propriedades físicas e químicas. Inicialmente, pode-se observar que a principal característica é o tipo de fração granulométrica predominante em cada um deles. No grupo A, situam-se os solos argilosos, P-01 – 4,5m (SR); P-02 – 0,5m (FB); P-02 – 1,0m (FB); P-02 – 12,3m (SR), enquanto no grupo B estão os solos arenosos, P-01 – 0,5m (FB); P-01–1,5m (FB); P-02 – 1,5m (FB) e P-01–5,5m (SR). Isso demonstra que as propriedades físicas se comportam geralmente em função da granulometria, como pode ser observado na Figura V.57. Esta separação de grupos bem definidos através de análises estatísticas também foi identificada por CARDOSO (2002) em solos do Distrito Federal.

Na análise por Componentes principais das propriedades físicas e químicas, Figuras V.58 e V.59, a separação se apresenta com nitidez, com a presença de um grupo de componentes destacados em relação ao outro, ou seja, o grupo A em que estão os solos finos e o grupo B em que estão os solos arenosos.

O grupo A da análise por Componentes Principais das propriedades físicas (Figura V.58) apresenta como característica principal a fração silte, nas duas formas de ensaio (com e sem defloculante). De acordo com CARDOSO (2002) os cristais de caulinita podem apresentar dimensões variáveis, entre os tamanhos de silte e argila. Nos solos residuais estes minerais tendem a se concentrar na fração silte e nos horizontes mais superficiais na fração argila. Fica evidente uma associação das componentes (umidade natural, saturação, razão entre as frações de argila e limite de liquidez) com a fração argila do grupo A, demonstrando que estas propriedades são diretamente proporcionais com o aumento desta fração no solo. A densidade real dos grãos (G) se encontra como um parâmetro intermediário, entre as frações silte e argila. Este fato possivelmente é explicado, devido a presença dos oxi-hidróxidos de Fe que são os minerais mais densos nos solos analisados.

No grupo B fica evidente a relação direta da areia com a permeabilidade do solo. O peso específico natural (γ_o) e o peso específico aparente seco (γ_d) estão associados à fração areia, isto devido ao fato de serem componentes fisicamente inversos ao índice de vazios. A análise mineralógica realizada com lupa binocular indica que a fração areia é

constituída essencialmente pelo quartzo, mineral quimicamente formado pela sílica (SiO_2). Este comportamento exerce função direta na análise química, conforme é observado na Figura V.59.

V.3.12.2 Matriz de Coeficientes de Correlação Linear

As matrizes de coeficientes de correlação linear foram confeccionadas a partir do programa Statistica 6.0, onde estão as correlações relativas as propriedades físicas e químicas dos solos estudados. Esta análise é descrita no CAP. IV (item IV.2.2.10.2) complementando a Análise por Componentes Principais (ACP). As Tabela V.25 e V.26 apresentam os valores para as propriedades físicas e químicas dos solos da Formação Barreiras e residual de granito.

As análises por principais componentes das propriedades físicas mostram que as frações granulométricas são as principais características, diferenciadas do comportamento dos solos estudados. Confirma-se então, que as correlações lineares entre as frações granulométricas obtidas pela norma ABNT NBR 7181/84 sem o uso do defloculante são elevadas. A densidade dos grãos (G) apresenta correlações lineares negativas com a areia, e positivas com a argila nas análises granulométricas (Tabela V.25), podendo este fato ser explicado, como sendo devido à presença dos óxi-hidróxidos de Fe associados às partículas finas do solo. O peso específico natural (γ_o), o peso específico aparente seco (γ_d) e o índice de vazios (e) fazem parte de um grupo de propriedades físicas, onde as altas correlações lineares ocorrem de forma clara, devido à associação existente entre as expressões matemáticas que as representam. Contudo o peso específico natural (γ_o), o peso específico aparente seco (γ_d) são inversamente proporcionais ao índice de vazios. Desta forma, preferiu-se o índice de vazios (e) que é uma propriedade que melhor caracteriza o grupo. Este índice estabelece correlações positivas altas com as frações argila, obtidas pela norma da ABNT NBR 7181/84 com o uso do defloculante ($R=0,86$).

Tabela V.25 - Matriz de Coeficientes de Correlação Linear (R) entre as propriedades físicas dos solos estudados.

	Wn (%)	G	γ_o (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	Sr(%)	Arg. disp.(%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	sfAreia (%)	sfSilte (%)	sfArgila (%)	Wl (%)	ϕ°	C (kPa)
Wn (%)	1,00	-0,92	0,01	-0,05	-0,03	0,80	0,40	0,07	0,05	0,08	0,87	0,39	0,82	0,09	0,07	0,85
G	-0,92	1,00	0,03	-0,19	-0,10	-0,64	0,01	0,25	0,16	0,29	-0,83	-0,37	0,93	0,32	0,25	-0,82
γ_o (kN/m ³)	0,01	0,03	1,00	0,73	-0,91	0,59	0,10	0,68	0,91	0,47	0,48	0,91	-0,40	0,05	-0,52	0,01
γ_d (kN/m ³)	-0,05	-0,19	0,73	1,00	-0,95	0,27	-0,56	0,01	0,39	-0,25	0,39	0,74	-0,08	-0,64	-0,96	-0,05
e	-0,03	-0,10	-0,91	-0,95	1,00	0,43	0,80	0,31	0,65	0,86	0,46	0,87	-0,23	0,37	-0,83	-0,03
Sr (%)	0,80	-0,64	0,59	0,27	0,43	1,00	0,53	0,58	0,63	0,49	0,95	0,82	0,35	0,27	-0,10	0,79
Arg. disp.(%)	0,40	0,01	0,10	-0,56	0,80	0,53	1,00	0,76	0,49	0,88	0,28	0,12	-0,08	0,95	0,75	0,40
Areia (%)	0,07	0,25	0,68	0,10	0,31	0,58	0,76	1,00	0,92	0,97	0,29	0,55	-0,51	-0,77	0,28	0,07
Silte (%)	0,05	0,16	0,91	0,39	0,65	0,63	0,49	0,92	1,00	0,80	0,42	0,79	-0,50	0,47	-0,11	0,05
Argila (%)	0,08	0,29	0,47	-0,25	0,86	0,49	0,88	0,97	0,80	1,00	0,18	0,34	-0,48	0,91	0,51	0,08
sfreia(%)	0,87	-0,83	0,48	0,39	0,46	0,95	0,28	0,29	0,42	0,18	1,00	0,79	0,57	-0,03	-0,30	0,77
sfSilte(%)	0,39	-0,37	0,91	0,74	0,87	0,82	0,12	0,55	0,79	0,34	0,79	1,00	0,01	-0,05	-0,56	0,39
sfArgila (%)	0,82	0,93	-0,40	-0,08	-0,23	0,35	-0,08	-0,51	-0,50	-0,48	0,57	0,01	1,00	-0,35	-0,07	0,82
Wl (%)	0,09	0,32	0,05	-0,64	-0,37	0,27	0,95	-0,77	0,47	0,91	-0,03	-0,05	-0,35	1,00	0,73	0,09
ϕ°	0,09	0,25	-0,52	-0,96	-0,83	-0,10	0,75	0,28	-0,10	0,51	-0,30	-0,56	-0,07	0,83	1,00	0,07
C (kPa)	0,85	-0,82	-0,03	-0,02	-0,03	0,79	-0,32	-0,02	-0,03	-0,01	-0,89	-0,42	0,84	0,01	0,02	1,00
Wn (%)	1,00	-0,92	0,01	-0,05	-0,03	0,80	0,40	0,07	0,05	0,08	0,87	0,39	0,82	0,09	0,07	0,85

Tabela V.26 – Matriz de Coeficientes de Correlação Linear (R) entre as propriedades físicas e químicas dos solos estudados

	tSiO ₂	tAl ₂ O ₃	tFe ₂ O ₃	tCaO	tMgO	tK ₂ O	tNa ₂ O	tTiO ₂	tMnO	tP ₂ O ₅	pH _{H2O}	pH _{KCl}	ΔpH	CTC	MO
Wn (%)	0,292	0,055	0,166	0,642	0,960	0,806	0,478	0,988	-0,062	0,765	0,589	0,400	0,180	-0,676	-0,730
G	0,113	0,348	-0,478	-0,894	-0,992	-0,546	-0,129	-0,844	-0,224	-0,729	0,224	0,900	0,184	0,523	0,581
γ _o (kN/m ³)	0,108	0,104	-0,639	-0,078	-0,022	0,402	0,496	0,027	-0,781	-0,636	-0,625	0,314	0,873	0,353	0,610
γ _d (kN/m ³)	-0,580	-0,598	0,027	0,419	0,116	-0,051	-0,156	-0,144	-0,150	-0,515	-0,522	0,507	0,028	0,655	0,689
e	-0,309	-0,322	-0,273	0,224	0,062	0,151	0,129	-0,077	-0,447	-0,607	-0,566	0,900	0,496	0,565	0,703
n (%)	-0,692	-0,711	0,172	0,500	0,139	-0,147	-0,289	-0,171	0,000	-0,453	-0,100	-0,224	0,164	0,676	0,659
Sr (%)	0,456	0,274	-0,368	0,332	0,698	0,946	0,791	0,823	-0,609	0,236	-0,180	-0,909	0,630	-0,497	-0,273
Arg. disp.(%)	0,994	0,938	-0,682	-0,447	0,124	0,764	0,904	0,537	-0,671	0,243	0,300	0,790	0,500	-0,744	-0,495
K _{fs} (m/s)	0,120	-0,025	-0,313	0,411	0,570	0,721	0,569	0,564	-0,575	-0,074	-0,575	-0,809	0,662	-0,087	0,114
Areia (%)	0,887	0,800	-0,971	-0,569	-0,158	0,648	0,899	0,195	-0,989	-0,381	-0,327	-0,188	0,951	-0,188	0,154
Silte (%)	0,503	0,508	-0,886	-0,364	-0,101	0,578	0,770	0,125	-0,970	-0,549	-0,243	-0,571	0,997	0,078	0,407
Argila (%)	-0,908	0,925	0,947	-0,657	-0,182	0,740	0,910	0,825	-0,919	-0,238	0,576	0,921	0,442	0,718	0,825
Areia(*) (%)	0,181	-0,032	-0,062	0,618	0,857	0,831	0,555	0,648	-0,343	0,361	-0,239	0,245	0,582	-0,437	-0,305
Silte(*) (%)	0,081	-0,019	-0,416	0,279	0,386	0,871	0,536	0,382	-0,650	-0,286	-0,650	-0,664	0,748	0,094	0,315
Argila* (%)	-0,182	-0,392	0,699	0,864	0,910	0,322	-0,100	0,741	0,518	0,392	0,200	-0,695	-0,511	-0,580	-0,737
W _l (%)	-0,977	0,998	-0,765	-0,706	-0,196	0,531	0,792	0,242	-0,666	0,036	0,746	0,018	0,534	-0,563	-0,322
W _p (%)	-0,934	0,952	-0,927	-0,675	-0,187	0,629	0,901	0,232	-0,885	-0,190	0,465	-0,094	0,797	-0,393	-0,081
IP (%)	0,855	0,877	-0,428	-0,618	-0,171	0,315	0,515	0,212	-0,275	0,311	0,162	0,262	0,581	-0,675	-0,563
I _a	-0,958	-0,981	0,793	0,703	0,205	-0,536	-0,801	-0,226	0,703	0,017	-0,068	-0,003	-0,036	0,516	0,264
φ °	0,776	0,797	-0,295	-0,561	-0,156	0,228	0,399	0,192	-0,130	0,390	0,392	0,193	-0,235	-0,682	-0,620
C(kPa)	-0,207	0,033	-0,221	-0,707	-0,980	-0,770	-0,420	-0,970	0,021	-0,729	0,021	-0,074	-0,125	0,719	0,689

A razão entre as frações argila determinadas com e sem o uso de defloculante (cfargila/sfargila) e o índice de vazios (e) esta diretamente relacionado ao grau de agregação dos solos ($R=0,80$). O limite de liquidez (w_L) apresenta elevados coeficientes de correlação linear negativo com a fração areia (cfareia $R = - 0,77$). Os parâmetros de tensão-deformação-resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, coesões (c) e os ângulos de atrito (ϕ), geraram correlações lineares importantes com outras propriedades físicas. A coesão apresentou correlações elevadas com a fração argila e o grau de saturação ($R=0,82$ e $R=0,79$) e negativas com a densidade dos grãos ($R=-0,82$).

Quanto à análise química a matriz de coeficientes de correlação linear (Tabela V.26), confirma a Análise por Componentes Principais das propriedades químicas, em relação à associação da sílica com o grupo B. O $tSiO_2$ (sílica da análise química total), tem significativa correlação linear positiva com a fração areia, obtida pela norma da ABNT com uso de defloculante ($R = 0,887$), mostrando que a sílica é o principal indicador químico da fração areia. O tK_2O (K_2O da análise química total), um dos elementos que constitui a illita possui correlação linear alta e positiva com a fração silte ($R = 0,87$), demonstrando que este elemento é um indicador preciso para a fração silte nos solos estudados. Seguindo esta mesma tendência o $tTiO_2$ (óxido de titânio da análise química total) apresenta elevada correlação linear com a argila ($R=0,82$), servindo como indicador para esta fração.

O tAl_2O_3 (alumina da análise química total) mostra correlação linear positiva identificada com a fração argila ($R = 0,80$). Esse comportamento também é observado para tFe_2O_3 (Fe_2O_3 da análise química total), pois apresenta correlação linear positiva com a fração argila ($R = 0,947$) e relevante correlação linear negativa com a areia ($R = -0,971$)

As correlações lineares (R) obtidas a partir do pH em H_2O não se apresentam importantes, diferentemente do pH em KCl. Isto mostra que nos solos estudados o pH em KCl promove resultados mais confiáveis para a acidez destes materiais que o pH em H_2O . Pode-se explicar este fato a partir de TAN (1992) que constatou que a análise de pH em KCl é mais eficiente que a realizada em água, visto que existe um maior equilíbrio da suspensão da solução solo / KCl em relação à solução solo / H_2O . O pH

em KCl apresenta importantes correlações lineares positivas com a fração argila obtida pela norma da ABNT NBR 7181/84 com uso de defloculante ($R = 0,92$), com o índice de vazios (e) ($R = 0,90$) e a razão entre as frações argila determinadas a partir da análise com e sem uso de defloculante (cf_{argila}/sf_{argila}) ($R = 0,79$), mostrando que o pH dos solos finos está associado diretamente ao teor de argila e é um caráter importante na formação de agregados, CARDOSO (2002).

A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) não forneceu nenhuma forma de correlação linear importante com as outras propriedades dos solos, podendo ser consequência de alguma complexidade não perceptível por estas duas formas de análise estatística.

A matéria orgânica (MO) conforme a Análise por Componentes Principais dos solos mostrada na Figura V.59 possui uma alta correlação linear (R) positiva com a fração argila obtida pela norma da ABNT NBR 7181/84 com uso de defloculante ($R = 0,825$), confirmando o que descreve KIEHL (1979), que quanto maior esta fração argila nos solos tropicais maior é a participação da matéria orgânica.

CAPÍTULO VI

RESULTADOS E AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS SOLOS

VI.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é realizada uma avaliação da erodibilidade nos solos da Formação Barreiras e solos residuais de granito, com o objetivo de classificar e quantificar a susceptibilidade quanto à erosão hídrica pelo fluxo superficial. A determinação da erodibilidade foi realizada “in situ” em sulcos consolidados, onde os detalhes estão no CAP. IV (item IV.2.1.3). Em laboratório a avaliação foi feita por meio dos diferentes critérios de erodibilidade (Metodologia MCT, dispersibilidade, desagregação, Pinhole test, Cone de laboratório, estabilidade de agregados, Inderbitzen e ensaios de canal), todos descritos no CAP. IV (item IV.2.2.11).

VI.2 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO

VI.2.1 Erodibilidade em sulcos em solo consolidado

Identificados os diferentes perfis de solo, buscou-se observar o comportamento destes frente ao processo erosivo. O conhecimento da hidráulica do escoamento, das variáveis físicas envolvidas na desagregação e no transporte de sedimentos são necessárias para uma adequada redução dos impactos ambientais. Desta forma, procurou-se determinar as taxas de desagregação do solo “in situ” e a tensão crítica de cisalhamento, para posteriormente comparar estes valores com os obtidos em laboratório.

VI.2.2 Obtenção das condições hidráulicas do escoamento nos sulcos em solos consolidados.

Com a utilização de parcelas foram quantificadas as taxas de desagregação, e a erodibilidade do solo em sulcos já consolidados sobre crosta superficial. Foi necessário

primeiramente, determinar as condições hidráulicas dos escoamentos nos sulcos consolidados. Em média os testes tiveram uma duração de 20 a 30 minutos, com vazões (121 l/min; 172 l/min; 193 l/min e 242 l/min), constando de três repetições para cada vazão aplicada, conforme descrito no CAP. IV (item IV.2.1.3.1). Durante a aplicação das vazões nos sulcos, em tempos determinados, mediu-se a velocidade superficial do escoamento utilizando o método do corante. Com base nessas determinações foi estabelecida uma relação entre a descarga líquida e a velocidade média do fluxo, cujos resultados estão apresentados na Figura VI.1.

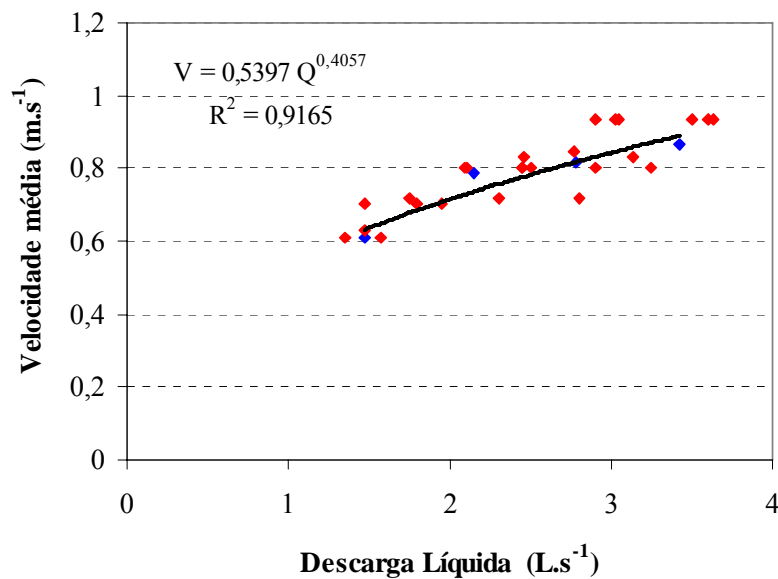


Figura VI.1 – Relação da velocidade média do escoamento com as descargas líquidas nos sulcos consolidados.

Os pontos em vermelho representam todos os pares de valores de velocidade média e descarga líquida, enquanto os pontos azuis representam todas as vazões aplicadas, produzindo um ajuste para o modelo representado na equação VI.1.

$$V_m = 0,5397 \cdot Q^{0,4057} \quad r^2 = 0,9165 \quad \text{equação VI.1}$$

Onde: V_m = velocidade média do escoamento (m . s⁻¹) e Q = descarga líquida dos sulcos (L . s⁻¹).

À medida que as vazões eram aplicadas, eram realizadas medições da área da seção transversal e do perímetro molhado do fluxo, estabelecendo-se uma relação através da equação VI.2:

$$P_m = 6,5381 \cdot A^{0,4647} \quad r^2 = 0,9033 \quad \text{equação VI.2}$$

O raio hidráulico foi determinado pela relação $R_h = A/P_m$, equação VI.3.

$$R_h = 0,1529 \cdot A^{0,5353} \quad r^2 = 0,9254 \quad \text{equação VI.3}$$

A evolução do raio hidráulico dos sulcos determina a magnitude das tensões cisalhantes do escoamento superficial, conforme constatado por CANTALICE (2001) e CANTALICE et al. (2005).

Observa-se (Figura VI.2), a evolução do raio hidráulico, durante os períodos de adição das vazões. BRAIDA e CASSOL (1996) determinaram um valor de 0,454 para o expoente da equação VI.2, próximo ao valor encontrado nesta pesquisa, e 0,531 para o expoente da equação VI.3, descrevendo que na literatura este último valor se encontra na faixa de 0,51 a 0,57, estando os valores determinados na área de estudo, dentro do intervalo estabelecido por estes autores.

CANTALICE et al. (2005) obtiveram para essa relação de potência um coeficiente de determinação de 0,93, e um expoente de 0,3254 que reflete as menores descargas líquidas de 0,086 a 0,738 l.s⁻¹ aplicadas. Os mesmos autores esclarecem que esses aumentos das descargas líquidas resultaram das crescentes tensões de cisalhamento do escoamento, as quais deformaram as secções transversais dos sulcos, sendo atestada pelo aumento do raio hidráulico.

A partir da obtenção das variáveis hidráulicas, descarga líquida (Q), velocidade média do escoamento (V_m), raio hidráulico (R_h), perímetro molhado (P_m) e a seção transversal, foram determinadas todas as demais variáveis hidráulicas, constantes da Tabela VI.1, que caracteriza o escoamento nos sulcos em solo consolidado.

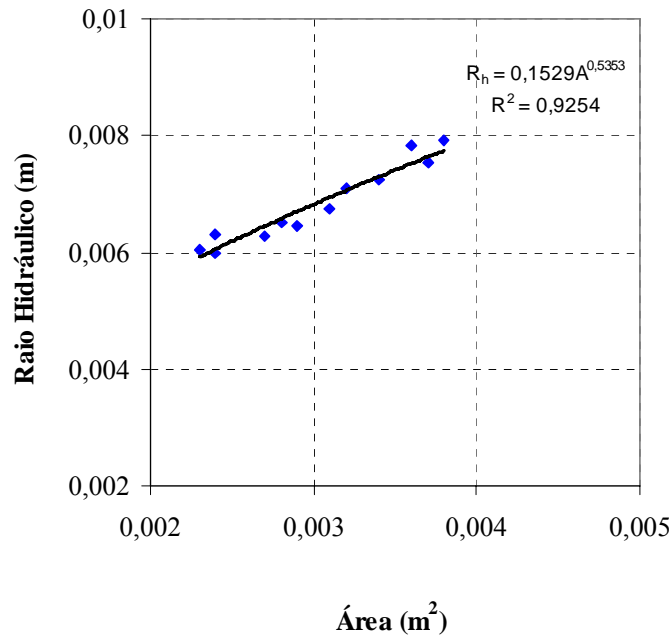


Figura VI.2 – Variações do raio hidráulico (R_h) e da área (A) durante a aplicação das vazões.

Tabela VI.1 – Características hidráulicas do escoamento dos sulcos em solo consolidado.

Variável Hidráulica	Vazões aplicadas ($L \cdot \text{min}^{-1}$)			
	121	172	193	240
V_m ⁽¹⁾	0,631 ^d	0,736 ^a	0,817 ^a	0,889 ^a
A (m^2) ⁽¹⁾	0,0023 ^d	0,0029 ^c	0,0034 ^b	0,0038 ^a
P_m (m)	0,389	0,433	0,466	0,491
R_h (m) ⁽¹⁾	0,006 ^d	0,007 ^c	0,007 ^b	0,008 ^a
Declive ($m \cdot m^{-1}$) ⁽¹⁾	0,13 ^a	0,11 ^b	0,09 ^c	0,12 ^a
Re	4567	6033	7286	8419
Fr	2,62	2,87	3,05	3,22
n ⁽¹⁾	0,02 ^a	0,02 ^a	0,01 ^a	0,01 ^a
U^* ($m \cdot s^{-1}$)	0,087	0,085	0,080	0,096
τ (Pa)	7,83 ^b	7,08 ^b	6,32 ^c	9,31 ^a

Descarga líquida (Q), velocidade média (V_m), raio hidráulico (R_h), área (m^2), perímetro molhado (P_m), declive ($m \cdot m^{-1}$), número de Reynolds (Re), Número de Froude (Fr), coeficiente de rugosidade de Manning (n), Velocidade de escoamento (U^*).

⁽¹⁾ Médias seguidas da mesma letra e linha não diferem pelo teste Tukey a 5%.

Nos sulcos consolidados o escoamento produzido teve um regime classificado como turbulento supercrítico, com o número de Reynolds (Re) entre 4567 e 8419 e o de Froude > 1 , estando de acordo com a proposta de SLATERRY e BRYAN (1992) que descreve que quando o escoamento exceder o valor de 2,8 tem início à formação dos sulcos em textura mais argilosa.

Na Tabela VI.1, pode-se observar que todos os valores de raio hidráulico foram diferentes em função das vazões aplicadas o que, no entanto não ocorreu para as tensões cisalhantes, que foram significativamente maiores para a vazão de 240 l.min^{-1} , e iguais para as vazões aplicadas de 172 e 193 l.min^{-1} . Tal fato ocorreu em consequência da não diferenciação da velocidade média do escoamento, pois o produto da velocidade pela tensão média de cisalhamento do escoamento superficial, determina a variável hidráulica de desagregação e transporte conhecida como “potência do escoamento” e definida por BAGNOLD (1966). Isto significa dizer, que se as tensões cisalhantes não se diferenciaram para as vazões aplicadas de 172 e 193 l.min^{-1} , os respectivos escoamentos produzidos tiveram um nível de energia semelhante e inferior a vazão de 240 l.min^{-1} . Por sua vez, as velocidades de escoamento superficial foram iguais por conta da rugosidade hidráulica, devido à superfície da crosta ter se tornado mais uniforme e pela ação dos ciclos de chuvas durante o processo de consolidação.

VI.2.3 Taxas de desagregação e caracterização da erodibilidade do solo em sulcos em solo consolidado

Com base na determinação das dimensões dos sulcos foram obtidas as taxas médias de desagregação do solo. No CAP. IV (item (IV.2.1.3.2) para determinação das taxas de desagregação foi utilizada a equação IV.7 [$D_r = (Q_s.C) / (L.P_m)$], onde: D_r = taxa de desagregação, ($\text{Kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$); Q = descarga líquida, (L.s^{-1}), C = concentração de sedimentos (Kg.L^{-1}), P_m = perímetro molhado, (m); e L = comprimento do sulco (m). A tensão cisalhante do escoamento foi determinada pela equação IV.9 ($\tau = \gamma_w . R_h . S$), onde: γ_w = peso específico da água (N.m^{-3}); R_h = raio hidráulico (m); S = declividade do sulco (m.m^{-1}).

