

ESTUDO DA FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS NÃO
SATURADOS ATRAVÉS DE AMOSTRAS CENTRIFUGADAS

WAGNER NOGUEIRA STERCK

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO
CAMPOS DOS GOYTACAZES
MAIO 2011

ESTUDO DA FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS NÃO
SATURADOS ATRAVÉS DE AMOSTRAS CENTRIFUGADAS

WAGNER NOGUEIRA STERCK

“Dissertação de mestrado apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.”

ORIENTADOR: PROF. RODRIGO MARTINS REIS
CO-ORIENTADOR: PROF. EDUARDO DELL'AVANZI

CAMPOS DOS GOYTACAZES
MAIO 2011

ESTUDO DA FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS
NÃO SATURADOS ATRAVÉS DE AMOSTRAS CENTRIFUGADAS

WAGNER NOGUEIRA STERCK

"Dissertação de mestrado apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil."

Aprovado em 4 de Maio de 2011.

Comissão Examinadora:



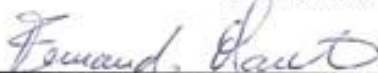
Prof. Rodrigo Martins Reis (D.Sc., Geotecnia) - UENF

Orientador



Prof. Eduardo Dell'Avanzi (Ph.D., Geotecnia) - UFPR

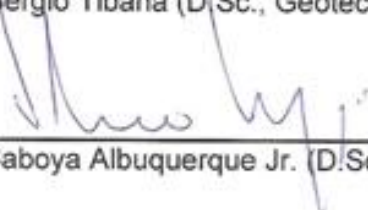
Co-orientador



Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho (Ph.D., Geotecnia) - USP



Prof. Sérgio Tibana (D.Sc., Geotecnia) - UENF



Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr. (D.Sc., Geotecnia) - UENF

A Deus

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos serão incompletos uma vez que não comportariam em uma mera página, mas inicio com o agradecimento primordial a Deus, fonte de toda força e sabedoria necessárias e o Único capaz de permitir qualquer realização na vida mesmo que as barreiras pareçam intransponíveis.

Ao Professor Doutor Rodrigo Martins Reis, por acreditar na minha linha de pesquisa e pela excelência nas orientações, agregando valores ao trabalho que hoje se apresenta como contribuição científica. Ao Professor Doutor Eduardo Dell’Avanzi, pela atenção, paciência e rigor dispensados sempre quando necessários.

Aos professores do LECIV, em especial, Sérgio Tibana e Fernando Saboya Albuquerque Júnior pela grande contribuição dada ao longo de todo o Programa. Agradecimentos a Arthur Bastos Ribeiro pela contribuição significativa na realização deste trabalho.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UENF , em especial a Centrífuga Geotécnica pela infra-estrutura disponível para o desenvolvimento deste trabalho. Ao seu pessoal técnico e administrativo do LECIV, em especial ao Milton Soares Pereira Júnior.

As “parcerias de peso” conquistadas durante o Mestrado. Aos amigos que torciam por mim durante esta fase.

À CAPES e ao CNPq pelo suporte indispensável à conclusão desta pesquisa.

Por fim, mas não com menos importância, eu agradeço aos meus pais: Jocely e Marta; meus irmãos: Thaís e Wilker; minha avó: Célia e a toda a família que acompanha meus passos e torce pelos meus propósitos.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para o êxito desta dissertação.

RESUMO

A condutividade hidráulica de um solo não saturado é requerida em diversos problemas relacionados à engenharia geotécnica. A freqüente simplificação considerando o solo saturado ou totalmente seco nem sempre é adequada. Neste trabalho uma metodologia alternativa para determinação direta da curva de retenção de água no solo, ou curva característica de sucção, e obtenção da condutividade hidráulica de solos não saturados foi desenvolvida por meio de uma centrífuga de pequena escala disponível comercialmente, sem instrumentação em vôo. Esta metodologia foi aplicada na avaliação da curva característica de sucção de um perfil de solo residual de gnaisse usando amostras remoldadas e indeformadas. Os resultados mostram boa concordância com outras metodologias bem estabelecidas como o método do papel filtro, funil de placa porosa e câmara de pressão. As condutividades hidráulicas não saturadas estimadas foram comparadas aos valores teóricos previstos pelo modelo matemático de Mualen - van Genuchten (van Genuchten, 1980) indicando boa concordância. Desta forma, pode ser concluído que a metodologia proposta apresenta boa acurácia na determinação da curva característica de sucção e condutividade hidráulica não saturada assegurando boa concordância com resultados de métodos convencionais.

PALAVRAS-CHAVE: solos não saturados, curva característica de sucção, Função-k, centrífuga, solo residual.

ABSTRACT

The soil's unsaturated hydraulic conductivity is a soil parameter required in many geotechnical engineering designs. An alternative methodology for direct determination of the soil-water retention curve (SWRC) and evaluation of the soil's unsaturated hydraulic conductivity was developed using a commercially available small-scale centrifuge with a swinging type rotor assembly without in-flight instrumentation. This methodology was applied on evaluating the SWRC of a residual gneissic soil profile using both, undisturbed and remolded soil specimens. The testing results show good agreement to others well established methodologies such as filter-paper method, porous plate funnel and suction plate extractor. The determined unsaturated hydraulic conductivities magnitudes were compared to the theoretical predicted values given by the Mualem - van Genuchten model (van Genuchten, 1980) indicating good agreement. Overall, it can be concluded that the methodology proposed presents accurate in determining the SWRC and the unsaturated hydraulic conductivity of finer soils ensuring good agreement to conventional methods results.

SUMÁRIO

RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xiv
1 . INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	4
2.2. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS	5
2.2.1. PAPEL DO CLIMA	7
2.3. TIPOS DE PROBLEMAS	9
2.3.1. CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO DE UMA BARRAGEM	9
2.3.2. TALUDES NATURAIS SUJEITOS A VARIAÇÕES CLIMÁTICAS	12
2.3.3. ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÕES VERTICAIS OU QUASE VERTICAIS	13
2.3.4. CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES	14
2.4. PROPRIEDADES E RELAÇÕES ENTRE AS FASES	15
2.4.1. PROPRIEDADES DAS FASES	16
2.4.1.1. DENSIDADE E VOLUME ESPECÍFICO.....	17
<i>Fase Sólida</i>	17
<i>Fase Água</i>	18
<i>Fase Ar</i>	19
2.4.1.2. VISCOSIDADE.....	20
2.4.1.3. TENSÃO SUPERFICIAL.....	20
2.4.1.4. RELAÇÕES MASSA-VOLUME.....	26
<i>Volume relativo</i>	26
<i>Índice de Vazios</i>	27
<i>Grau de Saturação</i>	28
<i>Teor de Umidade Gravimétrica</i>	28
<i>Densidade do Solo</i>	29
2.5. O ESTADO DE TENSÃO EM SOLOS NÃO SATURADOS	29
2.6. POTENCIAL DE ÁGUA NOS SOLOS	31
2.7. SUCÇÃO.....	33
2.8. CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCÇÃO.....	36

2.9. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	41
2.9.1. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS NÃO SATURADOS	42
2.9.1.1. TÉCNICAS EXPERIMENTAIS.....	46
2.9.1.1.1. TÉCNICAS EM REGIME PERMANENTE (STEADY-STATE FLOW).....	46
2.9.1.1.2. TÉCNICAS SOB REGIME TRANSIENTE (UNSTEADY-STATE FLOW).....	49
2.9.1.2. MÉTODO DA CENTRÍFUGA.....	51
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	58
3.1. PRINCÍPIO BÁSICO DA CENTRÍFUGA	58
3.2. COMPONENTE EXPERIMENTAL.....	63
3.2.1. METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCÇÃO...66	
3.2.1.1. MÉTODOS CONVENCIONAIS.....	66
FUNIL DE PLACA POROSA	67
CÂMARA DE PRESSÃO	68
MÉTODO DO PAPEL FILTRO	69
3.2.1.2. MÉTODO DA CENTRÍFUGA.....	70
3.2.2. METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA ATRAVÉS DE AMOSTRAS CENTRIFUGADAS	72
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	76
4.1. DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCÇÃO	78
4.2. AVALIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA	81
5. CONCLUSÕES	92
5.1 PROPOSTAS PARA FUTURAS PESQUISAS.....	93
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	95
Anexo I	100
Anexo II	101

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Categorização da Mecânica dos Solos segundo Fredlund & Rahardjo (1993).....	6
Figura 2.2 - Distribuição de tensões no solo (Fredlund & Rahardjo, 1993)	7
Figura 2.3 - Classificação Climática Koeppen - Fonte: FAO - SDRN - Agrometeorology Group - 1997	8
Figura 2.4 - Variações nas poropressões numa barragem parcialmente construída (Fredlund & Rahardjo, 1993)	10
Figura 2.5 - Pressão de água e de ar nos poros do solo após a construção parcial da barragem (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	11
Figura 2.6 - Pressão de água e de ar nos poros do solo após dissipação de poropressão e enchimento parcial do reservatório. (Fredlund & Rahardjo, 1993)	11
Figura 2.7 - Efeito de escavações em um talude natural submetido a variações climáticas. (Fredlund & Rahardjo, 1993)	12
Figura 2.8 - Exemplo de instabilidade potencial de uma escavação quase vertical durante a construção de uma fundação. (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	13
Figura 2.9 - Ilustração das condições de capacidade de carga para uma estrutura leve disposta sobre solo com poropressão negativa. (Fredlund & Rahardjo, 1993)	14
Figura 2.10 – Elemento de solo não saturado segundo Fredlund e Raharjo (1993) ...	15
Figura 2.11 - Solo não saturado composto de quatro fases. (Fredlund & Rahardjo, 1993)	16
Figura 2.12 - Solo não saturado simplificado composto de três fases. (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	17
Figura 2.13 - Diagrama de fases para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993)	18
Figura 2.14 - Tensão Superficial. Forças intermoleculares na membrana contrátil e na água. (Fredlund & Rahardjo, 1993)	22
Figura 2.15 - Tensão superficial na interface solo-água - Fredlund & Rahardjo (1993)	23
Figura 2.16 - Tensão Superficial em Membrana Tridimensional - Fredlund & Rahardjo (1993).....	24

Figura 2.17 - Relações massa-volume. (Fredlund & Rahardjo, 1993).....	26
Figura 2.18 - Pressão em relação ao nível d'água em um tubo capilar. (Hillel, 1971 modificado).....	33
Figura 2.19 - Ilustração dos conceitos de sucção total e mátrica. (Hillel, 1971).....	34
Figura 2.20 - Curva característica de sucção típica (Fredlund & Xing, 1994)	38
Figura 2.21 - Histerese em Curva característica de sucção (Reichardt, 1985)	38
Figura 2.22 - Forma geral da curva característica de sucção de acordo com a distribuição de poros. (Marinho, 2005)	39
Figura 2.23 - Permeâmetro para solos não saturados usando a técnica de carga constante. (Lu & Likos, 2004). In: Hernandez Moncada, 2008.....	47
Figura 2.24 - Permeâmetro para solos não saturados com aplicação da técnica de vazão constante. (Lu & Likos, 2004). In: Hernandez Moncada, 2008.	49
Figura 2.25 - Permeâmetro utilizado por Meerdink et al. (1996)	50
Figura 2.26 – Nimmo et al. (1987): (a) permeâmetro; (b) centrífuga <i>In: McCartney (2007)</i>	54
Figura 2.27 – Conca and Wright (1994): (a) esquema do permeâmetro; (b) centrífuga <i>In: McCartney (2007)</i>	55
Figura 2.28 – Esquema geral do permeâmetro. (Dell'Avanzi, 2004)	56
Figura 2.29 – Centrífuga utilizada por McCartney & Zornberg (2010).....	56
Figura 2.30 - Comparação entre os coeficientes de condutividade hidráulica medidos experimentalmente com o modelo van Genuchten-Mualem (van Genuchten 1980): (a) $K-\phi$ com a Função-k prevista; (b) $K-\theta$, com a Função-k prevista. McCartney & Zornberg (2010)	57
Figura 3.1 - Ilustração do princípio básico da centrífuga.....	59
Figura 3.2 - Gradiente de sucção em diferentes regiões relacionado a uma velocidade angular específica	62
Figura 3.3 - Blocos dos solos estudados: (a) horizonte jovem e (b) horizonte maduro	64
Figura 3.4 - Curvas granulométricas dos solos	65
Figura 3.5 - Funil de placa porosa (Reichardt, 1985)	67

Figura 3.6 - Câmara de pressão para obtenção da curva característica de sucção....	68
Figura 4.1 - Curva característica para solo residual jovem remoldado (JR) através de métodos convencionais e ensaios “Centrifuga 1” e “Centrifuga 2”	77
Figura 4.2 - Comparação entre a curva característica obtida por métodos convencionais e os dados oriundos da metodologia proposta para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI.....	79
Figura 4.3 - Comparação entre a curva característica obtida por métodos convencionais e os dados oriundos da metodologia proposta para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI.....	80
Figura 4.4 - Funções-k experimentais obtidas pela metodologia proposta para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI.	82
Figura 4.5 - Funções-k experimentais obtidas pela metodologia proposta para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI.....	83
Figura 4.6 - Funções-k : condutividade hidráulica não saturada – sucção para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI	86
Figura 4.7- Funções-k : condutividade hidráulica não saturada – sucção para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI	87
Figura 4.8 - Relação condutividade hidráulica não saturada – teor de umidade volumétrico para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI	88
Figura 4.9 - Relação condutividade hidráulica não saturada – teor de umidade volumétrico para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI.....	89
Figura 4.10- $k-\Psi$ (a) solo jovem remoldado, JR e solo jovem indeformado, JI; (b) solo maduro remoldado, MR e solo maduro indeformado,.....	90
Figura 4.11- $k-\Psi$: solo jovem indeformado, JI e solo maduro indeformado, MI.....	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Peso específico dos grãos Gs para diversos minerais (Lambe & Whitman, 1979) In: Fredlund & Rahardjo, 1993	19
Tabela 2.2 - Viscosidade da água a 101.3 kPa (Tuma, 1976). In: Fredlund & Rahardjo, 1993.....	21
Tabela 2.3- Viscosidade do ar a 101.3 kPa (Tuma, 1976 ; Kaye and Laby, 1973). In: Fredlund & Rahardjo, 1993	21
Tabela 2.4 - Tensão superficial da membrana contrátil. (Kaye and Laby, 1973). In: Fredlund & Rahardjo, 1993	23
Tabela 2.5 - Método de medida de sucção (Vilar, 2002)	35
Tabela 2.6 - Equações de ajuste para curva característica de sucção (Leong & Rahardjo, 1997).....	41
Tabela 2.7- Condutividade hidráulica – Alonso et al. (1987); Fredlund, Xing & Huang (1994).....	44
Tabela 3.1- Magnitudes de sucção atribuídas a diferentes discos cerâmicos e velocidades angulares, ω	60
Tabela 3.2 - Níveis de gravidade induzidos na altura média das amostras	61
Tabela 3.3 - Coeficientes de condutividade hidráulica saturada para solos estudados	65
Tabela 3.4- Índices físicos médios e características dos solos ensaiados	66

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

w	teor de umidade gravimétrico
M_w	massa de água
M_s	massa de sólidos
Θ_w	teor de umidade volumétrico
V_w	volume de água
V	volume total
n	porosidade
S_r	grau de saturação
e	índice de vazios
T_s	tensão superficial
u_a	pressão do ar
u_w	pressão da água
Δu	variação de pressão
ψ	potencial total da água no solo
ψ_m	potencial mátrico
ψ_o	potencial osmótico
ψ_G	potencial gravitacional
P_{atm}	pressão atmosférica
$(\theta_s - \theta'_s)$	conteúdo de ar residual entre os processos de secagem e umedecimento
λ	índice relacionado à distribuição de tamanhos de poros
ψ_b	valor de entrada de ar
θ_R	conteúdo de umidade volumétrico residual
θ_s	conteúdo de umidade volumétrico saturado
$C(\psi)$	fator de correção da equação de Fredlund & Xing (1994)
$k(\psi)$	condutividade não saturada
ψ	sucção do solo
v	quantidade de fluxo não saturado que equivale à velocidade (ou densidade) de descarga

i	gradiente hidráulico
γ_w	peso específico da água
h	potencial total do solo
$\theta(\psi)$	curva característica de sucção do solo
$k(\psi)$	curva de condutividade hidráulica do solo
k_s	coeficiente de condutividade hidráulica saturada
$k_r=k/k_s$	coeficiente de condutividade hidráulica relativa
$\Theta=(\theta-\theta_r)/(\theta_s-\theta_r)$	umidade volumétrica normalizada
Θ_s	teor de umidade volumétrica saturada
Θ_r	teor de umidade volumétrica residual
Ψ_{eav}	sucção no “air entry”
Ψ_1	sucção residual
k_1	coeficiente de condutividade hidráulica para $\psi=\psi_1$
a,b,n,m,α	constantes
S_r	grau de saturação
S_{ru}	grau de saturação residual
S_{rs}	grau de saturação de campo
$S_e=(S_r-S_{ru})/(S_{rs}-S_{ru})$	grau de saturação efetiva
ρ_w	densidade da água
ω	velocidade angular

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Engenheiros geotécnicos e ambientais normalmente são confrontados com projetos envolvendo solos não saturados. De forma geral, é observado que mesmo pequenos projetos de engenharia requerem a consideração de alguns aspectos ambientais como a previsão do impacto do projeto desenvolvido sobre um fluxo de água da região através da zona vadosa do solo. Entre as propriedades físicas do solo exigidas para projetos relacionados a fluxo, a curva de retenção de água no solo, ou curva característica de sucção, e relação condutividade hidráulica não saturada do solo – sucção (denominada neste trabalho como Função-k) são geralmente consideradas críticas para assegurar precisão nas análises de performance do projeto. A acurácia dos resultados obtidos via modelagem numérica para prever o padrão de fluxo é diretamente relacionado à acurácia da Função-k adotada para descrever o comportamento hidráulico real do solo. Na prática, a calibração e a validação do modelo numérico adotado como uma base do projeto pode envolver a avaliação direta da condutividade hidráulica não saturada. Assim, medições acuradas destes parâmetros são necessárias para garantir a acurácia das análises.

Devido ao grande período de tempo e complexidade envolvendo a estimativa da condutividade hidráulica de solos não saturados, vários modelos de previsão têm sido propostos (Burdine, 1953; Mualen, 1976; van Genuchten 1980; Fredlund et al. 1994; Vanapalli et al. 1996; Barbour 1998) para estimar a Função-k do solo a partir da curva característica de sucção do solo. A curva característica é normalmente determinada para faixas de sucção entre 0 e 1500 kPa. Estas determinações geralmente envolvem metodologias dispendiosas como a câmara de pressão, placa de sucção e método do papel filtro. Em geral, estas metodologias necessitam pelo menos sete dias de ensaio contínuo para que a amostra atinja o equilíbrio e permita a avaliação da relação teor de umidade – sucção do solo. Dependendo do tipo de solo, uma curva característica de sucção razoavelmente precisa só é obtida se duas ou mais destas metodologias forem usadas simultaneamente. Embora haja vários modelos de previsão para a Função-k, a acurácia de cada modelo para descrever o comportamento hidráulico real do solo não

saturado é ainda questionada uma vez que a validação de cada modelo não pode ser feita a menos que medições diretas do padrão de fluxo do solo não saturado sejam realizadas e as respectivas condutividades hidráulicas obtidas.

