

AVALIAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM A MEIA ENCOSTA EM ESTRADAS
RURAIS

Cescyle Costa Medeiros da Silva

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA
CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph. D.

Prof^a. Ana Luiza Coelho Netto, Ph. D.

Prof. Francisco Rezende Lopes, Ph. D.

Prof. André de Souza Avelar, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL.

JULHO DE 2008

SILVA, CESCYLE COSTA MEDEIROS DA

Avaliação de Dispositivos de Drenagem a Meia
Encosta em Estradas Rurais [Rio de Janeiro],
2008.

XVII, 102 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 2008)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Infiltração

2. Solos não saturados

3. Análise Numérica

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

A todos aqueles que estiveram ao meu lado nos
momentos que precisei.

AGRADECIMENTOS

A Deus em primeiro lugar, por sempre ter me dado a força de que precisei nos momentos difíceis.

Aos meus pais, às minhas irmãs e sobrinhos por toda a alegria transmitida e pela torcida extremamente empolgada pelo meu sucesso acadêmico. À minha mãe por ter me feito gostar da vida acadêmica, e ao meu pai por sempre achar que eu sou melhor do que realmente sou.

Ao Willy e Ana Luiza pela grande colaboração e orientação neste trabalho sem os quais, essa empreitada não seria possível.

Aos professores Francisco Lopes e André Avelar por terem aceitado participar da minha banca. Ao Professor Francisco Lopes por ter feito minha pré-banca, colaborando assim para que meu trabalho ficasse mais bem acabado para a defesa. Agradeço principalmente as críticas, todas construtivas.

À equipe do GEOHECO como um todo, em especial ao Anderson Sato, por ter me acompanhado e trabalhado comigo em todas as minhas atividades de campo. Ao Paulo Leal por ter perdido seu feriado de Fim de Ano me acompanhando no campo de retirada de amostras com trado mecânico. Ao Rogério Uagoda por ter cuidado para que as amostras do campo de outubro/novembro 2007 fossem bem guardadas no Laboratório de Geografia Física. A todos pela amizade, companheirismo e atenção dispensados.

Aos técnicos de laboratório, Serginho, Carlinhos, Luizão, Maria da Glória, Toninho, todos em algum momento foram essenciais para o desenvolvimento dos meus ensaios. Aos estagiários da CEFET, que se debruçaram sobre minhas caracterizações.

À VCP (Votorantin Celulose e Papel) por deixar as portas abertas da Fazenda Monte Alegre para as pesquisas.

Ao Gustavo por ser meu companheiro no sentido mais literal da palavra e em qualquer circunstância.

À Ábia, Anaxsandra, Helena, Gustavo, Janaína Cercan, Juarez Quadros, Luana e Rosana pela amizade.

Aos colegas da fase de créditos, Christian, Gustavo, Helena, Vítor, presenças constantes nas inúmeras reuniões de estudo. Aos colegas de laboratório, mais próximos, Helena, Juliana Rose, Kátia Huse, Ronaldo Izzo. Ao Ronaldo pelas inúmeras dúvidas tiradas sobre mecânica dos solos não saturada.

À equipe do Projeto Salobo, por ter me aceito como funcionária, após minha decisão de sair do tempo integral, e por ter acatado minha necessidade de dar várias “saídas” para resolver coisas da dissertação. Principalmente ao Engº Gidivaldo Lima pelo estímulo e considerações, inclusive sobre o presente trabalho, pondo em primeiro lugar os meus estudos.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.).

AVALIAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM A MEIA ENCOSTA EM ESTRADAS RURAIS

Cescyle Costa Medeiros da Silva

Julho/2008

Orientadores: Willy Alvarenga Lacerda
Ana Luiza Coelho Netto

Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho, avaliou-se um dispositivo de drenagem, do tipo poço de infiltração, mostrando como este dispositivo vai se degradando e perdendo sua funcionalidade em pouco tempo, isto é, cerca de dois anos. Para avaliar este tipo de dispositivo, analisou-se um ciclo de oito meses em que o poço de infiltração não sofreu alterações antrópicas. Modelou-se a entrada de chuva x carga de sedimentos transportada, para apresentar a mudança na forma de infiltração ao longo do tempo. Um modelo utiliza o programa VADOSE-W do GEOSTUDIO, buscou prever em intervalos de tempo fechados, a quantidade de água que conseguiria ser drenada e quanto deixava de ser. A modelagem mostrou que este dispositivo de drenagem não é eficiente para o tipo de terreno em questão. Propostas de ações construtivas para a área são feitas avaliando-se os motivadores dos problemas verificados e nos resultados obtidos.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

AVALIATION OF DRAINAGE DEVICES IN NATURAL SLOPES IN RURAL STREETS

Cescyle Costa Medeiros da Silva

July/2008

Supervisors: Willy Alvarenga Lacerda

Ana Luiza Coelho Netto

Program: Civil Engineering

In this work, an evaluation of a drainage device, which works as an infiltration well, was made. The work showed a decay in efficiency of the device with time. To evaluate this device, the work observed an eight month period, during which no entropic action occurred. A model of rain water entry x sediments transported, showed the change in infiltration with time. The model was developed with the program VADOSE-W of GEOSTUDIO, to show how the drainage occurs in time steps pre-established. The model showed that the device was inadequate for the type of ground in question. Corrective actions were proposed for the site. These proposals were based on both problems sources and obtained results.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Motivação.....	1
1.2 Objetivos.....	5
1.2.1 Objetivos específicos.....	5
1.2.2 Objetivo geral.....	5
1.3 Metodologia.....	5
1.3.1 Investigação de campo.....	5
1.3.2 Investigações de laboratório.....	6
1.3.3 Modelagem numérica.....	7
1.4 Organização da dissertação.....	7
CAPÍTULO 2 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	9
2.1 Características da área.....	9
2.1.1 Descrição da geologia do Médio Vale do Rio Paraíba do Sul.....	12
2.2 Características da atividade desenvolvida.....	13
CAPÍTULO 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
3.1 Introdução.....	15
3.2 Solos não saturados.....	15
3.2.1 Conceitos básicos.....	15
3.2.2 Potenciais de energia da água presente no interior do solo.....	16
3.2.3 Curva Característica de retenção solo-água.....	18
3.2.4 Influências de ciclos de molhagem e secagem nas características do solo	23
3.2.5 Fluxo em meio não saturado.....	23
3.2.6 Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.....	26
3.2.7 Relações entre características da Curva Característica e outras propriedades do solo.....	28
3.3 Interações do ambiente na infiltração.....	40
3.3.1 Influência de raízes no solo.....	40
3.3.2 Influência da cobertura do solo no ciclo hidrológico.....	41
3.4 Conceitos relativos aos ensaios de laboratório.....	43

3.4.1	Determinação de Curva Característica	43
	Técnica do papel filtro.....	44
CAPÍTULO 4 TECNICAS PROPOSTAS, MAS NÃO UTILIZADAS POR DIFICULDADES ENCONTRADAS.....		46
4.1	Introdução	46
4.2	Técnicas de instrumentação	46
4.2.1	Ensaio de condutividade hidráulica de campo.....	46
4.2.2	Medidas de sucção em campo	51
4.3	Técnicas de laboratório.....	55
4.3.1	Ensaio de Inderbitzen	55
4.3.2	Técnica do extrator de pressão.....	56
CAPÍTULO 5 REFINAMENTO DE METODOLOGIA E RESULTADOS OBTIDOS.....		57
5.1	Ensaio de Laboratório	57
5.1.1	Ensaio de caracterização	57
5.1.2	Ensaio de permeabilidade saturada (carga variável).....	63
5.1.3	Montagem da Curva Característica umidade x sucção	64
5.1.4	Ensaio de cisalhamento direto	72
5.2	Instrumentação de campo	78
5.2.1	Instalação de medidor de nível d'água	78
5.2.2	Caracterização da Entrada de água na área	78
5.2.3	Hipóteses de acúmulo de sedimentos	80
5.2.4	Montagem de perfil expedito da topografia.....	81
5.3	Análise Numérica.....	81
5.3.1	Dados de entrada relativos aos três solos do modelo	82
5.3.2	Dados de entrada relativos a pluviometria e considerações sobre o modelo.....	90
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....		96
6.1	Conclusões baseadas nos resultados	96
6.2	Sugestões de ações para a melhoria da área	97
6.3	Sugestões de Pesquisas Futuras	97

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 - Apresentação das canaletas de drenagem, que acabam perdendo sua função por encher-se de serrapilheira (a) e/ou de material escorregado dos taludes (b).	1
Figura 1-2 – Esquema dos Dispositivos de Drenagem encontrados na área.	2
Figura 1-3 – Caminhos de entrada e saída de sedimentos em relação ao poço de infiltração: (a) Entrada de sedimentos pelas canaletas de montante; (b) Entrada de sedimentos provenientes da erosão da estrada e saída de sedimentos pelas canaletas de jusante.	3
Figura 1-4 - Problemática da erosão das estradas.....	4
Figura 2-1 - Localização da área de estudo, em vermelho contornada a Bacia do Rio Sesmarias (modificada de COELHO NETTO, SATO et al 2007).	9
Figura 2-2 – Mapa de Uso e Cobertura dos Solos (A) e de altimetria (B) da Bacia do Rio Sesmarias mapeados em 2006 (COELHO NETTO, SATO et al 2007).	10
Figura 2-3 – Descrição dos usos do solo ao longo do tempo na região do médio vale do rio Paraíba do Sul (COELHO NETTO, SATO et al 2007).....	11
Figura 3-1 - Fases de um solo parcialmente saturado (adaptada de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).....	16
Figura 3-2 - Curvas características típicas de solos arenosos e argilosos modificada de (HILLEL, 1971 modificada por GESCORVICH,2001).....	20
Figura 3-3 – Diferenças na curva característica devido aos processos de molhagem e secagem (HILLEL, 1971).....	21
Figura 3-4 – Função de condutividade hidráulica (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).	25

Figura 3-5– Função do teor de umidade volumétrico (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).....	25
Figura 3-6 - Funções do teor de umidade volumétrico para areia fina, silte e argila (HO, 1979).....	36
Figura 4-1 - Esquema de um poço para medida de permeabilidade <i>in situ</i> (modificado de WILSON, 1988).	47
Figura 4-2 - Ábaco para obtenção do valor de C_u (WILSON 1988)	50
Figura 4-3 – Esquema Básico do tensiômetro convencional – (Modificado de FREDLUND E RAHARDJO,1993).....	53
Figura 5-1 – Posição de retirada das amostras.....	58
Figura 5-2 - Curva Granulométrica do Solo do poço de infiltração.....	59
Figura 5-3 – Curvas granulométricas dos solos do perfil	59
Figura 5-4 – Curva de caracterização do solo médio do perfil	63
Figura 5-5 – Equipamento amostrador de solo	64
Figura 5-6 – Esquema de saturação dos corpos de prova.....	65
Figura 5-7 – Preparação do contato amostra x papel filtro.....	67
Figura 5-8 – Curva de Retenção do solo do poço de infiltração.....	70
Figura 5-9 – Curva de retenção do solo do sedimento.....	72
Figura 5-10 – Ensaio de cisalhamento direto sob a umidade natural – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal.....	74

Figura 5-11 – Ensaio de cisalhamento direto sob amostra inundada – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal.....	75
Figura 5-12 - Ensaio de cisalhamento direto sob a umidade natural – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal.....	75
Figura 5-13 - Ensaio de cisalhamento direto sob amostra inundada – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal.....	76
Figura 5-14 – Parâmetros de resistência para a umidade natural na ruptura e no estado crítico	77
Figura 5-15 – Parâmetros de resistência para amostra inundada na ruptura e no estado crítico	77
Figura 5-16 – Pluviosidade da área.....	79
Figura 5-17 – Curva de retenção do solo médio do perfil.....	85
Figura 5-18 – Curva de retenção do solo médio ajustada pelo método de Van Genutchen, 1980.	87
Figura 5-19 – Curva de permeabilidade x sucção gerada no VADOSE/W para o solo do perfil médio	88
Figura 5-20 – Curva de permeabilidade x sucção gerada no VADOSE/W para o solo do poço de infiltração.....	89
Figura 5-21 – Curva de permeabilidade x sucção gerada no VADOSE/W para o sedimento.	90
Figura 5-22 – Apresentação do problema com suas condições de contorno.....	92
Figura 5-23 – Apresentação do modelo com condições de contorno no detalhe do poço.....	93
Figura 5-24 – Distribuição (vetores) de velocidade de fluxo.....	93

Figura 5-25 – Distribuição (vetores) de velocidade de fluxo na direção vertical - Detalhe do poço.....	94
Figura 5-26 – Distribuição (contornos) de velocidade de fluxo na direção horizontal ..	95
Figura 5-27 – Distribuição (contornos) de velocidade de fluxo na direção horizontal – Detalhe do poço.....	95

ÍNDICE DE TABELAS E QUADROS

Tabela 3-1 – Equações mais utilizadas para determinação de curva característica....	22
Tabela 3-2 – Tensão superficial da interface ar – água (KAYE & LABY, 1973, segundo FREDLUND & RAHARDJO,1993).....	35
Tabela 5-1 – Tabela resumo das caracterizações.....	58
Tabela 5-2 – Tabela das porcentagens de material passante de um solo médio do perfil.....	61
Tabela 5-3 – Cálculo das umidades correspondentes de cada corpo de prova para o solo do poço.	69
Tabela 5-4 – Cálculo das umidades do papel filtro e sucções correspondentes ao solo do poço de infiltração.....	70
Tabela 5-5 Cálculo das umidades correspondentes de cada corpo de prova para o sedimento.	71
Tabela 5-6 – Cálculo das umidades do papel filtro e sucções correspondentes ao solo do tipo sedimento	71
Tabela 5-7 – Exemplo de dados de ensaio de cisalhamento direto	73
Tabela 5-8 – Dias de Chuva por mês.....	80
Tabela 5-9 – Índice de vazios de acordo com o tipo de solo (Adaptado de DAS, 2007)	82
Tabela 5-10 – Tabela de Valores de sucção x granulometria de acordo com Arya & Paris (1981).....	83
Tabela 5-11 – Valores Sucção x Saturação x Umidade Gravimétrica x umidade volumétrica	86

LISTA DE SÍMBOLOS OU NOMENCLATURA

c → Coesão do solo;

C_s → Coeficiente de condutividade saturada;

C_u → Coeficiente de condutividade não saturada;

$C(\psi)$ → Capacidade de retenção específica, valor que mostra a variação da sucção com o teor de umidade volumétrico.

D → Diâmetro do furo;

$\frac{dV}{dt}$ → Variação do volume total no tempo

D_w → Distância do fundo do poço ao nível d'água;

F → Fator de Forma;

H → Comprimento total do poço;

H_w → Comprimento prévio da coluna d'água no poço;

k → Condutividade Hidráulica;

K → Fator de erodibilidade;

$k_{n\grave{a}o\ sat}$ → Condutividade Hidráulica não saturada;

k_{sat} → Condutividade Hidráulica Saturada;

L → Comprimento da seção do ensaio refere-se à porção do poço que está perfurada e sem selamento;

LC → Limite de Contração;

LL → Limite de Liquidez;

LP → Limite de Plasticidade;

MNA → Medidor de Nível D'água

V_w → Volume de Água;

P → Potencial total;

P_g → Potencial gravitacional;

P_m → Potencial mátrico.

P_o → Potencial osmótico;

P_p → Potencial de pressão;

Q_c → Vazão de descarga no estado estacionário;

R → Constante universal dos gases ($0,082\text{atm}/(\text{mol. K}^\circ)$);

T → Temperatura absoluta (K°); .

u_a → pressão do ar;

u_v → Pressão parcial do vapor d'água nos poros (kPa);

u_{v0} → Pressão de saturação do vapor d'água nos poros sobre uma superfície plana da água para a mesma temperatura.

$\frac{u_v}{u_{v0}} = RH$ → Umidade relativa do ar no solo;

u_w → pressão da água.

V → Volume total.

V_{w0} → Volume específico da água (inverso da densidade da água) (m^3/kg);

X → Porcentagem de estrato não saturado;

Y → Parcela de Gradiente Hidráulico;

ϕ → Ângulo de atrito do solo;

θ → Teor de umidade volumétrico;

θ_r → Teor de umidade residual, limite inferior a partir do qual um aumento na sucção mátrica não afeta significativamente o teor de umidade volumétrico;

θ_s → Teor de umidade saturado corresponde ao teor de umidade na condição saturada;

ψ → Sucção total;

ψ_b → Sucção de entrada de ar, valor crítico de sucção que aplicada em um solo saturado produz um fluxo capaz de fazer com que a água presente no maior vazio comece a sair;

ψ_m → Sucção mátrica;

ψ_o → Sucção osmótica;

ω_v → Massa molecular do vapor d'água (kPa);

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

A área de estudo encontra-se em uma fazenda no município de Arapeí – SP. Esta fazenda se destina à produção de eucaliptos. Este tipo de plantio está em franca expansão devido ao uso da madeira do eucalipto como matéria-prima da indústria de celulose e papel.

As plantações são feitas em áreas de terreno montanhoso e ondulado (morfologia típica em toda a região). O acesso aos plantios se dá através de estradas de terra, feitas a partir de cortes em solo gerando, assim, pequenos taludes de corte. Tais vias possuem aclives acentuados (da ordem de 2% a 8%), conforme pode ser visto na Figura 1-1 (a), cuja drenagem da parcela de chuva que não infiltra no solo escoava através de canaletas também em terra e sem nenhum revestimento. Essas canaletas podem ser vistas grifadas em amarelo na Figura 1-1 (a), e já soterradas por instabilização dos taludes de corte na Figura 1-1(b).



Figura 1-1 - Apresentação das canaletas de drenagem, que acabam perdendo sua função por encher-se de serrapilheira (a) e/ou de material escorregado dos taludes (b).

Dentro de intervalos regulares nos trechos de estrada encontram-se poços escavados, também em terra, sem revestimento e com dimensões de 2m x 2m x 2m em média, com a intenção de receber o volume escoado superficialmente para as canaletas.

Após atingir a escavação admite-se que esta água será infiltrada para o subsolo (com solo não saturado) através do fundo do poço, conforme pode ser visto na Figura 1-2.

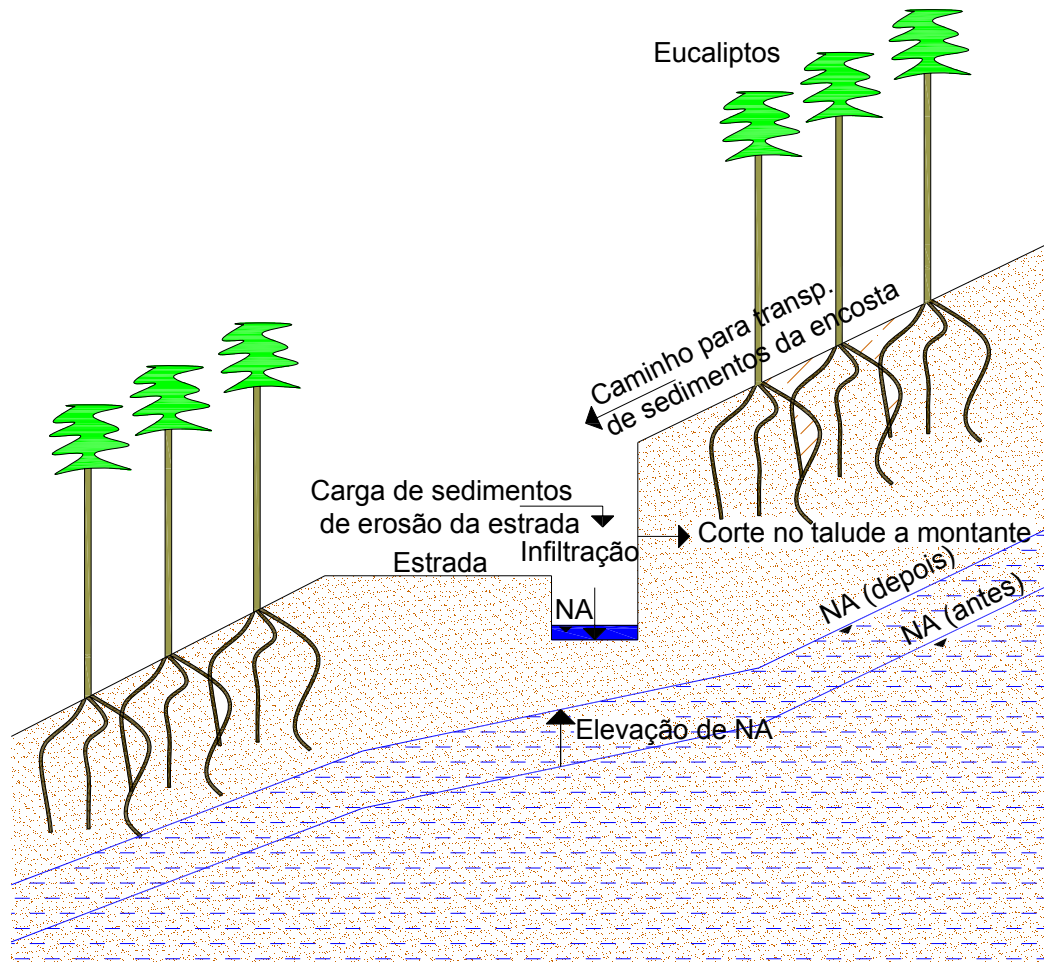


Figura 1-2 – Esquema dos Dispositivos de Drenagem encontrados na área.

O grande problema referente a estes poços é que recebem sedimentos provenientes dos taludes (conforme pode ser visto na Figura 1-2) e das canaletas a montante (conforme pode ser visto na Figura 1-3(a)), bem como também da erosão das estradas (como pode ser visto nas Figura 1-3 (b) e Figura 1-4). O sedimento (material muito fino) que chega às caixas de drenagem forma um depósito de material de baixa permeabilidade que acaba por impermeabilizar o fundo do poço, fazendo com que esta perca sua função de permitir que a água da chuva infiltre para o subsolo.

Quando o fundo do poço fica impermeabilizado, não há possibilidade de recarga do aquífero. Desta forma o nível d'água natural do solo é afetado diretamente pelo poço. Com esta impermeabilização a água de chuva se acumula no interior do poço (ver Figura 1-2). Com isto forma-se uma lâmina d'água salobra no interior do poço, o que provoca a elevação das poro pressões no solo das paredes da caixa. Esta alteração nas poro pressão tende a favorecer a instabilização das paredes do poço provocando sua ruptura, com produção de um volume extra de sedimentos, que irão seguir à jusante e intensificar ainda mais a erosão das estradas do ponto de ruptura aos fundos de vale.

Pôde ser avaliado, desde as primeiras observações da área, que os dispositivos de drenagem (no alto dos divisores de bacia) não apresentam grandes problemas como ruptura das paredes do poço ou presença de grande carga de sedimentos e sinais de erosão. Ao contrário disto, ou seja, nos dispositivos que se aproximam dos fundos de vale, os processos de instabilização, erosão e de produção de sedimentos ficam mais intensos. Isto mostra que, quanto mais à jusante mais problemática é a questão do acúmulo de sedimentos nos poços de infiltração. Um dos problemas que isto traz é que com a grande quantidade de sedimentos carregada para o fundo do vale o assoreamento, num futuro próximo, da bacia hidrográfica local (Bacia do Rio Sesmarias) poderá acontecer.



Figura 1-3 – Caminhos de entrada e saída de sedimentos em relação ao poço de infiltração: (a) Entrada de sedimentos pelas canaletas de montante; (b) Entrada de sedimentos provenientes da erosão da estrada e saída de sedimentos pelas canaletas de jusante.



Figura 1-4 - Problemática da erosão das estradas.

Pelo exposto acima pode ser dito que o tipo de manejo efetuado a promover a drenagem não tem sido eficiente. A informação fornecida pela equipe administrativa da área foi de que este tipo de construção (de canaletas e poços de infiltração) foi utilizado na área por ser uma solução típica e não por ter sido feito um projeto ou uma análise criteriosa para a implantação destes dispositivos.

Existe manutenção periódica dos poços ao fim de cada ano, antes de iniciar-se o período de chuvas e em outras épocas quando se faz necessário. Em todas as vezes verifica-se que há uma quantidade significativa de poços de infiltração está com uma carga de sedimentos muito alta. Nesta manutenção retiram-se os sedimentos acumulados no fundo dos poços. A cada manutenção feita, aprofundam-se mais os poços, tornando os taludes de corte mais susceptíveis a instabilização (pelo aumento de sua altura). Isso mostra que não é uma solução aumentar a periodicidade das limpezas dos poços. Seria interessante uma mudança no sistema de drenagem atual, visto que após dois meses da manutenção o problema já está se reinstalado.

Com isso mostra-se necessário o estudo que se encontra nesta dissertação, de forma a encontrar soluções para que a drenagem seja eficiente. Nesta dissertação pretende-se, então, encontrar soluções mais eficientes para a drenagem do local, bem como, diminuir a problemática da erosão das estradas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos específicos

- **Modelar a situação atual de drenagem dos poços de infiltração:**

Através da modelagem de fluxo sob a situação mais crítica de chuvas, prever o quão eficiente (ou não) é o modelo atual de drenagem.

- **Propor outros dispositivos de Drenagem:**

Propor outros dispositivos de drenagem que não tenham a mesma problemática do poço de infiltração.

- **Propor um método de tratamento superficial para as estradas de terra**

Através de estudo teórico de forma a propor algumas formas de drenagem superficial para as estradas, que não tenham custos muito altos, e possam minimizar de forma efetiva a produção de sedimentos devido à erosão da estrada.

1.2.2 Objetivo geral

Com todas as informações obtidas e avaliadas nos objetivos gerais, teremos uma solução geral ser dada para programar na área, garantindo assim que a bacia do rio Sesmarias não seja assoreada, sem interferir nas operações industriais.

1.3 Metodologia

1.3.1 Investigação de campo

As atividades de campo consistiram das seguintes etapas:

- Retirada de amostra indeformada em blocos, do solo das paredes do poço de infiltração.

- Retirada de amostra deformada do solo das paredes do poço de infiltração.
- Construção de um medidor de nível d'água (MNA) e seu acompanhamento.
- Retirada de amostras deformadas de todo o perfil de solo local através do furo do MNA
- Retirada de amostras indeformadas do sedimento acumulado no poço em amostradores do tipo Shelby.
- Medidas de acúmulo de sedimentos no interior do poço de infiltração.
- Medidas diárias de pluviometria (dados usados aqui, porém desenvolvidos em por outro pesquisador da área).
- Levantamento expedito de topografia do local. Levantamento feito com trena e mira levantando o perfil de análise.

1.3.2 Investigações de laboratório

As atividades de laboratório consistiram das seguintes etapas:

- Caracterização com granulometria por peneiramento e sedimentação (com defloculante no caso do solo das paredes do poço de infiltração e sem defloculante nas demais caracterizações).
- Limites de consistência (Limite de liquidez, de plasticidade e de contração). Feitos no solo das paredes do poço de infiltração.
- Ensaio de permeabilidade saturada de carga variável feita no solo da parede do poço de infiltração.
- Ensaio de cisalhamento direto sob umidade natural e inundado feito sob o solo das paredes do poço de Infiltração.
- Desenvolvimento de curva característica do solo (de sucção x umidade), através do método de papel filtro para o solo da parede do poço de infiltração e para o sedimento depositado no poço de infiltração.

1.3.3 Modelagem numérica

Com as informações obtidas pelas investigações de campo e laboratório foi possível ter dados suficientes para a modelagem hidráulica através do programa VADOSE da GEOSLOPE versão 2004, e assim prever o comportamento das estruturas de drenagem ao longo do tempo.

A modelagem foi feita utilizando os dados de chuva do local e aproveitando valores de acúmulo de sedimentos, nível d'água da região e modelando a maior quantidade de chuva. Nesta modelagem mostra-se como ocorre o fluxo de alimentação do aquífero sob a condição mais crítica.

1.4 Organização da dissertação

Neste capítulo de introdução, foi mostrada a problemática da área, que propiciou a motivação para este estudo, mostrando a necessidade e a importância deste trabalho. Mostram-se as primeiras hipóteses do que foi necessário para desenvolver a pesquisa, e que objetivos visou-se obter.

No capítulo 2 se apresentam características da área de trabalho, para conhecê-la melhor e entender o meio ao qual a pesquisa está inserida.

O capítulo 3 descreverá alguns conceitos importantes para a compreensão da tese. Revisa-se neste todos os conceitos que tiveram de ser aprendidos e revisados para o bom desenvolvimento e execução dos procedimentos da dissertação. Os conceitos abordados são relativos às teorias de mecânicas dos solos não saturados, processos de erosão, e das partes de investigação (de campo e laboratório) menos convencionais.

No capítulo 4 apresentam-se as ferramentas que poderiam ser utilizadas para uma pesquisa deste tipo, mas que não foram usadas por algumas dificuldades. Este capítulo foi criado mais no intuito de orientação de pesquisas semelhantes.

No capítulo 5 apresentam-se as ferramentas de investigação empregadas e os resultados obtidos.

No capítulo 6 apresentam-se as conclusões baseadas nos resultados e propostas de ação para a área e sugestões de pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 Características da área

A área de estudo encontra-se no município de Arapeí em SP, na Fazenda Monte Alegre. Esta fazenda pertence ao Grupo Votorantin, e se destina à plantação dos eucaliptos usados na produção de celulose, para a indústria de Papel. É uma área extensa, com significativa importância comercial e na dinâmica do ambiente.

Esta área pertence à região do médio vale do Rio Paraíba do Sul, mais precisamente na Bacia do Rio Sesmarias, que possui 149 Km² (Figura 2-1). A bacia em estudo está inserida em uma região onde há vários estudos desenvolvidos pela área de Geotecnia da COPPE em parceria com o GEOHECO/UFRJ (Laboratório de Geo-Hidroecologia).



Figura 2-1 - Localização da área de estudo, em vermelho contornada a Bacia do Rio Sesmarias (modificada de COELHO NETTO, SATO et al 2007).

Em 2006 executou-se um levantamento de uso e cobertura do solo e altimetria do local, que demonstrou a inter relação entre estas duas características na área (Figura 2-2) (COELHO NETTO, SATO et al 2007)

Com isso pode se inferir que as áreas de maior altitude da fazenda apesar de não estarem nas maiores altitudes da bacia, parecem não apresentar problemas de erosão e recebimento de carga de sedimentos, por existir área de floresta nas regiões mais altas da bacia. Pode-se inferir também que se ocorresse o assoreamento da bacia, a área mais prejudicada seria a urbana, fazendo com que seja mais grave o assoreamento da bacia local.