A erodibilidade do solo (K_r) foi obtida através de análise de regressão linear, entre os valores de tensão cisalhante (τ) com a desagregação do solo (D_r). A tensão crítica de cisalhamento (τ_{crit}), corresponde ao intercepto da tensão hidráulica de cisalhamento (τ). Desta forma, a regressão dos valores das taxas de desagregação do solo (D_r) com as tensões de cisalhamento (τ) do escoamento forneceram uma erodibilidade em sulcos ($K_r = 0,0016 \text{ Kg.N}^{-1}.\text{s}^{-1}$), e a tensão crítica de cisalhamento ($\tau_{crit.} = 4,37\text{Pa}$), ambas representadas na Figura VI.3.

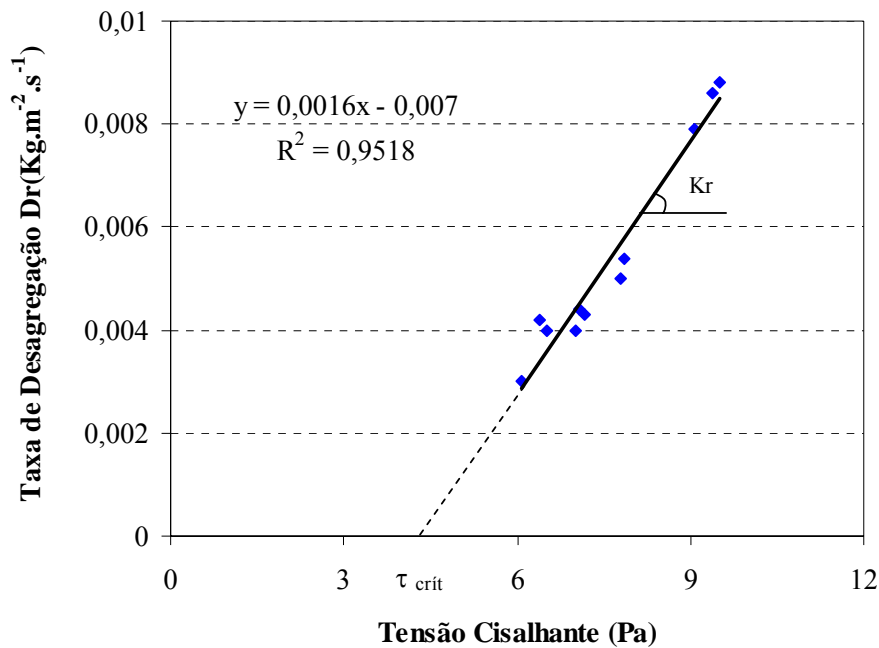


Figura VI.3 – Tensão cisalhante (τ) x Taxa de desagregação do solo (D_r), para obtenção da erodibilidade do solo (K_r) e tensão crítica de cisalhamento (τ_{crit}).

Não existem na literatura referências sobre o emprego de parâmetros de erodibilidade em sulcos com as propriedades do solo, principalmente em sulcos consolidados sobre crosta superficial. O pequeno universo de dados nesta pesquisa, não permite estabelecer um critério de erodibilidade, a partir das taxas de desagregação e tensão cisalhante, apenas indicativos de como se comporta o solo a partir das aplicações de diversas vazões em um solo consolidado. Sendo que neste caso será de grande importância, para correlacionar com os resultados de erodibilidade com os ensaios de Inderbitzen.

VI.2.4 Comportamento da erodibilidade do solo ao longo da profundidade

Os valores de erodibilidade do solo obtidos em campo e com o ensaio de Inderbitzen foram submetidos a uma análise de regressão. Só foram escolhidos os valores de erodibilidade em campo e os correspondentes aos ensaios de Indebitizen pré-umedecidos, por serem as condições em que ocorrem, quando o solo está sendo cisalhado pelo escoamento superficial. O escoamento superficial só ocorre quando as taxas de precipitação superam as taxas de infiltração de água no solo, e o mesmo se torna saturado, diminuindo assim, a coesão entre as partículas e os agregados do solo. A regressão e o modelo obtidos ao longo do perfil se encontram na Figura VI.4. A erodibilidade se ajustou ao modelo de Hoerl com um coeficiente de determinação de $R^2=0,644$.

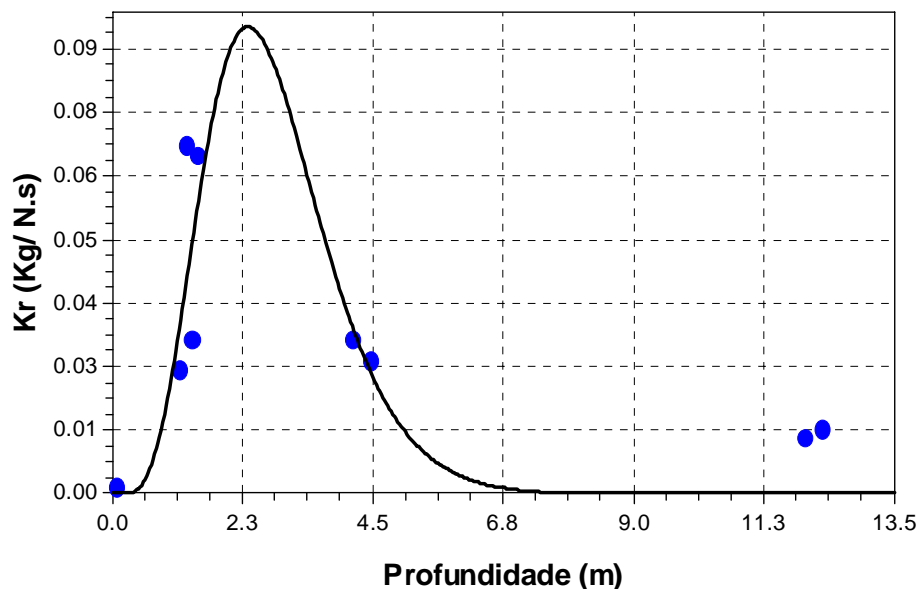


Figura VI.4 – Erodibilidade (Kr) versus profundidade – pontos P-01 e P-02

O modelo acima apresentado explica 64,4 % da variação da erodibilidade do solo, sendo escolhido por caracterizar espacialmente a erodibilidade da área sob processo erosivo. O processo de consolidação ocorreu em função dos ciclos de umedecimento e secagem, que pelas tensões matriciais desenvolvidas aumentaram a densidade do solo e sua resistência estrutural. Nas profundidades de 1,5 a 4,5 metros o solo se apresenta mais susceptível a erosão, e aos 12 metros o solo volta a aumentar sua resistência.

A Figura VI.5 representa a variação da erodibilidade do solo em profundidade, e conforme a variação do teor de argila, esclarece seu comportamento ao longo do perfil. Observa-se que abaixo da faixa em que ocorreu o processo de consolidação, quem responde pela erodibilidade do solo é o teor de argila, que implica em uma maior coesão do solo e, portanto, maior resistência à erosão. A partir dos 8,0 metros de profundidade os teores de argila voltam a aumentar, e assim a erodibilidade do solo, o que pode estar relacionado com os processos de deposição e da gênese dos solos.

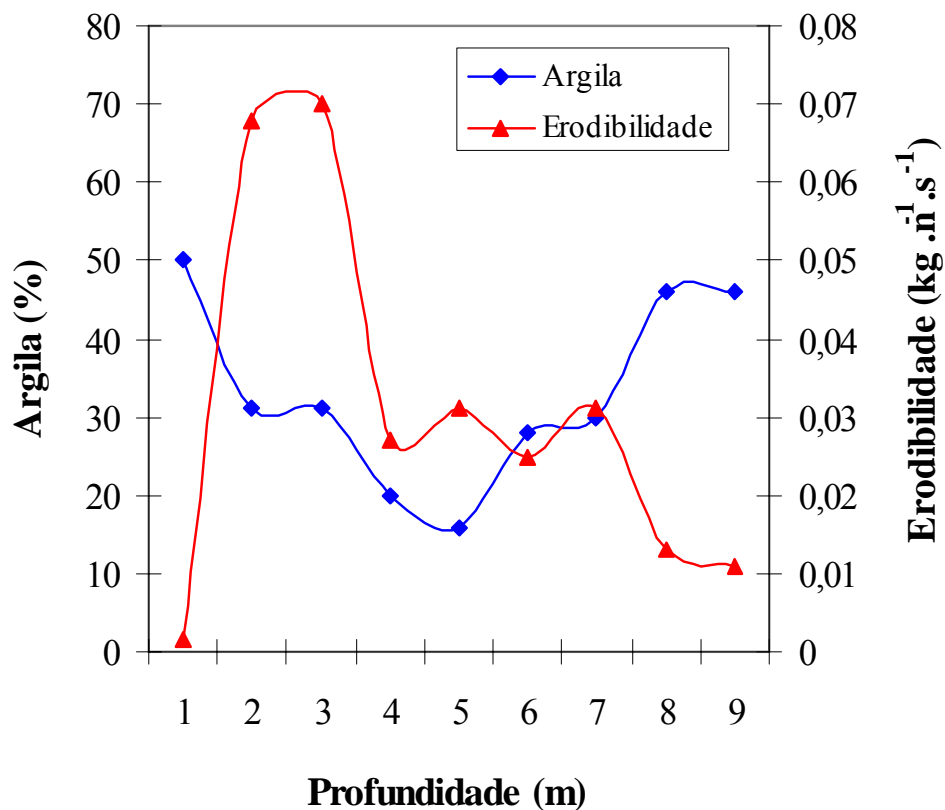


Figura VI.5-Erodibilidade e teores de argila versus a profundidade – pontos P-01 e P-02

O modelo de Hoerl é útil por apresentar o erodibilidade do solo espacialmente, enquanto a Figura VI.5, mostra que a erodibilidade do solo abaixo da faixa de consolidação foi governada pela fração argila.

VI.3 INVESTIGAÇÃO DE LABORATÓRIO

VI.3.1 Erodibilidade baseada na Metodologia MCT

Os ensaios baseados na Metodologia MCT são detalhados no Capítulo IV (item IV.2.2.11.1). São aplicados nos solos da Formação Barreiras e solo residual de granito, as interpretações de acordo com a metodologia MCT. A Tabela VI.2 apresenta um resumo das principais características relacionadas a erodibilidade das classes MCT, segundo VILLIBOR et al. (1986).

Tabela VI.2 – Características das classes NA' e NS' da Metodologia MCT, VILLIBOR et al. (1986)

CLASSE	SOLOS	CARACTERÍSTICAS MCT
NA'	P – 01 (1,5m de profundidade) P – 02 (1,5m de profundidade) Formação Barreiras	Solos areno-argilosos, pouco plásticos e pouco coesivos, com finos não lateríticos, infiltrabilidade baixa, desagrega sob ação de água corrente. Erodibilidade difícil de ser definida pela classificação MCT.
NS'	P – 01 (4,5m de profundidade) P – 02 (12m de profundidade) Solo residual de granito	Solos de comportamentos siltosos, infiltrabilidade média, variável estabilidade de agregados. Erodibilidade elevada

Proposto por NOGAMI e VILLIBOR (1979) os ensaios de infiltrabilidade e erodibilidade específica, foram desenvolvidos, para a avaliação da susceptibilidade a erosão hídrica de solos tropicais. As amostras foram ensaiadas em três condições distintas de umidade: natural, seca ao ar e pré-umedecidas. A Tabela VI.3 apresenta os resultados para o coeficiente de sorção (s) e para a perda de massa por imersão para os solos estudados.

Tabela VI.3 – Critério de erodibilidade pela Metodologia MCT – coeficiente de sorção (s) e perda de massa por imersão (pi).

Ponto	Prof. (m)	Condição	s (cm/m ^{1/2})	Pi (%)
P – 01 FB	1,5	Umidade natural	0,11	61,62
		Seco ao ar	0,51	67,61
		Pré-umedecida	0,3	29,99
P – 01 SR	4,5	Umidade natural	0,15	29,31
		Seco ao ar	0,41	24,25
		Pré-umedecida	0,1	3,41
P – 02 FB	1,5	Umidade natural	0,2	32,92
		Seco ao ar	0,7	39,86
		Pré-umedecida	0,01	5,12
P – 02 SR	12,0	Umidade natural	0,15	38,93
		Seco ao ar	0,3	41,8
		Pré-umedecida	0,1	4,9

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

O coeficiente de sorção (s) representa a velocidade de ascensão capilar, associa a capacidade do solo em infiltrar a água, e diminui a formação do fluxo superficial, enquanto a perda de massa por imersão obtida a partir do ensaio de erodibilidade específica, representa a desagregação do solo pela água. Além deste método foi utilizada também, para efeito de comparação, a modificação proposta por PEJON (1992), como mostra a Figura VI.6.

NOGAMI e VILLIBOR (1979) consideram erodíveis os solos cuja relação pi/s é superior a 52, enquanto PEJON (1992) propõe o valor limite igual a 40. Os solos segundo os dois critérios foram considerados erodíveis, embora em algumas condições, tenham ficado no limite entre erodível e não erodível. Vale salientar que o solo P-01 FB (1,5m – areia argilosa) é considerado o mais o solo mais erodível.

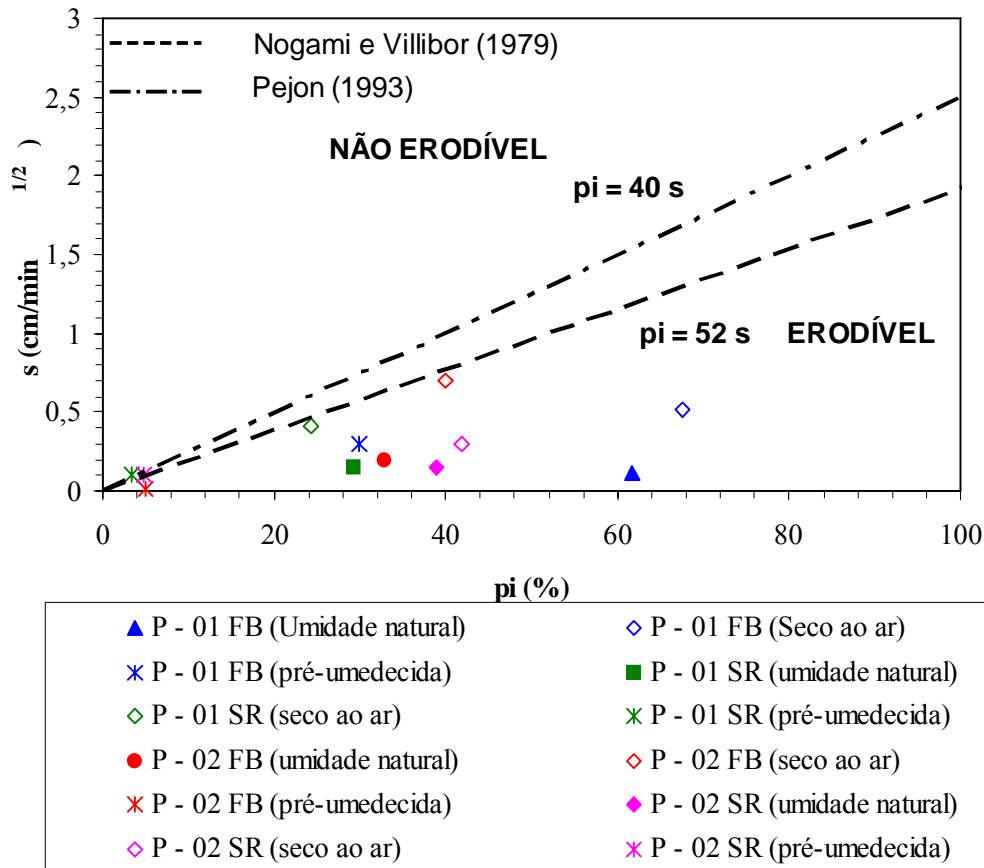


Figura VI.6 – Critério de erodibilidade baseado na Metodologia MCT

Importantes trabalhos foram realizados por VERTAMATTI e ARAÚJO (1998), nos quais os autores apresentaram um ábaco de erodibilidade, a partir de atribuição aos solos de um grau de erosão associado (GEA), que pode variar de zero (solo não erodível) a 3 (solo muito erodível), Figura VI.7. A capacidade de variação de umidade no intervalo inicial de sucção está relacionada a infiltrabilidade do solo, enquanto que o parâmetro d' é função da perda por imersão, assim como a erodibilidade específica. A diferença básica entre os critérios é que enquanto NOGAMI e VILLIBOR (1979) utilizam amostras indeformadas, VERTAMATTI e ARAÚJO (1998) utilizam amostras compactadas.

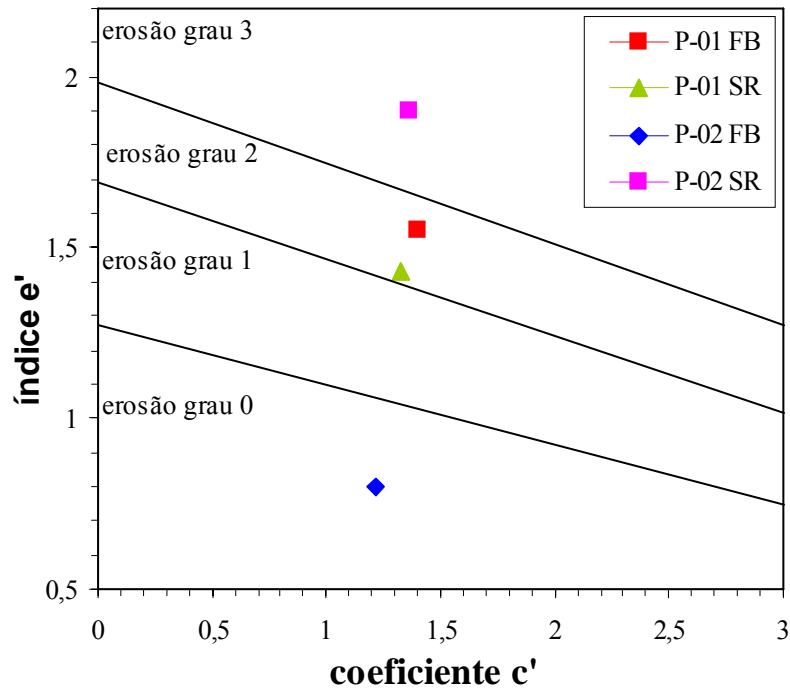


Figura VI.7 – Classificação de acordo com a metodologia MCT, VERTAMATTI e ARAÚJO (1998).

Esta classificação falha ao considerar que o solo do ponto P-02 FB apresenta erosão de grau 0. Como leva em conta apenas às propriedades baseadas nos comportamentos de solos compactados, às estruturas naturais são excluídas das análises. Como o comportamento dos solos frente à erosão está fortemente relacionado a sua estrutura natural, é questionável o emprego de características de retenção de água e de desagregação dos solos em amostras compactadas.

VI.3.2 ERODIBILIDADE BASEADA NO MÉTODO DO LNEC

Desde a década de 60 que o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal) vem apresentando critérios de classificação dos solos frente à erosão. SANTOS e CASTRO (1965) e MEIRELLES (1967) apresentaram propostas de classificação, baseadas em propriedades de granulometria, limites e expansibilidade de solos de Lisboa e Angola. Embora estas propostas tenham sido elaboradas para regiões com características diferentes, é interessante sua aplicação para uma avaliação regional, quanto à susceptibilidade à erosão dos solos.

SANTOS e CASTRO (1965) em solos de Lisboa investigaram um grande número de propriedades mecânicas, físicas e químicas, que influenciam a resistência do solo à erosão. Dentre as propriedades estudadas tem-se: granulometria, Limites de Atterberg, expansibilidade, análises químicas e razão de erodibilidade de Middleton. Entretanto, a expansibilidade, descrita no CAP.IV (item IV.2.2.11.2.1) e a distribuição granulométrica (representada pelo parâmetro a), representam melhor a erodibilidade.

- Solos de comportamento regular a bom frente à erosão:

49% < % que passa # 40 < 96%;

expansibilidade (ε) \leq 11% e

$0,52 < a < 0,92$

$$a = \frac{\sum Y}{100 n} \quad \text{equação VI.4}$$

onde: Y = porcentagem que passam nas peneiras: #7, #14, #25, #50, #100, #200.

n = número de peneiras

- Solos de mau comportamento frente à erosão – fora dos limites estabelecidos anteriormente

MEIRELLES (1967) estudando os solos de Angola estabeleceu critérios baseados na granulometria e plasticidade dos solos, classificando-os da seguinte maneira:

- Solos fortemente erodíveis: $w_l \leq 21\%$, $IP \leq 8\%$ e % passante na # 200 $\leq 20\%$

- Solos passíveis de forte erosão: $20\% <$ percentagem passante na # 200 $< 40\%$

- Solos pouco erodíveis: % passante na peneira # 200 $\geq 40\%$

A Tabela VI.4 apresenta os resultados dos solos estudados frente às propostas descritas anteriormente.

Tabela VI.4 - Valores definidos por Santos e Castro (1965) e Meirelles (1967), para os solos do Ponto P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul) .

PONTOS	CRITÉRIO DE SANTOS E CASTRO (1965)			CRITÉRIO DE MEIRELES (1967)		
	ε (%)	Parâmetro a / % pass. # 40 (%)		% pass. #200(%)	wl(%) / IP(%)	
P - 01 FB	9,0	0,66 / 60,0	regular a bom	33	23,6 / 9,50	pass. fte. eros
P - 01 SR	11,22	0,94 / 97,5	Mau comp.	82	49 / 22	pouco erod.
P - 02 FB	7,68	0,75 / 77,2	regular a bom	38	29,2 / 13,0	pass. fte. eros.
P - 02 SR	10,48	0,82 / 86,7	regular a bom	55	44 / 21	pouco erod.

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito
pass. fte. eros – passível de forte erosão; pouco erod. – pouco erodível

Os resultados obtidos se apresentam contraditórios, pois a percentagem que passa na # 40 segundo o critério de SANTOS e CASTRO (1965) indicaria que os solos teriam bom comportamento frente à erosão, com exceção do P-01 SR (solo residual de granito), que teve um mau comportamento frente à erosão. Além disso, comparando-se ambas as propostas com as observações em campo, concluiu-se que tais critérios não são satisfatórios, pois indicam tendências opostas às verificadas “in situ”. Isto pode ser explicado devido às correlações acontecerem quase sempre de forma regional (solos de regiões temperadas), que dificilmente se ajustam aos solos tropicais. A expansibilidade em conjunto com o parâmetro granulométrico a , não conseguiu diferenciar o comportamento do solo frente à erosão, não sendo um índice determinante da erodibilidade.

VI.3.3 DISPERSIBILIDADE BASEADA NOS ENSAIOS SEDIMENTOMÉTRICOS COMPARATIVOS (SCS)

Os ensaios de dispersão SCS foram realizados conforme descritos no CAP. IV (IV.2.2.11.3). Os resultados em termos de dispersão (% dispersão) pela NBR13602/96 e a razão de dispersão (RD) proposta por MIDDLETON (1930) são apresentados na Tabela VI.5, destacando que a norma só consideram válidos os resultados para solos com teor de argila $<0,005\text{mm}>12\%$ (ensaios com defloculante).

Tabela VI.5 – Resultados dos ensaios de dispersão SCS (NBR 13602/96) e razão de dispersão de MIDDLETON (1930)

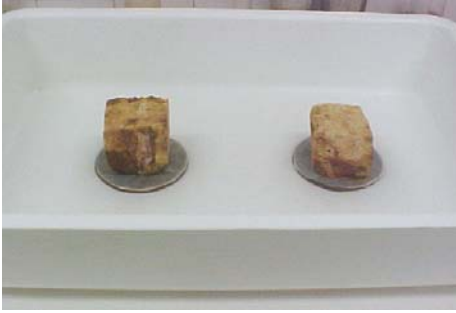
Ponto	Porcentagem de dispersão			Razão de dispersão		
	Argila (<0,005m) sem disp. (%)	Argila (<0,005m) com disp. (%)	% disp.	Silte+Argila (<0,05mm) sem dispersão (%)	Silte+Argila (<0,05mm) sem dispersão (%)	RD (%)
P – 01 FB (1,5 -1,8m)	3	22	14	12	26	46
P – 01 SR (4,5 - 4,8m)	3	18	6	11	23	48
P – 02 FB (1,5 –1,8m)	2,5	31	8	17	34	50
P 0 2 SR (12 – 12,3m)	5	40	13	17	48	35

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

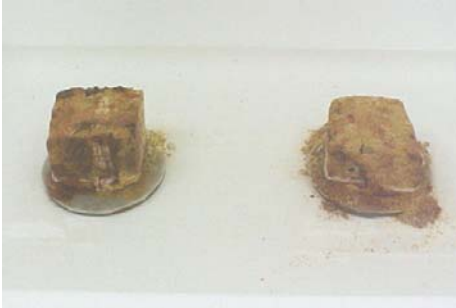
Os solos são considerados dispersivos, quando possuem % de dispersão > 40% segundo SCS, ou % de dispersão > 25% de acordo com DECKER e DUNNIGAN (1976). De acordo com estes critérios, todos os solos analisados foram considerados não dispersivos. MIDDLETON (1930) propôs um critério de erodibilidade na Razão de Dispersão (RD), em que solos com RD > 15% são erodíveis. Baseado neste critério todos os solos foram considerados erodíveis. Quanto à proposta de avaliação da erodibilidade apresentada por ARAÚJO (2000), nenhuma das amostras analisadas se enquadraram dentro desta classificação. BASTOS (1999) destaca que embora este critério avalie a erodibilidade pela dispersibilidade, não é considerado um índice de dispersão propriamente dito. Logo, sendo os solos classificados como erodíveis, não implica em serem considerados dispersivos.

VI.3.4 DESAGREGAÇÃO DOS SOLOS

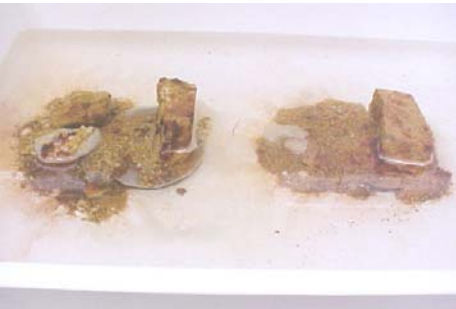
O potencial de desagregação dos solos (slaking test) foi investigado através do ensaio de desagregação descrito no CAP. IV (item IV.2.2.11.4). As amostras foram ensaiadas nas condições naturais e secas ao ar. Em cada ensaio, colocam-se duas amostras em uma mesma bandeja, permitindo que se compare às etapas do ensaio. Os resultados indicados se baseia nos critérios de HOLMGREN e FLANAGAN (1977). A Figura VI.8 mostra a evolução do comportamento das amostras sob a influência da água.



a) Água na base no início do ensaio - (30 min.).



b) Água a 1/3 da altura dos corpos de prova



c) Água a 2/3 da altura dos corpos de prova



P-02 FB



P-02 SR

d) Corpos de prova totalmente submersos

Figura VI.8 – Estágios dos processos de desagregação do solo.