A partir do trabalho de Nimmo (1987), a centrífuga geotécnica também tem sido usada com sucesso por pesquisadores para a determinação da função de condutividade hidráulica em solos não saturados em pequeno intervalo de tempo.

1.2. OBJETIVOS

Com o objetivo de desenvolver uma análise da função de condutividade hidráulica, uma metodologia é proposta neste trabalho para a determinação da curva característica de sucção e da Função-k simultaneamente, por meio da utilização de uma centrífuga de pequena escala disponível comercialmente sem a necessidade de instrumentação em voo. Uma vez que não há instrumentação invasiva (como TDR, tensiômetros, etc.), a metodologia permite a avaliação da curva característica e da condutividade hidráulica não saturada de amostras indeformadas de solo. A metodologia estima a condutividade hidráulica não saturada através do equilíbrio de amostras de solo submetidas a fluxos transientes sucessivos, sem a inconveniência de haver a necessidade de determinar a região da amostra de solo submetida a gradiente hidráulico unitário. A metodologia proposta foi aplicada na determinação da curva característica de sucção e Função-k de um perfil de solo residual de gnaiss usando amostras remoldadas e indeformadas. Os resultados relacionados à curva de retenção apresentaram boa concordância com os resultados oriundos do método do papel filtro, funil de placa porosa e câmara de pressão. Além disso, a Função-k obtida foi comparada a Função-k dada a partir de modelos matemáticos previstos por van Genuchten (1980) indicando que o modelo preditivo tende a subestimar a condutividade hidráulica não saturada real do solo residual.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos e apresentado da seguinte forma:

Uma breve introdução é apresentada e o objetivo central desta pesquisa é enfatizado neste presente capítulo.

O capítulo 2 é constituído pela revisão bibliográfica. Inicialmente são feitas considerações iniciais a respeito dos solos não saturados bem como são apresentados problemas típicos relacionados a solos nestas condições e passíveis de aplicação de conceitos envolvidos. Também são destacadas as propriedades e relações entre as fases, fundamentais na compreensão do comportamento dos solos não saturados. A curva de retenção de água no solo (relação sucção versus teor de umidade) e a condutividade hidráulica recebem destaque especial ao final deste capítulo devido a sua importância no alcance desta pesquisa. Por fim, técnicas experimentais para a avaliação da condutividade hidráulica não saturada e mais especialmente o método da centrífuga para a obtenção da curva de retenção de água no solo e da função de condutividade hidráulica em solos não saturados (Função-k) são mostrados.

O Capítulo 3, Materiais e Métodos, busca apresentar o princípio básico utilizado neste trabalho assim como detalhar o componente experimental para a obtenção da curva de retenção de água no solo, ou curva característica de sucção, e a determinação da função de condutividade hidráulica em solos não saturados.

O Capítulo 4 apresenta os resultados da pesquisa assim como os utiliza para discussões pertinentes. As conclusões são listadas no Capítulo 5. No mesmo também são propostas sugestões para futuros trabalhos.

As referências bibliográficas para a realização desta pesquisa estão dispostas no Capítulo 6.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são feitas considerações iniciais a respeito dos solos não saturados, cuja condutividade hidráulica é objeto central deste trabalho. Em seguida, são apresentados problemas típicos relacionados a solos nestas condições e passíveis de aplicação de conceitos abordados. Também são ressaltadas as propriedades e relações entre as fases, fundamentais na compreensão do comportamento dos solos não saturados em processos de fluxo. A curva de retenção de água no solo (relação sucção versus teor de umidade) e a condutividade hidráulica recebem destaque especial ao final deste capítulo devido a sua importância no alcance desejado por esta pesquisa. Por fim, técnicas experimentais para a avaliação da condutividade hidráulica não saturada e mais especialmente o método da centrífuga para a obtenção da curva de retenção de água no solo e da função de condutividade hidráulica em solos não saturados (Função-k) são mostrados.

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Problemas tradicionalmente direcionados à engenharia geotécnica têm sido analisados, em grande parte, sob conceitos da Mecânica dos Solos Clássica. Assim, considera-se o solo saturado ou totalmente seco.

Algumas razões para as considerações mencionadas são enfatizadas por Barbour (1998): a Mecânica dos Solos foi desenvolvida em regiões úmidas, com lençol freático próximo à superfície atribuindo, dessa forma, a condição de saturação do solo; Simplificação do estudo do solo como sistema bifásico (solo e água) sendo alternativa a sistemas multifásicos em solos não saturados; Ao se considerar o solo saturado e sob influência de poro pressão positiva tem-se uma abordagem conservadora por termos, neste caso, uma situação mais crítica.

A consideração da situação saturada em alguns problemas como a estabilidade de uma encosta se traduz em maior segurança. No entanto, segundo Hernandez Moncada (2008), em termos de projeto ou de recuperação de uma área, quando utilizado a retro-análise, pode implicar em um projeto inviável economicamente ou em uma obra de contenção mal projetada.

Nos solos não saturados uma nova fase é considerada: a película de água chamada membrana contrátil. A poro pressão negativa verificada nos solos não saturados, é um parâmetro intimamente ligado às tensões efetivas. Essas duas novas fases adicionais alteram a forma de compreensão dos solos não saturados em termos de tensões efetivas.

2.2. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), a Mecânica dos Solos envolve uma combinação de mecânica do contínuo e as propriedades dos solos. Esta descrição é ampla e pode englobar uma gama variada de tipos de solo. Estes solos podem se encontrar saturados com água ou conter outros fluidos em seus vazios (como o ar). O desenvolvimento da mecânica dos solos clássica levou a ênfase em tipos de solos particulares. Os tipos de solo triviais são areias, siltes e argilas saturadas além de areias secas. Estes materiais têm sido enfatizados na literatura. Gradualmente, tem-se notado que uma atenção especial deve ser dada a uma visão mais ampla dos materiais. Este fato pode ser exemplificado pelo crescente número de congressos específicos direcionados a problemas e tipos de solo específicos.

Há diversos materiais encontrados na prática da engenharia cujo comportamento não se mostra condizente com os princípios e conceitos da clássica mecânica dos solos saturada. Comumente, é a presença de mais de duas fases que resulta num material difícil de lidar na prática geotécnica. Solos não saturados formam a principal categoria de materiais que não apresentam comportamento relacionado à mecânica dos solos clássica.

O campo de estudo da mecânica dos solos pode ser subdividido numa categoria relacionada aos solos saturados e outra de acordo com os solos não saturados (Figura 2.1). A diferenciação entre solos saturados e não saturados se torna necessária devido às diferenças básicas entre seus comportamentos naturais e quando solicitados por ações externas. Um solo não saturado tem mais do que duas fases, e a pressão de água nos poros é negativa. Qualquer solo próximo à superfície, presente em um ambiente relativamente seco, estará sujeito a pressões negativas e possivelmente à dessaturação.

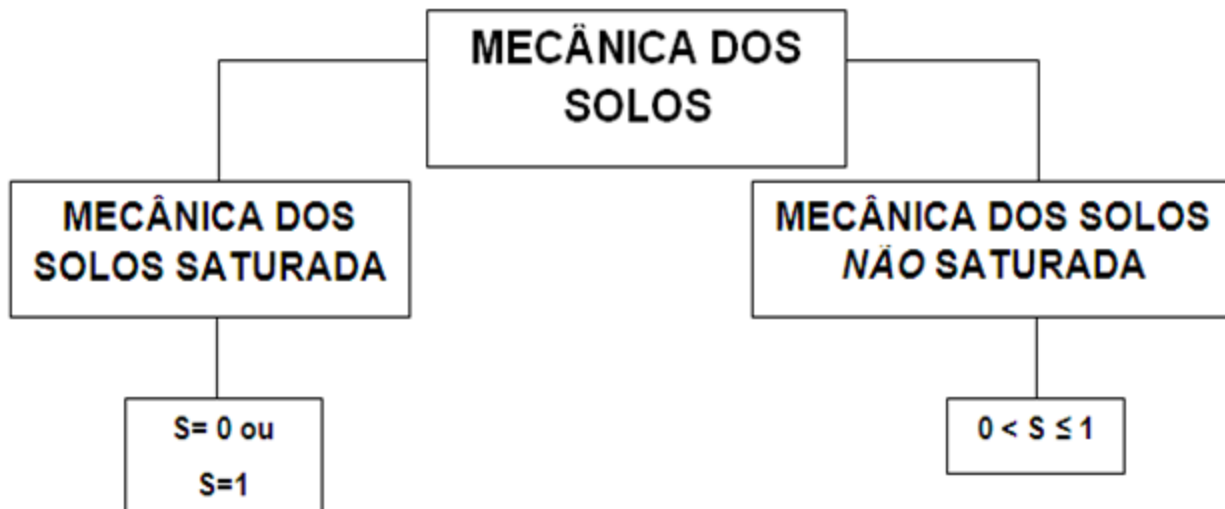


Figura 2.1 - Categorização da Mecânica dos Solos. (Adaptado de Fredlund & Rahardjo (1993))

O processo de escavação, remoldagem e recompactação de um solo também resulta num material não saturado. Estes materiais formam uma grande categoria de solos que apresentam dificuldades de serem considerados pela visão da mecânica dos solos clássica.

Depósitos naturais superficiais de solo se encontram com teores de umidade relativamente baixos em grande parte do planeta. Argilas de alta plasticidade submetidas a mudanças de ambiente formam uma categoria de materiais conhecida como solos expansivos. A contração dos solos (solos colapsíveis) pode provocar uma situação igualmente crítica. Solos siltsos frequentemente sofrem colapso quando submetido ao umedecimento, e possivelmente quando solicitado. A pressão na água em ambos os casos descritos é inicialmente negativa, e a mudança de volume ocorre como resultado de acréscimos desta pressão.

Solos residuais têm recebido atenção especial em pesquisas recentes. Uma vez mais, o fator essencial que contribui para seu comportamento não trivial é a pressão da água nos poros negativa. Experiências têm sido feitas para a utilização de procedimentos de projeto considerados na mecânica dos solos saturada para estes solos com sucesso limitado.

O Solo não saturado é normalmente definido como constituído de três fases denominadas, (1) sólidos, (2) água, e (3) ar. Entretanto, pode ser mais correto o

reconhecimento da existência de uma quarta fase, a interface água-ar ou membrana contrátil (Fredlund & Morgenstern, 1977). A presença mesmo da menor quantidade de ar rende ao solo a não saturação. Geralmente, é uma maior quantidade de ar que faz a fase gasosa contínua ao longo do solo.

2.2.1. PAPEL DO CLIMA

O clima tem um importante papel para a definição da condição saturada ou não saturada do solo. Água é removida do solo ou por evaporação a partir da superfície ou evapotranspiração pela da cobertura vegetal. (Figura 2.2). Esses processos produzem um fluxo ascendente de água para fora do solo. Por outro lado, chuva e outras formas de precipitação provocam um fluxo para dentro da massa de solo. A diferença entre estas duas condições de fluxo em escala local ditam fortemente as condições de pressão da água nos poros do solo.

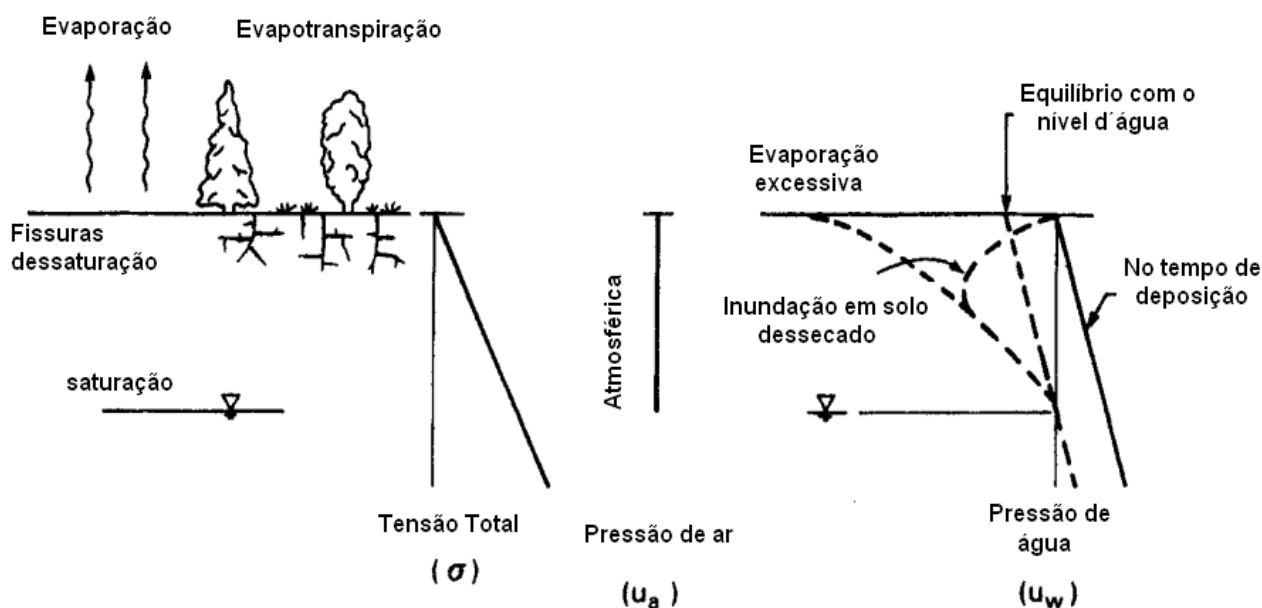


Figura 2.2 - Distribuição de tensões em um depósito de solo sedimentar. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Uma rede de fluxo ascendente produz uma secagem gradual, fissurando e dessecando a massa de solo, enquanto que a rede de fluxo descendente eventualmente satura a massa de solo. A profundidade do nível d'água é influenciada, entre outras razões, pelo fluxo superficial. Uma linha hidrostática relativa ao nível do

lençol freático representa uma condição de equilíbrio onde não há fluxo na superfície do solo. Durante períodos secos, a pressão da água nos poros torna-se mais negativa do que aquela representada pela linha hidrostática. A condição colocada é verificada durante períodos úmidos.

Gramíneas, árvores e outras plantas que se desenvolvem na superfície secam o solo aplicando uma tensão à pressão da água nos poros pela evapotranspiração (Dorsey, 1940). A evapotranspiração também resulta em consolidação e dessaturação da massa de solo.

A tensão aplicada à pressão da água nos poros age em todas as direções, e pode prontamente exceder a pressão de confinamento lateral no solo. Quando este fato ocorre, um segundo modo de dessaturação se inicia (i.e., fissuração).

Com o tempo, o solo depositado é submetido a variações climáticas. Este fato produz mudanças na distribuição da pressão da água nos poros que, por sua vez, resulta na expansão e colapso do solo. A distribuição de pressão com a profundidade pode apresentar alta variação de formas como resultado de mudanças climáticas (Figura 2.2).

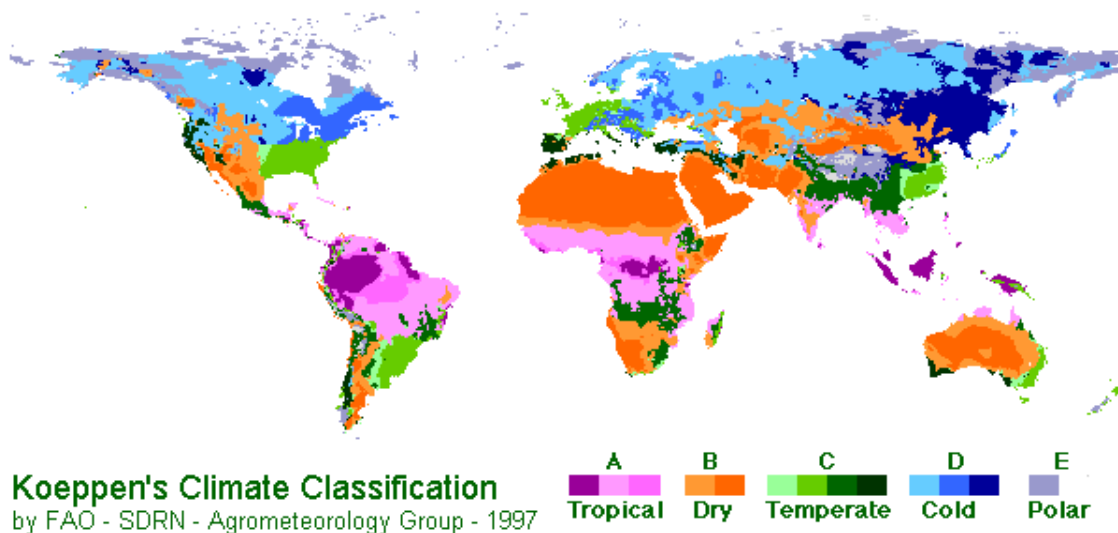


Figura 2.3 - Classificação Climática Koeppen - Fonte: FAO - SDRN - Agrometeorology Group - 1997

Áreas significantes da superfície terrestre são classificadas como zonas áridas. A evaporação anual pela superfície do solo nestas regiões excede as precipitações

anuais. A Figura 2.3 mostra a classificação climática das áreas extremamente áridas, áridas e semi-áridas do planeta. Aproximadamente 33% da superfície da Terra é considerada ária e semi-árida. (Dregne, 1976)

Regiões áridas e semi-áridas usualmente têm um nível de lençol freático profundo. Solos localizados acima do nível d'água possuem pressões de água nos poros negativas. Os solos são dessaturados devido à evaporação e evapotranspiração excessivas. As mudanças climáticas influenciam altamente a quantidade de água do solo na região próxima à superfície. Em consequência do umedecimento, a pressão da água cresce, tendendo a valores positivos. Como resultado, mudanças ocorrem no volume e na resistência ao cisalhamento do solo. Muitos solos apresentam dilatação e colapso quando umedecidos. Outros solos são conhecidos pela sua perda significativa de resistência ao cisalhamento devido ao umedecimento. Variações nas poropressões negativas associadas a altas precipitações são indícios de numerosas rupturas de taludes. Reduções na capacidade de carga e módulo de elasticidade dos solos são também associados com acréscimos na pressão da água nos poros. Estes fenômenos indicam o importante papel que esta pressão negativa exerce no controle do comportamento mecânico dos solos não saturados.

2.3. TIPOS DE PROBLEMAS

Os tipos de problemas de interesse na mecânica dos solos não saturados são similares àqueles de interesse na mecânica dos solos saturados. Comum a todas as situações na condição não saturada estão as pressões de água nos poros do solo negativas.