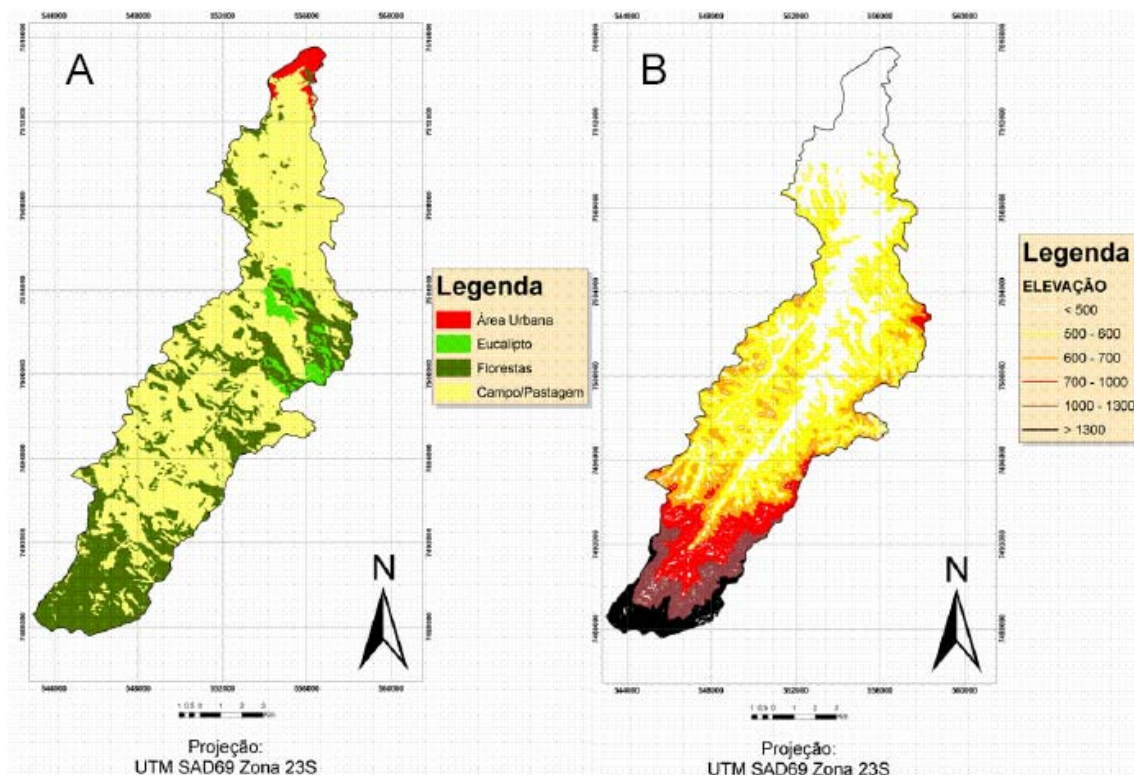


Figura 2-2 – Mapa de Uso e Cobertura dos Solos (A) e de altimetria (B) da Bacia do Rio Sesmarias mapeados em 2006 (COELHO NETTO, SATO et al 2007).

Os plantios de eucalipto correspondem a 3,1% da área da bacia e estão localizadas na área de domínio de colinas convexo-côncavas (mar de morros) (COELHO NETTO, SATO et al 2007).

Todo e qualquer ambiente se desenvolve geologicamente, geomorfologicamente e bioticamente de forma equilibrada devido às interações naturais entre os elementos do ambiente (solo, biota, pluviometria, entre outros). Porém qualquer mudança abrupta do tipo de uso e cobertura do solo pode mudar o equilíbrio do local.

Sabe-se que na área do médio vale do rio Paraíba do Sul, houve vários tipos de ciclos de uso do solo, iniciados de forma abrupta e para fins produtivos. Em cada um destes ciclos (Figura 2-3), puderam ser percebidos alguns elementos problemáticos na evolução do ambiente. Estes ciclos produtivos se iniciaram a partir da cafeicultura, que foi a primeira atividade após o equilíbrio natural que existia na fase onde a área era ocupada por floresta atlântica. Em cada ciclo pôde ser percebido que tipo de problemática foi inserida, conforme Figura 2-3.

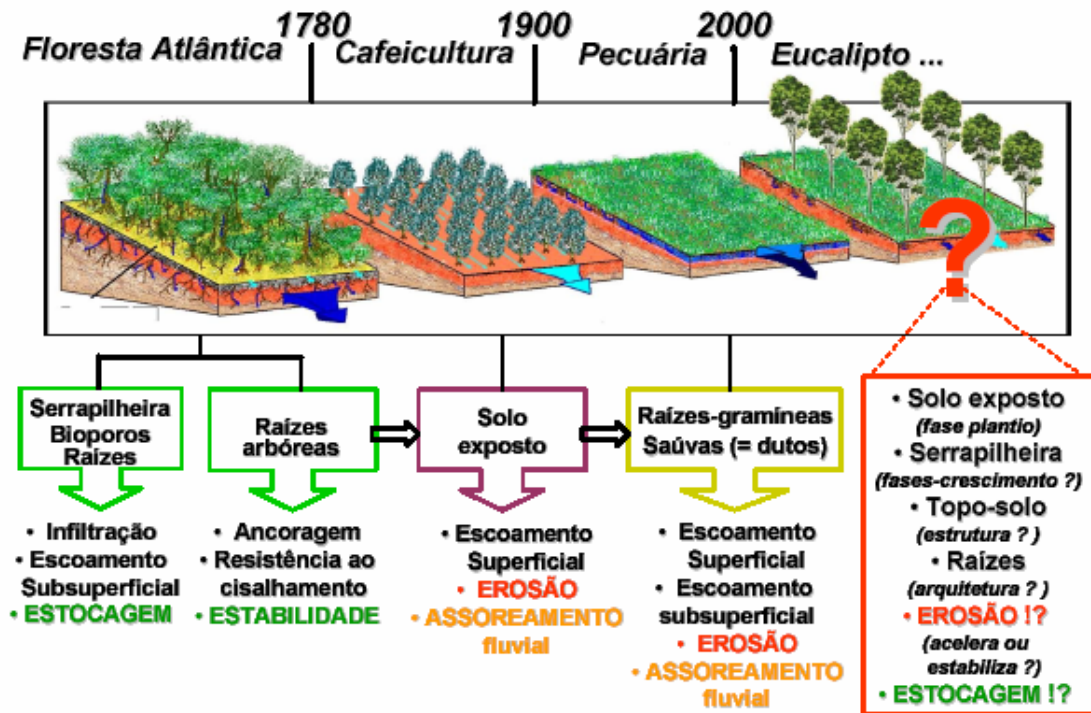


Figura 2-3 – Descrição dos usos do solo ao longo do tempo na região do médio vale do rio Paraíba do Sul (COELHO NETTO, SATO et al 2007).

O ciclo atual (de plantação de eucalipto) ainda é muito recente, e está em fase de substituição de algumas áreas de pecuária. Como é um ciclo que ainda está se estabelecendo, se tem dúvidas de como ocorrem as respostas geo-hidroecológicas do local. É interessante notar que tanto se encontram elementos favoráveis à estabilidade do solo e prevenção de erosão do local (produção de serrapilheira e cobertura vegetal das copas das árvores, que diminuem a erosão por escoamento superficial; estruturação do solo através das raízes) como elementos que podem se mostrar negativos (fases de solo exposto aumentam a erosão) e até mesmo elementos que não se sabe ainda se são benéficos ou não (será que as raízes ajudam na estocagem de água no subsolo ou não?).

2.1.1 Descrição da geologia do Médio Vale do Rio Paraíba do Sul

A região do médio vale do rio Paraíba do Sul, insere-se no Planalto Sudeste Brasileiro, na porção central da Faixa Móvel Ribeira, ao sul do cráton de São Francisco. Compreendem quatro compartimentos tectônicos com orientação dominante NE-SW: um de materiais de origem autóctone, e três de materiais alóctone. (HEILBRON 1995).

O ciclo orogênico Brasileiro (Neo-Proterozóico e Cambro-Ordoviciano) marcado por forças compressivas e dúcteis responsáveis pela formação do cinturão móvel; dois ciclos marcados por forças extensivas e rúpteis, relacionados à abertura Atlântica das margens passivas (iniciada no Jurássico) e o “rifting” continental de idades neocretácea e paleogênica (COELHO NETTO 2003).

Os compartimentos tectônicos descritos incluem três grupos litológicos: o embasamento, de idade anterior aos 1.8 G.a.; as rochas supra-crustais posteriores aos 1.8 G.a. e as rochas granitóides pós-tectônica Brasileiro e colisionais. A principal estrutura tectônica herdada deste tempo mais antigo é a megasinformal do Paraíba do Sul. A tectônica cretácea-paleogênica foi responsável pelo sistema de rifteamento do sudeste brasileiro, caracterizado por uma série de falhamentos rúpteis e subverticais. Falhas normais com orientação ENE e mergulhos para SE definem o limite dos blocos norte das bacias sedimentares Cenozóica (bacias de Resende e Volta Redonda). As falhas transcorrentes são orientadas no sentido NW-NNW; a zona transtensional de Volta Redonda, orientada no sentido NW-S é uma feição regional marcante e relativa a estes eventos. Trata-se de uma zona de transferência que conectou os “rifts” do Paraíba e da Guanabara, deslocando o eixo da megasinformal do Paraíba. Estes eventos também foram responsáveis pela propagação regional de dois conjuntos principais de fraturas subverticais orientadas para NE-SW e NW-SE (COELHO NETTO 2003).

As falhas normais promoveram soerguimentos e subsidências diferenciais, assim como a exumação de blocos crustais. Desde então, a renovação do relevo marcada pelo rebaixamento regional dos níveis de base e suas estruturas subjacentes, têm influenciado a evolução do sistema regional de drenagem. O curso médio do rio Paraíba do Sul corre, em sua maior parte, ao longo do “graben” da

principal falha normal (ENE), mudando o seu curso para NW-SE, entre Floriano e Barra Mansa, onde corre sobre a zona transtensional de Volta Redonda. As bacias aqui focalizadas seguem as estruturas geológicas herdadas desde o tempo mais antigo e, principalmente, da última fase orogênica do Cenozóico: as bacias do rio Bananal e do rio Barreiro de Baixo, que drenam para NE, no reverso da escarpa da falha Atlântica, localmente denominada Serra da Bocaina e relaciona-se às direções das estruturas regionais (COELHO NETTO 2003).

2.2 Características da atividade desenvolvida

O setor de exploração florestal no Brasil, conta com 530 milhões de hectares de Florestas Nativas, 43,5 milhões de hectares em Unidades de Conservação Federal e 4,8 milhões de hectares de Florestas Plantadas com pinus, eucalipto e acácia-negra. A exploração das florestas é responsável pela geração de mais de dois milhões de empregos, contribui com mais de US \$ 20 bilhões para o PIB, exporta mais de US\$ 4 bilhões (8% do agro negócio) e contribui com três bilhões de dólares em impostos, ao ano, arrecadados de 60.000 empresas.

As Florestas Plantadas estão distribuídas em sua maioria, nos estados de São Paulo, Paraná, Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Minas Gerais e Espírito Santo. Isto devido ao clima contribuir ao crescimento de espécies florestais. Estas florestas plantadas visam suprir as necessidades da indústria de papel e celulose, siderurgia a carvão vegetal, lenha, serrados, compensados e lâminas e, painéis reconstituídos.

As plantações florestais estão cada vez mais substituindo a exploração das florestas nativas e com base em expectativas da demanda acredita-se que seja necessário aumentar a área dos 200 mil hectares ao ano atuais no país para 630 mil hectares. Isto foi mostrado por estudos realizados pela SBS (Sociedade Brasileira de Silvicultura*).

O uso do eucalipto se mostra como uma das melhores formas de produção para florestas plantadas devido a ser uma espécie vegetal de rápido crescimento e adaptada para as situações climáticas brasileiras.

* Silvicultura: Produção de madeira reflorestada, como eucalipto, acácia negra e outros.

Segundo a SBS (2001), 70% das áreas com plantios florestais (eucalipto e pinus) pertencem a empreendimentos predominantemente de papel e celulose.

Os plantios anuais realizados pelas indústrias ligadas a Associação Brasileira de Celulose e Papel (Bracelpa) tendem a crescer de forma significativa, fruto do crescimento da demanda do próprio setor.

É importante perceber a importância da atividade para o setor, o que faz com que ocorram estudos na área, principalmente estudos geotécnicos, que não são muito comuns.

CAPÍTULO 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Introdução

Neste capítulo são vistos os conceitos necessários ao bom desenvolvimento da dissertação, bem como as teorias inerentes às formas de investigação (de laboratório e de campo) que poderiam ser utilizadas. Nesta revisão bibliográfica apresentam-se tanto conceitos de formas de investigação que foram usadas na pesquisa.

Alguns ensaios mais comuns não foram citados na revisão bibliográfica, por serem bem conhecidos por todos, e constarem em qualquer livro texto de mecânica dos solos com bom nível de detalhamento (vide ORTIGÃO, 2007, PINTO, 2006 e vários outros). Estes ensaios que não foram colocados aqui são os de caracterização, índices de consistência, permeabilidade com carga variável e cisalhamento direto. Também não foram colocadas as formulações de índices físicos, pelos mesmos motivos.

3.2 Solos não saturados

3.2.1 Conceitos básicos

Um solo não saturado é composto por quatro fases: sólida, líquida, gasosa (já bem conhecidas) e uma quarta fase, a película contrátil (FREDLUND & RAHARDJO, 1993). Esta última fase corresponde à interface água-ar que é importante para o comportamento mecânico do material. Isto porque que esta película suporta uma tensão de tração através de formação de meniscos distribuídos pela massa de solo. A distribuição destas fases pode ser vista na Figura 3-1.

Em relação à água, a película contrátil tem densidade inferior e uma condutividade térmica maior. Por isso, do ponto de vista das relações massa-volume para um solo não saturado, é possível considerar o solo como um sistema trifásico, porque o volume da película contrátil é pequeno e esta pode ser considerada como parte da fase água. Porém, dentro de uma análise de tensões de um contínuo multifásico, é necessário separar esta fase independente (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

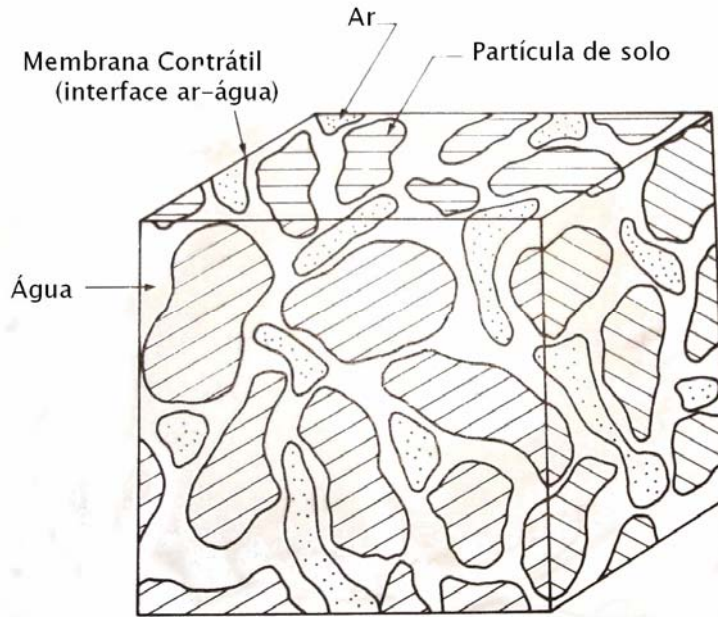


Figura 3-1 - Fases de um solo parcialmente saturado (adaptada de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

3.2.2 Potenciais de energia da água presente no interior do solo

No interior de uma massa de solo, a umidade presente neste, encontra-se sob um estado de energia livre (potencial de energia).

O potencial da água do solo pode ser dividido em parcelas, como mostra a formulação a seguir:

$$P = P_g + P_p + P_o + P_m \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-1})$$

onde:

$P \rightarrow$ Potencial total

$P_g \rightarrow$ Potencial gravitacional;

$P_p \rightarrow$ Potencial de pressão;

$P_o \rightarrow$ Potencial osmótico

$P_m \rightarrow$ Potencial mátrico.

O potencial gravitacional é relacionado à posição de elevação da água em um determinado ponto em relação a um referencial qualquer de nível escolhido. Por isso que se costuma representar de forma simplificada este tipo de potencial por unidades relacionadas a comprimento, como m.c.a. (metros de coluna d'água).

O potencial de pressão é devido ao peso de coluna d'água exerce sobre um ponto do solo, estando este saturado. Para este caso, as pressões são acima das atmosféricas. Quando a pressão da água é negativa (inferior à atmosférica), diz-se que o potencial atuante é o mátrico, que ocorre em solos não saturados. Este potencial surge pelos efeitos da capilaridade e adsorção. Isto é, para solos saturados tem-se potencial de pressão positivo e potencial mátrico nulo e para solos não saturados, o oposto, (potencial mátrico negativo e potencial de pressão nulo).

O potencial osmótico surge em função da diferença de composição entre a água do solo, que possui sais minerais e substâncias orgânicas na sua composição, e a água pura. A presença de solutos no solo afeta suas propriedades termodinâmicas e sua energia potencial. Este potencial só aparece se houver uma membrana ou barreira difusiva que deixe passar mais água que sais, criando uma diferença de concentração, como no caso de interações entre raízes de plantas e o solo (HILLEL, 1971).

A sucção do solo pode ser entendida como o estado de energia livre da água no solo (EDLEFSEN e ANDERSON, 1943 segundo FREDLUND & RAHARDJO, 1993). A formulação que mostra a relação da sucção com a pressão parcial de vapor é dada por:

$$\psi = \frac{RT}{V_{w0} \omega_v} \ln \left(\frac{u_v}{u_{v0}} \right) \dots\dots\dots \text{(Expressão 3-2)}$$

onde:

- ψ → Sucção total;
- R → Constante universal dos gases (0,082atm/ (mol.K^o));
- T → Temperatura absoluta (K^o);
- V_{w0} → Volume específico da água (inverso da massa específica da água) (m³/kg);
- ω_v → Massa molecular do vapor d'água (kg/mol.m³);

$$\frac{u_v}{u_{v0}} = RH \rightarrow \text{Umidade relativa do ar no solo};$$

u_v → Pressão parcial do vapor d'água nos poros (kPa);

u_{v0} → Pressão de saturação do vapor d'água nos poros sobre uma superfície plana da água para a mesma temperatura.

A sucção total, ou pressão negativa, é composta por duas parcelas: a sucção mátrica e a sucção osmótica (Expressão 3.3). A sucção mátrica está associada aos fenômenos de capilaridade e adsorção e pode ser definida em termos de pressão (SOARES, 2006):

$$\psi = \psi_m + \psi_o \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-3})$$

$$\psi_m = u_a - u_w \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-4})$$

onde:

ψ_m → Sucção mátrica;

ψ_o → Sucção osmótica;

u_a → Pressão do ar;

u_w → Pressão da água.

A sucção no solo vai depender de vários fatores como estrutura do solo, granulometria, composição química entre outros. A forma mais convencional de entender como um determinado solo se comporta é conhecendo sua curva característica, que mostra muito do comportamento do material em relação ao desenvolvimento da sucção neste.

3.2.3 Curva Característica de retenção solo-água

A curva característica é um tipo de gráfico que mostra a variação da sucção em função do teor de umidade. A umidade pode ser expressa em termos de teor de umidade volumétrico (θ), teor de umidade gravimétrico (w) ou grau de saturação (S).

O teor de umidade volumétrico (θ) é definido como a razão entre o volume de líquido e o volume total de uma amostra de solo:

$$\theta = \frac{V_w}{V} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-5})$$

onde :

θ → Teor de umidade volumétrico;

V_w → Volume de água;

V → Volume total.

Para valores baixos de sucção, a quantidade de água retida no solo, depende, principalmente, dos efeitos da capilaridade (que depende da distribuição granulométrica e estrutura do solo). Para altos valores de sucção, a quantidade de água retida no solo dependerá dos mecanismos de adsorção, sendo esta influenciados pela textura e composição mineralógica (SOARES, 2006).

A quantidade de água retida em solos argilosos é maior que em solos arenosos (para um maior teor de argila, maior a umidade para uma dada sucção), mostrando uma inclinação mais suave da curva característica. Já para solos arenosos, devido aos tamanhos dos poros serem bem maiores do que os dos solos argilosos, pequenos valores de sucção são suficientes para reduzir bastante o teor de umidade volumétrico. Além disso, os solos arenosos possuem uma composição mineralógica diferente de solos argilosos, sofrendo pouca influência dos mecanismos de adsorção. (SOARES, 2006).

Na construção da curva característica do solo, se percebem vários dados importantes que podem ser tirados diretamente da curva, são parâmetros limítrofes que mostram o comportamento do solo. Estes valores podem ser vistos na Figura 3-2. Esta figura apresenta ainda a diferença entre o comportamento de solos arenosos e argilosos. Mostra-se na curva que argilas possuem capacidade de retenção maior, e teores de umidade residual e umidade de saturação menos pronunciados graficamente.

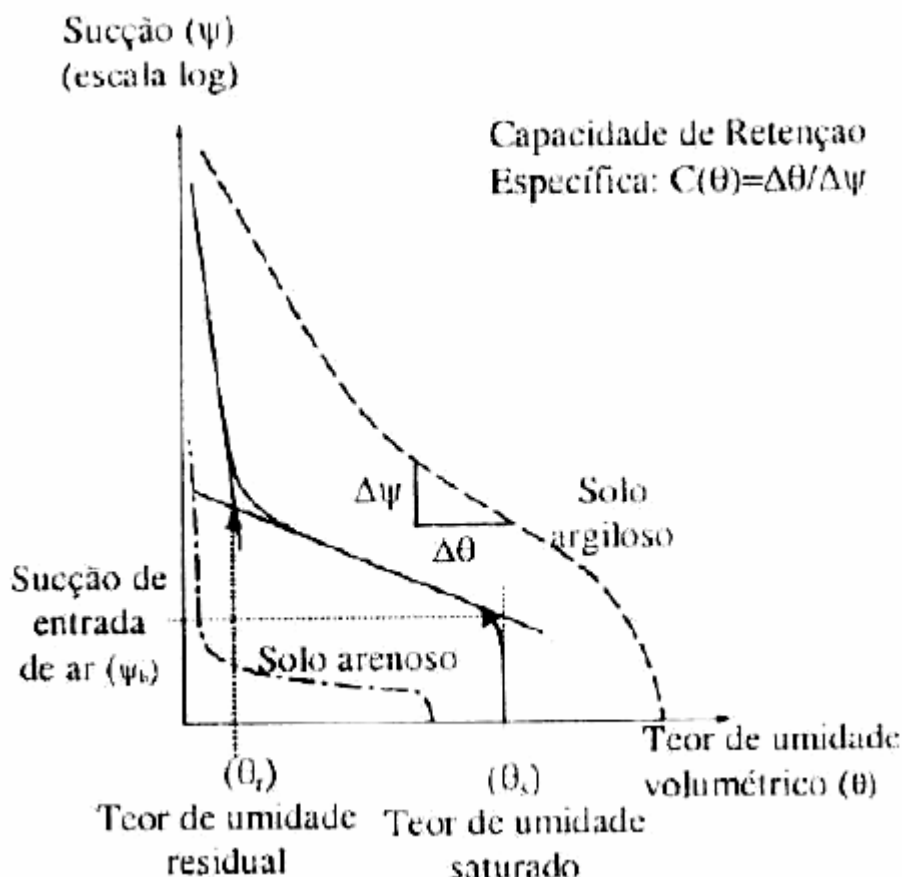


Figura 3-2 - Curvas características típicas de solos arenosos e argilosos modificada de (HILLEL, 1971 modificada por GESCORVICH,2001).

Quando se desenvolve a curva característica do solo, alguns teores de umidade e valores de sucção devem ser avaliados no gráfico, devido a suas importâncias físicas. A posição destes valores na curva pode ser vista na Figura 3-2, e o significado destes valores são descritos a seguir:

ψ_b → Sucção de entrada de ar, valor crítico de sucção que aplicada em um solo saturado produz um fluxo capaz de fazer com que a água presente no maior vazão comece a sair;

θ_r → Teor de umidade residual, limite inferior a partir do qual um aumento na sucção mátrica não afeta significativamente o teor de umidade volumétrica;

θ_s → Teor de umidade saturado corresponde ao teor de umidade na condição saturada;

$C(\psi)$ → Capacidade de retenção específica: valor que mostra a variação da sucção com o teor de umidade volumétrica, como é representado pela derivada do

gráfico representa um valor que deve ser pertinente a uma faixa de sucções (ou umidades).

a) Fatores que alteram a forma da Curva Característica

A disposição das partículas pode alterar a forma da Curva Característica do solo. Materiais compactos têm o volume de macro poros diminuídos, os micro poros ficam inalterados, aumentando o número de vazios com dimensão intermediária. O que tem por efeito disso na curva, é que o teor de umidade volumétrico saturado diminui. Para valores de sucções altas, a disposição das partículas não altera muito a curva.

Outro tipo de interferência na curva característica é o fenômeno de histerese de processos de umedecimento e secagem do material. As curvas obtidas com o solo durante processo de secagem e durante processo de umedecimento serão curvas distintas. As curvas terão o aspecto apresentado nas curvas apresentadas na Figura 3-3.

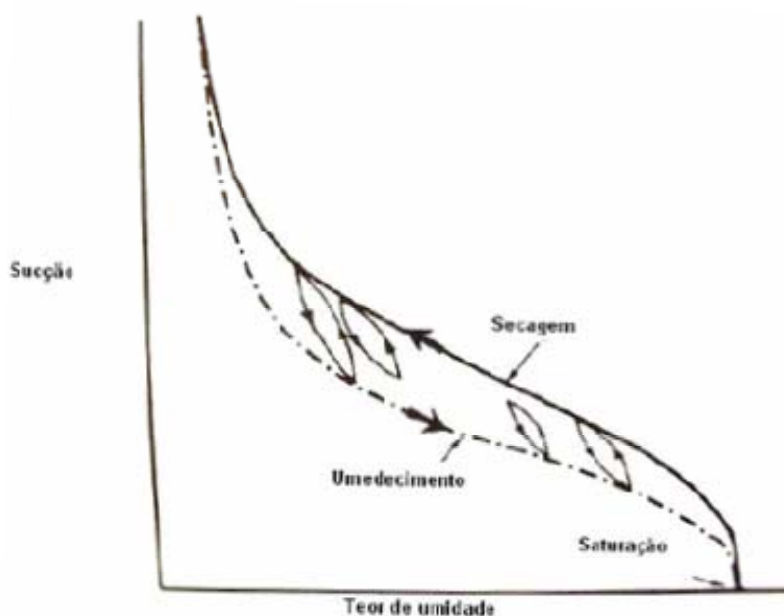


Figura 3-3 – Diferenças na curva característica devido aos processos de molhagem e secagem (HILLEL, 1971).

b) Formas de ajuste da Curva Característica do solo

Não existe nenhuma equação geral que represente a Curva Característica para todos os tipos de solos. Existem, porém várias equações que propõem uma forma contínua de representação de umidade x sucção. A seguir são apresentadas na Tabela 3-1 as expressões que costumam ser usadas para descrever a curva característica dos solos.

Autores	Ano	Equação	Parâmetros
Brooks & Corey	1964	$\Theta = \left(\frac{\Psi_b}{\Psi} \right)^\lambda ; \theta \leq 1$	$\psi_b \rightarrow$ Sucção correspondente a entrada de ar; $\psi \rightarrow$ Sucção Matricial; $\lambda \rightarrow$ Parâmetro obtido graficamente
Van Genutchen	1980	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + \alpha \Psi^n} \right]^m$	$\psi \rightarrow$ Sucção Matricial; $\alpha, m e n \rightarrow$ Parâmetros de ajuste da curva
Fredlund & Xing	1994	$\Theta = C(\Psi) \frac{\theta_s}{\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right]^m};$ $C(\Psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\Psi_r} \right)};$	$\psi \rightarrow$ Sucção Matricial; $\theta_s \rightarrow$ Umidade volumétrica na saturação; $a, m e n \rightarrow$ Parâmetros de ajuste da curva

Tabela 3-1 – Equações mais utilizadas para determinação de curva característica

A equação de Van Genutchen, segundo a literatura em geral, mostra bons resultados para a grande maioria dos tipos de solos. O ajuste deste tipo de curva se apresenta mais simples, pois necessita de menor quantidade de pontos para obter ajuste matemático do que a equação de Fredlund & Xing (1994), que é também muito usada. A equação de Brooks & Corey (1964), por ter ajuste gráfico acaba por se tornar pouco precisa. Em virtude destas características das equações de ajuste, neste trabalho adotou-se o uso de ajuste de curva característica pelo método de Van Genutchen (1980).

3.2.4 Influências de ciclos de molhagem e secagem nas características do solo

Este tipo de fenômeno ocorre de forma mais significativa em materiais com grande quantidade de finos. Isto porque com menores poros, há o desenvolvimento de maiores valores de sucção devido à ação das forças capilares da água no solo durante o processo de secagem. A taxa com que ocorre o fendilhamento está ligada com as sucções desenvolvidas durante a secagem do solo, e as propriedades elásticas do próprio solo (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Algumas características dos solos indicam sua alta probabilidade de desenvolver grande fendilhamento nos ciclos de secagem. Uma dessas características é a presença de argilo-minerais ativos como esmectitas e vermiculitas (HOLTZ & KOVACS, 1981; MITCHELL 1993). Outra característica se refere ao fato de solos com alto índice de plasticidade (para valores superiores a 35% pode se esperar um fendilhamento excessivo) e baixo limite de contração pode mostrar a tendência ao fendilhamento e inchamento (DANIEL, 1991).

As fendas causadas no primeiro ciclo de secagem, já mudam a estrutura granular do solo, de forma irreversível (YONG & WARKENTIN, 1975).

Ensaio feitos por OMIDI & THOMAS *et al.* (1996) mostraram que em materiais com presença de argilo-minerais ativos o volume de fendas continuava a crescer de forma significativa no segundo ciclo de secagem, já em materiais sem a presença destes argilo-minerais, o volume de fendas se mantém quase constante. Isto foi demonstrado através da permeabilidade do material. Isto mostra que para a maioria dos casos, onde os argilo-minerais não são ativos, o material terá comportamento semelhante para quaisquer enésimo ciclo de molhagem ou secagem.