A Tabela VI.6 apresenta a descrição do comportamento de amostras sob diferentes condições de umidade inicial, submetidas ao processo de gradual submersão pelo ensaio de desagregação.

Os solos do Ponto P-01 FB (1,5 m) mostraram os mais intensos processos de desagregação. Este comportamento coincide com a fragilidade deste solo frente à imersão em água, sendo classificado como desagregado por abatimento, causado pela hidratação e desaeração geradas na fase de inundação. Neste mecanismo o processo de saturação anula as forças de sucção, e passa a gerar pressões que desestruturam e desagregam o solo.

Os solos do Ponto P-01 SR (4,5m) foram aqueles que não apresentaram desagregação total no final das 24h, sendo classificados como desagregados por fraturamento. A amostra se quebra, porém mantém a forma das faces externas, tendo como principal mecanismo à expansão osmótica. Isto acontece, quando a concentração de íons dentro da fase sólida é maior que a solução ambiente, fazendo com que a água se mova para dentro do solo, reduzindo esta concentração e causando a expansão e o fraturamento.

No ponto P – 02 FB (1,5m) os solos com água a 2/3 da altura da amostra apresentaram uma desagregação pelo processo de fraturamento. Após a submersão por 24 h, a amostra apresentou desagregação total, sendo classificada por abatimento. No Ponto P-02 SR (12m) o solo apresentou desagregação por abatimento.

As qualidades positivas desse método puderam ser constatadas em todos os ensaios realizados. Foi possível observar as características dos solos relacionados com a erosão e comparar seu comportamento em condições distintas. Associando essas qualidades com a facilidade de sua execução, que não requer qualquer equipamento especial, confirma-se a importância da sua inclusão em estudos de erosão.

Tabela VI.6 – Condições das amostras no ensaio de desagregação

Ponto	Condição inicial das amostras	Comportamento das amostras durante o ensaio de desagregação
P-01 FB (1,5-1,8m)	Umidade natural	AB – rápida ascensão capilar ($\cong 12$ min) e nenhuma desagregação; A1/3h – desagregação lateral intensa; A2/3h – grande desagregação das laterais; ST – desagregação total
	Seca ao ar	AB – Rápida ascensão capilar aproximadamente 10min; A1/3h – Rápida desagregação superficial lateral, presença de trincamento; A2/3h – Grande desagregação com rupturas das bordas; ST – Desagregação total.
P- 01 SR (4,5-4,8m)	Umidade natural	AB – Ascensão capilar rápida sem desagregação. A1/3h – Pequena desagregação na base da amostra; A2/3h – desprendimento de placas, reduzindo mais que 60% da amostra; ST – Desagregação parcial
	Seca ao ar	AB – Rápida ascensão capilar sem desagregação; A1/3h – Relativa desagregação das laterais; A2/3h – Desagregação das laterais em agregados; ST – Desagregação parcial.
P- 02 FB (1,5-1,8m)	Umidade natural	AB – Ascensão capilar indefinida (>25 min), nenhuma desagregação; A1/3h – Pequena desagregação lateral, fissuras nas laterais; A2/3h – Desagregação das laterais intensas; ST – Desagregação total.
	Seca ao ar	AB – Rápida ascensão capilar e nenhuma desagregação; A1/3h – Desagregação superficial lateral e presença de fissuras no topo; A2/3h – Desagregação das laterais intensa; ST – Desagregação total.
P- 02 SR (12-12,3m)	Umidade natural	AB – Ascensão capilar indefinida (>25 min), sem desagregação. A1/3h - Pequena desagregação lateral, presença de trincas na amostra; A2/3h – desagregação lateral; ST – Desagregação parcial.
	Seca ao ar	AB – Ascensão capilar indefinida (>25 min), sem desagregação. A1/3h - Pequena desagregação lateral; A2/3h – Intensa ruptura com desprendimento de placas das laterais. ST – Desagregação total.

FB – solos da Formação Barreiras SR – solo residual de granito

AB – água na base por 30 minutos; A1/3h – água a 1/3 da altura da amostra; A2/3h – água a 2/3 da altura da amostra; ST – submersão total da amostra.

VI.3.5 PINHOLE TEST

O ensaio de Pinhole foi idealizado com o objetivo de melhor identificação e compreensão de solos dispersivos, os quais costumam ser altamente erodíveis. Os detalhes do ensaio estão apresentados no CAP. IV (item IV.2.2.11.5). Pelas características do solo local, predominantemente constituído de uma areia argilosa (FB) e uma argila arenosa (SR) e visando uma melhor avaliação quanto à susceptibilidade desses solos em se dispersarem, optou-se pela realização de ensaio com amostras indeformadas.

Na Figura VI.9, observa-se que a carga hidráulica inicial 25,4 mm, atuante sobre a amostra de solo, gerou uma vazão média de 1,73ml/seg, que nos primeiros 5 minutos de ensaio apresentou coloração completamente clara, sem presença de partículas carregadas. Situação esta mantida até o final da aplicação das cargas de 180mm, 380mm e 1020mm, tendo estas cargas apresentado como vazão média, os seguintes valores: 2,11ml/s; 2,7ml/s e 4,98ml/s, respectivamente, com tempo total de duração de 40 minutos. Na fase de alívio de carga do ensaio até o retorno à carga inicial o tempo de duração foi de 30 minutos, não sendo notado nenhuma anormalidade quanto à vazão.

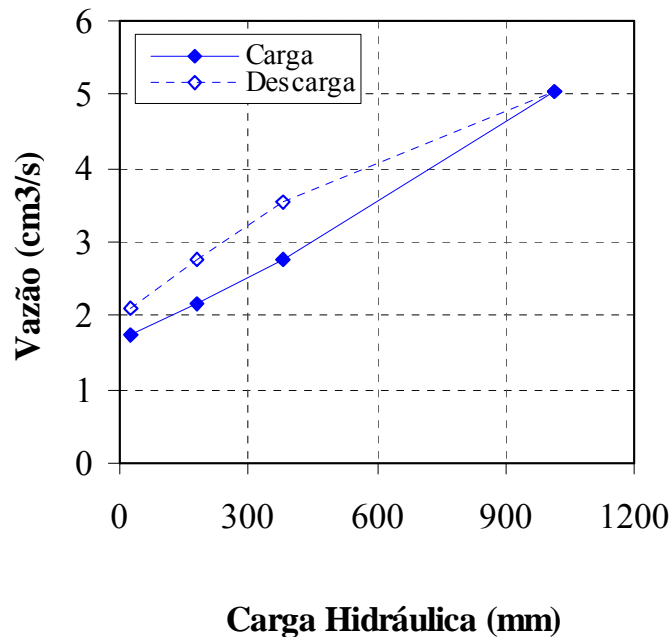


Figura VI.9 – Resultado do ensaio de Pinhole – P-01 FB (areia argilosa - 1,5m).

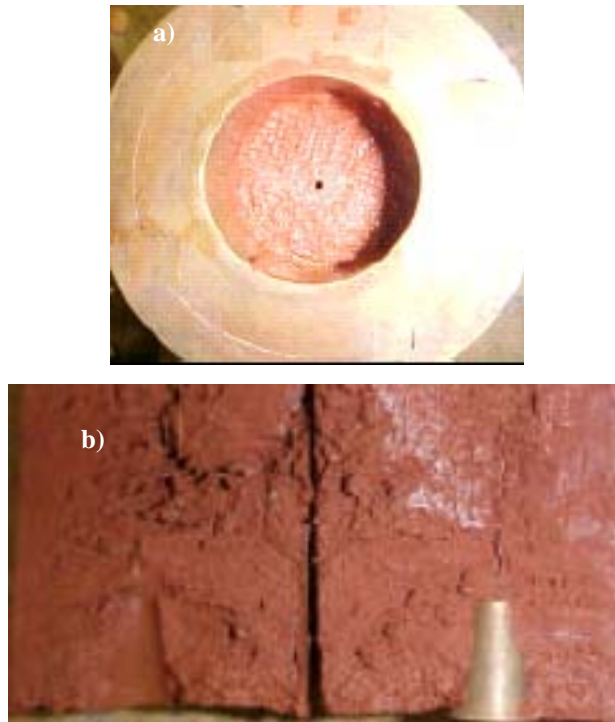


Figura VI.10 – Condição da amostra antes do ensaio (a); no final do ensaio (b) – P-01 FB (areia argilosa 1,5m).

Na Figura VI.10 (a) é apresentada a amostra com a realização do furo antes do ensaio. Foi evidente o aumento do furo no final do ensaio, verificando-se uma certa quantidade de sedimentos, misturado ao cascalho colocado na saída do aparelho. Conclui-se então, que ocorreu erosão mecânica nestas amostras, onde o fluxo foi suficiente para transportar partículas sem que ocorresse dispersão. A Figura VI.10 (b) mostra o detalhe da amostra fora do equipamento após o ensaio. A análise e interpretação dos resultados classificam o solo como sendo da classe ND1, portanto de comportamento não dispersivo.

Para o solo residual de granito do Ponto P-01 (Figura VI.11) carga hidráulica versus vazão, conclui-se que para a carga inicial de 25,4mm, a percolação média do efluente foi de 0,49ml/s para os primeiros 5 minutos, em condições de coloração completamente clara, sem ter sido observado carreamento de partículas até o final do ensaio. Mesmo sendo classificadas como ND1 (não dispersivas) é evidente e de forma bastante clara, a ocorrência do processo erosivo mais acentuado na areia argilosa.

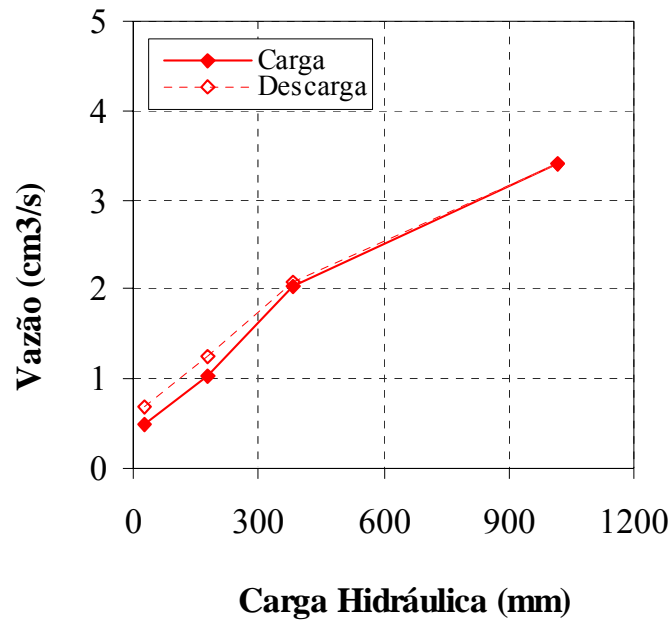


Figura VI.11 – Resultado do ensaio de Pinhole – P-01 SR (argila arenosa - 4,5m).

No final do ensaio da argila arenosa, observaram-se partículas de sedimentos misturados ao cascalho, porém não foi possível verificar a trajetória do fluxo. O estado da amostra (Figura VI.12) praticamente destruída é semelhante à amostra apresentada por ARAÚJO (2005).

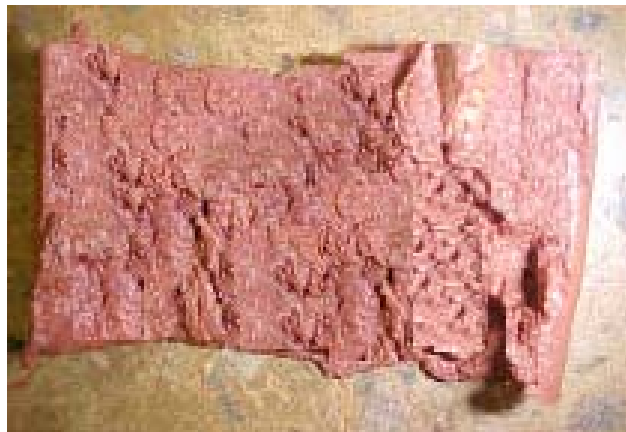


Figura VI.12 – Amostra no final do ensaio, ARAÚJO (2005).

Nas Figuras VI.13 e VI.14, observa-se que durante a aplicação das cargas hidráulicas atuantes sobre as amostras de solo, a coloração também foi clara, sem presença de

partículas carregadas. Este comportamento foi mantido até o final da aplicação das cargas 180mm, 380mm e 1016mm e com vazões de 0,25ml/s, 0,57ml/s, 1,3ml/s, 3,92ml/s para o ponto P-02 FB e 0,87ml/s, 1,20ml/s, 1,60ml/s, 2,3ml/s para o ponto P-02 SR, respectivamente. Na fase de alívio de cada carga do ensaio, até o retorno à carga inicial (25,4mm), o tempo de duração foi de 30 minutos.

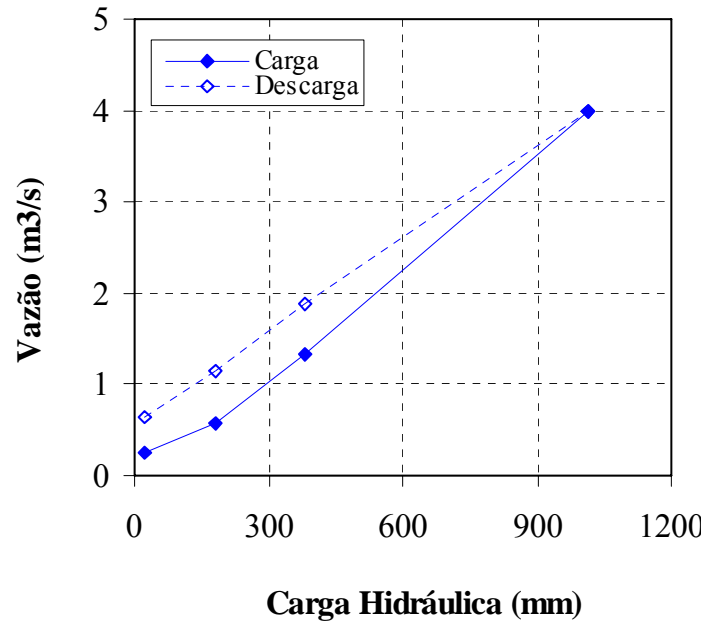


Figura VI.13 – Resultado do ensaio de Pinhole – P-02 FB (areia argilosa - 1,5m).

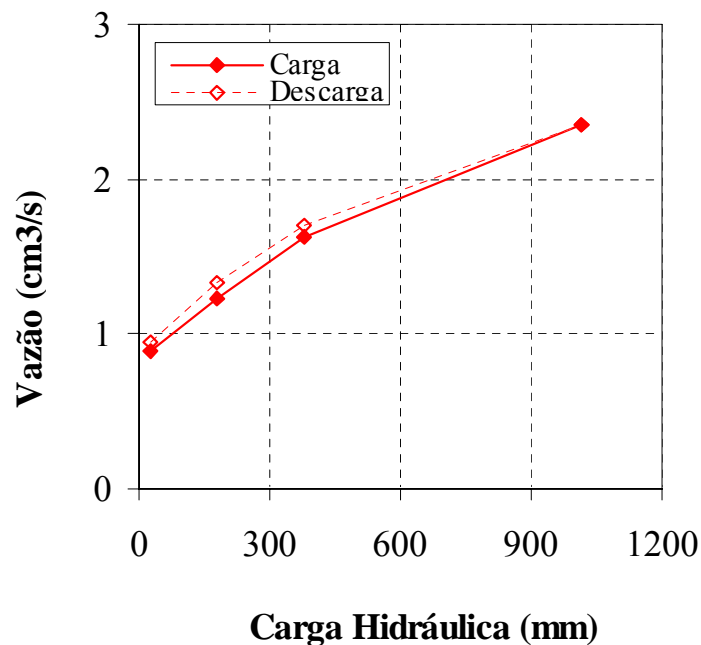


Figura VI.14 – Resultado do ensaio de Pinhole – P-02 SR (argila arenosa - 12m).

Os solos foram classificados, como sendo da classe ND1 (comportamento não dispersivo). Foi confirmado na realização dos ensaios de Pinhole que os solos da Formação Barreiras (areias argilosas), apesar de classificados como não dispersivos são mais erodíveis que os solos residuais de granito (argilas arenosas).

VI.3.6 ENSAIO DE CONE DE LABORATÓRIO

Os ensaios de penetração de cone foram realizados de acordo com as especificações de ALCÂNTARA (1997), CAP. IV (item IV.2.211.6). Os resultados foram expressos em função das profundidades de penetração, medidas em nove pontos diferentes na superfície da mesma amostra, tanto na umidade natural (P_{nat}), seca ao ar (P_{seca}) e na umidade de saturação (P_{sat}). A Tabela VI.7 apresenta os valores de penetração e os parâmetros de variação de penetração para cada amostra. A Figura VI.15 ilustra os valores de penetração (P em mm).

Tabela VI.7 – Valores de penetração e parâmetros de variação de penetração

Ponto	Valores de Penetração do Cone			Variação da Penetração do Cone			
	Psat (mm)	Pseca (mm)	Pnat (mm)	DP (%)	DPA (%)	DP* (%)	DPA* (%)
P – 01 FB (1,5m)	6,8	1,2	1,1	518	82	467	82,35
P – 01 SR (4,5m)	2,3	1,1	1,1	109	51	109	52,17
P – 02 FB (1,5m)	5,5	1,12	1,16	374	80	391	79,64
P – 02 SR (12,3m)	3,4	0,53	0,9	278	72	541	84,41

Psat- penetração em amostras saturadas; Pnat- Psat- penetração em amostras secas; Pnat- penetração em amostras naturais

Com a secagem ao ar os solos apresentaram significativo ganho de resistência à penetração, sendo os valores mais elevados nas amostras umedecidas. Critérios combinados de variação entre DP ($DP = (Psat - Pnat) / Pnat$), DPA ($DPA = (Psat - Pnat) / Psat$) e a infiltrabilidade, medida pelos ensaios de MCT (por meio do coeficiente de sorção s), também foram propostos por ALCÂNTARA (1997). As Figuras VI.16 e VI.17 classificam os solos frente a estes critérios como erodíveis. A resistência à penetração do cone de laboratório está fortemente relacionada à coesão superficial dos solos, sendo a finalidade original do ensaio a estimativa da resistência não drenada de argilas. A

variação desta penetração com o umedecimento representa a perda da coesão com a variação da sucção matricial, e com o processo de desagregação do solo com a água.

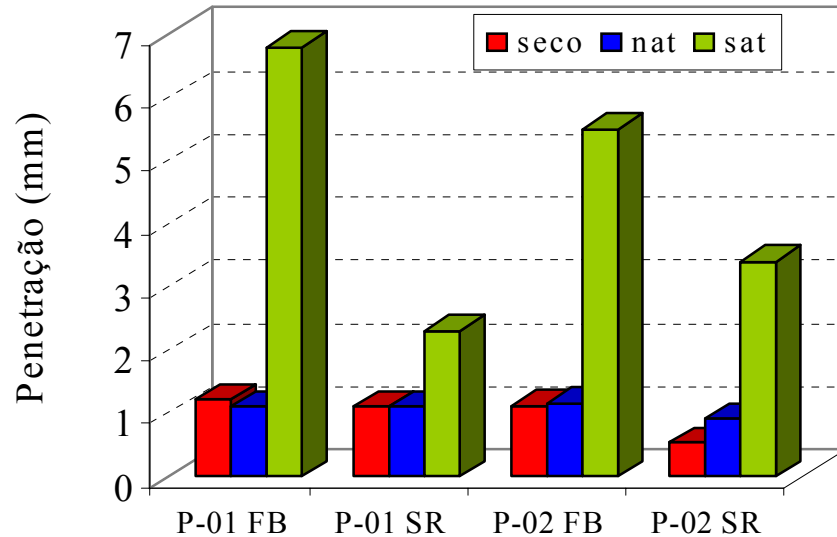


Figura VI.15 – Penetração do cone em amostras com diferentes umidades

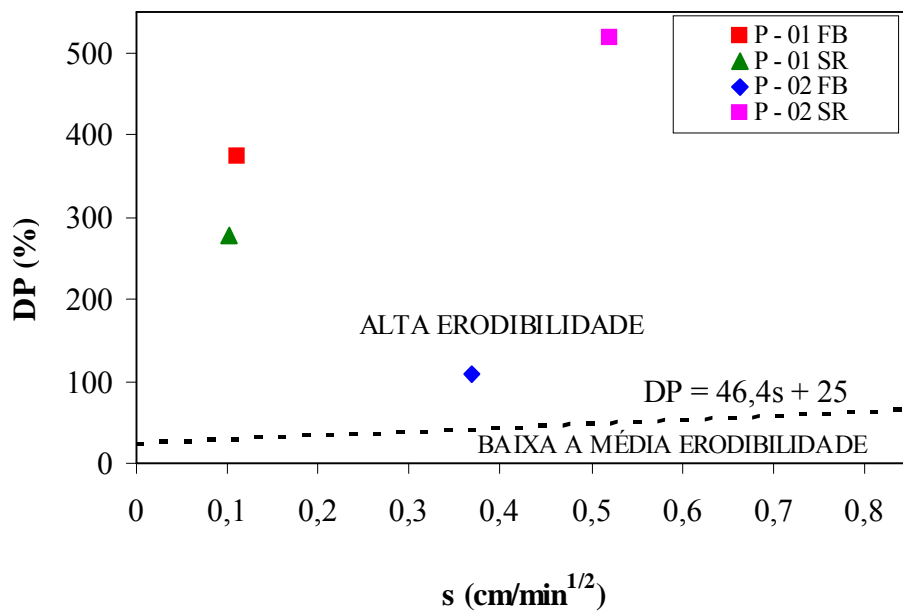


Figura VI.16 – Correlação entre os parâmetros DP e o coeficiente de sucção – (s), ALCÂNTARA (1997).

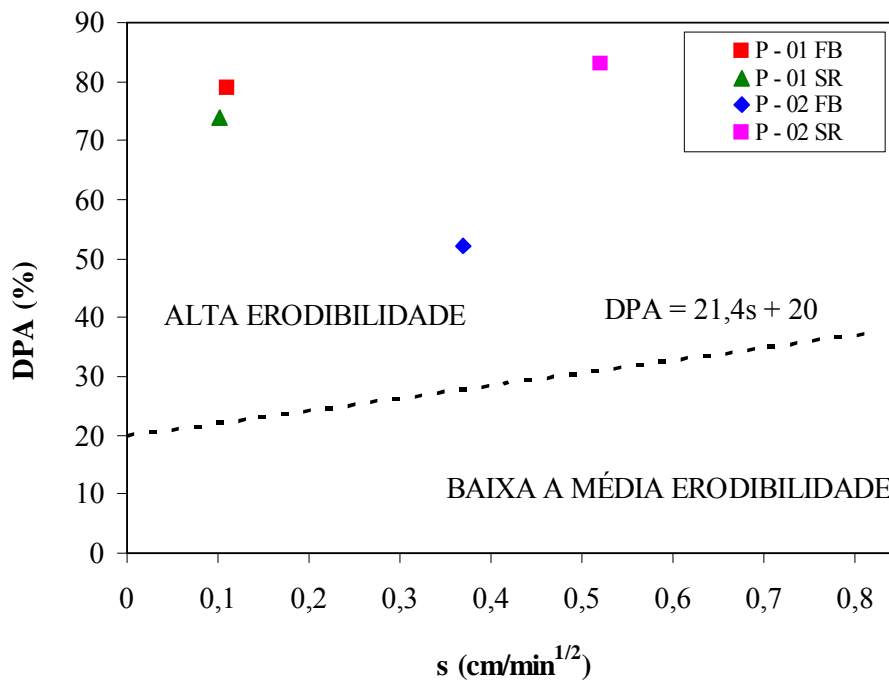


Figura VI. 17 – Correlação entre DPA e (s), a partir dos ensaios de cone de laboratório e infiltrabilidade, ALCÂNTARA (1997).

VI.3.7 CRITÉRIO BASEADO NA ESTABILIDADE DE AGREGADOS

A estabilidade dos agregados descrita no CAP IV (item IV.2.2.11.7) foi avaliada pelo método do peneiramento múltiplo, estabelecido por ALCÂNTARA (1997), sendo representado pelo percentual de agregados retidos em cada peneira, e expressos pelo DMP (diâmetro médio ponderado). O Diâmetro Médio Ponderado (DMP = 1,5 mm) distingue solos com comportamento diferenciado frente à erosão.

DMP < 1,5 mm – solos com alta erodibilidade

DMP > 1,5 mm – solos com erodibilidade média a nenhuma

A Tabela VI.8 e a Figura VI.18 apresentam os valores de diâmetros médios ponderados, como também valores na umidade natural (DMP nat). As amostras apresentaram em todos os pontos valores de DMP inferiores a 1,5mm, sendo classificadas como de alta erodibilidade, mesmo com a dedução da fração areia na avaliação granulométrica dos agregados estáveis em água.

Tabela VI.8 – Diâmetros médios ponderados DMP e DMPnat para os agregados estáveis em água.

Ponto	DMP (mm)	DMP nat (mm)
P – 01 FB (1,5m)	0,18	0,65
P – 01 SR (4,5m)	0,47	0,70
P – 02 FB (1,5m)	0,48	0,55
P – 02 SR (12,3m)	0,76	2,49

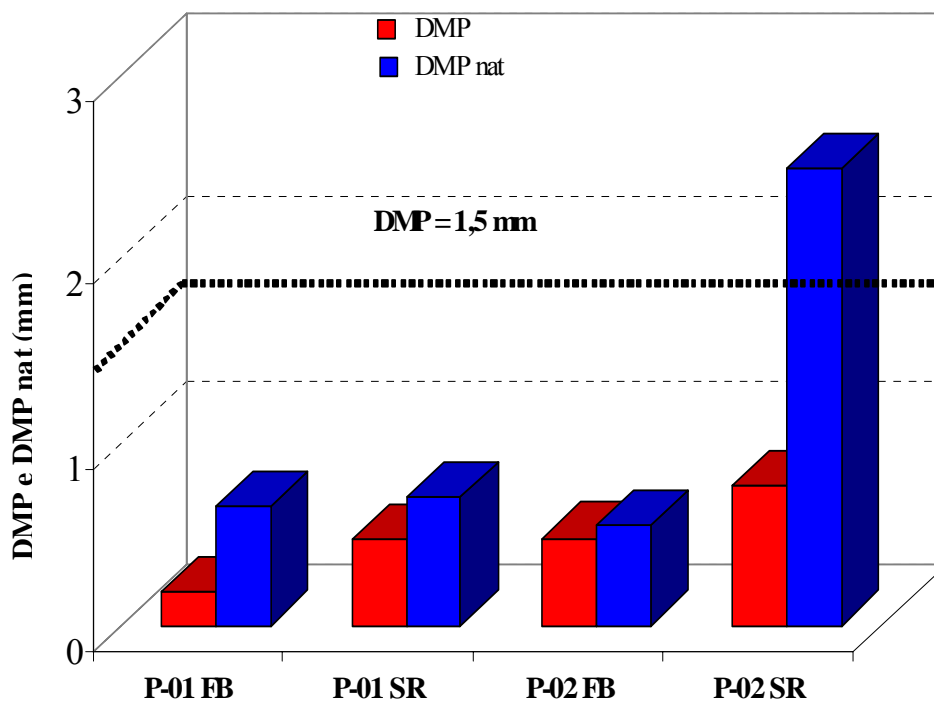


Figura VI.18 – Valores dos diâmetros médios ponderados e valor limite estabelecido por ALCÂNTARA (1997).