2.3.1. CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO DE UMA BARRAGEM

Considerando a construção de uma barragem de solo compactado, sabe-se que sua construção se dá através da compactação gradativa (em camadas) do solo desde a sua base até sua altura final de projeto. A Figura 2.4 mostra resultados de modelagem numérica em uma barragem com metade de sua altura de projeto e com as camadas de solo sendo dispostas. A pressão de ar na camada de solo sendo compactado é

aproximadamente igual à pressão atmosférica. A pressão de água nos poros é negativa, com frequência consideravelmente mais baixa do que o zero absoluto.

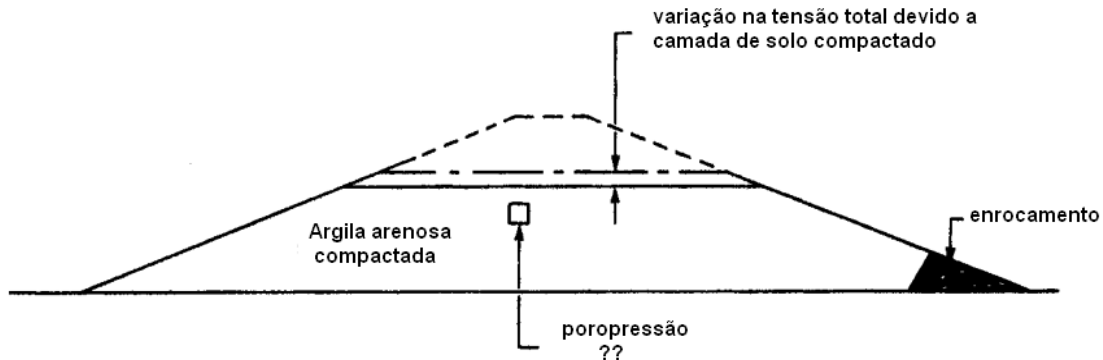


Figura 2.4 - Variações nas poropressões numa barragem parcialmente construída (Fredlund & Rahardjo, 1993)

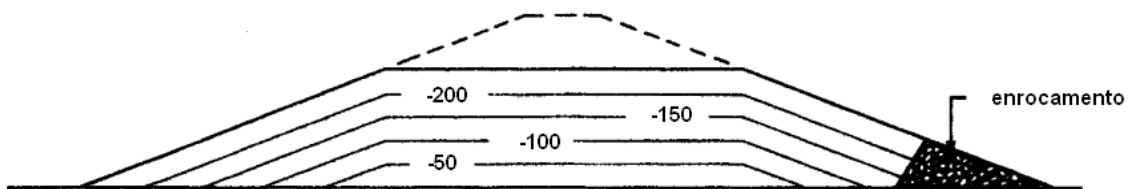
O solo assentado nas camadas mais baixas é comprimido pelas camadas subjacentes. Cada camada constitui um aumento na tensão total do aterro. A compressão resulta em alterações nas pressões de ar e de água nos poros. A construção de barragem é, em geral, rápida o bastante para que o solo se submeta a variações de volume sob condições essencialmente não drenadas. A qualquer momento durante a construção, a pressão de ar e de água nos poros pode ser verificada conforme Figura 2.5.

Na realidade, alguma dissipação de poropressão ocorrerá à medida que o aterro é feito. A pressão de ar dissipará para a atmosfera. A pressão de água nos poros do solo pode também ser influenciada pela evaporação e infiltração na superfície da barragem. Toda variação de poropressão produz mudanças de volume já que o estado de tensão está sendo alterado.

Uma vez que a construção da barragem está completa, o enchimento do reservatório mudará as poropressões de maneira similar à mostrada na Figura 2.6, indicando um processo transiente com novas condições de contorno.

Durante todo o processo de construção surgem perguntas cujas respostas necessitam do entendimento do comportamento de solos não saturados. As questões envolvem análises associadas com a infiltração saturada/não saturada, a variação de

Números são pressões de água nos poros (kPa)



Números são pressões de ar nos poros (kPa)

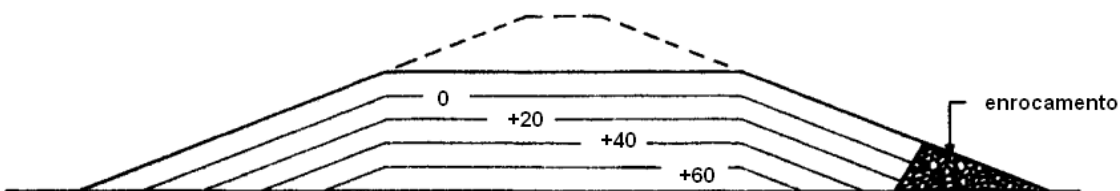


Figura 2.5 - Pressão de água e de ar nos poros do solo após a construção parcial da barragem (Fredlund & Rahardjo, 1993)

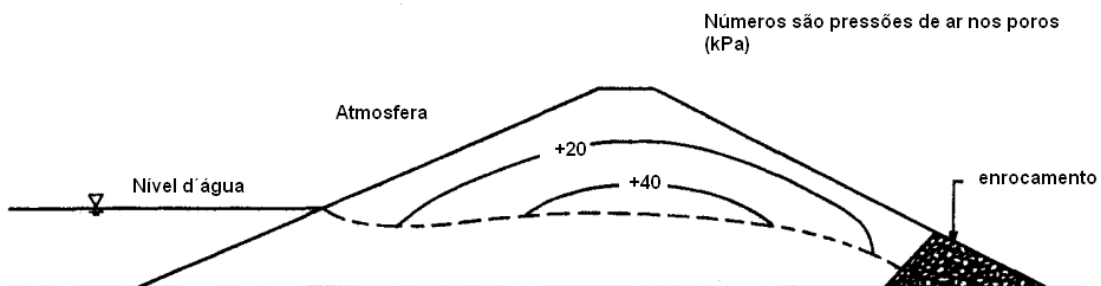
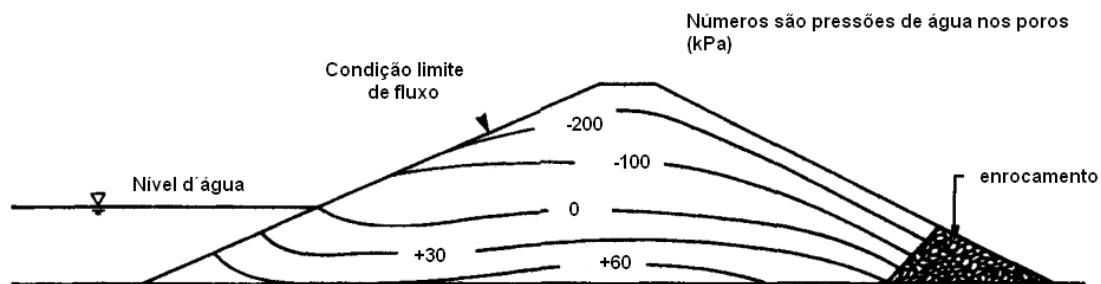


Figura 2.6 - Pressão de água e de ar nos poros do solo após dissipação de poropressão e enchimento parcial do reservatório. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

volume na massa de solo e a variação na resistência ao cisalhamento. Estas questões são similares àqueles confrontadas com situações relacionadas a solos saturados; entretanto, há uma diferença substancial: no caso não saturado, as condições de fluxo produzidas por variações no ambiente exercem um papel importante.

2.3.2. TALUDES NATURAIS SUJEITOS A VARIAÇÕES CLIMÁTICAS

Taludes naturais estão sujeitos a variações climáticas continuamente (Figura 2.7). Os engenheiros são desafiados na investigação da estabilidade de um talude e na previsão do comportamento do mesmo caso haja variação em sua geometria. Neste caso, poços podem ser perfurados e amostras indeformadas retiradas para ensaios em laboratório. A maioria ou todas as superfícies potenciais de escorregamento são situadas acima da linha freática. Em outras palavras, a superfície potencial de escorregamento pode passar por solos não saturados cuja pressão de água nos poros é negativa.

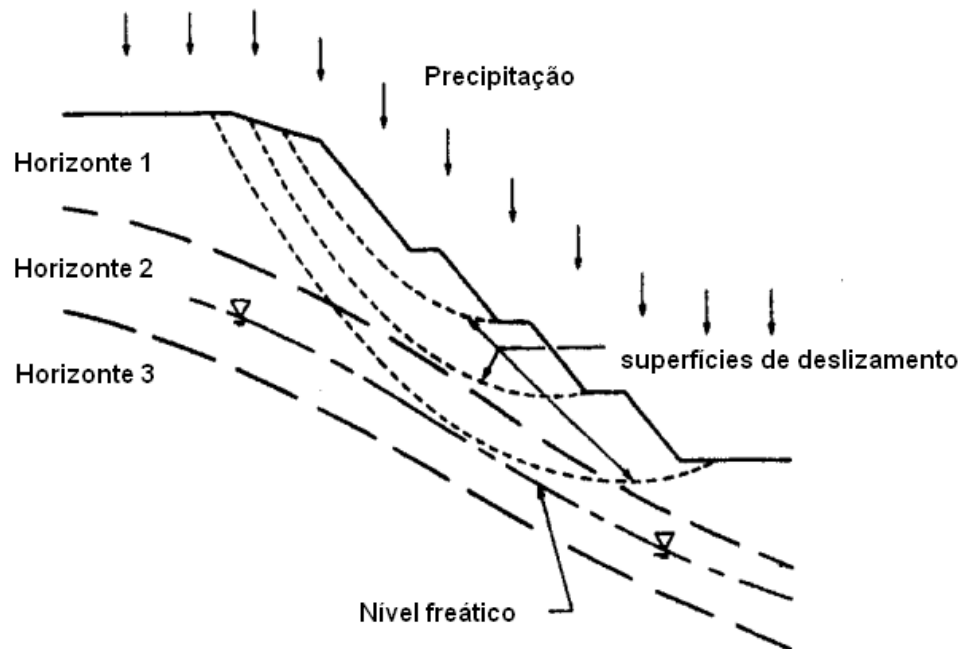


Figura 2.7 - Efeito de escavações em um talude natural submetido a variações climáticas. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Superfícies encharcadas normalmente são observadas em taludes submetidos a prolongados períodos de precipitação. A maior dificuldade se deve a avaliação da pressão de água nos poros na região acima da linha freática.

O creep lento e gradual do solo é outro aspecto que não tem recebido muita atenção na literatura. Tem sido observado, entretanto, que os movimentos ocorrem em decorrência de variações ambientais sazonais. Umedecimento e secagem, congelamento e descongelamento são conhecidos como os fatores mais importantes. O estudo do comportamento dos solos não saturados surge como imperativo na formulação de soluções analíticas para estes problemas.

2.3.3. ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÕES VERTICAIS OU QUASE VERTICAIS

Escavações verticais ou quase verticais são frequentemente usadas para a instalação de uma fundação ou uma tubulação (Figura 2.8). É sabido que o talude de um solo argiloso ou siltoso úmidos sustentará um talude quase vertical por algum tempo antes da ruptura. A ruptura do talude é função do tipo do solo, da profundidade da escavação, da profundidade das trincas, da quantidade de precipitação entre outros fatores. Em uma situação em que se deva deixar a escavação aberta mais do que o inicialmente planejado ou, um período de grande precipitação ocorra, o talude pode romper causando danos e possivelmente perda de vidas.

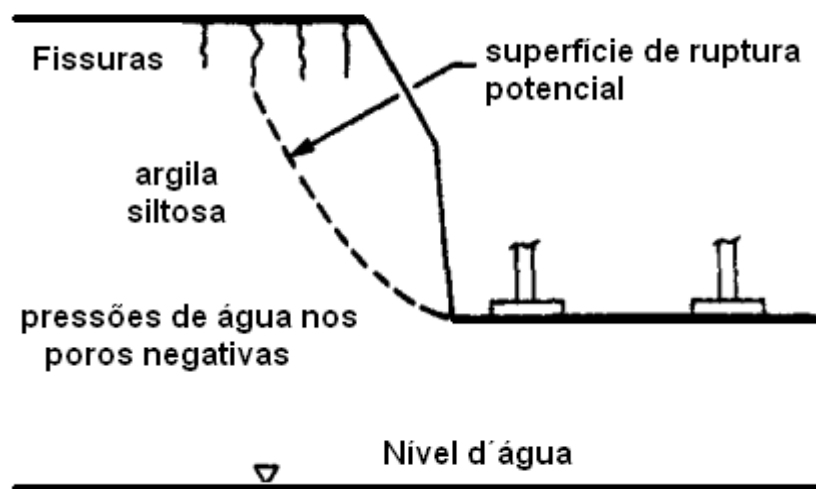


Figura 2.8 - Exemplo de instabilidade potencial de uma escavação quase vertical durante a construção de uma fundação. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

As escavações mencionadas se referem à situação em que o solo envolvido se encontra acima da linha freática onde a pressão da água nos poros é negativa. A escavação de solo também produz um decréscimo adicional na pressão da água nos poros. Isto resulta num acréscimo na resistência ao cisalhamento do solo. Com o tempo, haverá uma dissipação do excesso negativo de poropressão do talude e correspondentemente uma perda de resistência. O aumento na pressão da água nos poros é o fator de contribuição primordial para a instabilidade da escavação.

2.3.4. CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES

As fundações projetadas para estruturas leves são geralmente sapatas isoladas rasas (Figura 2.9). A capacidade de carga de solos (argilosos) subjacentes é avaliada com base na resistência à compressão não confinada do solo. Sapatas rasas podem ser facilmente construídas quando o nível d'água se encontra abaixo da base destas estruturas. Na maioria dos casos a linha freática está a uma profundidade considerável e o solo abaixo da estrutura pode apresentar pressão de água nos poros negativa. Amostras indeformadas guardam intactas as pressões negativas e são rotineiramente ensaiadas em laboratório. Uma consideração é feita: as condições de pressão na água no campo permanecerão relativamente constantes com o tempo e, desta forma, a resistência à compressão não confinada se manterá essencialmente inalterada. Baseado nesta consideração, e um fator de segurança relativamente alto, a capacidade do solo é determinada.

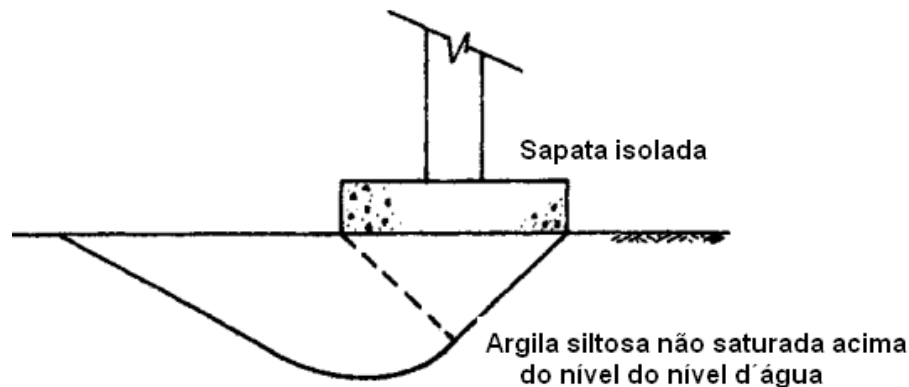


Figura 2.9 - Ilustração das condições de capacidade de carga para uma estrutura leve disposta sobre solo com poropressão negativa. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

O procedimento de projeto descrito envolveu solo com pressão de água nos poros negativa. O posicionamento dos engenheiros, em geral, é voltado à não consideração da pressão de água negativa como contribuinte para a resistência à ruptura por cisalhamento do solo. Esta atitude pode ser modificada à medida que o conhecimento mais aprofundado sobre a condição não saturada leve a projetos menos voltados à conveniência e conservadorismo excessivo.

2.4. PROPRIEDADES E RELAÇÕES ENTRE AS FASES

Um solo não saturado é em geral considerado como um sistema trifásico. Entretanto, mais recentemente, o reconhecimento do importante papel da interface água-ar (membrana contrátil) garantiu sua inclusão como uma fase adicional quando considerados certos mecanismos físicos.

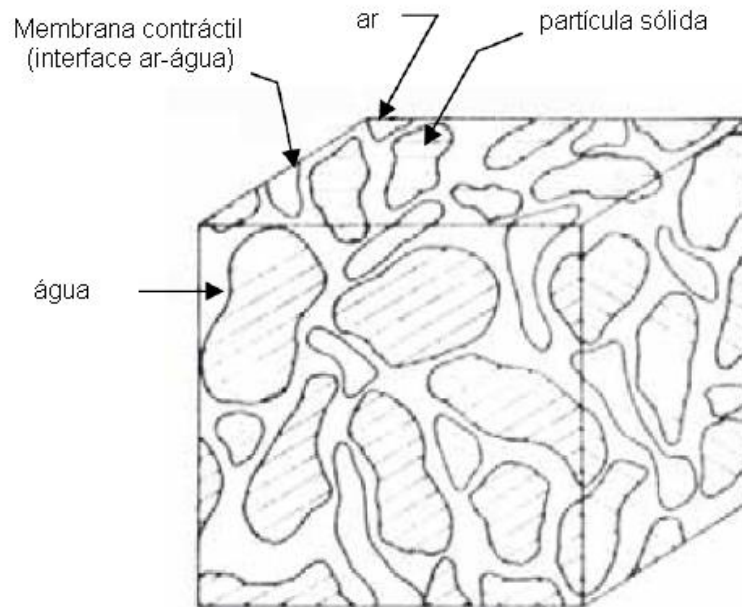


Figura 2.10 – Elemento de solo não saturado segundo Fredlund e Raharjo (1993)

Quando a fase de ar é contínua, a membrana contrátil interage com as partículas de solo e gera uma influência no comportamento mecânico do solo. Um elemento de

solo não saturado com uma fase ar contínua é idealizado na Figura 2.1. Quando a fase de ar consiste em ar ocluso, o fluido se torna significativamente compressível.

A massa e o volume de cada fase podem ser esquematicamente representados por um diagrama. A Figura 2.11 mostra um diagrama de quatro fases para um solo não saturado. A espessura da membrana contrátil é bastante reduzida. Assim, a subdivisão física da membrana contrátil é desnecessária quando se deseja estabelecer relações massa-volume para um solo não saturado. A membrana contrátil é considerada como parte da fase água sem erro significativo. Um diagrama trifásico simplificado, ilustrado na Figura 2.12 pode ser usado na descrição das relações volume-massa.