3.2.5 Fluxo em meio não saturado

Na natureza, a maioria dos processos de fluxo ocorre em meios não saturados. Em um solo inicialmente seco, por exemplo, sujeito à infiltração de água pela sua superfície, o gradiente hidráulico é mais alto junto à frente de umedecimento, com uma parcela preponderante do gradiente devido a efeitos de sucção. Em geral, os altos valores de gradientes desenvolvidos compensam os baixos valores dos coeficientes

de permeabilidade de solos não saturados, possibilitando assim a ocorrência de fluxo nestes materiais. (PACHECO, 2005)

O coeficiente de permeabilidade varia, portanto com o grau de saturação do meio, decrescendo com a presença de ar nos vazios. Com a diminuição do grau de saturação, os vazios maiores, responsáveis em grande parte pela condutividade hidráulica do meio poroso, são os primeiros a serem drenados, interrompendo o canal de fluxo, com o volume de água neles remanescente se concentrando sob forma de meniscos no contato com as partículas. A maior parte do fluxo se transfere para os vazios menores, diminuindo assim o coeficiente de permeabilidade do meio em até 100 mil vezes em relação ao seu valor na condição saturada. Para baixos teores de umidade ou altas sucções o coeficiente de permeabilidade pode ser tão pequeno que podem ser necessários gradientes hidráulicos elevados ou intervalos de tempo muito grandes para que seja possível detectar a ocorrência de fluxo no meio. (PACHECO, 2005)

A equação geral que governa o fluxo através de meios não saturados é naturalmente mais complexa do que a correspondente equação para meios saturados em virtude da interdependência entre os valores do coeficiente de permeabilidade e da carga de pressão (sucção) por meio da chamada função de condutividade hidráulica (ver Figura 3.4). No caso de fluxo transiente, é ainda necessário conhecer a variação do teor de umidade volumétrico com a poro pressão (função do teor de umidade volumétrico ou função característica de sucção como apresentado na Figura 3.5). (PACHECO, 2005).

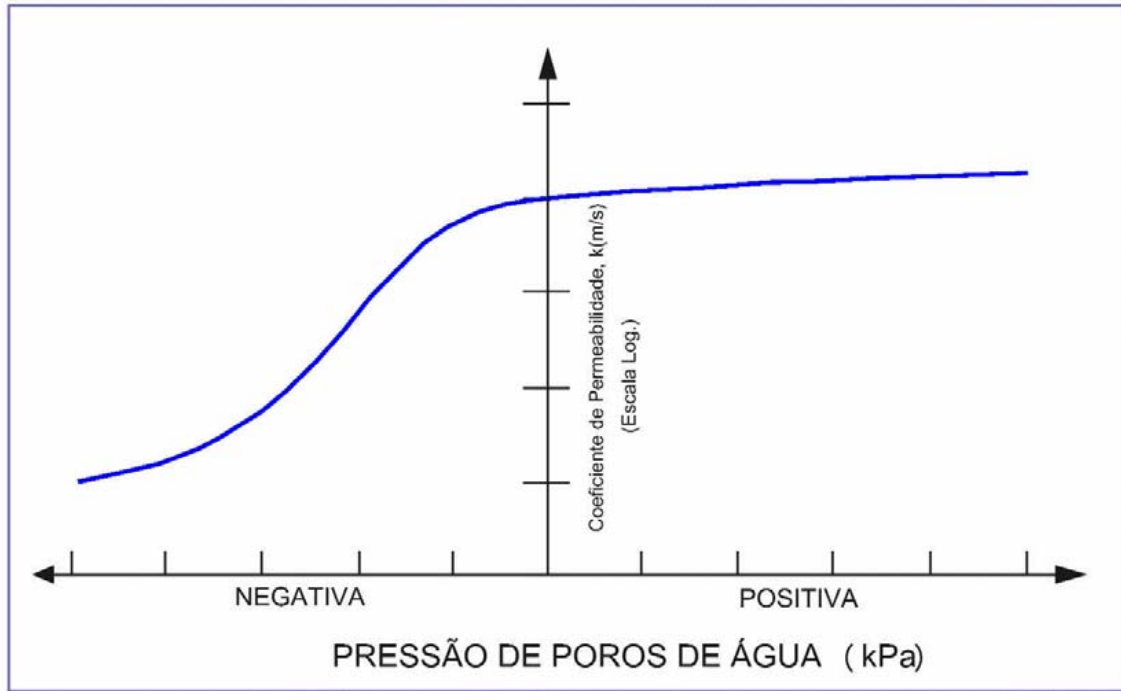


Figura 3-4 – Função de condutividade hidráulica (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).

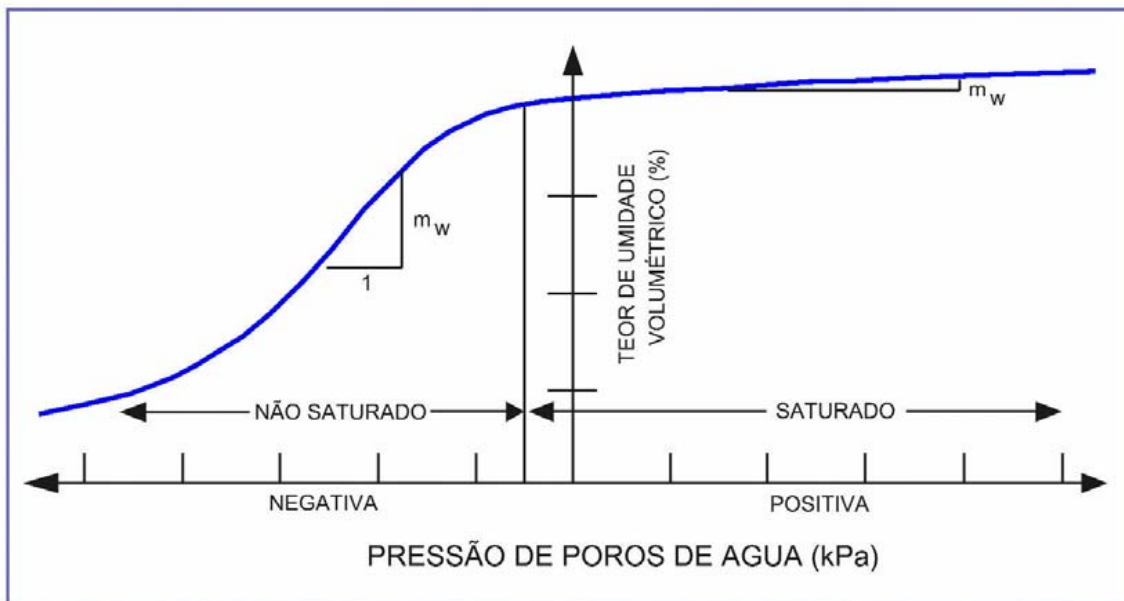


Figura 3-5– Função do teor de umidade volumétrica (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).

Uma análise geral de processos de fluxo através de meios porosos, portanto requer o conhecimento de ambas as funções com base na realização direta de ensaios de laboratório ou por meio indireto através de correlações. A função do teor de umidade volumétrica pode ser prevista com base na curva de distribuição granulométrica e a função de condutividade hidráulica pode ser obtida utilizando-se a

função do teor de umidade volumétrico e o coeficiente de permeabilidade na condição saturada. (PACHECO, 2005).

As formas de medidas diretas são apresentadas na parte de ensaios de laboratório neste mesmo capítulo, e as formas de obtenção indireta destas propriedades, são mostradas logo a seguir no item 3.2.4 (b).

3.2.6 Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

Não existe uma única equação que descreva a função de resistência ao cisalhamento dos solos na situação não saturada. O conhecimento das propriedades de resistência ao cisalhamento de um solo é necessário para a resolução de diversos tipos de problemas como os de estabilidade de taludes, projetos de fundações e estruturas de contenção.

A variável de estado de tensões (TERZAGHI,1936 segundo FREDLUND, XING, *et al*,1995) tem sido usada na teoria de Mohr-Coulomb para prever a resistência ao cisalhamento de solos saturados. A equação de resistência ao cisalhamento é expressa como uma função linear da tensão normal efetiva e é dada pela Expressão 3.6 (FREDLUND, XING, *et al*,1995):

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-6})$$

onde:

- τ → Tensão cisalhante suportada pelo solo;
- c' → Coesão efetiva do material;
- σ' → Tensão normal efetiva;
- ϕ' → Ângulo de atrito interno efetivo;

Esta expressão clássica de Terzaghi (1936), se mostrou tão eficiente para a resolução de problemas envolvendo a resistência ao cisalhamento para solos saturados, que houveram várias tentativas de generalizações dessa expressão para diferentes estágios de saturação no solo. As expressões em primeira linha tentaram alterar apenas o valor tensão normal efetiva. Posteriormente percebeu-se que o ângulo de atrito no solo também sofria efeitos da não saturação do solo.

O conceito que separavam os efeitos de tensões totais no solo dos de tensão efetiva foi apresentado por BIOT (1941) que apresentou uma teoria geral de adensamento tridimensional, com bolhas de ar oclusas. Neste artigo as tensões totais foram reconhecidas como a soma da tensão efetiva e a poro pressão.

A seguir mostram-se duas propostas das mais usadas, uma com a diretriz de uso do valor correto de tensão efetiva (equação de Bishop (1958)), e a outra que já teve o cuidado de mostrar a variação do ângulo de atrito do solo com o nível de saturação (equação de Fredlund *et al* (1978)). A equação mais apropriada para o uso em análises de estabilidade de taludes é a de Fredlund *et al* (1978).

a) Equação de Bishop (1959)

A equação de Bishop é a mais antiga e respeitada equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados. A expressão de Bishop está escrita a seguir:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-7})$$

Sendo

$\chi \rightarrow$ Parâmetro que é função do grau de saturação;

O fator χ assume o valor um para o solo saturado e zero para o solo completamente seco. Seu valor depende principalmente do grau de saturação e de forma secundária da estrutura do solo e de ciclos de secagem e umedecimento. (BISHOP *et al* 1960, segundo RIOS FILHO,2006). O grande problema em relação a esta expressão é a dificuldade de se obter o valor de χ .

Com a expressão 3.6 e 3.7, consegue-se obter a expressão de resistência ao cisalhamento não saturada descrita na expressão 3.8.

$$\tau = c' + ((\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)) \text{tg} \phi' \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-8})$$

b) Equação de Fredlund et al (1978)

Esta equação pode ser caracterizada por quaisquer dois dos seguintes três estados de tensões: $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. A seguir é apresentada a equação de Fredlund et al (1978):

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-9})$$

onde:

$\phi^b \rightarrow$ Ângulo que indica a razão de incremento de resistência ao cisalhamento relativo à variação da sucção mátrica $(u_a - u_w)$.

$\phi' \rightarrow$ ângulo que indica a razão de aumento da resistência ao cisalhamento em relação à tensão normal $(\sigma_n - u_w)$.

O parâmetro β representa o decréscimo da resistência ao cisalhamento efetiva com o aumento da sucção mátrica. O valor de β varia de 1, na saturação até 0 quando o solo está completamente seco.

$$\beta = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-10})$$

3.2.7 Relações entre características da Curva Característica e outras propriedades do solo

Os ensaios que descrevem o comportamento não saturado do solo, como ensaios para obtenção de permeabilidade não saturada e funções de resistência ao cisalhamento são muito caros, e muitas vezes difíceis e demorados. A curva característica de retenção do solo é a forma mais simples e representativa do comportamento não saturado do material, com custos razoavelmente menores. Os custos podem cair mais ainda se for possível estimar a curva característica pela análise granulométrica do solo.

a) Relação entre Curva Granulométrica e Curva Característica do solo

A distribuição granulométrica do solo costuma ser usado apenas para sua classificação. Porém há o potencial de usar a distribuição granulométrica como base para estimativa do comportamento não saturado do solo. Vários métodos são propostos na literatura usando a distribuição granulométrica como base para obtenção da curva característica do solo.

Há vários estudos em regiões temperadas, mas as relações da curva de retenção com a curva granulométrica não são adequadas às condições dos solos do Brasil, já que a textura de muitos solos tropicais encontra-se fora do espaço de validação das funções de pedotransferência (TORMASELLA, ET AL, 2000 segundo PERAZA, REICHERT, *et al*).

A seguir são apresentadas duas formas apresentadas por FREDLUND *et al*, 2000, sendo um modelo de forma unimodal e um de forma bimodal. As equações apresentadas mostraram bom comportamento nos solos bem graduados e com “degraus”. A equação unimodal mostra ser bem representativa para solo até na granulometria silte argila.

- **Função de pedotransferência (equação unimodal)**

$P_p(d)$ = Porcentagem que passa para um determinado diâmetro d

a_{gr} – Parâmetro relacionado ao primeiro ponto de inflexão da curva

n_{gr} – Parâmetro relacionado à maior inclinação da curva (derivada máxima)

m_{gr} – Parâmetro relacionado com a forma da curva na porção de finos da curva

d_r - Parâmetro relacionado com a quantidade de finos no solo

d – Diâmetro de qualquer partícula

d_m – diâmetro mínimo aceitável para qualquer partícula

$$P_p(d) = \frac{1}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{a_{gr}}{d} \right)^{n_{gr}} \right]^{m_{gr}}} \left\{ 1 - \frac{\left[\ln \left(1 + \frac{d_r}{d} \right) \right]^7}{\left[\ln \left(1 + \frac{d_r}{d_m} \right) \right]^7} \right\} \dots\dots\dots \text{(Expressão 3-11)}$$

• **Função de pedotransferência (equação bimodal)**

$$P_p(d) = \left\{ \left[\frac{1}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{a_{bi}}{d} \right)^{n_{bi}} \right]^{m_{bi}}} \right] + (1-w) \left[\frac{1}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{j_{bi}}{d} \right)^{k_{bi}} \right]^{l_{bi}}} \right] \right\} \left\{ 1 - \left[\frac{\ln \left(1 + \frac{d_{rbi}}{d} \right)}{\ln \left(1 + \frac{d_{rbi}}{d_m} \right)} \right]^7 \right\}$$

.....(Expressão 3-12)

- a_{bi} – Parâmetro relacionado ao primeiro ponto de inflexão da curva
- n_{bi} - Parâmetro relacionado à maior inclinação da curva (derivada máxima)
- m_{bi} - Parâmetro relacionado com a forma da curva
- j_{bi} - Parâmetro relacionado ao segundo ponto de inflexão da curva
- k_{bi} - Parâmetro relacionado à segunda maior inclinação da curva (derivada máxima)
- l_{bi} - Parâmetro relacionado com a forma da curva na porção de finos da curva
- d_{rbi} - Parâmetro relacionado com a quantidade de finos no solo
- w – Proporção em peso entre o peso da porção granular e o peso do total da amostra

Conhecendo a equação de pedotransferência adequada para caracterizar a distribuição granulométrica do solo, fica mais fácil conhecer o valor da porcentagem de material correspondente à qualquer diâmetro. Isto é extremamente importante para desenvolver o modelo de Arya e Paris (1981), para predizer a curva característica do material.

Devido às dificuldades experimentais e ao longo tempo envolvido nessas determinações, têm-se observado um crescente interesse por métodos indiretos de estimativa da capacidade de retenção da água nos solos, os quais utilizam dados taxonômicos simples. Dentre eles, os mais importantes são os métodos da Função de Pedotransferência (PTF), o qual descreve equações que expressam dependências da retenção da água e condutividade hidráulica com parâmetros básicos disponíveis em levantamentos de solos e o modelo de Arya e Paris (1981), o qual usa a similaridade entre as curvas de distribuição do tamanho de partículas e as curvas de retenção de água no solo.

• **Modelo de Arya e Paris (1981)**

O modelo de Arya e Paris (1981) é proveniente de observações a respeito da similaridade entre a forma da curva de distribuição granulométrica e a curva de

retenção dos materiais. Admitindo que a curva de retenção do material esteja intimamente ligada ao tamanho dos poros do material, e que o tamanho dos poros estão intimamente ligados ao tamanho de cada uma das partículas presentes no solo. A partir da curva granulométrica do material e da forma de empacotamento deste pode se representar a curva de retenção do material. (ARYA & PARIS1981)

No procedimento para determinar a curva de retenção pela distribuição granulométrica, divide-se a curva granulométrica em “n” parcelas e arranja a massa de solo para formar uma amostra de estrutura natural. Então se imagina que cada parcela de um determinado tamanho forma um domínio discreto e juntando os domínios discretos de cada parcela, monta-se então uma estrutura com o peso específico natural da amostra. (ARYA & PARIS1981)

Computa-se o volume de poros associados a cada parcela pela formulação a seguir:

$$V_{vi} = \frac{W_i}{G\gamma_w} \times e \quad i=1,2,\dots,n \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-13})$$

onde:

V_{vi} → Volume de poros por unidade de amostra associadas com as partículas sólidas na faixa de tamanho da i-ésima parcela da amostra;

W_i → Peso de solo por unidade de amostra para a i-ésima parcela;

G → Densidade Real do grão

O volume dos poros V_{vi} gerado por cada tamanho de partícula é progressivamente acumulado e considerado preenchido com água. A umidade volumétrica é então computada pela formulação a seguir: (ARYA & PARIS1981)

$$\theta_{vi} = \sum_{j=1}^{j=i} \frac{V_{vj}}{V_b}; \quad i=1,2,\dots,n \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-14})$$

onde:

θ_{vi} → Umidade volumétrica representada pelo volume de poro para o qual o maior poro corresponde ao limite superior de tamanho de grão da i-ésima parcela;

V_b → Volume de solo por unidade de amostra dado pela seguinte expressão:

$$V_b = \sum_{j=1}^{j=n} \frac{W_j}{\gamma_w G_j} = V_S; i=1,2,\dots,n \dots \dots \dots \text{(Expressão 3-15)}$$

Uma unidade volumétrica média correspondente ao ponto médio de uma faixa de tamanho de partículas é dada aproximadamente por:

$$\theta_{vi}^* = \frac{\theta_{vi} + \theta_{vi+1}}{2} \dots \dots \dots \text{(Expressão 3-16)}$$

onde:

θ_{vi}^* → Umidade volumétrica média para um volume de poro para o qual o maior tamanho de poro corresponde ao ponto médio da i-ésima faixa de tamanho de partículas;

Se a massa de solo da i-ésima faixa for representada por n partículas esféricas e se todo o volume dos poros for formado pela união entre as partículas desta faixa de diâmetros, então:

$$V_{pi} = \frac{n_i 4\pi R_i^3}{3} = \frac{W_i}{G\gamma_w} \dots \dots \dots \text{(Expressão 3-17)}$$

$$V_{vi} = \pi r_i^2 h_i = \frac{W_i e}{G\gamma_w} \dots \dots \dots \text{(Expressão 3-18)}$$

onde:

V_{pi} → É o volume total de partículas na faixa i;

R_i → É o tamanho de raio médio das partículas;

r_i → É o tamanho de raio médio dos poros;

h_i → É o comprimento total dos poros;

Dividindo a expressão 3.17 pela 3.18, têm-se:

$$\frac{r_i^2}{R_i^3} = \frac{4n_i e}{3h_i} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-19})$$

Para uma dada mistura de partículas, propõe-se aproximar o comprimento dos poros ao número de partículas que acompanha a trajetória multiplicada pela contribuição de cada partícula. Assim em um cubo fechado, a mistura de partículas de tamanho uniforme e formato esférico, o comprimento total será de $n_i 2R_i$. Dentro da natureza, o comprimento dos poros dependerá das formas particulares de cada partícula, seus tamanhos e orientações. Isto porque claramente num solo real as partículas são não esféricas, então se assume que cada partícula contribui com um comprimento que é maior que o diâmetro de uma esfera equivalente. Como consequência, o número de partículas esféricas com raio R_i necessárias para obter o comprimento total em um solo natural excederá o número n_i . Desta forma o número de partículas necessárias será de n_i^α onde $\alpha > 1$. O comprimento total h_i será $n_i^\alpha 2R_i$. Substituindo h_i na Expressão 3.23 têm-se:

$$r_i = R_i \sqrt{\frac{4en_i^{(1-\alpha)}}{6}} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-20})$$

O valor de n_i da equação 3.24 pode ser obtido da equação 3.21 e α deve ser determinado empiricamente. De acordo com ARYA & PARIS1981 o valor de α é função do raio médio da partícula como apresentado na α foram obtidos com solos bem variados que continham dados de curva de retenção e granulometria.

A Figura 3.6 mostra que para partículas entre 4 μ m e 100 μ m, o valor de α não muda de forma significativa. ARYA & PARIS1981, mostraram que para os solos testados α ficou em geral dentro da faixa de 1,31 a 1,43. Para as partículas de raio superior a 100 μ m, a tendência do valor de α cair ligeiramente, mas de forma não muito definida. Porém essa indefinição para partículas maiores não afeta muito pois estas são as menos responsáveis pelo desenvolvimento de sucções.

Nesta figura os valores de α foram obtidos com solos bem variados que continham dados de curva de retenção e granulometria.

A Figura 3.6 mostra que para partículas entre 4µm e 100 µm, o valor de α não muda de forma significativa. ARYA & PARIS1981, mostraram que para os solos testados α ficou em geral dentro da faixa de 1,31 a 1,43. Para as partículas de raio superior a 100 µm, a tendência do valor de α cair ligeiramente, mas de forma não muito definida. Porém essa indefinição para partículas maiores não afeta muito pois estas são as menos responsáveis pelo desenvolvimento de sucções.

Uma vez que os raios dos poros sejam obtidos a sucção correspondente pode ser obtida da equação a seguir com base na capilaridade.

$$\psi_i = \frac{2T_s \cos \beta}{G\gamma_w g r_i} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-21})$$

onde:

ψ_i → É a sucção correspondente à parcela i de solo;

T_s → Tensão superficial da água;

g → Aceleração da gravidade;

β → Ângulo de inclinação da tensão superficial;

O valor de tensão superficial da água é relacionado diretamente à sua temperatura conforme se mostra na Tabela 3-2 . Segundo ARYA & PARIS1981, para os propósitos mais convencionais e onde não se têm valores mais balizados de temperatura e ângulo de contato da tensão superficial utiliza-se os valores de 25° para a temperatura e 0° para o ângulo.

Temperatura (°C)	Tensão Superficial (mN/m)
0	75,70
10	74,20
15	73,50
20	72,75
25	72,00
30	71,20
40	69,60
50	67,90
60	66,20
70	64,40
80	62,60
100	58,80

Tabela 3-2 – Tensão superficial da interface ar – água (KAYE & LABY, 1973, segundo FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

b) Relação entre o coeficiente de permeabilidade não saturado e a Curva de Retenção do solo

Há alternativas de obtenção da função de condutividade hidráulica que pode ser obtida por meio de uma função do teor de umidade volumétrica determinada em laboratório (célula de pressão), ou modelada através de várias propostas publicadas na literatura. Esta função é dependente dos valores da poro pressão, conforme ilustra a curva característica de sucção da Figura 3-6. Quando o grau de saturação for 100%, o teor de umidade volumétrico é equivalente à definição da porosidade do solo, razão entre o volume de vazios e seu volume total. A inclinação da curva característica de sucção (m_w) (ver Figura 3-5) representa a taxa de variação da quantidade de água armazenada em resposta à variação da poro pressão da água existente nos vazios.

A função do teor de umidade volumétrico para solos coesivos tem configuração relativamente horizontal enquanto que para solos granulares pode apresentar-se bastante inclinada (ver Figura 3-6) evidenciando que além dos valores de poro pressão (água) a curva característica de sucção depende também das propriedades da estrutura sólida (solo).

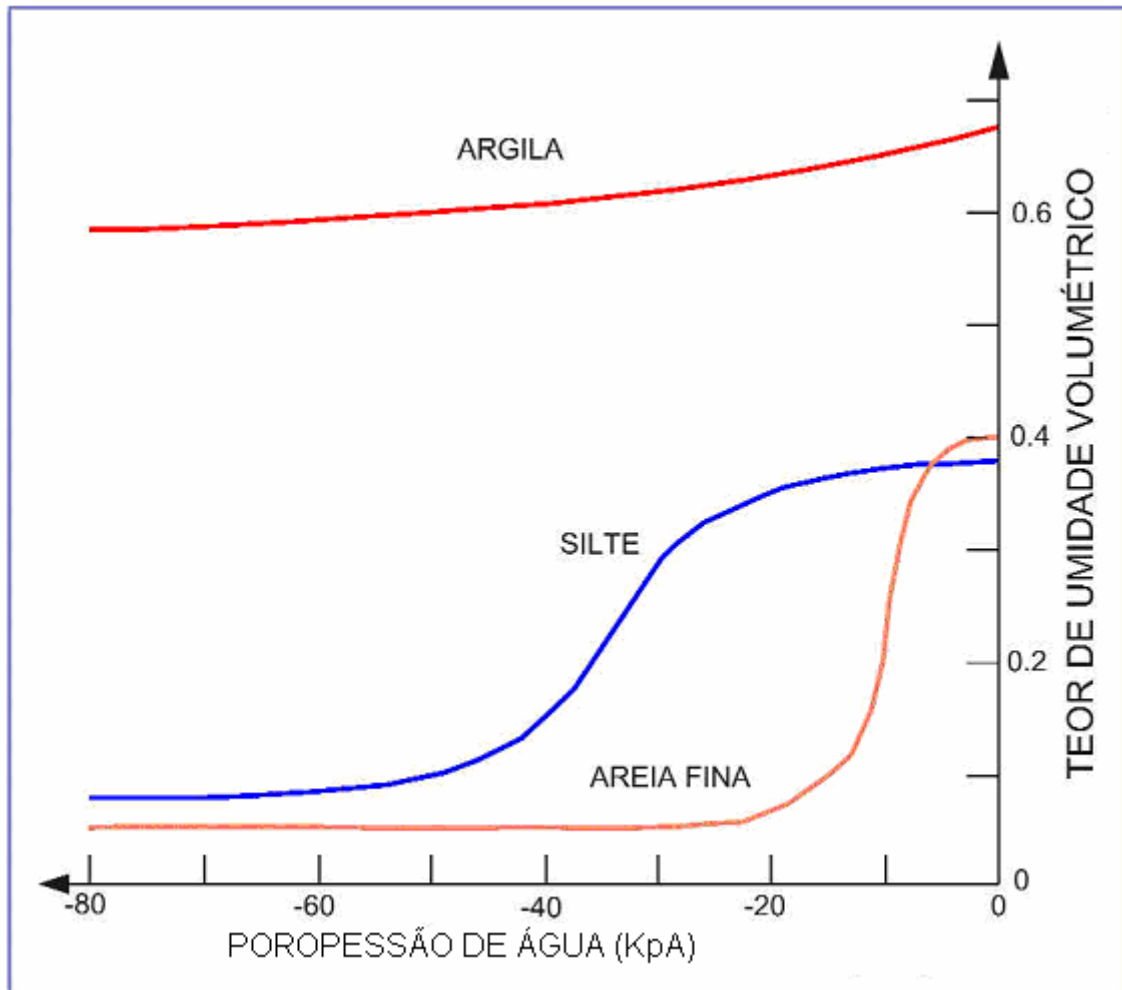


Figura 3-6 - Funções do teor de umidade volumétrica para areia fina, silte e argila (HO, 1979).

Método de Fredlund, Xing e Huang (1994)

Este método permite calcular o coeficiente de permeabilidade k correspondente ao teor de umidade volumétrica θ através da integração (ou soma) da função do teor de umidade volumétrica proposta por Fredlund e Xing (1994) no intervalo de sucção entre 0 a 10^6 kPa. Este método produz, em princípio, melhores resultados para solos arenosos do que para coesivos.

$$k(\psi) = k_s \frac{\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{y_i}) - \theta(\psi)}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})}{\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{y_i}) - \theta_s}{e^{y_i}} \theta'(e^{y_i})} \dots\dots\dots \text{(Expressão 3-22)}$$

Onde:

- $k(\psi)$ → Coeficiente de permeabilidade na sucção ψ (m/s),
- k_s → Coeficiente de permeabilidade na condição saturada (m/s),
- N → Número de intervalos de integração ao longo da curva característica de Sucção,
- y_i → Logaritmo da sucção no meio do intervalo $[i, i+1]$,
- i → Número do intervalo de integração,
- j → Intervalo de integração correspondente à sucção ψ ,
- ψ → Sucção correspondente a j-ésimo intervalo,
- θ' → Derivada da equação 3.27.

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \dots\dots\dots \text{(Expressão 3-23)}$$

$$\theta' = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m}$$

Onde:

a → Parâmetro da função de teor de umidade volumétrico relacionado com o valor de entrada de ar (ver Figura 3-2)

n → Parâmetro da função de teor de umidade volumétrico que controla a inclinação no ponto de inflexão da curva,

m → Parâmetro da função de teor de umidade volumétrico relacionado com o teor de umidade volumétrico residual,

$C(\psi)$ = função apresentada na Expressão 3.28

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{C_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{C_r} \right)} \dots\dots\dots \text{(Expressão 3-24)}$$

Onde:

C_r → Constante relacionada com a sucção mátrica no teor de umidade volumétrico residual. Um valor típico é aproximadamente 1500 kPa.

Método de Green e Corey (1971)

Este método foi desenvolvido para calcular a função de condutividade hidráulica para solos não saturados com base na função característica de sucção foi também proposto por Green e Corey (1971), produzindo resultados com precisão suficiente para a maioria das aplicações (ELZEFTAWY E CARTWRIGHT, 1981 segundo PACHECO,2005). A expressão que rege este método está descrita na expressão 3.25.

$$k(\theta)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \frac{30T^2}{\mu g \eta} \frac{\xi^p}{n^2} \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)h_i^{-2}] \dots\dots\dots \text{(Expressão 3-25)}$$

Onde:

$k(\theta)_i$ = Coeficiente de permeabilidade correspondente ao teor de umidade volumétrico

θ_i ;

$\frac{k_s}{k_{sc}}$ = Razão entre o coeficiente de permeabilidade saturado medido k_s e calculado k_{sc} ;

k_{sc} ;

n = número de intervalos de sucção considerados;

h_i = carga de sucção (cm);

m = máximo intervalo de integração (soma), correspondente ao teor de umidade volumétrico na condição saturada;

n = número total de intervalos entre i e m

T = tensão superficial da água (dyn/cm)

ξ = porosidade na condição saturada;

η = viscosidade da água

g = aceleração da gravidade

μ = massa específica da água (g/cm³)

p = parâmetro cujo valor, de acordo a literatura, está no intervalo [1-2].

O termo $\frac{30T^2 \xi^p}{\mu g \eta n^2}$ é constante e pode ser feito igual a 1 no processo de obtenção da forma da função de condutividade hidráulica desejada. A forma geométrica é fundamentalmente controlada pelo termo no interior do somatório da equação (3.5). Uma vez conhecida a forma da curva, sua posição final é obtida pela restrição de que deve passar pelo valor conhecido k_s na condição saturada.

Método de Van Genuchten (1980)

Van Genuchten, propôs a seguinte equação analítica para determinação do coeficiente de permeabilidade não saturado k_ψ de um solo em função da sucção mátrica ψ :

$$k_v = k_s \frac{[1 - (\alpha\psi^{(n-1)}) \times (1 + \alpha\psi^n)^{-m}]^2}{[(1 + \alpha\psi^n)^n]^{\frac{m}{2}}} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-26})$$

Onde:

- k_s = coeficiente de permeabilidade na condição saturada;
- a, n, m = parâmetros para ajuste da curva com ($m = 1-1/n$), $n > 1$

Da expressão 3.30 observa-se que a função de condutividade hidráulica pode ser estabelecida conhecendo-se o coeficiente de permeabilidade na condição saturada e dois parâmetros de ajuste da curva (a, n ou a, m). De acordo com van Genuchten (1980) estes parâmetros podem ser estimados da função de teor de umidade volumétrico considerando-se um ponto P equidistante do teor de umidade volumétrico nas condições saturada e residual.

