

RAFAEL LUIS LOBATO LISBOA

**DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO
SATURADA DE SOLOS RESIDUAIS COM O PERMEÂMETRO
GUELPH E ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2006

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

L769d
2006

Lisboa, Rafael Luis Lobato, 1977-

Determinação da condutividade hidráulica não saturada de solos residuais com o permeâmetro Guelph e ensaios de laboratório / Rafael Luis Lobato Lisboa. – Viçosa : UFV, 2005.

xi, 89f. : il. ; 29cm.

Orientador: Roberto Francisco de Azevedo.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 74-89.

1. Engenharia civil. 2. Condutividade hidráulica.
3. Solos - Umidade. 4. Solos - Permeabilidade. 5. Permeâmetro. I. Universidade Federal de Viçosa. II. Título.

CDD 22.ed. 624.1

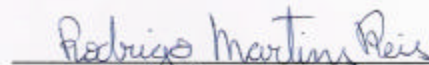
RAFAEL LUIS LOBATO LISBOA

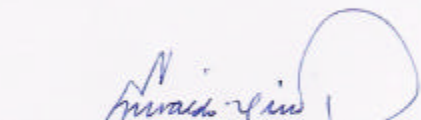
DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA DE SOLOS RESIDUAIS COM O PERMEÂMETRO GUELPH E ENSAIOS DE LABORATÓRIO


Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.


APROVADO: 10 de fevereiro de 2006


Prof. Izabel Christina D'Almeida Duarte
de Azevedo


DS. Rodrigo Martins Reis
(Conselheiro)


Prof. Enivaldo Minette
(Examinador Interno)


Prof. Sérgio Tibana
(Examinador Externo)


Prof. Roberto Francisco de Azevedo
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Pedro e Regina, responsáveis pela minha educação e formação, ensinamentos indispensáveis à minha vida, pela amizade, pela força, pelo incentivo, pela compreensão e pelo apoio financeiro, sem os quais jamais esse projeto seria concluído.

Aos meus irmãos, Joana e Pedro Filho pelo apoio e pela paciência.

Ao professor, orientador, e principalmente amigo Roberto Francisco de Azevedo, pela oportunidade e pelo excelente trabalho exercido durante todo o curso, pelos ensinamentos e pelo apoio no desenvolvimento do projeto, pelo respeito e pela dedicação. Muito obrigado por tudo!

Ao Dr. Rodrigo Reis, mais do que um conselheiro, um amigo. Obrigado pelos sábios ensinamentos.

A Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade de realização do curso.

A todos os professores e educadores da Universidade Federal de Viçosa que contribuíram de alguma forma com a minha formação.

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia Civil, em especial aos do laboratório de Geotecnia, pelo auxílio fundamental para realização desse trabalho.

Ao professor Hugo Ruiz por permitir a realização de ensaios em seu laboratório e ao Cláudio pelo auxílio nos ensaios e também pelo empréstimo do permeâmetro Guelph.

Ao professor Tacio M. Pereira de Campo da PUC-RIO pelo empréstimo e treinamento do permeâmetro Guelph.

Aos amigos pós-graduandos, Alemão, Edgar, Eric, Marcelo, Simone, Thatiana entre outros tantos colegas.

As repúblicas: “Us Arame Farpado”; “Toca-do-Tatu” e “Vaca-Veia”, pela amizade pelo companheirismo e pelas festas, que contribuíram muito nesta jornada.

A todas as pessoas que contribuíram de forma direta e, ou, indiretamente para realização deste trabalho e pela a minha estada em Viçosa, para fazer desse sonho uma realidade, o meu MUITO OBRIGADO – vocês sempre serão lembrados com respeito, carinho e saudade.

CONTEÚDO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	vii
LISTA DE SÍMBOLOS	ix
RESUMO	xii
ABSTRACT	xiii
CAP. 1 INTRODUÇÃO	1
CAP. 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Potencial Total de Água No Solo	3
2.2 Sucção do Solo	4
2.3 Curva Característica de Sucção do Solo	5
2.3.1 Métodos Mais Utilizados Para a Determinação da Sucção	6
2.4 Condutividade Hidráulica Saturada	8
2.5 Condutividade Hidráulica Não Saturada	12
2.6 Determinação da Condutividade Hidráulica Saturada e Não Saturada a partir de Ensaio de Campo	15
2.7 Ensaio com o Permeômetro Guelph	17
2.7.1 Princípios Teóricos do Ensaio com o Permeômetro Guelph	19
2.7.2 Solução da Equação de Fluxo em Regime Permanente para o Permeômetro Guelph	23
2.7.3 Vantagens e Desvantagens do Permeômetro Guelph	29
2.7.4 Variação da Condutividade Hidráulica Não Saturada	30
2.7.5 Trabalhos Realizados com o Permeômetro Guelph no Brasil	30
CAP. 3 MATERIAIS E MÉTODOS	32
CAP. 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	45
CAP. 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	72
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA	74

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Curva característica típica de solos (adaptado de Fredlund, Xing e Huang, 1994)	6
Figura 2.2	Placa de Pressão (MARINHO, 2005)	7
Figura 2.3	Esquema das câmaras de pressão do Laboratório do Departamento de Solos da UFV	8
Figura 2.4	Índice de vazios x condutividade hidráulica (VARGAS, 1981)	10
Figura 2.5	Permeômetro Guelph1	18
Figura 2.6	Bulbo saturado e não saturado durante o ensaio a carga constante	19
Figura 2.7	Fator de Forma C <i>Soil Moisture Equipment Corp.</i> (1986)	23
Figura 3.1	Esquema de retirada das amostras indeformadas	33
Figura 3.2	Câmaras de pressão utilizadas para obter as curvas de retenção	34
Figura 3.3	Corpos de provas deformados e indeformados antes da saturação	34
Figura 3.4	Maleta de transporte completa e o kit auto-suficiente	37
Figura 3.5	Permeômetro Guelph durante ensaio de campo	37
Figura 3.6	Colmatação das paredes do furo pelo processo de tradagem	38
Figura 4.1	Curvas Granulométricas dos Solos Estudados	46
Figura 4.2a	Curvas de Retenção do solo 01	48
Figura 4.2b	Curvas de Retenção do solo 01	48
Figura 4.2c	Curvas de Retenção do solo 01	49
Figura 4.3a	Curvas de Retenção do solo 02	49
Figura 4.3b	Curvas de Retenção do solo 02	50
Figura 4.3c	Curvas de Retenção do solo 02	50
Figura 4.4a	Curvas de Retenção do solo 03	51
Figura 4.4b	Curvas de Retenção do solo 03	51
Figura 4.4c	Curvas de Retenção do solo 03	52
Figura 4.5a	Curvas de Retenção por Secagem. Amostras Deformadas e Indeformadas do solo 01	52

Figura 4.5b	Curvas de Retenção Curvas de Retenção por Secagem. Amostras Deformadas e Indeformadas do solo 02	53
Figura 4.5c	Curvas de Retenção Curvas de Retenção por Secagem. Amostras Deformadas e Indeformadas do solo 03	53
Figura 4.6	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de VAN GENUCHTEN (1980), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 01	60
Figura 4.7	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de VAN GENUCHTEN (1980), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 02	61
Figura 4.8	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de VAN GENUCHTEN (1980), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 03	61
Figura 4.9	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de GARDNER (1958), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 01	63
Figura 4.10	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de GARDNER (1958), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 02	63
Figura 4.11	Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de GARDNER (1958), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 03	64
Figura 4.12	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o solo 01	67
Figura 4.13	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o solo 02	67
Figura 4.14	Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o solo 03	68
Figura 4.15	Comparação entre as curvas de condutividade hidráulica, trajetória de umedecimento, obtidas no ensaio de campo e nos ensaios de laboratório. Solo 01	69

- Figura 4.16 Comparação entre as curvas de condutividade hidráulica, trajetória de umedecimento, obtidas no ensaio de campo e nos ensaios de laboratório. Solo 02 70
- Figura 4.17 Comparação entre as curvas de condutividade hidráulica, trajetória de umedecimento, obtidas no ensaio de campo e nos ensaios de laboratório. Solo 03 70

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica saturada. ALONSO, GENS E HIGHT (1987); FREDLUND, XING E HUANG (1994)	14
Tabela 2.2	Parâmetros α sugeridos por ELRICK <i>et al.</i> , (1989)	25
Tabela 4.1	Propriedades dos Solos e Resultados dos Ensaios de Caracterização	46
Tabela 4.2	Avaliação Empírica da Macroporosidade dos Solos Estudados	47
Tabela 4.3	Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Van Genuchten (1980). Trajetória de secagem	54
Tabela 4.4	Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Van Genuchten (1980). Trajetória de umedecimento	54
Tabela 4.5	Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Gardner (1958). Trajetória de secagem	55
Tabela 4.6	Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Gardner (1958). Trajetória de umedecimento	55
Tabela 4.7	Condutividade Saturada de Laboratório	56
Tabela 4.8	Valores de k_{fs} (m/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 01	56
Tabela 4.9	Valores de k_{fs} (m/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 02	57
Tabela 4.10	Valores de k_{fs} (m/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 03	57
Tabela 4.11	Valores de ϕ_{Gm} (m ² /s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 01	57
Tabela 4.12	Tabela 4.12 - Valores de ϕ_{Gm} (m ² /s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 02	58

Tabela 4.13	Valores de ϕ_{Gm} (m^2/s) a partir do permeômetro Guelph para o solo 03	58
Tabela 4.14	Desvio padrão da condutividade hidráulica saturada (k_{fs})	58
Tabela 4.15	Resumo do potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm})	58
Tabela 4.16	Parâmetros k_{fs} e α médios obtidos pelos três métodos de cálculo para cada local ensaiado	66

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Seção transversal do corpo de prova; raio do furo de sondagem;
a	Seção transversal da bureta;
α	Parâmetro que depende das propriedades do solo (macroporosidade textura);
α_v	Parâmetros de ajuste de VAN GENUCHTEN;
β	Fator de heterogeneidade do solo;
C	Fator de forma;
C_G	Fator de forma que depende da razão de H/a;
C_v	Coefficiente de adensamento;
Δh	Diferença de carga total entre dois pontos;
Δt	Intervalo de tempo;
e	Índice de vazios;
ϕ	Potencial total do fluido;
ϕ_g	Potencial de posição ou gravitacional;
ϕ_m	Potencial matricial;
ϕ_p	Potencial pneumático;
ϕ_{osm}	Potencial osmótico;
ϕ_{Gm}	Potencial matricial de fluxo;
ϕ_1, ϕ_2	Potencial matricial de fluxo para cada estágio no método do permeâmetro Guelph;
γ_w	Massa específica da água;
γ_s	Massa específica dos sólidos;
γ_d	Massa específica seca;
γ	Massa específica natural;
h	Altura do corpo de prova;
H	Altura de carga (permeâmetro Guelph);
i	Gradiente hidráulico;
IP	Índice de plasticidade;

k	Coeficiente de condutividade hidráulica saturada, condutividade hidráulica não saturada;
k_1	Coeficiente de condutividade hidráulica para $\theta = \theta_1$;
k_{20}	Coeficiente de permeabilidade a 20°C;
k_T	Coeficiente de permeabilidade a T°C;
$k(\theta), k(\psi)$	Função que representa a variação da condutividade hidráulica com o teor de umidade volumétrico (função de permeabilidade);
k_r	Condutividade hidráulica relativa;
k_s	Condutividade hidráulica saturada;
k_{fs}	Condutividade hidráulica saturada de campo;
k_1, k_2	Condutividade hidráulica para cada estágio no método do permeâmetro Guelph;
L	Distância entre os dois pontos, comprimento do corpo de prova;
LL	Limite de liquidez;
LP	Limite de plasticidade;
m_v	Coeficiente de deformação volumétrica;
n, m	Parâmetros de ajuste de VAN GENUCHTEN;
η	Viscosidade do líquido percolante;
η_T	Viscosidade da água a T°C;
η_{20}	Viscosidade da água a 20°C.
Q	Vazão;
Ψ_t	Sucção total;
Ψ_m	Sucção matricial;
Ψ_{osm}	Sucção osmótica;
θ_{aev}	Valor da sucção correspondente à entrada de ar no solo;
θ_1	Sucção residual;
S, S_r	Grau de saturação;
S_{ru}	Grau de saturação residual;
S_{rs}	Grau de saturação de campo;
S_e	Grau de saturação efetiva;
t	Tempo de percolação de água (Regime Permanente);
θ	Teor de umidade volumétrico;

θ_s	Teor de umidade volumétrico de saturação pelo processo de secagem da curva característica;
θ'_s	Teor de umidade volumétrica de saturação pelo processo de umedecimento da curva característica;
θ_r	Teor de umidade residual;
u_a	Pressão de ar no solo;
u_w	Pressão de água no solo;
v	Velocidade média aparente ou de Darcy;
T	Umidade volumétrica normalizada;
W	Teor de umidade gravimétrico;
z	Coordenada de posição (positiva no sentido de cima para baixo).

RESUMO

LISBOA, Rafael Luis Lobato Lisboa, M.S., Universidade Federal de Viçosa, Fevereiro de 2006. **Determinação da condutividade hidráulica não saturada de solos residuais com o permeâmetro Guelph e ensaios de laboratório.** Orientador: Roberto Francisco de Azevedo. Conselheiros: Eduardo Antônio Gomes Marques e Rodrigo Martins Reis.

A condutividade hidráulica de três solos não saturados da região de Viçosa-MG é estudada através de ensaios de campo, empregando o permeâmetro Guelph, e ensaios de laboratório. No campo, os ensaios foram realizados com uma e duas alturas de carga. Os resultados obtidos foram analisados com os modelos teóricos proposto por REYNOLDS e ELRICK (1985). No laboratório, as curvas de retenção de água dos solos e as condutividades hidráulicas saturadas foram determinadas, o que possibilitou a determinação da variação da condutividade hidráulica com a sucção, através das fórmulas empíricas de VAN GENUCHTEN (1980) e GARDNER (1958). Por fim, os valores da condutividade hidráulica não saturada fornecidos pelo permeâmetro Guelph foram comparados com os obtidos no laboratório. Com exceção do solo 03, no qual as paredes do furo escavado para a execução do ensaio de campo colmataram, as condutividades hidráulicas saturadas dos solos obtidas no campo e no laboratório foram praticamente iguais. Com relação à variação da condutividade hidráulica com a sucção, verificou-se que os resultados de campo e laboratório tiveram uma maior concordância quando se usou o modelo de GARDNER (1958) para representar a curva de retenção de água dos solos do que quando se usou o modelo de VAN GENUCHTEN (1980).

ABSTRACT

LISBOA, Rafael Luis Lobato Lisboa, M.S., Universidade Federal de Viçosa, February 2006. **Determination of the hydraulic conductivity no saturated of residual soils with the Guelph permeameter and laboratory tests.** Adviser: Roberto Francisco de Azevedo. Committee members: Eduardo Antônio Marques and Rodrigo Martins Reis.

Hydraulic conductivities of three non-saturated soils of the Viçosa region were studied with field tests, using the Guelph permeameter, and laboratory tests. In the field, the tests were performed with one and two hydraulic head heights. The corresponding results were analyzed with theoretical models proposed by REYNOLDS and ELRICK (1985). In the laboratory, water retention curves and saturated hydraulic conductivities of the soils were determined, with which variation of the hydraulic conductivities with suction were obtained using VAN GENUCHTEN (1980) and GARDNER (1958) empirical formulations. Finally, the non-saturated hydraulic conductivities obtained with the Guelph permeameter and the ones determined in the laboratory were compared. With the exception of soil 03, in which the walls of the hole made to execute the field test smeared, the saturated hydraulic conductivities values obtained in the field and in the laboratory were similar. With respect to the hydraulic conductivities variation with suction, it was verified that field and laboratory results agreed better when GARDNER (1958) model was used to represent the water retention curves than when the VAN GENUCHTEN (1980) model was used.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 – GENERALIDADES

A determinação da condutividade hidráulica de maciços terrosos é, de modo geral, muito importante em estudos geotécnicos como, por exemplo, em fundações de barragens, estabilidade de taludes, em projetos de depósitos de resíduos líquidos e sólidos resultantes de atividades humanas, em estudos de recuperação ambiental de áreas degradadas, etc.

Embora os ensaios de condutividade hidráulica nos solos estejam associados ao método de prospecção empregado (sondagem à trado e à percussão, poços rasos e trincheiras), do ponto de vista hidro-geotécnico, tais ensaios podem ser classificados conforme a forma de realização (ensaio de nível constante e nível variável), e do diferencial de pressão aplicado (positivo ou de carga e negativo ou de descarga).

Estes assuntos são tratados na Geotecnia a partir de trabalhos inicialmente desenvolvidos na Física dos Solos, na Agronomia e na Engenharia de Irrigação. As teorias relacionadas a esses problemas são muito complexas, pois os coeficientes que definem a capacidade de transmissão no solo são altamente variáveis (JIMÉNES, 1993 a).

Diversos ensaios para a determinação da condutividade hidráulica têm sido desenvolvidos e aperfeiçoados ao longo do tempo. Busca-se através disto uma maior representatividade nos resultados, redução de custos dos ensaios e o aperfeiçoamento dos aparelhos de medição em campo, tornando-os mais práticos e de fácil utilização. A maioria dos ensaios é realizada com permeâmetros ou infiltrômetros desenvolvidos para determinação da condutividade hidráulica em solos saturados e não refletem convenientemente algumas propriedades dos mesmos, principalmente os efeitos de solos não saturados, sucção, que segundo STEPHENS E NEWMAN (1982 a), STEPHENS *et al.*, (1983), REYNOLDS, ELRICK E CLOTHIER (1985), devem ser levados em conta na determinação deste parâmetro.

Por isso, pesquisas sobre condutividade hidráulica não-saturada dos solos são importantes, tanto por meio de ensaios de laboratório, quanto de ensaios de campo.

1.2 - OBJETIVOS

Neste trabalho, estudou-se a condutividade hidráulica em solos residuais não saturados da região de Viçosa – MG, empregando-se, no campo, o permeâmetro Guelph, e ensaios de laboratórios utilizando-se métodos indiretos que se apóiam na curva de retenção de água, obtidas em câmaras de pressão. Depois foi feita a comparação dos resultados de campo e laboratório, utilizando os modelos empíricos de VAN GENUCHTEN (1980) e GARDNER (1958), a fim de obter a melhor comparação entre campo e laboratório.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DA TESE

O trabalho foi dividido em 05 capítulos da seguinte forma:

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica onde são abordados tópicos da mecânica dos solos não saturados. São comentados os conceitos energéticos de água no solo e seus componentes potenciais, conceitos referentes à relação sucção vs umidade, e procedimentos para medição de sucção em campo e laboratório. São também apresentados fatores que influenciam na determinação da condutividade hidráulica em solos saturados e não saturados.

No capítulo 3 é feita a identificação dos três solos estudados, é descrita a metodologia usada nos ensaios de caracterização, ensaios para determinação da curva de retenção de água nos solos e ensaios de condutividade hidráulica no laboratório e campo. Também são descritos os diferentes procedimentos de cálculo da condutividade hidráulica não saturada a partir dos ensaios de laboratório e campo.

No capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de campo e laboratório, bem como são feitas comparações entre os valores da condutividade hidráulica não saturada determinada a partir destes ensaios para cada solo estudado.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões obtidas neste trabalho, assim com sugestões para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – POTENCIAL TOTAL DE ÁGUA NO SOLO

Define-se o conceito de potencial, como sendo a energia necessária para deslocar uma unidade de massa de água, em sentido contrário ao das forças capilares, de um certo local até o nível da água livre, sujeita à pressão atmosférica.

Com a evolução deste conceito, envolveram-se outras parcelas de energia, de tal forma que, atualmente, o potencial total de um fluido no solo (ϕ) é resultante da soma de vários componentes:

$$\phi = \phi_g + \phi_m + \phi_p + \phi_{osm}. \quad (2.1)$$

em que:

ϕ_g	=	potencial de posição ou gravitacional;
ϕ_m	=	potencial matricial;
ϕ_p	=	potencial pneumático;
ϕ_{osm}	=	potencial osmótico

O potencial de posição ou gravitacional é definido como o trabalho realizado por unidade de massa de água para se levar, reversível e isotermicamente, uma quantidade infinitesimal de água de um ponto de referência, a um outro ponto de cota determinado no solo.

O potencial matricial da água no solo decorre do efeito combinado das forças capilares e de adsorção originadas da interação entre a água e as partículas minerais, ou seja, a matriz do solo. Estas forças atraem e fixam a água no solo, diminuindo sua energia potencial em relação à água livre. Os fenômenos capilares resultam da tensão superficial da água.

O potencial matricial só tem importância nas franjas de saturação capilar e em solos não saturados, sendo nulo abaixo do nível de água. Como a sua determinação

teórica é difícil, ele é calculado experimentalmente através de técnicas descritas, por exemplo, por REICHARDT (1985).

O potencial pneumático é igual ao trabalho resultante da pressão manométrica (pressão absoluta menos pressão atmosférica) eventualmente existente no ar e/ou no fluído contidos nos vazios do solo.

O potencial osmótico é a diferença de composições entre a água do solo (água com sais minerais e substâncias orgânicas) e a água pura.

Segundo JIMÉNEZ (1993 a), o potencial osmótico ocorre devido à água nos poros poder possuir sais em dissolução. Neste caso, surge sucção osmótica para levar a água do solo do estado original ao estado padrão (pura).

2.2 – SUCCÃO DO SOLO

O potencial total do solo, expresso em energia por unidade de massa ou volume, pode ser substituído pelos respectivos valores de pressão correspondente a cada parcela. Assim, no lugar de potencial matricial, usa-se a sucção matricial (ψ_m) e, analogamente, a sucção osmótica (ψ_{osm}).

Segundo RICHARDS (1974), a existência de sucção em solos não saturados é decorrente dos efeitos combinados de capilaridade (predominantes em solos arenosos), de adsorção (predominantes em solos argilosos) e de osmose (que tem a mesma importância relativa tanto no caso de solos saturados como não saturados). Assim, a sucção total (ψ_t) corresponde ao trabalho total das forças de capilaridade, adsorção e osmótica é igual a:

$$\psi_t = \psi_m + \psi_{osm} \quad (2.2)$$

A sucção total que é equivalente ao potencial matricial e osmótico em termos de pressão, pode ser definida como a diferença entre a pressão da fase gasosa (u_a) e da fase líquida (u_w), presente nos poros do solo:

$$\psi_t = u_a - u_w \quad (2.3)$$

A sucção matricial é igual à sucção total quando o líquido contido no solo é idêntico à água padrão (pura), restando apenas o efeito da matriz do solo (capilaridade e adsorção).

A sucção osmótica é igual à sucção total quando o solo se encontra saturado, ou seja, a componente matricial não ocorre, restando apenas o efeito de diferentes concentrações de solutos.

2.3 – CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCCÃO DO SOLO

A curva característica de sucção, ou curva de retenção de água no solo, é a relação entre o teor de umidade volumétrico ou gravimétrico, ou o grau de saturação, com o valor da sucção à qual o solo está submetido. Sua forma está diretamente relacionada com a textura, composição mineralógica e estrutura do solo.

A curva característica de sucção pode apresentar histerese, isto é, os pares ordenados sucção e umidade, obtidos durante um processo de secagem podem não ser os mesmos dos obtidos durante um processo de umedecimento. Este fenômeno de histerese pode ser atribuído a diversas causas, dentre elas: o tamanho, a distribuição e ligações dos poros individuais, o ar aprisionado nos vazios do solo, a liberação do ar dissolvido na água, as mudanças na estrutura do solo, etc.

A Figura 2.1 apresenta uma curva de retenção típica. Na Figura, θ_s é o teor de umidade volumétrico de saturação da curva de secagem; θ'_s é o teor de umidade volumétrico da curva de umedecimento; θ_r é o teor de umidade volumétrico residual.