Os solos apresentaram um aumento, nos valores do diâmetro médio ponderado, conforme a Tabela VI.8 e Figura VI.18. Estes resultados indicam o importante papel da desagregação, cujo potencial de erosão cresce com a secagem dos agregados.

VI.3.8 ENSAIOS DE INDERBITZEN

Os ensaios de Inderbitzen foram realizados, com a finalidade de quantificar a erodibilidade dos solos, e avaliar os efeitos da umidade inicial na susceptibilidade a erosão por fluxo de água superficial, CAP. IV (item IV.2.2.11.8). Os resultados foram obtidos em termos da perda do solo (por unidade de área e tempo de ensaio) e pela tensão cisalhante hidráulica, calculada de acordo com as condições impostas de fluxo e inclinações da rampa. Aos dados experimentais (τ_h x perda de solo) foram ajustadas retas em que foi possível determinar a tensão hidráulica crítica ($\tau_{crit.}$) e a erodibilidade (K), para os solos dos Pontos P-01 e P-02. A Tabela VI.9 apresenta os resultados das amostras na umidade natural, secas ao ar e pré-umedecidas. As Figuras VI.19 e VI.20 apresentam as perdas de solo versus as tensões hidráulicas para os Pontos P-01 e P-02.

Tabela VI.9 Resultados dos ensaios de Inderbitzen

Ponto	Condição	3 l/min			4,8 l/min		10,2 l/min		$\tau_{crit.}$ (Pa)	K 10^{-2} g/cm ² / min/P a
		i =10°	i=18 °	i=30 °	i =10°	i=18 °	i =10°	i=18 °		
		0,81	1,25	1,48	1,30	1,82	1,85	2,31		
P-01	W nat	0,10	0,16	0,23	0,24	0,48	0,52	0,77	0,78	47,04
FB	Seca ao ar	0,24	0,37	0,47	0,50	0,76	0,88	0,94	0,41	52,40
	Pré-umed.	0,05	0,14	0,20	0,28	0,39	0,50	0,64	0,78	41,04
P-01	W nat	0,08	0,18	0,20	0,30	0,39	0,38	0,45	0,44	25,7
SR	Seca ao ar	0,19	0,25	0,37	0,43	0,58	0,60	0,72	0,13	37,0
	Pré-umed.	0,01	0,09	0,11	0,16	0,19	0,23	0,25	0,62	16,3
P-02	W nat	0,06	0,13	0,15	0,12	0,33	0,23	0,44	0,74	25,8
FB	Seca ao ar	0,11	0,20	0,30	0,23	0,45	0,43	0,55	0,53	31,9
	Pré-umed.	0,02	0,02	0,08	0,09	0,15	0,16	0,24	0,83	15,3
P-02	W nat	0,10	0,19	0,21	0,23	0,34	0,37	0,53	0,55	28,4
SR	Seca ao ar	0,14	0,30	0,36	0,36	0,49	0,43	0,62	0,27	30,2
	Pré-umed.	0,01	0,02	0,04	0,05	0,06	0,09	0,13	0,83	7,9

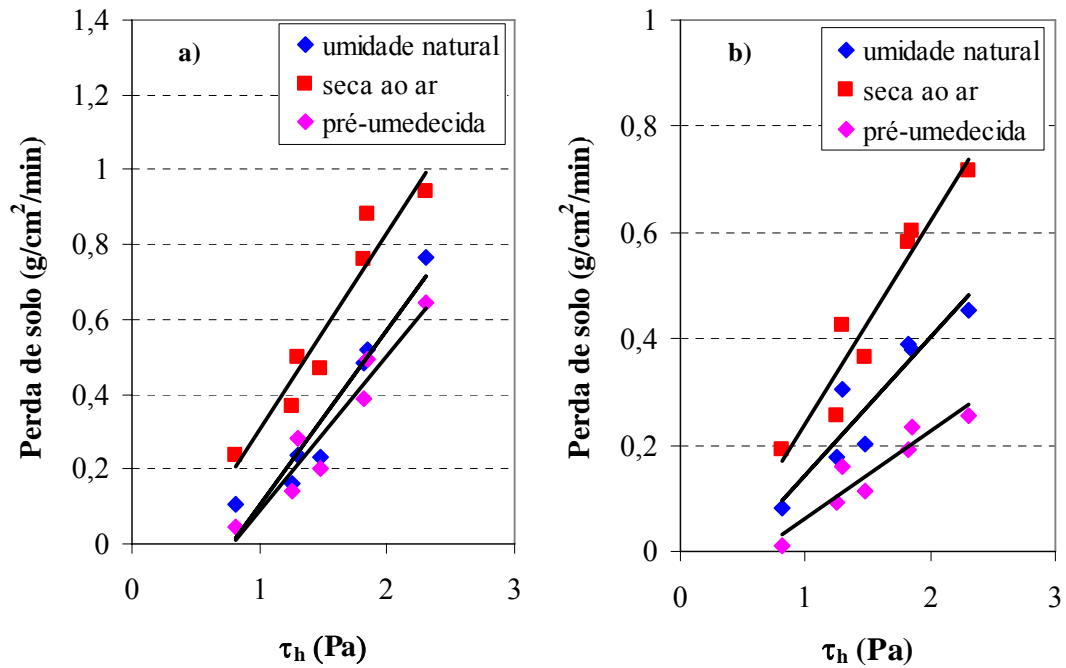


Figura VI.19 – Resultados dos ensaios de Indebitzen. (a) P-01 FB (1,5m); (b) P-01 SR (4,5m).

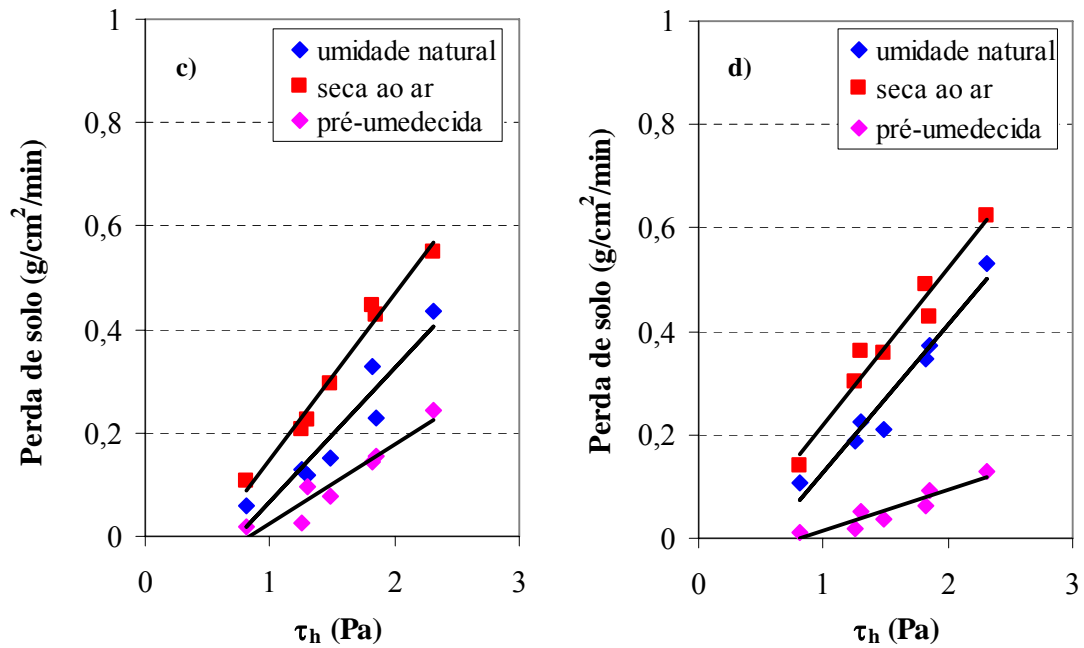


Figura VI.20 – Resultados dos ensaios de Indebitzen. (a) P-02 FB (1,5m); (b) P-02 SR (12 m).

Os solos do Ponto P-01 FB (areia argilosa – 1,5m) confirmaram o comportamento erodível em campo, apresentando os valores mais elevados de K em torno de 0,52 g/cm²/min/Pa. Os solos do Ponto P-01 (argila arenosa – 4,5m) foram os que apresentaram menores valores de erodibilidade (condição natural). Entretanto foi verificado, um aumento nos valores de K na condição seca ao ar. A erosão neste caso ocorre na forma de agregados milimétricos, resistentes a desagregação em água, devido ao possível efeito da cimentação e da sucção intra-agregados.

BASTOS (1999) propõe como primeira aproximação, um critério de erodibilidade baseado no parâmetro (K) obtidos nos ensaios de Inderbitzen para amostras na condição de umidade natural, sendo um indicativo para a classificação dos residuais tropicais e subtropicais não saturados.

Solos de alta erodibilidade - $K > 0,1 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$;

Solos de mediana erodibilidade $0,001 \leq K \leq 0,1 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$;

Solos de baixa erodibilidade - $K < 0,001 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$.

Segundo esta proposta, os solos estudados dos Pontos P-01 (encosta central) e P-02 (encosta sul) foram classificados como de alta erodibilidade, necessitando de medidas preventivas especiais frente à erosão, e maior investimento em obras, com emprego de técnicas especiais de proteção superficial. Comparando as condições dos ensaios do Inderbitzen com os ensaios de campo, tem-se valor de erodibilidade ($K = 0,41 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$) superior ao valor obtido em campo ($K = 0,01 \text{ g/cm}^2/\text{min/Pa}$) e tensão crítica de cisalhamento ($\tau_{\text{crít}} = 0,78 \text{ Pa}$) inferior ao valor de campo ($\tau_{\text{crít}} = 4,37 \text{ Pa}$). Este fato é explicado devido o ensaio de Inderbitzen ter sido realizado a partir de amostras a 1,5m de profundidade, enquanto o ensaio de campo foi realizado na superfície, onde a resistência do solo pelo processo de consolidação é maior e conseqüentemente exige uma maior energia de escoamento para superar a tensão crítica.

VI.3.9 ENSAIOS DE CANAL

Os ensaios de canal foram realizados em amostras indeformadas na condição de umidade natural e secas ao ar, com a finalidade de comparar os resultados de erodibilidade e tensão hidráulica crítica com os ensaios de Inderbitzen. Desta forma, foram realizados ensaios de erosão no Ponto P- 01 FB (1,5 m de profundidade) e P-01 SR (4,5 m de profundidade). As Figuras VI. 21a e VI.21b e VI.22a e VI.22b apresentam os resultados (perda de solo $\times \tau_h$) com base em ensaios com tempos de 1 e 10 minutos.

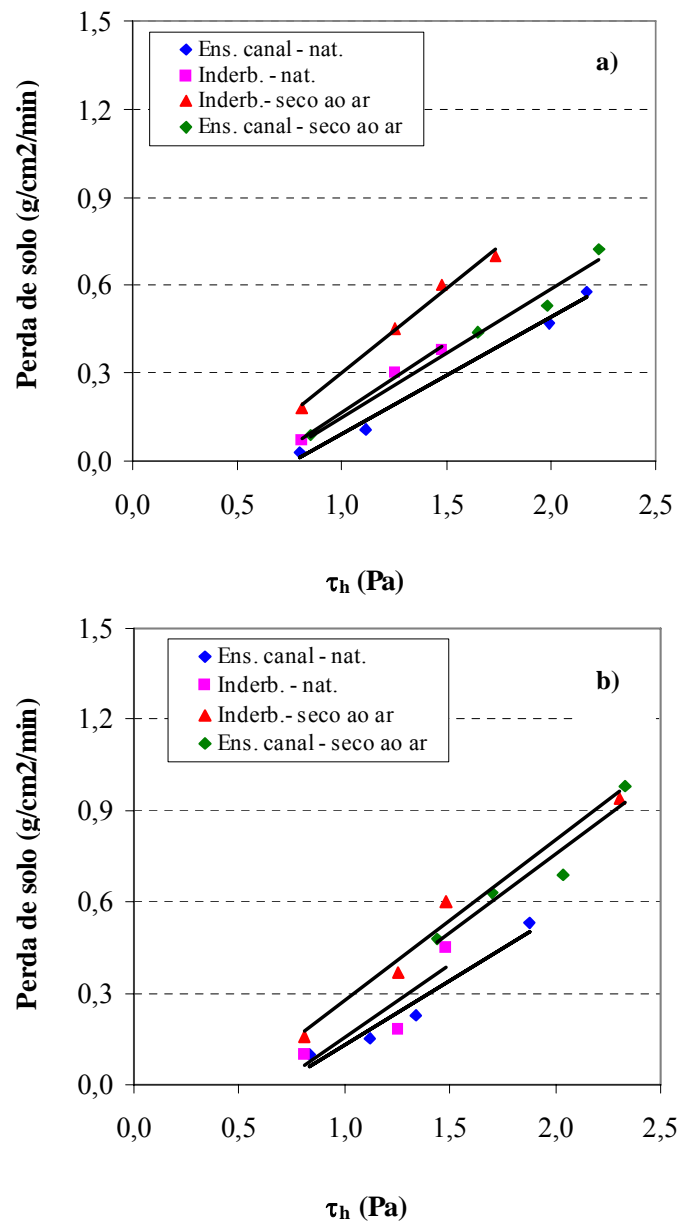


Figura VI.21 – Perda de solo \times tensão hidráulica para ensaios de canal e Inderbitzen Ponto P-01 FB (1,5 m). Perda de solo para $t = 1$ min. (a) e $t = 10$ min (b).

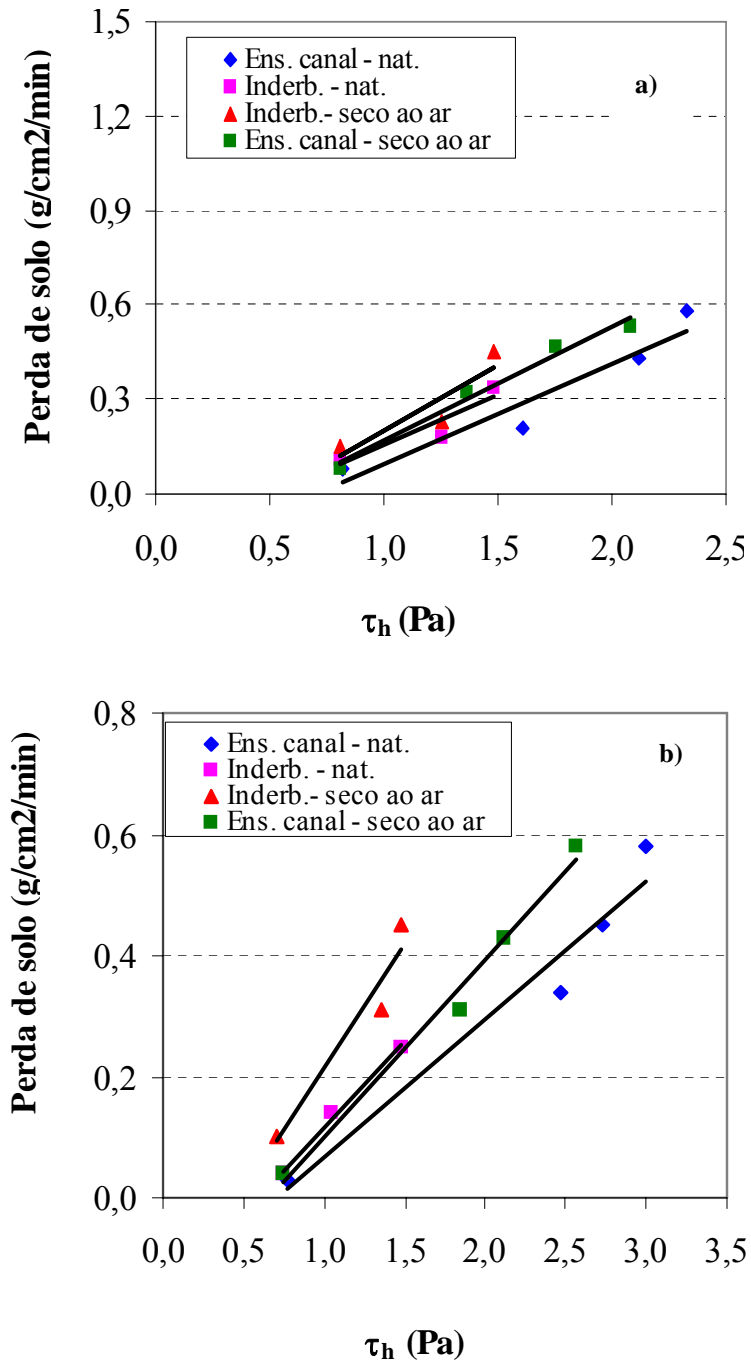


Figura VI.22 – Perda de solo x tensão hidráulica para ensaios de canal e Inderbitzen Ponto P-01 SR (4,5 m). Perda de solo para $t = 1$ min. (a) e $t = 10$ min (b).

A Tabela VI.10 apresenta os parâmetros de erodibilidade: tensões hidráulicas críticas (τ_{hcrit}) e taxas de erodibilidade (K), obtidas nos ensaios de canal e no Inderbitzen.

Tabela VI.10 – Parâmetros de erodibilidade: $\tau_{\text{crít}}$ (Pa) e K ($10^{-2}\text{g/cm}^2/\text{min/Pa}$).

Solo	Tipo de Amostra	CANAL DO LRH/UFPE				ENSAIO DE INDERBITZEN			
		t = 1 min		t = 10 min		t = 1 min		t = 10 min	
		$\tau_{\text{crít}}$	K	$\tau_{\text{crít}}$	K	$\tau_{\text{crít}}$	K	$\tau_{\text{crít}}$	K
P-01	Natural	0,69	42	0,78	40	0,60	48	0,64	47
FB	Seca ao ar	0,53	51	0,65	43	0,47	52	0,47	53
P-01	Natural	0,69	32	0,72	22	0,52	31	0,58	30
SR	Seca ao ar	0,54	36	0,66	30	0,51	41	0,49	41

Os valores de tensões hidráulicas críticas, determinados pelos ensaios de canal foram relativamente próximos aos valores obtidos com os ensaios de Inderbitzen, com exceção dos ensaios com t = 10 min, que houve um ligeiro acréscimo nestes valores. O solo do Ponto P-01 confirmou por meio de 32 ensaios de canal, o mesmo comportamento que os ensaios realizados com o Inderbitzen, ou seja, o Ponto P-01 FB é considerado mais erodível em relação ao Ponto P-01 SR.

VI.3.10 Análise Comparativa dos Ensaios

No Brasil foram realizados estudos sobre a erodibilidade dos solos, sendo que, a grande maioria visava à aplicação e ou adaptação das metodologias internacionais, criadas em países de clima temperado. Algumas destas metodologias foram utilizadas na determinação da erodibilidade da área de estudo. A Tabela VI.11 reúne o conjunto de resultados individualmente apresentados e discutidos no CAP. VI, assim como, os parâmetros de resistência ao cisalhamento e a colapsibilidade apresentados e analisados no CAP. V. A avaliação qualitativa da erodibilidade e de alguns aspectos correlatos é apresentada na Tabela V.12.

Tabela VI.11 – Parâmetros físicos, taxa de erodibilidade no ensaio de Inderbitzen e Canal, resistência ao cisalhamento e colapsibilidade.

Solo	Parâmetros envolvidos na avaliação da erodibilidade																
	Metodologia MCT			Critério de LNEC					Dispersibilidade			Alcântara (1997)					
	Nogami e Vilibor (1979) Pi(%)s(cm/min ^{1/2})			Vertamatti e Araújo		Santos e Castro (1965)		Meirelles (1967)			SCS- PD	*RD	Químico		DP	DPA	DPM
	seca	W _{nat}	Umed	c'	e'	ε	% pas #40	% pass. #200	Wl	LP			TSD (meq./l) / %Na				
P – 01 FB	133	560	100	1,45	1,65	9,0	60	33,2	23,6	9,5	14	46	2,27	59,3	518	82	0,65
P – 01 SR	59	195	34	1,4	1,5	9,22	97,5	86,2	49	22	6	48	0,85	47,7	109	51	0,7
P – 02 FB	57	65	512	1,2	1,3	7,68	77,2	37,8	29,2	13	8	50	1,82	56,2	374	80	0,95
P – 02 SR	139	256	49	1,4	1,95	10,4	86,7	54,5	44	21	13	35	1,84	60,2	278	72	2,49

*Middleton (1930)

Tabela VI.11 – Parâmetros físicos, taxa de erodibilidade no ensaio de Inderbitzen e canal, resistência ao cisalhamento e colapsibilidade (continuação).

Solo	ENSAIOS DE INDERBITZEN			ENSAIOS DE CANAL		RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO			COLAPSIBILIDADE (Reginatto & Ferrero, 1973)
	K (10^{-2} g/cm ² /min/Pa)			K (10^{-2} g/cm ² /min/Pa)		c (kPa)	c' (kPa)	Δc (%)	
	seca	Wnat	Umed.	seca	Wnat				
P – 01 FB	52,40	47,40	41,04	51	42	33,1	1,60	95,2	0,37 (Cond. ao colapso)
P – 01 SR	37,00	25,70	16,30	43	40	43,7	8,30	81,0	0,80(Cond. ao colapso)
P – 02 FB	31,90	25,80	15,30	36	32	56,1	1,80	69,8	0,52(Cond. ao colapso)
P – 02 SR	30,20	28,40	7,90	30	22	45,6	7,60	83,3	0,48(Cond. ao colapso)

Tabela VI.12 – Resumo da análise qualitativa da erodibilidade dos solos estudados, de acordo com os critérios abordados na metodologia.

SOLO	CRITÉRIOS DE ERODIBILIDADE						DISPERSÃO	MIDDLETON (1930)	DESAGRE- GAÇÃO
	METODOLOGIA MCT		LNEC		ALCÂTARA (1997)				
	NOGAMI e VILLIBOR (1979)	VERTAMATTI e ARAÚJO (1990)	SANTOS e CASTRO (1965)	MEIRELLES (1967)	CONE DE LABORAT. (DP)	ESTAB. DE AGREGADOS (DMP)	ENS. QUÍM. e DISPERSÃO SCS	RD	
P – 01 FB	Erodível	Pouco erodível Erosão grau 1	Comp. Regular a bom	Passível forte erosão	Alta erodibilidade	Alta erodibilidade	Não dispersivo	Erodível	Alto pot. desagregação
P – 01 SR	Erodível	Pouco erodível Erosão grau 1	Mau comport.	Pouco erodível	Alta erodibilidade	Alta erodibilidade	Não dispersivo	Erodível	Interm. pot. desagregação
P – 02 FB	Erodível	Não erodível Erosão grau 0	Comp. Regular a bom	Passível forte erosão	Alta erodibilidade	Alta erodibilidade	Não dispersivo	Erodível	Alto pot. desagregação
P – 02 SR	Erodível	Muito erodível Erosão grau 3	Comp. Regular a bom	Pouco erodível	Alta erodibilidade	Alta erodibilidade	Não dispersivo	Erodível	Alto pot. desagregação

- Nos resultados de campo, os ensaios de erodibilidade realizados em sulcos consolidados revelaram boa concordância com os valores de laboratório ($K_{r_{\text{campo}}} < K_{r_{\text{lab.}}}$) e ($\tau_{\text{crít. campo}} > \tau_{\text{crít. lab.}}$).
- Na Tabela VI.12 dentre os critérios estabelecidos para avaliação da erodibilidade, destacam-se os critérios de Nogami e Villibor (1979), Middleton (1930), Alcântara (1997) e o potencial de desagregação dos solos, que revelaram boa correspondência entre si e com as observações de campo, constituindo-se numa potencial ferramenta para a previsão do comportamento do solo frente aos esforços erosivos.
- Nos ensaios de Pinhole apesar dos solos terem sido classificados como não dispersivos (ND1), eles podem também ser usado na previsão da erosão mecânica, e não apenas na dispersibilidade;
- Os ensaios de Inderbitzen e de canal encontraram boa correspondência com a situação de campo, revelando bem a diferença de comportamento das amostras analisadas, e identificando as camadas mais susceptíveis a erosão por fluxo superficial;
- Os ensaios de desagregação também revelaram resultados coerentes com àqueles obtidos nos ensaios de Inderbitzen, e por conseqüência uma boa correspondência com as observações de campo. As amostras que mais se desagregam (pontos P-01 FB e Ponto P-02 FB) são aquelas que se mostraram mais erodíveis nos ensaios de Inderbitzen;
- Nos ensaios de resistência, os solos que apresentaram maior redução da coesão foram os pertencentes à Formação Barreiras, confirmando seu maior potencial erodível em relação aos solos residuais de granito, e também boa correspondência com os ensaios que apresentaram esta classificação.

Diante do exposto é sugerido a princípio, um conjunto de ensaios para se ter uma boa avaliação da erodibilidade.

- Instalação de parcelas em campo, para obtenção da erodibilidade do solo e da tensão crítica de cisalhamento;
- Ensaio de desagregação;
- Dispersibilidade;
- Cisalhamento direto convencional e com sucção controlada
- Inderbitzen

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

As características do meio físico do município do Cabo de Santo Agostinho (Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti), como exemplo solos, geologia e vegetação, constituem alguns fatores condicionantes do processo erosivo nos solos estudados. A intervenção antrópica acarreta modificações na forma de atuação dos agentes erosivos, uma vez que altera as condições originais do meio físico. No caso do Cabo de Santo Agostinho, a ação do homem mais evidente no processo erosivo é decorrente da má gestão do uso do solo e da falta de planejamento urbano, principalmente através de abertura de vias de acesso para exploração turística, provocando impactos ambientais e resultando na produção de materiais passíveis de serem transportados em períodos chuvosos. Tal atividade torna o solo desprotegido, impedindo o desenvolvimento de vegetação, além de provocar mudanças na forma de escoamento superficial, devido à mudança da declividade do perfil das encostas.