Se θ_p for o teor de umidade volumétrico neste ponto e ψ_p o correspondente valor da sucção mátrica, então a inclinação S_p da tangente à função neste ponto pode ser calculada como:

$$S_p = \frac{1}{\theta_s - \theta_r} \frac{d\theta_p}{d(\log \psi_p)} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-27})$$

Van Genuchten, 1981 sugeriu o seguinte procedimento para estimativa dos parâmetros a e m após a avaliação de S_p pela expressão 3.31:

$$m = 1 - \exp(-0,8S_p), \text{ para } 0 < S_p < 1 \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-28})$$

$$m = 1 - \frac{0,5755}{S_p} + \frac{0,1}{S_p^2} + \frac{0,025}{S_p^3} \text{ para } S_p > 1 \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-29})$$

$$a = \frac{1}{\psi_p} \left(2^{\frac{1}{m}} - 1 \right)^{(1-m)} \dots\dots\dots(\text{Expressão 3-30})$$

Alternativamente, e principalmente nos casos em que o teor de umidade volumétrico residual não é claramente identificado, o método dos mínimos quadrados considerando-se ajustes não-lineares (van Genutchen, 1978) pode ser empregado para determinação simultânea dos parâmetros a , m e θ_r .

3.3 Interações do ambiente na infiltração

3.3.1 Influência de raízes no solo

O processo de interação dos sistemas radiculares e o solo é um processo no qual, as propriedades interagem mutuamente entre si. O principal movimento exercido pelas raízes em crescimento é radial (aumento do diâmetro), implicando na compressão dos agregados e na reorientação das partículas do solo, o que leva a um aumento da densidade aparente na região adjacente às raízes (JANSEN, 2001).

Experimentos mostram que a presença de densa malha de raízes e da rápida incorporação de matéria orgânica ao solo como os principais agentes da variação vertical da condutividade hidráulica e da densidade aparente. (BONELL *et al* 1981, segundo JANSEN 2001).

A alta densidade de raízes e contínua incorporação de matéria orgânica podem em alguns casos (como o caso de florestas) também promover uma melhoria na estrutura do solo, o que é observado pela presença de um horizonte A bem desenvolvido promovendo um aumento na capacidade de infiltração do solo. (BONELL & GILMOUR 1978, segundo JANSEN 2001).

Nas camadas superficiais do solo de encostas vegetadas, as principais razões para o aumento da permeabilidade e capacidade de infiltração é a presença de raízes e dutos formados pelas raízes mortas. (GREENWAY 1987, segundo JANSEN 2001).

A extração de água promovida pelas raízes aumenta os ciclos de molhagem e secagem do solo, o que pode modificar a estrutura do solo de forma tal que aumentam os sistemas radiculares, a agregação e estabilidade dos agregados, e há rompimento dos agregados maiores, aumentando assim a porcentagem de finos do solo. (MATERECHERA *et al* 1992 e VAN NOORDWIJK *et al* 1993a segundo JANSEN 2001).

3.3.2 Influência da cobertura do solo no ciclo hidrológico

A cobertura vegetal influencia diretamente no ciclo hidrológico, nos processos pedogenéticos e na dinâmica do relevo. A cobertura vegetal influencia na interceptação da água de chuva, influenciando assim o processo de infiltração no solo, tendo portanto, grande importância na dinâmica hidro-erosiva.

O papel da vegetação na dinâmica hidro-erosiva pode ser dividido pela influência das partes aéreas: copa das árvores (responsáveis pela interceptação e fluxo de atravessamento); troncos (responsáveis pelo fluxo de tronco); serrapilheira (armazenagem de água e redistribuição), e das partes subterrâneas: raízes (extração de umidade do solo, definição de rotas preferenciais de infiltração, ancoragem e reforço mecânico). (JANSEN, 2001)

Além da interceptação, a vegetação limita a ação dos fluxos superficiais, absorve a energia das gotas de chuva (diminui a erosão por salpico), aumenta a resistência do solo pela ancoragem de raízes e extrai umidade através da transpiração. (JANSEN, 2001).

O processo hidrológico se inicia com a interceptação da água da chuva pela vegetação. A parcela da chuva que atinge o solo (precipitação terminal) é a soma do fluxo de atravessamento e de tronco. A precipitação terminal é interceptada e estocada pela serrapilheira que redistribui a água para ser infiltrada no solo. Ocorre então o processo de percolação, infiltração e geração de fluxos subsuperficiais.

A taxa de extração da água do solo pelas plantas depende de diversos fatores tais como: o tipo, tamanho e espécie do vegetal, tempo, clima declividade, umidade e características do solo. (GRENWAY, 1987, *segundo* JANSEN, 2001).

É importante frisar que existem estudos que mostram taxas de extração da água do solo em relação á várias espécies vegetais, mas não existem estudos conclusivos ainda em respeito a plantações de eucaliptos. Ainda mais considerando a quantidade imensa de espécies diferentes de eucaliptos.

Em solos com horizontes diferenciados, podem ser facilitadas as condições para o desenvolvimento de fluxos subsuperficiais. Onde tiver um horizonte de granulometria mais grossa sobrepondo um de granulometria mais fina, será mais fácil que o fluxo se dê horizontalmente do que percole para o horizonte abaixo. Ocorrendo então um fluxo preferencial horizontal (maior parcela de vazão) do que de fluxo descendente. Desta forma a descarga ocorrerá imediatamente acima da zona de contato entre as camadas (JANSEN, 2001).

Como resultado, ocorre a saturação da camada superior, acompanhada pela formação de uma frente de umidade na mesma, além de passar a representar uma faixa de impedimento para a água que vem através do material grosseiro acima, o qual, diante um gradiente gravitacional, promoverá a produção do fluxo subsuperficial. Desta forma, a descarga ocorrerá imediatamente acima da zona de contato entre as camadas (WHIPKEY & KIRKBY, 1978, *segundo* JANSEN, 2001).

A instabilidade da frente de umidade se torna possível, após a ocorrência de chuvas, por que assim um volume maior de água penetre até maiores profundidades do que quando a frente de umidade se mantém constante (HILL & PARLENGE, 1972, *segundo* JANSEN, 2001).

As possíveis causas da instabilidade da frente de umidade são:

- Aumento na condutividade hidráulica com a profundidade;
- Repelência à água
- Redistribuição da infiltração após um evento de chuva ou irrigação;
- Confinamento do ar do solo

- Eventos de chuva, que conseguem ser infiltrados imediatamente pelo solo; (DE ROOIJ, 2000, segundo JANSEN, 2001).

Acredita-se que a formação de caminhos preferenciais de infiltração deve-se à instabilidade na interface ar-água, a qual é decorrente da força da gravidade, que, por sua vez é mais pronunciada quanto maior o tamanho dos poros (HILL & PARLENGE, 1972, segundo JANSEN, 2001).

Os poros estruturais no solo são definidos, como os poros que ocupam todo espaço vazio do solo que não ocorre simplesmente pela irregularidade no contato entre as partículas, estes normalmente são maiores que os texturais, e, portanto mais importantes para o movimento da água no solo sob saturação (RUSSEL, 1970 & KNAPP, 1978, segundo JANSEN, 2001).

3.4 Conceitos relativos aos ensaios de laboratório

3.4.1 Determinação de Curva Característica.

Existem diversas formas de obtenção da curva característica. Pra escolher uma técnica adequada para obtenção da curva, deve se avaliar primeiramente o nível de acurácia necessária à sua situação, para a faixa de valores de sucção de interesse. Foge ao escopo deste trabalho comentar as várias técnicas de uso, ficando aqui a descrição das técnicas usadas e a motivação técnica para a o uso desta.

A técnica mais usada é a do papel filtro, pois é simples, de baixo custo e tem uma faixa ampla de utilização. Mesmo assim, para valores baixos de sucção, (usuais em ambientes de plantação), os erros desta técnica são muito grandes.

Havia a possibilidade de uso da técnica do extrator de Richards, por ser mais adequado para baixos valores de sucção. Esta técnica não pode ser usada no presente trabalho (vide capítulo 4)

Técnica do papel filtro

A realização do ensaio consiste em colocar o papel-filtro em contato direto (medida de sucção mátrica) ou indireto (medida de sucção total) com o solo. Quando não se quer que o papel filtro fique em contato direto com o solo, recomenda-se colocar um disco perfurado, normalmente com o mesmo diâmetro do corpo de prova, entre o solo e o papel-filtro. Também podem ser colocados três papéis filtro, em cada lado da amostra sendo o do meio o representativo da sucção total. Espera-se um tempo para que a umidade do papel filtro se equilibre, e mede-se esta umidade. Para cada tipo de papel filtro, existe uma curva de calibração que relaciona uma umidade com um valor de sucção.

Este tempo de equilíbrio entre a umidade do papel filtro com o solo vêm sendo estudado por diversos autores. FEUERHARMEL *et al* 2004 segundo UBALDO, BORMA, *et al.* 2006 sugere o tempo de equalização de sete dias para valores de sucção maiores que 10.000 kPa e quatro dias para valores de sucção menores que 10.000 kPa. MARINHO 1997, segundo UBALDO, BORMA, *et al.* 2006 salienta que o tempo de equalização está relacionado com o tipo e nível de sucção. O mesmo autor sugere o tempo de sete dias quando se está medindo sucção mátrica, independentemente do nível de sucção. Segundo a norma ASTM D 5298-03, o tempo mínimo de equalização entre o solo e o papel-filtro é de sete dias.

Em virtude destas informações e considerando que as medidas feitas foram de sucção mátrica, utilizou-se neste trabalho o tempo de sete dias para equalização das amostras.

O procedimento do método do papel-filtro é bastante simples, porém deve ser feito de forma bastante cuidadosa na determinação da umidade do papel-filtro. Segundo CHANDLER & GUTIERREZ 1986 segundo, UBALDO, BORMA, *et al.* 2006, o tempo de pesagem do papel-filtro deve ser de aproximadamente 30s, para evitar que o mesmo ganhe ou perca umidade para a atmosfera. Segundo MARINHO 1994-a segundo, UBALDO, BORMA, *et al.* 2006 o tempo de transferência do papel filtro para uma cápsula fechada ou um saco plástico auto-selante (tipo ziploc) deve ser de no máximo 5s.

Os corpos de prova devem ser obtidos por cravação de anel em amostra indeformada com dimensões de 2,5cm de altura e diâmetro de 5,35cm em média. Este tamanho é o mais comum de ser utilizado porém outros tamanhos de amostradores

podem ser utilizados desde que a altura do corpo de prova seja no máximo do tamanho do diâmetro. O diâmetro da amostra deve ser sempre menor que 110mm, pois o papel filtro vem em discos deste tamanho, portanto se a amostra tiver diâmetro maior que isto, será impossível cobrir a amostra com o papel como pede o ensaio.

Para obtenção dos pontos da curva de retenção devem-se obter pontos com umidades ao longo da faixa de saturação (desde umidades próximas a zero até próximas à saturação). As umidades do solo devem ser obtidas ou partindo de todas as amostras em estado bem seco, e ir umedecendo, ou do estado mais úmido e ir secando a amostra. Na primeira hipótese deixa-se as amostras secando ao ar, deixando as bem secas, onde a primeira amostra já é retirada para o ponto de menor umidade da curva. Para as outras amostras incorpora-se água em quantidades crescentes para cada amostra, deixando de um dia para o outro para equalizar a água e de forma a que estas sejam ensaiadas com umidades crescentes. Para a hipótese de partir de amostras do estado mais úmido a primeira amostra ensaiada é a mais úmida e as restantes ficam secando ao ar de forma tal que estas entrem em contato com o papel filtro, com umidades decrescentes. Cada método (umedecimento ou secagem) gera uma curva distinta de acordo com o fenômeno da histerese apresentado na Figura 3-3. A norma ASTM D 5298-03 toma como padrão utilizar as amostras partindo do estado mais úmido, por este motivo adotou-se esta prerrogativa para os ensaios de papel filtro feitos neste trabalho. A ilustração deste método é feita no capítulo 5.

A amostra continua dentro do anel, e é envolta pelos papéis-filtro (o uso de um ou três papéis filtro em cada lado da amostra vai depender do tipo de sucção a ser obtida mátrica ou total). O conjunto amostra e anel são envoltos por papel filme duas vezes e papel alumínio uma vez e colocados em isopor e mantidos em uma sala com temperatura controlada de forma a não ter variação de temperatura superior a 2°C. (Norma ASTM D 5298-03 e MARINHO 1994-b segundo RIOS FILHO,2006).

Depois de passado o tempo de equalização de umidades, retira-se as amostras, remove-se o papel alumínio e papel filme envoltos à amostra. Para a retirada do papel filme, já deve ser feita remoção usando luvas cirúrgicas e retirando com pinça, de forma a não agregar sujeira à amostra, ou mudar drasticamente o equilíbrio de umidades. Então se remove os papéis filtro

CAPÍTULO 4 TÉCNICAS PROPOSTAS, MAS NÃO UTILIZADAS POR DIFICULDADES ENCONTRADAS.

4.1 Introdução

No processo de seleção de formas de investigação (laboratório e campo) muitas metodologias acabaram por ser descartadas, por falta de tempo, verba ou razões técnicas. Apesar de não terem sido usadas nesta dissertação, estas técnicas merecem destaque por serem interessantes e poderem gerar dados muito bons para quem no futuro resolva trabalhar algum tema correlacionado ao tema desta dissertação.

As razões pelas quais se motivou qualquer uma das formas de investigação citada aqui são mostradas neste capítulo na descrição da ferramenta e de tipo de resultado interessante de se obter.

4.2 Técnicas de instrumentação

4.2.1 Ensaio de condutividade hidráulica de campo

A execução de ensaios de campo para prever a permeabilidade recai na motivação típica dos ensaios de campo; a questão de que estes são mais representativos da situação real do solo em seu ambiente. O tipo de ensaio é feito com os mesmos conceitos físicos do ensaio de permeabilidade a carga constante. Este tipo de ensaio se mostra interessante devido à dispersão dos ensaios de laboratório, e da falta de representatividade de resultados o que acontece primordialmente devido á questões de anisotropia do solo e interferências relativas ás estruturas de raízes que não podem ser bem representadas em campo.

Para desenvolver este tipo de ensaio devem ser feitos os seguintes procedimentos:

- Dentro de um poço (conforme Figura 4-1), anota-se o nível d'água natural do solo.

- Coloca-se água até chegar ao topo do tubo.
- O volume total de água adicionado ao tubo, e tempo passado no ensaio são anotados periodicamente durante o ensaio. Esta água é adicionada periodicamente, afim de em cada enchimento, voltar o nível d'água ao topo.
- É plotado um gráfico de volume total acumulado versus tempo (total do ensaio). Os primeiros pontos do ensaio não são aproveitados. O ensaio corre até que a inclinação do gráfico $\left(\frac{dV}{dt} = \text{constante}\right)$, isto sinaliza que a vazão tornou-se constante. Quando isto ocorre pode-se dizer que a descarga do poço ao meio (o solo) alcançou a condição de estado estacionário (WILSON, 1988).

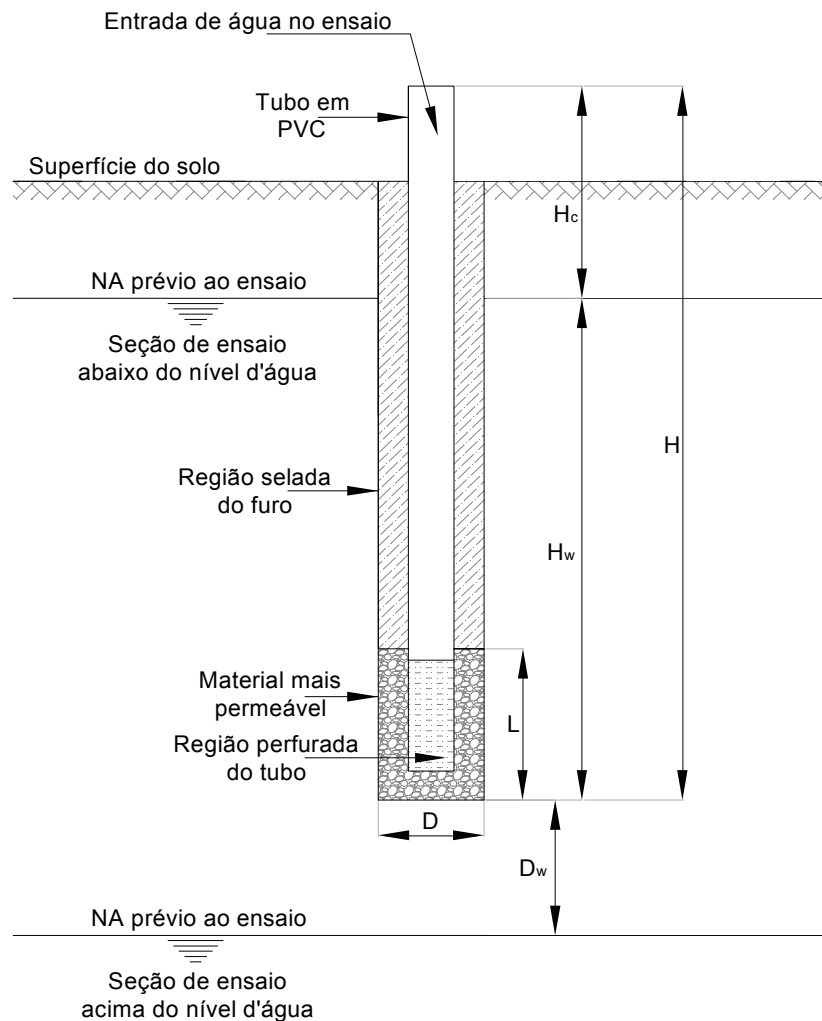


Figura 4-1 - Esquema de um poço para medição de permeabilidade *in situ* (modificado de WILSON, 1988).

Para converter a vazão de descarga no estado estacionário Q_c , em um valor de condutividade hidráulica K, os seguintes valores devem ser determinados para cada poço (Figura 4-2) (WILSON, 1988).

H → Comprimento total do poço;

H_w → Comprimento prévio da coluna d'água no poço;

L → Comprimento da seção do ensaio refere-se à porção do poço que está perfurada e sem selamento;

D → Diâmetro do furo;

D_w → Distância do fundo do poço ao nível d'água;

Zonas:

- Zona 1 → Zona do ensaio está acima do nível d'água e não saturada;
- Zona 2 → Zona do ensaio está acima do nível d'água, mas está saturada por ação capilar;
- Zona 3 → Zona do ensaio que está abaixo do nível d'água.

Quando a seção do ensaio está acima do nível d'água, as zonas 1 e 2 são identificadas pela plotagem:

$$X = \frac{H}{H + D_w} \rightarrow \text{Porcentagem de estrato não saturado;..... (Expressão 4-1)}$$

$$Y = \frac{H + D_w}{L} \rightarrow \text{Parcela de Gradiente Hidráulico;..... (Expressão 4-2)}$$

Com as Expressões 4.1 e 4.2 consegue-se identificar e separar as três zonas. Para as três zonas utiliza-se a seguinte formulação para converter Q_c em K (WILSON, 1988).

$$K = \frac{Q_c}{F \times H_c} \text{.....(Expressão 4-3)}$$

Sendo F o fator de forma e H_c a carga constante. As equações usadas para F e H_c dependem da zona conforme formulação a seguir:

Zona 1:

$$F = \frac{C_u \times D}{2} \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-4})$$

$$H_c = H \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-5})$$

Zona 2:

$$F = \frac{C_s \times D}{2} + 2D \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-6})$$

$$C_s = 5,3 \times \left(\frac{2L}{D} \right)^{0,73} \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-7})$$

$$H_c = \frac{D_w - L}{2} \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-8})$$

Zona 3:

$$F = \frac{C_s \times D}{2} + 2D \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-9})$$

$$H_c = H - H_w \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-10})$$

Onde C_s é o coeficiente de condutividade saturada e C_u é o coeficiente de condutividade não saturada. Os valores de C_s são derivados da expressão 4.7 e valores de C_u são determinados com os valores de $\frac{2H}{D}$, sobre a curva de valor adequado de $\frac{L}{H}$, no ábaco da Figura 4-2 (WILSON, 1988).

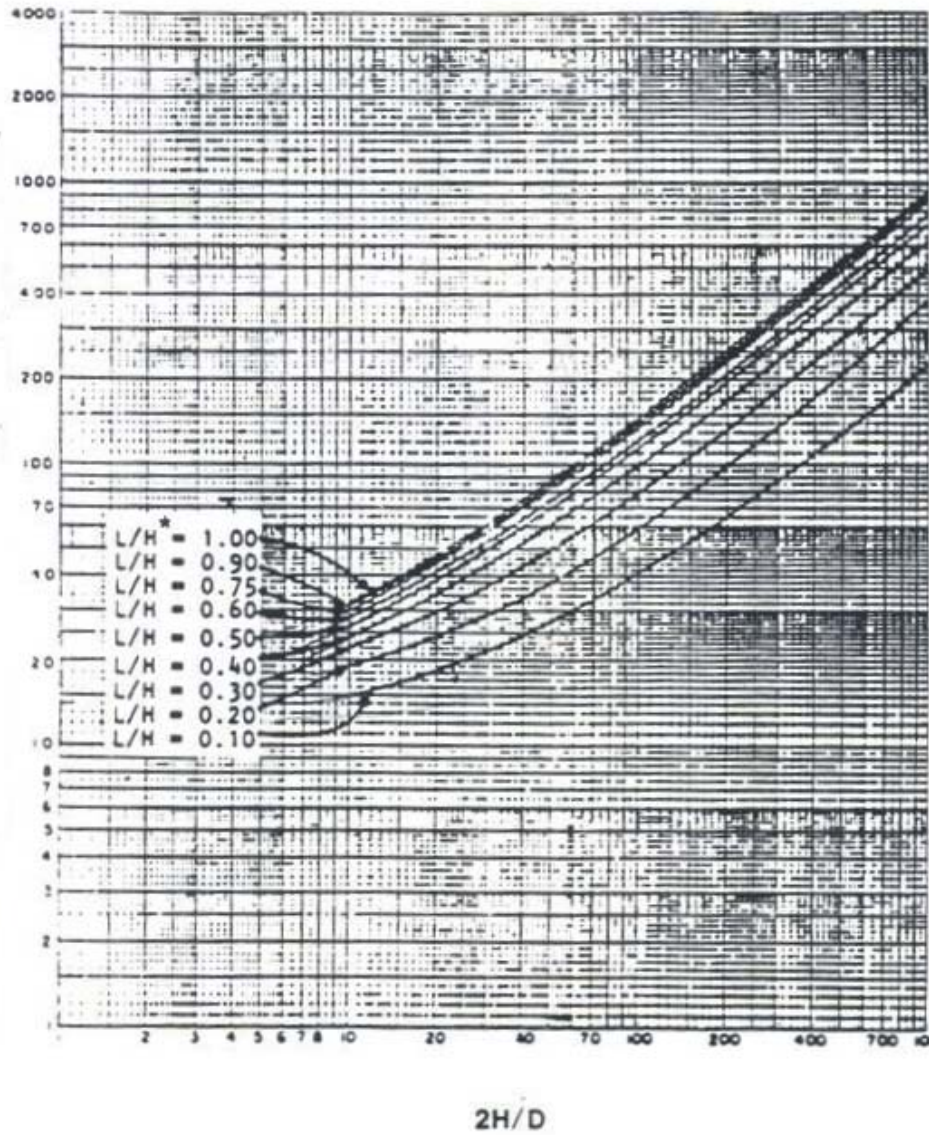


Figura 4-2 - Ábaco para obtenção do valor de C_u (WILSON 1988)

Para os poços cuja seção de ensaio está embaixo do nível d'água, os valores de F são determinados pela expressão 4.11 e a formulação para obter H_c é a expressão 4.10.

$$F = \frac{2\pi L}{\ln\left[\frac{L}{D} + 1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2\right]} \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-11})$$

4.2.2 Medidas de sucção em campo

Existem várias formas de medir sucção, porém no presente texto só serão revisadas as formas que seriam interessantes de ser utilizadas para o tipo de problema representado nesta dissertação.

Os tensiômetros são utilizados para medir diretamente a sucção mátrica do solo. Um tensiômetro deve ser composto de uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento de ar conectada a um sensor de pressão por intermédio de um tubo de ligação preenchido com água de - aerada.

Algo muito importante de se conhecer em quaisquer formas de obtenção de valores de sucção é o tempo de resposta que pode ser bem longo, principalmente em medidas de campo.

Um fator que influencia o tempo de resposta é a condutividade hidráulica saturada da pedra porosa (quanto maior a condutividade hidráulica, menor o tempo de resposta). Quando o elemento poroso estiver saturado, o ar não pode passar por este elemento, a não ser que a pressão exercida neste elemento seja maior que sua pressão de borbulhamento.

Os tensiômetros convencionais são projetados para medir sucções inferiores a 100 kPa. Acima destes valores a água cavita (fenômeno onde se formam bolhas de ar e a continuidade do líquido no reservatório é interrompida), invalidando as leituras. Um dos grandes inconvenientes que pode prejudicar o bom funcionamento de um tensiômetro é a presença de bolhas de ar. Estas podem e devem ser eliminadas durante o processo de saturação com aplicação de vácuo ou de um fluxo ascendente e o uso de água de - aerada. Porém, pode haver ar dissolvido na água, seja por falha no processo de saturação ou por difusão da água do solo para o reservatório do tensiômetro, que sob pressão tende a aumentar o tamanho da bolha de ar, interrompendo a continuidade da água do reservatório com a pedra porosa, prejudicando as leituras do aparelho. Há vários tipos de tensiômetros disponíveis, porém aqui só será mostrado o tipo de tensiômetro usado nas investigações deste trabalho.

O tipo de tensiômetro usado é o convencional. Este é composto de uma cápsula cerâmica, ligada a um manômetro de vácuo. O tubo de ligação é feito de

plástico (tubos em PVC para água fria roçáveis convencionais) devido a sua baixa condução de calor e natureza não corrosiva. O tubo e a cápsula são preenchidos com água de-aerada. Esta cápsula é permeável à água e sais, permitindo que água do tensiômetro tenha a mesma composição e concentração da água do solo. Logo, não há medida de sucção osmótica porque não há gradiente de concentração. É um dos aparelhos mais utilizados para medição da sucção, sendo limitado a valores de até 90 kPa (quando a água sofre cavitação).

Inicialmente a água no tensiômetro está na pressão atmosférica e a água no solo está numa pressão subatmosférica. Após a instalação do instrumento, a água do solo provoca uma sucção na água do tensiômetro até atingir o equilíbrio. Este processo de retirada de água provoca uma queda de tensão no aparelho. Quando o equilíbrio é obtido, o fluxo de água cessa. A diferença de pressão é calculada pelo sistema de medição e dá o valor do potencial matricial. Como desvantagem, na instalação do tensiômetro, pode haver uma alteração na estrutura do solo na região adjacente, causando fissuras que permitirão a fácil penetração da água proveniente da superfície, modificando o valor real da sucção (SOARES, 2006).

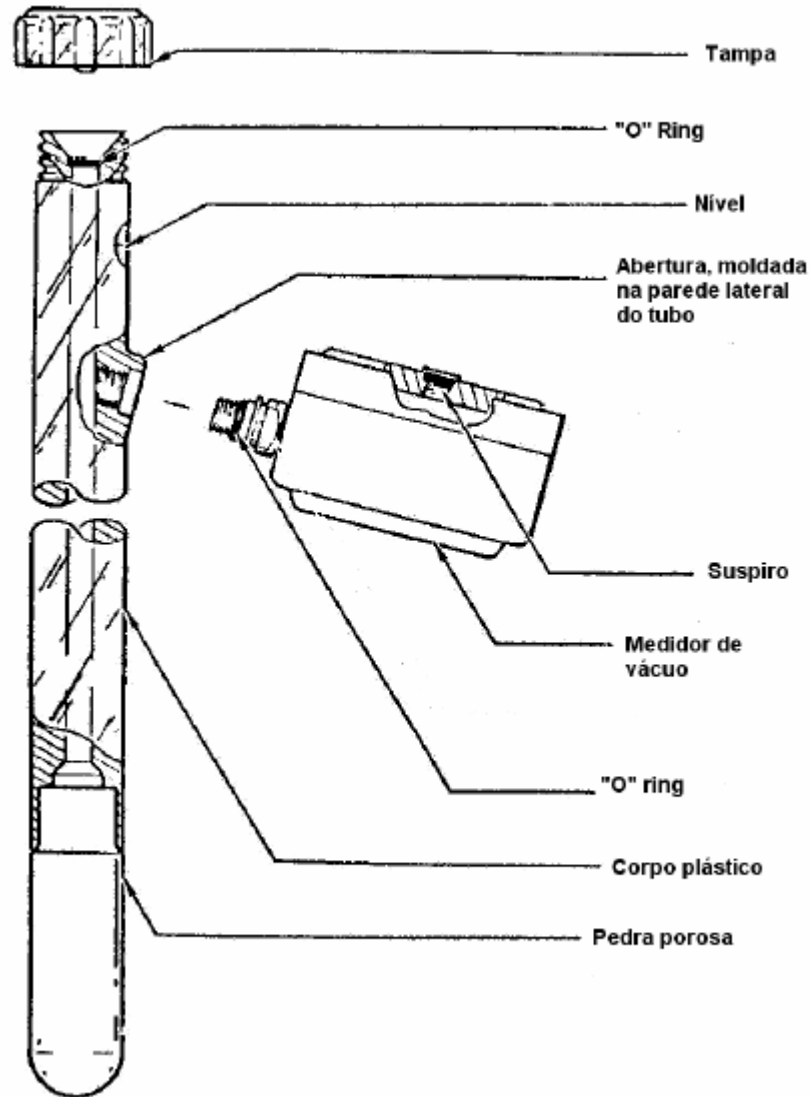


Figura 4-3 – Esquema Básico do tensiômetro convencional – (Modificado de FREDLUND E RAHARDJO,1993)

Para o uso deste tipo de tensiômetros, a água é inserida no tubo de PVC através de bomba de vácuo, de forma a saturar a pedra porosa e não permitir a entrada de bolhas de ar. Deve-se encher o tubo de PVC até a altura de saída do tubo capilar. O tensiômetro é hermeticamente selado através de uma tampa Figura 4-3 de forma a não permitir a entrada de ar ou água externos e permitir que as medidas de sucções sejam dadas pelas formulações a seguir.

$$H_p = - (13,6h - h - h_1 - h_2) \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-12})$$

- H_p → Carga Hidráulica em centímetros de água
- h → Leitura de mercúrio (em cm de mercúrio);
- h_1 → Altura no nível de mercúrio em relação à superfície do solo;

h_2 → Profundidade do tensiômetro em cm de água;

Desta forma pode ser relacionada a altura em cm de água com a dada sucção da seguinte forma:

$$H_p = \frac{P}{\gamma_w} \dots\dots\dots(\text{Expressão 4-13})$$

Então:

$$P = H_p \times \gamma_w$$

Como

$$\gamma_w = 10 \text{KN} / \text{m}^3 \text{ e}$$

$$H_p = \frac{H_p(\text{cm})}{100} \text{ (em m)}$$

$$P = \frac{H_p(\text{cm})}{100} \times 10 \text{ (em kPa)}$$

$$\frac{H_p(\text{cm})}{10} = P(\text{KPa})$$

Quando a água de dentro dos tensiômetro e submetida a tensões muito elevadas esta pode liberar gases e formar bolhas de ar. (REICHARDT, 1987, segundo SILVEIRA, 2004) Para evitar este tipo de problema SILVEIRA 2004 sugere que para este tipo de tensiômetro seja feita uma calibração semanal para a retirada das bolhas.