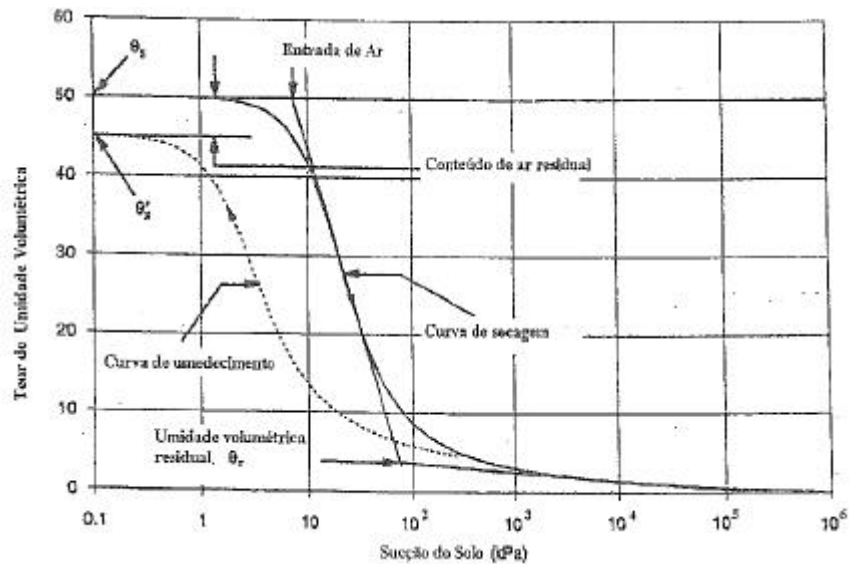


Figura 2.1 – Curva característica típica de solos (adaptado de Fredlund, Xing e Huang, 1994)

A diferença entre θ_s e θ'_s é chamada de conteúdo de ar residual e o valor de entrada de ar é o valor de sucção, correspondente à tensão capilar dos poros com maior diâmetro, a partir do qual a drenagem do solo se inicia (AITCHISON, 1965).

2.3.1 – MÉTODOS MAIS UTILIZADOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCCÃO

A sucção pode ser obtida através de um grande número de ensaios de campo e laboratório. Serão descritos resumidamente os métodos mais usuais na determinação da sucção matricial e osmótica.

Psicrômetros: utilizados em medidas de sucção total do solo através da medida da umidade relativa do ar do solo em equilíbrio com a interface solo água. Os psicrômetros costumam apresentar melhores resultados para valores altos de sucção. Para valores menores, o tempo de resposta é muito grande dificultando seu uso (MACHADO, 1998).

Papel Filtro: o papel filtro é utilizado para medidas de sucção total e matricial. O papel filtro, com a sua curva característica de sucção previamente conhecida, é colocado em contato (para medir sucção matricial) ou não (para medir sucção total) com o solo em um recipiente hermeticamente fechado, durante tempo suficiente para que haja

equilíbrio de sucção entre o papel filtro e o solo. A sucção do solo é então determinada a partir do valor da umidade final do papel filtro e de sua curva característica de sucção (MACHADO, 1998)

Tensiômetro: os tensiômetros são utilizados na medida direta da sucção matricial em campo, possuindo tempo de resposta razoável. Os valores de sucção que podem ser medidos, contudo, são limitados a aproximadamente 100 kPa, em decorrência da expansão de microbolhas de ar dentro do sistema. Este fenômeno é denominado de cavitação (MARINHO, 2005).

Placa de Pressão: as placas de pressão são utilizadas no laboratório para se determinar curvas de retenção para valores de sucção abaixo de 100 kPa. Consistem na colocação da amostra sobre uma pedra porosa com entrada de pressão de ar de, no mínimo, 100 kPa, dentro de uma câmara aberta para a atmosfera. Na base da câmara, aplicam-se valores de sucção progressivamente maiores até, no máximo, 100 kPa (Figura 2.2).

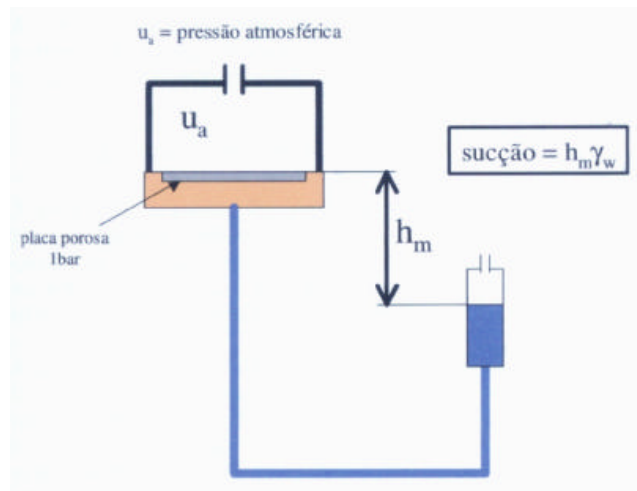


Figura 2.2 – Placa de Pressão (MARINHO, 2005)

Câmara de Pressão: as câmaras de pressão foram desenvolvidas para se obter curvas de retenção para valores de sucções matriciais acima de 100 kPa, podendo-se atingir valores de 1.500 kPa (pedras cerâmicas especiais), ou até 10.000 kPa (membrana de celulose) (CRONEY E COLEMAN, 1960 *in* ROHM, 1993) (Figura 2.3).

A câmara de pressão faz uso da técnica da translação de eixos. Esta técnica objetiva evitar que ocorra o fenômeno da cavitação no sistema. A cavitação geralmente

ocorre quando a pressão da água chega próxima ao zero absoluto. Em termos de sucção a cavitação tende a ocorrer em níveis de sucção próximas a 80 kPa.

A translação de eixos impõe um aumento na pressão do ar que causa uma translação de eixos da pressão de referência. Esta técnica foi desenvolvida por HILF (1956). A translação induz um distanciamento relativo da pressão medida em relação ao zero absoluto (MARINHO, 2005).



Figura 2.3 – Esquema das câmaras de pressão do Laboratório do Departamento de Solos da UFV

2.4 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

A condutividade hidráulica representa a maior ou menor facilidade com que a água pode fluir através dos poros do solo.

O fluxo de água nos solos é normalmente controlado pela lei de Darcy:

$$v = k.i \quad (2.4)$$

Onde i , gradiente hidráulico, é calculado por:

$$i = \frac{h}{L} \quad (2.5)$$

Onde:

- v = velocidade média, aparente ou de Darcy;
k = coeficiente de condutividade hidráulica saturada;
 Δh = diferença de carga total entre dois pontos;
L = distância entre os dois pontos.

A condutividade hidráulica em solos saturados pode ser determinada por meio de ensaios de campo e de laboratório. Em laboratório, os principais ensaios para a sua determinação são os seguintes:

- a) permeâmetro de carga constante (solos arenosos);
- b) permeâmetro de carga variável (solos finos);
- c) determinação indireta através do ensaio de adensamento;

Os permeâmetros podem ter paredes rígidas ou flexíveis.

No ensaio com carga constante, a carga total é mantida constante e a vazão correspondente é medida. É mais indicado para solos arenosos com elevada condutividade hidráulica (CARVALHO, 1997).

No ensaio com carga variável a carga total varia com o tempo. Neste caso a medição da condutividade hidráulica é feita a partir de medidas da variação do nível de água no tubo de entrada com o tempo (CARVALHO, 1997).

O ensaio de adensamento pode também ser usado para medir a condutividade hidráulica em solos finos como argilas e siltes. Neste caso, a condutividade hidráulica pode ser obtida por meio da expressão:

$$k = \gamma_w \cdot C_v \cdot m_v \quad (2.6)$$

Onde:

- C_v = coeficiente de adensamento;
 γ_w = peso específico da água;
 m_v = coeficiente de deformação volumétrica.

Esta equação permite calcular a condutividade hidráulica (k), porém, não é recomendável pela imprecisão na determinação de C_v e m_v (CARVALHO, 1997).

De uma maneira geral, a condutividade hidráulica pode ser expressa como:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} K \quad (2.7)$$

Em que, γ_w e η são, respectivamente, o peso específico e a viscosidade do fluido percolante, e K é a permeabilidade absoluta do meio poroso. (LAMBE E WHITMAN, 1969).

Vários fatores influem no valor da condutividade hidráulica do solo, tais como:

a) O Índice de Vazios:

O índice de vazios influencia no valor da permeabilidade absoluta e, por conseguinte, no valor da condutividade hidráulica. A Figura 2.4 apresenta variações da condutividade hidráulica com o índice de vazios para diferentes solos e rochas, invariavelmente mostrando, como esperado, que a condutividade hidráulica diminui à medida que o índice de vazios diminui.

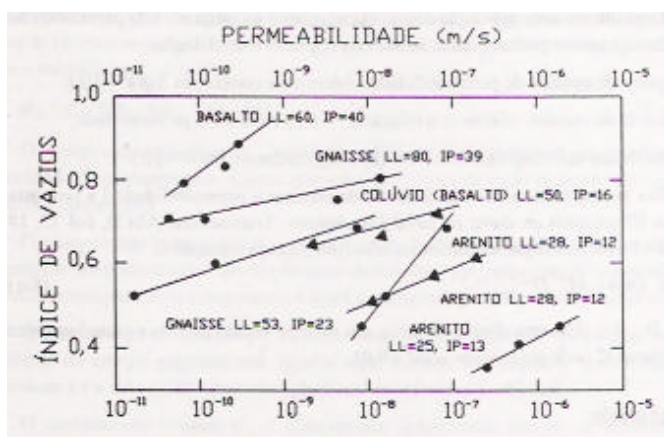


Figura 2.4 – Índice de vazios x condutividade hidráulica (VARGAS, 1981)

Várias equações já foram propostas para modelar a relação entre a condutividade hidráulica e o índice de vazios. Uma das mais conhecidas e antigas foi proposta por TAYLOR (1948):

$$k = C \cdot \frac{e^3}{1+e} \quad (2.8)$$

Onde: C é uma constante (parâmetro do solo)

Esta equação parece razoável para areias. No caso de solos argilosos, outras correlações têm sido usadas, como, por exemplo, a que propõe uma relação logarítmica entre o índice de vazios e o coeficiente de condutividade hidráulica.

b) A Estrutura:

Este fator pode ser notado com facilidade em solos compactados com mesmo peso específico seco (mesmo índice de vazios) e diferentes teores de umidade: quando compactados no ramo seco, apresentam uma estrutura floclada e valores de condutividade hidráulica mais elevada do que quando compactados no ramo úmido, quando apresentam uma estrutura dispersa. É, também, pela influência da estrutura que, normalmente, solos residuais apresentam condutividade hidráulica maiores do que solos sedimentares com mesmo índice de vazios em virtude dos macroporos de sua estrutura (LAMBE E WHITMAN 1969).

c) A Temperatura:

Como mostrado na equação (2.7), o coeficiente de condutividade hidráulica depende do peso específico e da viscosidade do líquido, propriedades que variam com a temperatura. O peso específico varia pouco, mas a viscosidade varia mais e seu efeito é sensível.

Para que se tenha uniformidade, convencionou-se adotar sempre o valor da condutividade hidráulica referido à temperatura da água a 20 graus Celsius por meio da equação:

$$k_{20} = \frac{\gamma_T}{\gamma_{20}} k_T \quad (2.9)$$

Onde: k_{20} = coeficiente de condutividade hidráulica a 20°C;

k_T = coeficiente de condutividade hidráulica a T°C;

η_T = viscosidade da água a T°C;

η_{20} = viscosidade da água a 20°C.

d) O Grau de Saturação:

A percolação de água num solo não saturado só ocorre no volume dos vazios ocupado pelo líquido e não em todo o volume dos vazios do solo. Desta forma, a água tem um espaço menor para percolar (ou seja, como se fosse um “índice de vazios” menor) e, em conseqüência, uma condutividade hidráulica menor que aumenta a medida que aumenta o grau de saturação, tornando-se máxima quando o solo está saturado.

2.5 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

Como mostrado, nos meios porosos não saturados, a condutividade hidráulica varia com a quantidade de água presente nos seus vazios, ou seja, com seu grau de saturação (S). A relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e o grau de saturação é chamada de função de condutividade hidráulica (MARINHO, 2005).

A lei de Darcy apresentada na equação (2.4) não descreve de maneira adequada o fluxo em um meio não saturado. Isto se deve ao fato de que o coeficiente de condutividade hidráulica decresce com a redução do grau de saturação.

Assumindo-se que k seja uma função do teor de umidade volumétrico (θ), do grau de saturação (S) ou da sucção (ψ) - a lei de Darcy pode ser descrita da seguinte forma:

$$v = -k(\theta).i \quad (2.10)$$

Onde $k(\theta)$ é uma função que representa a variação da condutividade hidráulica com o teor de umidade volumétrico (função de permeabilidade).

Uma maneira de se expressar a condutividade hidráulica é utilizando o chamado coeficiente de condutividade hidráulica relativo (k_r). A condutividade hidráulica relativa é a relação entre a condutividade hidráulica saturada (k_s) e a condutividade hidráulica correspondente a um determinado valor do teor de umidade volumétrico. Assim tem-se:

$$k(\theta) = k_s k_r(\theta) \quad (2.11)$$

A condutividade hidráulica não saturada pode ser determinada a partir de resultados de ensaios de campo e de laboratório.

No laboratório a condutividade hidráulica não saturada pode ser obtida por meio de métodos diretos e métodos indiretos.

Os métodos diretos são classificados quanto ao tipo de fluxo em:

- Método de Regime Permanente: A condutividade é medida em amostras indeformadas ou deformadas utilizando a lei de Darcy em fluxo saturado. Neste método, é injetado o fluido de tal modo que a condição natural da amostra não é modificado pelo fluxo. Todos os parâmetros hidráulicos das amostras permanecem constantes neste método.

- Método de Regime Transiente: No fluxo em regime transiente os parâmetros hidráulicos variam com o tempo. Neste método, quando é imposto um fluxo de água, este provoca mudança no estado do material. Este método conduz a dificuldades consideráveis em medir os parâmetros em pontos diferentes dentro da amostra durante o fluxo e interpretar os dados.

Nos métodos indiretos, a condutividade hidráulica não saturada é obtida por meio de relações empíricas e da condutividade hidráulica saturada.

CHILDS E COLLINS-GEORGE (1950) propuseram uma das primeiras relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica não saturada, baseando-se na variação dos tamanhos dos poros do solo, considerando a porosidade o fator de maior importância nos solos não saturados, e que a distribuição dos poros influencia na sucção. O método foi modificado por MARSHALL (1958) e, posteriormente, por KUNZE *et al.* (1968), (apud FREDLUND, XING E HUANG, 1994).

Muitos autores têm proposto formulações para a função condutividade hidráulica que fazem uso da curva de retenção de água no solo e da condutividade hidráulica saturada. Na Tabela 2.1, são mostradas algumas relações empíricas classificadas em função da umidade volumétrica, ou do grau de saturação ou da sucção matricial.

Tabela 2.1 – Relações empíricas para determinação da condutividade hidráulica saturada. ALONSO, GENS E HIGHT (1987); FREDLUND, XING E HUANG (1994)

Função	Referência
$k = k_s \cdot S_e^n \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2$	Nielson <i>et al</i> , 1986
$k = k_s [(S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru})]^{3.5}$	Kovaca, 1981
$? = ?_r + \frac{?s - ?_r}{1 + (a ?)^m}$ $k = k_s [(? - ?_r) / (?_s - ?_r)]^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{? - ?_r}{?_s - ?_r} \right)^{1/m} \right]^m \right\}^2$	Van Genuchten, 1980
$k = k_s \left(\frac{?}{?_s} \right)^n$	Campbell, 1973
$k = k_s \cdot \exp(a(? - ?_s))$	Davidson <i>et al</i> , 1969
$k = k_s S_r^n$	Brutsaert, 1968
$k = k_s$ para $? \leq ?_{aev}$ $k_r = \exp[-a(? - ?_{aev})]$ para $?_{aev} \leq ? \leq ?_1$ $k = k_1 \left(\frac{?}{?_1} \right)^{-n}$ para $? > ?_1$	Ritjema, 1965
$k = k_s$ para $? \leq ?_{aev}$ $k_r = (? / ?_{aev})^{-n}$ para $? \geq ?_{aev}$	Brooks e Corey, 1964
$k = k_s [1 - n(1 - S_r)]$	Scott, 1963
$\frac{? - ?_r}{?_s - ?_r} = 1 / (a ?^? + 1)$ $k = k_{fs} \cdot e^{-a?}$	Gardner, 1958
$k = k_s [(S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru})]^4$	Corey, 1957
$k = a ?^{-n}$	Wind, 1955
$k = k_s [(S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru})]^3$	Irmay, 1954
$k = a ? + b$	Richards, 1931

Onde:

k	= coeficiente de condutividade hidráulica não saturada;
k_s	= coeficiente de condutividade hidráulica saturada;
k_r	= coeficiente de condutividade hidráulica relativa;
T	= umidade volumétrica normalizada;
θ_s	= teor de umidade volumétrica saturada;
θ_r	= teor de umidade volumétrica residual;
ψ_{aev}	= valor da sucção correspondente à entrada de ar no solo;
ψ_1	= sucção residual;
k_1	= coeficiente de condutividade hidráulica para $\psi = \psi_1$;
a, b, n, m, a	= constantes;
S_r	= grau de saturação;
S_{ru}	= grau de saturação residual;
S_{rs}	= grau de saturação de campo;
S_e	= grau de saturação efetiva.

2.6 – DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA E NÃO SATURADA A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

Existem muitos ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica saturada dos solos. Estes ensaios podem ser feitos em furos de sondagem, em poços ou em cavas; aproveitando piezômetros e utilizando equipamentos e arranjos especiais, como os infiltrômetros. Segundo TRAUTWEIN E BOUTWELL (1994) apud DANIEL (1994), os infiltrômetros de anel duplo e os ensaios em furos de sondagem, são as técnicas mais usadas.

Alguns dos ensaios para a determinação da condutividade hidráulica dos solos serão descritos a seguir:

a) Poços e furos: nestes ensaios, muito utilizados pela Geologia de Engenharia, se obtém a condutividade hidráulica saturada. Podem ser realizados tanto com carga constante quanto com carga variável e permitem trabalhar com infiltração ou bombeamento de água.

Para aquífero freático, os ensaios têm duas fases, a variável e a constante.

Para aquífero confinado, pode-se usar o ensaio de bombeamento. (CAPUTO, 1981)

b) Método de Hvorslev: outro ensaio que determina a permeabilidade de meios saturados *in situ*, utiliza o método de Hvorslev, no qual são usados piezômetros instalados até a profundidade ensaiada. Da mesma forma que o método anterior, este ensaio pode ser realizado através de adição ou remoção de água do piezômetro. A variação do nível d'água em determinado intervalo de tempo é registrada até que se atinja o estado de equilíbrio a partir do qual determina-se a condutividade hidráulica saturada (AGUIAR, 2001)

c) Infiltrômetro de anel duplo: este infiltrômetro consiste de dois tubos cilíndricos de diâmetros diferentes que são cravados concêntricamente no solo. Os cilindros têm as bordas inferiores biseladas para facilitar a penetração no solo.

Para a realização do ensaio, coloca-se água no cilindro interno e entre os cilindros interno e externo até que se formem lâminas de 7,5cm de altura no cilindro interno e de 5cm entre os cilindros interno e externo.

A partir deste momento determina-se, em intervalos de tempo progressivamente maiores, a vazão necessária para manter estes níveis de lamina de água. Inicialmente as vazões medidas variam. Com o passar do tempo a vazão torna-se praticamente constante e é com este valor de vazão constante que se calcula a condutividade hidráulica. (AGUIAR, 2001).

Segundo AGUIAR (2001) os dois cilindros metálicos devem ter 3 mm de espessura e 30cm de altura, com diâmetros de 30 e 50cm e devem ser cravados à percussão.

d) Câmara de Fluxo: a câmara de fluxo é, basicamente, um cilindro metálico de aço inox, com 01 mm de espessura, diâmetro de 80 cm e altura de 80 cm. Sua base possui um material de aço-carbono para dar maior resistência à cravação.

A cravação ocorre por pressão exercida por macaco hidráulico de 10 t e conta, também, com o auxílio de um sistema de contra pesos e de uma mesa de cravação.

A câmara é cravada a 70 cm de profundidade. O ensaio é realizado seguindo-se uma rotina semelhante à do infiltrômetro de anel duplo (FABIAN E OTTONI FILHO, 1997).

e) **Perfil Instantâneo:** é outro método para se determinar a permeabilidade saturada no campo. São instalados instrumentos no solo para medição da carga de pressão e do conteúdo de água. Inicialmente o solo é submetido a uma taxa de infiltração até que se alcance um regime estacionário a partir do que, interrompe-se a infiltração, permitindo-se a redistribuição da água dentro do solo. Este processo de redistribuição é acompanhado por medidas periódicas de umidade que são utilizadas no cálculo da condutividade hidráulica (AGUIAR, 2001).

2.7 - ENSAIO COM O PERMEÂMETRO GUELPH

O permeâmetro Guelph foi desenvolvido por REYNOLDS E ELRICK (1983), e em (1985), foi aperfeiçoado pelos mesmos, na *University of Guelph*, Canadá. Devido à facilidade de utilizar o permeâmetro e à padronização nos cálculos para a interpretação do ensaio, a sua aplicação tornou-se apropriada em projetos e estudos de:

- Sistemas de irrigação;
- Sistemas de drenagem;
- Canais;
- Reservatórios;
- Aterros sanitários;
- Armazenagem de lixos tóxicos;
- Sistemas de reservatórios sépticos;
- Estudos de solo e hidrológicos em geral.

A maioria dos ensaios foi realizado com o permeâmetro Guelph, da PUC-RIO e o restante com o do Departamento de Solos da Universidade Federal de Viçosa, onde, ambos são o modelo 2800K1, que é composto de uma garrafa de Mariotte que controla a carga constante de água dentro do furo, um tubo de acrílico com uma régua graduada onde a água é introduzida e um tripé que permite adaptar o aparelho a terrenos irregulares. Algumas das vantagens deste método de campo são: a leveza do aparelho, a facilidade de poder ser operado por uma única pessoa, a rapidez dos ensaios e a pouca quantidade de água (0,5 a 2 l) por ensaio.

O ensaio permite determinar a condutividade hidráulica saturada (k_{fs}) e o potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}). A partir da condutividade hidráulica saturada e do

potencial matricial de fluxo, torna-se possível avaliar a função da condutividade hidráulica não saturada $k(\psi)$, com uma lei de variação exponencial (GARDNER, 1958).

O permeâmetro Guelph (Figura 2.5) é dividido em quatro partes para que seja facilmente guardado. Estas quatro partes são:

- Arranjo do tripé;
- Tubo de apoio e embaixo ajustes do tubo de ar;
- Reservatório d'água;
- Cabeça de medição graduada e ajustes no tubo de ar superior.

Além disso, estão incluídas ferramentas como trado para escavação do solo, uma escova, uma bomba de vácuo e um recipiente de água portátil, que pode ser transportado facilmente para efetuar medições em locais de difícil acesso.

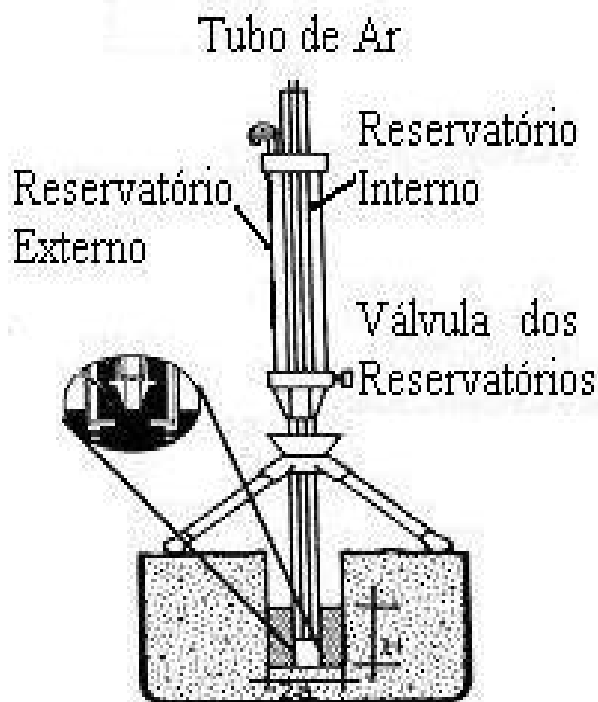


Figura 2.5 – Permeômetro Guelph

O reservatório de água permite armazenar água e medir a taxa do fluxo de saída durante a realização do ensaio. Para estudos em solos com condutividade hidráulica baixas, usa-se o reservatório interno para se obter uma melhor resolução na medição da taxa de fluxo. Quando se trabalha com solos com condutividade hidráulica mais elevada, a combinação de reservatórios deve ser utilizada.

Uma escala em centímetros está timbrada no tubo do reservatório para medir a taxa de queda da água em ambas as situações. No topo e na base do reservatório existem válvulas que permitem encher o mesmo e selecionar a forma de utilização.

A ponteira do permeâmetro serve como um dissipador de energia da saída de água, controladas por saídas nervuradas, que evitam também a erosão do solo no furo de sondagem.

2.7.1 – PRINCÍPIOS TEÓRICOS DO ENSAIO COM O PERMEÂMETRO GUELPH

GARDNER (1958) definiu o potencial matricial de fluxo como:

$$\phi_{Gm} = \int_{\psi_i}^0 k(\psi) d\psi \quad \psi_i \leq \psi \leq 0 \quad (2.12)$$

Onde ψ [L] é a carga de pressão de água no solo, e $k(\psi)$ [LT⁻¹] é a função condutividade hidráulica.