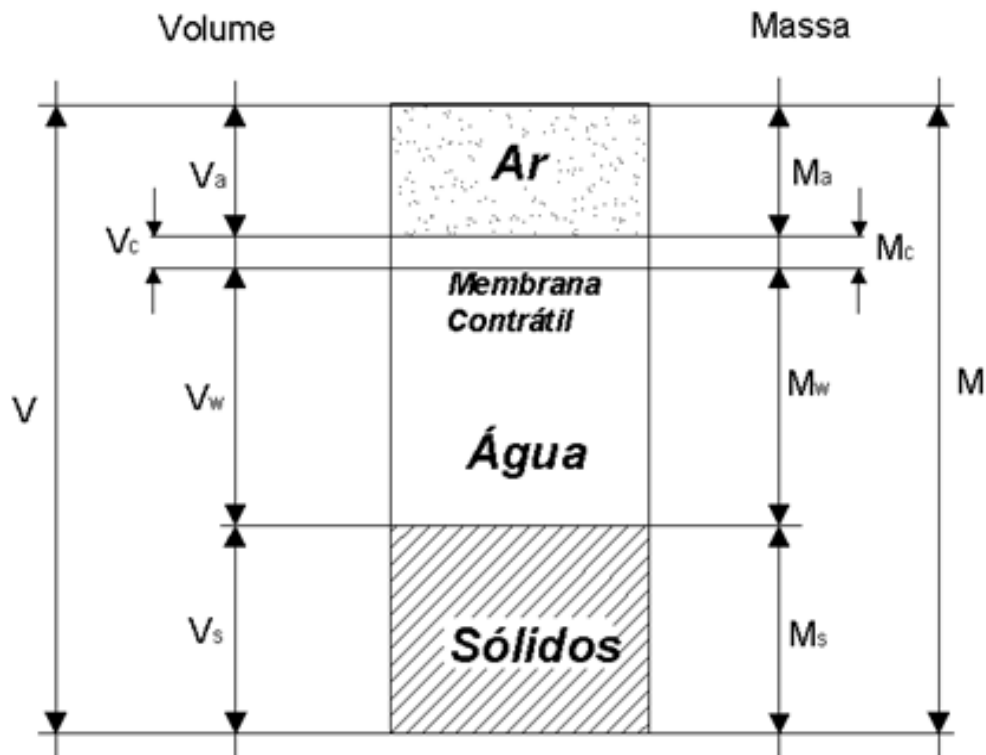


Figura 2.11 - Solo não saturado composto de quatro fases. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

2.4.1. PROPRIEDADES DAS FASES

O entendimento relacionado às propriedades básicas das partículas de solo, água, ar e membrana contrátil deve ser considerado previamente para a compreensão do comportamento do sistema. A mais importante propriedade da membrana contrátil é sua capacidade de se tracionar. Esta propriedade é chamada tensão superficial.

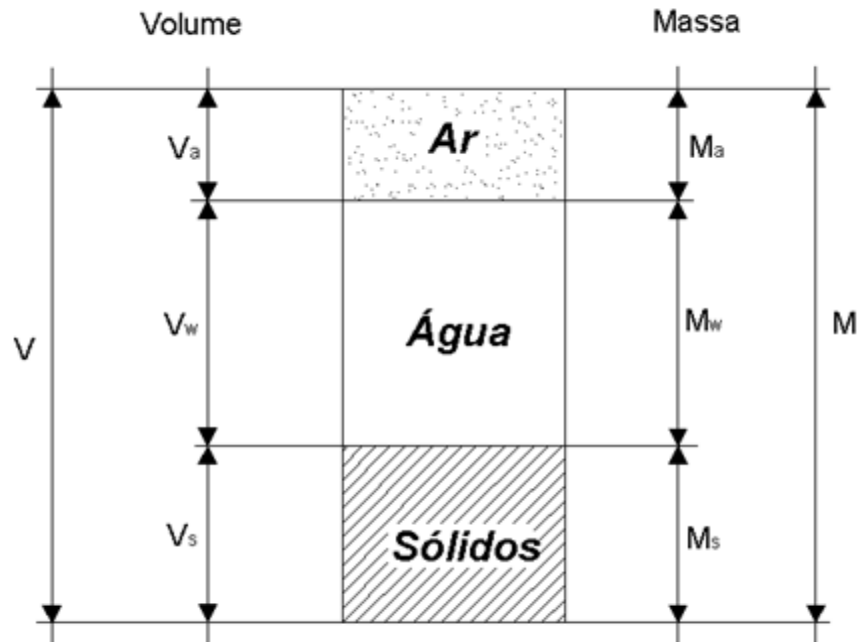


Figura 2.12 - Solo não saturado simplificado composto de três fases. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

2.4.1.1. DENSIDADE E VOLUME ESPECÍFICO

Densidade, ρ , é definida como a razão entre massa e volume. Cada fase de um solo tem sua própria densidade. A densidade de cada fase pode ser formulada a partir do diagrama de fase mostrado na Figura 2.13.

O volume específico, v_0 , é geralmente definido como o inverso da densidade; assim, volume específico é a razão entre volume e massa.

O peso específico, γ , é um termo útil na mecânica dos solos. É o produto da densidade, ρ , e a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$).

Fase Sólida

A densidade das partículas de solo, ρ_s , é definida como se segue (Figura 2.13):

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (2.1)$$

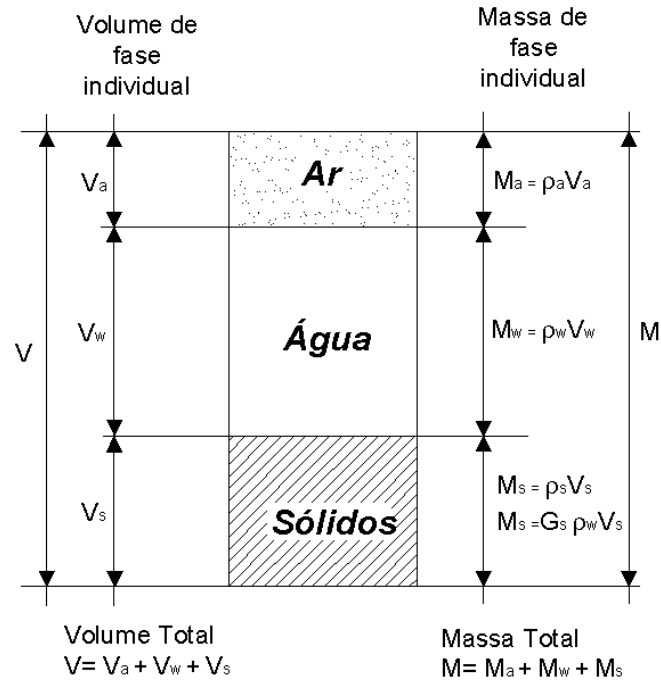


Figura 2.13 - Diagrama de fases para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993)

A densidade das partículas de solo é comumente expressa como uma variável adimensional chamada peso específico dos grãos, G_s . O peso específico dos grãos das partículas de solo é definido como a razão entre a densidade das partículas de solo e a densidade da água numa temperatura de 4°C sob pressão atmosférica (i.e., $101,3\text{ kPa}$). No sistema de unidades internacional, SI, esta variável é agora referida como a densidade relativa das partículas de solo.

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (2.2)$$

A densidade da água à 4°C e $101,3\text{ kPa}$ é 1000 kg/m^3 . A Tabela 2.1 apresenta valores típicos de peso específico dos grãos para vários minerais.

Fase Água

A densidade da água, ρ_w , é definida como se segue:

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \quad (2.3)$$

A água é essencialmente uma substância homogênea, exceto por variações produzidas por sais e isótopos de hidrogênio e oxigênio (Dorsey, 1940). Água destilada

sob a pressão de seu vapor saturado é chamada pura, água saturada. A densidade da água pura, saturada pode ser medida experimentalmente.

Tabela 2.1 - Peso específico dos grãos G_s para diversos minerais (Lambe & Whitman, 1979) In: Fredlund & Rahardjo, 1993

Mineral	G_s
Quartz	2,65
K-feldspatos	2,54-2,57
Na-Ca-Feldspatos	2,62-2,76
Calcita	2,72
Dolomita	2,85
Muscovita	2,7-3,1
Biotita	2,8-3,2
Clorita	2,6-2,9
Pirofilita	2,84
Serpentina	2,2-2,7
Caulinita	2,61 ^a ; 2,64 ± 0,02
Halloysite (2H ₂ O)	2,55
Ilita	2,84 ^a ; 2,60-2,86
Montmorilonita	2,74 ^a ; 2,75-2,78
Attapulgite	2,30

^a calculado a partir da estrutura cristalina

Para problemas de mecânica dos solos, a variação na densidade da água devido a diferenças de temperatura é mais significativa do que sua variação devido a pressões aplicadas. Para condições isotérmicas, a densidade da água é normalmente tomada como 1000 kg/m³.

Fase Ar

A densidade do ar, ρ_a , pode ser expressa como

$$\rho_a = \frac{M_a}{V_a} \quad (2.4)$$

O volume específico do ar, v_{a0} , é

$$v_{a0} = \frac{V_a}{M_a} \quad (2.5)$$

O Ar se comporta como uma mistura de diversos gases e também variando a quantidade de vapor de água. A mistura é denominada ar seco quando não há vapor de água presente, e é chamada ar úmido quando o vapor de água se encontra presente.

2.4.1.2. VISCOSIDADE

Todos os fluidos resistem à mudança de forma ou ao cisalhamento. Esta resistência é expressa pela propriedade chamada viscosidade. A viscosidade absoluta (dinâmica), μ , de um fluido é definida como a resistência de um fluido a uma força de cisalhamento aplicada para deslizar uma placa sobre outra com o fluido colocado entre elas. A viscosidade absoluta depende da pressão e da temperatura. Entretanto, a influência da pressão é desprezada para a faixa de pressões normalmente encontradas em aplicações típicas na engenharia civil.

As viscosidades da água e do ar sob pressão atmosférica e diferentes temperaturas são dadas nas Tabelas 2.2 e 2.3 respectivamente. As viscosidades de líquidos se mostram decrescentes na medida em que a temperatura aumenta, enquanto a viscosidade do ar cresce com o aumento da temperatura.

2.4.1.3. TENSÃO SUPERFICIAL

A interface ar-água (membrana contrátil) possui uma propriedade chamada tensão superficial. O fenômeno da tensão superficial resulta de forças intermoleculares atuando em moléculas na membrana contrátil. Estas forças são diferentes daquelas que atuam em moléculas no interior da massa de água (Figura 2.14).

Uma molécula no interior da massa de água sofre forças iguais em todas as direções, o que significa ausência de desbalanceamento de forças. Uma molécula de água na membrana contrátil experimenta uma força não balanceada voltada para o interior da massa de água. Para que haja o equilíbrio, uma tração é gerada ao longo da membrana contrátil. A propriedade da membrana contrátil que a permite exercer essa força de tração é chamada tensão superficial, T_s . A tensão superficial é medida como força de tração por unidade de comprimento da membrana contrátil (unidades de N/m). A tensão superficial é tangente à superfície da membrana contrátil. Sua magnitude decresce com

o aumento da temperatura. A Tabela 2.4 fornece valores de tensão superficial para interfaces sob diferentes temperaturas.

Tabela 2.2 - Viscosidade da água a 101.3 kPa (Tuma, 1976). Apud: Fredlund & Rahardjo, 1993

Temperatura t ($^{\circ}\text{C}$)	Viscosidade Absoluta (dinâmica), μ ($\times 10^{-3}$ N.s/m 2)	Temperatura t ($^{\circ}\text{C}$)	Viscosidade Absoluta (dinâmica), μ ($\times 10^{-3}$ N.s/m 2)
0	1.794	55	0.507
5	1.519	60	0.470
10	1.310	65	0.437
15	1.144	70	0.407
20	1.009	75	0.381
25	0.895	80	0.357
30	0.800	85	0.336
35	0.731	90	0.317
40	0.654	95	0.299
45	0.597	100	0.284
50	0.548		

Tabela 2.3- Viscosidade do ar a 101.3 kPa (Tuma, 1976 ; Kaye and Laby, 1973). Apud: Fredlund & Rahardjo, 1993

Temperatura t ($^{\circ}\text{C}$)	Viscosidade Absoluta (dinâmica), μ ($\times 10^{-5}$ N.s/m 2)	Referências
-20	1.604	Tuma, 1976
-10	1.667	Tuma, 1976
0	1.705	Tuma, 1976
10	1.761	Tuma, 1976
20	1.785	Tuma, 1976
30	1.864	Tuma, 1976
40	1.909	Tuma, 1976
50	1.96	Kaye & Laby, 1973
100	2.20	Kaye & Laby, 1973
200	2.61	Kaye & Laby, 1973

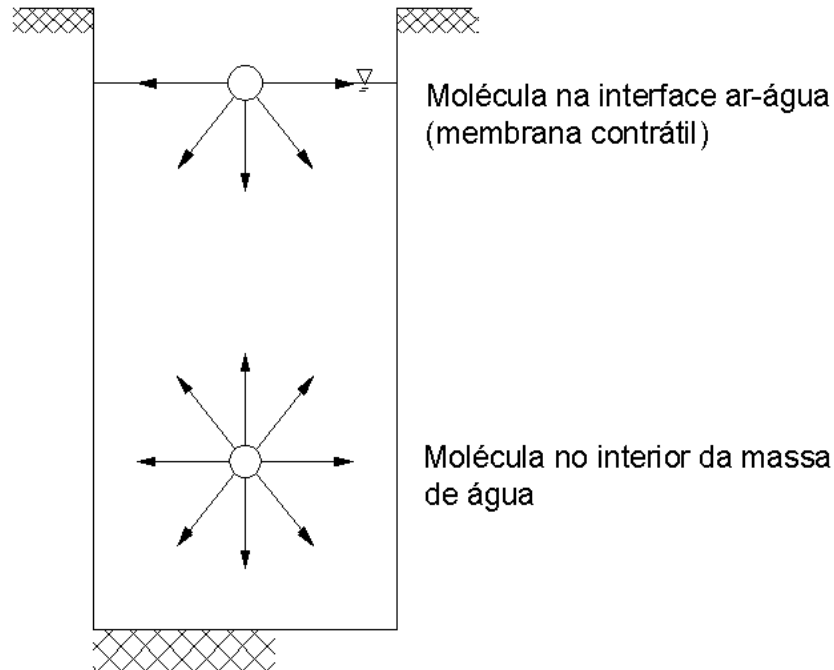


Figura 2.14 - Tensão Superficial. Forças intermoleculares na membrana contrátil e na água. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

A tensão superficial faz com que a membrana contrátil se comporte como uma membrana elástica. Este comportamento é o mesmo de um balão inflado que possui uma pressão interna maior do a pressão externa. Se uma membrana bidimensional flexível é submetida a diferentes pressões em cada lado, a membrana deve assumir a curvatura côncava na direção da maior pressão e exercer uma tensão na membrana para que se alcance o equilíbrio. A diferença de pressão ao longo da superfície curva pode ser relacionada à tensão superficial e ao raio de curvatura da superfície considerando o equilíbrio ao longo da membrana (Figura 2.15).

As pressões atuantes na membrana são u e $(u + \Delta u)$. A membrana tem um raio de curvatura, R_s , e uma tensão superficial, T_s .

Reichardt (1985) cita a diferença de pressão existente em superfícies curvilíneas como sendo responsável por uma série de fenômenos capilares. Essa diferença de pressão entre pontos superiores e inferiores à fronteira líquido-gás não se verifica em superfícies planas.

Tabela 2.4 - Tensão superficial da membrana contrátil. (Kaye and Laby, 1973). Apud: Fredlund & Rahardjo, 1993

Temperatura t ($^{\circ}\text{C}$)	Tensão Superficial, T (mN/m)
0	75.7
10	74.2
15	73.5
20	72.75
25	72.0
30	71.2
40	69.6
50	67.9
60	66.2
70	64.4
80	62.6
100	58.8

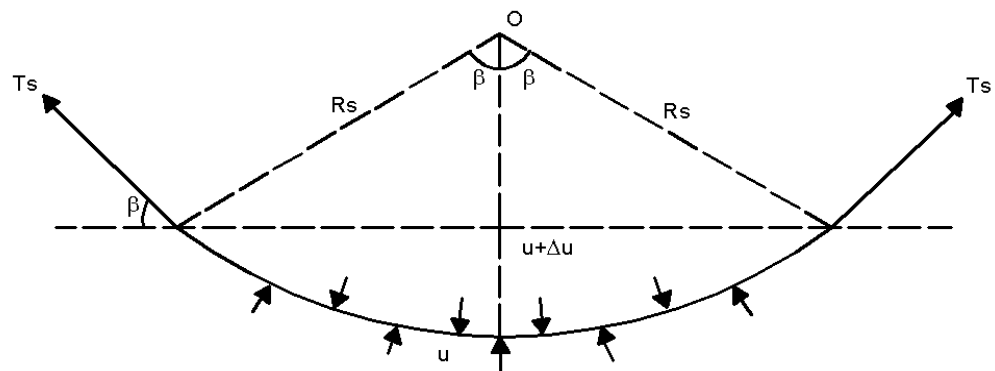


Figura 2.15 - Tensão superficial na interface solo-água - Fredlund & Rahardjo (1993)

Em uma superfície tridimensional, com dois raios de curvatura diferentes (r_1 e r_2), Libardi (1995) calculou as pressões atuantes utilizando a fórmula de Laplace, obtendo a Equação (2.6):

$$\Delta u = T_s \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (2.6)$$

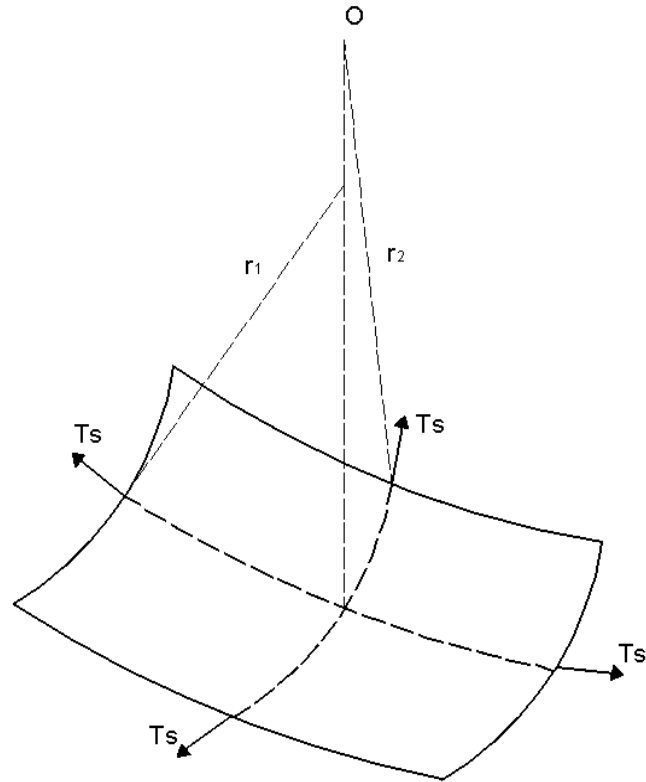


Figura 2.16 - Tensão Superficial em Membrana Tridimensional - Fredlund & Rahardjo (1993)

Considerando-se os mesmos raios de curvatura ($r_1=r_2$), a equação (2.6) torna-se:

$$\Delta u = \frac{2T_s}{R_s} \quad (2.7)$$

Tratando-se especificamente de solos não saturados, a membrana contráctil está sujeita à pressão do ar (u_a) que é maior do que a pressão da água (u_w). Nesse caso a diferença de pressão (Δu) será:

$$\Delta u = u_a - u_w \quad (2.8)$$

Fundamental para o estudo do comportamento dos solos não saturados, o termo ($u_a - u_w$) é denominado sucção.