A leitura dos dados de tensiometria deve ser feita todos os dias, preferencialmente no mesmo horário. Por esse tipo de instrumento ser um tanto quanto rudimentar, não se conhece um tempo de resposta preciso para ele. Então para garantir qual o seu tempo de resposta e que o fluxo de água entre o solo e a cápsula porosa já se estabilizou, deve ser feito um comparativo entre a entrada de água (pluviometria), e os dados de tensiometria. Assim têm-se duas series de dados correlacionadas, que podem mostrar melhor os dados de tensiometria.

Os dados de pluviometria são coletados na área desde novembro de 2006, e continuam a ser coletados de forma ininterrupta. Assim seria possível correlacionar as series de dados de tensiometria com pluviometria. Porém como não foi possível

instalar os tensiômetros pela geometria do poço de infiltração que faria com que estes ficassem inundados, esta correlação não foi feita

4.3 Técnicas de laboratório

4.3.1 Ensaio de Inderbitzen

O ensaio de Inderbitzen é o mais favorável para avaliar a erodibilidade dos solos. A perda de solo e o fator erodibilidade K retratam o potencial de erosão dos solos. O equipamento consiste de uma rampa de inclinação variável na qual uma amostra indeformada de 15 cm de diâmetro é colocada rente ao fundo, e então é aplicada uma lâmina d água de vazão definida, produzindo um fluxo uniforme que passa sobre a amostra presa na rampa (MENDES, 2006).

No ensaio a inclinação do talude e o grau de compactação do solo, devem seguir as condições que ocorrerão no campo. O escoamento superficial deve ser provocado com uma vazão tal que levem em conta a intensidade e o tempo de concentração das chuvas da área.

A perda de solo é medida em peso de solo seco erodido com relação a área da amostra e ao tempo do fluxo da lâmina d água. Os corpos de prova são extraídos de amostras indeformadas, extraídos com tubos em PVC de 15cm de diâmetro e 10cm de altura.

Acredita-se que o escoamento satura progressivamente as agregações de partículas, diminuindo assim a resistência das mesmas. Após um tempo do início da saturação, a capacidade de arraste do escoamento é superior à resistência das agregações carreando-as.

Os solos podem ser caracterizados quanto à sua resistência à erosão. Esta caracterização é relacionada com a taxa de erodibilidade apresentada no ensaio. MENDES, 2006 sugere que os solos mais erodíveis apresentam taxa de erodibilidade superiores a $0,1 \text{ g/cm}^2/\text{min}$ e que os solos mais resistentes à erosão apresentam valores inferiores a $0,001 \text{ g/cm}^2/\text{min}$. No entanto, vale ressaltar que esse ensaio não simula os impactos das gotas das chuvas no solo, sendo que esse impacto auxilia a

desagregação das partículas da camada superficial do solo, principalmente se o solo estiver sem nenhuma cobertura vegetal.

Desta forma as áreas mais propícias à erosão (estradas e taludes de corte) ficam menos caracterizadas da situação real da erosão. Este ensaio serve então muito mais como uma forma de previsão da erosão sem a parcela proveniente do salpico de chuva. Com isso pode-se comparar com a situação da erosão de campo e ter assim, uma noção da eficiência de um tratamento superficial nos taludes e estradas.

Este ensaio é interessante para gerar dados de erosão em relação a chuvas com altos tempos de recorrência. Não é possível prever em campo erosões desta magnitude, a não ser quando da ocorrência de chuvas com tal magnitude.

4.3.2 Técnica do extrator de pressão

As curvas de retenção de água são classicamente construídas com dados obtidos pela metodologia proposta por RICHARDS, 1965, determinando uma coleção de pares de umidade do solo correspondente ao dado potencial matricial aplicado. O sistema consta de panela de pressão, placa cerâmica porosa e equipamentos de produção e controle de pressão, podendo usar tanto amostras indeformadas como deformadas. A literatura estabelece que a estrutura do solo exerça influência na retenção de água desde valores próximos a zero até valores entre -100 a -200 kPa (HILLEL, 1998; RICHARDS, 1965). Na metodologia descrita por Richards a extração de água ocorre por diferença de potencial entre a placa porosa e a amostra de solo e, o fluxo de água é exponencialmente reduzido quando o potencial matricial torna-se mais negativo, especialmente quando se aproxima de -1500 kPa, despendendo tempo muito grande para atingir o equilíbrio da umidade na amostra.

CAPÍTULO 5 REFINAMENTO DE METODOLOGIA E RESULTADOS OBTIDOS

5.1 Ensaio de Laboratório

5.1.1 Ensaio de caracterização

Apresentam-se ensaios de solos do perfil da área. O primeiro é o solo das paredes dos poços de infiltração e os seguintes são os materiais do perfil abaixo do nível da estrada.

Para o primeiro material, em que os ensaios foram feitos no início da pesquisa, a caracterização foi feita por peneiramento e sedimentação com defloculante. Nos ensaios seguintes, resolveu-se abandonar o uso de defloculante, pois o 1º solo teve uma caracterização que indicou uma enorme fração argila. Essa grande quantidade de argila fazia supor que, sua permeabilidade era alta. O que não se mostrou real nos ensaios de permeabilidade. Para questões relacionadas a fluxo (principal foco deste trabalho) as agregações de pequenas partículas, formando um falso grão maior (típico de solos tropicais), acabam funcionando como se aquele falso grão maior, fosse o tamanho de grão representativo do comportamento real do solo. Com este conceito os demais solos caracterizados, tiveram sua caracterização feita por peneiramento e sedimentação sem defloculante.

Para o primeiro solo, devido a sua grande quantidade de finos foram encontrados os limites de consistência (LL – Limite de liquidez, LP – Limite de plasticidade e LC – Limite de Contração). Nos demais não foram feitos ensaios de limites de consistência.

As amostras foram retiradas conforme esquema da Figura 5-1. As características destes solos do perfil estão colocadas na Tabela 5.1, e as curvas granulométricas estão colocadas nas Figura 5.2 e Figura 5.3.

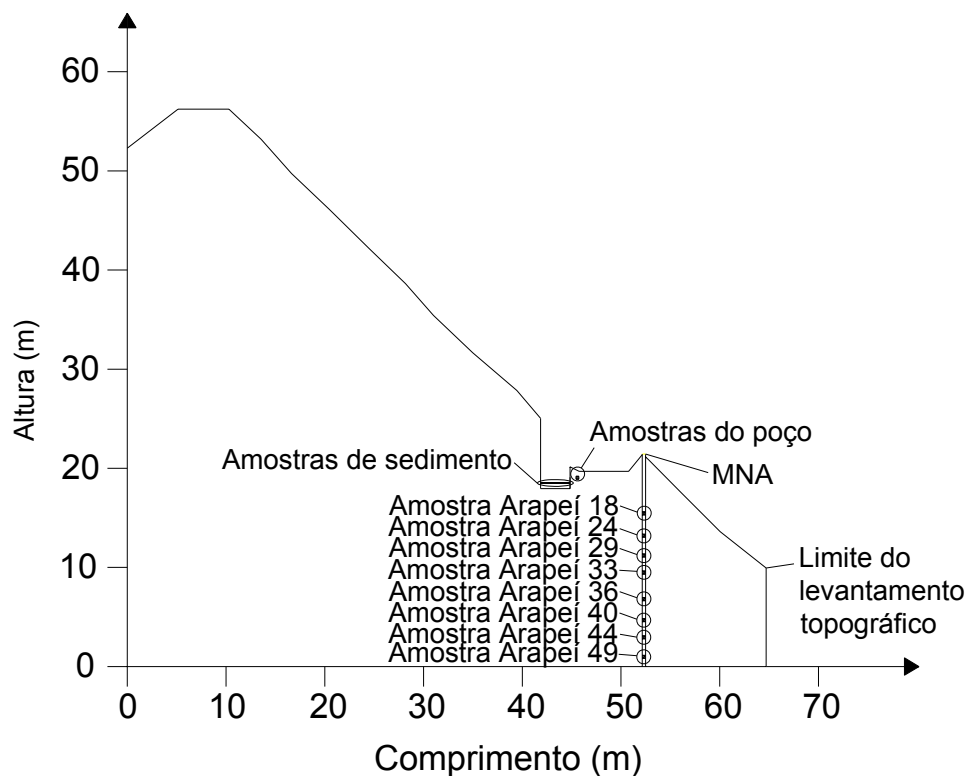


Figura 5-1 – Posição de retirada das amostras.

Solo	% de Argila	% de Silte	% de Areia			Pedregulho	LC	LL	LP	IP	Caracterização
			Fina	Média	Grossa						
Solo do Poço	63	10	7	11	8	1	32,1	92	33,4	58,6	Argila Arenosa
			26								
Arapéi 18	0	59	16	18	6	2	-	-	-	-	Silte Arenoso
			39								
Arapéi 24	0	39	9	15	27	6	-	-	-	-	Areia Siltosa
			52								
Arapéi 29	0	28	10	25	9	5	-	-	-	-	Areia Siltosa
			43								
Arapéi 33	0	31	12	31	11	1	-	-	-	-	Areia Siltosa
			53								
Arapéi 36	0	26	34	28	10	3	-	-	-	-	Areia Siltosa
			72								
Arapéi 40	0	36	20	26	17	1	-	-	-	-	Areia Siltosa
			63								
Arapéi 44	0	39	13	22	22	3	-	-	-	-	Areia Siltosa
			57								
Arapéi 49	4	29	21	18	25	2	-	-	-	-	Areia Siltosa
			64								

Tabela 5-1 – Tabela resumo das caracterizações

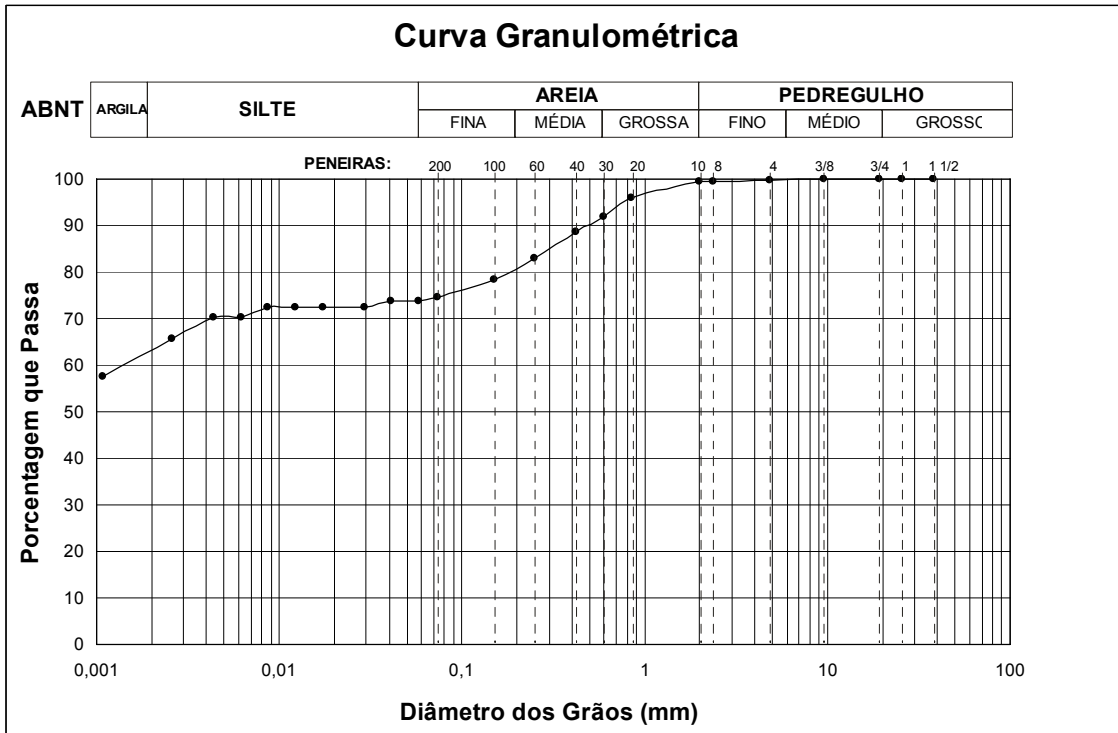


Figura 5-2 - Curva Granulométrica do Solo do poço de infiltração.

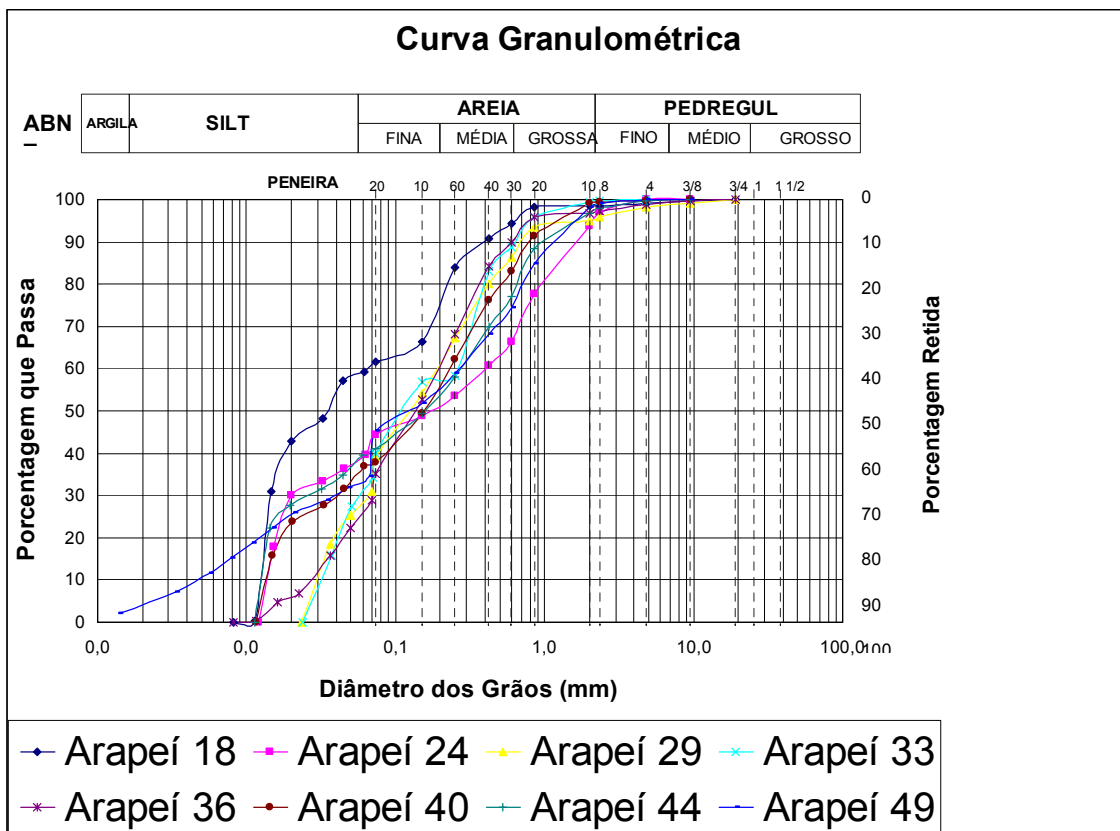


Figura 5-3 – Curvas granulométricas dos solos do perfil

Percebe-se que no caso dos solos do perfil (amostras retiradas do furo do MNA), as amostras são muito parecidas granulometricamente, como se mostra na Figura 5-3 e na Tabela 5-1. Como os valores referentes à granulometria serão pertinentes à modelagem destes materiais dentro do perfil de solo analisado, então será proposto um “solo médio” (denominado em outros pontos no texto como solo médio do perfil), com a granulometria média destes solos. O cálculo desta curva granulométrica média é feito com a média das porcentagens menores ou iguais a um determinado diâmetro. Para o caso onde não há em uma caracterização a porcentagem referente a um determinado diâmetro, faz-se a interpolação para saber a porcentagem de material que passa para este diâmetro passante, conhecendo a porcentagem de um diâmetro menor e maior medido. A relação da porcentagem para o diâmetro que não tem porcentagem conhecida é feita como uma proporção linear das porcentagens com uma proporção logarítmica dos diâmetros, como na Expressão 5-1. A expressão 5.1 corresponde ao equacionamento de uma regressão linear – logarítmica.

$$P(d) = P_{d_{menor}} + (P_{d_{maior}} - P_{d_{menor}}) \times \frac{\log\left(\frac{d}{d_{menor}}\right)}{\log\left(\frac{d_{maior}}{d_{menor}}\right)} \dots\dots\dots \text{Expressão 5-2}$$

Com isso, desenvolveu-se a Tabela 5-2.

D(mm)	% que passa média	Material	%	
19,1	100,0	Pedregulho	2,8	2,8
9,5	99,8			
4,8	99,5			
2,4	98,1			
2,0	97,2	Areia Gros sa	14,6	60,6
0,85	90,7			
0,60	82,6	Areia Média	23,2	
0,42	76,7			
0,25	63,8	Areia Fina	22,8	
0,20	59,4			
0,15	53,7			
0,074	43,0			
0,070536971	40,0			
0,06977396	39,4			
0,069707449	39,4			
0,066372612	38,0			
0,06242357	37,1			
0,062334492	37,1			
0,062192641	37,0			
0,060773357	36,7	Silte		
0,06	36,5			
0,050912309	34,2			
0,050286028	34,0			
0,050174967	33,9			
0,047677133	33,1			
0,045454624	32,3			
0,045122736	32,2			

Tabela 5-2 – Tabela das porcentagens de material passante de um solo médio do perfil

D(mm)	% que passa média	Material	%	
0,045122736	32,2			
0,044445787	31,9			
0,044261071	31,9			
0,037188362	28,7			
0,036247793	28,2			
0,036176766	28,2			
0,034231244	27,0			
0,032903216	26,2			
0,032586589	26,1			
0,032449669	26,0			
0,031931854	25,7			
0,023858537	20,7			
0,023357422	20,5			
0,022547926	20,2			
0,020888664	19,8			
0,020230882	19,6			
0,01990015	19,4			
0,019861052	19,4			
0,019615682	19,2			
0,016047071	15,6			
0,015209795	14,5			
0,015065657	14,3			
0,014982268	14,2			
0,014668985	13,6			
0,014325731	12,7			
0,011982183	4,2			
0,011628295	3,0			
0,01149166	2,6			
0,011462934	2,6			
0,011420727	2,5			
0,010857714	2,4			
0,008176499	2,0			
0,008171747	2,0			
0,00781962	1,9			
0,005627963	1,4			
0,003316366	0,9			
0,002	0,5			
0,001385157	0,3	Argila	0,5	0,5

Tabela 5-2 – Tabela das porcentagens de material passante de um solo médio do perfil (continuação)

Assim montou-se a curva granulométrica do solo médio do perfil. Esta curva granulométrica apresenta-se na Figura 5.4. O solo médio se classificou como uma areia siltosa. Considerou-se G (densidade real do grão) com a média do valor entre os solos do perfil. O valor de $G=2,684$.

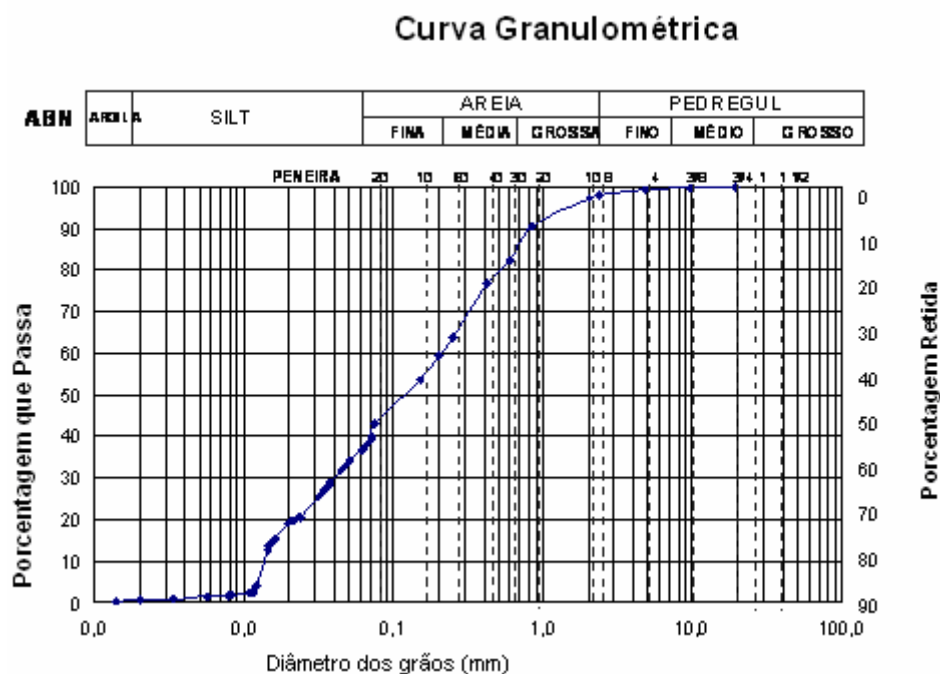


Figura 5-4 – Curva de caracterização do solo médio do perfil

5.1.2 Ensaios de permeabilidade saturada (carga variável)

Os ensaios de permeabilidade deram valores um tanto quanto diferentes do esperado. Devido à grande presença de finos no material, esperava-se uma permeabilidade da ordem de 10^{-4} a 10^{-5} cm/s. Os valores foram bem mais altos que o esperado (Valor médio dos ensaios $k = 1,12 \times 10^{-3}$ cm/s), e com grande dispersão de valores. Por conta disto foram feitos quatro ensaios (não os dois planejados anteriormente), pra poder ter uma amostragem representativa.

O que se pode avaliar através deste resultado, é que o que motiva esta alta permeabilidade, se refere não a características de sua granulometria, e sim da sua estrutura. Era de se esperar que isso ocorresse visto que, como este solo sofre intensamente os mecanismos de movimentação das raízes para abertura de dutos

preferenciais de fluxo, a permeabilidade só poderia ser mais alta do que o esperado pela granulometria. Afinal quase todo o fluxo em um solo ocorre nos macro poros e se estes se tornam mais freqüentes, a permeabilidade será maior.

Como explicado anteriormente nos itens 3.1.1 e 3.2.1, através dos ciclos de molhagem e secagem, e através da abertura de caminhos preferenciais devido ao enraizamento, a permeabilidade sofre um acréscimo significativo. O que pôde ser mostrado também em um ensaio em que se encontrou uma micro raiz no interior do corpo de prova, e apresentou a maior das permeabilidades.

5.1.3 Montagem da Curva Característica umidade x sucção

Para conhecer o comportamento não saturado do perfil de análise foi feita a montagem das curvas características dos materiais mais representativos do comportamento do perfil, e que eram possíveis de se obter amostras indeformadas.

As amostras do sedimento foram retiradas com *Shelby* de diâmetro de 50mm e altura de 53mm no campo. A retirada destas amostras foi feita em campo com amostrador *Shelby* conforme Figura 5-5.



Figura 5-5 – Equipamento amostrador de solo

Para o solo principal do poço de infiltração, retirou-se as amostras cravando amostradores feitos com a mesma dimensão dos *Shelby's* em PVC (tubos velhos de água fria) com uma das extremidades biselada.

A montagem da curva característica foi feita a partir do ensaio de papel filtro. O primeiro passo do ensaio corresponde a levar as amostras à saturação. As amostras foram deixadas de um dia para outro submersas encima de pedras porosas dentro de uma cuba. Esse procedimento julgou-se coerente, devido ao fato de os dois materiais terem uma boa parcela argilosa. Um esquema de como foi feito o processo de saturação das amostras está apresentado na Figura 5-6. Na parte superior da amostra foi colocada uma proteção de papel filme estendendo até meia altura do amostrador. O papel filme foi colocado no topo da amostra para que não houvesse contato direto da água com a amostra, promovendo assim arraste de partículas.

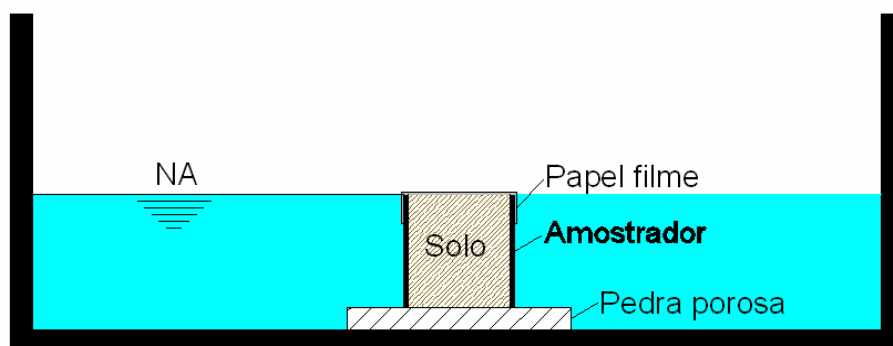


Figura 5-6 – Esquema de saturação dos corpos de prova

Após a saturação dos corpos de prova, as amostras foram secas ao ar, até atingir o valor de umidade de interesse para o ensaio. Este controle de umidade de interesse se deu pelo peso saturado da amostra, e pelo peso após tempo secando ao ar (pela quantidade de umidade perdida).

Foi medida a umidade de saturação para os corpos de prova para depois poder relacionar, com o G (densidade real do grão) do material e o índice de vazios, para transformar umidade gravimétrica em umidade volumétrica.

Coloca-se a amostra com a parte protegida pelo papel filme para baixo, e então se coloca com pinça o papel filtro em contato com a amostra (ver Figura 5-7), cobre em seguida o papel filtro e amostra com papel filme, e repete o processo do outro lado.

Envolve todo o corpo de prova então duas vezes em papel filtro bem apertado, para garantir o contato, e uma vez em papel alumínio para proteger a amostra.

A amostra deve ficar um tempo de sete dias ou mais trocando umidade por osmose com o papel filtro. Neste trabalho foi usado o tempo de sete dias. Depois deste intervalo decorrido, começa-se a executar as pesagens para aferição de umidades do solo e papel.

Para as pesagens as amostras já devem ficar próximas à balança. A balança utilizada para as pesagens deve possuir precisão de 10^{-4} g. Para cada pesagem, pesa-se inicialmente o recipiente fechado que vai receber o papel filtro (pesa filtro). Remove-se o papel filtro do contato com o solo com pinça, e leva-o para dentro do pesa filtro e o fecha no intervalo de tempo menos possível (máximo permitido de 5s). Pesa-se então o pesa filtro com o papel filtro dentro. Remove-se o filtro do pesa filtro e o coloca em um vidro de relógio previamente limpo, e leva o papel filtro para a estufa a 105° por 24h.

A amostra em que já foi retirado o papel filtro, uma parte desta é colocada em cápsulas previamente pesadas, pesa-se a amostra úmida e coloca-se este material em estufa a 105° e em 24h pesa-se o solo seco para prever sua umidade.

Pesa-se então novamente o pesa filtro vazio. Retira-se o papel filtro da estufa e o coloca dentro do pesa filtro também rapidamente e pesa-se então o pesa filtro com o papel seco.



Figura 5-7 – Preparação do contato amostra x papel filtro.

Com estes procedimentos, determinaram-se as umidades do solo e papel filtro correspondentes. A seguir apresentam-se as tabelas e cálculos do ensaio para os dois solos analisados. Primeiro apresenta-se com maior nível de detalhes de cálculo, o ensaio para o material do poço de infiltração, para depois com menos detalhamento mostrar os resultados também do sedimento.

a) Material do poço de infiltração

$w_s \rightarrow$ Umidade de saturação;

$$w_s = 39,96\%$$

O valor de umidade de saturação serve para prever a relação entre a umidade gravimétrica e volumétrica conforme cálculo a seguir.

$$\theta = \frac{V_w}{V} \therefore \theta_s \rightarrow V_w = V_v$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots\dots \text{(Expressão 5-3)}$$

Fazendo com que a expressão da umidade volumétrica saturada fique:

$$\theta_s = \frac{eV_s}{V_s + eV_s} = \frac{e}{1 + e}$$

$$w = \frac{P_w}{P_s} \dots\dots\dots \text{(Expressão 5-4)}$$

$$G\gamma_w = \frac{P_s}{V_s} \dots\dots\dots \text{(Expressão 5-5)}$$

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \dots\dots\dots \text{(Expressão 5-6)}$$

Com as expressões 5.2 a 5.4 remonta-se a expressão da umidade volumétrica.

$$\theta_s = \frac{V_w}{V} = \frac{\frac{w_s P_s}{\gamma_w}}{\frac{P_s}{G\gamma_w} + \frac{w_s P_s}{\gamma_w}} = \frac{Gw_s}{1 + Gw_s} = \frac{2,789 \times 39,96\%}{1 + 2,789 \times 39,96\%} = 52,71\% = \frac{e}{1 + e} \therefore e = 1,14$$

Para o caso de umidades volumétricas quaisquer:

$$\theta = \frac{V_w}{V} = \frac{\frac{wP_s}{\gamma_w}}{\frac{P_s}{G\gamma_w} + e \times \frac{P_s}{G\gamma_w}} = \frac{wG}{1 + e}$$

Com esta formulação e sabendo que o $G=2,789$, calcula-se a Tabela 5-3 referente às umidades do solo.

Amostra	Medidas de umidade do solo								
	cápsula	(cápsula +solo+água) (g)	(cápsula +solo) (g)	cápsula (g)	água (g)	solo (g)	w(%)	θ (%)	Θ (%)
Poço 01	710	66,17	57,45	13,02	8,72	44,43	19,63%	25,89%	36,97%
Poço 02	4	54,65	51,25	11,5	3,4	39,75	8,55%	11,28%	2,65%
Poço 03	555	46,55	40,83	12,88	5,72	27,95	20,47%	26,99%	39,57%
Poço 04	863	52,64	47,5	12,61	5,14	34,89	14,73%	19,43%	21,80%
Poço 05	859	48,01	43,64	13,03	4,37	30,61	14,28%	18,83%	20,39%
Poço 06	4	35,33	28,98	11,5	6,35	17,48	36,33%	47,92%	88,74%

Tabela 5-3 – Cálculo das umidades correspondentes de cada corpo de prova para o solo do poço.