Na equação (2.12) os limites, superior da integração ($\psi = 0$) e o inferior ($\psi = \psi_i$), referem-se aos limites dos bulbos saturado e não saturado, respectivamente mostrados na Figura 2.6. Dentro do bulbo saturado a pressão de água no solo é $\psi > 0$, e dentro do bulbo não saturado $\psi < 0$.

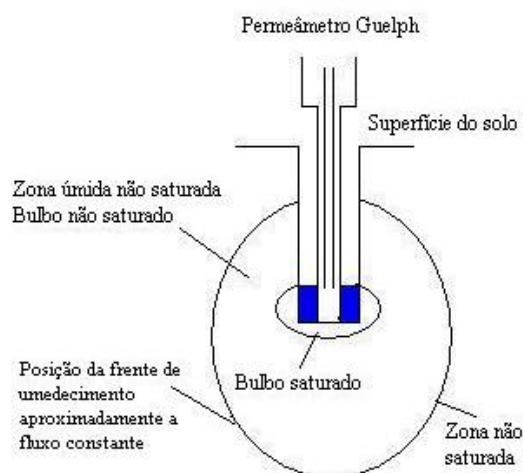


Figura 2.6 – Bulbo saturado e não saturado durante o ensaio a carga constante

GARDNER (1958) utilizou a equação (2.12) como artifício de transformação para linearizar a equação de RICHARDS (1931) que descreve o movimento da água no meio poroso, homogêneo e não saturado com fluxo em regime permanente mostrada a seguir.

$$\nabla(k(\psi)\nabla\psi) = 0 \quad (2.13)$$

Onde, $k(\psi)$ é a função da condutividade hidráulica não saturada, e ψ [L] o potencial total de água no solo, composto pelos potenciais matricial e gravimétrico, ou seja:

$$\psi = h + z \quad (2.14)$$

Onde:

z = coordenada de posição (positiva no sentido de cima para baixo).

Substituindo-se a expressão (2.14) em (2.13), a equação de RICHARDS fica:

$$\nabla(k(\psi)\nabla\psi) = \frac{\partial k(\psi)}{\partial z} \quad (2.15)$$

Substituindo-se a equação (2.12) na equação (2.15), esta fica na seguinte forma linear:

$$\nabla^2\psi = a \frac{\partial\psi}{\partial z} \quad (2.16)$$

Onde:

$$a = -\frac{1}{k(\psi)} \cdot \frac{dk(\psi)}{d\psi} = \text{constante} \quad (2.17)$$

A partir da equação (2.17), obteve-se a equação empírica exponencial de GARDNER (1958), utilizada por REYNOLDS E ELRICK (1985), para determinar a função condutividade hidráulica não saturada, expressa por:

$$\int_{k_i}^{k_{fs}} -\frac{1}{k(\psi)} dk(\psi) = \int_{\psi_i}^0 a \cdot d\psi \quad \psi_i > 0 \quad (2.18)$$

Resolvendo-se a equação (2.18), obtém-se:

$$k_i = k_{fs} \cdot e^{-a\psi_i} \quad (2.19)$$

ou

$$k(\psi) = k_{fs} \cdot e^{-\alpha\psi} \quad \alpha > 0 \quad (2.20)$$

Onde:

k_{fs} = condutividade hidráulica saturada de campo [LT^{-1}];

e = 2.71828;

$?$ = carga de pressão na água do solo [L];

α = constante [L^{-1}], depende das propriedades do solo e textura. Neste

método, estima-se o parâmetro α através do ensaio ou no campo.

Segundo esta função, quando a sucção do solo aumenta, a condutividade hidráulica diminui exponencialmente desde o valor máximo k_{fs} ($k(?) = k_{fs}$ quando $? > 0$).

A relação $k(?)$ deve apresentar histerese, desde que α tenha um valor diferente se o solo estiver em processo de infiltração ou drenagem. No método do permeâmetro Guelph, o processo utilizado é de infiltração (umedecimento). PHILIP (1985) ressaltou a importância deste parâmetro na equação (2.20), afirmando que no movimento de água no meio poroso ele caracteriza as propriedades de sucção em função do tipo de solo.

O parâmetro α no método do permeâmetro Guelph pode ser obtido mediante a lei de fluxo proposta por REYNOLDS E ELRICK (1985), a extensão desta teoria é completamente geral no referente à função exponencial $k(?)$, podendo ser usada para estimar o parâmetro α .

A equação (2.20) pode ser substituída na equação (2.12), o que resulta:

$$f_{Gm} = \frac{k_{fs}}{a} [1 - e^{-a?}] \quad (2.21)$$

Segundo SCOTTER (1982), considerando-se que $e^{-a?} \ll 1$ para solos não saturados em estado natural ($? \leq -10\text{kPa}$), a expressão pode ser aproximada como:

$$a = \frac{k_{fs}}{f_{Gm}} \quad (2.22)$$

Assim, o parâmetro α torna-se uma relação entre a condutividade hidráulica saturada de campo k_{fs} e o potencial matricial de fluxo ϕ_{Gm} , ambos obtidos através do permeâmetro Guelph.

GLOVER, (1953) apud ZANGAR (1953), desenvolveu uma das primeiras relações para determinar a condutividade hidráulica saturada k_{fs} em ensaios de carga constante realizados em furos de sondagem, usando-se a seguinte formula:

$$Q = \frac{2pH^2k_{fs}}{C} \quad (2.23)$$

Onde $Q [L^3T^{-1}]$ é a vazão a carga constante obtida durante a realização do ensaio, $H [L]$ é a altura de água constante no furo de sondagem, $k_{fs} [LT^{-1}]$ é a condutividade hidráulica saturada de campo e $C [1]$ é um fator de forma que depende da razão de H/a , onde “a” $[L]$ é o raio do furo de sondagem. Entretanto esta formulação não considera os efeitos de sucção (fluxo não saturado) na frente de umedecimento do solo ($\phi_{Gm} = 0$).

A teoria apresentada por REYNOLDS E ELRICK (1983) para determinar a condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) com o permeâmetro Guelph era, também, limitada por negligenciar os efeitos do fluxo não saturado ($\phi_{Gm} = 0$).

REYNOLDS E ELRICK (1985) estenderam então esta teoria para levar em conta os efeitos do fluxo não saturado em Q . Estes autores, considerando-se a equação de RICHARDS (1931) e o fluxo permanente num furo cilíndrico definido por uma equação onde a vazão Q é composta por duas parcelas, a primeira corresponde ao fluxo saturado e a segunda ao não saturado, propuseram a equação:

$$Q = Ak_{fs} + Bf_{Gm} \quad (2.24)$$

em que

$$A = \frac{(2pH^2)}{C} + pa^2 \quad (2.25)$$

$$B = \frac{(2pH)}{C} \quad (2.26)$$

Onde $C [1]$ um parâmetro denominado “fator de forma” que depende da relação H/a e do tipo de solo (Figura 2.7).

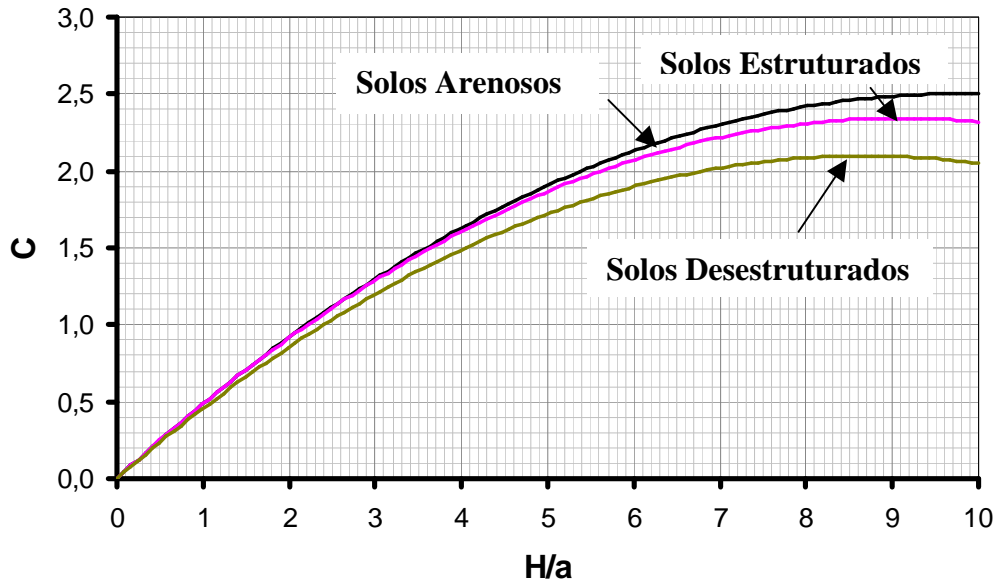


Figura 2.7 – Fator de Forma C Soil Moisture Equipment Corp. (1986)

Segundo ELRICK, (1989), os componentes saturados e não saturados da equação (2.12), foram deduzidos a partir das superfícies dos bulbos saturados e não saturados que se formam no solo ao redor do furo de sondagem durante a execução de um ensaio. Durante o ensaio, o bulbo maior úmido (não saturado) migra externamente partindo do bulbo saturado, que é representado na equação pelo segundo termo. No segundo termo o efeito da sucção é incorporado no potencial matricial de fluxo ϕ_{Gm} .

2.7.2 - SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE FLUXO EM REGIME PERMANENTE PARA O PERMEÂMETRO GUELPH.

Para a obtenção dos parâmetros (k_{fs} , ϕ_{Gm} e α), equações (2.24), (2.25) e (2.26), com os quais se obtém a variação da condutividade hidráulica com a sucção, equação (2.20), diferentes procedimentos podem ser empregados. Estes procedimentos são os seguintes:

- Uma altura de carga (ELRICK *et al.*, 1989);
- Duas alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK 1985);
- Duas alturas de carga considerando solo heterogêneo (ELRICK *et al.*, 1989);
- Mais de duas alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK 1986)

- **Técnica de uma altura de carga (H único).**

Segundo (ELRICK *et al.*, 1989), neste procedimento, o permeâmetro Guelph é usado no ensaio com aplicação de uma única altura H constante no furo de sondagem. As equações utilizadas para determinação dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} são obtidas a partir da equação (2.24), através das seguintes expressões:

$$k_{fs} = \frac{CQ}{2pH^2 + pa^2C + 2pH/a} \quad (2.27)$$

$$f_{Gm} = \frac{CQ}{[(2pH^2 + pa^2C)a + 2pH]} \quad (2.28)$$

Neste método de ensaio, realiza-se uma estimativa inicial de α , proveniente de uma avaliação do solo. Em seguida, o ensaio é feito com uma altura H constante e os parâmetros são calculados com as equações anteriormente citadas.

A principal dificuldade neste método de ensaio é a escolha do valor de α adequado, pois ele tem um valor diferente dependendo do meio poroso se encontrar num processo de infiltração ou de drenagem (HILLEL *et al.*, 1972).

Segundo BRESLER (1978), e PHILIP (1968), os valores de α obtidos em processos de drenagem (principalmente em laboratório através de colunas de solo) são da ordem de 10 a 20m⁻¹ para solos arenosos, de 1 a 2m⁻¹ para solos areno-argilosos e 0,1 a 0,2m⁻¹ para solos argilosos.

Segundo REYNOLDS E ELRICK (1985), são comuns dados inconsistentes para a avaliação por infiltração, devido a efeitos de histerese e efeitos cinéticos e podem-se esperar valores geralmente mais altos do que aqueles por drenagem. Por este processo SCOTTER *et al.* (1982) encontraram valores de α desde 2m⁻¹ a 92m⁻¹. REYNOLDS E ELRICK (1985) obtiveram valores medidos *in situ*, entre 1m⁻¹ e 100m⁻¹.

A Tabela 2.2 mostra valores do parâmetro α sugeridos por ELRICK *et al.* (1989) em função do tipo e características dos solos.

Tabela 2.2 – Parâmetros a sugeridos por ELRICK *et al.*, (1989)

a (cm ⁻¹)	TIPO DE SOLO
0,01	Argilas compactas (aterros, liners, sedimentos lacustres e marinhos).
0,04	Solos de textura fina, principalmente sem macroporos e fissuras.
0,12	Argilas até areias finas com alta a moderada quantidade de macroporos e fissuras.
0,36	Areia grossa inclui solos com macroporos e fissuras.

Segundo ELRICK *et al.*, (1989), uma alternativa para o cálculo do parâmetro α pode ser obtida a partir da curva de retenção de água do solo aproximada pela expressão proposta por VAN GENUCHTEN (1980). Desta forma, α pode ser calculado por meio da expressão:

$$a = \left[\int_0^h T^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - T^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 dh \right]^{-1} \quad (2.29)$$

Onde:

$$T = \frac{h - h_r}{h_s - h_r} \quad (2.30)$$

$$h = -?$$

$$m = 1 - 1/n$$

Os parâmetros α_v , m e n, obtidos da aproximação da curva de retenção pela equação de Van Genuchten devem ser determinados, preferivelmente, seguindo-se no laboratório e no campo a mesma trajetória de fluxo (infiltração ou umedecimento, drenagem ou secagem).

- **Técnica de duas alturas de carga:**

Neste tipo de ensaio, duas medidas de vazão são efetuadas para duas alturas H diferentes. Com isto é possível obter-se k_{fs} e ϕ_{Gm} e o parâmetro α por meio da relação (2.22).

O equacionamento proposto por REYNOLDS E ELRICK (1985 e 1986), para cada altura H_i é apresentado da seguinte forma:

$$Q_1 = A_1 K_{fs} + B_1 f G_m \quad (2.31)$$

$$Q_2 = A_2 K_{fs} + B_2 f G_m \quad (2.32)$$

Onde:

$$A_1 = \left[\left(\frac{2pH_1^2}{C_1} \right) + pa^2 \right] \quad (2.33)$$

$$A_2 = \left[\left(\frac{2pH_2^2}{C_2} \right) + pa^2 \right] \quad (2.34)$$

$$B_1 = \left(\frac{2pH_1}{C_1} \right) \quad (2.35)$$

$$B_2 = \left(\frac{2pH_2}{C_2} \right) \quad (2.36)$$

$$H_2 > H_1; Q_2 > Q_1$$

Os fatores de forma C_1 e C_2 são obtidos para os correspondentes H_1/a , H_2/a do gráfico da Figura 2.7.

k_{fs} e ϕ_{Gm} são obtidos resolvendo-se o sistema de duas equações simultâneas, resultando em:

$$k_{fs} = G_2 \cdot Q_2 - G_1 \cdot Q_1 \quad (2.37)$$

Onde:

$$G_2 = \frac{H_1 \cdot C_1}{p[2 \cdot H_1 \cdot H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1)]} \quad (2.38)$$

$$G_1 = G_2 \frac{H_2 \cdot C_1}{H_1 \cdot C_2} \quad (2.39)$$

$$\phi_{Gm} = J_1 \cdot Q_1 - J_2 \cdot Q_2 \quad (2.40)$$

Onde:

$$J_1 = \frac{(2H_2^2 + a^2 \cdot C_2)C_1}{2p[2H_1 \cdot H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 \cdot C_2 - H_2 \cdot C_1)]} \quad (2.41)$$

$$J_2 = J_1 \left[\frac{(2H_1^2 + a^2 \cdot C_1)C_2}{(2H_2^2 + a^2 \cdot C_2)C_1} \right] \quad (2.42)$$

Em seguida o parâmetro α é obtido por meio da equação (2.22).

Neste tipo de ensaio, podem surgir alguns problemas que por vezes invalidam os resultados do ensaio, como por exemplo, valores negativos para k_{fs} e ϕ_{Gm} .

Segundo REYNOLDS E ELRICK (1985), os fatores que influenciam nos valores negativos podem ser:

1. Erros de medição por não se ter atingido o regime “permanente”;
2. Pequena variação espacial em escala das propriedades hidráulicas do solo;
3. Erros nas medições de Q_1 e Q_2 , por causa da presença de bolhas de ar;
4. Ar preso no solo;
5. Variação espacial, por perturbação das características do solo, ocasionando condições de medição diferentes.

Segundo PHILIP (1985), dúvidas relacionadas com este método surgem quando H é relativamente pequeno e α não é avaliado por uma medida independente.

- **Técnica de duas alturas de carga considerando solo heterogêneo:**

Este método é similar à técnica anterior (duas alturas de carga) com a diferença que no cálculo dos parâmetros k_{fs} , ϕ_{Gm} e α considera-se a variação das propriedades do solo entre uma e outra medição.

PHILIPS (1967) desenvolveu o conceito teórico que assume que entre duas medições de Q_i para alturas diferentes H_i , os parâmetros k_{fs} e α são afetados pela heterogeneidade do solo da seguinte forma:

$$\beta = \frac{k_2}{k_1} = \left(\frac{\phi_2}{\phi_1} \right)^2 = \left(\frac{a_2}{a_1} \right)^2 \quad (2.43)$$

Onde β é um fator adimensional que pode representar a variação dos tamanhos dos poros com a profundidade (PHILIPS, 1985).

A partir destas relações, ELRICK et al, (1989) apresentam como pode ser aplicado este método para interpretar os resultados do permeâmetro Guelph. Assim, a determinação dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} pode ser feita da seguinte maneira.

Medindo-se as vazões correspondentes a duas alturas de carga obtém-se:

$$Q_1 = A_1 k_1 + B_1 \phi_1 \quad (2.44)$$

$$Q_2 = A_2 k_2 + B_2 \phi_2 = \beta A_2 k_1 + \beta^{1/2} B_2 \phi_1 \quad (2.45)$$

Onde A_1 , A_2 , B_1 , B_2 , são os correspondentes às equações (2.33), (2.34), (2.35), (2.36).

Neste método é adotado um valor de α por avaliação *in situ* do tipo de solo (textura e macroporos) podendo ser utilizada a Tabela 2.2. Com isto é possível resolver a equação (2.44); para a primeira altura de carga, utilizando-se o mesmo procedimento já apresentado para uma altura de carga através das equações (2.27) e (2.28). Assim são obtidos k_1 e ϕ_1 .

A partir da equação (2.45), determina-se o valor de β que é utilizado na relação (2.43), para determinar k_2 e ϕ_2 .

Os valores de k_{fs} e ϕ_{Gm} são os valores médios de k_1 , k_2 e ϕ_1 , ϕ_2 respectivamente.

- **Técnica para mais de duas alturas de carga:**

Neste tipo de ensaio, mais de duas vazões são medidas correspondentes a alturas de carga H diferentes. Neste caso, de acordo com REYNOLDS E ELRICK (1986), a partir destas medições os parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} podem ser obtidos por meio das expressões:

$$k_{fs} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i^2 \sum_{i=1}^n C_i Q_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) - \sum_{i=1}^n H_i C_i Q_i \sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right)}{2p \left\{ \sum_{i=1}^n H_i^2 \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right)^2 - \left[\sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \right]^2 \right\}} \quad (2.46)$$

$$f_{Gm} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i Q_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) - \sum_{i=1}^n H_i C_i Q_i \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right)}{2p \left\{ \left[\sum_{i=1}^n H_i \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \right]^2 - \sum_{i=1}^n H_i^2 \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot a_i^2}{2} + H_i^2 \right)^2 \right\}} \quad (2.47)$$

Para aplicação desta formulação, cada C_i , é obtido para os correspondentes H_i/a , através gráfico da Figura 2.7. A determinação do parâmetro α é realizada a partir da relação (2.22).

2.7.3 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DO PERMEÂMETRO GUELPH

- **Teóricas**

a) O método determina, simultaneamente, através de medições *in situ* k_{fs} , ϕ_{Gm} e $k(?)$ por infiltração, podendo qualquer tipo de líquido ser usado.

b) Leva-se em conta, de forma aproximada, que a sucção depende da umidade e da textura do meio poroso,

c) O método dá resultados em um ponto e a quantidade de medições varia em função da heterogeneidade do solo e da área de estudo.

e) Os cálculos de $k(?)$ e α são dependentes de expressões aproximadas para o fluxo não saturado.

- **Práticas**

a) O aparelho é simples e de fácil manuseio e pode ser operado apenas por uma pessoa.

b) Pode-se determinar k_{fs} , ϕ_{Gm} e α de um perfil. Completando o ensaio numa determinada profundidade, o furo pode ser aprofundado (passando da zona úmida).

c) O aparelho é portátil, precisa de uma pequena quantidade de líquido e é apropriado para lugares de difícil acesso.

d) O método produz pequenas perturbações no solo (furos de aproximadamente de 03 cm de raio).

e) O tempo de execução do ensaio é pequeno comparado ao de outros equipamentos (horas até dias) (DANIEL, 1989).

f) Não pode ser usado para condutividades inferiores a $k < 10^{-7}$ cm/s. STEWARD E NOLAM (1987), reportaram que o sistema de Mariotte não trabalha corretamente para fluxos menores ao indicado.

2.7.4 – VARIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

Os mesmos fatores, apresentados na página 10, que influenciam a condutividade hidráulica saturada, também influenciam a condutividade hidráulica não saturada.

Além disso, a condutividade hidráulica não saturada é afetada pelo grau de saturação, pelo teor de umidade e pelos vazios do solo.

Segundo SOTO, (1999), num solo que vai secando, o ar substitui progressivamente a água dos poros, e durante este processo de perda de umidade pode ocorrer também, uma retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica.

A área total disponível para o fluxo da água decresce com a diminuição da quantidade de poros saturados por água; o ar passa a ocupar o lugar da água e dificulta a sua percolação. A continuação deste processo de secagem provoca uma descontinuidade na água dos diversos poros, dificultando o seu fluxo da água como líquido. Neste caso, a água passa a fluir somente como vapor de água.

2.7.5 – TRABALHOS REALIZADOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH NO BRASIL

Relatos de utilização deste equipamento no Brasil podem ser encontrados em CAMPOS, (1992), CUNHA, (1996), SOTO, (1999) e AGUIAR, (2001).

Em CAMPOS, (1992), os ensaios foram realizados em um perfil composto por uma camada de um solo residual maduro mais argiloso, de aproximadamente 1,0m de espessura, sobrejacente a uma espessa camada de solo residual de gnaíse mais arenoso.

Nestes ensaios o parâmetro α foi praticamente nulo para a camada mais argilosa e até $0,05\text{cm}^{-1}$, para a camada mais arenosa.

Em CUNHA, (1996), os ensaios foram realizados em um perfil de solos residuais do arenito Botocatu da região metropolitana de Porto Alegre.

Nestes ensaios o parâmetro α esteve entre $0,11$ e $0,63\text{cm}^{-1}$, nas camadas de solos areno-siltoso de $0,10$ até $2,90\text{m}$ de profundidade; e entre $0,02$ até $0,06\text{cm}^{-1}$ para a camada com solo arenoso com profundidade maior a $2,90\text{m}$.

Em SOTO, (1999), os ensaios foram realizados em solos residuais, um no campo experimental do campus da USP e o outro no bairro de Jardim Medeiro em São Carlos-SP.

Nestes ensaios o parâmetro α variou entre $0,51\text{m}^{-1}$ e $0,12\text{m}^{-1}$ para os solos, com profundidades de $0,30$ e $1,50$ no campo experimental da USP e $0,45$ no bairro Jardim Medeiros.

SOTO, (1999) observa que as condutividades hidráulicas saturadas nos solos foram praticamente iguais, quer se considerem os resultados de campo ou laboratório. Os resultados de campo mostraram-se mais consistentes para o solo argiloso qualquer que tenha sido a técnica de interpretação do ensaio com o permeâmetro de Guelph.

Em AGUIAR, (2001) os ensaios foram realizados em leiras de pré tratamento biológico na usina de reciclagem da COMLURB em Jacarepaguá, Rio de Janeiro-RJ. As leiras possuem solo arenoso compactado.

Nestes ensaios foram utilizados como líquido percolante água natural, água destilada e solução concentrada de sulfato de cálcio. Os resultados das condutividades hidráulicas nos ensaios permaneceram os mesmos, indiferentes ao líquido percolante utilizado.

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – SOLOS ESTUDADOS

Foram estudados três solos residuais de Gnaisse, onde 02 deles são da cidade de Viçosa-MG e 01 do aterro sanitário de Visconde do Rio Branco-MG.

A identificação das amostras de solo foi realizada de acordo com o local de amostragem. O solo 01 é um solo residual maduro situado dentro do campus da Universidade Federal de Viçosa, próximo ao Departamento de Engenharia Agrícola. O solo 02 é um solo residual jovem, situado num corte de talude no bairro Paraíso da cidade de Viçosa. Por fim, o solo 03 é um solo residual maduro. Este solo foi usado, após compactação, como camada de impermeabilização na base das plataformas do aterro sanitário do município de Rio Branco – MG.