A diferença de pressão causa a curvatura da membrana contrátil em concordância com a equação (2.7):

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \quad (2.9)$$

onde

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica ou diferença entre pressão de ar e pressão de água nos poros atuando na membrana contrátil.

Fredlund & Rahardjo (1993) citam que a equação (2.9) é a equação do modelo de capilaridade de Kelvin. Quando a sucção mátrica do solo cresce, o raio de curvatura da membrana contrátil decresce. A membrana curvada é frequentemente chamada de menisco. Quando a diferença entre a pressão de ar e de água nos poros do solo vai à zero, o raio de curvatura R_s vai ao infinito. Assim, a interface ar-água plana ocorre quando a sucção mátrica vai à zero.

A membrana contrátil se contrai e deixa de ser plana uma vez que as moléculas de água na superfície são atraídas para o interior da massa com maior intensidade do que o ar, criando, assim, um diferencial de pressão entre as duas fases (Fredlund & Rahardjo, 1993).

A diferença de pressão observada entre as duas fases, em virtude da tensão superficial, produz o fenômeno da capilaridade que provoca uma ascensão capilar para equilibrar as forças na vertical. Reichardt (1985) afirma que o solo pode ser considerado um emaranhado de capilares de formas, arranjos e diâmetros diferentes.

Outro fenômeno que merece destaque é a adsorção. Esse fenômeno tem origem no diferencial de forças de atração e repulsão que ocorre entre moléculas de diferentes fases em suas superfícies de contato.

A capilaridade e a adsorção explicam a retenção de água pelos solos. Na primeira esta retenção se dá nos microporos (diâmetro menor que $30\mu\text{m}$), sendo mais influenciada pela estrutura do solo e mais importante na região mais úmida do material. Já a adsorção ocorre nas superfícies dos sólidos como filmes presos a elas. Esta última é influenciada mais fortemente pela textura, pelo balanço elétrico, tamanho da partícula e mais importante na região mais seca do solo. (Reichardt, 1990).

A capacidade de retenção de um solo é influenciada por vários fatores. O principal deles, segundo Reichardt (1990), é o tipo de solo. Esse fator determina o contato sólidos-água e as proporções de poros de diferentes tamanhos. Outros fatores são a estrutura e a composição mineralógica do solo.

2.4.1.4. RELAÇÕES MASSA-VOLUME

As relações massa-volume das partículas de solo, água e ar são propriedades úteis na prática da engenharia. As derivações combinam propriedades gravimétricas e volumétricas do solo.

Volume relativo

A volume relativo, n , em porcentagem é definida como a razão entre o volume de vazios, V_v , e o volume total, V (Figura 2.17):

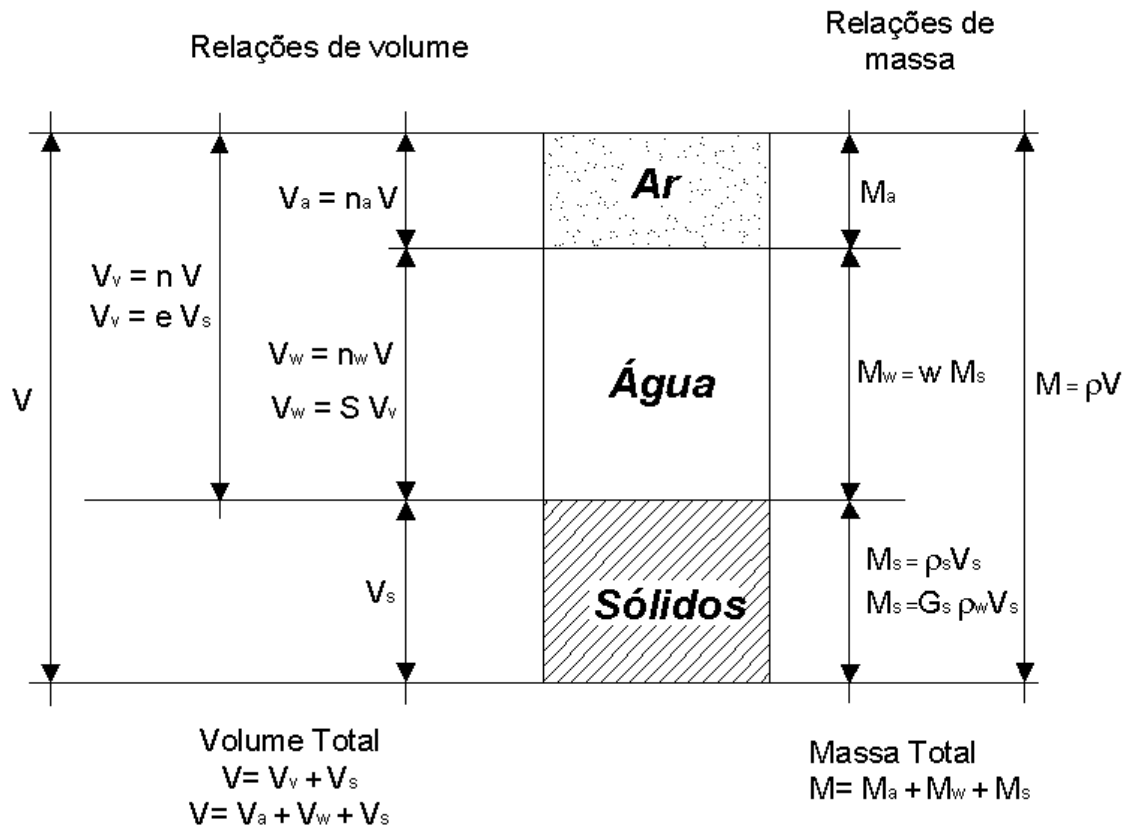


Figura 2.17 - Relações massa-volume. (Fredlund & Rahardjo, 1993)

Da mesma maneira, os volumes relativos para cada uma das fases pode ser definidas como se segue:

$$n_s = \frac{V_s(100)}{V} \quad (2.11)$$

$$n_w = \frac{V_w(100)}{V} \quad (2.12)$$

$$n_a = \frac{V_a(100)}{V} \quad (2.13)$$

$$n_c = \frac{V_c(100)}{V} \quad (2.14)$$

onde

n_s = volume relativo das partículas de solo (%)

n_w = volume relativo da água (%)

n_a = volume relativo do ar (%)

n_c = volume relativo da membrana contrátil (%)

O volume associado à membrana contrátil pode ser assumido como desprezível ou parte da fase água. Os volumes relativos da água e do ar representam suas percentagens volumétricas no solo. O volume relativo das partículas de solo pode ser vista como todo o volume composto de partículas de solo. O somatório dos volumes relativos de todas as fases deve ser igual a 100%. Assim, a seguinte equação relacionada à volume relativo do solo pode ser escrita:

$$n_s + n = n_s + n_a + n_w = 100\% \quad (2.15)$$

O volume relativo da água, n_w , expressa na forma decimal, é normalmente referida como umidade volumétrica, θ_w , na literatura.

Índice de Vazios

O índice de vazios, e , é definido como a razão entre o volume de vazios, V_v , e o volume de sólidos do solo, V_s (Figura 2.17):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.16)$$

A relação entre volume relativo e índice de vazios se segue na equação (2.17):

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (2.17)$$

Grau de Saturação

A percentagem de vazios que contém água é expressa como o grau de saturação, S(%):

$$S = \frac{V_w(100)}{V_v} \quad (2.18)$$

O grau de saturação, S, pode ser usado para subdividir os solos em três grupos.

- 1) Solos secos (S=0%): Solo seco consiste em partículas de solo e ar. Sem a presença de água.
- 2) Solos saturados (S=100%): Todos os vazios do solo estão preenchidos com água.
- 3) Solos não saturados (0% < S < 100%): Um solo é dito não saturado quando seus poros apresentam fase ar e água.

Uma subdivisão se dá essencialmente em função do grau de saturação. Um solo não saturado com a fase de ar contínua normalmente tem um grau de saturação menor do que aproximadamente 80% (S < 80%). Em geral, bolhas de ar ocluso ocorrem em solos não saturados com grau de saturação maior do que 90% (S > 90%). A zona de transição entre estas fases ocorrem quando o grau de saturação apresenta-se aproximadamente entre 80-90 % (80% < S < 90%).

Teor de Umidade Gravimétrica

O teor de umidade, w, é definido como a razão entre a massa de água, M_w, e a massa de sólidos, M_s (Figura 2.17).

$$w = \frac{M_w(100)}{M_s} \quad (2.19)$$

O teor de umidade, w, é denominado teor de umidade gravimétrico.

O teor de umidade volumétrico, θ_w , é definido como a razão entre o volume de água, V_w , e o volume total de solo, V :

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \quad (2.20)$$

O teor de umidade volumétrico também pode ser expresso em termos de volume relativo, grau de saturação e índice de vazios (Figura 2.17). O teor de umidade volumétrico pode ser escrito como

$$\theta_w = \frac{SV_v}{V} \quad (2.21)$$

Já que V_v/V é igual a volume relativo do solo, a Equação (2.21) se torna

$$\theta_w = Sn \quad (2.22)$$

Substituindo (2.17) em (2.22) é gerada uma nova forma de apresentação do teor de umidade volumétrico:

$$\theta_w = \frac{Se}{1 + e} \quad (2.23)$$

Densidade do Solo

Em geral, duas definições são utilizadas para a densidade do solo: densidade total e densidade seca. A densidade total do solo, ρ , é a razão entre a massa total, M , e o volume total de solo, V (Figura 2.17):

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (2.24)$$

A densidade seca do solo, ρ_d , é definida como a razão entre a massa de sólidos do solo, M_s , e o volume total de solo, V .

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (2.25)$$

Outra definição é a densidade saturada. Esta é a densidade total do solo na situação em que todos os vazios estão preenchidos com água ($V_a=0$ e $S= 100\%$).

2.5. O ESTADO DE TENSÃO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Marinho (2005) cita que dentre as diversas formulações para expressar a tensão efetiva em solos não saturados, a apresentada por Bishop, publicada em 1959, é a melhor delas e é representada pela seguinte expressão:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.26)$$

onde:

σ' é a tensão efetiva

σ é a tensão total

u_w é a pressão na água

u_a é a pressão no ar

χ é um parâmetro que depende do grau de saturação (S).

Bishop (1959) observou que a relação entre χ e S não era única e que dependia significativamente do tipo de solo, do seu estado e de sua trajetória de tensões. O parâmetro χ varia de zero para solo seco à unidade para solo saturado. Entretanto, o principal problema na aplicação da tensão efetiva em solos não saturados reside no fato de que a expressão da tensão efetiva não representa adequadamente nem o colapso nem a expansão de solos submetidos ao umedecimento.

Ainda tem-se a dificuldade em mensurar o parâmetro que é altamente dependente do tipo de ensaio, ou seja, da trajetória de tensões e dos ciclos de molhagem e secagem (Farias, 2004).

Segundo Gens (1995), a causa básica da equação descrita pelo princípio de Bishop não funcionar reside no fato de que as forças intergranulares que surgem por aplicação de tensão ou por sucção possuem efeitos diferentes sobre a deformação da estrutura do solo. Jennings & Burland (1962) já afirmavam que tão logo o ar entra nos poros a pressão da água passa a não agir em toda a secção transversal e o princípio proposto por Terzaghi não pode ser usado. Esta afirmação justifica a equação proposta por Bishop (1959) além de diversas outras que tentam levar em conta a natureza bifásica do líquido em solos não saturados.

Em vista disso, as variáveis de tensões mais usadas para definir o estado de tensão dos solos não saturados referem-se à tensão total líquida ($\sigma - u_a$), e a sucção mátrica ($u_a - u_w$).

2.6. POTENCIAL DE ÁGUA NOS SOLOS

São duas as principais formas de energia segundo a Física clássica: energia cinética e energia potencial. Porém, devido ao movimento lento da água no sistema, a energia cinética é desprezível. Função da posição e da condição interna da água, a energia potencial tem grande importância quanto a caracterização do estado de energia (Hillel, 1971).

O potencial de água total da água no solo, é definido por Reichardt (1985) como o trabalho útil necessário para a condução de um infinitesimal de água pura, isotérmica, isobárica e de forma reversível de um reservatório padronizado para o estado considerado no solo. Esse mesmo potencial total é representado por ψ .

Segundo Fredund & Rahardjo (1993), as componentes mais importantes do potencial total da água no solo sob o ponto de vista geotécnico são: potencial mátrico, potencial osmótico e potencial gravitacional.

O potencial total da água no solo não saturado pode ser expresso da seguinte forma:

$$\psi = \psi_m + \psi_o + \psi_G \quad (2.27)$$

onde:

ψ - potencial total da água no solo;

ψ_m - potencial mátrico;

ψ_o - potencial osmótico;

ψ_G - potencial gravitacional.

Potencial Mátrico

Segundo Tozatto (2005), o potencial mátrico é um potencial de pressão resultante do efeito de forças capilares e de adsorção combinadas que surgem da interação sólidos-água. Essa componente é sempre negativa. Quando seu valor é zero,

não há desenvolvimento de tensões capilares. Os poros se encontram totalmente preenchidos com água, logo tem-se um solo saturado.

Os valores do potencial mátrico são elevados quando o solo encontra-se não saturado mas com certo teor de umidade e a capilaridade é o fenômeno que mais contribui para a elevação de ψ_m . Já quando o solo tem sua umidade reduzida, a capilaridade perde importância para as forças de adsorção. Assim, o potencial mátrico é fortemente influenciado pelo arranjo dos grãos, textura e composição mineralógica.

Na visão de Fredlund (1979), Edil & Motan (1984) e Alonso et al (1987), o potencial matricial é o mais importante e suficiente parâmetro para o estudo dos solos não saturados.

Potencial Osmótico

Segundo Röhm (1997), a existência do potencial osmótico, ψ_o , se deve ao fato da água presente no solo não ser pura. Com isso há a tendência de haver a hidratação das moléculas dos solutos, sendo necessária a realização de trabalho sobre o sistema para a retirada da água desta interação com a molécula. Portanto, esse componente é negativo.

O componente osmótico é desprezível, em geral, quando os solos apresentam teor de umidade alto. Já quando o solo possui uma concentração salina significativa ou teor de umidade muito baixo esse componente tem notada importância (Reichardt, 1985).

Embora a desconsideração do potencial osmótico seja comum na maioria das pesquisas em solos não saturados, Richards et al (1986) admitem que essa desconsideração não deve ser feita.

Potencial Gravitacional

O potencial gravitacional, ψ_G , leva em conta a diferença de cotas entre o referencial e a massa de solo estudada. Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), quando o solo saturado é drenado, esse componente vai perdendo importância para o

componente mátrico. Logo, em solos saturados, ou próximos desta condição, ψ_G tem importância significativa.

2.7. SUCÇÃO

O potencial de pressão é dito positivo quando a água presente no solo está sujeita a pressões hidrostáticas maiores do que a pressão atmosférica. Quando a água está sob pressões menores do que a pressão atmosférica, seu potencial é negativo, sendo essa pressão negativa denominada sucção. A Figura 2.18 ilustra bem o princípio.

O uso do termo sucção é mais conveniente, segundo Hillel (1971), pois evita a utilização de sinal negativo. Dessa maneira, pode-se tratar de potencial em termos positivos.

A sucção total, ψ_T , pode ser dividida em duas componentes: sucção matricial, ψ_m e sucção osmótica, ψ_o . Assim:

$$\Psi_T = \Psi_M + \Psi_O \quad (2.28)$$

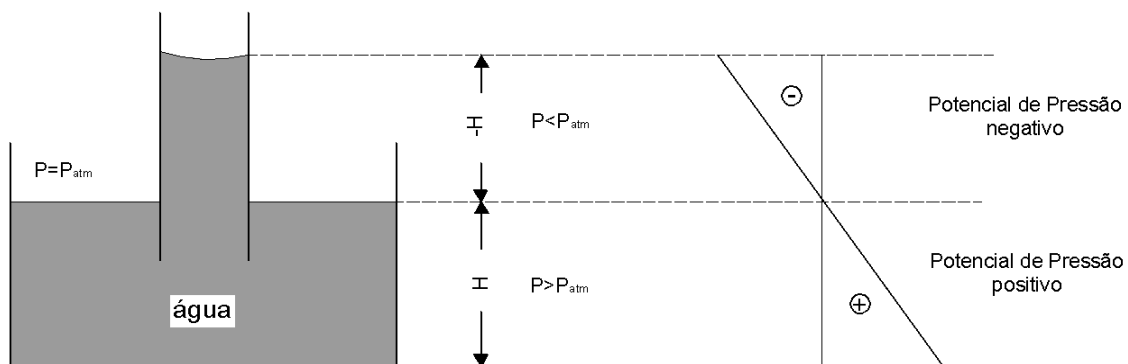


Figura 2.18 - Pressão em relação ao nível d'água em um tubo capilar. (Hillel, 1971 modificado)

A sucção total, que corresponde ao trabalho total das forças de capilaridade, adsorção e osmótica, pode ser definida como a diferença entre a pressão da fase gasosa e da fase líquida como visto anteriormente na equação (2.8).

A sucção matricial corresponde a sucção total quando o líquido contido no solo é idêntico a água padrão, isto é, água pura. Desta forma, resta apenas o efeito da matriz do solo (capilaridade e adsorção).

A sucção osmótica é a sucção total quando o solo está na condição saturada. Neste caso, só o efeito de diferentes concentrações de solutos ocorre uma vez que a componente matricial não existe.

A medição da sucção pode ser feita através de vários métodos. A Tabela 2.4 apresenta um estudo conduzido por Ridley & Wray (1995) com os principais deles. Nesse estudo foram discutidas metodologias, tipos de sucção medidas, vantagens e desvantagens.

A Figura 2.19 mostra ilustração dos conceitos das componentes de sucção segundo Marinho (1997).

A sucção total é definida pela diferença de pressão através de uma membrana semi-permeável que separa água pura do sistema solo/água intersticial.

A sucção mátrica é a diferença de pressão através de uma membrana que separa o sistema solo/água intersticial de uma solução idêntica a da água intersticial, mas, sem solo. A membrana é permeável à solução, mas não as partículas de solo ou ar (Marinho, 1997).