Conhecendo a umidade residual do solo $w_s=7,70\%$, então:

$$\theta_r = \frac{7,7\% \times 2,789}{1 + 1,14} = 10,15\%$$

Para cada umidade do papel filtro corresponde um valor de sucção. Como o papel filtro utilizado foi o papel do tipo Whatman nº42, a curva característica do papel é conforme a expressão 5.7.

$$\Psi = 10^{(5,327 - 0,0779w_f)} \quad \text{para } w \leq 47\% \quad \dots\dots\dots \text{(Expressão 5-7)}$$

$$\Psi = 10^{(2,412 - 0,0135w_f)} \quad \text{para } w > 47\%$$

Através da expressão 5.5 e com as pesagens do papel filtro, obtém-se os valores de sucções correspondentes às amostras descritas na Tabela 5-4. Na Tabela 5-4 apresenta-se os valores de sucção calculados.

Amostra	Medidas de umidade do papel filtro								Sucção (kPa)
	Pesa filtro (g)	Pesa filtro+papel filtro úmido (g)	Pesa filtro (g)	vidro de relógio	Pesa filtro+papel filtro seco (g)	Peso de água (g)	Peso do papel (g)	Umidade (%)	
Poço 01	74,1399	74,6871	74,1414	73	74,6113	0,0773	0,4699	16,45%	1,11E+04
Poço 02	74,1399	74,5119	74,1391	54	74,4646	0,0465	0,3255	14,29%	1,64E+04
Poço 03	74,1407	74,523	74,1399	53	74,4602	0,062	0,3203	19,36%	6,59E+03
Poço 04	74,1398	74,5084	74,141	54	74,4608	0,0488	0,3198	15,26%	1,37E+04
Poço 05	74,1395	74,5115	74,1416	60	74,46	0,0522	0,3198	16,32%	1,14E+04
Poço 06	74,1407	74,905	74,1408	60	74,4635	0,4416	0,3227	136,85%	3,67E+00

Tabela 5-4 – Cálculo das umidades do papel filtro e sucções correspondentes ao solo do poço de infiltração.

Sobre estes pontos de umidade volumétrica parametrizada do solo e as sucções encontradas, plota-se o gráfico mostrando assim a forma da curva característica do solo. Inserindo-se estes pontos no programa “LAB Fit Ajuste” e a equação de Van Genuchten, obtêm-se para este solo a curva característica apresentada na Figura 5-8

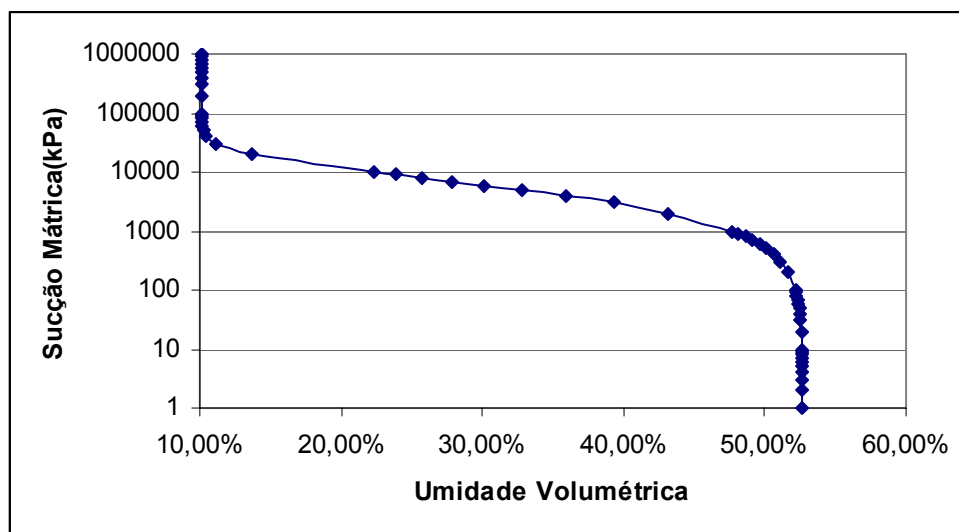


Figura 5-8 – Curva de Retenção do solo do poço de infiltração

A curva de ajuste ficou sob a forma a seguir:

$$\Theta = \left(\frac{1}{1 + 4,718 \times 10^{-7} \times \psi^{0,9975}} \right)^{272,97}$$

b) Sedimento

$$w_s = 50,43\%$$

$$G=2,789;$$

Procedendo aos cálculos como mostrado no item (a), tem-se a Tabela 5-5 com os valores de umidades do solo do tipo sedimento:

$$e = 1,40637$$

Amostra	Medidas de umidade do solo								
	cápsula	(cápsula +solo+água) (g)	(cápsula +solo) (g)	cápsula (g)	água (g)	solo (g)	w(%)	θ (%)	Θ (%)
Sedimento 03	593	45,97	40,71	13,02	5,26	27,69	19,00%	22,02%	30,81%
Sedimento 41	863	41,9	38,68	12,6	3,22	26,08	12,35%	14,31%	16,17%
Sedimento 46	859	57,92	43,81	13,03	14,11	30,78	45,84%	53,13%	89,91%
Sedimento 47	593	42,46	38,59	13,01	3,87	25,58	15,13%	17,53%	22,30%
Sedimento 50	555	48,37	44,37	12,88	4	31,49	12,70%	14,72%	16,96%

Tabela 5-5 Cálculo das umidades correspondentes de cada corpo de prova para o sedimento.

Amostra	Medidas de umidade do papel filtro								Sucção (kPa)
	Pesa filtro (g)	Pesa filtro+papel filtro úmido (g)	Pesa filtro (g)	vidro de relógio	Pesa filtro+papel filtro seco (g)	Peso de água (g)	Peso do papel (g)	Umidade (%)	
Sedimento 03	74,1489	74,5779	74,1435	55	74,4601	0,1124	0,3166	35,50%	3,64E+02
Sedimento 41	74,1392	74,5391	74,1393	52	74,4747	0,0645	0,3354	19,23%	6,74E+03
Sedimento 46	74,1407	75,0305	74,141	52	74,4787	0,5521	0,3377	163,49%	1,60E+00
Sedimento 47	74,1399	74,5689	74,14	55	74,4608	0,1082	0,3208	33,73%	5,01E+02
Sedimento 50	74,1399	74,5696	74,1407	53	74,4628	0,1076	0,3221	33,41%	5,31E+02

Tabela 5-6 – Cálculo das umidades do papel filtro e sucções correspondentes ao solo do tipo sedimento

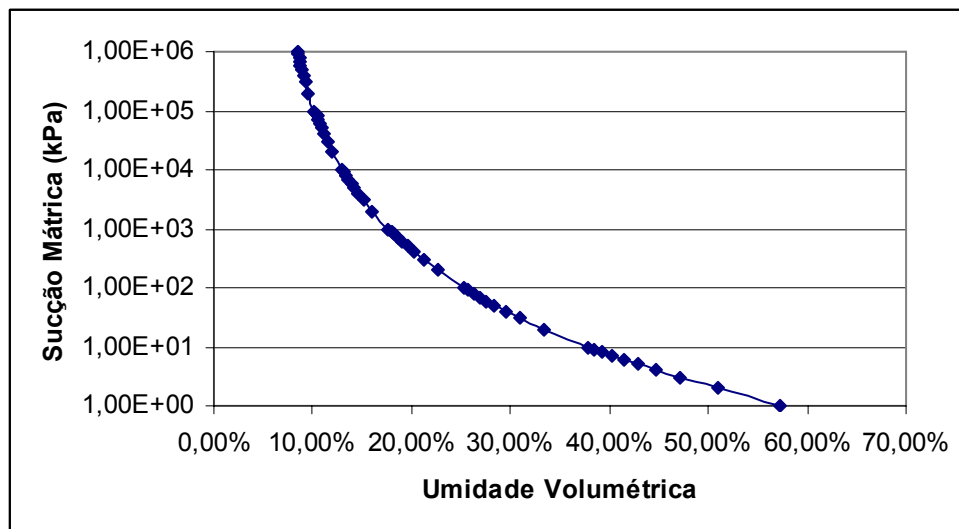


Figura 5-9 – Curva de retenção do solo do sedimento

A curva de ajuste ficou sob a forma a seguir:

$$\Theta = \left(\frac{1}{1 + 1,16 \times \psi^{6,79}} \right)^{3,16 \times 10^{-2}}$$

5.1.4 Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram feitos no solo do poço de infiltração, sob as tensões de 50kPa, 100kPa, 150kPa e 200kPa. Foram feitos ensaios sobre a umidade natural (umidade referente ao período de março de 2007), e amostra inundada.

Nas amostras na umidade natural, os ensaios feitos sob as tensões de 50kPa tiveram comportamento de material sobreadensado, e as amostras submetidas à tensões de 150kPa e 200kPa tiveram comportamento normalmente adensado (ver Figura 5-10 e Figura 5-12).

Considerou-se que o solo tinha chegado à ruptura para o ponto em que havia a maior relação τ / σ . O estado crítico foi considerado como o ponto em cada ensaio onde houve o maior deslocamento horizontal (sempre maior que 0,5cm isto é maior que 10% de deformação lateral). A seguir na Tabela 5-7, mostra-se um exemplo de como os dados eram obtidos.

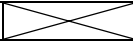
CISALHAMENTO DO CORPO DE PROVA									
Cte anel dinamométrico			0,1320 Kgf./div.				Cte extens. Vertical :		0,01 mm/div.
Leit. Deflect. Horizontal (div.)	Leit. Deflect. Vertical (div.)	Leit. Deflect. Anel (div.)	Deslocam Horizontal (cm)	Deslocam. Vertical (cm)	Tensão Normal (σ_n) (kPa)	Tensão Cis. (τ) (kPa)	τ/σ	Área Corrigida (cm ²)	
1670,0	1210,0	0,0	0,000	0,000	50,000	0,000	0,000	25,00	
1665,0	1206,0	24,8	0,005	0,004	50,050	12,858	0,257	24,98	
1660,0	1205,0	28,3	0,010	0,005	50,100	14,688	0,293	24,95	
1655,0	1204,0	30,2	0,015	0,006	50,150	15,690	0,313	24,93	
1650,0	1203,9	32,0	0,020	0,006	50,201	16,642	0,331	24,90	
1645,0	1203,5	34,2	0,025	0,007	50,251	17,804	0,354	24,88	
1640,0	1203,2	35,8	0,030	0,007	50,302	18,655	0,371	24,85	
1635,0	1203,0	38,0	0,035	0,007	50,352	19,822	0,394	24,83	
1630,0	1202,8	39,8	0,040	0,007	50,403	20,781	0,412	24,80	
1625,0	1202,5	38,0	0,045	0,008	50,454	19,862	0,394	24,78	
1620,0	1202,3	36,2	0,050	0,008	50,505	18,940	0,375	24,75	
1615,0	1202,2	41,5	0,055	0,008	50,556	21,735	0,430	24,73	
1610,0	1202,1	42,9	0,060	0,008	50,607	22,491	0,444	24,70	
1605,0	1202,1	44,7	0,065	0,008	50,659	23,458	0,463	24,68	
1600,0	1202,0	45,8	0,070	0,008	50,710	24,060	0,474	24,65	
1590,0	1201,2	48,8	0,080	0,009	50,813	25,688	0,506	24,60	
1580,0	1200,9	51,0	0,090	0,009	50,916	26,901	0,528	24,55	
1570,0	1200,2	52,5	0,100	0,010	51,020	27,748	0,544	24,50	
1560,0	1199,8	54,5	0,110	0,010	51,125	28,864	0,565	24,45	
1550,0	1199,2	56,0	0,120	0,011	51,230	29,719	0,580	24,40	
1540,0	1198,6	57,2	0,130	0,011	51,335	30,419	0,593	24,35	
1528,0	1198,0	58,9	0,142	0,012	51,462	31,400	0,610	24,29	
1520,0	1197,6	60,0	0,150	0,012	51,546	32,039	0,622	24,25	
1510,0	1197,0	60,8	0,160	0,013	51,653	32,534	0,630	24,20	
1500,0	1196,5	62,0	0,170	0,014	51,760	33,244	0,642	24,15	
1480,0	1195,4	63,2	0,190	0,015	51,975	34,029	0,655	24,05	
1460,0	1194,8	65,0	0,210	0,015	52,192	35,144	0,673	23,95	
1440,0	1194,0	65,8	0,230	0,016	52,411	35,726	0,682	23,85	
1420,0	1193,2	66,5	0,250	0,017	52,632	36,258	0,689	23,75	
1400,0	1193,0	67,0	0,270	0,017	52,854	36,685	0,694	23,65	
1375,0	1192,5	67,0	0,295	0,018	53,135	36,880	0,694	23,53	
1350,0	1192,2	67,0	0,320	0,018	53,419	37,077	0,694	23,40	
1325,0	1191,8	66,3	0,345	0,018	53,706	36,886	0,687	23,28	
1300,0	1191,1	66,1	0,370	0,019	53,996	36,974	0,685	23,15	
1270,0	1190,2	65,3	0,400	0,020	54,348	36,764	0,676	23,00	
1240,0	1189,8	64,9	0,430	0,020	54,705	36,779	0,672	22,85	
1210,0	1189,2	63,9	0,460	0,021	55,066	36,452	0,662	22,70	
1170,0	1188,6	62,3	0,500	0,021	55,556	35,855	0,645	22,50	

Tabela 5-7 – Exemplo de dados de ensaio de cisalhamento direto

Na Tabela 5-7, mostram-se hachurados na última linha o valor de deslocamento máximo horizontal, e o valor de τ/σ , que não é o maior valor encontrado durante o ensaio, mostrando que o material já escoou. Nos valores hachurados em momento

anterior do ensaio, o valor de τ/σ é o máximo do ensaio, mostrando a situação de pico, e o respectivo valor de deformação lateral. O ensaio exemplificado na Tabela 5-7, foi o ensaio de tensão normal de 50kPa e condição inundada.

Nas amostras com umidade natural (amostras com umidade de março de 2007) mostraram comportamento ligeiramente sobreadensado para as tensões de 50kPa e 100kPa (Figura 5-10 e Figura 5-12).

Nas amostras inundadas, os ensaios mostraram para qualquer faixa de tensões ensaiada comportamento normalmente adensados, (ver Figura 5-11 e Figura 5-13).

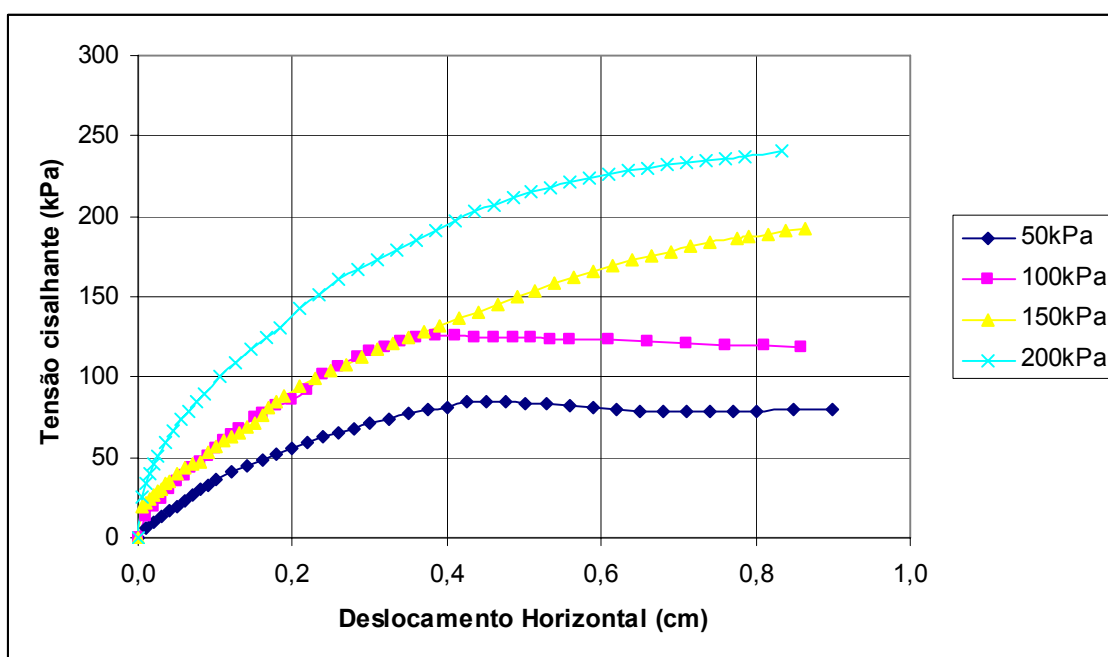


Figura 5-10 – Ensaio de cisalhamento direto sob a umidade natural – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal

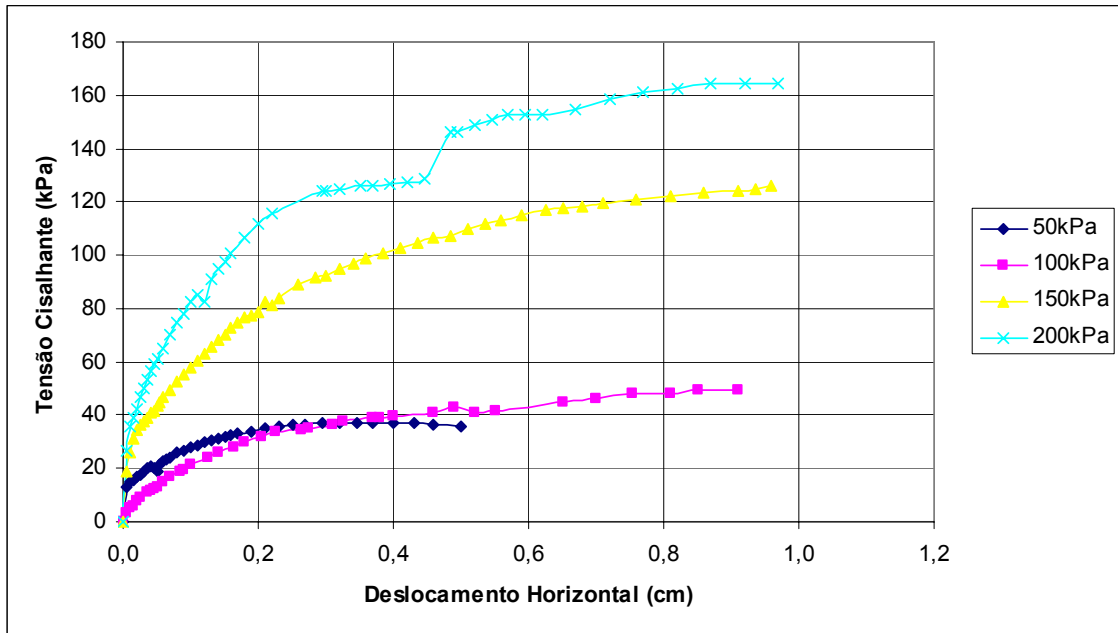


Figura 5-11 – Ensaio de cisalhamento direto sob amostra inundada – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal

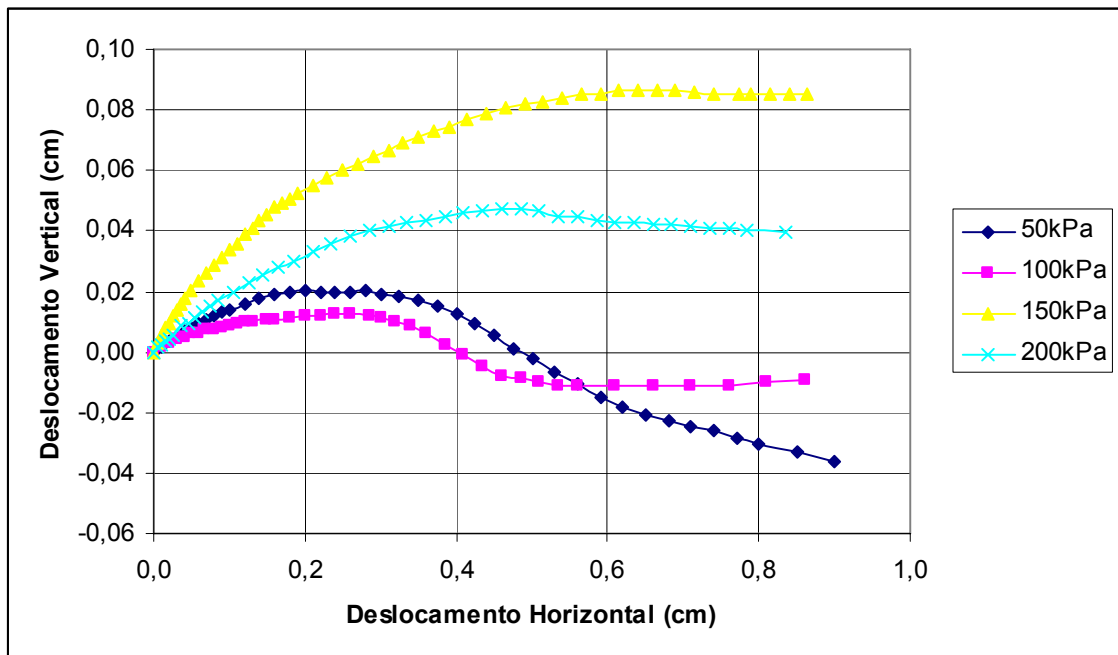


Figura 5-12 - Ensaio de cisalhamento direto sob a umidade natural – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal

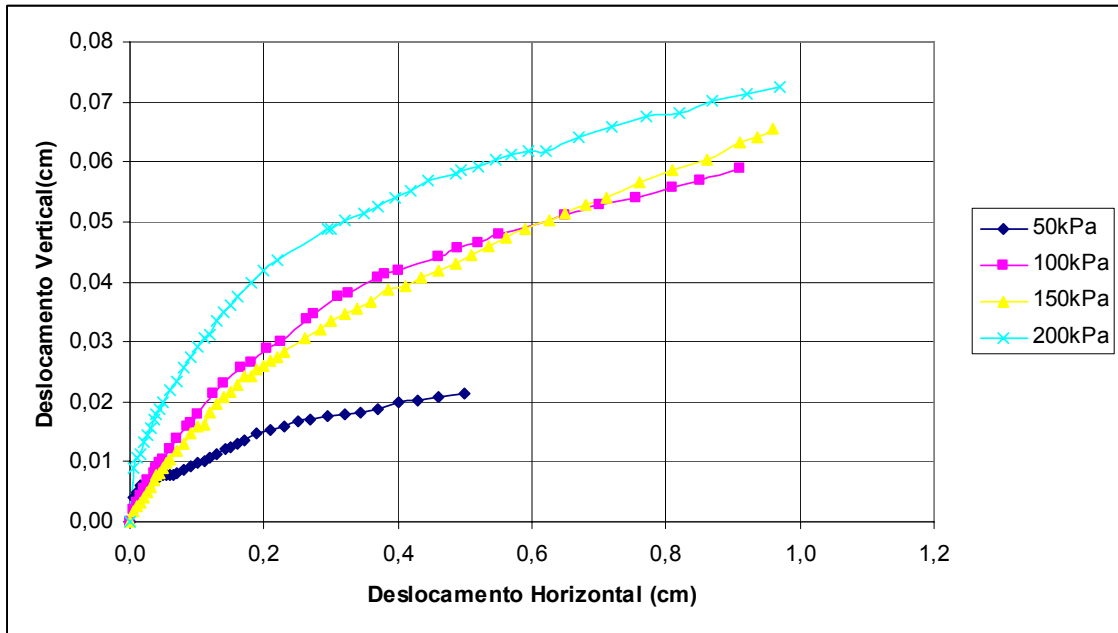


Figura 5-13 - Ensaio de cisalhamento direto sob amostra inundada – Tensão Cisalhante x Deslocamento Horizontal

Nas amostras de umidade natural e inundadas, pegaram-se as tensões normais e cisalhantes para os estado de ruptura e estado crítico de cada ensaio, conforme explicado no parágrafo anterior. As linhas de tendência que mostram os parâmetros de resistência apresentam-se a seguir: As linhas de tendência são apresentadas nas Figura 5-14 e Figura 5-15.

$$\tau = 37,3 + \sigma \times tg43,0^\circ \rightarrow \text{Equação de resistência para a ruptura para a umidade natural}$$

$$\tau = 0,0 + \sigma \times tg32,8^\circ \rightarrow \text{Equação de resistência para a ruptura para amostra inundada}$$

$$\tau = 16,9 + \sigma \times tg40,2^\circ \rightarrow \text{Equação de resistência para o estado crítico para a umidade natural}$$

$$\tau = 0 + \sigma \times tg32,3^\circ \rightarrow \text{Equação de resistência para o estado crítico para amostra inundada}$$

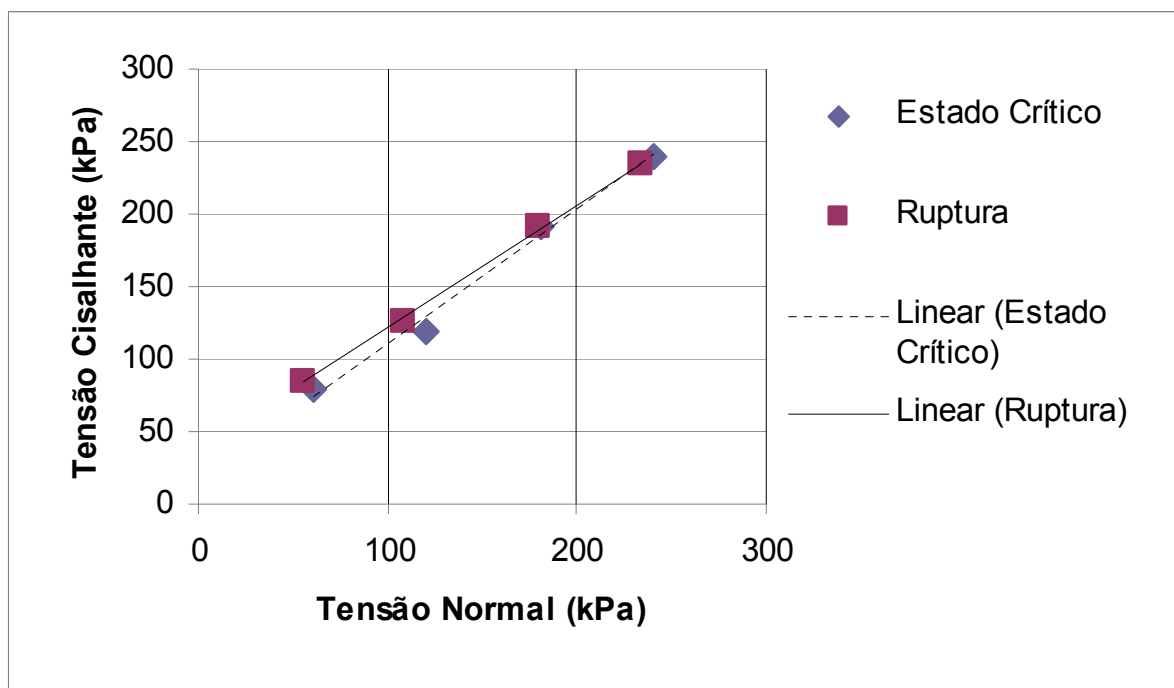


Figura 5-14 – Parâmetros de resistência para a unidade natural na ruptura e no estado crítico

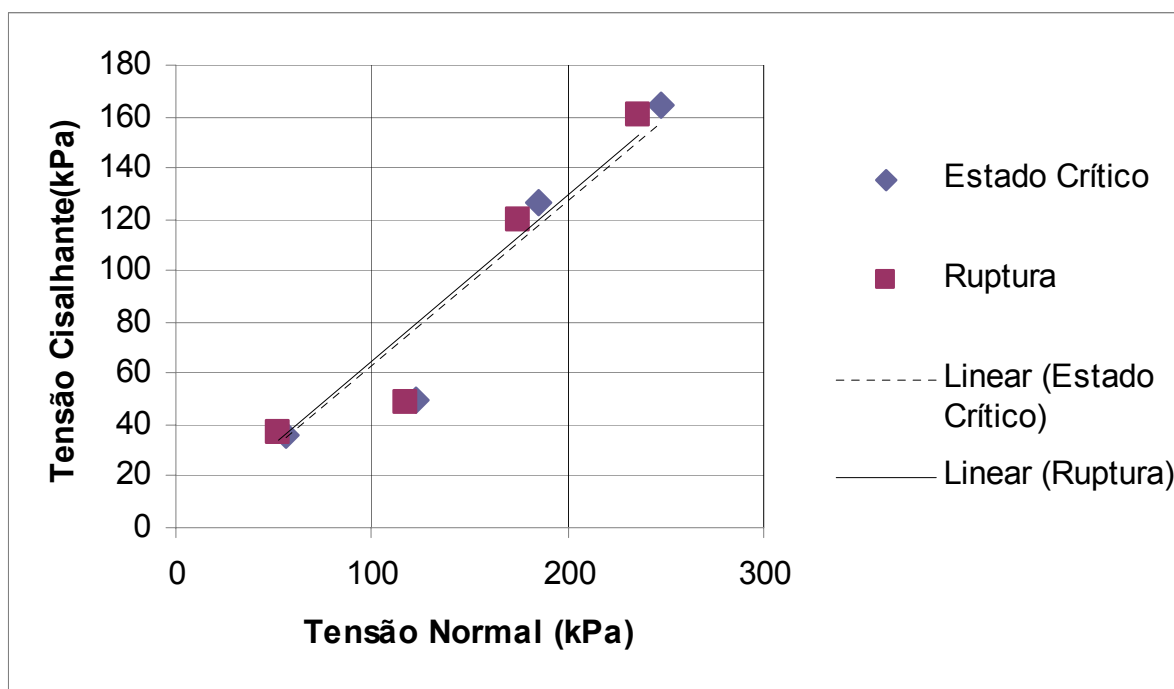


Figura 5-15 – Parâmetros de resistência para amostra inundada na ruptura e no estado crítico

5.2 Instrumentação de campo

5.2.1 Instalação de medidor de nível d'água

Foi instalado um medidor de nível d'água (MNA) em novembro de 2007. Este medidor MNA foi instalado com o intuito de encontrar o nível d'água e acompanhar sua subida no verão. O medidor foi instalado conforme posição mostrada na Figura 5-1.

Aproveitou-se o furo do poço para retirar amostras deformadas representativas do perfil do solo, com o intuito de conhecer o perfil mostrado na Figura 5-1. A caracterização destes materiais foi mostrada no item 5.1.1(b). No item 5.3.1 será apresentada a modelagem feita com as caracterizações dos materiais para inferir o comportamento da permeabilidade não saturada do material.