3.2 – AMOSTRAGEM

Amostras deformadas e indeformadas dos três solos foram obtidas a cerca de 0,30 m de profundidade a partir do perfil do solo.

As amostras indeformadas foram extraídas com tubos de PVC com diâmetro de 200 mm; enquanto que as amostras deformadas foram retiradas do mesmo local (Figura 3.1).



Figura 3.1 – Esquema de retirada das amostras indeformadas

3.3 – ENSAIOS REALIZADOS

3.3.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização foram realizados de acordo com as seguintes normas técnicas da ABNT:

- Análise granulométrica NBR-7181/84;
- Massa específica dos solos NBR-6508/84;
- Limite de liquidez NBR-6459/84;
- Limite de plasticidade NBR-7180/84.

3.3.2 – ENSAIO DE CÂMARA DE PRESSÃO PARA DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

As curvas de retenção de água no solo foram obtidas por meio de trajetórias de secagem (ou drenagem) seguidas de trajetórias de umedecimento (ou infiltração). Para a realização dos ensaios foram utilizadas câmaras de pressão com placa porosa para sucções de até 1.500 kPa do Laboratório de Solos do Departamento de Solos da Universidade Federal de Viçosa (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Câmaras de pressão do Departamento de Solos utilizadas para obter as curvas de retenção

Os corpos de prova foram extraídos dos blocos indeformados. Três corpos de prova cilíndricos com 5,0 cm de diâmetro e 2,0 cm de altura foram tallados para cada solo e, em seguida, envolvidos por uma tela fina para evitar perda de grãos (Figura 3.3). Para os ensaios com corpos de provas deformados o solo foi previamente peneirado na peneira # 10. Os procedimentos de ensaio serão descritos a seguir.

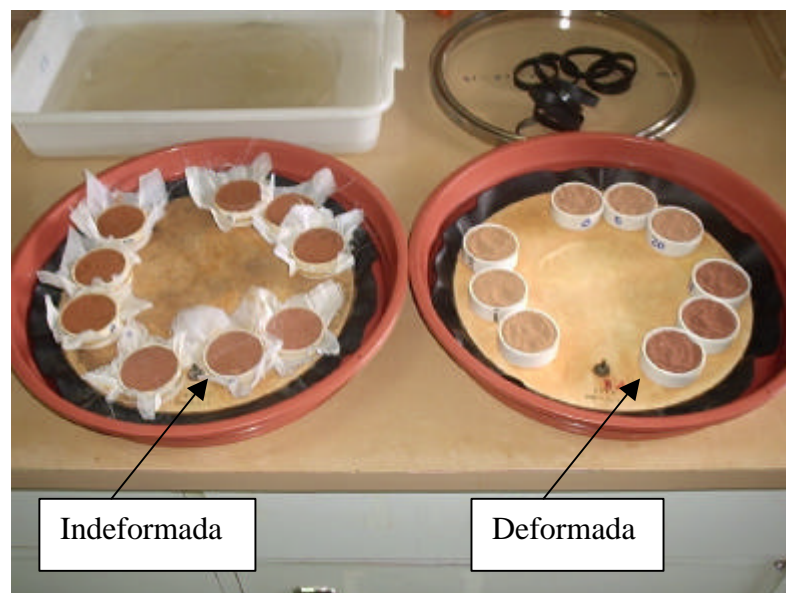


Figura 3.3 – Corpos de provas deformados e indeformados antes da saturação

Para se iniciar o ensaio, os corpos de prova e a placa porosa, foram inicialmente imersos em água destilada durante 24 horas visando-se a sua saturação.

Em seguida, iniciava-se o ensaio de secagem com aplicações de pressões de ar crescentes, com a finalidade de expulsar a água contida no solo a partir da saturação. Os valores de pressão de ar aplicados são equivalentes aos valores de sucção (HILF, 1956).

Foram utilizados diferentes tipos de placas para acelerar o processo de secagem, onde, cada placa tem uma capacidade de suportar uma determinada sucção, sendo estas substituídas antes de chegar ao seu limite de entrada de ar. Os valores de entrada de ar das placas são: 50, 100, 500, 1.000 e 1.500 kPa.

Cada mudança de pressão foi feita depois que cada corpo de prova praticamente parava de expulsar água. Para verificar isso, pesava-se cada corpo de prova de tempos em tempos. Quando o peso era o mesmo em três pesagens consecutivas, supunha-se que sucção e umidade estavam em equilíbrio. Para cada nível de sucção aplicado, as amostras alcançavam o equilíbrio após aproximadamente 15 dias.

Uma vez atingida a sucção de 1.400 kPa, iniciava-se o processo de umedecimento, aplicando-se pressões decrescentes para que os corpos de prova absorvessem água da placa porosa. Neste caso também os valores de pressão de ar aplicados são equivalentes aos valores de sucção.

Instalou-se uma bureta com água destilada na extremidade da câmara de pressão para que a placa porosa e os corpos de provas absorvessem água gradativamente de acordo com os estágios de descarregamentos.

As mudanças de pressão foram feitas depois que cada corpo de prova parou de absorver água atingindo um equilíbrio de peso controlado por pesagem sucessiva dos corpos de prova.

Neste procedimento as amostras mostraram equilíbrio de peso entre 07 e 08 dias.

Para cada corpo de prova, após o equilíbrio, determinaram-se as umidades correspondentes para cada pressão. Assim, com a relação pressão ou sucção vs umidade gravimétrica pode-se obter a curva de retenção de água no solo.

A umidade volumétrica ou o grau de saturação foram obtidos a partir da determinação do peso específico seco dos corpos de prova feita por meio da medição dos seus volumes e dos pesos específicos dos seus sólidos.

3.3.3 – ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA EM LABORATÓRIO

Os ensaios de condutividade hidráulica saturada no laboratório foram realizados com permeâmetros de paredes rígidas com carga constante e variável.

Para a realização dos ensaios de permeabilidade com carga variável, foram moldados corpos de prova com 9,0 cm de diâmetro e 12,0 cm de altura a partir dos blocos indeformados de cada um dos três solos.

Por outro lado, para a realização dos ensaios de permeabilidade com carga constante, foram moldados corpos de prova com 5,0 cm de diâmetro e 5,0 cm de altura a partir dos blocos indeformados de cada um dos três solos.

3.3.4 – ENSAIOS COM PERMEÂMETRO GUELPH PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA, POTENCIAL MATRICIAL DE FLUXO E O PARÂMETRO α , EM CAMPO

O permeâmetro Guelph é um equipamento que pode ser operado apenas por uma pessoa, pois é de fácil transporte e também possui o equipamento necessário para realizar os furos de sondagens, como mostrado na Figuras 3.4 e 3.5.

Para a obtenção dos parâmetros (k_{fs} e ϕ_{Gm}) correspondentes à solução apresentada na equação (2.24), utilizaram-se os métodos de uma altura de carga (ELRICK *et al*, 1989); duas alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK, 1985) e duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK *et al*, 1989) baseados no modelo teórico de REYNOLDS e ELRICK, (1989).



Figura 3.4 – Maleta de transporte completa e o kit auto-suficiente

Os ensaios foram realizados nos mesmos locais de onde foram extraídas as amostras dos solos 01, 02 e 03.

As características dos ensaios realizados foram as seguintes:

- Solo 01 (campus da Universidade Federal de Viçosa, no Departamento de Engenharia Agrícola): foram realizados 08 ensaios à profundidade de 0,30 m.
- Solo 02 (bairro Paraíso): foram realizados 08 ensaios a 0,30 m de profundidade.
- Solo 03 (aterro sanitário do município de Rio Branco – MG): foram realizados 03 ensaios a 0,30 m de profundidade.

Em todos os ensaios as alturas utilizadas no permeâmetro foram de 5,0 cm e 15 cm.



Figura 3.5 – Permeâmetro Guelph durante ensaio de campo

3.3.4.1 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturada, potencial matricial de fluxo e parâmetro α , o processo utilizado nos ensaios foi o seguinte:

- a) Abertura com o trado do furo com 6,0 cm de diâmetro para realização do ensaio.
- b) Escarificação das paredes do furo para se evitar o fechamento dos poros, que pode ocorrer durante o processo de abertura do furo, como mostrado na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Colmatação das paredes do furo pelo processo de tradagem

c) Montagem e abastecimento de água nos reservatórios do permeâmetro sem permitir a saída de água (ponteira de saída de água fechada pela ponteira de ar).

Neste procedimento deve-se ter cuidado em abastecer de água o permeâmetro antes de posicionar o equipamento no furo de sondagem, impedir o fluxo a partir do reservatório e usar a bomba de vácuo para evitar quedas de água indesejadas que produzam alagamentos nos furos de sondagem, invalidando os ensaios. Não houve a necessidade de aplicar vácuo nos ensaios, pois os mesmos foram iniciados com a capacidade máxima de água nos reservatórios.

d) Posicionamento do permeâmetro no furo de sondagem.

Durante o posicionamento deve-se evitar golpear ou fragmentar as paredes e a base do furo de sondagem.

A partir deste ponto, os ensaios foram feitos da seguinte maneira:

- **Procedimentos para uma altura de carga (ELRICK *et al.*, 1989)**

a) Estabelecimento da altura H constante correspondente ao único estágio. A altura da ponteira de ar corresponde à carga constante de água no furo de sondagem. O levantamento da ponteira é controlado por uma escala graduada desde 0 a 25 cm, no permeâmetro.

Nesta fase o maior cuidado deve ser tomado no levantamento da ponteira de ar para estabelecer a altura de carga, este procedimento deve ser lentamente executado para evitar turbulência e, portanto erosão no furo de ensaio.

b) O ensaio é finalizado após se atingir fluxo em regime permanente. Para esse objetivo o fluxo de saída de água do permeâmetro para o solo é indicado pelos registros da queda do nível da água no reservatório graduado, em intervalos de tempos regulares. Quando a vazão (observada a partir de R) é constante por 03 leituras consecutivas pode-se dizer que o fluxo é constante ou foi atingido o regime permanente.

- **Procedimento para duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK, 1985)**

a) Estabelecimento da segunda altura H constante correspondente ao segundo estágio. Para a segunda altura a ponteira de ar é levada para uma altura maior desejada, estabelecida através da escala graduada no permeâmetro.

Deve-se iniciar este estágio de forma consecutiva e imediatamente depois de terminado o primeiro estágio. Da mesma maneira que no primeiro estágio, na segunda altura o levantamento da ponteira de ar deve ser realizado lentamente para evitar turbulência e, portanto erosão no furo de sondagem.

b) Para utilização de mais de duas alturas H o procedimento é repetido para alturas H_i cada vez maiores, sendo a altura máxima permitida pelo equipamento de 25 cm. A limitação do número de estágios (altura de cargas) depende da capacidade do reservatório do permeâmetro visto que o reabastecimento da água durante o andamento do ensaio, provoca o aparecimento de parâmetros negativos (k_{fs} e ϕ_{Gm}) ou valores de condutividade hidráulica menor do que os reais, devido à inclusão de ar preso durante a continuação do ensaio (ELRICK *et al.*, 1989).

Nos ensaios realizados nesta tese, não foi possível utilizar-se mais de duas alturas de cargas H, devido à capacidade de armazenar água no reservatório do equipamento ser insuficiente para atingir três regimes permanentes em solos com permeabilidade média a alta.

3.3.4.2 – CÁLCULO DOS PARÂMETROS: CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA, POTENCIAL MATRICIAL DE FLUXO E α POR MEIO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O PERMEAMETRO GUELPH

Para interpretar os resultados dos ensaios com o permeâmetro Guelph foram utilizados os seguintes métodos:

- Uma altura de carga (ELRICK et al., 1989);
- Duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK 1985);
- Duas alturas de carga considerando solo heterogêneo (ELRICK *et al.*, 1989);

A partir destes métodos de cálculo foram obtidos os parâmetros para a solução da equação de fluxo cujos resultados são comparados posteriormente.

- **Método de uma altura de carga (ELRICK *et al.*, 1989)**

Para este método, o cálculo dos parâmetros foi feito da seguinte maneira:

- Avaliação visual no campo da macroporosidade do solo (formigueiros, fissuras, furos produzidos por raízes, etc.), para se estimar o parâmetro α dentro dos valores sugeridos por ELRICK *et al.*, 1989, na Tabela 2.2;
- Determinação da vazão Q [L^3T^{-1}], em regime constante com a expressão:

$$Q = A \times R \quad (3.1)$$

Onde A [L^2] corresponde à área transversal do reservatório do permeâmetro e R_i [LT^{-1}] corresponde à razão de queda do nível de água quando atingido o regime permanente indicado no *item* 3.3.4.1.

- Determinação do fator de forma C , que depende do tipo de solo (textura e macroporos) e da razão H/a , onde H é a altura do nível de água constante aplicada no furo de sondagem e “ a ” corresponde ao raio do furo, igual a 3,0 cm, a partir do gráfico da Figura 2.7.

- Cálculo da condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}) e do potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) através das equações (2.24) a (2.26) e da equação (2.22);

- **Método de duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS E ELRICK, 1985)**

Neste método, o cálculo dos parâmetros foi feito, para cada altura de carga, H_i , onde i é igual a 1 e 2, da seguinte maneira:

- Determinação da vazão em regime permanente (Q_i) com a expressão (3.1);

- Determinação do fator de forma C_i , que depende do tipo de solo (textura e macroporos) e da razão H_i/a , onde H_i é a altura do nível de água constante aplicada no furo de sondagem aplicada em cada estágio e “ a ” corresponde ao raio do mesmo, igual a 3,0 cm, a partir do gráfico da Figura 2.7.

- Cálculo da condutividade hidráulica de campo (k_{fs}) e do potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) através do sistema de equações formado pela aplicação das equações (2.24) duas vezes, uma para cada altura de carga;

- Cálculo do parâmetro α através da equação (2.22).

- **Método das duas alturas de carga considerando solo heterogêneo (ELRICK *et al*, 1989)**

Para este método, o cálculo dos parâmetros foi feito da seguinte maneira:

- Avaliação visual no campo da macroporosidade do solo (formigueiros, fissuras, furos produzidos por raízes, etc.), para estimar o parâmetro α dentro dos valores sugeridos por ELRICK *et al*, (1989), na Tabela 2.2;

- Determinação da vazão em regime permanente Q_i para cada altura H_i com a expressão (3.1);

- Determinação do fator de forma C_i , para cada altura de carga, que depende do tipo de solo (textura e macroporos), e da razão H_i/a , onde H_i é a altura do nível de água

constante aplicada no furo de sondagem aplicada em cada estágio e “a” corresponde ao raio, igual a 3,0 cm, a partir do gráfico da Figura 2.7.

- Determinação de A_1 e B_1 através das equações (2.33) e (2.35), respectivamente;
- A condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs1}), e o potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm1}), são calculados através das equações (2.24) a (2.26), correspondes à primeira altura de carga;
- Conhecidos Q_2 , A_2 , B_2 , k_1 e ϕ_1 , foi determinado um valor β , para satisfazer a equação (2.45);
- Obtido β determinou-se k_2 e ϕ_2 , da relação (2.43);
- Finalmente a condutividade hidráulica saturada de campo (k_{fs}), e o potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}) foram calculados através das médias aritméticas de k_1 , k_2 e ϕ_1 , ϕ_2 , respectivamente.

3.4 – DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

A condutividade hidráulica não-saturada foi determinada a partir dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório (curva de retenção) e de campo.

3.4.1 – A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste caso a função de variação da condutividade hidráulica não saturada com a sucção foi determinada a partir de fórmulas empíricas que envolvem a condutividade saturada e parâmetros obtidos através de uma modelagem da curva de retenção de água. A condutividade hidráulica saturada foi determinada por meio dos ensaios com os permeâmetros de carga constante e variável.

A obtenção dos parâmetros que melhor ajustam as equações de VAN GENUCHTEN (1980) e GARDNER (1958) com os dados de laboratório das curvas de retenção de água, foi feita por meio de uma planilha Excel e um processo manual de minimização de erro.

- **Modelo de Van Genuchten (1980)**

Como já apresentado na Tabela 2.1, neste modelo a equação que descreve a curva de retenção de água é a seguinte:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + (\alpha \theta^n)^m} \quad (3.2)$$

Os parâmetros α , n , m , θ_r e θ_s da equação são obtidos ajustando-se os dados dos ensaios de laboratório com a equação apresentada acima.

Conhecidos estes parâmetros, a função de condutividade hidráulica não saturada é dada por:

$$k(\theta) = k_s \left[\frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \right]^{1/2} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m \right\}^2 \quad (3.3)$$

Desta forma obtiveram-se funções de condutividade hidráulica não saturada para os três solos estudados, pelos processos de secagem e umedecimento provenientes de cada curva de retenção.

- **Modelo de Gardner (1958)**

Como também já foi apresentado na Tabela 2.1, neste modelo a equação que descreve a curva de retenção de água é a seguinte:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{a \theta^\eta + 1} \quad (3.4)$$

Os parâmetros α , η , θ_r e θ_s da equação são obtidos ajustando-se os dados dos ensaios de laboratório com a equação apresentada acima.

Conhecidos estes parâmetros, a função de condutividade hidráulica não saturada é suposta igual a:

$$k(\theta) = k \cdot e^{-a\theta} \quad (3.5)$$

3.4.2 – A PARTIR DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CAMPO

A equação que descreve cada curva da função de condutividade hidráulica é representada pela equação (2.20). Os parâmetros desta equação (k_{fs} e α) foram determinados para os solos estudados a partir dos ensaios com o permeâmetro Guelph utilizando os três métodos de cálculo descrito no item 3.3.4.

CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados e as análises referentes aos ensaios de laboratório e de campo são apresentados neste capítulo.

O programa de ensaios de laboratório compreendeu ensaios de caracterização, de curva de retenção de água e de permeabilidade saturada com carga constante e com carga variável.

No campo, os resultados são provenientes dos ensaios realizados com o permeâmetro Guelph.

4.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E AVALIAÇÃO *IN SITU* DA MACROPOROSIDADE DO SOLO

Na Tabela 4.1 são mostrados os resultados dos ensaios de caracterização, realizados de acordo com as normas da ABNT, e de classificação, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), realizados com amostras dos solos 01, 02 e 03 extraídas a 0,30 m de profundidade.

Tabela 4.1 – Propriedades dos Solos e Resultados dos Ensaios de Caracterização

Solo		01	02	03
Profundidade	m	0,30	0,30	0,30
Pedregulho	%	0	0	0
Areia	%	12	47	39
Silte	%	48	38	10
Argila	%	39	16	52
W	%	44,86	39,82	22,34
e	-	1,32	1,31	0,92
Sr	%	92,36	86,02	66,55
LL	%	73,60	61,00	62,9
LP	%	60,64	46,50	41,35
IP	%	12,96	14,50	21,35
g_s	kN/m ³	26,56	27,76	26,98
g_d	kN/m ³	11,48	11,77	13,14
g	kN/m ³	16,58	16,48	17,17
Classificação Granulométrica	-	Silte Argiloso	Areia Fina Siltosa	Argila Arenosa
SUCS	-	MH	SM	CL

As curvas de distribuição granulométricas dos solos são mostradas na Figura 4.1.

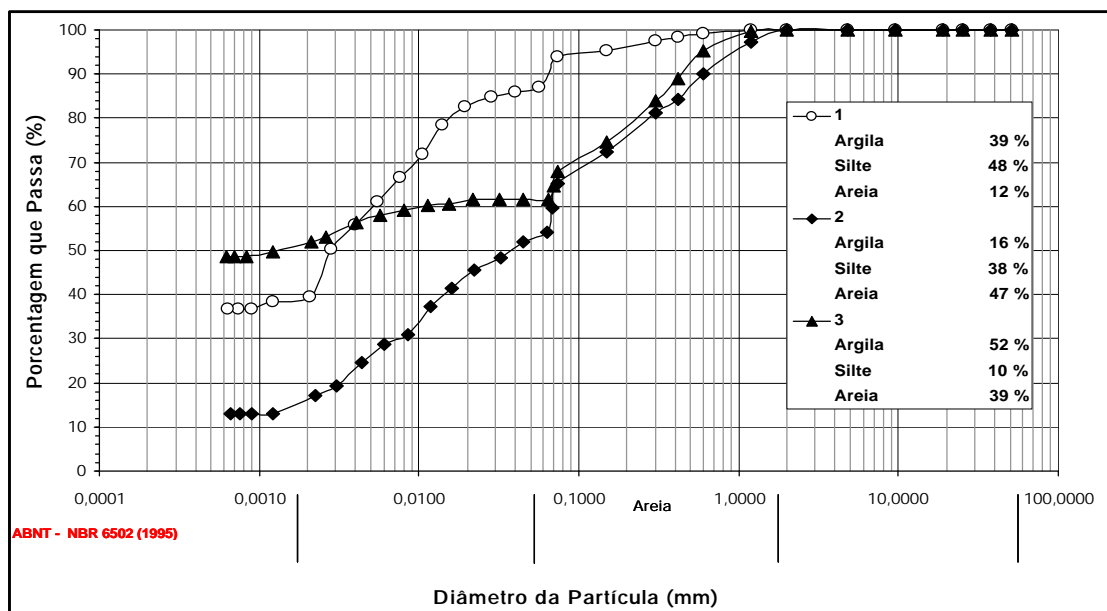


Figura 4.1 – Curvas Granulométricas dos Solos Estudados

Observa-se que os solos são classificados como solos finos, com exceção do solo 03. Entretanto, o solo 01 tem uma pequena quantidade de areia fina. O solo 02 tem uma grande quantidade de partículas do tamanho areia, e, finalmente, o solo 03 é o mais

argiloso, apesar de apresentar uma quantidade substancial de partículas do tamanho areia e pouco silte, diferentemente do solo 1.

Na Tabela 4.2 apresenta-se a avaliação visual da macroporosidade dos solos bem como a estimativa do parâmetro α usado nos métodos de análise dos ensaios com o permeâmetro Guelph, com exceção do método de duas alturas de carga, baseados nos valores sugeridos por ELRICK *et al.* (1989) e apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 4.2 – Avaliação Empírica da Macroporosidade dos Solos Estudados

Solo	Profundidade (m)	α (cm ⁻¹)	Macroporosidade dos Solos Estudados
01	0,30	0,12	Moderada, muita presença de raízes devido à grama que ocupa a superfície e formigueiros.
02	0,30	0,12	Moderada, pequena quantidade de fissuras.
03	0,30	0,12	Moderada.

4.2 – ENSAIOS NA CÂMARA DE PRESSÃO PARA DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

As curvas de retenção de água no solo, trajetória de secagem e umedecimento, apresentadas como sucção *versus* teor de umidade volumétrica (?), teor de umidade gravimétrica (w) e grau de saturação (S), são mostradas, para o solo 01 na profundidade de 0,30 m, nas Figuras 4.2a, 4.2b e 4.2c.