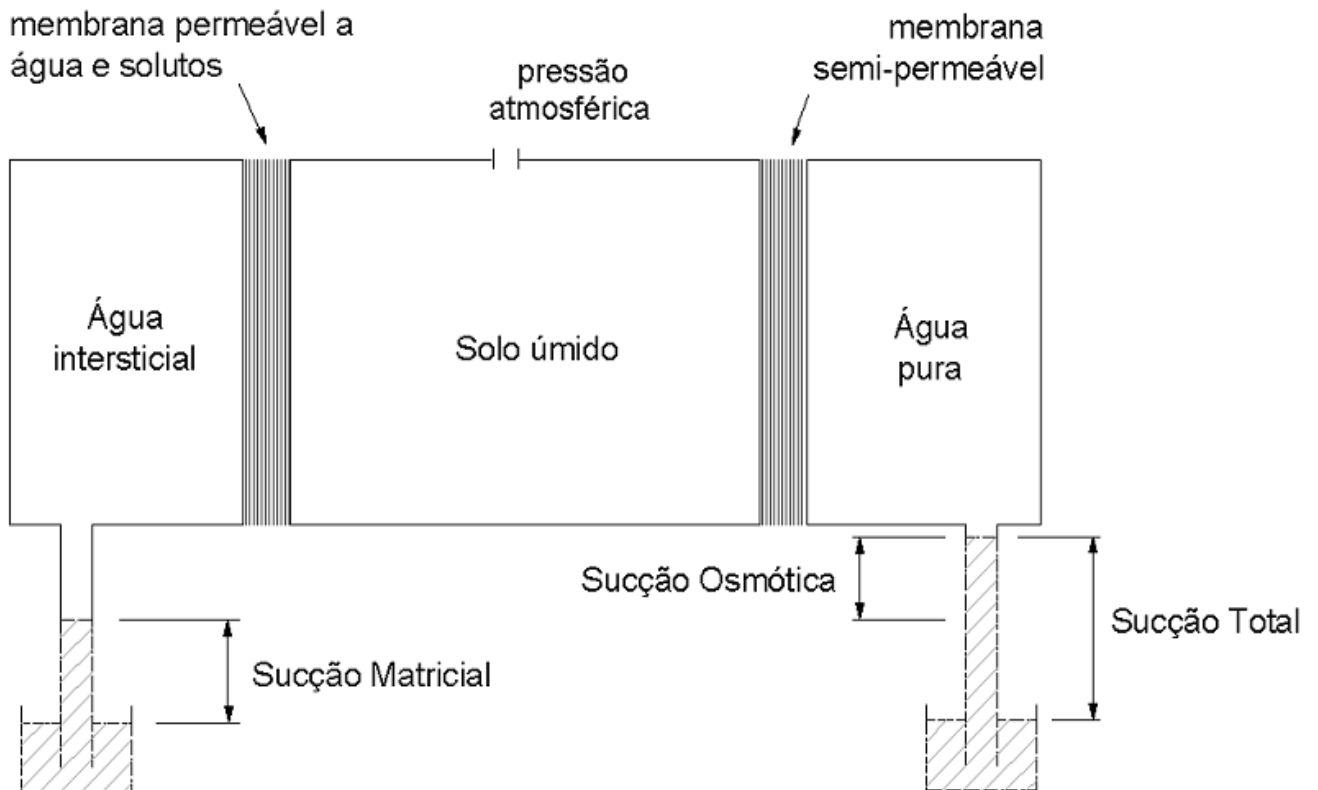


Figura 2.19 - Ilustração dos conceitos de sucção total e mátrica. (Hielel, 1971)

Tabela 2.5 - Método de medida de sucção (Vilar, 2002)

Método de Sucção		Faixa de Medida e tempo aproximado de equilíbrio	Observações
Funil de pedra porosa <i>(matricial)</i>		0 a 70 kPa (Horas)	-sucção é aplicada diretamente à amostra; -bom para baixas sucções onde a precisão das panelas é limitada.
Placa de Pressão <i>(matricial)</i>		0 a 1.500 kPa (Horas)	-emprega a técnica de translação de eixos; -depende da capacidade da pedra porosa (pressão de entrada de ar); - continuidade da fase ar.
Membrana de Pressão <i>(matricial)</i>		até 10.000 (dias)	-emprega a técnica de translação de eixos; -emprega membrana de celulose.
Tensiômetro (matricial)		0 a 70 kPa (minutos)	-tempo de resposta: depende da condutância da pedra porosa; sensibilidade do elemento de medida; -existem tensiômetros baseados em princípios osmóticos; - tensiômetros de alta capacidade (para pressões de -1 atm); tiram partido da elevada resistência à tração da água.
Papel Filtro	Papel-solo em contato <i>(matricial)</i>	30 a 30.000 kPa (7 dias)	-depende do contato entre o solo (pode ser dificuldade); - necessita calibração do papel filtro;
	Papel-solo sem contato <i>(total)</i>	400 a 30.000 kPa (7 a 14 dias)	-evitar formação de fungos; - pesagem (precisão 0,0001 g)
Blocos Porosos <i>(matricial)</i>		10 a 1.000 kPa (semanas)	-baseia-se na condutividade elétrica dos materiais porosos (gesso, fibra de vidro, etc); resistência elétrica (ohms x sucção); -desvantagens: solubilidade do gesso, histerese pronunciada, mais sensível a altas sucções.
Psicrômetros <i>(total/osmótica)</i>		100 a 8.000 kPa (minutos)	- depende de rigoroso controle de temperatura, principalmente nas baixas sucções; mais recomendado para laboratório; -sucção osmótica; mede sucção de extrato da solução do solo (confiabilidade precária).
Sensores de condutividade térmica <i>(osmótica)</i>		todos os valores (minutos)	-condutividade elétrica do extrato da solução; - concentração de solutos; -extrato + psicrômetros: resultados precários.

Método de Sucção	Faixa de Medida e tempo aproximado de equilíbrio	Observações
Equilíbrio da fase vapor <i>(total)</i>	Toda a faixa acima de \approx 400 kPa	-solução com concentração conhecida, umidade relativa, sucção total;
	(dias)	-amostra de solo em dessecador sem contato com a solução até equilíbrio de peso; -equilíbrio demorado.
Princípios osmóticos <i>(matricial)</i>	200 a 1.600 kPa (horas)	-solo em contato com solução com concentração conhecida (umidade relativa conhecida) através de membrana seletiva; -solução de PoliEtilenoGlicol (PEG), peso molecular 20.000; -útil para instalar e controlar sucção em ensaios.

2.8. CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCÇÃO

A curva característica de sucção, ou curva de retenção de água no solo, é a relação entre o teor de umidade volumétrico ou gravimétrico e o valor da sucção. A forma desta curva apresentada está relacionada com a textura, índice de vazios, composição mineralógica, estrutura do solo, histórico de tensões, método de compactação.

Na Figura 2.20 uma curva característica de sucção está representada. 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 e $(\theta_s - \theta'_s)$ é o conteúdo de ar residual entre os processos de secagem e umedecimento. A pressão de entrada de ar representa o diferencial de pressões entre a água e o ar necessário para causar a drenagem do maior poro do solo.

A obtenção da curva característica de sucção é possível através de três formas:

Por secagem: parte-se de uma amostra de solo saturado e aplicam-se sucções cada vez maiores. Medidas sucessivas de tensão umidade são retiradas. Essa curva, também chamada curva de drenagem, é utilizada para descrever fenômenos como casos de evaporação.

Por umedecimento: parte-se de uma amostra de solo seco ao ar e permite-se o umedecimento gradativo por meio da redução de tensão. Essa curva é utilizada para descrever fenômenos como infiltração no solo.

Num terceiro método, pode-se partir de uma umidade intermediária do solo e a partir daí aplicar o processo de drenagem ou de umedecimento.

Cada método de obtenção fornece uma curva contínua mas diferentes, ou seja, a relação sucção-umidade não é unívoca. Esse fenômeno é conhecido como histerese e está representado na Figura 2.21. (Reichardt, 1985)

Segundo Hillel (1971) e Reichardt (1985), o fenômeno da histerese pode ser atribuído principalmente a geometria não uniforme dos poros, efeito do ângulo de contato, ar ocluso, fenômenos de expansão e ressecamento. Outro fator relevante é o nível de gravidade, g .

Existe influência da histerese em propriedades dos solos como a permeabilidade. Neste caso, a histerese é relevante quando se avalia a função condutividade hidráulica em função da sucção matricial. No entanto, segundo Fredlund & Rahardjo (1993), quando se relaciona o coeficiente de condutividade hidráulica com o teor de umidade volumétrico não se observa praticamente nenhuma histerese.

A Figura 2.22 mostra que dependendo da distribuição dos poros do material, as curvas características de sucção podem apresentar formas diferentes. Enquanto as curvas (a) e (b) representam materiais com distribuição granulométrica uniforme, a curva (c) representa um material com dois tamanhos de poros preferenciais e a curva (d) um material com elevado número de poros preferenciais (Marinho, 2005).

O que se verifica, em geral, é a similaridade entre a forma da curva (d) e curva de solos argilosos. Já em solos residuais jovens, a curva apresenta degraus como a curva (c) (Hernandez Moncada, 2008).

Fato é que nenhum método cobre toda a faixa de variação de sucção satisfatoriamente. Assim, para a obtenção da curva característica de sucção de um material, vários métodos são necessários.

Formulações empíricas propostas por diversos autores também são utilizadas para a obtenção da curva característica de sucção. Brooks & Corey (1964) foram os primeiros a propor uma equação para definir a forma da curva característica dada por (2.29) :

$$\Theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda \quad (2.29)$$

onde:

$$\Theta = \frac{(\theta - \theta_R)}{(\theta_S - \theta_R)} \quad (2.30)$$

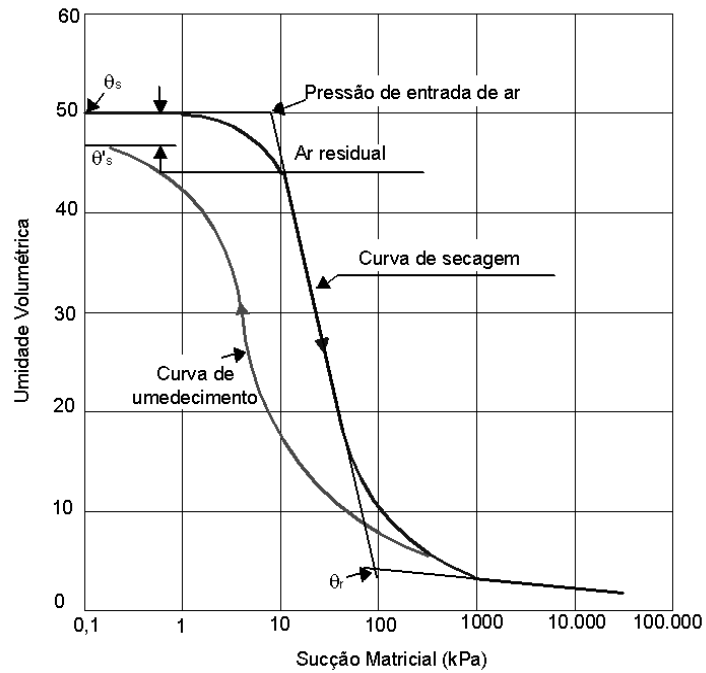


Figura 2.20 - Curva característica de sucção típica (Fredlund & Xing, 1994)

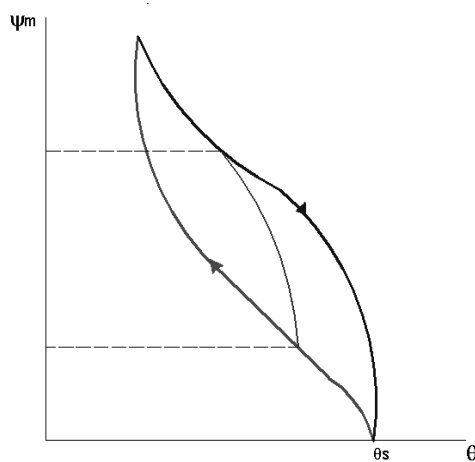


Figura 2.21 - Histerese em Curva característica de sucção (Reichardt, 1985)

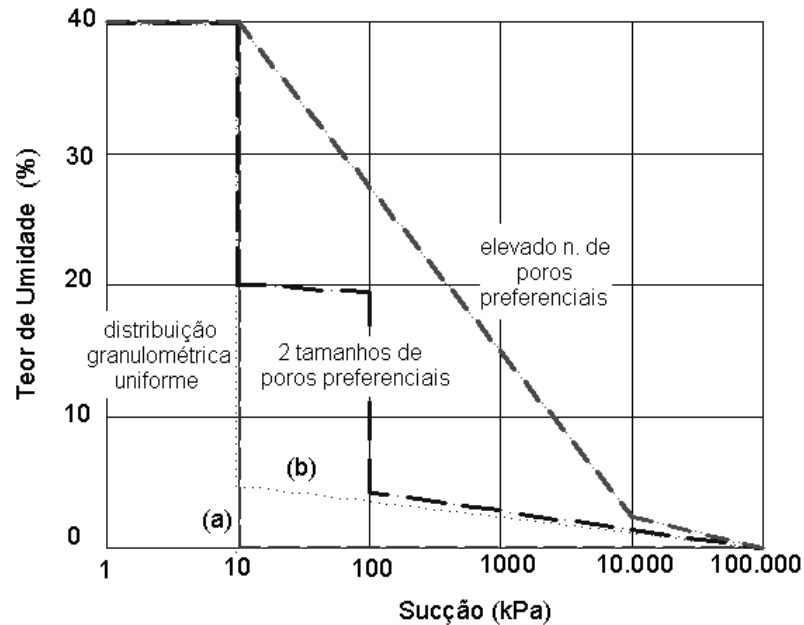


Figura 2.22 - Forma geral da curva característica de sucção de acordo com a distribuição de poros. (Marinho, 2005)

Ψ é a sucção;

ψ_b é o valor de entrada de ar;

θ_R é o conteúdo de umidade volumétrico residual;

θ_s é o conteúdo de umidade volumétrico saturado;

λ é um índice relacionado à distribuição de tamanhos de poros.

A curva característica de sucção representa uma ferramenta essencial na análise do comportamento dos solos não saturados, sendo utilizada para obtenção de vários parâmetros.

Segundo Leong & Rahardho (1997) várias equações tem sido propostas para o ajuste dos dados da curva característica de sucção ou curva de retenção. A Tabela 2.5 mostra equações descritas pelo autor com vários parâmetros desconhecidos a serem determinados. Por serem em sua maioria equações empíricas, estes parâmetros podem ter grande faixa de variação, modificando a forma da curva de retenção. Quase todas as formulações são derivadas da seguinte equação genérica:

$$a_1 \theta^{b_1} + a_2 e^{a_3} \cdot \theta_{b_1} = a_4 \psi^{b_z} + a_5 e^{a_6} \cdot \psi_{b_z} + a_7 \quad (2.31)$$

Devido a versatilidade e o ajuste as mesmas à maioria dos solos, as equações propostas por Van Genuchten (1980) e por Fredlund & Xing (1994) são representadas respectivamente nas equações (2.32) e (2.33) não mais em termos da umidade normalizada, Θ .

$$\theta_w = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (2.32)$$

$$\theta_w = \theta_s C(\psi) \left[\frac{1}{\ln \left(e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m \quad (2.33)$$

$$C(\psi) = 1 - \frac{\left[\ln \left(1 + \psi / \psi_r \right) \right]}{\left[\ln \left(1 + 10^6 / \psi_r \right) \right]}$$

$\theta_w, \theta_s, \theta_r$ são os teores de umidade volumétrica a uma sucção (ψ), cm^3/cm^3 .

ψ é a sucção para qual se deseja obter a umidade

ψ_r é a sucção correspondente à umidade volumétrica residual, kPa

$C(\psi)$ é o fator de correção da equação de Fredlund & Xing (1994)

α, m, n são parâmetros de ajuste da equação de van Genuchten (1980) – $[\alpha]=1/\text{kPa}$

α, m, n são parâmetros de ajuste da equação de Fredlund & Xing (1994) – $[\alpha]=\text{kPa}$

10^6 é o valor limite de sucção para qualquer tipo de solo segundo Fredlund & Xing, kPa.

Tabela 2.6 - Equações de ajuste para curva característica de sucção (Leong & Rahardjo, 1997)

<i>Equação</i>	<i>Simplificações</i>	<i>Termos Auxiliares</i>	<i>Origem</i>
$\Theta = \left(\frac{\psi}{\psi_b} \right)^\lambda$	$a_2=a_5=a_7=0$	$b_2 = -\lambda$ $a_4/a_1 = \psi_b^\lambda$	Brooks & Corey (1964)
$\ln \Theta = A + B \ln \Psi$		$A = \ln(a_4/a_1)$ $B = b_2$	Williams et al. (1983) para solos australianos
$\Theta = A \exp(\alpha_6 \cdot \Psi - B)$	$a_2=a_4=a_7=0$ $b_1 = b_2 = 1$	$a_5/a_1 = A \exp(-B)$	Mc Kee & Bumb (1984) "Boltzman distribution"
$\Theta = \frac{1}{1 + A \exp(\alpha_6 \cdot \Psi - B)}$	$a_2=a_4=0$ $b_1 = -1$ $b_2 = 1$	$a_5/a_1 = A \exp(-B)$	Mc Kee & Bumb (1984) "Boltzman distribution" - aperfeiçoamento do ajuste
$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \cdot \Psi)^n} \right]^m$	$a_2=a_5=0$ $a_1=a_7=0$ $a, n = \text{constantes}$	$a_4/a_1 = \alpha^n$ $b_1=m$ $b_2=n$	van Genuchten (1980)
$\Theta = \left[\frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{\alpha} \right)^n \right]} \right]^m$	$a_1=a_5=0$ $a_3=1$	$a_7/a_1 = e = \text{base}$ natural dos logaritmos $a_4/a_2 = (1/a)^{b_2}$ $b_1=m$ $b_2=n$ $a, n \text{ e } m =$ constantes	Fredlund & Xing (1994)
$\Psi = \Psi_{or} \cdot \exp[\alpha \cdot (1 - \Theta)]$	$a_1=a_5=a_7=0$ $b_1 = b_2 = 1$	$\Psi_{or} = \text{valor da}$ entrada de ar $\alpha = \text{constante}$	Farrel & Larson (1972)
$\Theta = C(\Psi) \left[\frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\Psi}{\alpha} \right)^n \right]} \right]^m$		$C(\Psi) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1.000.000}{\Psi_r} \right)}$	Fredlund & Xing (1994) Introduz o fator de correção $C(\Psi)$

2.9. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Segundo Klute & Dirkse (1986), a condutividade hidráulica do solo é uma medida de sua capacidade de transmitir água, enquanto a curva característica representa a capacidade de armazenamento de água do solo. A condutividade

hidráulica e a curva característica do solo servem para determinar o comportamento do fluxo d'água no solo.

Quando um solo saturado perde água até se tornar não saturado, há a substituição gradual da água pelo ar nos poros deste solo. Com a perda de umidade verificada, pode ocorrer a retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica. (Richards, 1974)

Fredlund & Rahardjo (1993) citam que em solos não saturados, a permeabilidade é significativamente afetada pelas mudanças no índice de vazios e no grau de saturação (ou teor de umidade).

A relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e o grau de saturação é denominada função condutividade hidráulica. (Marinho, 2005)

Em solos saturados, o cálculo da condutividade hidráulica se dá através de vários tipos de ensaios de campos e ensaios de laboratório. Os principais ensaios de laboratório utilizados são: (a) permeâmetro de carga constante; (b) permeâmetro de carga variável; (c) ensaio de adensamento.

2.9.1. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS NÃO SATURADOS

O fluxo de água não saturado é aquele que ocorre no solo em condições de umidade inferiores à de saturação. Assim, tanto água como ar se movimentam devido as influências dos potenciais presentes num solo não saturado. (Alfaro Soto, 1999)

Considera-se o fluxo não saturado como descrito pela Lei de Darcy. A diferença é que a condutividade não saturada $k(\psi)$ não é constante e varia em função do grau de saturação ou sucção. Richards (1931) e Childs-George (1950) confirmam a aplicação satisfatória desta consideração. A Lei de Darcy para fluxo não saturado pode ser expressa como a equação (2.34):

$$v = -k(\psi)i \quad (2.34)$$

Onde:

$k(\psi)$ condutividade não saturada (m/s);

ψ sucção do solo (kPa);

v quantidade de fluxo não saturado que equivale à velocidade (ou densidade) de descarga (m/s);

i gradiente hidráulico;

z coordenada de posição (m);

γ_w peso específico da água ;

h potencial total do solo (m).

A energia potencial pode ser dividida em potencial gravimétrico (h^e) e potencial de pressão (h^p). Assim, $h = h^e + h^p$.

Considerando $h^e = z$ e $h^p = -\frac{\psi}{\gamma_w}$ tem-se o gradiente hidráulico $\frac{\partial h}{\partial z}$ igual a:

$$\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(z - \frac{\psi}{\gamma_w} \right) = 1 - \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi}{\partial z}$$

$$v = -k(\psi) \left(1 - \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \quad (2.35)$$

Pela equação da continuidade, a passagem de fluxo dv num volume de controle na direção dz é equivalente a:

$$-\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.36)$$

Que substituindo a equação (2.17) em (2.18), tem-se que:

$$\frac{\partial v}{\partial z} \left(k(\psi) \left(1 - \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.37)$$

Desenvolvendo temos a Equação de Richards em (2.38):

$$\left(1 - \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \frac{\partial k}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial z} - \frac{k(\psi)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (2.38)$$

$\theta(\psi)$ curva característica de sucção do solo;

$k(\psi)$ curva de condutividade hidráulica do solo;

A obtenção da condutividade hidráulica em solos não saturados é realizada por meio de métodos diretos e indiretos. Os métodos diretos para obtenção da condutividade hidráulica em solos não saturados podem ser ensaios de laboratório e ensaios de campo. Ambos os ensaios podem ser realizados em regime permanente ou em regime transiente. Os ensaios de laboratório podem ser executados em amostras indeformadas ou em amostras amolgadas sob condições controladas. (Hernandez Moncada, 2008)

Os métodos indiretos utilizam as propriedades massa-volume do solo e a curva de retenção. A utilização da curva de retenção para obtenção do coeficiente de permeabilidade não saturado é uma medida indireta baseada na distribuição randômica dos poros no solo tratada estatisticamente para cálculo da probabilidade de ocorrência de pares seqüenciais de cada um dos possíveis tamanhos. (Childs & Collis-George, 1950)

A Tabela 2.7 mostra uma série de expressões empíricas para a determinação da condutividade hidráulica dos solos.

Tabela 2.7- Condutividade hidráulica – Alonso et al. (1987); Fredlund, Xing & Huang (1994)

Função Condutividade Hidráulica	Referências
$k = a\psi + b$	Richards (1931)
$k = k_s [(S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru})]^3$	Irmay (1954)
$k = a\psi^{-n}$	Wind (1955)
$k = k_s [(S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru})]^4$	Corey (1957)
$k_r = \exp(-a\psi)$	Gardner (1958)
$k = \frac{k_s}{a\psi^n + 1}$	Gardner (1958)
$k = k_s [1 - n(1 - S_r)]$	Scott (1963)
$k = k_s \text{ para } \psi \leq \psi_{aev}$	Brooks & Corey (1964)

Função Condutividade Hidráulica	Referências
$k_r = \left(\frac{\psi}{\psi_{aev}}\right)^{-n}$ para $\psi \geq \psi_{aev}$	Brooks & Corey (1964)
$k = k_s$ para $\psi \leq \psi_{aev}$	Ritjema (1965)
$k_r = \exp[-\alpha(\psi - \psi_{aev})]$ para $\psi_{aev} \leq \psi \leq \psi_1$	Ritjema (1965)
$k = k_1 \left(\frac{\psi}{\psi_1}\right)^{-n}$ para $\psi > \psi_1$	Ritjema (1965)
$k = k_s S_r^n$	Brutsaert (1968)
$k = k_s \exp[\alpha - (\theta - \theta_s)]$	Davidson et al. (1969)
$k = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^n$	Campbell (1973)
$k = k_s (\Theta)^{1/2} \left\{1 - \left[1 - (\Theta)^{1/m}\right]^m\right\}^2$	Van Genuchten (1980)
$k = k_s [(S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru})]^{3,5}$	Kovacs (1981)
$k = k_s S_e^n \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m\right]^2$	Nielsen et al. (1986)

Onde:

k	coeficiente de condutividade hidráulica não saturada;
k_s	coeficiente de condutividade hidráulica saturada;
$k_r = k/k_s$	coeficiente de condutividade hidráulica relativa;
$\Theta = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$	umidade volumétrica normalizada;
Θ_s	teor de umidade volumétrica saturada;
Θ_r	teor de umidade volumétrica residual;
Ψ_{eav}	sucção no "air entry";
Ψ_1	sucção residual;
k_1	coeficiente de condutividade hidráulica para $\psi = \psi_1$;
a, b, n, m, α	constantes;
S_r	grau de saturação;
S_{ru}	grau de saturação residual;
S_{rs}	grau de saturação de campo;
$S_e = (S_r - S_{ru}) / (S_{rs} - S_{ru})$	grau de saturação efetiva.

2.9.1.1. TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

Lu & Likos (2004) apresentam algumas técnicas para a obtenção da condutividade hidráulica em solos não saturados classificadas como métodos de laboratório ou métodos de campo e realizados em regimes permanente ou transiente. Métodos de laboratório são conduzidos em amostras deformadas e indeformadas sob condições de tensão e contorno controladas. Métodos de campo são conduzidos in situ para que a tensão e estrutura do solo sejam representativas, ainda que mais difícil de quantificar. Para técnicas de ensaio em estado permanente, o fluxo, o gradiente e o teor de umidade do sistema solo-água são constantes com o tempo. Para técnicas transientes, cada um destes parâmetros varia com o tempo.

Técnicas em regime permanente assumem a validade da Lei de Darcy para fluxo não saturado, onde a condutividade hidráulica correspondente a um valor específico de sucção ou teor de umidade é calculada a partir de medições de fluxo ou gradiente hidráulico para um fluxo conhecido. Técnicas transientes apóiam-se na resolução da equação que governa o fluxo transiente para sistemas de fluxo unidimensionais sob condições de contorno controladas a partir de medições de fluxo ou perfis de umidade em tempo e espaço conhecidos. A maioria das técnicas e processos de análise associadas assume que a matriz de solo não deforma significativamente quando há a variação da sucção mátrica ou grau de saturação.

Análises destas técnicas são detalhadas na literatura (Klute, 1965, 1972; Oslon and Daniel, 1981; Klute and Dirksen, 1986; Dirksen, 1991; Stephens, 1994; Benson and Gribb, 1997).

2.9.1.1.1. TÉCNICAS EM REGIME PERMANENTE (STEADY-STATE FLOW)

Carga Constante

Um dos métodos mais antigos e comuns para a obtenção em laboratório da condutividade hidráulica não saturada é o método da carga constante. Semelhante aos ensaios aplicados em solos saturados, este método é executado mantendo uma carga hidráulica constante através do corpo de prova e medindo a vazão que passa pela

amostra para essa determinada carga em fluxo permanente. A sucção matricial é mantida constante ao longo do ensaio e, em geral, utilizando a técnica de translação de eixos.

A técnica de carga constante tem sido utilizada por diversos pesquisadores (ex. Corey 1957; Klute, 1972; Huang et al., 1998). A Figura 2.23 mostra um esquema geral do sistema para a medição da condutividade hidráulica em solos não saturados utilizando o método. A diferença de carga total Δh_t é mantida constante ao longo do corpo de prova usando um sistema de buretas ou dois frascos de Mariotte.

A vantagem principal desta metodologia está na simplicidade em relação à montagem e análise de resultados. Suas limitações são o período de tempo prolongado para se atingir o regime permanente e a necessidade de se medir vazões muito pequenas.

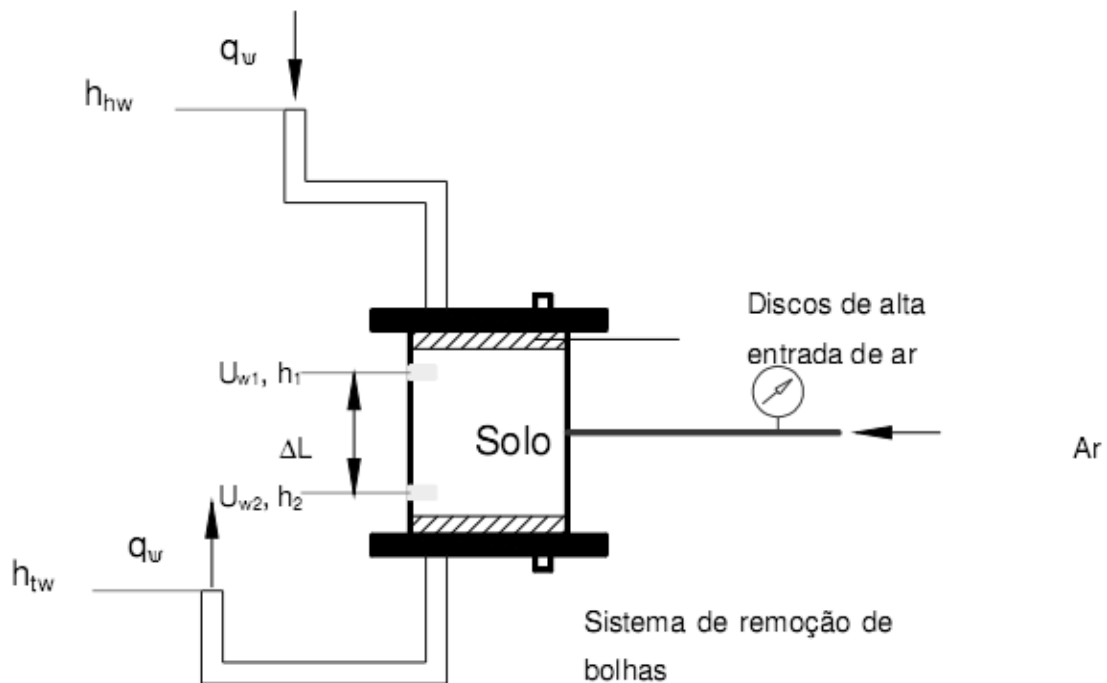


Figura 2.23 - Permeômetro para solos não saturados usando a técnica de carga constante. (Lu & Likos, 2004). In: Hernandez Moncada, 2008.

Vazão Constante

A técnica consiste na aplicação de vazões conhecidas e a medição do gradiente hidráulico gerado nas extremidades da amostra. Neste método não há o problema na medição de vazões muito pequenas, uma vez que estas são controladas através de bombas de fluxo (elétricas ou mecânicas) que permitem a aplicação de vazões de até 10^{-7} cm³/s ou 0,01cm³/dia. Esta técnica surgiu como uma opção para reduzir o tempo necessário para atingir o regime permanente.

A Figura 2.24 apresenta o aparato desenvolvido por Olsen et al. (1994) onde uma bomba bidirecional (P) é usada para injetar e extrair água a vazões iguais em ambas extremidades do corpo de prova (S). A utilização deste tipo de bomba permite reduzir o tempo necessário para atingir o regime permanente. O pedestal e o top-cap têm pedras porosas de alta entrada de ar. Na pedra porosa do topo existe um furo com uma pedra porosa grossa para aplicar a pressão de ar (PR). O teor de umidade do corpo de prova é controlado com uma segunda bomba unidirecional (W) que permite extrair ou injetar água na base do corpo de prova. Existem no sistema três transdutores diferenciais (M, N e Q), cada um deles tem um de seus lados ligado à base do corpo de prova. O outro lado do transdutor M mede a pressão de água no topo, para determinar a perda de carga do sistema. O outro lado do transdutor Q monitora a pressão de ar no topo, para medir a sucção. O transdutor (N) monitora as diferenças entre a pressão confinante e a pressão na base do corpo de prova. Há também um regulador de pressão (DPR) que permite manter constante a diferença entre o valor da pressão de ar e o da pressão confinante.

O transdutor diferencial (Q) é o responsável pela verificação do equilíbrio da sucção. No instante em que este equilíbrio é atingido, a bomba bidirecional é acionada e a diferença de pressão induzida, pela vazão, é medida. A permeabilidade é calculada por meio da Lei de Darcy. A função de permeabilidade é obtida aumentando ou diminuindo o conteúdo de umidade da amostra. Segundo Olsen et al (1994), o tempo necessário para atingir o equilíbrio é de minutos para materiais com valores de $k > 10^{-6}$ cm/s, de horas para valores de k entre 10^{-7} e 10^{-9} cm/s e de dias para materiais com valores de permeabilidade na faixa de 10^{-10} até 10^{-11} cm/s.

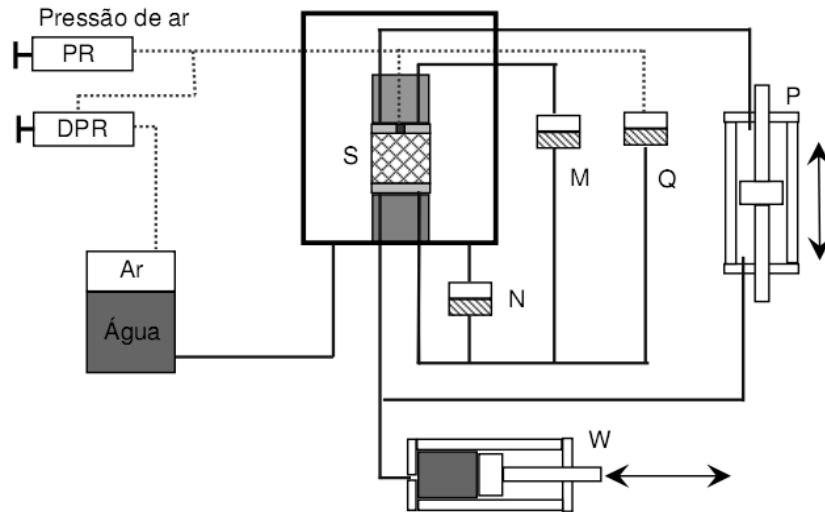


Figura 2.24 - Permeâmetro para solos não saturados com aplicação da técnica de vazão constante. (Lu & Likos, 2004). In: Hernandez Moncada, 2008.

2.9.1.1.2. TÉCNICAS SOB REGIME TRANSIENTE (UNSTEADY-STATE FLOW)

Perfil Instantâneo

Lu & Likos (2004) apresentam os ensaios de infiltração e drenagem em colunas de solo. Um dos mais utilizados é o método do perfil instantâneo, que consiste em induzir um fluxo transiente na coluna de solo e medir os perfis de umidade e/ou sucção gerados.

Esta técnica pode ser utilizada em campo ou em laboratório. É estimado o volume de água que flui de um ponto a outro num determinado intervalo de tempo a partir das medições de variações do perfil de umidade com o tempo. Da mesma forma, o gradiente é calculado a partir das variações do perfil de sucção com o tempo.

O fluxo ocorre sob condições de contorno conhecidas ou controladas em ambas ou em uma das extremidades da coluna de solo. Os processos podem ser de umedecimento ou de secagem. A Lei de Darcy é considerada válida para calcular a permeabilidade a partir dos perfis de volume de água e de gradiente hidráulico.

Equipamentos de laboratório para executar este ensaio foram desenvolvidos por diversos pesquisadores. Watson (1966) efetuou ensaios de secagem usando a drenagem por gravidade; Richards and Weeks (1953) também executaram ensaios de secagem (desorption) pela aplicação de sucção; Overman and West (1972) aplicaram fluxo, e Wind (1968), Ayra et al. (1975) e Meerdink et al. (1996) trabalharam com ensaios de evaporação em salas com temperatura controlada. Hamilton et al. (1981) trabalharam adicionando água através de vazões controladas, da mesma forma que diversos outros pesquisadores (e.g. Daniel, 1983; Chui and Shackelford, 1998; Vanapalli et al., 2006). Um esquema de um sistema utilizado neste tipo de ensaio está mostrado na Figura 2.25.

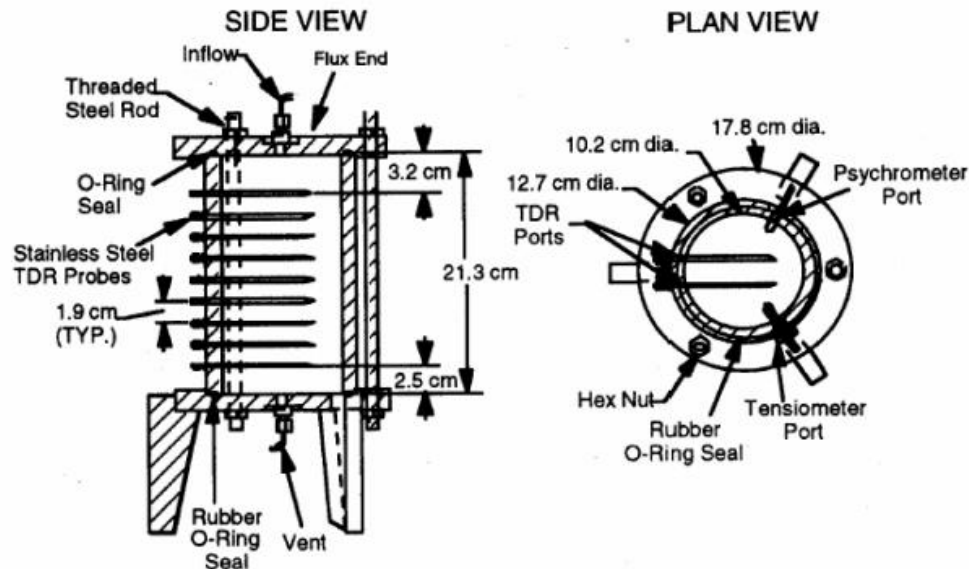


Figura 2.25 - Permeômetro utilizado por Meerdink et al. (1996)

Nos “Outflow methods” os ensaios são executados em placas de pressão. Eles podem ser classificados em três tipos: vazão em passos múltiplos (Gardner, 1956), vazão de passo único (Gardner, 1962), vazão constante (Salehzadeh and Demond, 1994). Nestes ensaios é aplicado um acréscimo no valor de sucção matricial e registra-se o volume de água que sai do corpo de prova. A classificação depende de como esse incremento de sucção é aplicado, ou seja, em pequenos acréscimos (de maneira discreta ou contínua) ou em um único e grande acréscimo.