5.2.2 Caracterização da Entrada de água na área

Na área haviam pluviômetros instalados desde novembro de 2006. Com isso consegue-se conhecer a característica geral a se esperar da entrada de água no local. A pluviometria era medida diariamente pelo caseiro da fazenda, mas não era medido o tempo de duração das chuvas.

Na região a pluviosidade média anual é de 1508 mm, com chuvas concentradas entre Outubro a Março (SATO et al., 2007). Os valores medidos de pluviosidade encontram-se na Figura 5-16. Na Tabela 5-8 apresenta-se a quantidade de dias de chuva por mês.

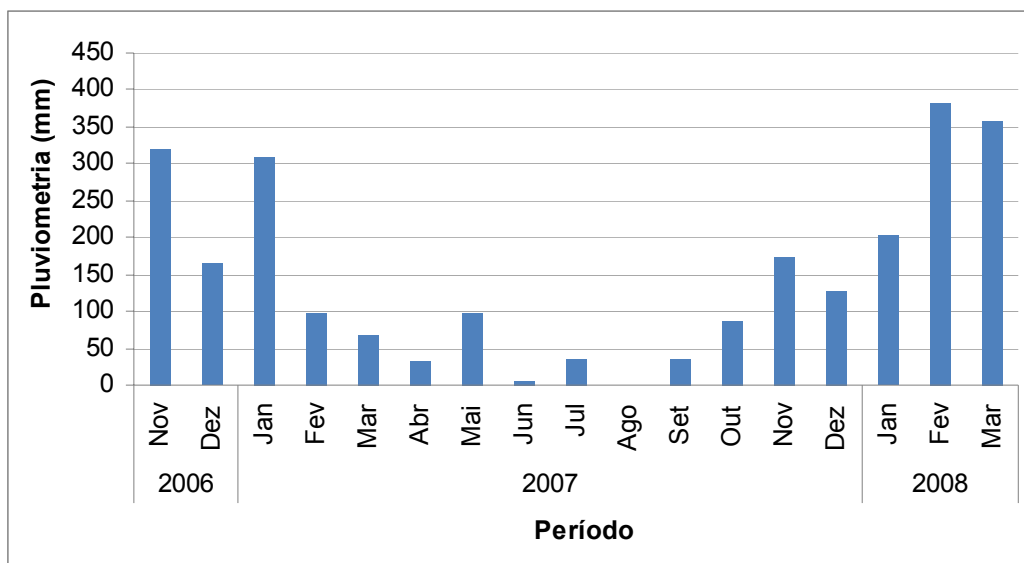


Figura 5-16 – Pluviosidade da área.

Apesar de ter dados de pluviometria de um ano e cinco meses, os dados usados foram os dados referentes a 22/08/2007 a 24/03/2008. Isto decorre do fato de que no trabalho de campo feito nos dias 22 e 23/08/2007, encontraram-se os poços de infiltração com sua geometria refeita.

Nesta data os poços haviam sido escavados, aumentando sua profundidade e estando sem sedimentos. A data de 24/03 foi escolhida devido a ter sido a data da última visita de campo, onde foi medida a carga de sedimentos acumulada. Esta data final se mostrou interessante também devido ao fato de dias antes ter ocorrido uma das chuvas de maior recorrência na Bacia do Médio Vale do Rio Paraíba do Sul. A chuva foi inclusive anunciada em diversos meios de comunicação pela sua ação desastrosa provocando acidentes principalmente na cidade de Bananal.

Ano	Mês	Dias de chuva
2006	Nov.	12
	Dez.	16
2007	Jan.	20
	Fev.	6
	Mar.	6
	Abr.	4
	Mai.	6
	Jun.	2
	Jul.	6
	Ago.	6
	Set.	2
	Out.	10
	Nov.	15
2007	Dez.	13
2008	Jan.	21
	Fev.	18
2008	Mar.	14

Tabela 5-8 – Dias de Chuva por mês

5.2.3 Hipóteses de acúmulo de sedimentos

Para prever o acúmulo de sedimentos dentro do poço de infiltração fizeram-se as seguintes considerações:

- O total de sedimentos acumulados em um período era proporcional à precipitação da área;
- Durante o período de análise (Agosto de 2007 a Março de 2008, como mencionado no item 4.2.2) considerou-se que a taxa de sedimentos era constante.

Neste período houve o acúmulo de uma lâmina de sedimentos de 1,15m, e uma chuva acumulada de 1300mm.

5.2.4 Montagem de perfil expedito da topografia

O perfil foi levantado apenas com mira e trena. O processo de levantamento tomou como deslocamento médio de 2 metros ou um pouco menos em planta e a variação a cada par de pontos. Esta foi a base para o perfil de terreno apresentado neste trabalho.

5.3 Análise Numérica

Para a modelagem numérica montou-se a seguinte situação, para caracterizar o fluxo no poço de infiltração. O solo até três metros abaixo do fundo do poço de infiltração é considerado como o mesmo solo. Este solo teve amostra retirada em bloco, e foi feito ensaios de permeabilidade saturada, caracterização com sedimentação, cisalhamento direto e ensaios de papel filtro. O solo é denominado solo do poço, e tem características de um colúvio. Desta forma para esta região de solo tem-se a caracterização de fluxo não saturada (permeabilidade não saturada em função da permeabilidade saturada e da curva característica do solo).

Acima da base do poço sempre há uma carga de sedimentos. Este sedimento foi caracterizado de acordo com sua Curva Característica. A sua permeabilidade foi estimada.

Os solos abaixo do fundo do poço de infiltração, só passaram por caracterização simples. A caracterização foi feita sem uso de defloculante na sedimentação por mostrar de forma mais realista o comportamento do material.

Notou-se que quando se fez a caracterização do material do poço que a granulometria do material, não correspondia ao comportamento do material, como costuma ocorrer em solos tropicais. Apesar de o material ser bastante argiloso tem comportamento de areia em termos de permeabilidade.

Quando da perfuração do medidor de nível d'água, foram coletadas amostras até 18,8m de profundidade. Para cada 2m em média de profundidade foi coletada uma amostra representativa do perfil. Sendo então coletadas as seguintes amostras:

- Arapeí 18 – Entre 3 e 5,5m
- Arapeí 24 – Entre 5,5 e 7,5m
- Arapeí 29 – Entre 7,5 e 9,5m
- Arapeí 33 – Entre 7,5 e 9,5m
- Arapeí 36 – Entre 9,5 e 12,3m
- Arapeí 40 – Entre 12,3 e 13,75m
- Arapeí 44 – Entre 13,75 e 15,75m
- Arapeí 49 – Entre 15,75 e 17,7m

De acordo com a granulometria do material, adotou-se uma curva granulométrica média para o perfil como visto na Figura 5-4. A seguir será utilizada a teoria de Arya & Paris (1981) para prever os dados necessários deste solo para a modelagem.

5.3.1 Dados de entrada relativos aos três solos do modelo

a) Solo médio do perfil

De acordo com a teoria de Arya & Paris (1981), dividindo a curva granulométrica em 20 parcelas com 5% de peso cada. Admitiu-se que o índice de vazios para este solo era de 0,4 de acordo com a Tabela 5-9.

Tipo de Solo	Índice de Vazios, e
Areia uniforme fofa	0,8
Areia uniforme compacta	0,45
Areia siltosa com granulação angular fofa	0,65
Areia siltosa com granulação angular compacta	0,4
Argila rija	0,6
Argila mole	0,9 - 1,4
Loess	0,9
Argila orgânica mole	2,5 - 3,2
Till glacial	0,3

Tabela 5-9 – Índice de vazios de acordo com o tipo de solo (Adaptado de DAS, 2007)

Com a formulação de Arya & Paris (1981), monta-se a curva de retenção deste solo ficou conforme apresentado na Figura 5-17, através dos cálculos mostrados na Tabela 5-10. Na Tabela 5-11, mostra-se a relação sucção x saturação, umidade

gravimétrica e umidade volumétrica, com os valores de umidade volumétrica e saturação faz-se o ajuste da Curva de Van Genutchen (1980), para obter os melhores valores de ajuste. Os valores de ajuste foram $\theta_r=0$; $\theta_s=40\%$; $\alpha=6,052 \times 10^{-2}$; $m=7,129 \times 10^{-1}$ e $n=6,221 \times 10^{-1}$. Na Figura 5-18 é apresentada a Curva de Retenção deste solo normalizada pelo método de Van Genutchen.

Faixa	Faixa de material passante	Dmín (mm)	Dmáx (mm)	Rmédio (m)	θ_i	θ_{vi}^*	n_i	r_i	h_i	Ψ_i (Mca)	Ψ_i (kPa)	S
valores mínimos											1,0E+06	0,00%
1	0% - 2,5%	1,0E-03	1,1E-02	3,1E-06	0,01	0,005	1,4E+14	3,3E-09	2,1E+14	1,7E+03	1,6E+04	1,25%
2	2,5% - 5%	1,1E-02	1,2E-02	5,9E-06	0,02	0,015	2,1E+13	9,0E-09	2,8E+13	6,1E+02	6,0E+03	3,75%
3	5% - 7,5%	1,2E-02	1,3E-02	6,3E-06	0,03	0,025	1,7E+13	9,9E-09	2,3E+13	5,5E+02	5,4E+03	6,25%
4	7,5% - 10%	1,3E-02	1,4E-02	6,6E-06	0,04	0,035	1,5E+13	1,1E-08	2,0E+13	5,1E+02	5,0E+03	8,75%
5	10% - 12,5%	1,4E-02	1,4E-02	6,9E-06	0,05	0,045	1,3E+13	1,2E-08	1,7E+13	4,7E+02	4,6E+03	11,25%
6	12,5% - 15%	1,4E-02	1,5E-02	7,4E-06	0,06	0,055	1,1E+13	1,3E-08	1,4E+13	4,3E+02	4,2E+03	13,75%
7	15% - 17,5%	1,5E-02	1,8E-02	8,3E-06	0,07	0,065	7,5E+12	1,5E-08	9,7E+12	3,6E+02	3,5E+03	16,25%
8	17,5% - 20%	1,8E-02	2,2E-02	9,9E-06	0,08	0,075	4,4E+12	2,0E-08	5,6E+12	2,7E+02	2,7E+03	18,75%
9	20% - 22,5%	2,2E-02	2,6E-02	1,2E-05	0,09	0,085	2,4E+12	2,8E-08	3,0E+12	2,0E+02	1,9E+03	21,25%
10	22,5% - 25%	2,6E-02	3,1E-02	1,4E-05	0,1	0,095	1,5E+12	3,6E-08	1,8E+12	1,5E+02	1,5E+03	23,75%
11	25% - 27,5%	3,1E-02	3,5E-02	1,6E-05	0,11	0,105	9,6E+11	4,5E-08	1,1E+12	1,2E+02	1,2E+03	26,25%

Tabela 5-10 – Tabela de Valores de sucção x granulometria de acordo com Arya & Paris (1981)

Faixa	Faixa de material passante	D _{mín} (mm)	D _{máx} (mm)	R _{médio} (m)	θ _i	θ _{vi*}	n _i	r _i	h _i	Ψ _i (Mca)	Ψ _i (kPa)	S
12	27,5% - 30%	3,5E-02	4,0E-02	1,9E-05	0,12	0,115	6,5E+11	5,5E-08	7,5E+11	9,9E+01	9,7E+02	28,75%
13	30% - 32,5%	4,0E-02	4,6E-02	2,1E-05	0,13	0,125	4,3E+11	6,8E-08	4,9E+11	8,0E+01	7,8E+02	31,25%
14	32,5% - 35%	4,6E-02	5,4E-02	2,5E-05	0,14	0,135	2,7E+11	8,7E-08	3,0E+11	6,3E+01	6,2E+02	33,75%
15	35% - 37,5%	5,4E-02	6,4E-02	3,0E-05	0,15	0,145	1,7E+11	1,1E-07	1,8E+11	4,9E+01	4,8E+02	36,25%
16	37,5% - 40%	6,4E-02	7,1E-02	3,4E-05	0,16	0,155	1,1E+11	1,4E-07	1,2E+11	4,0E+01	3,9E+02	38,75%
17	40% - 42,5%	7,1E-02	7,3E-02	3,6E-05	0,17	0,165	9,2E+10	1,5E-07	9,6E+10	3,6E+01	3,5E+02	41,25%
18	42,5% - 45%	7,3E-02	8,4E-02	3,9E-05	0,18	0,175	7,0E+10	1,8E-07	7,2E+10	3,1E+01	3,0E+02	43,75%
19	45% - 47,5%	8,4E-02	1,0E-01	4,6E-05	0,19	0,185	4,4E+10	2,3E-07	4,5E+10	2,4E+01	2,4E+02	46,25%
20	47,5% - 50%	1,0E-01	1,2E-01	5,4E-05	0,2	0,195	2,7E+10	2,9E-07	2,7E+10	1,9E+01	1,8E+02	48,75%
21	50% - 52,5%	1,2E-01	1,4E-01	6,4E-05	0,21	0,105	1,6E+10	3,8E-07	1,6E+10	1,4E+01	1,4E+02	51,25%
22	52,5% - 55%	1,4E-01	1,6E-01	7,5E-05	0,22	0,215	1,0E+10	4,8E-07	9,7E+09	1,1E+01	1,1E+02	53,75%
23	55% - 57,5%	1,6E-01	1,8E-01	8,6E-05	0,23	0,225	6,8E+09	6,0E-07	6,3E+09	9,1E+00	9,0E+01	56,25%
24	57,5% - 60%	1,8E-01	2,1E-01	9,7E-05	0,24	0,235	4,7E+09	7,3E-07	4,3E+09	7,5E+00	7,4E+01	58,75%
25	60% - 62,5%	2,1E-01	2,3E-01	1,1E-04	0,25	0,245	3,2E+09	8,9E-07	2,9E+09	6,2E+00	6,0E+01	61,25%
26	62,5% - 65%	2,3E-01	2,6E-01	1,2E-04	0,26	0,255	2,2E+09	1,1E-06	2,0E+09	5,1E+00	5,0E+01	63,75%
27	65% - 67,5%	2,6E-01	2,9E-01	1,4E-04	0,27	0,265	1,6E+09	1,3E-06	1,4E+09	4,3E+00	4,2E+01	66,25%
28	67,5% - 70%	2,9E-01	3,2E-01	1,5E-04	0,28	0,275	1,2E+09	1,5E-06	1,0E+09	3,7E+00	3,6E+01	68,75%
29	70% - 72,5%	3,2E-01	3,5E-01	1,7E-04	0,29	0,285	8,8E+08	1,7E-06	7,5E+08	3,1E+00	3,1E+01	71,25%
30	72,5% - 75%	3,5E-01	3,9E-01	1,9E-04	0,3	0,295	6,5E+08	2,0E-06	5,5E+08	2,7E+00	2,6E+01	73,75%
31	75% - 77,5%	3,9E-01	4,4E-01	2,1E-04	0,31	0,305	4,7E+08	2,4E-06	3,9E+08	2,3E+00	2,2E+01	76,25%
32	77,5% - 80%	4,4E-01	5,1E-01	2,4E-04	0,32	0,315	3,1E+08	3,0E-06	2,5E+08	1,8E+00	1,8E+01	78,75%
33	80% - 82,5%	5,1E-01	6,0E-01	2,8E-04	0,33	0,325	2,0E+08	3,8E-06	1,6E+08	1,4E+00	1,4E+01	81,25%
34	82,5% - 85%	6,0E-01	6,7E-01	3,2E-04	0,34	0,335	1,4E+08	4,7E-06	1,1E+08	1,2E+00	1,2E+01	83,75%
35	85% - 87,5%	6,7E-01	7,4E-01	3,5E-04	0,35	0,345	9,8E+07	5,5E-06	7,5E+07	9,9E-01	9,7E+00	86,25%
36	87,5% - 90%	7,4E-01	8,3E-01	3,9E-04	0,36	0,355	7,1E+07	6,5E-06	5,3E+07	8,4E-01	8,2E+00	88,75%

Tabela 5-10 – Tabela de Valores de sucção x granulometria de acordo com Arya & Paris (1981) (continuação)

Faixa	Faixa de material passante	D _{mín} (mm)	D _{máx} (mm)	R _{médio} (m)	θ_i	θ_{vi}^*	n_i	r_i	h_i	ψ_i (Mca)	ψ_i (kPa)	S
37	90% - 92,5%	8,3E-01	1,1E+00	4,8E-04	0,37	0,365	3,9E+07	8,9E-06	2,9E+07	6,2E-01	6,0E+00	91,25%
38	92,5% - 95%	1,1E+00	1,5E+00	6,5E-04	0,38	0,375	1,6E+07	1,4E-05	1,1E+07	3,8E-01	3,7E+00	93,75%
39	95% - 97,5%	1,5E+00	2,1E+00	9,1E-04	0,39	0,385	5,7E+06	2,4E-05	3,8E+06	2,2E-01	2,2E+00	96,25%
40	97,5% - 100%	2,1E+00	1,9E+01	5,3E-03	0,4	0,395	2,9E+04	3,9E-04	1,5E+04	1,4E-02	1,4E-01	98,75%
valores máximos											1,0E-06	100,00%

Tabela 5-10 – Tabela de Valores de sucção x granulometria de acordo com Arya & Paris (1981) (continuação)

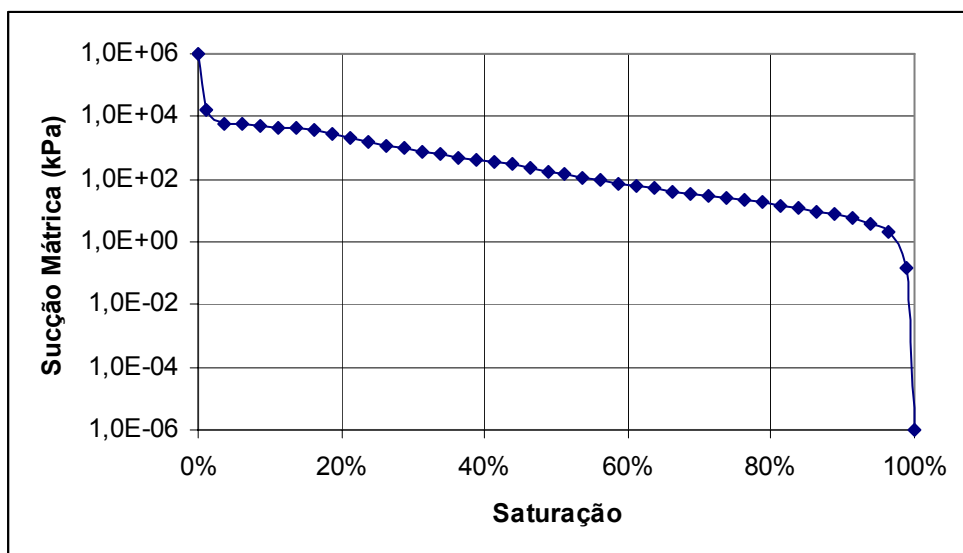


Figura 5-17 – Curva de retenção do solo médio do perfil

Ψ MPa	S	w	θ
1,00E+06	0,00%	0,00%	0,00%
1,60E+04	1,25%	0,19%	0,50%
6,00E+03	3,75%	0,56%	1,50%
5,40E+03	6,25%	0,93%	2,50%
5,00E+03	8,75%	1,30%	3,50%
4,60E+03	11,25%	1,68%	4,50%
4,20E+03	13,75%	2,05%	5,50%
3,50E+03	16,25%	2,42%	6,50%
2,70E+03	18,75%	2,79%	7,50%
1,90E+03	21,25%	3,17%	8,50%
1,50E+03	23,75%	3,54%	9,50%
1,20E+03	26,25%	3,91%	10,50%
9,70E+02	28,75%	4,28%	11,50%
7,80E+02	31,25%	4,66%	12,50%
6,20E+02	33,75%	5,03%	13,50%
4,80E+02	36,25%	5,40%	14,50%
3,90E+02	38,75%	5,77%	15,50%
3,50E+02	41,25%	6,15%	16,50%
3,00E+02	43,75%	6,52%	17,50%
2,40E+02	46,25%	6,89%	18,50%
1,80E+02	48,75%	7,26%	19,50%
1,40E+02	51,25%	7,64%	20,50%
1,10E+02	53,75%	8,01%	21,50%
9,00E+01	56,25%	8,38%	22,50%
7,40E+01	58,75%	8,75%	23,50%
6,00E+01	61,25%	9,13%	24,50%
5,00E+01	63,75%	9,50%	25,50%
4,20E+01	66,25%	9,87%	26,50%
3,60E+01	68,75%	10,24%	27,50%
3,10E+01	71,25%	10,62%	28,50%
2,60E+01	73,75%	10,99%	29,50%
2,20E+01	76,25%	11,36%	30,50%
1,80E+01	78,75%	11,74%	31,50%
1,40E+01	81,25%	12,11%	32,50%
1,20E+01	83,75%	12,48%	33,50%
9,70E+00	86,25%	12,85%	34,50%
8,20E+00	88,75%	13,23%	35,50%
6,00E+00	91,25%	13,60%	36,50%
3,70E+00	93,75%	13,97%	37,50%
2,20E+00	96,25%	14,34%	38,50%
1,40E-01	98,75%	14,72%	39,50%
1,00E-06	100,00%	14,90%	40,00%

Tabela 5-11 – Valores Sucção x Saturação x Umidade Gravimétrica x umidade volumétrica

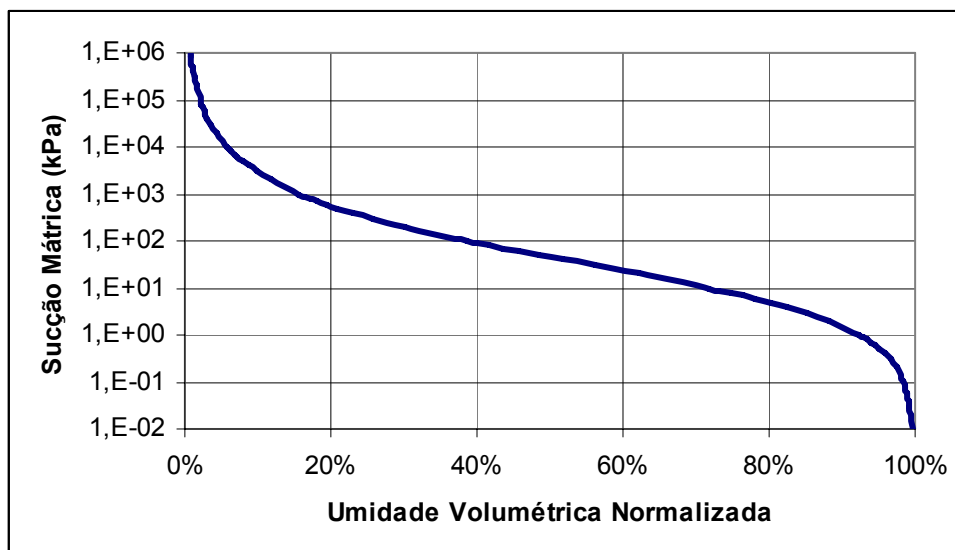


Figura 5-18 – Curva de retenção do solo médio ajustada pelo método de Van Genutchen, 1980.

A obtenção da permeabilidade saturada foi através da expressão de Hazen (1930):

$$k = CD_{10}^2 \dots\dots\dots(\text{Expressão 5-8})$$

A fórmula é válida para k em m/s, C adimensional e D_{10} (diâmetro efetivo) em m, situando-se C entre 100 e 150. Adotou-se neste trabalho o valor de $C = 100$. Com o valor de $D_{10} = 1,353 \times 10^{-2}$ mm obtém-se $k_{\text{sat}} = 1,8 \times 10^{-4}$ cm/s.

A obtenção dos valores de permeabilidade x sucção foram feitos para todos os solos pelo método de Green e Corey, que se mostra mais realista para a grande maioria dos solos. A obtenção desta curva foi feita no próprio programa VADOSE/W e encontra-se apresentada na Figura 5-19.

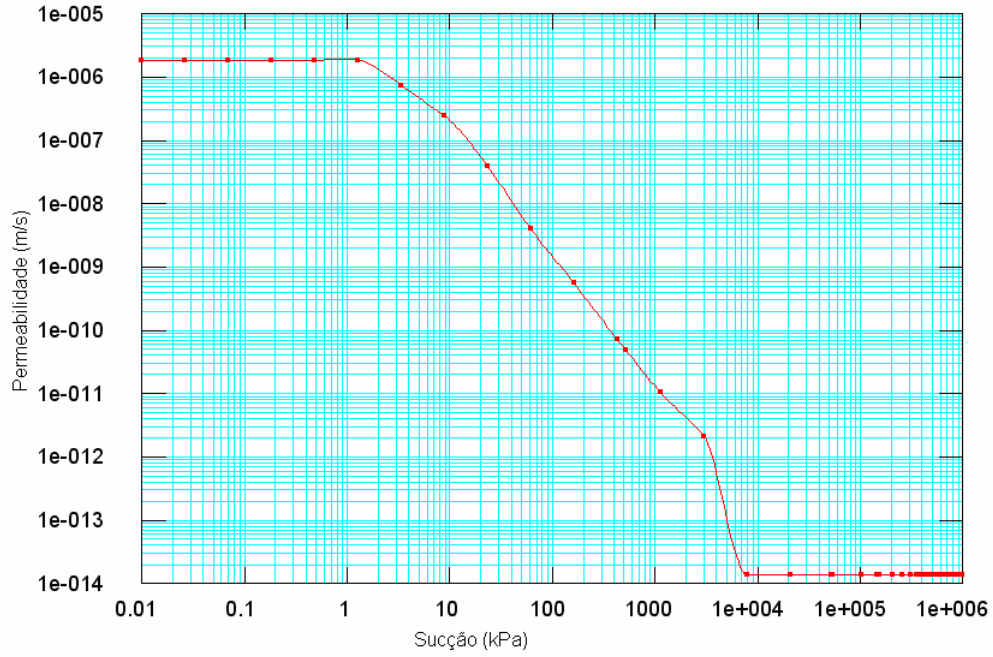


Figura 5-19 – Curva de permeabilidade x sucção gerada no VADOSE/W para o solo do perfil médio

b) Solo do poço (colúvio)

O solo do poço de infiltração possui permeabilidade saturada conhecida e Curva Característica conhecida. Com estes dados gerou-se a curva permeabilidade x sucção pelo método de Green e Corey no programa VADEOSE/W. Esta curva apresenta-se na Figura 5-20.

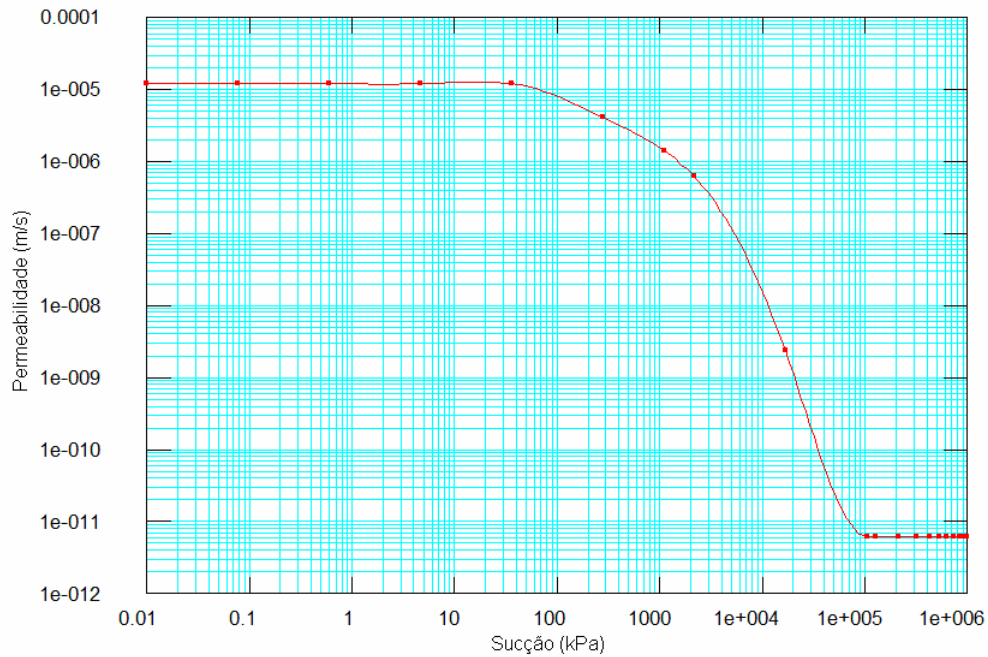


Figura 5-20 – Curva de permeabilidade x sucção gerada no VADOSE/W para o solo do poço de infiltração

c) Sedimento

Este material tem Curva Característica conhecida e perceptível baixa permeabilidade (não ensaiada). Arbitrou-se assim que o sedimento tem permeabilidade saturada 100 vezes menor que o do poço de infiltração. Com estes dados no programa obtiveram-se também as curvas de permeabilidade x sucção para o material denominado sedimento. Esta curva está representada na Figura 5-21.

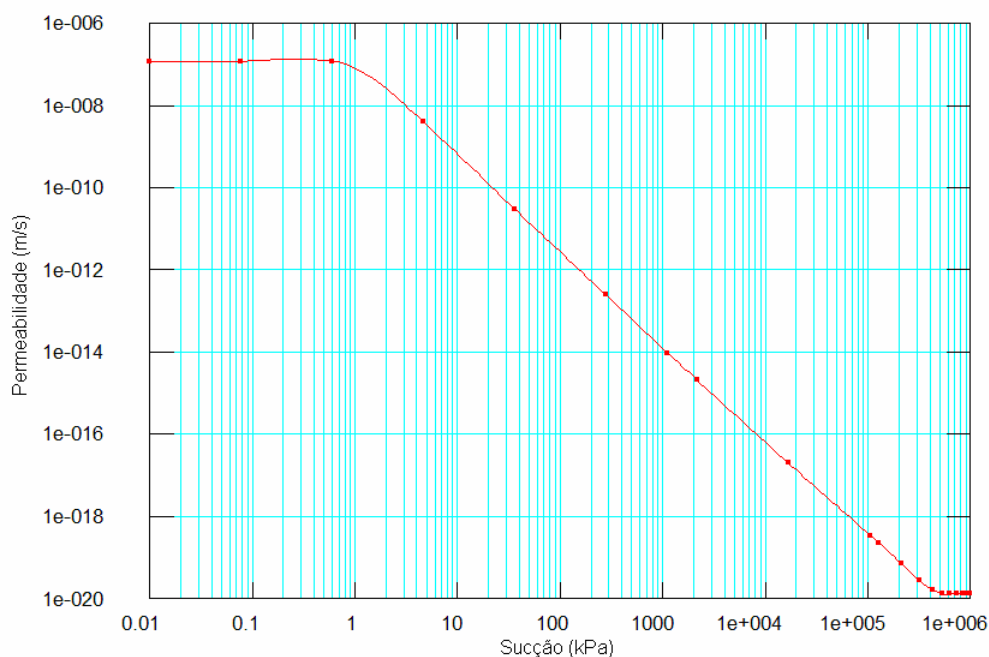


Figura 5-21 – Curva de permeabilidade x sucção gerada no VADOSE/W para o sedimento.