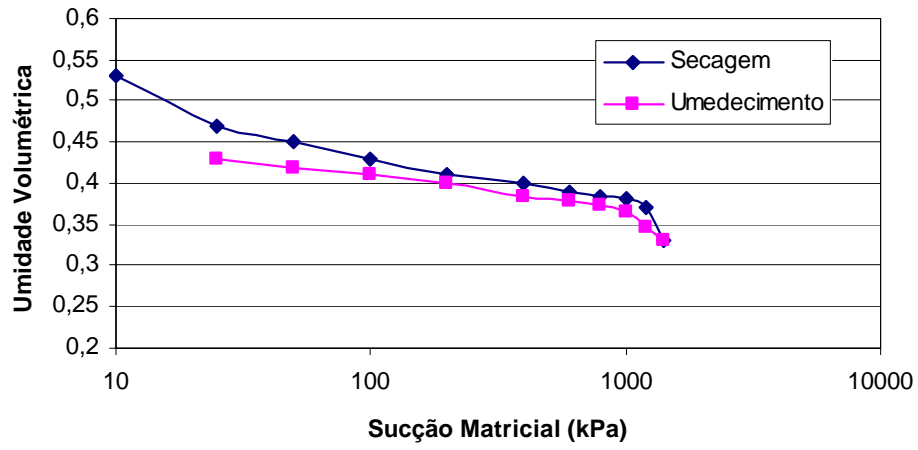


Figura 4.2a – Curvas de Retenção do solo 01

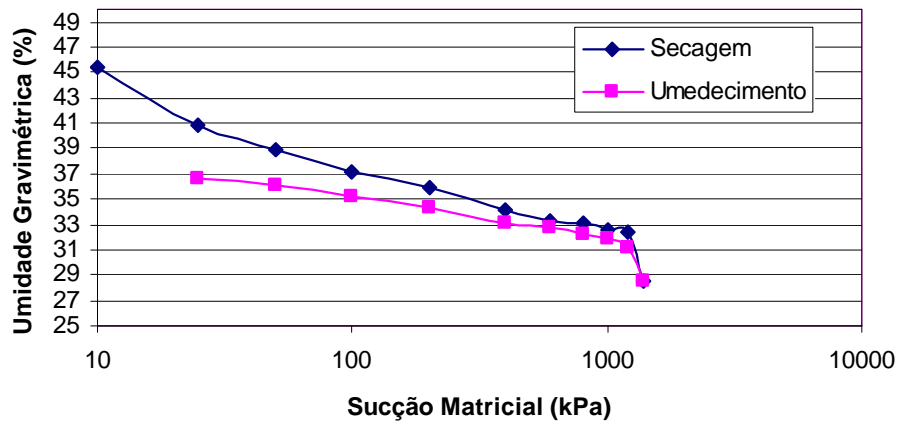


Figura 4.2b – Curvas de Retenção do solo 01

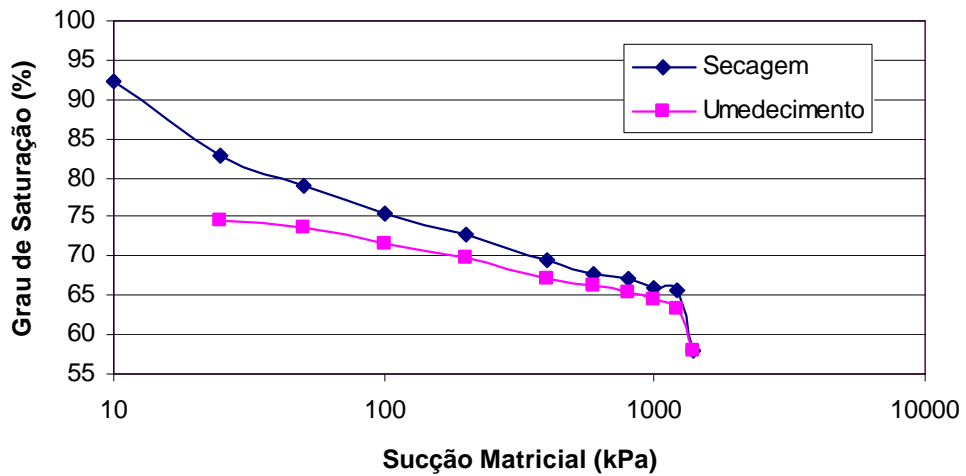


Figura 4.2c – Curvas de Retenção do solo 01

Observa-se que não houve uma diferença acentuada entre as curvas de retenção obtidas durante os processos de secagem e umedecimento do solo.

As trajetórias de secagem e umedecimento das curvas de retenção de água do solo 02 na profundidade de 0,30 m, apresentadas como sucção *versus* teor de umidade volumétrica (?), teor de umidade gravimétrica (w) e grau de saturação (S), são mostradas nas Figuras 4.3a, 4.3b e 4.3c.

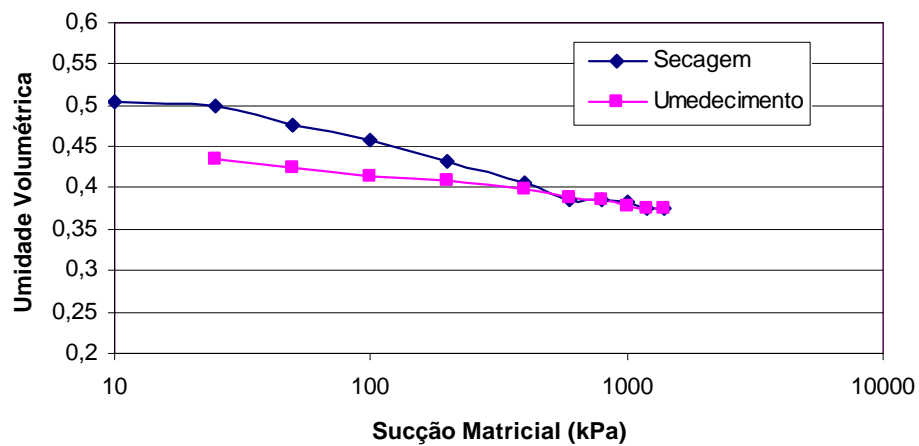


Figura 4.3a – Curvas de Retenção do solo 02

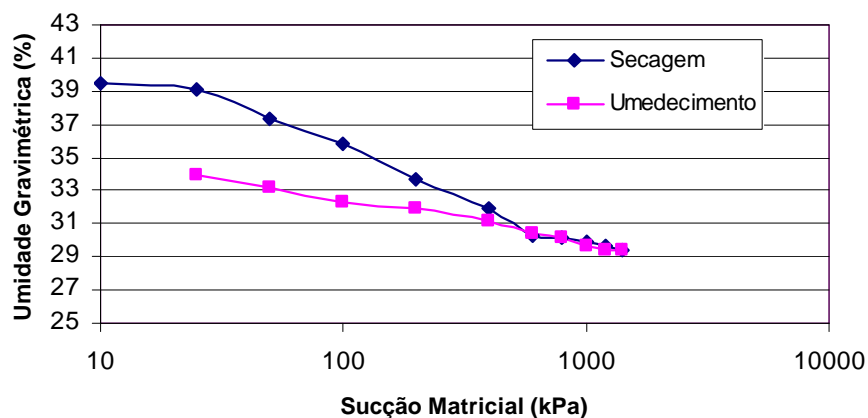


Figura 4.3b – Curvas de Retenção do solo 02

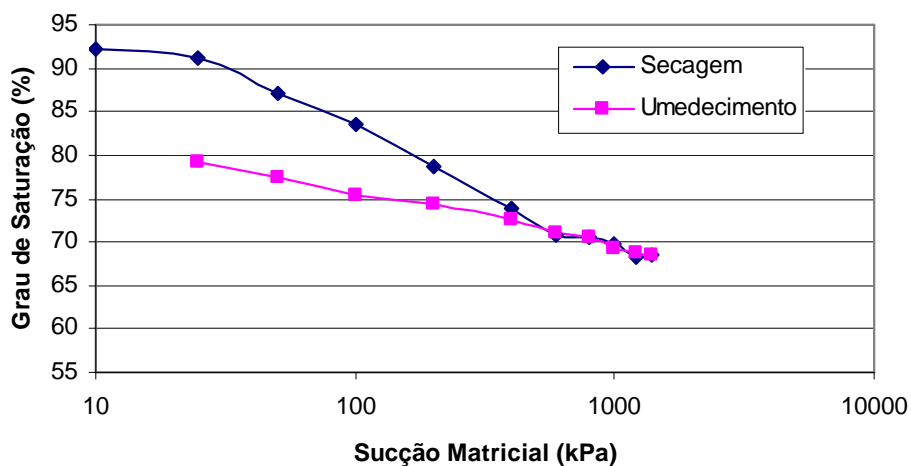


Figura 4.3c – Curvas de Retenção do solo 02

Neste caso, é possível notar uma diferença maior que a observada no solo 01 entre as curvas de retenção obtidas durante os processos de secagem e umedecimento do solo.

As curvas de retenção de água no solo, trajetórias de secagem e umedecimento, apresentadas como sucção *versus* teor de umidade volumétrica (?), teor de umidade gravimétrica (w) e grau de saturação (S), são mostradas para o solo 03 na profundidade 0,30 m nas Figuras 4.4a, 4.4b e 4.4c respectivamente.

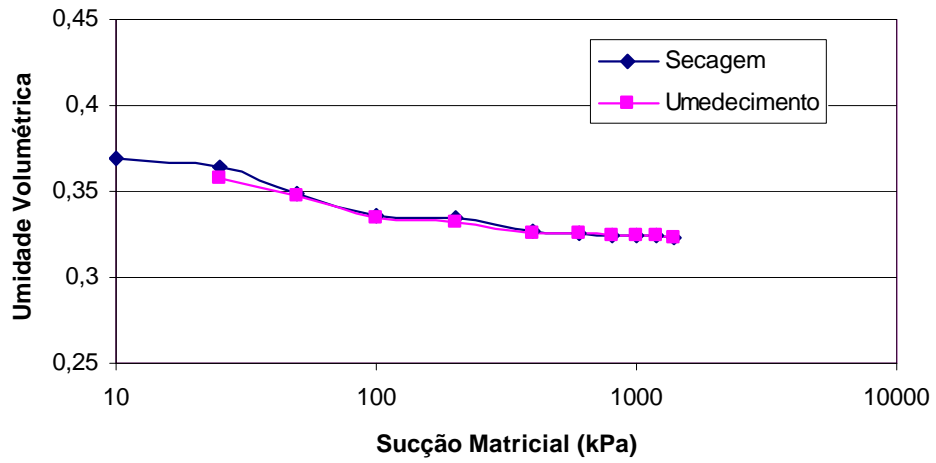


Figura 4.4a – Curvas de Retenção do solo 03

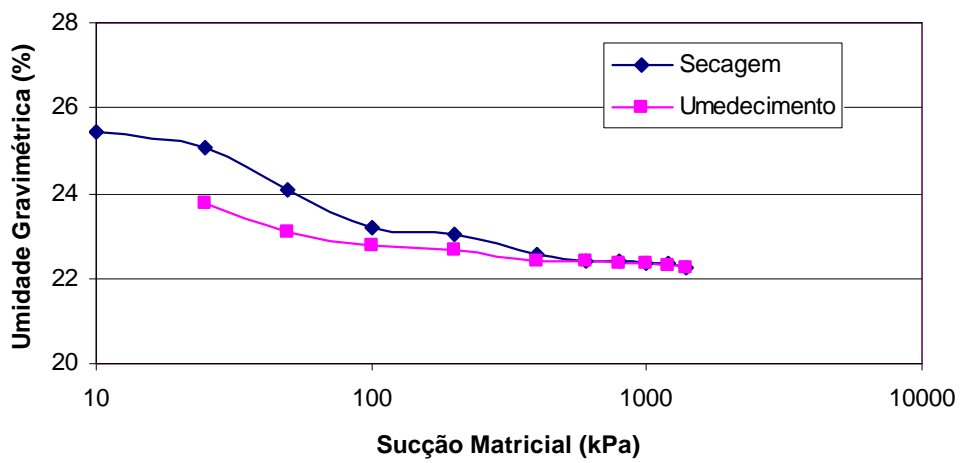


Figura 4.4b – Curvas de Retenção do solo 03

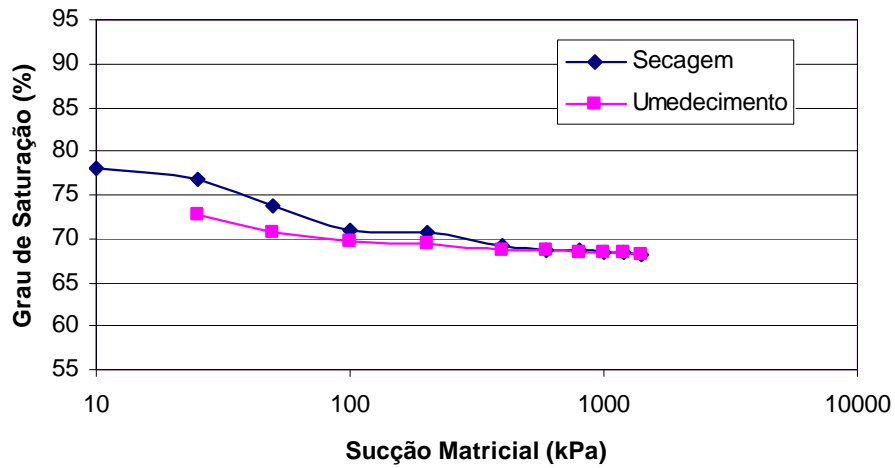


Figura 4.4c – Curvas de Retenção do solo 03

Observa-se uma pequena diferença entre as curvas de retenção obtidas durante os processos de secagem e umedecimento do solo.

As curvas de retenção de água do solo pelo processo de secagem apresentadas como sucção *versus* teor de umidade gravimétrica (w) para amostras deformadas e indeformadas, são mostradas para os solos 01, 02, e 03 nas Figuras 4.5a, 4.5b e 4.5c respectivamente.

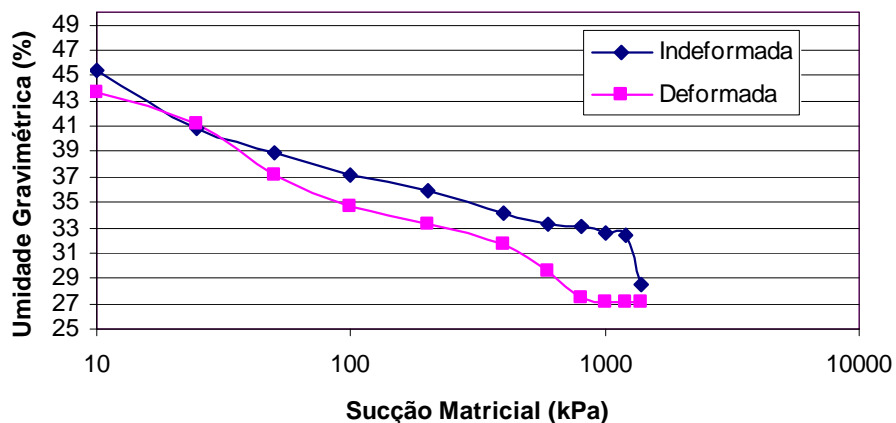


Figura 4.5a – Curvas de Retenção por Secagem. Amostras Deformadas e Indeformadas do solo 01

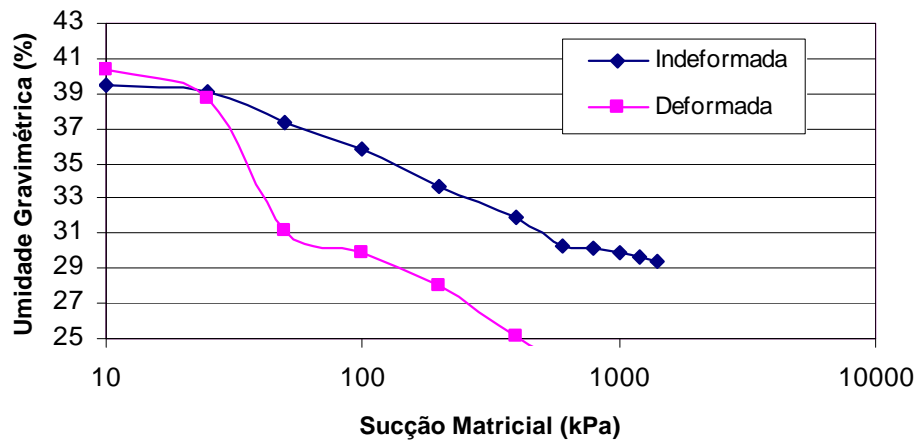


Figura 4.5b – Curvas de Retenção Curvas de Retenção por Secagem. Amostras Deformadas e Indeformadas do solo 02

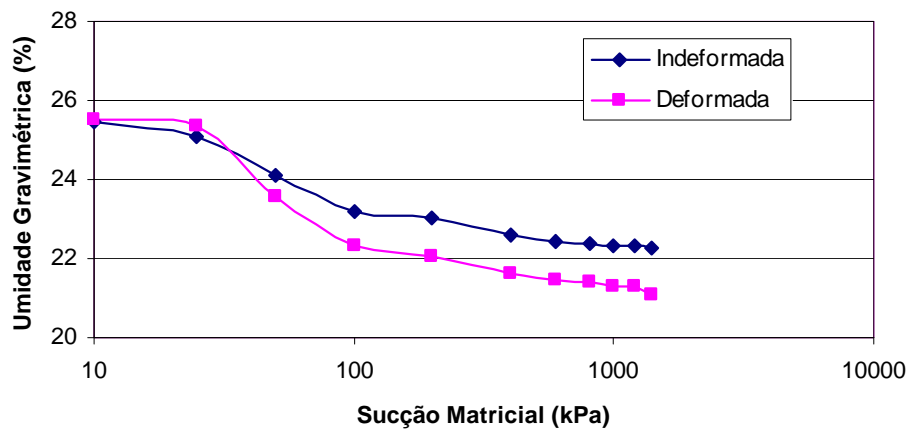


Figura 4.5c – Curvas de Retenção Curvas de Retenção por Secagem. Amostras Deformadas e Indeformadas do solo 03

Em geral, é possível notar uma diferença acentuada entre as curvas de retenção obtidas com as amostras deformadas e indeformadas para todos os três solos.

A partir das curvas de retenção de água determinadas utilizando o ensaio de câmara de pressão (Figuras 4.2, 4.3 e 4.4), observa-se que para o mesmo valor de sucção os solos com granulometria bem graduada possuem maior capacidade de retenção de água do que o solo 03, que mesmo tendo uma elevada porcentagem de argila, possui também elevada porcentagem de areia. Esta característica do solo 03 faz

com que o teor de umidade não varie significativamente com o aumento da sucção, podendo ser notada tanto na trajetória de secagem como na trajetória de umedecimento.(Figura 4.4b e 4.5c)

O solo 01 (silte argiloso), apesar de ser mais fino que o solo 02 (areia fina siltosa), mostrou uma curva de retenção similar ao solo 02. Esperava-se um comportamento típico dos solos argilosos com menor variação do teor de umidade para baixas sucções, porém, provavelmente, estes solos apresentam essa similaridade por possuírem praticamente o mesmo índice de vazios mostrados na Tabela 4.1 e a mesma macroporosidade observada em campo (Tabela 4.2).

Os parâmetros do ajuste das curvas de retenção dos solos pelas equações do modelo de VAN GENUCHTEN (1980) são mostrados, para a trajetória de secagem, na Tabela 4.3 e, para a trajetória de umedecimento, na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 – Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Van Genuchten (1980). Trajetória de secagem

Solo		01	02	03
α	cm^{-1}	0,88	0,88	0,81
m	-	0,40	0,22	0,25
n	-	1,68	1,28	1,34
θ_r	cm^3/cm^3	0,37	0,32	0,30
θ_s	cm^3/cm^3	0,58	0,56	0,39

Tabela 4.4 – Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Van Genuchten (1980). Trajetória de umedecimento

Solo		01	02	03
α	cm^{-1}	0,44	0,63	0,82
m	-	0,20	0,22	0,17
n	-	1,25	1,29	1,21
θ_r	cm^3/cm^3	0,30	0,35	0,29
θ_s	cm^3/cm^3	0,46	0,46	0,38

Por outro lado, os parâmetros do ajuste das curvas de retenção dos solos pelas equações do modelo de GARDNER (1958) são mostrados, para a trajetória de secagem, na Tabela 4.5 e, para a trajetória de umedecimento, na Tabela 4.6.

Tabela 4.5 – Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Gardner (1958). Trajetória de secagem

Solo		01	02	03
α	cm^{-1}	0,21	0,20	0,15
η	-	0,98	1,40	1,25
θ_r	cm^3/cm^3	0,30	0,32	0,30
θ_s	cm^3/cm^3	0,51	0,52	0,46

Tabela 4.6 – Parâmetros de ajuste das curvas de Retenção de Água pelo modelo de Gardner (1958). Trajetória de umedecimento

Solo		01	02	03
α	cm^{-1}	0,18	0,18	0,13
η	-	1,20	1,45	1,20
θ_r	cm^3/cm^3	0,30	0,32	0,30
θ_s	cm^3/cm^3	0,51	0,52	0,46

Como o ensaio com o permeâmetro Guelph impõe uma trajetória de umedecimento no solo, os resultados deste ensaio são comparados com os obtidos em laboratório por meio de uma trajetória de umedecimento.

4.3 – ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA EM LABORATÓRIO

Na Tabela 4.7 são mostrados os resultados dos ensaios de permeabilidade realizados com os permeâmetros de carga constante e a carga variável e seus respectivos teores de umidade gravimétrica no início dos ensaios.

Tabela 4.7 – Condutividade Saturada de Laboratório

Solo	01		02		03	
	k (m/s)	w(%)	k (m/s)	w(%)	k (m/s)	w(%)
Carga Variável	$1,77 \times 10^{-6}$	44,86	$2,77 \times 10^{-5}$	37,19	$1,12 \times 10^{-5}$	22,34
Carga Constante	$2,92 \times 10^{-6}$	46,25	$1,38 \times 10^{-5}$	39,82	$3,54 \times 10^{-5}$	21,82

Em relação à condutividade hidráulica saturada de laboratório, realizada a carga constante e a carga variável, percebe-se que para ambos os métodos, os resultados foram muito próximos, com valores consistentes para cada solo.

O solo 01 foi o que teve o resultado da condutividade hidráulica menor em relação aos outros (Tabela 4.7), isso se dá pelo fato de ser mais fino (silte argiloso).

4.4 – ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH

Os valores de condutividade hidráulica saturada dos solos 01, 02 e 03 obtidos com o permeâmetro Guelph, calculados a partir dos três métodos adotados, são mostrados, respectivamente, nas Tabelas 4.8, 4.9 e 4.10. Os valores dos potenciais matriciais de fluxo são mostrados nas Tabelas 4.11, 4.12 e 4.13. Nestas Tabelas os métodos de execução e cálculo estão representados da seguinte forma:

- 01 – 1 altura de carga;
- 02 – 2 alturas de carga;
- 03 – 2 alturas de carga considerando solo heterogêneo;

Tabela 4.8 - Valores de k_{fs} (m/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 01

Ensaio	01	02	03
Campo 01	$7,52 \times 10^{-7}$	$1,20 \times 10^{-7}$	$9,16 \times 10^{-7}$
Campo 02	$4,74 \times 10^{-7}$	$1,02 \times 10^{-7}$	$1,30 \times 10^{-7}$
Campo 03	$1,79 \times 10^{-6}$	$1,49 \times 10^{-7}$	$2,27 \times 10^{-6}$
Campo 04	$7,52 \times 10^{-7}$	$1,63 \times 10^{-6}$	$5,72 \times 10^{-7}$
Campo 05	$2,26 \times 10^{-6}$	$2,70 \times 10^{-6}$	$2,01 \times 10^{-6}$
Campo 06	$2,93 \times 10^{-6}$	$2,51 \times 10^{-6}$	$2,81 \times 10^{-6}$
Campo 07	$9,78 \times 10^{-6}$	$3,76 \times 10^{-6}$	$1,09 \times 10^{-6}$
Campo 08	$5,96 \times 10^{-6}$	$5,35 \times 10^{-6}$	$7,56 \times 10^{-6}$
Média Campo	$3,09 \times 10^{-6}$	$2,04 \times 10^{-6}$	$2,17 \times 10^{-6}$

Tabela 4.9 - Valores de k_{fs} (m/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo**02**

Ensaio	01	02	03
Campo 01	$2,85 \times 10^{-5}$	$2,20 \times 10^{-5}$	$2,79 \times 10^{-5}$
Campo 02	$2,08 \times 10^{-5}$	$1,57 \times 10^{-5}$	$2,05 \times 10^{-5}$
Campo 03	$2,20 \times 10^{-5}$	$2,02 \times 10^{-5}$	$2,07 \times 10^{-5}$
Campo 04	$2,01 \times 10^{-5}$	$2,09 \times 10^{-5}$	$1,85 \times 10^{-5}$
Campo 05	$2,38 \times 10^{-5}$	$3,43 \times 10^{-5}$	$2,01 \times 10^{-5}$
Campo 06	$1,31 \times 10^{-5}$	$1,93 \times 10^{-5}$	$1,11 \times 10^{-5}$
Campo 07	$7,75 \times 10^{-6}$	$6,35 \times 10^{-6}$	$7,53 \times 10^{-6}$
Campo 08	$1,75 \times 10^{-5}$	$2,31 \times 10^{-5}$	$1,52 \times 10^{-5}$
Média Campo	$1,92 \times 10^{-5}$	$2,02 \times 10^{-5}$	$1,77 \times 10^{-5}$

Tabela 4.10 - Valores de k_{fs} (m/s) a partir do permeâmetro Guelph para o**solo 03**

Ensaio	01	02	03
Campo 01	$4,78 \times 10^{-8}$	$2,17 \times 10^{-7}$	$2,61 \times 10^{-8}$
Campo 02	$6,56 \times 10^{-8}$	$4,10 \times 10^{-7}$	$3,62 \times 10^{-8}$
Campo 03	$1,79 \times 10^{-9}$	$5,61 \times 10^{-9}$	$9,26 \times 10^{-10}$
Média Campo	$3,84 \times 10^{-8}$	$2,11 \times 10^{-7}$	$2,11 \times 10^{-8}$

Tabela 4.11 - Valores de f_{Gm} (m^2/s) a partir do permeâmetro Guelph para o**solo 01**

Ensaio	01	02	03
Campo 01	$6,27 \times 10^{-6}$	$1,23 \times 10^{-5}$	$5,75 \times 10^{-6}$
Campo 02	$3,95 \times 10^{-6}$	-	$2,91 \times 10^{-6}$
Campo 03	$1,49 \times 10^{-5}$	$3,16 \times 10^{-5}$	$1,34 \times 10^{-5}$
Campo 04	$6,27 \times 10^{-6}$	-	$5,72 \times 10^{-7}$
Campo 05	$1,88 \times 10^{-5}$	$1,81 \times 10^{-6}$	$2,00 \times 10^{-5}$
Campo 06	$2,44 \times 10^{-5}$	$2,82 \times 10^{-5}$	$2,49 \times 10^{-5}$
Campo 07	$8,15 \times 10^{-6}$	$1,27 \times 10^{-5}$	$7,74 \times 10^{-6}$
Campo 08	$4,96 \times 10^{-5}$	$1,04 \times 10^{-4}$	$4,47 \times 10^{-5}$
Média Campo	$1,65 \times 10^{-5}$	$3,17 \times 10^{-5}$	$1,59 \times 10^{-5}$

Tabela 4.12 - Valores de f_{Gm} (m^2/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 02

Ensaio	01	02	03
Campo 01	$2,37 \times 10^{-4}$	$2,07 \times 10^{-4}$	$2,39 \times 10^{-4}$
Campo 02	$1,73 \times 10^{-4}$	$1,56 \times 10^{-4}$	$1,75 \times 10^{-4}$
Campo 03	$1,83 \times 10^{-4}$	$1,11 \times 10^{-4}$	$1,88 \times 10^{-4}$
Campo 04	$1,67 \times 10^{-4}$	$6,29 \times 10^{-5}$	$1,75 \times 10^{-4}$
Campo 05	$1,98 \times 10^{-4}$	-	$2,18 \times 10^{-4}$
Campo 06	$1,09 \times 10^{-4}$	-	$1,20 \times 10^{-4}$
Campo 07	$6,46 \times 10^{-4}$	$5,04 \times 10^{-5}$	$6,56 \times 10^{-5}$
Campo 08	$1,46 \times 10^{-4}$	-	$1,58 \times 10^{-4}$
Média Campo	$1,59 \times 10^{-4}$	$1,76 \times 10^{-4}$	$1,67 \times 10^{-4}$

Tabela 4.13 - Valores de f_{Gm} (m^2/s) a partir do permeâmetro Guelph para o solo 03

Ensaio	01	02	03
Campo 01	$3,98 \times 10^{-7}$	$5,76 \times 10^{-6}$	$8,60 \times 10^{-7}$
Campo 02	$5,46 \times 10^{-7}$	$1,17 \times 10^{-5}$	$1,07 \times 10^{-6}$
Campo 03	$1,49 \times 10^{-8}$	-	$4,73 \times 10^{-8}$
Média Campo	$3,35 \times 10^{-8}$	$8,73 \times 10^{-6}$	$6,59 \times 10^{-7}$

A Tabela 4.14 apresenta o resultado da média dos resultados da área de confiança do desvio padrão para cada solo nos três métodos de ensaios realizados.