Na área de pesquisa, Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti, foram constatados importantes processos erosivos, envolvendo perfis de solos da Formação Barreiras e solos residuais de granito. Com base nas metodologias adotadas neste trabalho, ressalta-se que as observações de campo e os ensaios de laboratório devem sempre estar associados, uma vez que as informações devem se comportar e se confirmar mutuamente. Desta forma, em campo foram selecionados dois perfis de solos da Formação Barreiras e dois perfis pertencentes aos solos residuais de granito, representativos dos processos erosivos na região.

A seguir serão descritas as conclusões obtidas através das investigações feitas em campo e laboratório, incluindo avaliação da erodibilidade.

VII.1 Características da área de estudo

- a) Na área de estudo na Formação Barreiras dos Pontos P-01 e P-02 é identificada principalmente fácies de canal fluvial, com predominância de areia grossa a média, e

níveis de seixos. Este tipo de fácies, mostra-se mais feldspáticas, com um colorido mais forte e diversificado;

- b) Os principais mecanismos erosivos são: a) consolidação do solo pelo impacto das gotas de chuva, que reduz a capacidade de infiltração e aumenta o escoamento por fluxo; b) escoamento superficial que ocorre quando os agregados preenchendo o solo diminuem a porosidade, fazendo com que ocorra um aumento de fluxo e o surgimento de sulcos e ravinas; c) queda de blocos verificados em pontos elevados das encostas, com inclinações praticamente verticais; d) solapamento da base do talude, que ocorre quando o fluxo de água na parede do talude esculpe as chamadas alcovas de regressão.

VII.2 Caracterização Geotécnica de Campo

- a) Foram identificados, através de sondagens de simples reconhecimento duas gêneses de solos. A camada mais superficial pertencente à Formação Barreiras, e a sobrejacente pertencente aos solos residuais de granito com veios esbranquiçados, devido ao processo de passagem de água e a remoção dos sesquióxidos de ferro;
- b) Os perfis de umidade durante o programa experimental revelaram no Ponto P-01 que as umidades decrescem com a profundidade, com valores mais elevados (13,5%) no período chuvoso (maio-2004) e menores valores (4,1%) durante o verão (out-2004). No Ponto P-02 há um decréscimo da umidade com a profundidade, mas evidencia convergência para uma determinada profundidade;
- c) A condutividade hidráulica de campo foi realizada com o Permeâmetro Guelph, onde ocorre um acréscimo com a profundidade no Ponto P – 01, variando de $3,5 \times 10^{-6}$ m/s a $8,9 \times 10^{-6}$ m/s, sendo classificada como de alta permeabilidade. No Ponto P-02, também é observado um acréscimo da condutividade hidráulica com a profundidade ($0,72 \times 10^{-6}$ m/s a $4,2 \times 10^{-6}$ m/s), porém o menor valor de $7,2 \times 10^{-7}$ m/s a 0,5m é devido a maior fração argila, e a possível compactação mecânica dos solos;

VII.3 Caracterização geotécnica de laboratório

VII.3.1 Granulometria e condutividade hidráulica

- a) Na análise granulométrica do Ponto P – 01 FB ocorre uma variação entre areia argilosa (SC) e areia siltosa até 4,0 m de profundidade, com menos de 50% passando na # 200 (19% a 49%) e IP maior que 7%. A 4,5m de profundidade o solo residual de granito é classificado como CL (argila de baixa plasticidade) com IP menor que 22%. No Ponto P-02 o solo foi classificado como uma argila de baixa plasticidade, com IP em torno de 21%, havendo uma variação entre areia argilosa e areia siltosa. O solo residual de granito foi identificado a 12m de profundidade com 46% de argila e $IP > 21\%$;
- b) Quando analisados sem o uso do defloculante, os solos apresentam troca de uma significativa parte de fração argila para fração areia fina e media (ex. no Ponto P-01 ocorre 39% de argila e 55,5% de areia para a profundidade de 0,5m nos ensaios realizados com defloculante, enquanto se tem 3% de argila e 82,5% de areia para a profundidade de 0,5m nos ensaios sem defloculante). De acordo com a literatura, solos de textura arenosa são mais sujeitos a erosão, assim, analisando-se apenas do ponto de vista granulométrico, a troca da fração argila para areia representaria um importante papel no processo, por que confere aos materiais características de maior erodibilidade.
- c) Com o Tri Flex 2 foram determinadas às condutividades hidráulicas em laboratório, apresentando valores $5,23 \times 10^{-6}$ m/s e $2,78 \times 10^{-6}$ m/s para os solos da Formação Barreiras dos Pontos P-01 e P-02, respectivamente. Os valores foram de $4,83 \times 10^{-7}$ m/s e $2,82 \times 10^{-7}$ m/s para os solos residuais dos Pontos P-01 e P-02, respectivamente;

VII.3.2 Análise Química

- a) Na análise química os resultados mostram baixos valores na contribuição de cada cátion. No Ponto P-01 a saturação é maior que 50% (solo eutrófico) Na profundidade de 5,5m SR o solo é distrófico. No Ponto P-02 FB até 4,5m de profundidade a saturação é inferior a 50% (solo distrófico), a partir dos 5,0m o solo é eutrófico;
- b) A capacidade de troca catiônica foi baixa para os Pontos P – 01 (2,08 a 4,68 meq/l) e P – 02 (1,14 a 4,03 meq/l), sendo típicas de argilas caulínicas;
- c) Os valores de pH oscilaram com a profundidade de 3,9 a 5,2 no Ponto P-01 e 3,9 a 4,4 no ponto P-02, quando obtidos em KCl. Quando o pH foi determinado em água oscilou de 4,8 a 6,0 para o Ponto P -01 e 4,4 a 5,2 para o Ponto P-02. O pH indicou que ocorreram cargas negativas (pH KCl < pH em água) até os 4,0m de profundidade no Ponto P – 01 (encosta central) e provavelmente até 7,8m no Ponto P-02 (encosta sul), indicando a predominância de minerais de argila menos intemperizados. A partir destas profundidades ocorreu excesso de cargas positivas, e conseqüente avanço do estágio de intemperização;
- d) A partir dos valores da matéria orgânica os agregados foram considerados instáveis nos Pontos P-01 e P-02 com menos que 3,5%. A exceção ocorreu para a profundidade de 0,5m no Ponto P-01 (4,5%) e a 1,0m no Ponto P-02 (3,79%);
- e) Na fração areia dos Pontos P-01 e P-02 foram encontrados valores de SiO₂ > 50%, em conformidade com a composição quartzosa desses solos. Teores de Na₂O (0,06% a 0,09%) para a Formação Barreiras e (0,03 a 0,61 %) para o solo residual de granito, mostram-se coerentes com a baixa dispersibilidade destes solos. Já os teores de K₂O explica o feldspato no substrato granítico de origem;
- f) A análise química da água enquadrou todos os solos estudados na Zona C (região questionável quanto a dispersibilidade dos solos).

VII.3.3 Análise Mineralógica

- a) Os resultados de difratometria de Raio X indicam que os solos são essencialmente caulíníticos. Foram constatados também, resquícios de um mineral interpretado como muscovita, observável como micropalhetas com o auxílio de lupa;
- b) A análise mineralógica feita com lupa binocular na fração areia dos Pontos P-01 e P-02, identificam o mineral quartzo com grãos mal selecionados e subarredondados, revestido por óxido de ferro;
- d) Na análise por microscopia eletrônica de varredura na fração argila e silte mostram que a estrutura dos solos da Formação Barreiras é caracterizada por grãos de quartzo revestidos por argila e óxido de ferro. Nos solos do ponto P-02 FB e P-02 SR os grãos estão conectados através de pontes de argila, apresentando microagregados e microporos.

VII.3.4 Curvas Características

- a) Através dos métodos de Haines e da Câmara de Pressão de Richards foram determinados pontos para as curvas características com baixos valores de sucção (0-12kPa). Para os valores mais elevados, utilizou-se a técnica do papel filtro.
- b) As formas das curvas características para os solos dos pontos P-01 FB e P-02 FB são típicas de solos arenosos, com valores para entrada de ar em torno de 1,5kPa e 3,5 kPa, respectivamente. Para os solos residuais de granito o formato das curvas é semelhante a uma “sela”, com identificação de dois valores de entrada de ar e um patamar praticamente horizontal, neste caso difícil de identificar a umidade residual como um valor único;
- c) Foram realizados ajustes estatísticos e critério de identificação do melhor modelo. Para o ponto P-01FB o melhor ajuste foi do modelo de Fredlud e Xing (1994) com $R^2=0,998$ e $AIC=0,937$, enquanto para o ponto P-02 foi o modelo de Van Genuchten

(1980) $R^2=0,997$ e $AIC=0,866$. Nos solos residuais de granito, tanto no ponto P-01 quanto no ponto P-02 os ajustes não foram realizados, devido o formato das curvas.

VII.3.5 Compressibilidade e Resistência ao Cisalhamento

- a) Nos ensaios de compressibilidade dos Pontos P-01 e P-02 na umidade natural (EDN), os trechos retilíneos que caracterizam o trecho virgem não foram adequadamente definidos, enquanto nos ensaios inundados estes trechos são bem definidos;
- b) Os valores de C_c (índice de compressão) nos ensaios naturais foram em geral, inferiores aos obtidos nos ensaios inundados (EDI). Quanto aos valores de C_s não se observam variações significativas nas condições naturais e inundadas;
- c) Os solos da Formação Barreiras e residual de granito dos Pontos P-01 e P-02 mostram uma tendência de aumento do potencial de colapso com o carregamento normal, sendo classificados como condicionados ao colapso;
- d) Nos ensaios de cisalhamento direto convencionais para a Formação Barreiras as envoltórias se apresentaram praticamente paralelas. Para o Ponto P-01 FB o ângulo de atrito e coesão na condição natural foi de $33,4^\circ$ e $33,1$ kPa, enquanto na condição inundada apresentou ângulo de atrito e coesão de $33,8^\circ$ e $1,6$ kPa, observando-se uma redução significativa da coesão. No Ponto P-02 FB na condição natural o ângulo de atrito e a coesão foram de $37,5^\circ$ e $56,1$ kPa, enquanto na condição inundada foi de 35° e $1,8$ kPa. As envoltórias de resistência para os solos residuais dos Pontos P-01 e P-02 não foram observados paralelismo. Para o P-01 SR o ângulo de atrito e a coesão na condição natural foi de $41,3^\circ$ e $43,7$ kPa e para o ponto P-02 SR foi de 41° e $45,6$ kPa. Na condição inundada os solos residuais apresentaram ângulo de atrito e coesão de $30,3^\circ$ e $8,2$ kPa para P-01 SR e $31,3^\circ$ e $7,6$ kPa para o P-02 SR;
- e) Nos ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada as envoltórias obtidas para o solo da Formação Barreiras são praticamente paralelas, resultando em um

uniforme aumento da resistência com a sucção matricial. O ângulo de atrito na condição inundada foi de 35° e para as sucções de 20, 50, 100 e 300kPa os ângulos de atrito são ligeiramente crescentes ($38,9^\circ$ a $40,2^\circ$). O solo residual de granito apresenta envoltórias praticamente paralelas e ângulos de atrito variando de ($31,3^\circ$ a $38,9^\circ$);

- f) Nas envoltórias de resistência no espaço (s, τ) mostram que até o valor de entrada de ar a resistência de um solo aumenta linearmente com a sucção. A partir deste valor ocorre uma curvatura até a sucção que corresponde a umidade residual, onde o valor da resistência quase não varia.

VII.3.6 Análises estatísticas

Para o tratamento estatístico de campo foi utilizado o teste de comparação de médias de Tukey e para o tratamento estatístico de laboratório foram utilizadas as Análises por Componentes Principais (ACP) e a Matriz de Coeficientes de Correlação linear.

- a) A Análise por Componentes Principais (ACP) evidenciou dois grupos distintos: um grupo *A* dos solos argilosos e um grupo *B* dos solos arenosos, indicando que as propriedades físicas são funções da sua granulometria;
- b) A análise mineralógica identificou na fração areia o mineral quartzo, que é quimicamente formado pela sílica (SiO_2), sendo evidente a separação deste mineral na ACP;
- c) Nas Matrizes de Coeficientes de Correlação Linear, confirma-se com os resultados obtidos com a Análise de Componentes Principais. A coesão apresentou correlações elevadas com a fração argila e o grau de saturação ($R=0,82$ e $R=0,79$) e negativas com a densidade dos grãos ($R=-0,82$). O tSiO_2 (sílica da análise química total), tem significativa correlação linear positiva com a fração areia, mostrando que a sílica é o principal indicador químico desta fração. A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) não forneceu nenhuma forma de correlação linear importante com as outras propriedades dos solos e a matéria orgânica (MO). Já a matéria orgânica (MO)

possui alta correlação linear (R) positiva com a argila ($R=0,825$), obtida com o uso de defloculante.

VII.4 AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE

VII.4.1 Avaliação de Campo

- a) Todos os raios hidráulicos foram diferentes em função das vazões aplicadas o que não ocorreu para as tensões cisalhantes, que foi significativamente maior para a vazão de 240 l/min e igual para as vazões de 172 l/min e 193 l/min, por conseguinte as velocidades de escoamento foram iguais, devido à superfície da crosta ter se tornado mais uniforme e menos rugosa;
- b) O regime de escoamento do fluxo em sulcos em solo consolidado teve um regime classificado como turbulento supercrítico, com número de Reynolds entre 4567 e 8419 e Froude maior que 1;
- c) A erodibilidade K determinada “in situ” ($K= 0,01 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$) apresentou valor inferior à obtida em laboratório com o equipamento Inderbitzen ($K=0,43 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$), enquanto a tensão crítica de cisalhamento ($\tau_{\text{crit}}= 4,37 \text{ Pa}$) foi superior a de laboratório ($\tau_{\text{crit}}=0,78 \text{ Pa}$);
- d) Foi realizada análise de regressão com valores de erodibilidade dos sulcos nos ensaios de campo e laboratório (Inderbitzen). O modelo explicou 64,4% da variação da erodibilidade ao longo do perfil. É observado que de 1,5m a 4,5m de profundidade, o solo se mostrou mais susceptível a erosão e a 12 m o solo volta a aumentar sua resistência.

VII.4.2 Avaliação de laboratório

- a) As características relacionadas a erodibilidade com base na classificação MCT Nogami e Villibor (1986) classificaram como NA' (solos não lateríticos arenosos)

os Pontos P-01 FB e P-02 FB, sendo sua erodibilidade difícil de ser definida. Os solos residuais foram classificados como NS' (solos não lateríticos siltosos). Embora os solos residuais tenham sido classificados como (NS') as argilas arenosas (pertencentes ao solo residual de granito) estão também enquadradas neste grupo;

- b) A avaliação pelo método do LNEC de modo geral não foi adequada, provavelmente devido ao fato de serem classificados para climas temperados, o que dificilmente se ajustam aos solos tropicais;
- c) A avaliação da dispersibilidade pelo ensaio de dispersão SCS, indica que os solos são não dispersivos. O critério de Middleton descrito pela RD (razão de dispersão) apresentou $RD > 15\%$, classificando os solos como erodíveis;
- d) Os ensaios de desagregação têm forte relação com a fragilidade do solo frente à ação erosiva por fluxo superficial. Os solos da Formação Barreiras foram classificados como desagregados por abatimento, onde os mecanismos primários são a desagregação e a desaeração. Já o solo residual do Ponto P – 01 SR foi desagregado por fraturamento, onde o principal mecanismo é a sucção osmótica. Isto indica que a erodibilidade dos solos não está associada a dispersibilidade, mas ao potencial de desagregação dos solos em água, através de mecanismos citados anteriormente;
- e) Os resultados dos ensaios de furo de agulha (Pinhole Test) classificaram os solos como ND1 (comportamento não dispersivo), confirmando os resultados dos ensaios de dispersibilidade pelo SCS. Em alguns ensaios, foi verificado que ocorreu erosão mecânica. As areias argilosas dos Pontos P-01 e P-02 pertencentes à Formação Barreiras são mais erodíveis que a argila arenosa do solo residual de granito. Isto fica bem evidente nas fases de retorno do ensaio;
- f) O ensaio de cone se destaca pela simplicidade e reprodutividade na execução dos testes. Os solos com elevado DP e DPA são os que apresentam significativa variação de coesão (Δc) e alto potencial de desagregação.

- g) O parâmetro Δc , refere-se à variação da resistência ao cisalhamento com a saturação. Os solos estudados apresentam valores de Δc superiores a 80%, indicando uma perda de coesão com o processo de saturação. Os solos da Formação Barreiras com Δc (95,2 % e 96,8%) foram considerados erodíveis;
- h) O método de análise da estabilidade de agregados mostrou que o valor do diâmetro médio ponderado $DMP=1,5mm$, separou as amostras com comportamentos distintos frente à erosão. As amostras apresentaram DMP (0,18 a 0,76 mm), sendo classificados como de alta erodibilidade. A exceção ocorreu para o Ponto P-02 SR que apresentou um DMP de 2,49mm;
- i) A análise do Inderbitzen foi realizada em função dos parâmetros de erodibilidade e tensão crítica de cisalhamento. O solo da Formação Barreiras P-01 apresentou o maior comportamento erodível, com valor de $K= 0,41 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$. Os solos residuais de granito P-01 SR ($0,16 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$) e P-02 SR ($0,07 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$), respectivamente apresentaram os valores mais baixos para a erodibilidade na condição pré-umedecida.

VII.5 Ensaios propostos para avaliação da erodibilidade

Diante do exposto e verificando a complexidade e a diversidade dos ensaios no tema de erosão, é proposto um conjunto de ensaios para que seja possível uma melhor compreensão e determinação do processo erosivo.

- Entendimento dos mecanismos envolvidos no processo erosivo;
- Instalação em campo de parcelas para monitorar a taxa de desagregação dos sedimentos;
- Ensaios de desagregação;
- Dispersibilidade;
- Cisalhamento direto convencional e com sucção controlada;
- Inderbitzen

VII.6 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O estudo do processo erosivo é bastante complexo e envolve diversas áreas de estudo e uma grande quantidade de fatores. Este trabalho buscou uma abordagem dos ensaios mais utilizados pela literatura, para a determinação da erodibilidade restando, porém muito a se conhecer e a entender sobre o processo. Uma primeira recomendação que pode ser feita é a maior quantidade de ensaios que pudessem relacionar o teor de finos e a classificação geotécnica para estabelecer uma proposta baseada em experiências em solos tropicais;

Realização de um número maior de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, com baixos valores de tensão normal e sucção matricial, para obtenção de valores mais refinados de coesão e sua variação com a sucção matricial;

Normatização do ensaio de Inderbitzen, para maior confiabilidade e aceitação na geotecnia e outras áreas de pesquisa;

Realização dos ensaios de erodibilidade com o Inderbitzen, com maior comprimento de rampa e com tratamento superficial do fundo (rugosidade aproximada do solo), além de serem testadas com outras vazões e inclinações, que pudessem se aproximar o máximo das observações de campo;

Recomenda-se por fim, uma continuidade deste estudo com ênfase em um programa de desenvolvimento científico, nas áreas de avaliação e monitoramento da degradação ambiental em ocorrência na região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M. e CARVALHO, C. S. (1989) “Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at Serra do Mar, Brasil”. In: 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., Rio de Janeiro. Proceedings... Balkema, V.2, p. 1599-1602.
- AGÊNCIA CONDEPE/FIDEM (2006) “Mapeamento de obras de contenção de encostas em assentamentos precarios”. 3º relatório: Município de Araçoiaba, 12p.
- AGUIAR, A. B. (2001) “O emprego do parâmetro Guelph na determinação da permeabilidade do solo de camadas de lixo e de sua cobertura”. Dissertação de Mestrado, COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro.
- ALBERTIN, M.; RICHARD, J. F. e CHAPUIS ROBERT, P. (1998) “A predictive model for the water retention curve: Application to tailings from hard-Rock mines” – Can. Geotech. J.,V.35, nº1, p.55-69.
- ALCÂNTARA, M. A. T. (1997) “Aspectos geotécnicos da erodibilidade dos solos”. São Carlos/SP. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Carlos, 128p.
- ALHEIROS, M. M.; LIMA FILHO, M. F. (1981) – “Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte e do seu Embasamento”,V. 10, p. 77-88.
- ALHEIROS, M. M. (1987) “Caracterização sedimentológica da Formação Cabo-PE”. Pós-graduação em Geociências, UFPE, Dissertação de Mestrado, 99p.

- AMARAL, C. e FEIJÓ, R. L. (2004) “Aspectos ambientais dos escorregamentos em áreas urbanas”. Reflexões sobre Geografia Física no Brasil. Rio de Janeiro. Ed. Bertrand Brasil, p.193-223.
- AMORIM, R. S. S.; SILVA, D. D.; PRUSKI, F. F.; MATOS, A. T. (2001) “Influência da declividade do solo e da energia cinética de chuvas simuladas no processo de erosão entre sulcos”. Rev. Bras. de Eng. Agr. e Ambiental, V. 5, nº 1, p. 124-130.
- ARAKI, M. S. (1997) “Aspectos relativo às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal”. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, DF, 121p.
- ARAÚJO, G. H. de S.; ALMEIDA, J. R.; GUERRA, A. J. T. (2005) “Gestão ambiental em áreas degradadas”. Rio de Janeiro. Ed. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, p. 17-52; 75-110.
- ARAÚJO, R. C. (2000) “ Estudo da erodibilidade de solos da Formação Barreiras”. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 148p.
- ARAÚJO, F. A. R. (1994) “Contribuição ao estudo de solos tropicais baseados em ensaios de sucção e na metodologia MCT”. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, S.J. dos Campos, SP.
- ARRULANANDAN, K.; LAGANATHAN, P.; KRONE, R. B. (1975) “Pore and eroding fluid influences on surface erosion of soil”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, V. 101, nº 1, p. 51-65.
- AUGUSTO FILHO, O. (1992) “Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: Uma proposta metodológica”. In. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, RJ:ABMS/ABGE/PCRJ. V.2, p.721-723.

- BACELLAR, L. A. P.; NETO A. L. C.; ACERDA, W. (2001) “Fatores condicionantes do voçorocamento na bacia hidrográfica do rio Maracujá”, Ouro Preto, MG.VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão –CD ROM, Goiânia, GO, ABGE.
- BACELLAR, L. A. P. (2000) “Condicionantes geológicos, geomorfológicos e geotécnicos dos mecanismos de voçorocamento na bacia do rio Maracujá”. Ouro Preto, MG. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ. 226p
- BAGNOLD, R. A.(1966) “An approach to the sediment transport problem from general physics”. U. S. Geological Survey Professional Paper, p.523-567
- BARCELOS, A. A.; CASSOL, E. A.; DENARDIN, J. E. (1999) “Infiltração de água em um latossolo vermelho – escuro sob condições de chuva intensa em diferentes sistemas de manipulação”. R. Bras. Ci. Solo, nº 23, p.35-43.
- BANDEIRA, A.P.N. (2003) “ Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas ocupadas do município de Camaragibe-PE” Dissertação de mestrado, UFPE, 198p.
- BARRERA, M.; ROMERO, E.; LLORET, A. VAUNAT, J. (2002) “Hydro-mechanical behaviour of a clayey silt during controlled-suction sheering. In International Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, V. 2, p. 485-490.
- BASTOS, C. A. B. (1999) “Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados”. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 296p.
- BEASLEY, D. B.; HUGGINS, L. F. e MONKE, E. J. (1980) “ANSWERS: a model for watershed planning transactions of the ASAE, nº 23, p. 938-944.
- BENDER, H. (1985) “Erosion: um problema de resistência ao cisalhamento em função do caminho das condições durante a infiltração”. In international conference on geomechanics in tropical lateritic and saprolite soils, nº 1, ABMS, V.2, p. 15-25.

- BERGSMA, E. (1996) “Terminology for soil erosion and conservation”. International Society of Soil Science, Grafissh service Centrum, Wageningen, 313 p.
- BERTOL, J. (1986) “Relações da erosão hídrica com métodos de preparo do solo na ausência e presença da cobertura vegetal por resíduo cultural de trigo”. Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, 158p.
- BERTONI, J. e LOMBERDI NETO, F. (1990) “Conservação do solo”. 3ª edição, Ícone Editora, São Paulo. 355p.
- BISHOP, A. W. (1959) “The Prenaple of effective stress”. Tecknisk Ukebland, 106(39), p. 859-863.
- BOUYOUCOS, G. J. (1935) “The clay-ratio as a criterion of susceptibility of soils to erosion”. Journal of American Society Agronomy, V. 27, p.738 – 774.
- BOWYER – BOWYER, T. A. S, e BRYAN, R. B. (1986) “Rill initiation: concepts and experimental evaluation on badland slopes”. Z.Geomorph. N.F., nº 60, p.161-175.
- BRADY, N. C. (1979) “Natureza e propriedades dos solos (Tradução de Antônio B. Neiva Figueiredo Filho)”, 5ª edição, Rio de Janeiro, Ed. Freitas bastos, 647 p.
- BRAIDA, J. A.e CASSOL, E. A. (1996) “Erodibilidade em sulcos e entressulcos de um podzólico vermelho-escuro franco arenoso”. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, V. 20, nº 1, p. 127 – 134.
- BRASIL (2004) “Ministério da Agricultura Pecuária e Abastecimento”. Lei nº 6225 de 14 de julho de 1975: [http://www.agricultura.gov.br/\(17jan.2004\)](http://www.agricultura.gov.br/(17jan.2004)).
- BRASIL (1979) Ministério dos transportes – Departamento Nacional de estradas e rodagem – Instituto de pesquisas Rodoviárias – Divisão de pesquisas. Recomendações para proteção de taludes contra erosão. Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 59p.