5.3.2 Dados de entrada relativos a pluviometria e considerações sobre o modelo

Com os dados de pluviometria no período de análises, utilizou-se para modelar a chuva de maior recorrência (o dia com a maior chuva), e com a informação do nível d'água máximo atingido (18,6m abaixo da cota de topo do furo do poço), e a lâmina total de sedimento acumulada no poço de infiltração (1,15m). A maior chuva que teve no período em que foi contabilizada foi de 89,6mm no dia 22/01/2007. Para o programa VADOSE-W, foi estipulada a data da chuva, e uma duração de 3 horas para esta.

Algumas diretrizes foram tomadas para eleger as condições de contorno do problema. A seguir se exemplifica o motivo de cada uma delas e ilustra-se estas condições de contorno na Figura 5-22.

O ponto alto da encosta funciona como um divisor de águas, portanto o fluxo deve ser tratado, da linha de divisor de águas para jusante. Com isso a linha de divisor de águas é tratada como face impermeável no problema.

Como o nível de base é posterior ao fim do levantamento, ocorre fluxo mais á jusante do problema. Com isto a linha mais a direita do problema, deve ser tratada como face drenante. A face montante do poço de infiltração também deve ser tratada como face drenante.

Para existir um limite de entrada de água na direção vertical, é necessário estabelecer um ponto em maior profundidade onde o material se tornasse impermeável. Este ponto corresponderia ao nível de rocha sã que não permitisse mais o fluxo na vertical. Considerou-se que este ponto ficaria a 25m de profundidade em relação à cota de topo do poço. Seria tratado também este fundo do modelo como face impermeável.

Nas Figura 5-22 e Figura 5-23 apresenta-se a geometria do problema, os materiais e as condições de contorno. O material rosa corresponde ao solo residual. O material amarelo corresponde ao solo encontrado nas paredes do poço (colúvio) e o material azul corresponde ao sedimento depositado no interior do poço. As fronteiras esquerda e inferior são tratadas como impermeáveis, e as faces de do poço acima do sedimento e a fronteira direita do problema são tratadas como faces drenantes. As faces drenantes estão marcadas em azul (Figura 5-22) e no detalhe do poço pode ser vista por marcação de triângulos nos nós dos elementos (Figura 5-23).

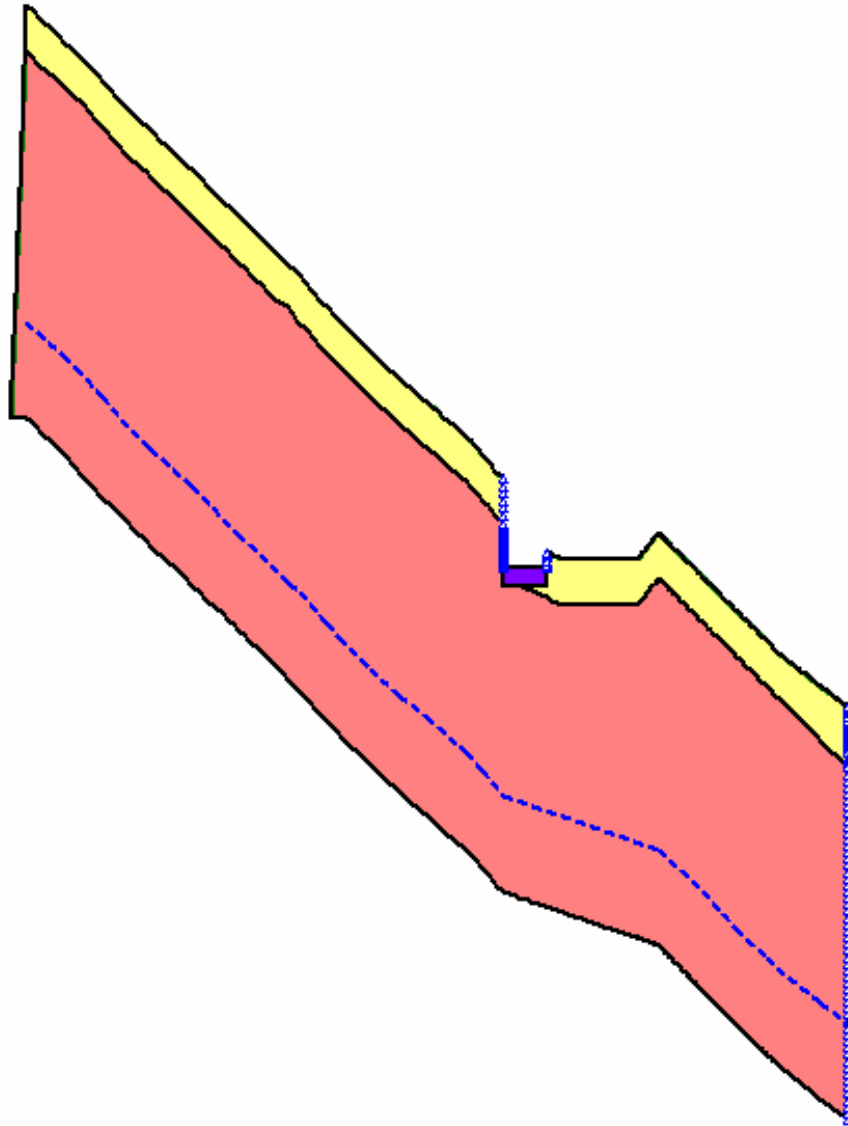


Figura 5-22 – Apresentação do problema com suas condições de contorno

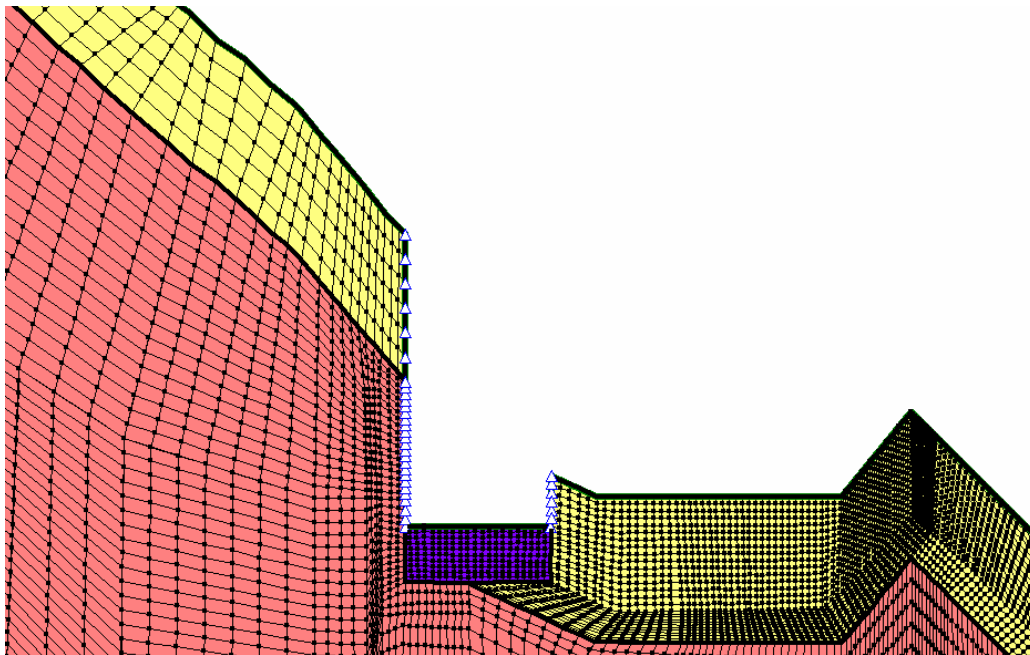


Figura 5-23 – Apresentação do modelo com condições de contorno no detalhe do poço.

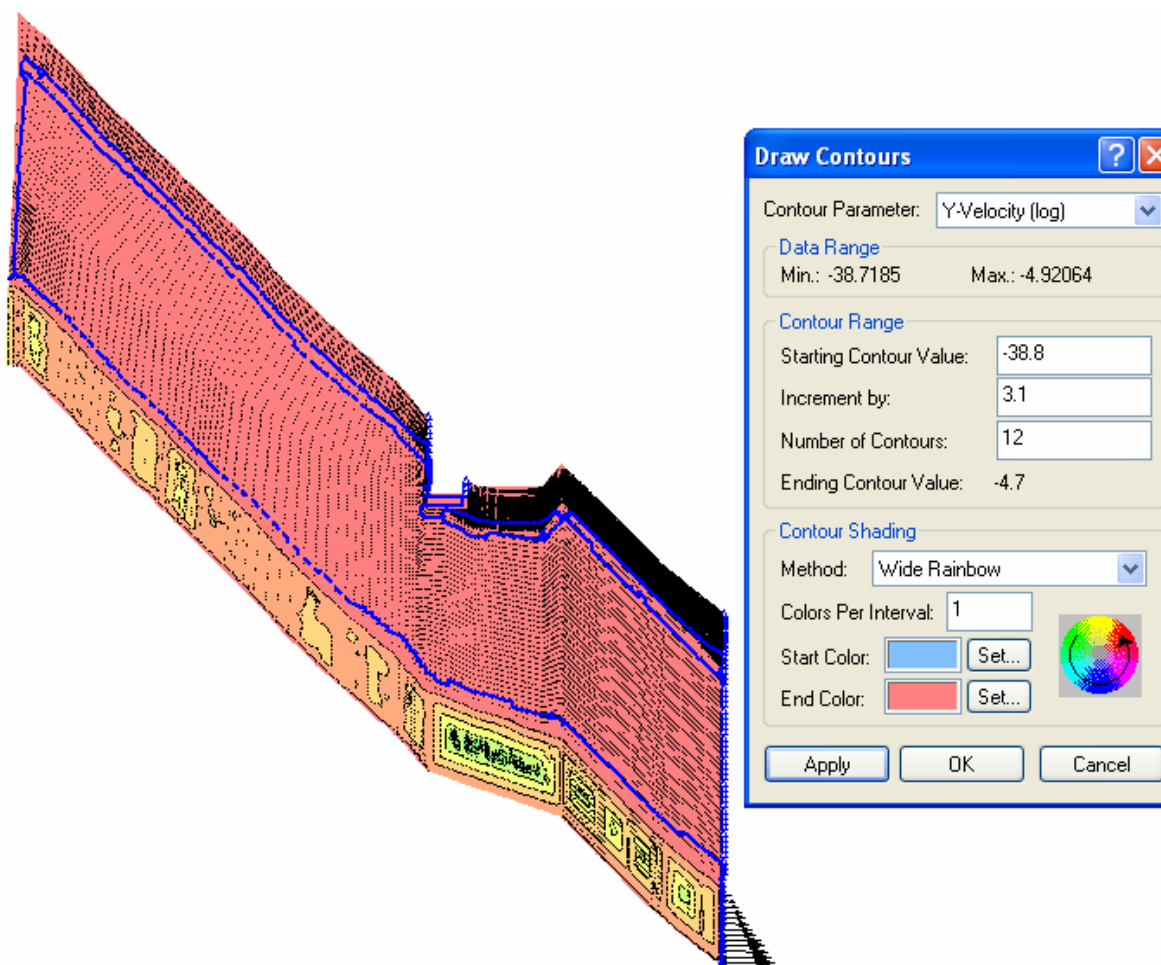


Figura 5-24 – Distribuição (vetores) de velocidade de fluxo

Como se vê na Figura 5.24, o fluxo vai reduzindo velocidade (conseqüentemente perdendo vazão), na direção de recarga direta do aquífero (direção vertical). Na vizinhança do poço, o fluxo se direciona para ele, que, não conseguindo drenar, lança a água para a estrada (e para jusante da estrada). Isto provoca erosão superficial, pois a água que transborda do poço escoam superficialmente. Quando o poço não transborda há ainda a possibilidade de fluxo de sub-superfície intenso, promovendo erosão interna por este mecanismo. Na Figura 5-25, fica mais visível o problema.

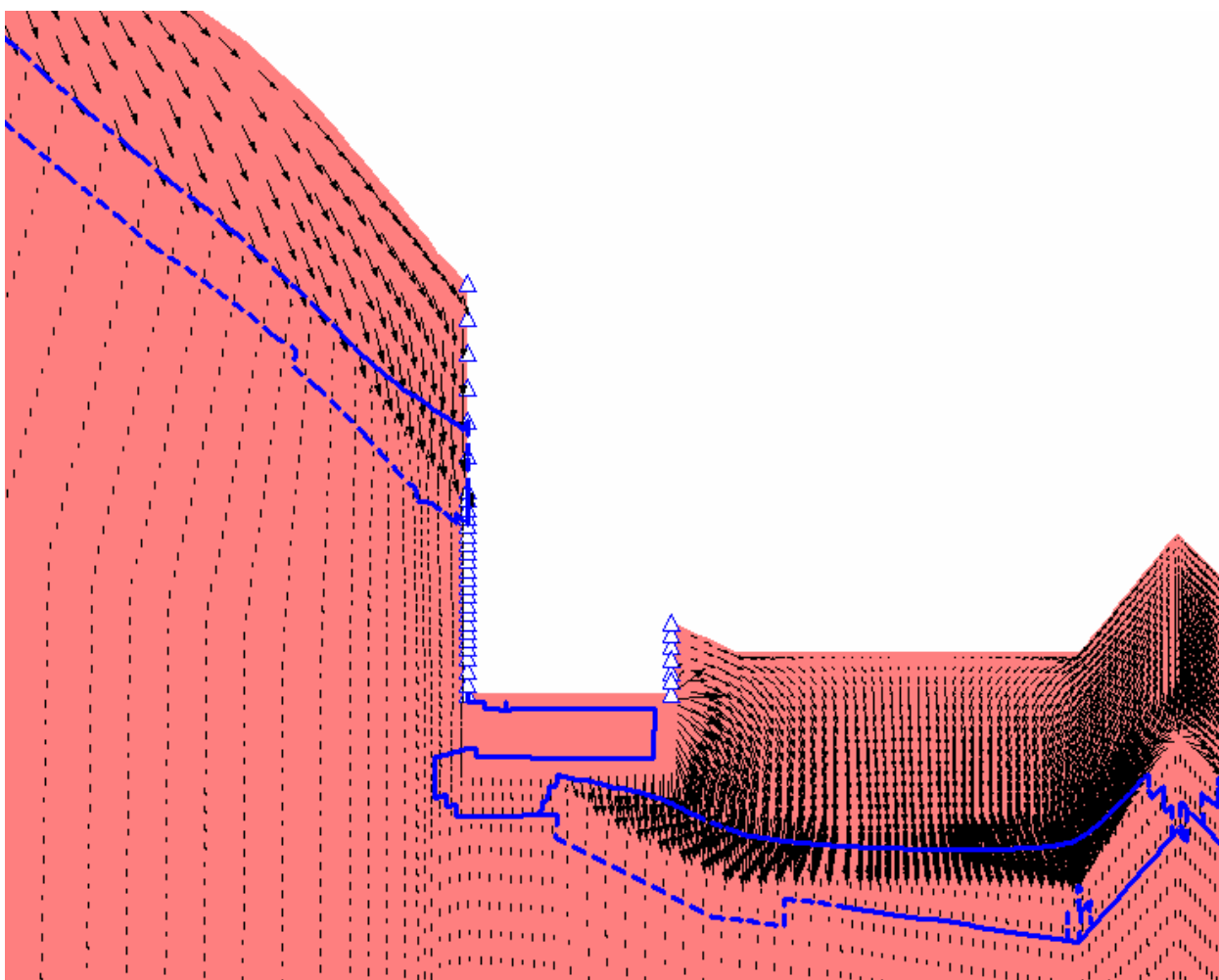


Figura 5-25 – Distribuição (vetores) de velocidade de fluxo na direção vertical - Detalhe do poço

Para se avaliar melhor, apresenta-se o fluxo na direção horizontal conforme Figura 5-26 e Figura 5-27, que mostra um fluxo mais intenso na direção do poço.

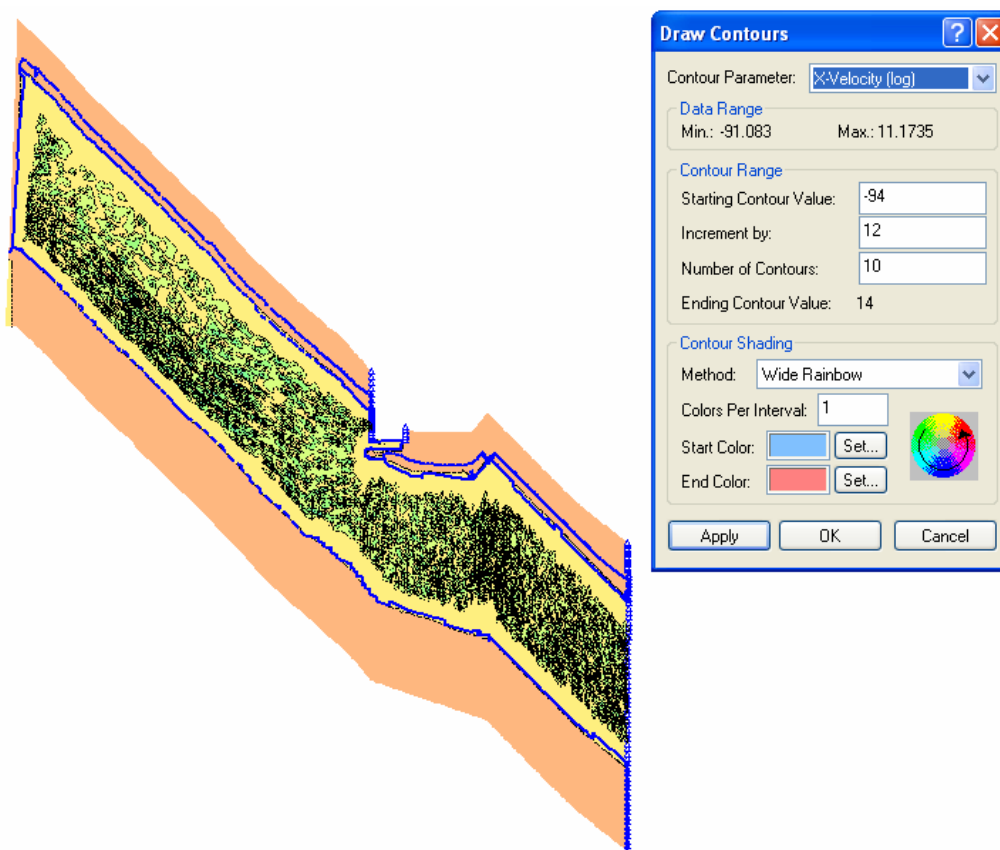


Figura 5-26 – Distribuição (contornos) de velocidade de fluxo na direção horizontal

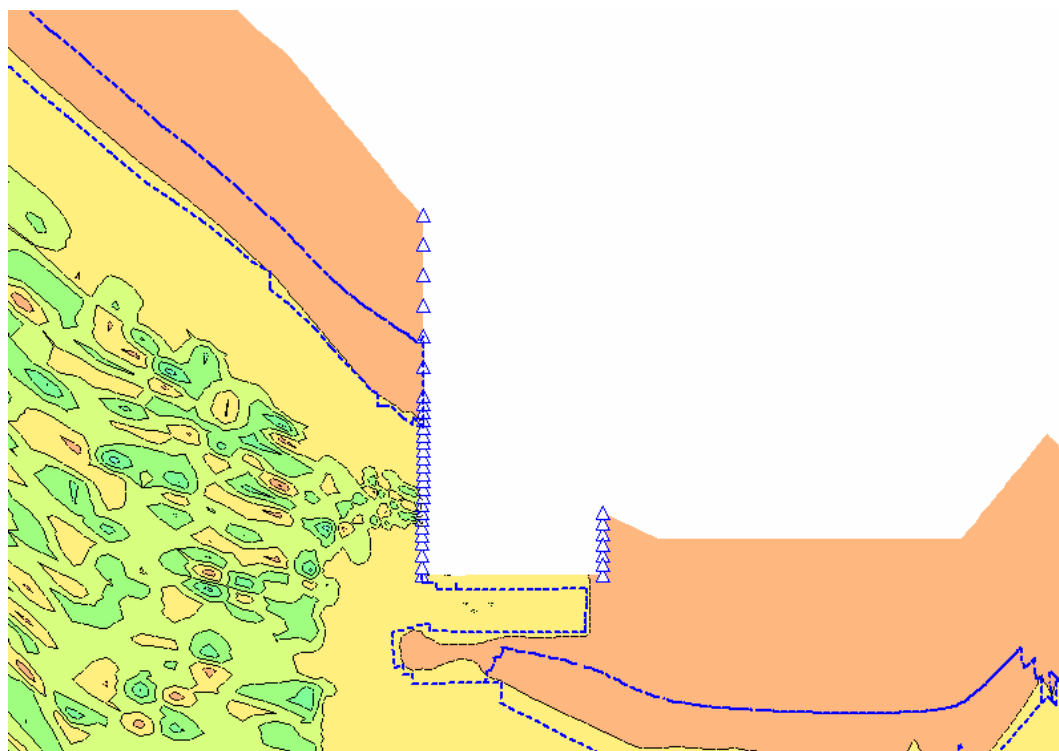


Figura 5-27 – Distribuição (contornos) de velocidade de fluxo na direção horizontal – Detalhe do poço

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

6.1 Conclusões baseadas nos resultados

Através do uso da modelagem feita percebe-se que a solução de forçar a infiltração através de um poço de infiltração, não é a mais adequada. É perceptível que no interior do poço de infiltração, com o passar do tempo, as velocidades de fluxo ficam cada vez menores e ainda por cima o caminho de fluxo aumenta com o aumento da lâmina de sedimentos, diminuindo a eficiência do dispositivo de drenagem duplamente. Isso fica perfeitamente explicado quando se percebe no gráfico permeabilidade x sucção para o sedimento apresentado na Figura 5-9, que para qualquer valor mínimo de sucção (como 10kPa), a permeabilidade cai consideravelmente.

Percebe-se que devido à queda de permeabilidade do material que sedimenta, o poço de infiltração (também denominado *sump*, do inglês “ralo”), ao invés de funcionar com um caminho para a infiltração da água, passa a dificultar o fluxo. Este fluxo é desviado de forma brusca, o que promove maior erosão, gerando maior carga de sedimentos e gerando um ciclo de degradação do dispositivo de drenagem. Isto ficou bem marcado, tanto na modelagem do problema quanto nas observações de campo.

É interessante perceber que os dados de laboratório, de campo e a análise numérica levam a resultados semelhantes aos que se vê em campo.

Uma análise de estabilidade não foi feita pois o solo residual, que era bastante representativo do comportamento do maciço em termos de estabilidade, não foi ensaiado por dificuldades na obtenção de amostras indeformadas. Porém, foram feitos ensaios de cisalhamento direto no colúvio, mostrando que na saturação (ensaios com amostras inundadas) a coesão caía para zero. Isto indica que o material não possuía coesão verdadeira, apenas uma falsa coesão por efeito de sucção.

Nas situações de fluxo que foram modeladas, percebe-se um grande fluxo surgindo nas paredes de montante, que são inclusive bem altas. Com isso, o material na parede está com alto grau de saturação, portanto perdendo a coesão. Com isso, o solo perde a capacidade de resistir ao escorregamento numa situação vertical. Este material mais superficial acaba por escorregar, com um tipo de ruptura bem rasa, comum aos materiais com baixa coesão. Essas rupturas são vistas como deslocamentos. Este padrão de comportamento de estabilidade do talude de montante é percebido facilmente nas observações de campo. Estes deslocamentos favorecem, ainda, o efeito de degradação do dispositivo de drenagem, pois gera mais sedimentos para o poço de infiltração.

6.2 Sugestões de ações para a melhoria da área

Para melhoria da situação da área é preciso usar dispositivos de drenagem diferentes dos utilizados anteriormente. Seria interessante tentar aproveitar os e poços já existentes, mas com medidas corretivas:

- a) As canaletas em solo natural que interligam os poços de infiltração poderiam ser substituídas por canaletas trapezoidais de concreto, evitando assim o transporte de sedimentos das canaletas para os poços.
- b) Dentro dos poços poderiam ser colocadas varas de bambu, para evitar a carga de sedimentos no poço de infiltração proveniente de deslocamento de paredes. Na área da fazenda há bastante bambu nativo.
- c) Para evitar a carga de sedimentos proveniente da estrada, fazer nesta um tratamento de superfície, sendo jogando uma camada de anti-pó, ou mesmo cascalho espalhado e compactado sobre a estrada.

6.3 Sugestões de Pesquisas Futuras

Seria interessante avaliar todas as medidas propostas para, que se conseguisse um sistema de manejo da drenagem interessante.

Poderia ser feito um trecho experimental de estrada na área e medir a sua taxa de produção de sedimentos, bem como prever a taxa de produção de sedimentos da estrada em revestimento primário.

Seria interessante, para medir essas taxas de sedimento, usar modelos de estradas para serem testadas em laboratório através do Ensaio de Inderbitzen.

Também seria interessante programar no modelo feito neste trabalho a arquitetura das raízes do eucalipto, que geram indiscutivelmente canais preferenciais de infiltração em seu entorno.

Um monitoramento do perfil de umidade do solo a cada 15 dias com sonda de nêutrons também apresentaria uma situação mais real do problema.

Avaliar numericamente outros dispositivos de drenagem.

Montar tensiômetros no local para inferir o quanto os dados de sucção de campo e laboratório estão concordando.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARYA, L.M. & PARIS, J.F., 1981. *A Physicoempirical Model to Predict the Soil Moisture Characteristic from Particle-Size Distribution and Bulk Density Data*. Soil Sci. Soc. Am. Journal, Vol45, pp. 1023-1030
- BIOT, M.A., 1941, *General Theory of Three-Dimensional Consolidation*, Journal of Applied Physics, Volume 12, nº2, pp. 155-164.
- COELHO NETTO, A.L., 2003, *Evolução de cabeceiras de Drenagem no Médio Vale do rio Paraíba do Sul (SP/RJ): a formação e o crescimento da Rede de Canais sob Controle Estrutural*, Revista Brasileira de Geomorfologia, Ano 4, N°2, pp. 118-167.
- DANIEL, D.E., 1991. *Design and construction of RCRA/CERCLA final covers. Soils Used in Cover Systems EPA/625/4-91/025*.
- DAS, B. M., 2007, *Fundamentos de Engenharia Geotécnica* Editora Thomson.
- FEUERHARMEL, C., GEHLING, W.Y.Y., BICA, A.V.D., et al, 2004, *Determinação das curvas características de solos coluvionares pelo uso combinado da placa de sucção e método do papel filtro*. 5° Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos, SP, Brasil, pp. 243,248.
- FREDLUND, D.G., 2000, The 1999 R.M. Hardy Lecture: *The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering*, Canadian Geotechnical Journal, Vol37, pp. 963-986
- FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H., 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York, John Wiley & Sons.
- FREDLUND, D.G., XING, A., FREDLUND, M.D. & BARBOUR, S.L., 1995. *The Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength Functions to the Soil-Water Characteristic Curve.*, Canadian Geotechnical Journal, Vol32, pp. 420-448

- FREDLUND, D.G., XING, A., FREDLUND, M.D. & HUANG, S., 1994. *Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, Vol31, pp. 533-546.
- GERSCOVICH, D. M. S., 2001, "Equações para a Modelagem da Curva Característica Aplicada a Solos Brasileiros". In: *4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, pp. 76-93, Porto Alegre, Março.
- HAZEN, A., 1930, *Water Supply*. American Civil Engineers handbook. New York, Wiley.
- HEILBRON, M. 1995, *O Segmento Central da Faixa Ribeira: síntese geológica e ensaio de evolução geotécnica*. Tese de Livre Docência. DGEL/UERJ, Rio de Janeiro, RJ – Brasil.
- HILLEL, D., 1971, *Soil and Water: Physical Principles and Processes*. New York and London, Academic Press, INC.
- HO, P. G., 1979. *The Prediction of Hydraulic conductivity from Soil Moisture Suction Relationship*, B.Sc. Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- HOLTZ, R.D., KOVACS, W.D., 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Upper Saddle River NJ.
- JANSEN, R.C., 2001, *Distribuição dos sistemas radiculares em encostas florestadas e sua influência sobre a infiltração*. Dissertação de M. Sc. UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MENDES, C.A.R., 2006, *Erosão superficial em encosta íngreme sob cultivo perene e com pousio no município de Bom Jardim*. Tese de D.Sc. , COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MITCHELL, J.K., 1993. *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, New York.

- OMIDI, G.H., THOMAS, J.C., BROWN, K.W., 1996. *Effect of desiccation cracking on the hydraulic conductivity of a compacted clay liner*. In: *Water Air and Soil Pollution* vol. 89, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, pp. 91–103.
- PACHECO, P.G.M., 2005, *Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre*. Dissertação de M.Sc. , PUC - Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PINTO, C. S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos com Exercícios Resolvidos Oficina de Textos*, 3ª Edição.
- REICHARDT, K., 1987, *A água em sistemas agrícolas*, Manole, São Paulo, 188p.
- RIOS FILHO, M.G., 2006, *Comportamento de um Aterro Compactado em Campo e Laboratório*, Dissertação de M. Sc. , COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SATO, A.M., AVELAR, A.S., COELHO NETTO, *Hidrologia de encosta numa cabeceira de drenagem com cobertura de eucalipto na bacia do rio Sesmarias: médio vale do rio Paraíba do Sul*, Anais I Seminário de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul: o Eucalipto e o Ciclo Hidrológico, Taubaté, Brasil, 07-09 novembro 2007, IPABHi, p. 147-154.
- SOARES, A.B., 2006, *Fluxo de água em talude arenoso: modelagem física e numérica*. Tese de D.Sc. , COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SILVEIRA, C.S., 2004, *Infiltração e transporte de solutos na zona não saturada de um solo florestal – Parque Nacional da Tijuca RJ*. Tese de D.Sc. , COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- UBALDO, M.O., BORMA, L.S., BARBOSA, M.C., 2006, *Série Gestão e Planejamento nº. 4 – Gestão de Resíduos sólidos geradores de drenagem ácida de minas com o uso de coberturas secas – Versão Provisória*, CETEM, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- WILSON, C.J., 1998, *Runoff and pore pressures developments in hollows*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

YESILLER, N., MILLER, C.J., INCI, G., *et al*, 2000, *Desiccation and cracking behavior of three compacted landfill liner soils*, *Engineering Geology*, Volume 57, Issues 1-2, June , pp 105-121.

YONG, R.N., WARKENTIN, B.P., 1975. *Soil Properties and Behaviour*, Elsevier, Amsterdam.