Tabela 4.14 – Desvio padrão da condutividade hidráulica saturada (k_{fs})

Solo	01	02	03
Profundidade (m)	0,30	0,30	0,30
1 altura de carga	$1,70 \times 10^{-6}$	$2,08 \times 10^{-5}$	$5,67 \times 10^{-8}$
2 alturas de carga	$2,28 \times 10^{-6}$	$2,02 \times 10^{-5}$	$3,14 \times 10^{-7}$
2 alturas de carga com escala heterogênea	$1,61 \times 10^{-6}$	$1,90 \times 10^{-5}$	$3,12 \times 10^{-8}$

A tabela 4.15 apresenta um resumo dos resultados médios do potencial matricial de fluxo apresentados nas tabelas anteriores (Tabelas 4.11, 4.12 e 4.13) respectivamente.

Tabela 4.15 - Resumo do potencial matricial de fluxo (f_{Gm})

Solo	01	02	03
Profundidade (m)	0,30	0,30	0,30
Ensaio	08	08	03
Resultados negativos	02	03	01
1 altura de carga	$1,65 \times 10^{-5}$	$1,59 \times 10^{-4}$	$3,35 \times 10^{-8}$
2 alturas de carga	$3,17 \times 10^{-5}$	$1,76 \times 10^{-4}$	$8,73 \times 10^{-6}$
2 alturas de carga com escala heterogênea	$1,59 \times 10^{-5}$	$1,67 \times 10^{-4}$	$6,59 \times 10^{-7}$

No caso da condutividade hidráulica os resultados obtidos para os solos 01 e 02 mostram que, qualquer que seja o método de cálculo, os valores de k_{fs} foram praticamente os mesmos, mantendo a mesma ordem de grandeza nos valores de condutividade hidráulica. O mesmo aconteceu para os solos 02 e 03 (Tabelas 4.8, 4.9 e 4.10).

Os valores médios de k_{fs} mostrados na Tabela 4.14, obtidos com o desvio padrão a partir do permeâmetro Guelph, apresentam-se muito próximos aos da condutividade hidráulica saturada média obtida em laboratório (k), mostrada na Tabela 4.7. Esta semelhança entre os resultados não ocorreu para o solo 03, que teve os resultados de campo severamente reduzidos devido à colmatação dos poros do furo de sondagem durante o processo de sondagem (Figura 3.6).

Na comparação dos valores de campo e laboratório, se ocorrer $k_{fs} < k$, STEPHENS *et al*, (1987), atribuem estas diferenças ao ar preso que fica no solo no processo de infiltração durante a execução do ensaio de campo.

No caso do potencial matricial de fluxo (ϕ_{Gm}), nos solos 01 e 02 foram obtidos valores com praticamente a mesma ordem de grandeza para os três métodos de cálculo. O solo 03 teve grandes diferenças nos resultados de cada método devido ao problema no processo de sondagem.

Nos três solos ocorreram resultados negativos para os potenciais matriciais de fluxo. Segundo REYNOLDS E ELRICK (1986), variações nos resultados ou resultados negativos de k_{fs} ou ϕ_{Gm} devem-se a que o uso das equações simultâneas supõe nas duas medições, bulbos de umedecimento, homogêneos e esferoidais. Portanto se o solo tiver uma maior heterogeneidade, produto da macroporosidade entre uma medição e outra, os valores de k_{fs} ou ϕ_{Gm} são afetados.

Outro fator poderia ser a aplicação da maior ou menor altura H . Segundo ELRICK *et al*, (1989), A maior altura H aplicada no ensaio, contribui para um melhor resultado de k_{fs} , enquanto menores alturas H contribuem para uma melhor medida de ϕ_{Gm} em campo. Nos três solos foram utilizadas nas medições, 5 e 15 cm de altura.

4.5 – FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE VAN GENUCHTEN (1980)

As curvas da função condutividade hidráulica não saturada $k(?)$ obtidos pelos processos de secagem e umedecimento dos solos 01, 02 e 03 são mostradas nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 respectivamente. A equação que descreve cada curva está baseada no modelo empírico de VAN GENUCHTEN (1980) com os parâmetros apresentados nas Tabelas 4.3 e 4.4.

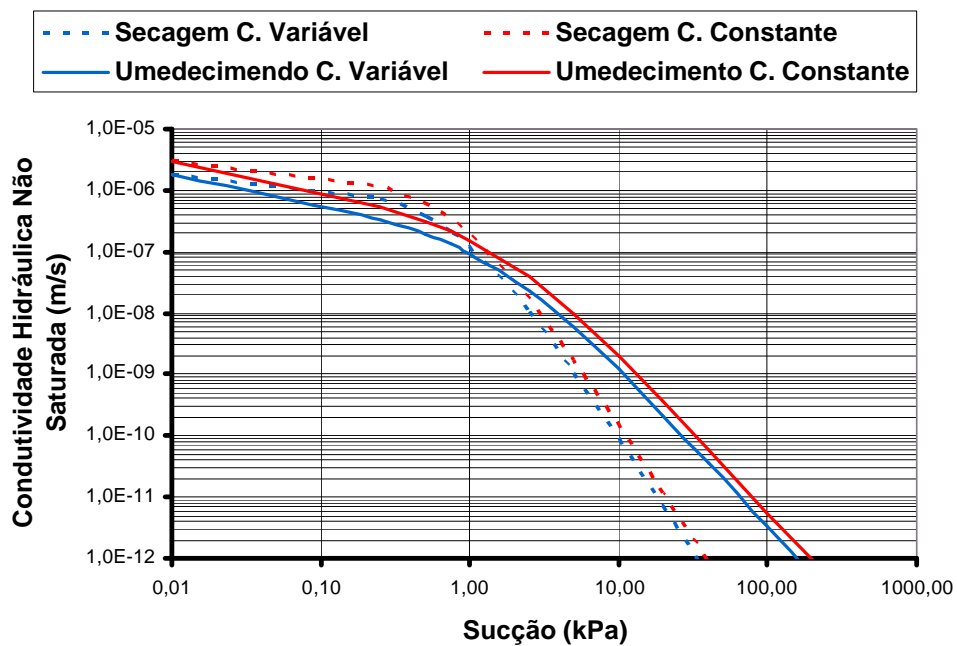


Figura 4.6 – Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de VAN GENUCHTEN (1980), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 01

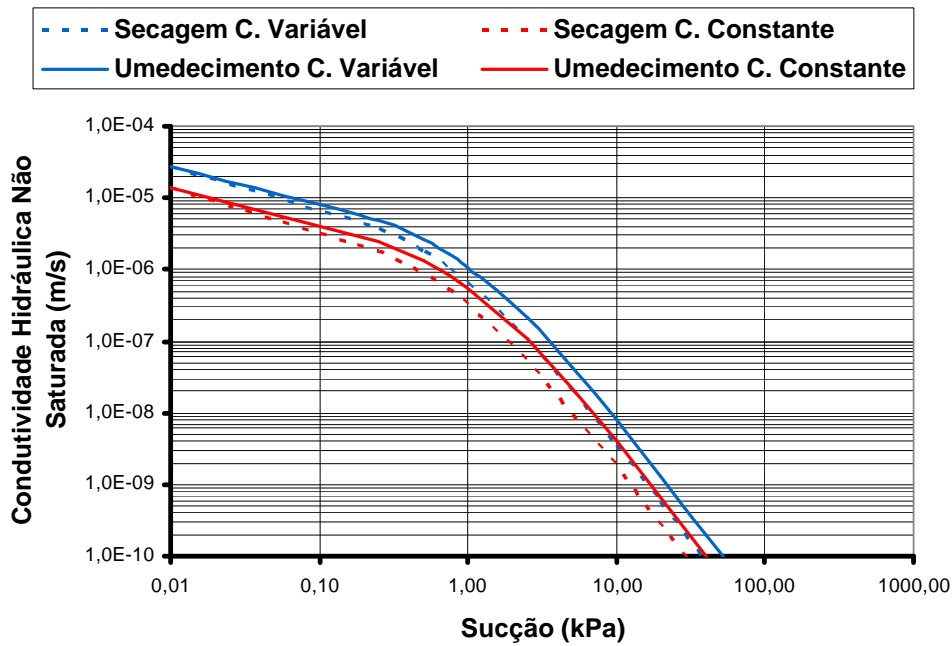


Figura 4.7 - Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de VAN GENUCHTEN (1980), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 02

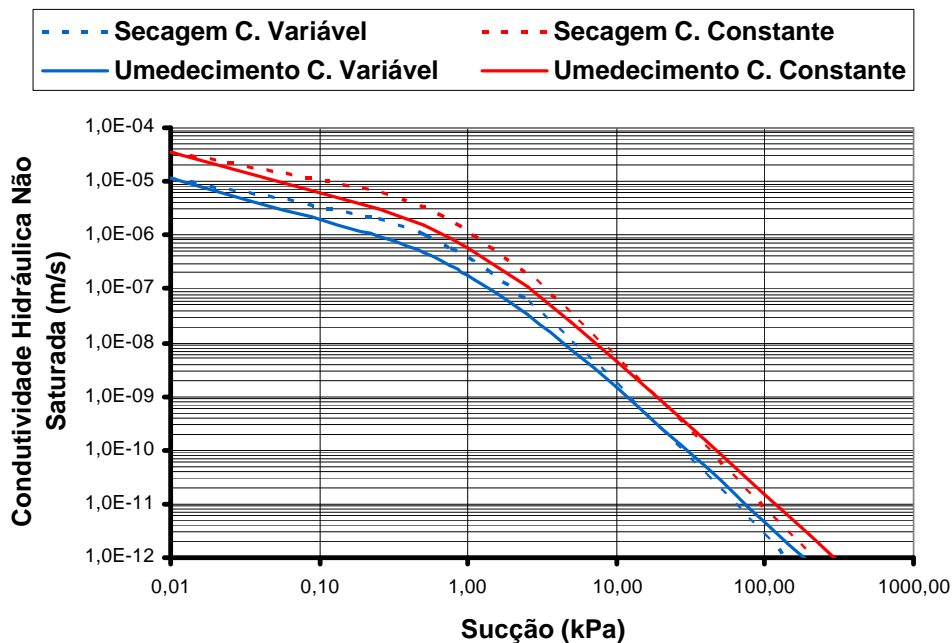


Figura 4.8 - Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de VAN GENUCHTEN (1980), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 03

Os gráficos das curvas das funções condutividade hidráulica obtidas pelos processos de secagem e umedecimento a carga constante e variável para os solos 01, 02 e 03 (Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 respectivamente) mostram, como esperado, que a condutividade hidráulica decresce com o aumento da sucção.

O valor da condutividade hidráulica por umedecimento é menor a baixas sucções quando comparados com o obtido por secagem.

Para maiores valores de sucção a condutividade hidráulica no solo 01 por umedecimento passa a ser maior; o mesmo acontece em menor escala para o solo 02 mostrando que ambos os solos apresentam características hidráulicas similares, o que não ocorre com o solo 03, onde a condutividade hidráulica se mantém praticamente a mesma nos processos de secagem e umedecimento.

4.6 – FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DA EQUAÇÃO EMPÍRICA DE GARDNER (1958)

As curvas da função condutividade hidráulica não saturada $k(\theta)$, trajetórias de secagem e umedecimento dos solos 01, 02 e 03, são mostradas nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11 respectivamente.

Os parâmetros condutividade hidráulica saturada k_{fs} e α utilizados nestas equações correspondem ao valor médio da condutividade hidráulica saturada de laboratório para cada solo obtidos da Tabela 4.7. O parâmetro α foi obtido nas Tabelas 4.5 e 4.6 (secagem e umedecimento) determinados por ajuste de pontos para a curva de retenção de água no solo.

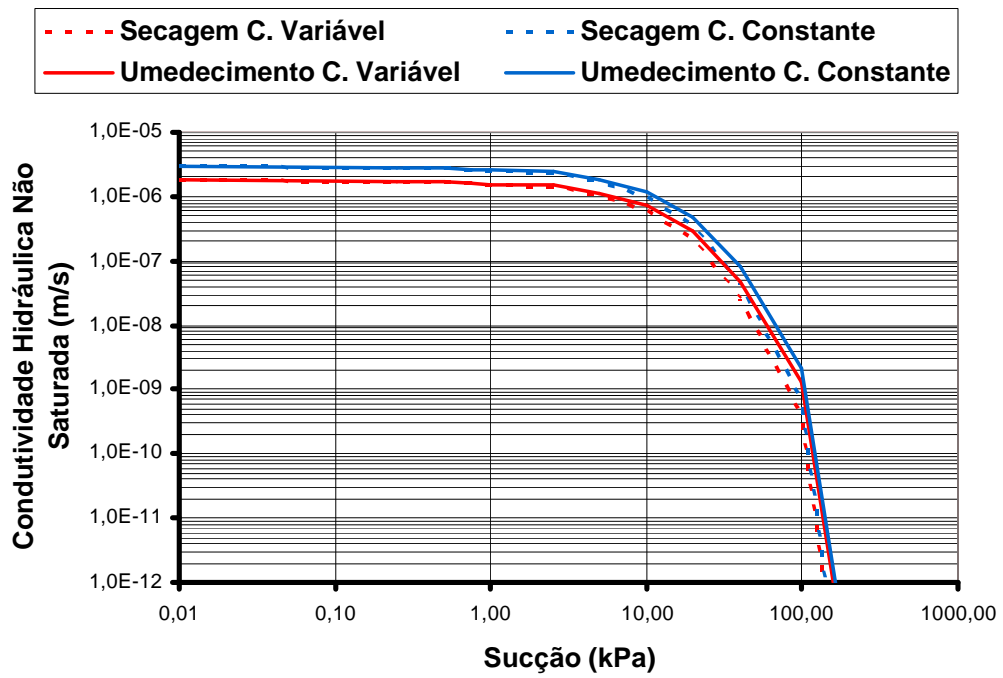


Figura 4.9 - Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de GARDNER (1958), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 01

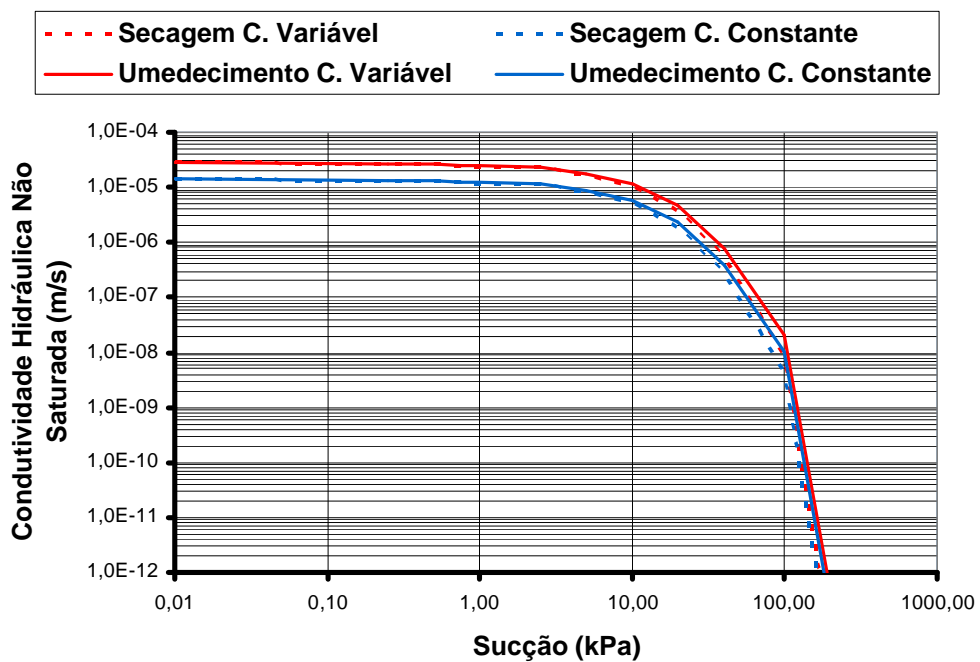


Figura 4.10 - Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de GARDNER (1958), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 02

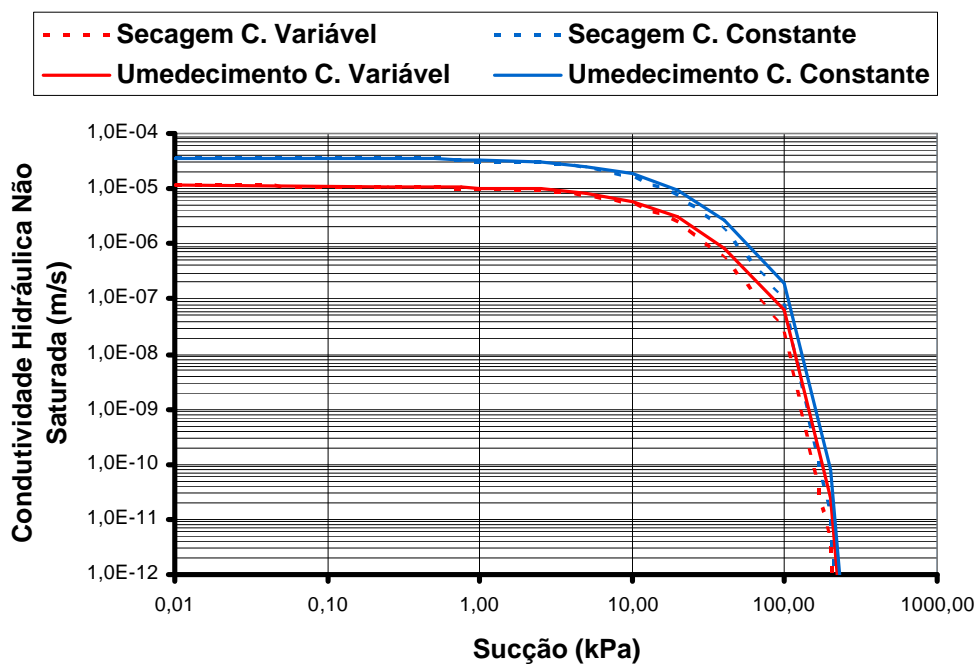


Figura 4.11 - Função Condutividade Hidráulica baseada no modelo de GARDNER (1958), trajetórias de secagem e umedecimento para o solo 03

Os gráficos das curvas da função condutividade hidráulica pelos processos de secagem e umedecimento para os solos 01, 02 e 03, mostram que o valor da condutividade hidráulica obtida pelo processo de umedecimento é muito próximo quando comparado com o obtido por secagem para um mesmo valor de sucção. Esta tendência é maior a baixas sucções e menor com o respectivo aumento de sucção.

Comparando ambos os métodos utilizados, a equação empírica de VAN GENUCHTEN (1980) fornece resultados próximos ao de GARDNER (1958) quando o solo se encontra praticamente saturado, ou seja, para sucções baixas. Com o aumento da sucção, os valores da função condutividade hidráulica a partir de VAN GENUCHTEN (1980) se afastam e os valores da condutividade hidráulica do modelo de GARDNER (1958) passam a ser menores.

A diferença observada nos valores da função condutividade hidráulica por este método (VAN GENUCHTEN, 1980), deve-se a que sua equação empírica utiliza três parâmetros (s , r e m) determinados a partir da curva de retenção, onde os dois primeiros denotam o início e o final da curva e o terceiro depende da forma da mesma. Já no método de GARDNER (1958), a função depende unicamente do valor de α , onde

os valores de condutividade vs sucção obedecem à hipótese de que a trajetória segue uma tendência exponencial.

O parâmetro α é calculado através do método de duas alturas de carga ou inferido a partir de observações de campo (Tabela 2.2).

No solo 01, quando obtido empiricamente ($\alpha = 0,32 \text{ cm}^{-1}$) mostrado na Tabela 4.16, observa-se que não está coerente com o inferido em campo ($\alpha = 0,12 \text{ cm}^{-1}$) como é mostrado na Tabela 4.2.

Para o solo 02, o valor de α obtido empiricamente ($\alpha = 0,11 \text{ cm}^{-1}$) é muito próximo ao inserido ($\alpha = 0,12 \text{ cm}^{-1}$).

Este resultado mostra que os valores sugeridos por ELRICK *et al*, (1989) na Tabela 2.2 são coerentes e que é possível obter-se um parâmetro α medido através de ensaios de campo, embora a medição *in situ* pudesse reproduzir melhor este parâmetro, que afeta diretamente o valor da condutividade hidráulica não saturada.

No solo 03, o valor de α calculado ($\alpha = 0,026 \text{ cm}^{-1}$) foi muito inferior ao inserido em campo ($\alpha = 0,12 \text{ cm}^{-1}$), mas esse valor se dá devido à interferência causada no processo de tradagem.

No entanto, a medição *in situ* (método de duas alturas de carga) é resultado da relação (2.22) onde k_{fs} e ϕ_{Gm} , na maioria das vezes são mal acondicionados pela heterogeneidade do solo.

A melhor maneira de se minimizar a influência da macroporosidade dos solos é fazer uma relação H/a utilizada na Figura 2.7 baixa para que o fator de forma C não influencie nos cálculos de k_{fs} , ϕ_{Gm} e α , fazendo com que a formulação leve mais em consideração a vazão determinada no ensaio.

4.7 – DETERMINAÇÃO DA FUNÇÃO CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA A PARTIR DOS ENSAIOS COM O PERMEÂMETRO GUELPH

Para a determinação das curvas da função condutividade hidráulica não saturada $k(?)$, baseadas nos ensaios em campo com o permeâmetro de Guelph, que corresponde a uma trajetória de umedecimento, nos solos 01, 02 e 03, foram feitas algumas considerações.