- BRITO, M. F. L. (1992) “Mapeamento faciológico da Formação do Cabo numa área piloto do sul da cidade do Recife-PE”, UFPE, 80p.
- BROOKS, R. H. & COREY, A. T (1964) “Hydraulic properties of porous media”. Hydrology Paper, nº3, Civil Eng. Dep., Colorado State Univ, Fort Collins.
- BROWN, L. (1990) “State of world”. Nova York: W.W. Norton
- BRYAN, R. B. (2000) “Soil erodibility and processes of water erosion on hillslope”. Geomorphology, V. 32, p. 385 – 415.
- BRYAN, R. B (1987) “Process and significance of rill development”. Catena Supplement, V. 8, p. 1-15.
- BURDINE, N. T. (1980) “Relative permeability calculations from pore size distribution data”. Journal of petroleum technology, nº 5: p. 71-78.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, E. M.; LIMA, M. C.; RIBEIRO, M. O. (2002a) “Variação no comportamento térmico das caulinitas de uma cobertura superficial do Distrito Federal”. 12º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Paulo, p. 537- 546.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C.; PEREIRA, J. M. F. (2002) “Coerbes de retention d’eau d’un profil d’alteration ». Unsaturated Soils, Recife, V.1, p. 289-294.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. e LEROUEIL, S. (2000) “Modelo de normalização da curva característica”. 32ª Reunião de Pavimentação, ABPv, V. 1 Brasília, DF, p. 289-294.
- CAMPOS, T. M. P. (1997) “Resistência ao cisalhamento de solos não saturados”. In: Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, 3, Ed. Freitas Bastos, p. 399-416.

- CAMAPUM DE CARVALHO, J. PEREIRA, J. H. F., SANTOS, R. M. M. & GUIMARÃES, R. C. (1997) "Evolution of risk at the of na electric power transmission line. 28th IECA-International Erosion Control Association, Nashville, Tennessee, USA, p. 29-44.
- CAMPOS, J. L. E. (1993) "Um estudo numérico e experimental da permeabilidade saturada / não saturada de solos de encostas do Rio de Janeiro". Dissertação de Mestrado, PUC – Rio de Janeiro, 71p.
- CANIL, K. (2001) "Diagnóstico dos processos erosivos e impactos em bacias hidrográficas, município de Oscar Bressani, SP". VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão . CD-ROM, Goiânia, GO, ABGE.
- CANIL, K; IWASA, O. Y.; SILVA, W. S. e ALMEIDA, L. E. G. (1995) "Mapa de feições erosivas do Estado de São Paulo: Uma análise qualitativa e quantitativa". In. V. Simpósio Nacional de Controle de Erosão, Bauru, ABGE, p. 249-251.
- CANTALICE, J. R. B.; CASSOL, E. A.; REICHERT, J.M.; BORGES, A. L. O. (2005) "Hidráulica de escoamento e transporte de sedimentos em sulcos em solo franco-argilo-arenoso" R. Bras. Ci. Solo, 29: p. 597-607.
- CANTALICE, J. R. B. (2001) "Escoamento e erosão em sulcos e entressulcos em distintas condições de superfície do solo". Tese de Doutorado UFRGS. Porto Alegre, 140p.
- CARDOSO, F. B. F. (2002) "Propriedades e Comportamento mecânico de solos do Planalto Central Brasileiro". Tese de Doutorado de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 357p.
- CASTRO, E. (1964) "Soil swelling test. LNEC Technical Paper". Lisboa, n. 235, 11p.

- CHAMECK, P. R. (2002) “Metodologias de laboratório para o estudo da erosão hídrica em solos: aplicação a uma argila da Formação Guabirotuba” Dissertação de Mestrado, UFPR, 260p.
- CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. (1992) “A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings”. Proc. of the Institution of Civil Engineering, 92-2, 82-89.
- CHAVES, H. M. L.; O; OLOWSKI, E.; ROLOFF, G. (1993) “Previsão da infiltração sob condições dinâmicas de selamento superficial”. Rev. Bras. de Ciência do Solo, v.17, nº 2, p.141-147.
- CHAVES, H. M. L. (1994) “Método estocástico para estimativa da erosão em sulcos e voçorocas”. Reunião Brasileira de Ciências do Solo, 18, p. 285-294.
- CHEN, Y.; TARCHITZKY, J.; BROUWER, J.; MORIN, J.; BANIN, A. (1980) “Scanning electron observations on soil crust and their formation”. Soil Science, V. 12, nº 1, p. 49-55.
- CHOW, V.T. (1959) “Open – channel hydraulics”. New York, Mc Graw – Hill, 680p.
- CHU, S. T.; ONSTAD, C.A; RAWLS, W. J. (1986) “Field evaluation of layered Green & Ampt model for transient crust conditions”. Transaction of the ASAE, V.29, nº 5, p.1268-1272.
- COBRA, R. Q. (1960) “Geologia da região do Cabo de Santo Agostinho, Pernambuco”, Tese de Doutorado, UFMG, Belo Horizonte, 70p.
- CONCIANI, W.; SOARES, M. M. e FUTAI, M. M. (1998) - “Plate load tests with suction measurements”, Proc. of the International Symposium on Problematic Soils. IS – Tohoku’98 Japan.

- COELHO NETTO, A. L. (1998) “Hidrologia de encosta na interface com a geomorfologia”. In: GUERRA, A. J. T. e CUNHA, S. B. (eds): Geomorfologia, uma atualização de bases e conceitos, Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, 3ª edição, p.93-148.
- COELHO NETTO, A. L. (1997) “Mecanismos e condicionantes geo-hidroecológicos do voçorocamento em ambiente rural: implicações na estabilidade de encostas”. Congresso brasileiro de ciências de solo, 26.RJ, Embrapa-solos, Cd-Rom.
- COELHO SILVA, J. R. (2000) “Erosão e produtividade do solo no semi-árido”. Agricultura, sustentabilidade e o semi-árido – Fortaleza. Ed. Folha de Viçosa: Soc. Brasileira de Ciência do solo, p. 169 -213.
- COZZOLINO, V. M. N. e NOGAMI, J. S. (1993) “Classificação geotécnica MCT para solo tropicais”. Solos e Rochas, São Paulo, V.16, nº 02, p. 77-91.
- CRONEY, P. e COLEMAN, J. D. (1961) “Pore pressure and suction in soil”, Proc. of the conf. on pore pressure and suction in soils, Butterworths, London, p 31-37.
- CRUZ, L. R.; LIMA FILHO, M. F.; NEUMANN, V. H. M. L.; SÁ, E. F. J.; ALVES DA SILVA, F. C.; FRUTUOSO Jr., L. J.; NASCIMENTO, M. A. L.; GUEDES, I. M. G.; ANTUNES, A. F.; ALMEIDA, C. B.; MELO, K. J. V. (2003) “As umidades cilielásticas da sub-bacia de Pernambuco uma região lito-estratigráfica”. In: Cong. Bras. P & D em Petróleo de Gás, 2, RJ, CD-ROM..
- CRUZ, L. R. (2002) “Mapeamento geológico da região de Cabo (PE), Sub-bacia de Pernambuco”. UFRGN, Natal, 74p.
- DAEE-IPT (1990) “Controle e erosão: Bases conceituais e Técnicas - Diretrizes e bases para o planejamento urbano e regional - orientações para o controle de boçorocas urbanas de São Paulo”, 2ª edição.

- DA FONTE, J.; PAZ GONZÁLEZ, A.; TABOADA CASTRO, M.M.; Y ROSA VIEIRA, S. (2001) “Variabilidad espacial de la conductividad hidráulica saturada de campo medida com permeâmetro Ghelph”. Temas de investigación em zona no saturada. Eds. J. j. Lópes, M. Quemada.
- DECKER, R. S; DUNNIGAN, L. P. (1977) “Development and use of the soil conservation service dispersion test. ASTM Special technical Publication, Philadelphia, nº 623, p. 94 -109.(Dispersive clays, related piping, and erosion in geotechnical projects, Eds: Sherard, J.h. and Decker, R.S).
- DELGADO, A. K. C. (2002) “Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado”. Dissertação de Mestrado, UnB, 176p.
- DE PLOEY, J. POESEN, J. (1985) “Aggregate stability, runoff generation and interrill erosion”. In. Geomorphology and soils. Editores: K.S. Richards, R.R. Arnett es. Ellis, p. 99-120.
- DE PLOEY, J. (1983) “Runoff and rill generation on sandy and loamy lopsoils”. Zeitschrift für Geomorphologie , 46, p. 15-23.
- DEXTER, A. R. (1988) “Advances in characterization of soil structure”. Soil & Till. Res., V. 11, p. 199-238.
- DREW, D. (2002) “Processos interativos homem meio ambiente”. Rio de Janeiro. Ed. Bertrand Brasil, 5ª edição, 206p
- DUFRANC, G.; DECHEN, S.C.F.; FREITAS, S.S.; e CAMARGO, O. A. (2004) “Atributos físicos, químicos e biológicos relacionados com a estabilidade de agregados em dois latossolos em plantio direto no estado de São Paulo”. R. Bras. Ci. Solo, V. 28, p. 505-517.
- DULEY, F.L. (1939) “Surface factors affecting the rate of intake of water by soil”. Proc. Soil Sci. Soc. Am. J., Madison, 4; p. 60-64.

- ELLIOT, W. J.; LAFLEN, J. M. (1993) "A process - based rill erosion model" - Transactions of the ASAE, St.Joseph, V.36, p.65-72.
- ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D. e TAN, K. A. (1989) "Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis". Ground water monitoring review, 19 , p. 184-193.
- EMBRAPA (1997) "Manual de métodos de análise de solo". Ministério da Agricultura e do Abastecimento, 2º edição, 212p.
- EMMERSON, W. W. (1977) "Physical properties and structure". In: Soil factors in crop production in a semi-arid environment. Edt.: J.J. Russel e E.L. Grean, University of Queensland Press, St. Lucia, Queensland, p. 78 – 104.
- ESCÁRIO, V. e SÁEZ, J. (1986) – "The shear strength of partly saturated soils". Géotechnique, V.36, nº 3, p. 453-456.
- FÁCIO, J. A. (1991) – "Proposição de uma metodologia de estudo da erodibilidade dos solos do Distrito Federal". Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, DF, 107p. .
- FALCÃO, M. F. L. (1976) "Fácies conglomerática da Formação Cabo. Pós-Graduação em geociências". UFPE, Dissertação de Mestrado, 95p.
- FAO (2000) "Fertilizer requirements in 2015 and 2030". Rome, food and agriculture Organization. Fttp: //ftp.fao.org/agl/agll/docs/barfinal.pdf[Geo-2-166].
- FENDRICH, R. (1997) " Erosão urbana". Drenagem e controle de erosão urbana; 3ª edição, São Paulo: pg 15 – 43.
- FERREIRA, S. R. M. (1995) "Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, 379 p.

- FERREIRA, L. (1992) “Avaliação indireta da erodibilidade em solos com altos teores de ferro e aspectos relacionados à mineralogia e micromorfologia” Dissertação de Mestrado, Lavras/MG.
- FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D.; PEREIRA, A. (2004) “Determinação das curvas características de solos coluvionares pelo uso combinado da placa de sucção e método do papel filtro”, 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos/SP, p. 243-248.
- FIDEM, (2000) “Plano Estratégico do Parque Armando Holanda Cavalcanti”. Recife, p. 7-20.
- FIGUEIREDO, E. e VAJAPEYAM, S. (1989) “A influência do lençol freático e de fendas de tração na erosão em ravinas”. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, ABRH, V.2, p.450-459.
- FLANAGAN, D. C. e NEARING, M. D. (1995) “United States department of Agriculture – USDA: Water Erosion Prediction Project”. West Lafayette: National Soil Erosion Research Laboratory – NSERL (technical documentation 10).
- FONSECA, A. M. M. C. (1981) “Técnicas para previsão e contenção da erosão em taludes e encostas”. In: Simpósio Nacional sobre o controle da erosão, 2, São Paulo/SP: ABGE. V.1, p.217-234.
- FONSECA, A. M. M. C. e FERREIRA, C. S. M. , (1981) “Metodologia para determinação de um índice de erodibilidade de solos”. Simpósio Brasileiro de Solos em Engenharia, 1, Rio de Janeiro, p. 646-667.
- FOSTER, G. R.; LANE, L. J.; NEARING, M. A.; FINKNER, S. C. FLANAGAN, D. C. (1989) “Erosion component”. In: LANE, L.J NEARING, M.A. eds. USDA – Water erosion prediction project: hillslope profile model documentation, W.Lafayette. USDA – ARS – Natinal soil Erosion Research Laboratory. (NSERL Report, N 2).

- FOSTER, G. R. (1982) "Modeling the erosion process". In. HAAN, G. T. JOHNSON, H. P.; BRAKENSIEK, D. L. Hidrologic modeling of small Watrsheds. St. Joseph : ASAE, p.297-380 (ASAE Monograph,5)
- FOSTER, G. R. e MEYER, L. D. (1975) "Mathematical simulation of upland erosion by fundamental erosion mechanics". USDA, Whashington, DC, p.190-207.
- FOX, D. M; BISSONNAIS, Y.; QUÉTIN, P. (1998) "The implications of variability in surface seal hydraulic resistance for infiltration in a mound and depression microtopography". Catena, V.32, p.101-104.
- FRANCHI, J. G. (2000) "Aplicação de turfa na recuperação de solos degradados pela mineração de areia". Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP. 105 p.
- FREDLUND, D. G. (1996) "The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve". Canadian Geotechnical Journal, V. 33, p. 440-448.
- FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.; XING, A.; e PUFAHL, D.E. (1995) "Predicting the Shear Strength Function for Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve". Proc. of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, France, p.63-69.
- FREDLUND, D. G. e XING, A. (1994) "Equations for the soil-water characteristic curve". In: Canadian Geotechnical Journal, p. 521-532.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. (1978) "The shear strength of unsaturated soils. Lanadion Geotechnical Journal, v.15, n.3, p.313-321.
- FUTAI, M. M. (1997) "Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis". Dissertação de Mestrado. COPPE / UFRJ. Rio de Janeiro. P. 222.

- GABBARD, D. S.; HUANG, C.; NORTON, L. D.; STEINHARD, G. C. (1998) "Landscape position, surface hydraulic gradients and erosion processes". *Earth surface and landforms*, V. 23, p. 83 – 93.
- GARDNER, W. R. (1958) "Some steady-state of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table". *Soil Science*,3, p.228-232.
- GAIOTO, N. e QUEIROZ, R. C. (1993) "Taludes naturais em solos". *Solos do interior de São Paulo*. ABMS, p. 207-242.
- GENS, A. (1993) "Shear strength". *Unsaturated soils: Recent Developments and applications, Civil Engineering European Courses – Programme of Continuing Education, Barcelona*.
- GERITS, J. J. P.; LIMA, J. L. P. D; BROEK, T. M. W. V. D. (1990) "Overland flow and erosion". In: ANDERSON, M. G.; BURT, T. P. *Process studies in hillslope hydrology*. Chichester: John Wiley & Sons, p.173-214.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2001) "Equações para modelagem da curva característica aplicados a solos brasileiros" – 4º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, NSTA 2001, V.1, p. 76-92.
- GERSCOVICH, D. M. S. (1994) "Fluxo em Meios Porosos Saturados-Não Saturados: Modelo numérico com aplicações ao estudo da estabilidade de encostas na cidade do Rio de Janeiro". Tese de Doutorado, DEC - PUC - Rio.
- GIASSON, E. e CASSOL, E. A. (1996) "Relações de erosão em sulcos com vazões aplicadas e doses de resíduos de trigo incorporados a um Plintossolo franco-argiloso arenoso". *Rev. Brasileira de Ciência do Solo*, Campinas,V.20, p.117-125.
- GLOSSARY OF SOIL SCIENCE TERMS (1997). "Wisconsin: Soil Science Society of America". 44p.

- GOMES, F. S. F. (2001) “Estudo da Erodibilidade e Parâmetros Geotécnicos de um solo em Processo Erosivo”. Dissertação de mestrado. UFRPE, 187p.
- GRAY, D. H. e LEISER, A. T. (1989) “Soil erosion and mass-movement”. In: Biotechnical slope protection and erosion control. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.
- GREELAND, D. L.; RIMMER, D. e PAYNE, D. (1975) “Determination of the structural stability class of English and weish soils using a water coherence test”. J. Soil. Sci. 26, p. 294-303.
- GRIEBELER, N. P.; PRUSKI, F. F.; MARTINS JÚNIOR, D. e SILVA, D. D. (2001) “Avaliação de um modelo para a estimativa para lâmina máxima de escoamento superficial”. R. Bras. Ci. Solo, nº 25, p. 411-417.
- GSEGWP – Geological Society Engineering group. Working party (1990) “Report on tropical Residual solis”. The Quarterly J, of Eng. Geology, V. 3, nº 01, p. 1 – 101.
- GUERRA, A. J. T. (2003) “Encostas e a questão ambiental”. In: A questão ambiental. Diferentes abordagens. Cunha, S. B. e GUERRA, A. J. T. (orgs.) Rio de Janeiro: editora Bertrand Brasil, 4ª ed., p. 191-218.
- GUERRA, A. J. T. (1998) “Processos erosivos nas encostas. Geomorfologia: Uma atualização de bases e conceitos”,. RJ, p 17-55.
- GUERRA, A. J. T. (1998b) “Ravinas: Processo de formação e desenvolvimento”. Anuário do Instituto de Geociências, UFRJ, 2, p.80-95.
- GUERRA, A. J. T. (1991) “Avaliação da influencia das propriedades do solo na erosão, com base em experimentos utilizando um simulador de chuvas”. Anais do IV Simpósio de Geologia Física Aplicada, Porto Alegre, RS.

- GUIDICINE, G. e NIEBLE, C. M. (1984) “Estabilidade de taludes naturais e de escavação”. Ed. Gard Blücher, São Paulo, SP.
- HANN, C. T.; BARFIELD, D. J. e HAYES, J. C. (2002) “ Design Hidrology and sedimentology for small Catchments”, Academic Press.
- HANSON, G. J. (1996) “Investigating soil strength and stress – strain índices to characterize erodibility”. ASAE, V.39, n.3, p. 883 – 890.
- HEAD, K. H. (1994) “Manual of soil laboratory testing; permeability, shear strength and compressibility tests”, e. 2, V.2, Pentech Press, London, 747 p.
- HEIL, J. W.; JOV, A.S.R.; McINNES, K.J. (1997) “Soil Properties influencing surface sealing of some sandy soils in the Sahel”. Soil Science. V.1, p. 459-469.
- HESS, S. C. (2002) “Educação ambiental: Nós no mundo” 2ª Ed. Campo Grande, UFMS.
- HODGES, R. D. e ARDEN-CLARKE, C. (1986) “Soil erosion en Britain-Revels of soil damage and their”. The Soil Association, 45p.
- HOUSTON, S.L. e HOUSTON, W.N. (1997) “Collapsible Soils Engineering”. Unsaturated Soil Engineering Practic / Geo-Logan’97. Logan, Utah, USA, nº 68, p. 199-232.
- HOLMGREN, G. G. S. e FLANAGAN, G. P. (1977) “Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the crumb test. ASTM special technical Publication, Philadelphia, n. 623, p. 218-239.
- HORTON, R. E. (1945) “Erosional development of streams and their drainage basins: a hydrophysical approach to quantitative morphology Bull”. Geol. Soc. Am. 56: p.275-370.

- HUDSON, C. L. L. (2003) “Indicadores de qualidade de solo para avaliação do uso sustentável da micro bacia hidrográfica do rio Passo, região oeste do estado do Paraná”. Dissertação de Mestrado, ESLAQ / USP, São Paulo.
- HUDSON, N. W. (1981) “Soil conservation”. Ithaca: Cornell University Press. 320p
- INDERBITZEN, A. L. (1961) “An erosion test for soils. Materials Research & Standards”, Philadelphia, V. 1, n° 7, p. 553-554.
- IOSSI, M. F.; VAZ, C. M. P.; NAIME, J. M. e MACEDO, A. (2003) “Estimativa da retenção de água no solo através da distribuição do tamanho das partículas”. In: Congresso Brasileiro de Ciências do Solo, 29. Ribeirão Preto, SP. Resumos expandidos. Ribeirão Preto: SBPC. CD- ROM.
- ISHIHARA, K.; TRONCOSO, J.; KAWASE, Y.; TAKAHSHI, Y. (1980) “Cyclic strength characteristics of tailings materials soils and foundations”. Japanese Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering, 20 (4), p. 127-142.
- ISSMFE (1985) “Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils – Progress Report”. Committee on tropical Soils of the ISSMFE, ABMD, São Paulo.
- IVANOV, P. L. (1978) “Liquefaction and compaction of cohesionless soils under dynamic loading”, Leningrad Polytechnical Intitute, Leningrad, 49 p.
- JUCA, F. T. J. (1990) “Comportamento de los suelos parcialmente salurados bajo succion controlado”. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid. Tesis doctoral.
- JULIEN, P.Y. (1995) “Erosion and sedimentation”. Melboun: Cambridge Uni. Press, 280p

- KARMANN, I. (2000) “Ciclo da água, Água subterrânea e sua ação geológica”. Decifrando a Terra. W. Teixeira, M. C. M. Toledo, T. R. Fairchild & F. Taioli (org). Oficina de Textos, São Paulo, p.114-138.
- KEGEL, W. (1959) “O conglomerado do Cabo”. Universidade do Recife; Escola de Geol., Arq., 1: p. 23-36.
- KEMPER, W. D. & CHEPIL, W. S. (1965) “Size distribution of aggregates”. In: BLACK, C.A., ed. Methods of soil analysis. Madison, American Society of Agronomy, Part 1, p. 499-509. (Agronomy, 9).
- KENDALL, H. e PIMENTEL (1994) “Constraints on the expansion of the global food supply”. In. Ambio, V. 23, nº3.
- KHALILI, N.; KHABBA Z, M. H. (1998) “A unique relationship for X for determination of the shear strength of unsaturated soil”. Technical Note. Géotechnique 48, nº 5, p.681-687.
- KIEHL, E. J. (1979) “Manual de edafologia: Relações solo-planta”. Edt. Agronômica “CERES”, Ltda, São Paulo, SP, 262p.
- KINNELL, P. I. A. (1991) “The effects of flow on sediment transport induced by raindrops impacting shallow flows”. ASAE, St. Joseph V.34, p.161-168.
- KINNELL, P. I. A. (1981) “Rainfall Kinetic energy relationships for Soil Science Society of America Journal. Madison, V. 45, nº 1 p. 153-155.
- LAFAYETTE, K. P.V. (2000) Comportamento geomecânico de uma toposequência na Formação Barreiras em uma encosta na área urbana do Recife-PE”. Dissertação de mestrado, UFPE, 122p.
- LAL, R. (1999) “Soil quality and food security: the global perspective”. Soil quality and soil erosion. R. Lal (ed.), Soil and water conservation society, Iowa, p. 3-16.

- LAL, R. (1990) "Soil erosion in the tropics". New York, McGraw Hill.
- LAL, R. (1988) "Erodibility and erosivity". In: Soil Erosion Research Methods. Ankeny: Soil and Water Conservation Society, p. 141-160.
- LAL, R. (1979) "Soil erosion problems on and alfisol in Western Nigéria and their control". IBADAN, Monograph nº 1, International Institute of tropical Agriculture (IITA), 208p.
- LAMEPE/ITEP (2004) "Comunicação verbal".
- LEI, T.; NEARING, M. A.; TIAGHIGHI, K.; BRALTS, V. F. (1998) "Rill erosion and morphological evolution: a simulate an model". Water Resources Research, Washington, V.34, n.11, p.3157-3168.
- LEMOS, C. F. (2002) "Avaliação da erosão superficial em áreas de cultivo com plantio direto e plantio convencional, utilizando o aparelho de Inderbitzen". Curitiba. Dissertação de Mestrado, UFPR, 85 p.
- LEPSCH, I. F. (2002) "Formação e Conservação dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos".
- LEVIEN, R; JONG VAN LIER, Q.; ALVES, A. G. C (2000) "Influence of surface crust on water infiltration rates measured by a rotating-boom rainfall simulator and double-cylinder device". Rev. Bras. de Ci. do Solo, V.24, nº 3, p. 479-486.
- LIMA, M. C. (2003) "Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto às voçorocas". Tese de Doutorado, UnB, Dep. de Eng. Civil e Ambiental, 336p.
- LIMA, A. F. (2002) "Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreira na área urbana da cidade do Recife". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da UFPE. 186 p.

- LIMA FILHO, M. F. (1998) “Análise estratigráfica e estrutural da Bacia de Pernambuco”, Universidade de São Paulo, Tese de Doutorado, 139p.
- LLOPIS TRILLO, G. (1999) “Control de la erosión y obras de deságüe”. Manual de la estabilización y revegetación de taludes; Gráficas Arias Montano, S.A.; Madrid, 287 – 390
- LUCHESE, L. A. C. (1992) “Pastagens em sistema de produção para a habilitação de áreas degradadas”. In: Simpósio Nacional de Recuperação de Áreas Degradadas, Curitiba, UFPR, p. 83-92.
- MARINHO, F. A. M. (1994) “Medição de sucção com método do papel filtro”. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, 10, Foz do Iguaçu, ABMS, p. 515-522.
- MARTINEZ, G. S. S. (2003) “Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da Formação Barreiras”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 266p.
- MARIZ, D. F. (1993) “Um estudo físico e químico mecânico sobre o colapso de solos residuais sesquióxidos micro-agregados do Planalto Central”. Dissertação de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 163p.
- MBAGWU, J. S. C.; PICCOLO, A. & MBILA, M. O. (1993) “Water-stability on aggregates of some tropical soils treated with humic substance” *Pedologie*, n° 43, p. 269-284.
- MABESOONE, J. M. e SILVA, A. (1991) “Revisão da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte” *Estudos Geológicos- Série B, Estudos e Pesquisas*, 10, UFPE/CT/DG, Recife:252p.

- McINTYRE, D. S. (1958) "Permeability measurements of soil crusts formed by raindrop impact". Soil. Sci., Baltimore, 85; p.185-189.
- MDCKEE, C. R. e BUMB, A. C. (1987) "Flow – testing coalbed Methane production wells in the presence of water and gas", SPE Formation Evaluation, p. 599-608.
- MEIRELLES, J. M. F. (1967) "Erosão de taludes de estradas". In: Jornadas luso-brasileiras de Engenharia Civil, 2., Rio de Janeiro/RJ – São Paulo/SP, Anais... Rio de Janeiro/RJ – São Paulo/SP, p.204-211.
- MELLO, C. R. de; OLIVEIRA, G. C. de; FERREIRA, D. F.; LIMA, J. M. de (2002) "Predição da porosidade drenável e disponibilidade de água para cambissolos da microregião Campos das Vertentes, MG", Pesquisa agropecuária Brasileira. Brasília, V.37, nº 9, p.1319-1324.
- MERRIT, E. (1984) "The Identification of four stages during micro-rill development". Earth Surface Process and landforms, New York, V.9, p.493-496.
- MERTEN, G. E. (2000) "Dinâmica da Erosão em sulcos alterada pelo incremento da descarga sólida". -Tese de doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 116f
- MEYER, K. D. e WESCHMEIR, H. D. (1969) "Mathematical simulation of the process of soil erosion by water". Trans. ASAE, St. Joseph, 12(6), p. 754 – 758.
- MIDDLETON, H. E. (1930) "Properties of soils wich influence soil erosion". U.S. Department Agricultural Technical Bulletin, nº 178, 16p.
- MIRTSKHOULAVA, T. E. (1981) "Estimation of channel stability scours in cohesive soils". In: MANTHEY, T. (Ed) Advances in sediment transport, Jablonna, poland: polish Academy of Sciences, p.283-308.
- MIRTSKHOULAVA, T. E. (1966) "Erosional stability of coesive soils", Journal of Hydraulic Research, Netherlands, V.4, nº 1, p-37-50.