Na equação (2.20), o parâmetro α influi diretamente na condutividade hidráulica não saturada. Este parâmetro só pode ser calculado através do método das duas alturas de carga. Nos métodos restantes este parâmetro é inferido a partir de observações empíricas. Portanto, os resultados são agrupados segundo o método de cálculo e a partir deles traçam-se para cada solo duas curvas, da seguinte forma:

a) Curva da função $k(\theta)$, utilizando os parâmetros médios de k_{fs} e α obtidos pelo método das duas alturas de carga onde o parâmetro α foi determinado a partir do ensaio.

b) Curva da função $k(\theta)$, utilizando os parâmetros médios de k_{fs} e α , obtidos pelo valor médio dos métodos de uma altura de carga e duas alturas de carga com escala heterogênea, onde o parâmetro α é estimado.

As curvas da função condutividade hidráulica não saturada realizados a 0,30 m de profundidade para os solos 01, 02 e 03 são apresentadas nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 respectivamente.

A Tabela 4.16 mostra os parâmetros k_{fs} e α que descrevem as curvas obtidas com o permeâmetro Guelph em cada local ensaiado. Os valores de condutividade hidráulica utilizados na determinação destes parâmetros são os obtidos pelo desvio padrão, apresentados anteriormente na Tabela 4.14.

Tabela 4.16 – Parâmetros k_{fs} e α médios obtidos pelos três métodos de cálculo para cada local ensaiado

Solo	01		02		03	
	K_{fs} (m/s)	α (cm ⁻¹)	K_{fs} (m/s)	α (cm ⁻¹)	K_{fs} (m/s)	α (cm ⁻¹)
Uma altura de carga	$1,70 \times 10^{-6}$	0,12	$2,08 \times 10^{-5}$	0,12	$5,67 \times 10^{-8}$	0,12
Duas alturas de carga	$2,28 \times 10^{-6}$	0,32	$2,02 \times 10^{-5}$	0,11	$3,14 \times 10^{-7}$	0,026
Duas alturas de carga considerando solo heterogêneo	$1,61 \times 10^{-6}$	0,12	$1,90 \times 10^{-5}$	0,12	$3,12 \times 10^{-8}$	0,12

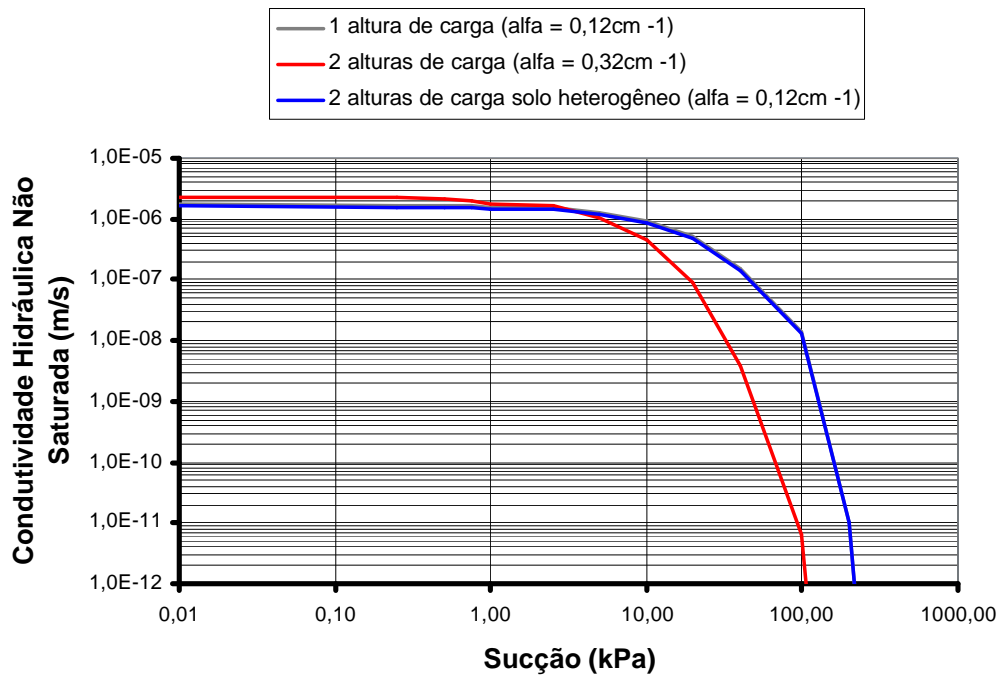


Figura 4.12 – Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o solo 01

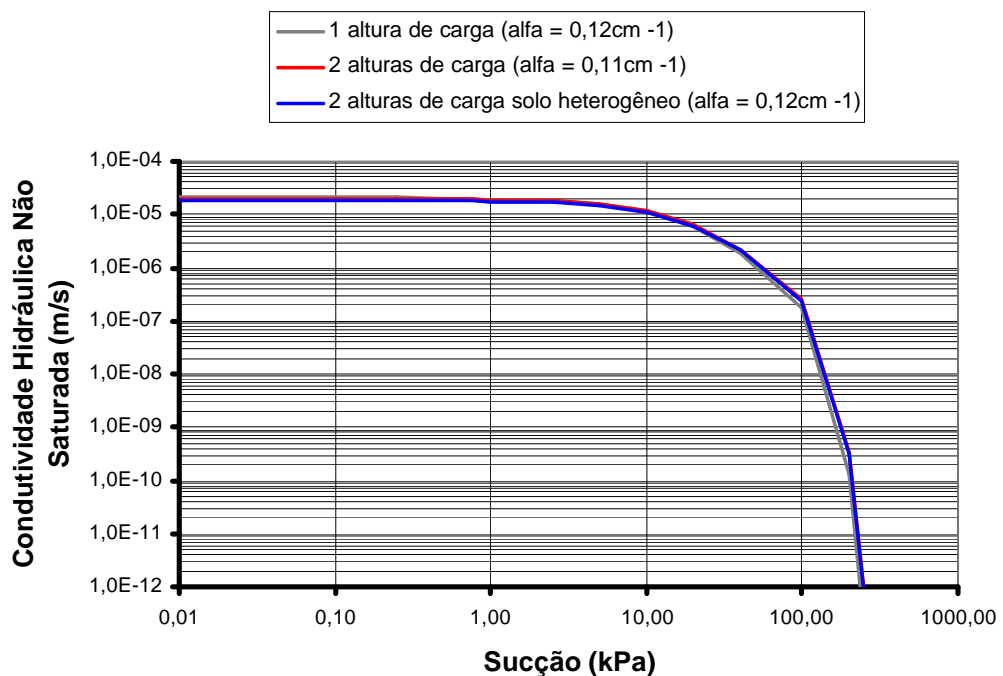


Figura 4.13 – Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o solo 02

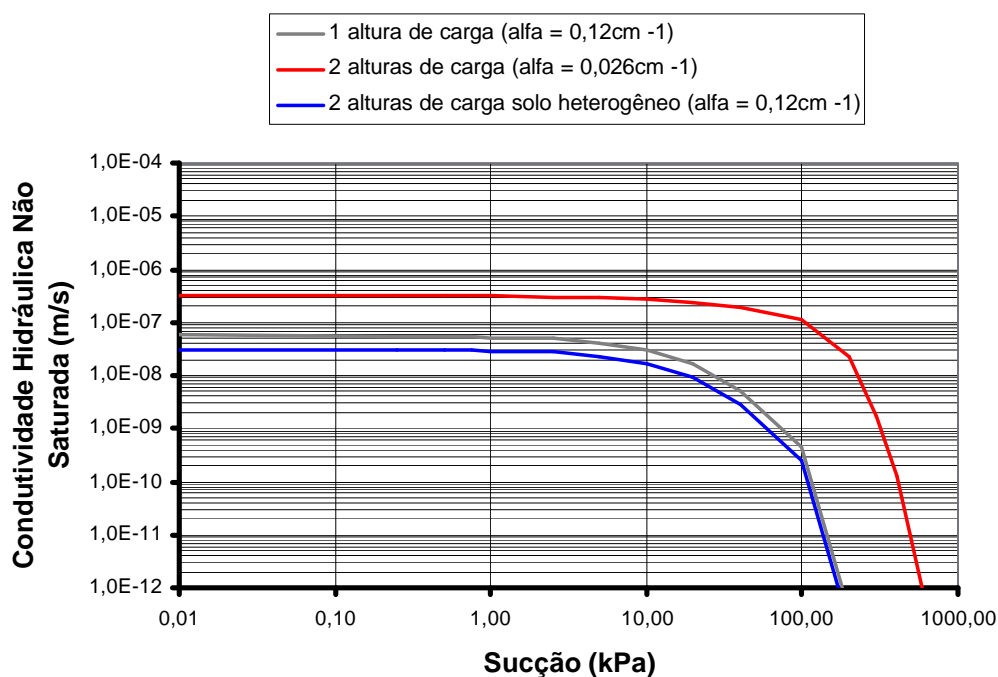


Figura 4.14 – Curvas da Função Condutividade Hidráulica Não Saturada para o solo 03

Os gráficos das curvas da função condutividade hidráulica pelo processo de umedecimento para os solos 01, 02 e 03, mostram como esperado, que a condutividade hidráulica decresce com o aumento da sucção.

Para o solo 01, os valores da condutividade hidráulica vs sucção, utilizando ($\alpha = 0,32 \text{ cm}^{-1}$) calculado pelo método de duas alturas de carga, mostrou-se menor do que utilizando ($\alpha = 0,12 \text{ cm}^{-1}$), adotado da Tabela 4.2.

Para o solo 02, os valores da condutividade hidráulica vs sucção, foram praticamente os mesmos devido ao $\alpha = 0,11 \text{ cm}^{-1}$ calculado ser muito próximo ao adotado ($\alpha = 0,12 \text{ cm}^{-1}$).

Para o solo 03, os valores da condutividade hidráulica vs sucção, tiveram uma diferença acentuada devido à interferência do processo de gradagem, fazendo com que o ($\alpha = 0,026 \text{ cm}^{-1}$) calculado fosse muito reduzido, aumentando a condutividade hidráulica a elevados valores de sucção.

A equação de GARDNER (1958), utilizada para retratar a função condutividade hidráulica a partir dos ensaios de campo, fornece menores valores à medida que α cresce. Fisicamente isto pode ser interpretado como: um solo com maior valor de α

possui uma maior macroporosidade, onde os efeitos matriciais deste (sucção ou potencial matricial de fluxo) são menos atuantes, o que implica uma grande diminuição da condutividade hidráulica com pequenas mudanças de sucção.

4.8 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA OBTIDAS NOS ENSAIOS DE CAMPO COM O PERMEÂMETRO DE GUELPH E NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17, são comparados os valores de condutividade hidráulica não saturada vs sucção para o processo de umedecimento obtido nos ensaios de campo com permeâmetro Guelph e a partir dos métodos indiretos baseados nos ensaios de laboratório.

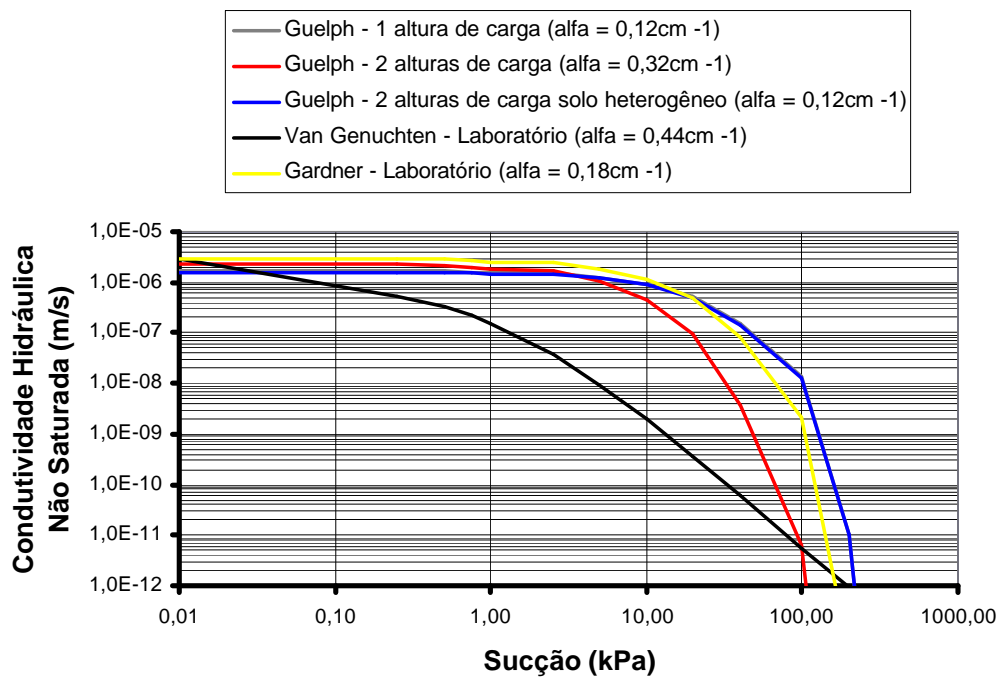


Figura 4.15 – Comparação entre as curvas de condutividade hidráulica, trajetória de umedecimento, obtidas no ensaio de campo e nos ensaios de laboratório. Solo 01

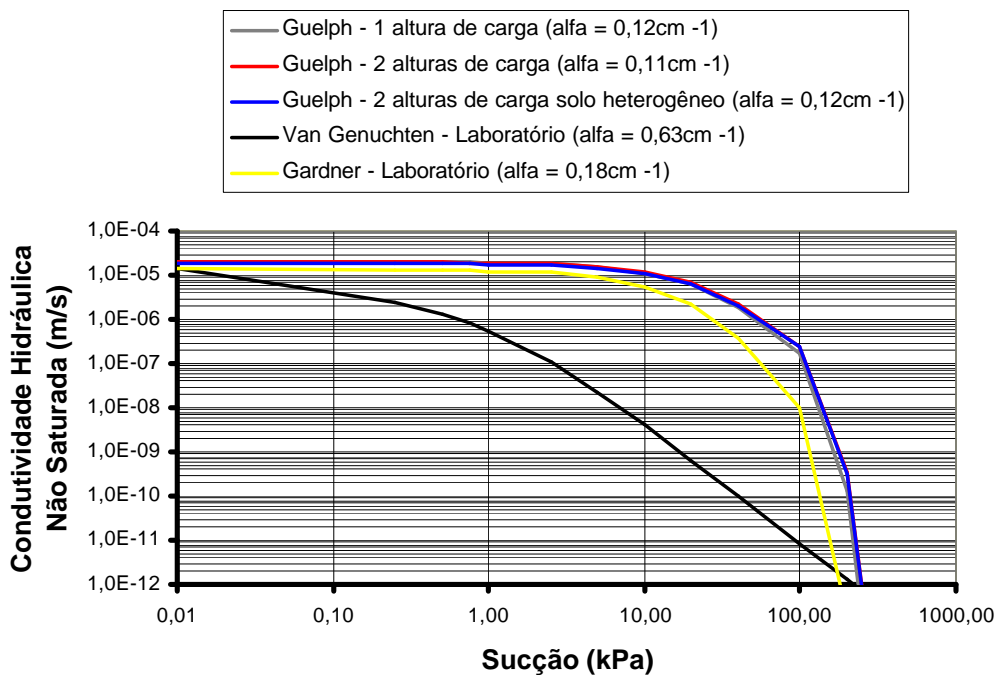


Figura 4.16 – Comparação entre as curvas de condutividade hidráulica, trajetória de umedecimento, obtidas no ensaio de campo e nos ensaios de laboratório. Solo 02

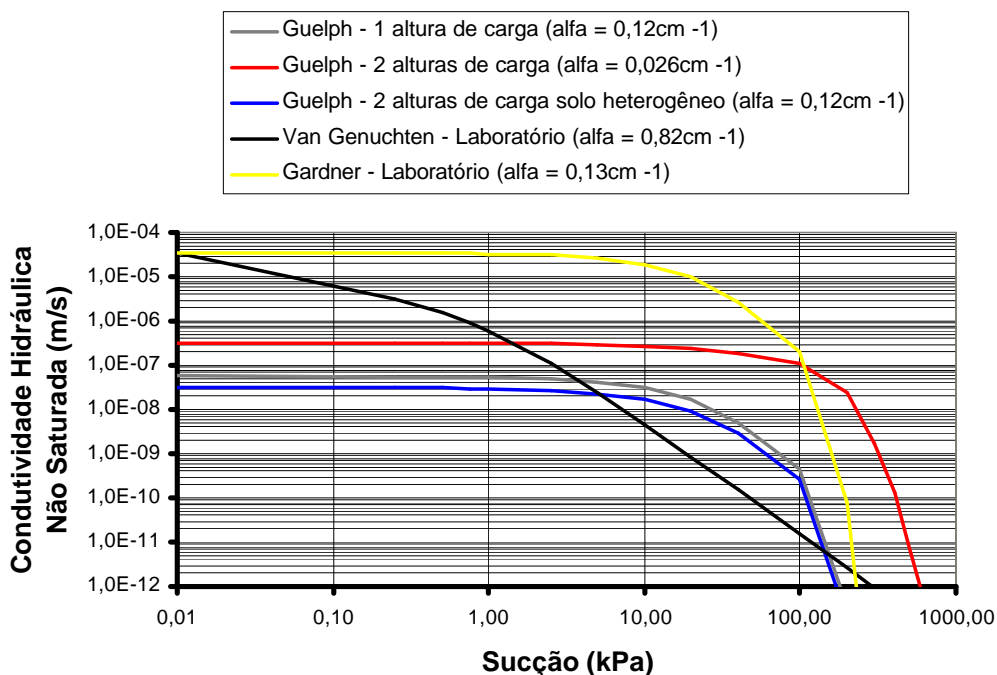


Figura 4.17 – Comparação entre as curvas de condutividade hidráulica, trajetória de umedecimento, obtidas no ensaio de campo e nos ensaios de laboratório. Solo 03

A função condutividade hidráulica, obtida a partir de ensaios de campo, resultou praticamente equivalente às funções obtidas através dos métodos indiretos de VAN GENUCHTEN (1980) E GARDNER (1958) para pequenas sucções, com exceção do solo 03 que teve os resultados de campo afetados no processo de tradagem.

Os solos 01 e 03 foram os que apresentaram o parâmetro α muito mais elevados do que os adotados e calculados em laboratório. Isto possivelmente por uma macroporosidade do solo não avaliada convenientemente por simples observação no campo (fraturas no solo, formigueiros, furos de raízes) e que não são levadas em conta nos ensaios de laboratório por não abrangerem um volume maior de solo.

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este trabalho consistiu em comparar os resultados de ensaios de condutividade hidráulica de campo, realizados com o permeâmetro Guelph e ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório.

As principais conclusões obtidas são:

Os métodos de cálculo baseados no modelo teórico de REYNOLDS E ELRICK (1985) forneceram valores muito próximos para os parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} . Isto pode indicar que a aplicação de um ou outro método, desde que o objetivo seja determinar estes parâmetros, conduz a valores satisfatórios. Sendo assim, o uso do método de uma altura de carga demonstrou ser o mais rápido e simples; e o método de duas alturas de carga, mais eficiente por que o parâmetro α pode ter pouca influência nos cálculos de condutividade hidráulica.

Observou-se que o parâmetro α da função condutividade hidráulica nos modelos de GARDNER (1958) e VAN GENUCHTEN (1980), determinados indiretamente são afetados pela histerese, obtendo-se valores diferentes dependendo da trajetória de fluxo (umedecimento ou secagem). Assim, os valores de α por umedecimento foram em todos os casos menores que os obtidos por secagem.

A função condutividade hidráulica baseada na equação empírica de GARDNER (1958) obtida indiretamente a partir da curva de retenção, mostrou-se muito próxima à função obtida através dos ensaios de campo. Isto se deve ao fato de que as condutividades hidráulicas saturadas de campo (k_{fs}) e de laboratório (k) são similares e os parâmetros α não divergem muito em ambas as determinações. As diferenças mais significativas ocorrem nos solos 01 e 03 quando se utilizou o método das duas alturas de carga. Valores negativos de ϕ_{Gm} e a heterogeneidade no local são possíveis fatores que comprometeram essas medidas em função deste método supor a existência de 02 bulbos de umedecimento, homogêneos e esferoidais, durante as medições em cada estágio, o que freqüentemente não é real.

A função condutividade hidráulica baseada na equação empírica de GARDNER (1958) manteve-se mais próxima aos resultados obtidos no campo com o permeâmetro Guelph do que a função condutividade hidráulica baseada na equação empírica de VAN GENUCHTEN (1980). Isto porque a função proposta por GARDNER (1958) é exponencial, igual à do permeâmetro Guelph (utilizada por REYNOLDS E ELRICK (1985)), enquanto que a função proposta por VAN GENUCHTEN (1980) não é exponencial.

Com a finalidade de contribuir com esta linha de pesquisa, são colocadas algumas sugestões para futuros trabalhos.

a) Desenvolver um permeâmetro para medir condutividade hidráulica de solos não saturados em laboratório.

b) Comparar os valores obtidos no novo equipamento com os valores fornecidos com o permeâmetro Guelph.

c) Novas experiências com o permeâmetro Guelph devem ser feitas em locais e condições diferentes para que o aparelho seja cada vez mais conhecido.

d) Execução de ensaios com o permeâmetro Guelph em furos de sondagem com raios de furo e alturas de nível de água H maiores, para avaliar em escala os efeitos induzidos pela heterogeneidade do solo no parâmetro α para o método de duas alturas de carga.

e) Experiências com soluções distintas da água devem ser realizadas para o melhor entendimento das interações solo-contaminante e dos mecanismos de transporte de contaminantes. Assim, as soluções para a descontaminação de solos poluídos podem ser alcançadas com mais rapidez e eficiência.

f) Fazer as análises deste estudo apenas com valores de k_{fs} determinados *in situ*.

g) Fazer um furo de sondagem em cada ponto do permeâmetro Guelph para avaliar a heterogeneidade do solo em cada ensaio.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

- AGUIAR, A. B. (2001).** *O emprego do permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e sua cobertura.* Universidade Federal do Rio de Janeiro. (Dissertação de Mestrado).
- AGUIAR, R. L. (1989).** *Mapeamento Geotécnico da Área de Expansão Urbana da São Carlos – SP.* Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).
- AITCHISON, G. D. Ed. (1965).** *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas.* A Symp. in Print, Aitchison, G. D., Ed. Austrália: Butterwarths, 1965, pp 278.
- ALONSO, E. E. & DELAGE, P. (1995).** *Proceedings of the First Int. Conference on Unsaturated Soils, 2v.* Paris, Balkema.
- ALONSO, E. E.; GENS, A. & HICHT, D. W. (1987).** *Special problems soils.* General report. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9, Dublin, 1987. Proceedings... Rotterdam, A. A. Balkema.
- AMOOZEGAR, A. (1989).** *Comparasion of the Glover solution with the simultaneous equations approach for measuring hydraulic conductivity.* Soil Science Society of America Journal, vol. 53, nº5, pp. 1362 – 1367.
- AMRAOUI, N.; MASROURI, F. & TISOT, J. P. (1998).** *Influence of inicial conditions on the Hidraulic Conductivity of an Unsaturated soil: Laboratory experimental results and statistical modeling.* In: Proceedings of The Second International Conference on Unsaturated Soils, v. 1, pp. 549 – 556.

- BADILO, J. & RODRIGUEZ, R. (1988).** “*Mecânica de solos*” Tomo III, Fluxo de água en suelos. México, Editorial Limusa. 188. Cap. 1 – 2.
- BAGARELLO, V. & PROVENZANO, G. (1996).** *Factors affecting field and laboratory measurement of saturated hydraulic conductivity.* Transactions of the ASAE, v. 39, nº1, pp. 153 – 159.
- BELL, R. W. & SHOFIELD, D. J. (1990).** *Design and application of a constant head well permeameter for shallow high saturated hydraulic conductivity.* Hydrol. Processes, v. 4, pp. 327 – 342.
- BENSON, C. H.; ZHAI, H. & WANG, X. (1994).** *Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners.* Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, nº2, February, 1994, pp. 366 – 387.
- BOTWELL, G. P.; DELRICK, R. K. (1986).** *Groundwater protection for sanitary landfills in the saturated zone.* “Presented to Waste Tech” 1986, National Soil Waste Management Association, Chicago, III.
- BOUWER, H. (1986).** *Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters.* In: Flow System Analysis, “Water Resources Research”. v 2, pp. 729 – 732.
- BOUWER, H. (1986).** “*Intake rate: Cylinder infiltrometer*”. *Methods of soil analysis, PART I, physical and mineralogical methods, Agronomy Monograph nº9,* American Society of Agronomy, Madison, W.S., pp. 825 – 844.
- BORTOLUCCI, A. A. (1983).** *Caracterização Geológico-Geotécnica da Região Urbana de São Carlos – SP.,* Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).
- BRANDY, N. C. (1989).** *Natureza e Propriedades dos Solos.* Rio de Janeiro, Freitas Bastos, 7º ed. 898p.

- BRESLER, E. (1978).** *Analysis of trickle irrigation with application to design problems.*, Irrig. Sci., v.1, pp. 3 – 17.
- CAMPOS, J. L. E.; VARGAS, JR, E. A. & CAMPOS, T. M. R. de (1992).** *Avaliação de Campo de Permeabilidade Saturada, Não saturada de solos em Encostas.* In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (I COBRAE), 1992, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, 1992. 3v. 1, pp. 371 – 382.
- CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. C.; TIBANA, S.; AGUIAR, S. & FONSECA E. C. (1992).** *Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório.* In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE), 1992, Rio de Janeiro. Anais: ABMS, 1992, 3v.3, pp. 385 – 851.
- CAMPOS, T. M. P. (1994).** *Equipamentos e Técnicas para determinação da Sucção no Campo.* Anais II Simp. Solos não Saturados. Recife – PE pp. 9 – 18.
- CARVALHO, J. B. Q. (1997).** *Fundamentos da Mecânica dos Solos.* Ed. Marconi, Campina Grande – PB. 310pp.
- CAPUTO, H. P. (1966).** *Mecânica dos Solos e suas Aplicações.* Prto Alegre: Livros Técnicos e Científicos, 3 vols.
- CHILDS, E. C. & COLLINS-GEORGE, N. (1950).** *The permeability of porous materials.* Roy. Soc. Proc., London, 201, pp. 392 – 405.
- CONCIANI, W.; CARNEIRO, B. J. I. & MACHADO, S. L. (1996).** *Estimativa da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados Através do TDR.* In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Anais, Rio de Janeiro, 1997, pp. 221 – 229.
- CUNHA, L. O. B. P. da, et al. (1996).** *Técnicas experimentais para a execução de ensaios de condutividade hidráulica in situ.* In: Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental. Projeto de aterro de resíduos, e saneamento de áreas degradadas. Artigos Técnicos, Porto Alegre, 1996, pp. 116 – 121.

- CUNHA, L. O. B. P. da, et al. (1996).** *Aplicação do permeâmetro Guelph ao estudo da condutividade hidráulica de solos da região metropolitana de Porto Alegre.* In: Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental. Projeto de aterro de resíduos, e saneamento de áreas degradadas. Artigos Técnicos, Porto Alegre, 1996, pp. 55 – 59.
- CUNHA, L. O. B. P. da. (1997).** *Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos Não Saturados da região Metropolitana de Porto Alegre – RS.* Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 103p. (Dissertação de Mestrado).
- DANIEL, D. E. (1983).** *Permeability test for unsaturated soil.* Geotechnical Testing Journal. vol. 6, n°2, pp. 81 – 86.
- DANIEL, D. E. (1984).** *Predicting the hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 110, n°2, pp. 285 – 300.
- DANIEL, D. E. & TRAUTWEN, S. J. (1986).** “*Field permeability test for Earthen Liner.* Proceedings, *in situ*, 1986, ASCE. Specialty Conference on Use of *in situ* Test. In: Geotechnical Engineering, Virgínia. Polytechnic Institute and State University, Blaksbourg, ASCE, New York, pp. 146 – 160.
- DANIEL, D. E. (1989).** *In situ Hydraulic Test for Compacted Clay.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 115, n°9, pp. 1205 – 1226.
- DANIEL, D. E. (1994).** *State of the art: Laboratori Hydraulic Conductivity Test for Saturated Soils.* In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142, San Antonio, Philadelphia: ASTM. pp. 30 – 78.
- DANIEL, D. E. & STEPHEN, J. T. (1994).** *Hydraulic conductivity assessment of unsaturated soils.* ASTM, STP 1142, Daniel, D. E. & Trautwein, S. J. Eds., American Society for Testing and Material, pp. 184 – 223.
- ELRICK, D. E. & REYNOLDS, W. D. (1992).** *Methods for analyzing constant – head well permeameter data.* Soil Science. Soc. of Am. J.. Vol.56, n°1, pp. 320 – 323.

ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D.; GEERING, H. R. & TAN, K. A. (1990). *Estimating steady infiltration rate for infiltrometers and permeameters.* Water Resources Research. vol.26, n°4, pp. 756 – 769.

ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D. & TAN, K. A. (1989). *Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis.* Groundwater Monitoring Review. vol. 9, pp. 184 – 193.

ELZEFTAWY, ATEF AND CARTWRIGHT. (1981): *Evaluating the Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity of Soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport.* ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. Riggs, Eds, pp. 168 – 181.

FABIAN, A. J., OTTONI FILHO, T. B., (1997). *Determinação de Curvas de Infiltração Usando uma Câmara de Fluxo,* Campinas.

FALLOW, D. J.; ELRICK, D. E.; REYNOLDS, W. D.; BAUMGARTNER, N. & PARKIN, G. W. (1994). *field measurement of hydraulic conductivity in slowly permeable materials using early-time infiltration measurements in unsaturated media.* ASTM STP 1142, Daniel, D.E. and Trautwein, Eds. American Society for testing and Material, p. 184 - 123.

FREDLUND, D. G. (1964). *“Comparasion of soil suction and one-dimensional consolidation characteristics of a highly plastic clay”.* Nat. res. council tech., Repent n°245, Div. of Building res., Ottawa, Ont., Canadá, 26 pp.,july 1964.

FREDLUND, D. G. AND MORGENSTERN, N. R. (1977). *Stress State Variables for Unsaturated Soils.* 5.of.Div.ASCE., Vol .103.GT5, pp.447-466.

FREDLUND, D. G. AND MORGENSTERN, N. R. (1978). *Stress State Variables for Unsaturated Soils.* Closure discussion. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 104 (GTII): 1415 - 1416, November, 1978.

- FREDLUND, D. G. (1979).** *Appropriate concepts and technology for unsaturated soils.* Canadian. Geotech. Jnl. 16, pp. 121 - 139.
- FREDLUND, D. G. AND RAHARDJO, H.(1993).** *Soil mechanics for unsaturated soils.* New York, John Wiley & Sons. Inc.1993. p. 1- 6.
- FREDLUND, D. G.; XING, A. & HUANG, S. (1994).** *Predicting the permeability functions for insaturated soil using the soil-water characteristic curve.* Canadian Geotechnical Journal. v. 31. n° 4. pp. 533 - 546, 1994.
- FRÜHLER, H.; ARDAKANI, M. S. & STOLSY, L. H. (1976).** *Error propagation in determining hydraulic conductivities from successive water content and pressure head profiles.* Soil Science Society of America Journal. vol. 48, n°1, pp. 7 - 10.
- GALICHAND, J.; MADRAMOOTOO, C.A.; ENRIGHT N.; BARRINGTON, S.F. (1990).** *An evaluation of the GUELPH permeameter for measuring saturated hydraulic conductivity.* Transactions of the ASAE. v. 33, n.4, pp.1179 - 1184.
- GAN, K. J. AND FREDLUND, D. G., (1988).** *Multistage Direct Shear Testing of saturated Soils.* Geotechnical Testing Journal, GTJODJ. Vol. II, n.2, pp.132-138.
- GARDNER, W. R. (1958).** *Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table.* Soil Science, Baltimore, 85: 228 - 232.
- GROOT, D. J. de & LUTNEGGER, A. J. A. (1994).** *A comparison between field and laboratory measurements of hydraulic conductivity in a varved clay.* In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, San Antonio. Proceedings... Philadelphia ASTM, 1994, pp. 300 - 317.

- HAMILTON, J. M.; DANIEL, D. E. & OLSON, R. E (1981).** *Measurement of Hydraulic Conductivity of Partially Saturated Soils, permeability and ground water contaminant transport.* ASTM special Tech. Publ. 746, Zimmie, T.F. and Riggs, C. O. Eds., pp. 182-196, 1981.
- HILF, J. W. (1956).** *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.* Denver, 1956. 109 p. (Doctorado - Faculty of the Graduate School of the University of Colorado).
- HILLEL, D. (1971).** *Soil water - Physical principles and processes.* New York, Academic Press, 1971. cap. 1 - 5.
- HILLEL, D. A.; KRENTOS, Y. K. & STILIANOV, Y. (1972).** *Procedure and test of an internal drainage method for measuring soil hydraulic characteristics in situ.* Soil Science, vol. 114, pp. 395 - 400.
- HOD, Y. F. AND FREDLUND, D. G. (1982).** *A Multistage Triaxial Test for Insaturated Soils.* Geotechnical Testing Journal. GTJODJ. vol.5, No 1/2, pp.18-25.
- HVORSLEY'S, M. J. (1949).** *Time lag in the observation of ground-water level and pressures.* U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- IWATA, S. (1988).** *Soil-water interactions.* USA, Marcel Dekker, Inc., 380 p.
- JIMENES, S. J. (1993).** *"Hacia una mecánica de Suelos no Saturada"*, Revista Ingeniería Civil vol.88 -1ª parte.pp.145-164.
- JIMENES, S. J. (1993).** *"Hacia una mecánica de Suelos no Saturada"*, Revista Ingeniería Civil Vol.90 - 2ª parte.pp. 77-92.
- JUCÁ, J. F. T. (1993).** *Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada.* Madrid, 1990,346 p. Doctorado, Universidad politécnica de Madrid, España.

- KANWAR, R. S.; RIZVI, H. A.; AHMED, M.; HORTON, R. & MARLEY S. J. (1989).** *Measurement of field-saturated hydraulic conductivity by using GUELPH and velocity permeameters.* Transactions of the ASAE. V. 32, n.6, pp.1885 - 1890.
- KLUTE, A. (1965).** *Laboratory Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil.* In: Methods of soil Analysis, Journal of Agronomy, 09, p.253-261.
- KLUTE, A. (1965).** *Water Diffusivity.* In: Methods of Soils Analysis. Journal of Agronomy, p.262-272.
- KLUTE, A. (1972).** *The Determination of the Hydraulic Conductivity and Diffusivity of Unsaturated Soil.* Soil Science.113(4), pp.264-276.
- KLUTE, A. (1986).** *Methods of Soil Analysis.* Part 1, Am.Soc.of Agronomy, Madison, Wiscosin, U.S.A.
- KOCHEN, R. (1984).** *Considerações sobre o Adensamento de Solos Não Saturados.* Revista de Solos e Rochas, 7 p.71-83.
- KOPPI, A. J. & GEERING, H. R (1986).** *The preparation of measurement soil surfaces and an improved apparatus for infiltration measurements.* J. of Soil Sci., vol. 37, pp. 177 - 181.
- LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. (1969).** *Soil Mechanics.* John Wiley e Sons, Inc., 553 p.
- LEE, J. F. AND SEARS, F. W. (1969).** *Termodinâmica.* Tradução de: Thennodinamics. In: Introductory Text for Engineering Students, Brasil, Ao Livro Técnico S.A, 667 p. 2ª. ed.
- LEE, I K.; WHITE W. E. & INGLES O. G. (1983).** *Geotechnical Engineering, USA,* Pitman Publishing Inc. 508 p, cap 2.

- LIBARDI, P. L. (1984).** *Dinâmica da Água no Sistema Solo - Planta - Atmosfera*. Piracicaba, 232 p. (Apostila impressa pelo CENA/USP).
- LIBARDI, P. L. (1995).** *Dinâmica da Água no Solo*. Edição do Autor, ESALQ, Depto. de Física e Meteorologia, Piracicaba, 497 p.
- MACHADO, S. L. (1998).** *Aplicação de Conceitos de Elastoplasticidade a Solos Não Saturados*. Universidade de São Carlos – SP, EESC, 361p. (Tese de Doutorado).
- MARINHO, F. A. M. (1994).** *Medição de sucção com o método do papel de filtro*. Anais...X COBRAMSEF, V. 2, p. 515 - 522.
- MARINHO, F. A. M. (2005).** *Os Solos Não Saturados: aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados*. São Paulo, USP – SP. 200p.
- MARSHALL, T. J. (1958).** *A relation between permeability and size distribution of pores*. Jnl. Soil Sci. 9, pp. 1 - 8.
- MARSHALL, T. J. & HOLMES, J. W. (1981).** *Soil physics*. Cambridge, Cambridge University Press, 1981. cap. 1 - 4.
- MITCHELL, J. K. (1993).** *Fundamentals of soil behavior*. 2nd ed., Ed. John Wiley & Sons, Inc. U.S.A. 435 p.
- NANDAGIRI, L. & PRASAD, R. (1996).** *Field evaluation of unsaturated hydraulic conductivity models and parameter estimation from retention data*. Journal of Hidrology, 179, ELSEVIER, pp. 197 - 205
- NOGUEIRA, J. B. (1995)** – “*Mecânica dos Solos – Ensaio de Laboratórios*”. São Carlos, EESC-USP.
- OLSON, R. E. & LANGFELDER, L. J. (1965).** *Pore water pressures in unsaturated soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 91(Sm4): 127 - 150, July 1965.

- ORTIGÃO, J. A. R. (1993).** *“Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos”*, Rio de Janeiro, Editora; L.T.C.
- OLSON, R. E. & DANIEL, D. E. (1981).** *Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine - Grained Soils*, Permeability and Groundwater Contaminant Transport. ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., p. 18 - 64.
- OLSON, R. E. (1986).** *State of the art: Consolidation testing, permeability and groundwater contaminant transport.* ASTM STP 892, Yong, R. N. and Townsend, F. C., Eds. American Society for Testing and Material, Philadelphia, pp. 7 -70.
- PARKIN, G. W.; KACHANOSKI, R. G. & ELRICK, D. E. (1995).** *Unsaturated hydraulic conductivity measured by time domain reflectometry under a rainfall simulator.* Water Resources Research, v. 31, nº 3, pp. 447 - 454, March, 1995.
- PHILIP, J. R. (1985).** *Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil - water.* Resources Research. vol. 21, nº 7, pp. 1025 - 1033.
- PHILIP, J. R. (1968).** *Steady infiltration from buried point sources. and spherical cavities.* Water. Resources Research. vol. 4, nº 5, pp. 1039 - 1047.
- PHILIP, J. R (1967).** *Sorption and infiltration in heterogeneous media,* Aust. J.Soil. Res., vol. 5, pp. 1 - 10.
- PINTO, C. S. (1983).** *Resistência ao Cisalhamento dos Solos.* (Apostila), 3º Ed. São Paulo, Grêmio Politécnico.
- PINTO, C. S. (2002).** *“Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/2ª Edição”*, São Paulo, Editora; Oficina de Textos. 355p.
- PRADO DE CAMPOS, L. E. (1984).** *Influência de Sucção na Estabilidade de Taludes Naturais em Solos Residuais.* Rio de Janeiro, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, (Dissertação de Mestrado).

- PRESA, E. P; LINS, H. P.; PRADO DE CAMPOS, L. E.; IGNATIUS, S. G.; CARVALHO, J. C & DIAS, R. D (1988).** *Ensaio de Laboratório em Solos Parcialmente Saturados*. In: Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e de Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, 25 - 27 de maio, pp. 251-278.
- RAGAB, R. & COOPER J. D. (1993).** *Variability of unsaturated zone water transport parameters: Implications for hydrological modelling. I. In situ measurements*. Journal of Hydrology. vol. 148, pp. 109 - 131.
- REICHARDT, K: (1985).** **Processos de Transfêrência no sistema solo-planta-atmosfera**. Fund, Cargill, Campinas, 466p.
- REYNOLDS, W. D., VIEIRA S.R & TOPP G.C. (1992).** *An assessment of the single-head analysis for the constant head well permeameter*. Canadian Journal of Soil Science. vol. 72, pp. 489 - 501.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1990).** *Ponded infiltration from a single ring: I. analysis of steady flow*. Soil Science Soc. Am. J. vol. 54, pp. 1233 - 1241.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1987).** *A laboratory and numerical assessment of the Guelph Permeameter method*. Soil Science. vol. 144, n04, pp. 282 - 299.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1986).** *A method for simultaneous in situ measurement in the vadose zone of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships*. Ground Water Monitoring. Rev. 6(1), p. 84 - 95.
- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1985).** *In situ measurement of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the α -parameter using the Guelph permeameter*. Soil Science, v. 140, n° 4, p. 292 - 302, 1985.

- REYNOLDS, W. D. & ELRICK, D. E. (1983).** *A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table.* Soil Science. vol. 136, n04, pp.250 - 268.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. & CLOTHIER, B. E. (1985).** *The constant head well permeameter: effects of unsaturated flow.* Soil Science. vol. 39, n° 2, p. 172 - 180, 1985.
- RICHARDS, B. G. (1931).** *Capillary conduction of liquids through porous medium.* Physics, New York. 1, p. 318 - 333.
- RICHARDS, B. G. (1967).** *Moisture Flow and Equilibrium in Unsaturated Soils for Shallow Foundations.* Permeability and Capillarity of Soils, ASTM STP 417, Am. Soc. Testing Mats., p.4-34.
- RICHARDS, B. G. (1974).** *Behavior of unsaturated soils.* In: LEE, I. K., ed. Soil Mechanics. New York, American Elsevier Publishing Company, Inc., 1974. cap. 4. p. 112 -157.
- RÖHM, S. A. (1992).** *Resistência ao Cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos.* Tese de Doutorado, EESC - USP.
- RÖHM, S. A. (1993).** *Solos não saturados: Monografia Geotécnica.* n° 4, São Carlos, EESC - USP, Publicação 081/93,135 p. .
- SAI, J. O. & ANDERSON, D. C. (1990).** *“Field hydraulic conductivity test for compacted soil liners”.* Geotechnical Testing Journal, GTJO DJ, v. 13, n° 3, september, pp. 215 225.
- SALVEDRA, A. P. & DANE J. H. (1993).** *An examination of the Guelph permeameter for measuring soils hydraulic properties.* Geoderma, v. 57, pp. 405 - 421.

- SANTOS, L. A. O. & GUIMARÃES, R. B. (1992).** *“Infiltração vertical de água em solos insaturados: frente de saturação ou umedecimento”*. 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas -1&COBRAE, Rio de Janeiro, Novembro, 1992.
- SÃO MATEUS, M. S. C. (1994).** *“Determinação em Laboratório da Condutividade Hidráulica de Solos não Saturados”*. São Carlos, Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).
- SCOOTER, D. R.; CLOTHIER, B. E. & HARPER, E. R. (1982).** *Measuring saturated hydraulic conductivity and sorptivity using tuwin rings*. Aust. Journal Soil Res. vol. 20, pp.295 - 304.
- SHANI, U. & OR, D. (1995).** *In situ method for estimating subsurface unsaturated hydraulic conductivity*. Water Resources Research, v. 31, nº 8, pp 1863 - 1870, August, 1995.
- SOILMOISTURE EQUIPMENT CORP. (1986).** *Guelph Permeameter*. Operating - Instructions, Soilmoisture manual, Rev. 8, pp. 1 - 25.
- SOTO, M. A. A. (1999).** *Estudo da condutividade Hidráulica em solos não saturados*. Universidade de São Paulo, EESC. (Dissertação de Mestrado).
- SOUZA, V. C. B. (2002).** *Um estudo experimental de trincheiras de infiltração do controle da geração do escoamento superficial*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas/Universidade federal do Rio Grande do Sul, p. 51. (Tese de Doutorado)
- STANCATI, G.; NOGUEIRA, J. B.; VILAR, O. M. (1981).** *Ensaio de laboratório em Mecânica dos Solos*, Publicação 050/88 (Reimpressão), pp. 121-137, Universidade de São Paulo- Escola de Engenharia de São Carlos 1981.

STEPHENS, D. B. (1994). *Hydraulic conductivity assessment of unsaturated soils.* In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, San Antonio. Proceedings... Philadelphia ASTM, 1994, pp. 169 - 183.

STEPHENS, D. B.; UNRUH, M.; HAVLENA, J.; KNOWLTON, R. G.; MATTSON, E. & COX, W. (1988). *Vadose zone characterization of low-permeability sediments using field permeameters.* Ground Water Monitoring Review. v.8, n° 8, pp. 59 - 66.

STEPHENS, D. B.; LAMBERT, K. & WATSON, D. (1987). *Regression models for hydraulic conductivity and field test of borehole permeameter.* Water Resources Research, v. 3, n° 12, pp. 2207 - 2214.

STEPHENS, D. B.; NEUMAN, S. P.; TYLER, S.; LAMBERT, K. L.; WATSON, D.; RABOLD, R.; KNOWLTON, R.; BYERS, E. & YATES, S.(1983). *In situ determination of hydraulic conductivity in the vadose zone using borehole infiltration test.* Tech. Completion Rep. Proj. B - 073 - N. Mex., N. M., Water Res. Inst., Las Cruces, N.Mex.

STEPHENS, D. B. & NEUMAN, S. P. (1982 a). *Free surface and saturated-unsaturated analysis of borehole infiltration test above the water table.* Adv. Water Resoure., vol. 5, pp. 111 - 116.

STEPHENS, D. B. & NEUMAN, S. P. (1982 b). *Vadose zone permeability test: Steady state results.* Am. Soc. Civ. Eng. Proc. J. Hydrol. Div. vol. 108, pp. 623 - 639.

STEPHENS, D. B. & NEUMAN, S. P. (1982 c). *Vadose zone permeability test: Unsteady flow.* Am. Soc. Civ. Eng. Proc. J. Hydrol. Div. vol. 108, pp. 640 - 659.

STEPHENS, D. B. AND NEUMAN, S. P. (1982 d). *Vadose zone permeability test: Unsteady flow.* Am. Soc. Civ. Eng. Proc. J. Hydrol. Div. vol. 108, pp. 660 - 677.

- STEWART, J. P. & NOLAN, T. W. (1987).** *“Infiltration testing for hydraulic conductivity of soil liners”*. Geotechnical Testing Journal, vol. 10, n02, pp. 41 - 50.
- TALSMA, T. & HALLAM, P. M. (1980).** Hydraulic Conductivity measurement of forest catchments. Aust. J. Soil Res. vol. 30, pp. 139 -148.
- TORSTENSON, B. A. (1984).** *A new system for ground water monitoring*. Ground Water Monitoring, vol. 4, n° 4, pp. 131 - 138.
- TRAUTWEING, S. J. & BOUTWELL, G. P. (1994).** *In situ hydraulic conductivity test for compacted soil liners and caps*. In: Symposium on Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, 1993, San Antonio. Proceedings... Philadelphia ASTM, 1994, pp. 184 - 223.
- VAN GENUCHTEN, M.T. (1980).** *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc.Am.J., vol. 44, n° 5, pp. 892 - 898.
- VARGAS, M. (1981).** *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo, MC.Graw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo. 509 p.
- VIEIRA, S.R., REYNOLDS, W. D. e TOPP, G. C. (1988).** *Spatial variability of hydraulic properties in a highly structured clay soil*. Proc.Symp.validation of Flow and transport Models for the Unsaturated Zone, Ruidoso, NM.
- VILAR, O. M. e BUENO, B. S. (1985).** *Mecânica dos solos*. São Carlos, Seção de Publicação da EESC - USP, Departamento de Geotecnia, 2v. , 219 p.
- VILAR, et al. (1995).** *Ensaio de Campo e de laboratório em Solos não Saturados*. Anais Encontro sobre Solos não Saturados, UFRGS, Porto Alegre.
- WANG, X. & BENSON, C. H. (1995).** *Infiltration and saturated hydraulic conductivity of compacted clay*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 121, n°10, october, 1995, pp. 713 -722.

- WATSON, K. K. (1966).** *“An instantaneous profile method for determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials”*. Water Resources Research, v. 2, pp. 709-715, 1966.
- WHITE, I. & SULLY, M.J. (1987).** *Macroscopic and microscopic capillary length and time scales from field infiltration*. Water Resources Research, v. 23, n08, pp. 1514 - 1522.
- WOLLE, C. M. & CARVALHO, C. S. (1988).** *Medidas "in situ" de tensões de sucção*. In: Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia. Anais..., v.2, Rio de Janeiro, 25 - 27 de maio, pp. 645 - 665.
- WULSWAN, J. B.; NIEBER, J. L.; & ALLMARAS, R. R. (1993).** *Soil macropore and layer influences on saturated hydraulic conductivity measured with borehole permeameters*. Soil Sci. Soc. of Am. J., vol. 53, n° 3, pp. 679 - 685.
- XIANG, J. (1994).** *Improvements in evaluating constant-head permeameter test data*. Journal of Hydrology, 162, ELSEVIER, pp. 77 - 97.
- ZANGAR, C. N. (1953).** *Theory and problems of water percolation*. U.S. Dept. Interior, Bureau of Reclamation, Eng. Monogr. 8, Denver, Colorado.