- MITCHELL, J. K. (1993) “Fundamentals of soil Behavior”. 2 ed. John Wiley & Sons, New York, USA.
- MITCHELL, J. K. (1976) “Fundamentals of soil behavior”, 2nd ed. New York, John Wiley & Sons, USA, 437p.
- MOEYERSONS, J. (1991) “Ravine formation on steep slopes: forward versus regressive erosion. Some cases studies from Rwanda”, *Catena: an interdisciplinary Journal of soil science – Hydrogeology – Geomorphology*, V.18, p. 309-324.
- MORGAN, R. P. C. (1986) “Soil Erosion and conservation”; Ed. D.A. Rands Univ. of Stathcly , 269p.
- MUALEM, Y. (1980) “A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media”. *Water Resources research*, 12: 593 – 622.
- MUNSELL COLOR COMPANY, INC. (1992) “Munsell soil color charts – Baltimore/Maryland/USA.
- NASCIMENTO, M. A. L. (2003) “Geologia, geocronologia, geoquímica e petrogênese das rochas ígneas cretácicas da província magmática do Cabo e suas relações com as unidades sedimentares da Bacia Pernambuco (NE do Brasil)”. Tese de Doutorado, UFRN, 233 p.
- NASCIMENTO, U. e CASTRO, E. (1976) “Defesas de taludes contra a erosão. Critérios de seleção de solos”. *Geotecnia*, Lisboa, n^o 20, p. 17-33.
- NEARING, M. A., LANE, L. J.; LOPES, V. L. (1994) “Modeling soil erosion. Soil erosion research Methods”, 2nd edition (ed. R. Lal), USA, p. 127 – 156.

- NEARING, M. A.; WEST, L. T.; BROWN, L. C. (1988b) "A consolidation model for estimating changes in rill erodibility". *Trans. Am. Soc. Agric. Eng.* V.31, p. 696-700.
- NEUMANN – LEITÃO, S. (1994) "Impactos antrópicos na comunidade zooplanctônica estuarina". Porto de Suape – PE – Brasil. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, p. 36-39, 65-69.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1995) "Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos". São Paulo.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1981) "Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias". Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, rio de Janeiro, V. 1, p. 30-41.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1979) "Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area". *Bulletin of the international association of Engineering Geology*, Krefeld, n°19, p. 196-199.
- NORTON, L. D. (1987) "Micromorphological of surface seals developed under simulated rainfall". *Geoderma*, V. 40, p. 127-140.
- OBBERG, A. L.; SALLFORS, G. (1997) "Determination of shear strength parameters of unsaturated silt and sands based on the water retention curve". *Geotechnical testing Journal*, V.20, n° 1, p. 40-48.
- OBBERG, A. L.; SALLFORS, G. (1995) "A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils". In: ed. Alonso and delauge 1st International conference on unsaturated soil – UNSAT 95, V.1, p. 151-158.
- OLDEMAN, L. R. (1994) "The global of soil degradation". In: Greeland, D.J. and Szaboles, T. (eds), *resilience and sustainable Land Use*. Walling ford, Cammon Wealth Agricultural Bureau International". <http://www.isric.nl/GLASOD.htm>.

- OLIVEIRA, M. O. e MARINHO, F. (2002) “Resistência não saturada de um solo residual compactado avaliada em ensaios de compressão simples”. In: COBRAMSEG. 12, São Paulo.
- OLIVEIRA, M. A. T. (1999) – “Processos erosivos e preservação de áreas de riscos de erosão por voçorocas. Erosão e conservação dos solos-conceitos, temas e aplicações”. Rio de Janeiro, Ed. Bertrand Brasil, p. 57-99.
- OLIVEIRA, A. I. e LEONARDS, O. H. (1943) – “Geologia do Brasil”. Serv. Inf. Agric. Min. Agric., 2º ed., Rio de Janeiro, 813p.
- PERRENS, S. J.; FOSTER, G. R.; D. B. BEASLEY (1984) “Analysis of erosions effect on productivity a long nonuniform slopes”, Amer. Assoc. Agric. Eng. New Orleans, Louisiana.
- PEJON, O..J. (1992) “Mapeamento geotécnico, regional da falha de Piracicaba: Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos”. Tese de Doutorado, EESC-USP, São Carlos.
- POESEN, J. (1984) “The influence of slope angle of infiltration rate and Horlonian overland flow volume”. Z. Geomorph. N.F., V. 49, p. 117-131.
- POLIVANOV, H. (1998) “Caracterização química, física, mineralógica e geotécnica de perfis de alteração desenvolvidos de gnaisses”. Tese de doutorado. UFRJ/MG.
- POU, A. (1988) “La erosion”. Unidades temáticas ambientales de la Direccion General del Médio Ambiente, MOPV. Madrid.
- PRUSKI, F. F (2000) “Aplicação de modelos físico-matemáticos à engenharia de conservação de água e solo”. Agricultura, sustentabilidade e o semi-árido, UFC, Fortaleza, CE, p. 233-296.

- RAUWS, G. e GOVERS, G. (1988) "Hydraulics and soil mechanical aspects of rill generation on agricultural soils". J. of Soil Science, Raltimore, V.39, p. 111-124.
- RAUWS, G. (1987) "The initiation of rills on plane beds of non-cohesive sediments". Catena vertlage cremlingen- Destedt, suppl., n^o 8, p.1-15.
- REGINATTO, A. R. e FERRERO, J. C. (1973) "Collapse Potential of soil and soil water chemistry". Peocceedings, VIII Int. Conf on soil Mech. And Found Eng., Moscow, V. 2, p. 177-183.
- REYNOLDS, W. D. e ELRICK, D. E. (1985) "In site measurement of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity, and the α parameter using the Guelph parameter. Soil Science, p. 292-302.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. e TOPP, G. C. (1983) "A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table". Soil Sci. 136-4, p. 250-268.
- RICHARDS, B. G. (1931) "Capillary conduction of liquids through porous media". Physics, New York, 1, p. 318-333.
- ROCHA, D. E. G. A. (1990) "Programa de levantamento geológico básico do Brasil: carta geológica, carta metalogenética/previsional". Escala 1/100000 (folha SC. 25-V-A-II-Vitória). Estado de Pernambuco. Brasília DNPM/CPRM, 112p.
- ROJAS, E. (2002) "Modeling the Soil-Water Characteristic Curve During Wetting and Drying Cycles". 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT. Recife, Vol. 1, p. 215-219.
- RUSSEL, E. W. (1973) "Soil conditions and plant growth" 10 ed., London, Longman.

- SALGADO, C. M ., PEREIRA FILHO , C. A. S., SILVA, T. P., PEIXOTO, M. N. O e MOURA, J. R. S. (2001) “Avaliação de condicionantes geomorfológicas de feições erosivas desconectadas da drenagem na bacia do Ribeirão do Secretário (município de Paty do Alferes – RJ)”. VII Simpósio Nacional de Controle de Erosão. Cd-Rom. Goiânia GO, 15p.
- SANTOS, L. M. (2001) “Caracterização Geotécnica de um solo não saturado sob processo erosivo”. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife-PE, 114p.
- SANTOS, R. M. M. e CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1998) “Ensaio de erodibilidade em voçorocas no município de Goiânia”. 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, V. 1, ABMS, Brasília, DF, p. 581-588.
- SANTOS, R. M. M. (1997) “Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões do município de Goiânia”. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, DF, 120 p.
- SANTOS, M. P. e CASTRO, E. (1965) “Soil erosion in roads”. In: International Conference on Soil Mechanics and Engineering Foundation, 6., Montreal. Anais...., Montreal: ISSMFE, v.1, p.116-120.
- SANTOS, A.R. e NAKASAWA, V.A. (1992) “Erosão e assoreamento na região metropolitana de São Paulo”. In. Problemas Geol. E Geotécnicos na Região Metropolitana de São Paulo, ABGE, pp. 177 – 194, São Paulo.
- SANTOS, P. S. (1975) Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras”. Edgard Blücher, São Paulo, SP, 340 p.
- SIX, J.; PAUSTIAN, K.; ELLIOTT, E. T. e COMBRINK, C. (2000) “ Soil structure and organic matter”. In: Distribution of aggregate-size classes and aggregate-associated carbon. Soil Sci. . Am. J., V 64, p. 681-689.

- SHERARD, J. L.; DUNNINGAN, L. P.; DECKER, R. S.; STEEL, E. F. (1976a) “Pinhole test for identifying dispersive soils. Journal of the Geotechnical Division ASCE, v.102, nGT1, p.69-85.
- SHERARD, J. L.; DUNNINGAN, L. P.; DECKER, R. S.; STEEL, E. F. (1976b) “Identification and nature of dispersive soils”. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, V. 102, p.287-301.
- SHERARD, J. L.; DECKER, R. S.; RYKER, N. L. (1972) “Piping in earth dams of dispersive clay”, ASCE, Specialty Conference on the Performance of Earth and Earth-Supported Structures, V.1, p. 589-626.
- SPAROVEK, G. e DE MARIA, J.C. (2001) “A multi-perspective analysis of erosion tolerance”. 3º International Conference of Land Degradation and Meeting of the IUSS Sub commission C – Soil and water Conservation, Rio de Janeiro.
- SIEDLECKI, K. N. e FIORI, A. P. (1999) “Comportamento geotécnico do solo residual da Formação Guabirotuba (PR) à interação com soluções contaminantes”. Anais da mesa redonda características da Formação Guabirotuba, Curitiba, ABMS e UFPR, p. 65-76.
- SINGER, M. J.; BISSONNAIS, Y. L. (1998) “Importance of surface sealing in the erosion of some soil from a Mediterranean climate”. Geomorph., v. 24, p.79-85.
- SILVA, E. P. (2004) “Caracterização geoambiental e estudo da variabilidade espaço-temporal de erosão do Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho PE-Brasil”. Dissertação de Mestrado, UFPE, 130p.
- SILVA, D. D.; PAIVA, K. W. N.; PRUSKI, F. F.; SCHAFFER, C. E. G. R.; AMORIM, R. S. S. (2001) “Escoamento superficial para diferentes intensidades de chuva e porcentagens de cobertura num podzólico vermelho amarelo com preparo e cultivo em contornos”. Engenharia Agrícola, V. 21, p. 12-22.

- SLATTERY, M. C; BRYAN, R. B. (1992) “Hydraulic condition for rill incision under simulated rainfall: a laboratory experiment”. *Earth Surface Process and Landforms*, New York, V.17, p.127-146.
- SOILMOISTURE (1991) “Guelph permeameter 2800”. Operating Instructions. Soilmoisture Equipament Corp. Santa bárbara, USA.
- SOUZA NETO, J. B. (1998) “Características geotécnicas do solo residual de gnaiss da encosta Espinhaço da Gata, PE-89-, Machados-PE”. Dissertação de Mestrado, UFPE, 249p.
- SOUZA NETO, J. B. (2004) “Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)”. Tese de Doutorado. UFRJ / COPPE. Rio de Janeiro. 432p.
- SOUZA, Z. M. e ALVES, M. C. (2003) “Movimento de água e resistência à penetração em um latossolo vermelho distrófico de cerrado, sob diferentes usos e manejos”. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 7-1, p. 18-23.
- STARK, T. e G. MESRI (1992) “Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis”. *JGE*, V.1. 118, nº.11, p. 1727-1747.
- STEPHENS, D. B. & NEUMAN, S. P. (1982) “Vadose zone permeability test: Steady state results”. *ASCE, J. Hydrol. Div.*, 108, p. 623-639.
- TAN, K. H. (1992) “Principles of soil chemistry”. Marcel Dekker, In, New York, 2nd Edition, 362p.
- TERZAGHI, K (1936) “The shear resistance of saturated soils”, *Proc. 1st Int. Conf. Soil mech. Found. Eng. Cambridge*, V.1, p. 5-56.
- UN (2000) “We the peoples – The Role of the United Nations in the 21sts Century”. New York, United Nations. <http://www.ifpri.cgiar.org/pubs/books/page.htm>.

- USDA - Department Of Agruculture. National Soil Erosion - Soil Productivity Research Planing Comittee/Sea/Ars (1981) "Soil erosion effects on productivity: a research perspective". J. Soil Water Cons., 36: p. 82 – 90.
- VALENTIN, C. e BRESSON, L. M. (1992) – "Morphology, genesis e classification of surface crusts in loamy and sandy soils". Geoderma, V. 55, p. 225-245.
- VALENÇA, L. (2003) Comunicação verbal.
- VANAPALLI, S. K.; LOBBEZOO, J. P. (2002) "A normalized function for predicting the coefficient of permeability of unsaturated soil". 3rd. International Conference on Unsaturated soil. 10-13 march. Recife. Proceedings, V. 2, p. 839-844.
- VANAPALLI, S. K. e FREDLUND, D. G. (2000) "Comparison of different procedures to predict unsaturated geotechnics", Geotec. Spec. public., ASCE, nº 99, p. 195-209.
- VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUF AHL, D. E. (1999) "The influence of soil structure and stress history on the soil –water characteristic of a compacted tell". Géotechnique, 49-2, p. 143-159.
- VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUF AHL, D. E.; CLIFTON, A. W. (1996) "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction". Canadian Geotechnical Journal 33(3), p. 379-392.
- VANAPALLI, S. K. (1994) "Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil". Thesis Doctoral. University of Saskatchewan, Canadá.
- VAN GENUCHTEN, M. T. (1980) "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soil Science Society of America Journal, V. 44, p. 892-898.

- VAZ, C. M. P.; NAIME, J. M. ; MACEDO, A.; MELLO, S. (1997) “Análise granulométrica por raios gama. São Carlos”, EMBRAPA/CNPDIA – Boletim de Pesquisa, nº 5, 13p.
- VERTAMATTI, E. e ARAUJO, F. A. R. (2004) “Redefinição de novos fatores de diferenciação de solos tropicais, baseada nas metodologias MCT-M e de sucção”. 5º Simpósio Brasileiro de solos não Saturados. São Carlos/SP, p.501-506.
- VERTAMATTI, E. e ARAÚJO, F. A. R. (1998) “Elaboração de ábaco de erodibilidade de solos tropicais”. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, Brasília, DF.
- VERTAMATTI, E. e ARAUJO, F. A. R. (1990) “Critério para previsão do potencial erosivo de solos tropicais”. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Brasília, DF.
- VERTAMATTI, E. e BARANCOSKI, E. E. P. (1987) “A ocorrência de Voçorocas em dois aeroportos da Amazônia”. 4º Simpósio Nacional de Controle de Erosão, ABGE, Marília, SP.
- VIEIRA, B. C. (2001) “Caracterização in situ da condutividade hidráulica dos solos e sua influência no condicionamento dos deslizamentos na bacia do rio Paraguaio, Maciço da Tijuca (RS)”. Dissertação de Mestrado, IGEO / UFRJ, Rio de Janeiro. P. 116
- VIEIRA, J. F. e IWASA, O. Y. (1980) “Diagnóstico da origem e evolução de voçorocas”, São Paulo IPT. 29p.
- VIERO, A. C. (2004) “Análise da geologia, geomorfologia e solos no processo de erosão por voçorocamento: Bacia do Taboão, RJ”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 124p.

- VILAR, O. M. e PRANDI, E. C. (1993) “Erosão dos solos. Solos do interior de São Paulo”. ABMS/EESC-USP, p. 177 – 206.
- VILAR, O. M. (1989) “Modelo matemático para erosão dos solos”. Reunião Brasileira de ciências do solo, 13:381-385.
- VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.; FABBRI, G. T. P. (1986) “Proteção à erosão em pavimentos de baixo custo”. In: Reunião anual de pavimentação, 21, Salvador/BA. Anais.... Rio de Janeiro/RJ: ABPv, V.2, p.177-206.
- VITTE, A. C. e GUERRA, A. J. T. (2004) “ Reflexos sobre a geografia física aplicada no Brasil. Ed. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, p. 225-256.
- WAGNER, C. S. e MASSAMBANI, O. (1988) “Análise da relação intensidade de chuva: energia de Weschmeier & Smith e sua aplicabilidade à região de São Paulo”. Revista Brasileira de Ciências do Solo, Campinas, V. 12, p.197-203.
- WISCHMEIER, W. H. e SMITH, D. D. (1978) “Predicting rainfall erosion losses: a guide to conservation planning”. Washington: USDA, Depart. of Agric., 59p.
- WISCHMEIER, W. H e MANNERING, J. V. (1969) “Relation of soil properties to its erodibility”. Proceedings Soil Science Society of America, V. 33, p. 133-137.
- WISCHMEIER, W. H.; SMITH, D. D. (1962) “Soil loss estimation as a tool in soil and water management Planning”. International Association Scientific Hydrological Publisher, V. 59, p.148-159.
- WISCHMEIER, W. H. e SMITH, D. D. (1958) “Rainfall energy and its relationships to soil loss”. Trans. Am. Geophys. Un., Washington, V. 39, p. 285-291.
- WOLLE, C. M. (1984) “Peculiaridades de comportamento de taludes em solos tropicais”. Comunicação técnica, IPT, São Paulo, 27p.

WRI (1992) World Resources Institute. World Resources. In collaboration with the UNEP. Nova York: Oxford University Press.

XIANG, J.; SCANLON, B. R.; MULLICAN III, W. F.; CHEN, L.; GOLDSMITH, R. S. (1997) "A multistep constant-head borehole test to determine field saturated hydraulic conductivity of layered soils". *Advances in water resources*, 20-1, p. 45-57.

ZAPATA, C. E.; HOUSTON, W. N.; HOUSTON, S. L. e WALSH, K. D. (2000) "Soil – Water Characteristic Curve variability". *Advances in unsaturated Geotechnics, Geotechnical Special Publication, ASCE, n° 99*, p. 84-124.

APÊNDICE A

PERMEÂMETRO GUELPH

O conhecimento da condutividade hidráulica em solos é da maior importância em um grande número de estudos geotécnicos convencionais, e que muitas vezes determina a escolha de solução em um projeto geotécnico. A maioria dos ensaios leva apenas em consideração a determinação da condutividade hidráulica saturada, omitindo a influência da sucção matricial, obtendo-se desta forma resultados não realísticos. Uma solução analítica foi apresentada por REYNOLDS e ELRICK, (1985) baseada na equação de RICHARDS (1931) para representar o fluxo permeante de água através de uma cavidade cilíndrica. De acordo com CAMPOS (1993) esta hipótese foi confirmada numericamente por STEPHENS e NEUMAN (1982).

$$Q = \left(\frac{2\pi H^2}{C} + \pi a^2 \right) K_{fs} + \left(\frac{2\pi H}{C} \right) \phi_m \quad \text{equação A.1}$$

onde: Q = vazão em regime de fluxo permanente (m^3/s)

K_{fs} = condutividade hidráulica saturada de campo (m/s)

ϕ_m = potencial mátrico de fluxo (m^2/s)

H = carga hidráulica (m)

O primeiro termo da equação representa o fluxo na condição saturada, enquanto o segundo termo está relacionado ao fluxo em condição não saturada do solo. O Permeômetro Guelph consiste de um dispositivo desenvolvido no Canadá na Universidade de Guelph, REYNOLDS et al. (1983), para execução de ensaio de infiltração de campo a carga constante.

Por sua praticidade este ensaio teve uso difundido em vários países, inclusive o Brasil, onde é relativamente grande o número de trabalhos: SOUZA NETO (2004); HUDSON

(2003); SOUZA e ALVES (2003); AGUIAR (2001) e VIEIRA (2001); sendo também utilizado em estudos de geoestatística, Da FONTE et al. (2001).

O esquema de operação para utilização do Permeâmetro Guelph segue o princípio de Mariotte, que é um método simples e rápido, para estabelecer o equilíbrio de carga, ou seja, a pressão reduzida (P_1) acima da água do reservatório, junto com a pressão de coluna de água (P_2) da superfície do furo para a superfície da água no reservatório, é sempre igual à pressão atmosférica (P_0).

A Figura A.1 ilustra o princípio de funcionamento do equipamento, que é composto basicamente de um reservatório que fornecerá o suprimento de água, para manter o nível constante. O reservatório pode ser dividido em duas partes: (1) o reservatório interno graduado, que possibilita leituras do fluxo de água e é utilizado em solos de baixa permeabilidade; (2) reservatório externo, utilizado em combinação com o reservatório interno, quando o solo possui de moderada a alta permeabilidade. A escolha de um dos reservatórios dependerá da permeabilidade do solo.

A variação do nível de água no reservatório mostra a infiltração no solo. O princípio de Mariotte mantém constante o nível de água através do aparecimento de bolhas de ar. No momento que a altura de água se torna constante, surge um bulbo de solo saturado. Este bulbo é muito estável e sua forma, raio e carga d'água dependem do tipo de solo.

Nos cálculos é definido pelo fator C . Na Figura A.2 está apresentada a variação do parâmetro adimensional C , em função do tipo do solo e da relação H/a (H = alturas padrões do equipamento de 5 cm e 10 cm; a = raio de cavidade do furo), para as três classes de solos distintas.

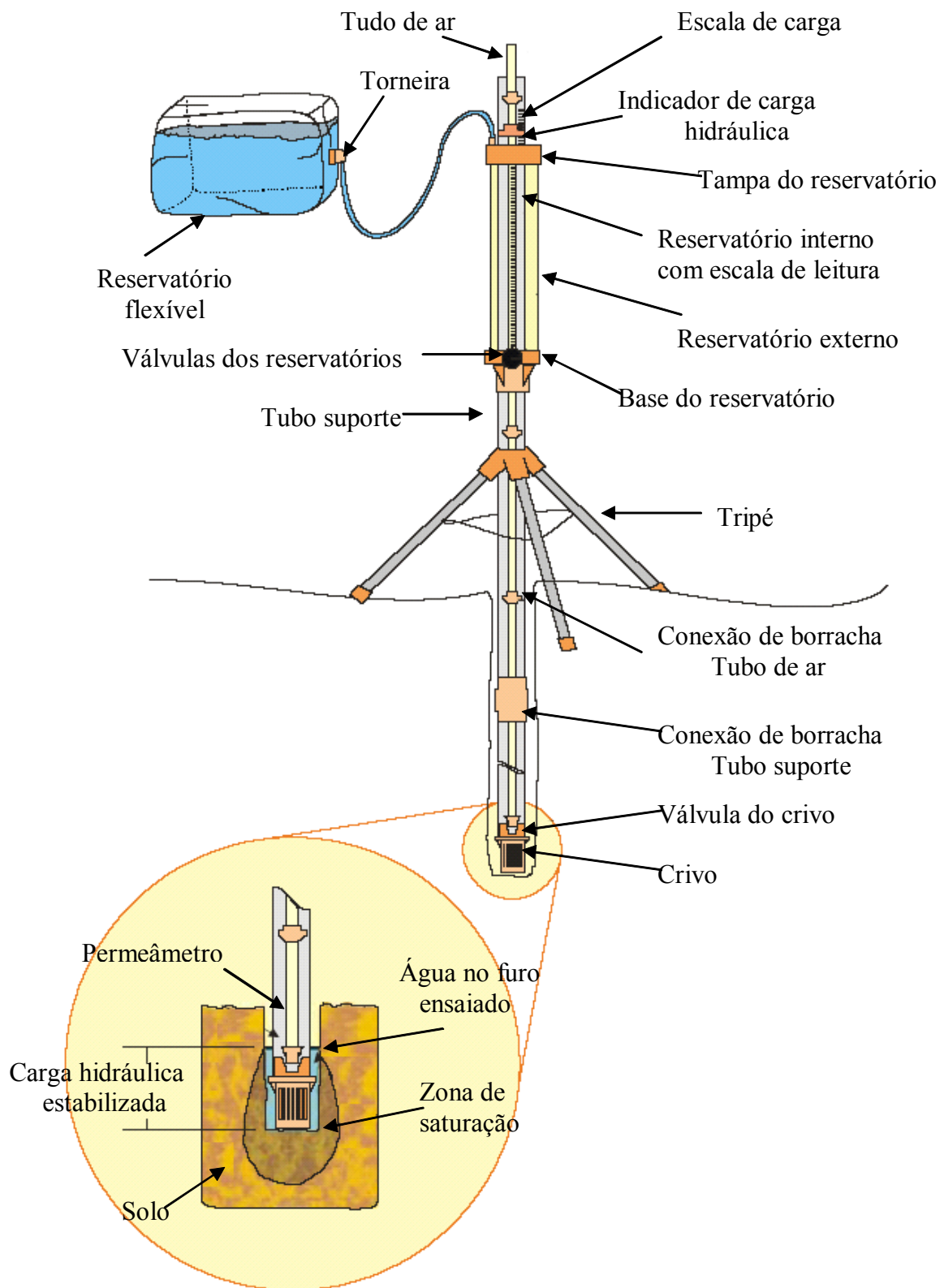


Figura A.1 - Esquema do Permeômetro Guelph, LIMA (2002).

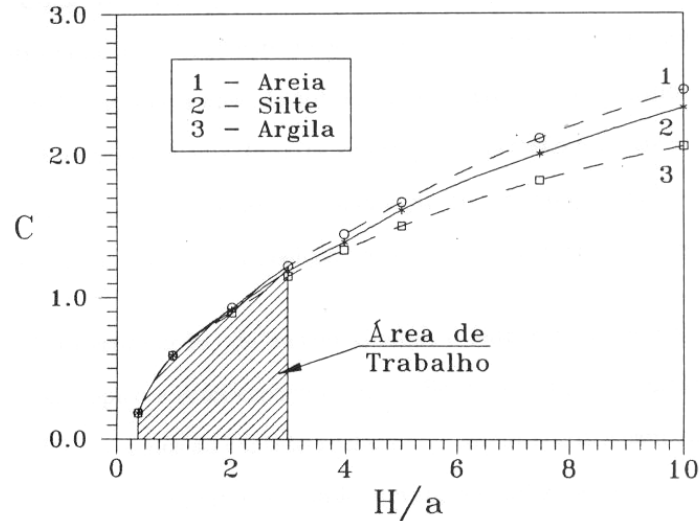


Figura A.2 – Curvas para obtenção do parâmetro C - CAMPOS (1993)

Para obtenção dos parâmetros de condutividade hidráulica (K_{fs}), e potencial de fluxo mátrico (ϕ_m) são necessárias à utilização de pelo menos duas alturas de cargas distintas. Podem ser realizados ensaios com mais de dois valores de H, sendo que os valores de K_{fs} e ϕ_m podem ser obtidos através de ajustes lineares de duas variáveis. Outra maneira de obtenção dos parâmetros K_{fs} (equação A.2) e ϕ_m (equação A.3) é através do método de ELRICK et al. (1989), a partir da utilização de uma única altura de carga.

$$K_{fs} = \frac{CQ}{2\pi H^2 + C\pi a^2 + \frac{2\pi H}{\alpha}} \quad \text{equação A.2}$$

$$\phi = \frac{CQ}{(2\pi H^2 + C\pi a^2)\alpha + 2\pi H} \quad \text{equação A.3}$$

A condutividade hidráulica não saturada pode ser determinada a partir do conhecimento da sucção matricial, proposta por GARDNER (1958), citado em CAMPOS (1993).

$$K = K_{fs} \cdot e^{\alpha\psi} \quad 0 < \alpha < \infty \quad \psi \leq 0 \quad \text{equação A.4}$$

$$\alpha = \frac{K_{fs}}{\phi_m} \quad \text{equação A.5}$$

Onde: ψ = sucção da água no solo expressa em cm de coluna d'água;

α = constante dependente das propriedades do solo;

$e = 2,71828$.

A utilização de pelo menos dois valores de carga hidráulica para o cálculo do K_{fs} e ϕ_m tem sua importância, quando o parâmetro α é utilizado para o cálculo da condutividade hidráulica através da equação A.4. De acordo com esta equação, pode-se observar que o parâmetro α está relacionado com a taxa de decréscimo da condutividade hidráulica do solo, e com o aumento intensidade do potencial matricial (ψ possui valores negativos). Os valores de α estão relacionados com os parâmetros do solo, que normalmente influem na sua curva característica de sucção, com a porosidade e o tipo de estrutura.

Segundo XIANG et al. (1997) valores negativos de K_{fs} estão quase sempre relacionados à heterogeneidade do solo, sendo um indicativo de descontinuidade hidrológica, causada tipicamente pela estratificação do solo, presença de furos feitos por roedores ou pela perfuração provocada por raízes. Para os resultados de permeabilidade positiva, pode-se dizer que estes apresentam uma boa correlação com a permeabilidade de laboratório, principalmente para as camadas mais próximas da superfície.

O procedimento do ensaio foi realizado de acordo com o manual do equipamento SOILMOISTURE (1991):

- 1) Abertura um furo com o trado com um diâmetro de cerca de 6,0 cm; nivelamento da base do furo e por último com uma escova de nylon utilizada sem girar, para evitar a comatação das paredes do furo;
- 2) Montagem do equipamento (tripé, conexão dos tubos, enchimento do reservatório). Para pequenas profundidades foi dispensado o auxílio do tripé;

- 3) Lentamente para que não ocorresse turbulência e erosão causando transbordamento, foi erguido o tubo de ar a uma altura $H_1 = 5$ cm e $H_2 = 10$ cm, estabelecendo desta forma, uma lâmina d'água dentro do furo;
- 4) As leituras foram realizadas com intervalos de tempo que variaram de 1 a 2 minutos, até que se obtivesse a equalização de pressão no sistema, indicado pelo surgimento de bolhas de ar em intervalos de tempo uniformes.

Observou-se dificuldade em atingir o fluxo permanente (não ocorria a seqüência de três registros iguais na variação da altura de água no tubo interno). Posteriormente, constatou-se que este problema ocorrerá devido ao colapso do solo, resultando na penetração da extremidade do tubo suporte no solo. Tal fato resulta na redução da carga hidráulica, e altera as condições do fluxo. Uma vez que o equipamento não dispõe de um tripé ajustável, a solução apresentada por SOUZA NETO (2004) foi utilizada, e consta em calçar a base do reservatório no tripé com discos de tubo PVC, como mostra a Figura A.3.

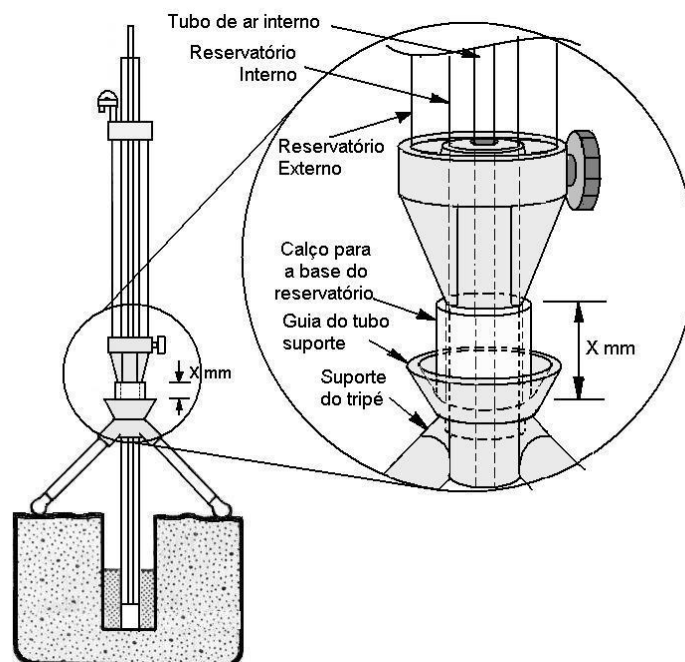


Figura A.3 – Representação do tubo suporte no solo, SOUZA NETO (2004).

APÊNDICE B

DETERMINAÇÃO DA SUÇÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO, CÂMARA DE PRESSÃO DE RICHARDS E MÉTODO DE HAINES.

B.1 MÉTODO DO PAPEL FILTRO

Existe uma grande variedade de equipamentos e métodos utilizados para a determinação da curva característica de um solo: papel filtro, tensiômetro, membrana de pressão, dessecador a vácuo e o método dos blocos de resistência elétrica. A técnica do papel filtro tem sido muito utilizada para obtenção da curva característica, por ser um método fácil, de baixo custo e que consegue cobrir uma faixa de sucção relativamente ampla. Entre as desvantagens, pode-se destacar a necessidade de extremo cuidado na execução da técnica e na interpretação dos resultados, bem como a falta de um procedimento padrão universal. A obtenção da curva característica através do método do papel filtro se baseia no princípio de que um solo com alguma umidade, quando é posto em contato com um papel com umidade inferior, faz com que este absorva uma certa quantidade de água do solo, até que o sistema entre em equilíbrio de pressão. O papel filtro utilizado foi Whatman N° 42 do tipo 2, classificado como "quantitativo". Apresenta umidade em seu estado seco de aproximadamente 6%, permitindo medições de sucção de zero até 29 MPa, MARINHO (1994). A sucção foi obtida a partir da curva de calibração de CHANDLER et al. (1992).

Para umidades do papel filtro superiores a 47%.

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6.05 - 2.48 \log w)} \quad \text{equação B.1}$$

Para umidades do papel filtro inferior ou igual a 47%.

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4.84 - 0.0622 \log w)} \quad \text{equação B.2}$$

A determinação da sucção total dependerá do comportamento do fluxo de água capilar, ou do fluxo de água por vapor. Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade é medida a sucção matricial. Caso o fluxo ocorra apenas através de vapor, o papel filtro medirá a sucção total. A determinação da sucção matricial nesta pesquisa foi a seguinte:

- a) As amostras indeformadas foram moldadas em anéis metálicos de 7,20cm de diâmetro e 3,0 cm de altura, como mostra a Figura B.1;
- b) Foram colocados dois pedaços de papel filtro. O manuseio do papel durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. Cada conjunto (papel filtro+ amostra) foi protegido por um filme plástico de PVC e por papel alumínio;
- c) As amostras já embrulhadas foram colocadas em uma caixa, até que o equilíbrio de sucção fosse alcançado. Os tempos de equilíbrio utilizados na medição da sucção mátrica foram de aproximadamente 7 dias;
- d) Depois de alcançado o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos rapidamente da amostra, e o peso úmido do papel foi determinado usando uma balança com resolução de 0,0001g;
- e) Depois de obtido o peso úmido, cada papel foi colocado em uma cápsula numerada e levada à estufa de 60° C durante 24 h;
- f) Depois de seco o papel filtro foi rapidamente colocado em um dessecador contendo sílica, e foi determinado na balança de alta precisão o seu peso seco. Através destes dados o teor de umidade do papel foi calculado. Com o teor de umidade do papel, e a correspondente equação de calibração foi obtida a sucção do papel filtro. Estes valores determinam um ponto da curva característica;
- g) O próximo ponto da curva foi obtido, controlando-se o peso da amostra em uma balança de precisão 0,01g. A umidade inicial era conhecida e a partir dela, variou-se à umidade para $(w_o) +3\%$ (trajetória de umedecimento) e $(w_o) -3\%$ (trajetória de

secagem). O umedecimento das amostras foi realizado com o auxílio de um pulverizador, e esperando no mínimo 2 horas para colocação do papel filtro, garantindo uma melhor homogeneização entre a amostra e a água.



Figura B.1 – Preparação das amostras com papel filtro, para obtenção dos pontos de sucção.

Um dos aspectos mais importantes para a obtenção de resultados confiáveis, é garantir que o papel filtro seja removido do ambiente sem perda de umidade. A perda de umidade é da ordem de 1,5 % por minuto, para uma umidade de cerca de 35%.

B.2 CÂMARA DE PRESSÃO DE RICHARDS

Para obtenção da curva característica foi também utilizada a Câmara de Pressão de Richards, pertencente ao Laboratório de Física dos Solos da Universidade Federal Rural de Pernambuco (UFRPE). A Figura B.2, ilustra a realização do ensaio nas Câmaras de Richards, com tensões superiores a 100cm de coluna de água. Os modelos de menores tamanhos são dimensionados para suportar pressões maiores, FRANCHI (2000).

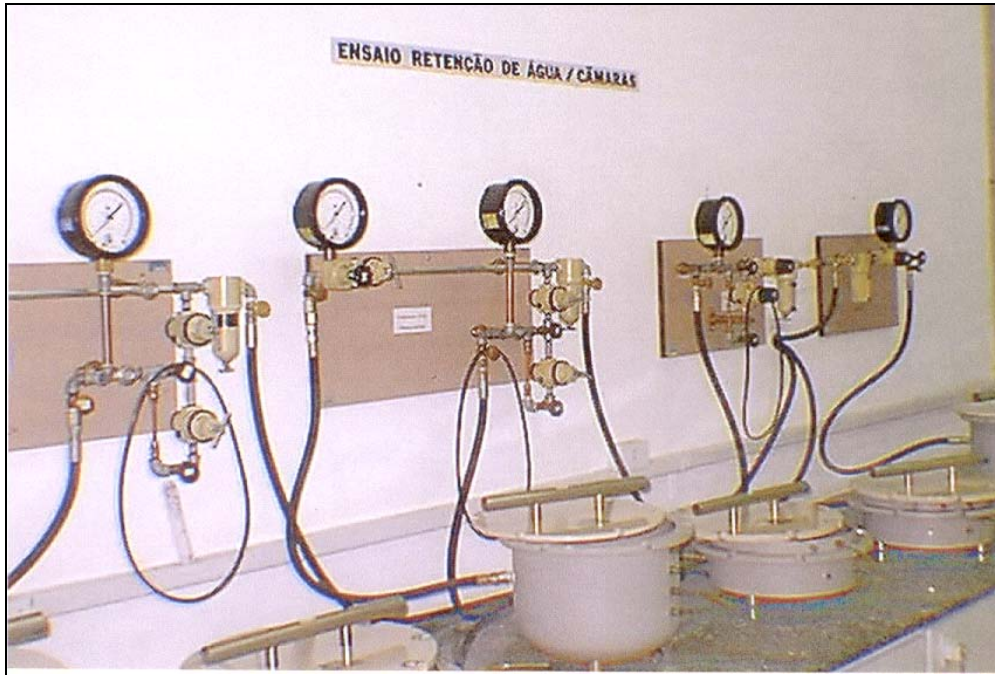


Figura B.2 – Ensaio nas Câmaras de Pressão de Richards, FRANCHI (2000).

O extrator de umidade de placa cerâmica é do modelo Cat.1500, fabricado pela Soilmoisture Equipments Corporation. Este equipamento permite a extração de umidade dos solos, pelo processo de secagem com uma pressão de 1500 kPa. É constituído por uma câmara para suportar altas pressões, com uma placa cerâmica porosa em seu interior. A placa cerâmica tem sua face inferior coberta por um diafragma de borracha selado em sua borda. Entre a placa e o diafragma existe uma tela de nylon, que permite o fluxo de solução durante a aplicação de uma pressão P , que faz com que a solução se movimente do solo para o pequeno reservatório sob a placa, gotejando no tubo de saída. A Figura B.3 apresenta os detalhes do equipamento da Câmara de Pressão.

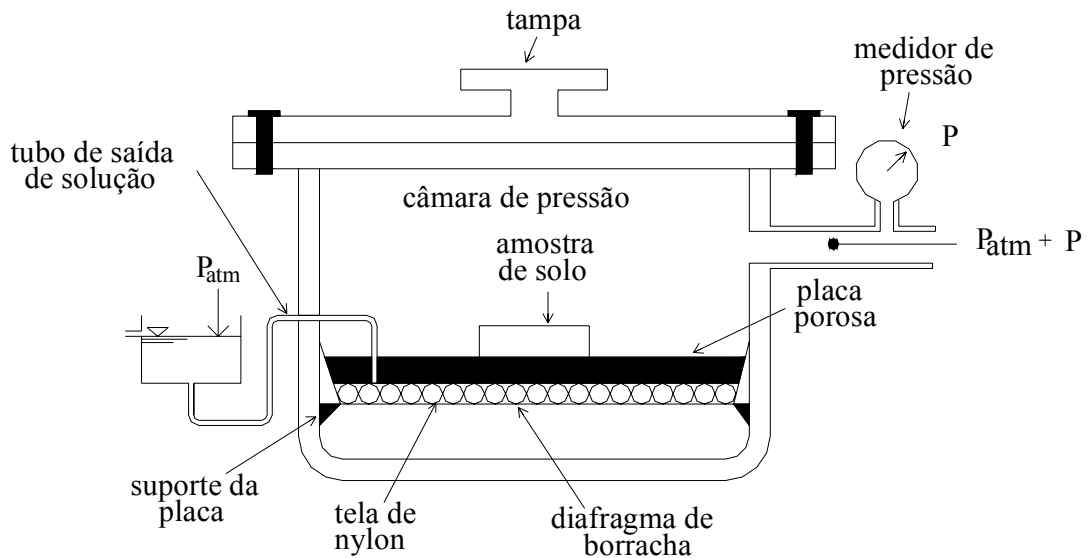


Figura B.3 – Câmara de pressão de Richards - modificada por FRANCHI (2000)

O equilíbrio hidrostático é atingido quando não mais houver gotejamento pelo tubo, o que ocorre normalmente após 10 dias do início do ensaio. Nestas condições a amostra é retirada da câmara para a determinação de sua umidade. A curva de retenção permite desta forma, a determinação de quantidades de poros de dimensões variadas.

B.2.1 Procedimentos utilizados durante o ensaio

- a) Inicialmente, colocou-se a célula de placa cerâmica de 1 atm imersa em uma bandeja com água destilada por 24h, para que as amostras fossem completamente saturadas;
- b) Estando saturada, a placa cerâmica foi colocada sobre o suporte triangular dentro da Câmara de Pressão de Richards, e foi conectada ao tubo de escoamento;
- c) Para o ensaio foram moldadas 4 amostras indeformadas para cada ponto, com o auxílio de anéis de PVC com 5 cm de diâmetro e 1 cm de altura, obtendo-se inicialmente o valor correspondente à massa do anel mais solo. Durante a moldagem dos anéis foram utilizadas amostras deformadas para determinação do teor de umidade.

- d) As amostras foram colocadas sobre a célula de placa cerâmica e aspergiu-se a água sobre a placa, deixando com excesso de água até a saturação da amostra por capilaridade, como ilustra a Figura B.4. Em seguida foram levadas para Câmara de Pressão de Richards;

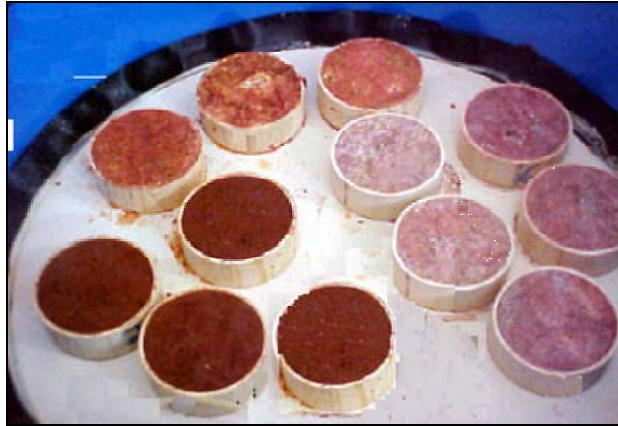


Figura B.4 – Amostras sendo saturadas antes de serem colocadas na Câmara de Pressão de Richards.

- e) Colocou-se a tampa do extrator de placa cerâmica, de modo que esta ficasse em contato com o sistema de vedação, garantindo um perfeito fechamento;
- f) As sucções aplicadas foram de 10,33 kPa; 34 kPa; 53,7 kPa; 258 kPa; 775 kPa e 1549 kPa. A quantidade de água expelida até que o equilíbrio fosse atingido, foi acompanhada com o auxílio de uma bureta, conectada ao tubo de escoamento, Figura B.5. Neste ponto de equilíbrio (normalmente após 10 dias do início do ensaio), retirou-se a bureta, desligou-se a pressão aplicada, e foi pesado cada anel rapidamente (para evitar evaporação). As amostras foram levadas à estufa para determinação de sua umidade. Estes procedimentos foram repetidos, até a obtenção dos valores de sucção versus umidade do solo.

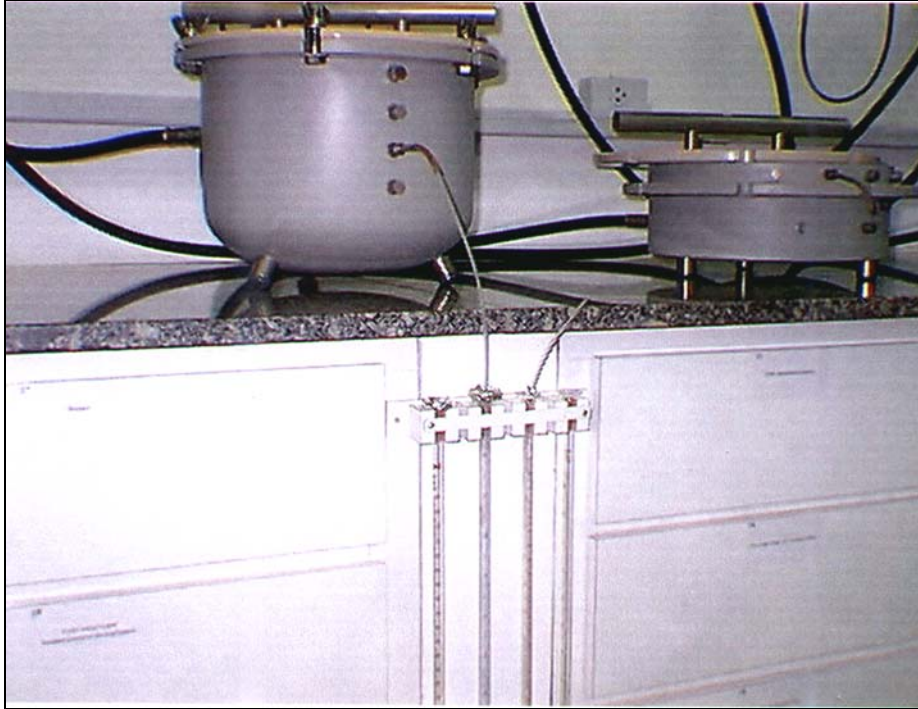


Figura B.5 – Detalhe da Câmara de Pressão mostrando o tubo de saída de água, FRANCHI (2000).

B.3 FUNIL DE HAINES

O Método de Haines é utilizado para determinação da sucção do solo, apenas para pontos de baixa tensão da curva, tendo em vista limitações operacionais (por exemplo, estabelecer tensões de sucção superior a 1 metro de coluna de água). Este equipamento utiliza placas porosas de cerâmica com poros de $30\mu\text{m}$ de diâmetro médio. As amostras foram moldadas em anéis de PVC, com diâmetro de 5,2 cm e altura de 2,5 cm e colocadas nas placas porosas dos funis. Em seguida foi adicionada água até a saturação, em torno de 24 h. Após esta fase, o excesso de água foi removido e a pipeta foi ajustada, nivelando o menisco com o nível de tensão de 0 cm, marcado no suporte. Foram aplicadas sucções de 0,1 kPa; 0,3 kPa; 0,5 kPa; 1,0 kPa; 1,5 kPa; 2,0 kPa; 3,0 kPa; 5,0 kPa; 7,5 kPa e 10 kPa. A parte superior do funil foi coberto com plástico, para evitar a perda de umidade por evaporação. As Figuras B.6 e B.7 ilustram os procedimentos de medidas de umidade da amostra.

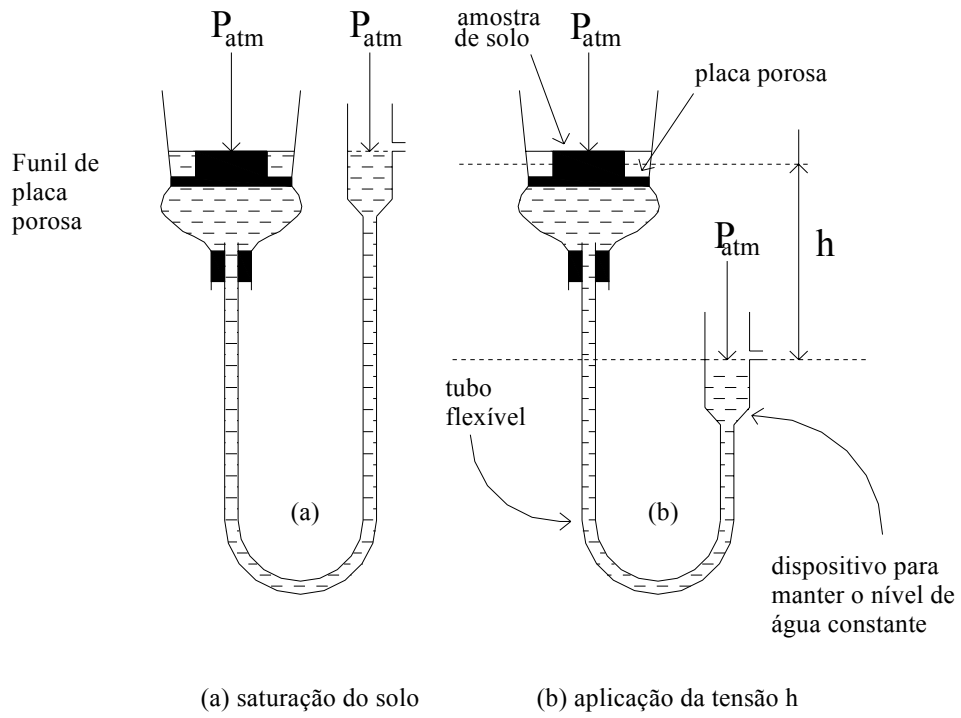


Figura B.6 – Equipamento ilustrativo do funil de Haines



Figura B.7 – Funis de Haines de placa porosa à tensão de sucção de 30 cm de coluna de água, FRANCHI (2000).

GLOSSÁRIO

Anfibólio – silicato anidro no qual a alumina pode não aparecer, mas existe sempre óxido de ferro (FeO), óxido de cálcio (CaO) e óxido de magnésio (MgO).

Carbonatação – Processo de solubilização de CO₂ na água. Um processo de intemperismo químico.

Dissolução – o carbonato de cálcio em contato com a água carregada de ácido carbônico (H₂CO₃) se transforma em bicarbonato de cálcio; o sal-gema, por exemplo, em contato com a água também se altera. Mesmo certas rochas eruptivas são modificadas em virtude das águas pluviais atuando sobre os silicatos (feldspatos). Nas regiões intertropicais úmidas, observa-se que a rocha ígnea da categoria dos granitos pode ser alterada, isto é, decompostas inteiramente deixando o resíduo que é a “arena” ou “saibro”. Nos arenitos com cimento calcário ou argiloso são freqüentes os fenômenos de dissolução do cimento.

Edáfico – concernente à parte agrícola ou coloidalmente mais ativa do solo.

Eluviação – Remoção de material do solo, em suspensão ou em solução, de qualquer (quaisquer) horizonte(s) ou camada(s). Usualmente a perda de material em solução é descrita pelo termo lixiviação.

Fácies – conjunto de caracteres de ordem litológica e paleontológica, que permite conhecer as condições em que se realizam os depósitos. Graças à natureza da fácies, podem-se tirar várias conclusões, tanto para a geologia estrutural, como para geomorfológica.

Fase máfica – denominação aplicada a minerais, magmas e rochas que contêm percentagens relativamente elevadas em elementos pesados. Minerais máficos são usualmente escuros e tem peso específico superior a 3,0. Os minerais máficos são representados por anfibólios, biotita, olivina e piroxênio.

Grãos Euédrico – Forma externa de um mineral, guardando as relações perfeitas entre as faces.

Grão Subédrico – Forma externa de um mineral, guardando algumas das relações perfeitas entre as faces.

Hidrólise – Refere-se ao ataque de íons H^+ à estrutura de minerais, provocando o rompimento da ligação Al – O – Si pela substituição de íons básicos por H^+ com conseqüente colapso e desintegração do mineral.

Hidratação – Combinação química da água com outra substância.

Posicionamento hipoabissal (rocha) – área que se forma numa profundidade média entre as plutônicas ou abissal e as efusivas ou vulcânicas. Sua ocorrência é verificada pela textura porfirítica ou microgranular.

Posicionamento hipoabissal (zona) – área submarina que se estende entre a plataforma continental e abissal, isto é entre 200 e 1000 metros de profundidade. A zona hipoabissal é também chamada zona batial e corresponde ao que os geomorfólogos denominam de talude continental.

Quelação – Consiste na retenção de íons, usualmente metálicos, dentro de uma estrutura em forma de anel, em um composto orgânico com propriedades complexantes.