Para o cálculo da permeabilidade utilizam-se diferentes soluções da equação de Richard e o valor da permeabilidade obtida por estes métodos sempre responde a uma trajetória de secagem.

A maior vantagem das técnicas em regime transiente em relação as técnicas sob regime permanente, é o tempo necessário para a execução dos ensaios. Entre as limitações pode citar-se que não existe controle do estado de tensões nem da variação de volume do corpo de provas, além de não existir dados consistentes comparando os valores obtidos com estes ensaios com os obtidos por ensaios em regime permanente (e.g. Gardner, 1956; Fujimaki & Inoue, 2003).

2.9.1.2. MÉTODO DA CENTRÍFUGA

Entre todas as metodologias de ensaio propostas para avaliar a condutividade hidráulica de solos não saturados, as metodologias baseadas no fluxo centrífugo estão gradualmente ganhando mais atenção dos engenheiros envolvidos em projetos geo-ambientais devido ao menor período de tempo necessário para a estimativa da condutividade hidráulica.

O uso da centrífuga para induzir o estado não saturado numa amostra de solo não é recente. Ensaio com a drenagem do solo usando fluxo centrífugo é desde muito tempo reconhecido como um método válido e eficiente para a determinação da curva característica de sucção. Briggs and McLane (1907) and Russell and Richards (1938) propuseram metodologias para estimar a curva de retenção usando a centrífuga. Basicamente, a metodologia proposta consistiu em drenar um solo inicialmente saturado sob uma determinada gravidade induzida. Teores de umidade mais baixos podem ser rapidamente atingidos através do aumento da gravidade induzida aplicada. O decréscimo na umidade do solo é então relacionado ao aumento correspondente na magnitude de sucção do solo. Gardner (1937), interessado em avaliar o efeito da gravidade induzida sobre o potencial mátrico do solo, realizou vários ensaios com papel filtro na centrífuga, com amostras de solo postas sobre uma superfície de água livre. O potencial mátrico do solo foi avaliado depois do equilíbrio hidráulico atingido e relacionado a gravidade induzida aplicada. O trabalho de Gardner (1937) mostrou claramente que existe uma relação entre o potencial mátrico do solo e a gravidade induzida aplicada sobre a amostra.

Outros pesquisadores (Hassler and Brunner, 1945; Croney et al., 1952) buscaram induzir sucções nas extremidades das amostras de solo por meio de discos ou cilindros cerâmicos.

Corey (1977), trabalhando com amostras de solo submetidas a drenagem livre durante o fluxo centrífugo, observou que o gradiente de pressão negativa induzido na amostra de solo age para dentro, uma vez que a força centrífuga induz o fluxo de água na direção contrária (para fora). Corey (1977) percebeu que a pressão capilar induzida na amostra de solo varia ao longo do comprimento da amostra, de zero na extremidade externa (aberta para a atmosfera), para um valor máximo na extremidade interna da amostra. O autor conclui que para cada velocidade angular, a amostra drena até a força capilar igualar a força centrífuga induzida sobre as moléculas de água.

Recentemente, Khanzode et al. (2002) trabalhou na determinação da curva característica de sucção para uma única gravidade induzida ensaiando, simultaneamente, várias amostras de solo anexadas a diferentes discos cerâmicos. A idéia principal foi induzir diferentes magnitudes de sucção em cada amostra simultaneamente. Os resultados, entretanto, não mostraram precisão quando comparados aos resultados obtidos por meio de placa de pressão e tempe cell. Embora os autores sugiram a necessidade de estudos complementares para analisar a influência da gravidade induzida sobre a sucção do solo, uma análise cuidadosa da metodologia aplicada por Khanzode et al. (2002) indica que não foi assegurada que as amostras de solo ensaiadas na centrífuga tiveram densidades iniciais e teores de umidade idênticos àqueles correspondentes às amostras ensaiadas na placa de pressão e tempe cell. Estas diferenças podem levar a curvas características de sucção completamente diferentes daquelas obtidas com outras metodologias.

Embora a primeira tentativa de obtenção da curva de retenção usando centrífuga tenha sido realizada um século atrás, a determinação da condutividade hidráulica não saturada por meio de fluxo centrífugo é consideravelmente mais recente. Nimmo et al. (1987), usando simulação numérica de fluxo permanente centrífugo, mostrou que há uma região na amostra de solo que está sujeita a fluxo não saturado sob gradiente hidráulico unitário. Baseados nos resultados desta modelagem, o autor propõe a estimativa direta da condutividade hidráulica não saturada de uma magnitude de velocidade de descarga alcançada durante o vôo. A Função-k pode ser estimada

correlacionando a condutividade hidráulica não saturada com o respectivo teor de umidade (ou magnitude de sucção) medida ao longo do comprimento da amostra submetida a gradiente hidráulico unitário.

Nimmo et al. (1987), Wright et al. (1994) e Conca & Wright (1994) mostraram boa concordância entre os resultados obtidos por meio destas metodologias em comparação àqueles estimados pelos modelos matemáticos previstos com base na curva de retenção e propostos por van Genuchten (1980) e Mualen (1976). As Figuras 2.26 e 2.27 mostram detalhes dos equipamentos utilizados por Nimmo (1987) e Conca & Wright (1994) respectivamente.

Estudo de modelagem em centrífuga tem sido uma ferramenta importante para verificar a condutividade hidráulica, possíveis mecanismos de transporte e investigar diferentes problemas em engenharia ambiental (Poulose et al 2000; Singh e Gupta, 2000).

Singh et al. (2001) e Singh et al. (2002) utilizaram uma centrífuga de pequena escala para criar um estado não saturado no solo em regime transiente para determinar a condutividade hidráulica do solo não saturado. Várias amostras compactadas com 35 mm de diâmetro e 60 mm de altura foram submetidas a diferentes níveis de aceleração, N (50, 75, 100 e 125g) e períodos de tempo (15, 30, 60, 120, 240, 480 e 960 min). No final de cada etapa, cada amostra foi cortada em seis camadas para medição do teor de umidade. A sucção foi determinada pela formulação de Corey (1977) e a maior magnitude alcançada foi de 71 kPa. Para a avaliação da condutividade hidráulica, a velocidade de Darcy foi obtida pela aplicação da lei da conservação de massa entre dois pontos específicos, levando em conta o intervalo de tempo de centrifugação e a variação média do teor de umidade volumétrico ao longo da amostra para cada nível de aceleração. A condutividade hidráulica é determinada dividindo-se a velocidade de Darcy pelo gradiente hidráulico (relação entre a variação de sucção e comprimento da amostra). O teor de umidade normalizado correspondente a 960 minutos de centrifugação para N = 100 e 125 foram utilizados para obtenção da condutividade hidráulica não saturada da amostra de solo. O intervalo de tempo e os níveis de aceleração foram escolhidos devido à observação do estado não saturado uniforme do solo nas variáveis mencionadas. No entanto, um procedimento de ensaio e uma metodologia capaz de utilizar um único par de amostras de solo a ser submetido a

todas as fases seria uma contribuição sólida para a prática da engenharia. Além da praticidade, há a possibilidade de se testar diferentes tipos de solo no mesmo programa de ensaios, minimizar as preocupações relacionadas à heterogeneidade da amostra e facilitar ensaios com amostras de solo sob diferentes condições, principalmente indeformadas. Um procedimento de ensaio capaz de atingir maiores magnitudes de sucção e controlar o volume de água que flui pela amostra. Além disso, seria de fundamental importância o desenvolvimento de um critério, relacionando volume de água versus tempo, para estimar o período de tempo de equilíbrio para cada nível de aceleração.

Dell'Avanzi et al (2004), trabalhando com soluções analíticas de fluxo centrífugo não saturado, mostrou que o comprimento da amostra submetida a fluxo não saturado sob gradiente hidráulico unitário depende da relação entre o comprimento da amostra e o raio da centrífuga. Se o comprimento da amostra é maior do que 1/10 do comprimento do raio da centrífuga, a região próxima a extremidade superior da amostra tende a apresentar uma diminuição na sucção do solo devido à variação da força centrípeta ao longo do raio da centrífuga. Esta situação pode levar a valores errôneos da Função-k como discutido por Dell'Avanzi (2006). Assim, para determinar o comprimento da amostra submetido a um fluxo centrífugo sob gradiente hidráulico unitário, o ensaio deve incluir apropriada instrumentação em voo capaz de medir a sucção mátrica e teor

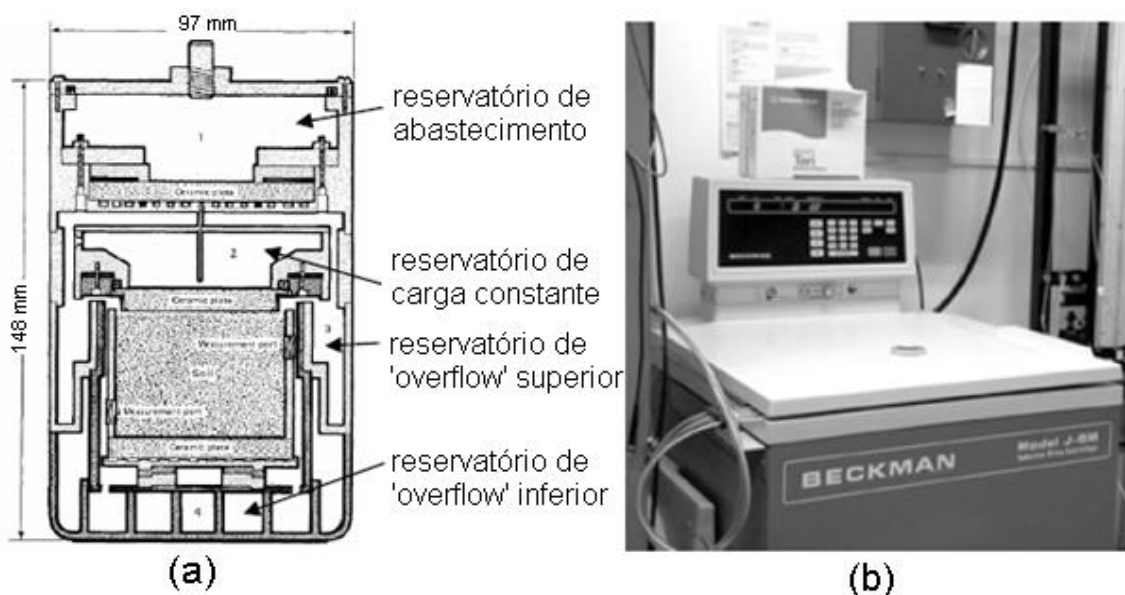


Figura 2.26 – Nimmo et al. (1987): (a) permeâmetro; (b) centrífuga *In: McCartney (2007)*

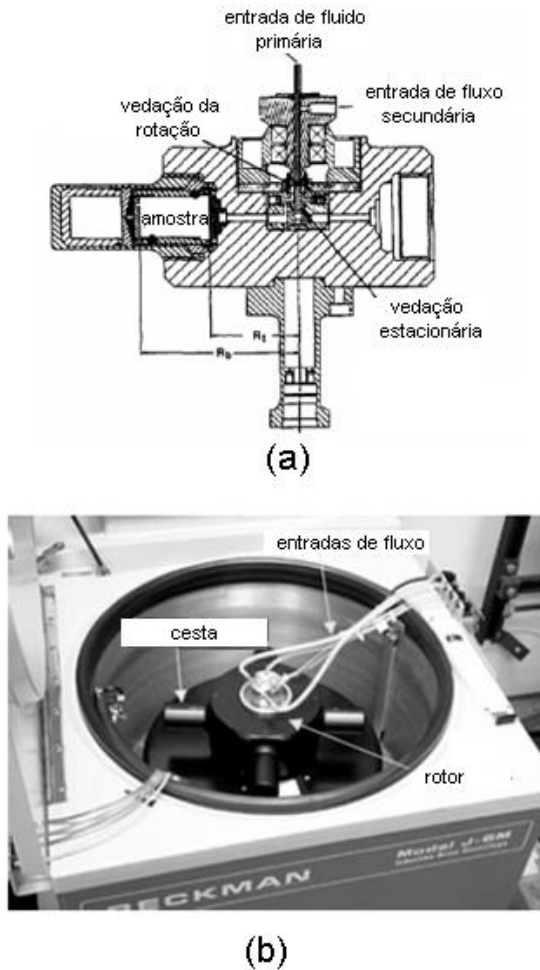


Figura 2.27 – Conca and Wright (1994): (a) esquema do permeâmetro; (b) centrífuga *In: McCartney (2007)*

de umidade durante o ensaio. Esta necessidade induz a setups consideravelmente grandes e equipamentos centrífugos caros e sofisticados como aqueles utilizados por Dell'Avanzi, 2004 (Figura 2.28) e McCartney, 2007.

McCartney & Zornberg (2010), trabalhando com amostras de solo compactadas, apresentaram resultados de medições simultâneas da curva característica de sucção e da Função-k, onde eles concluíram que a obtenção experimental da Função-k pode diferir em até duas ordens de grandeza em relação a Função-k obtida a partir de modelos matemáticos de previsão (Figura 2.30). Assim, as pesquisas realizadas indicam que o fluxo centrífugo tende a seguir a trajetória de secagem da curva característica de sucção e as estimativas experimentais da condutividade hidráulica de solos não saturados podem divergir consideravelmente em relação a tendência proposta pelos modelos matemáticos.

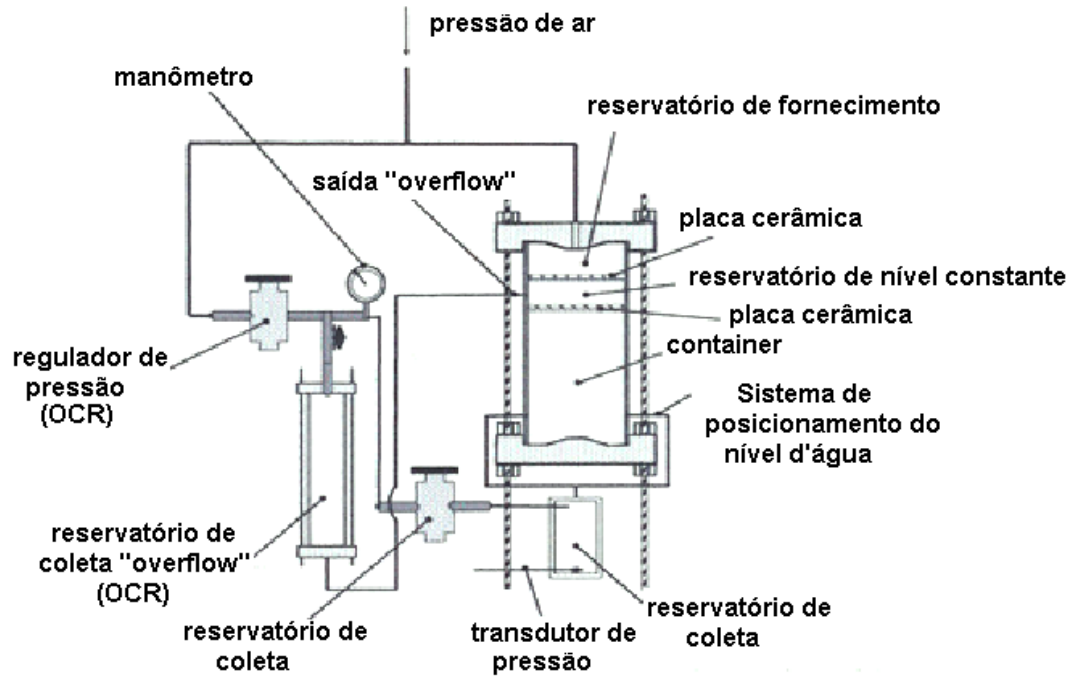


Figura 2.28 – Esquema geral do permeâmetro. (Dell'Avanzi, 2004)

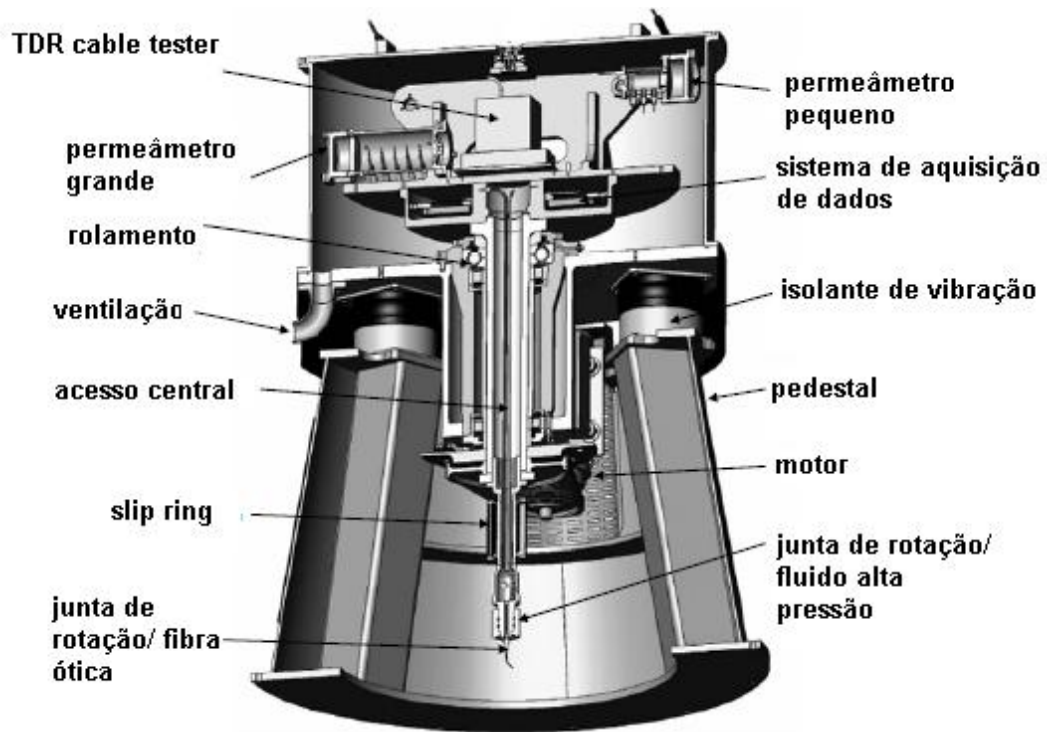
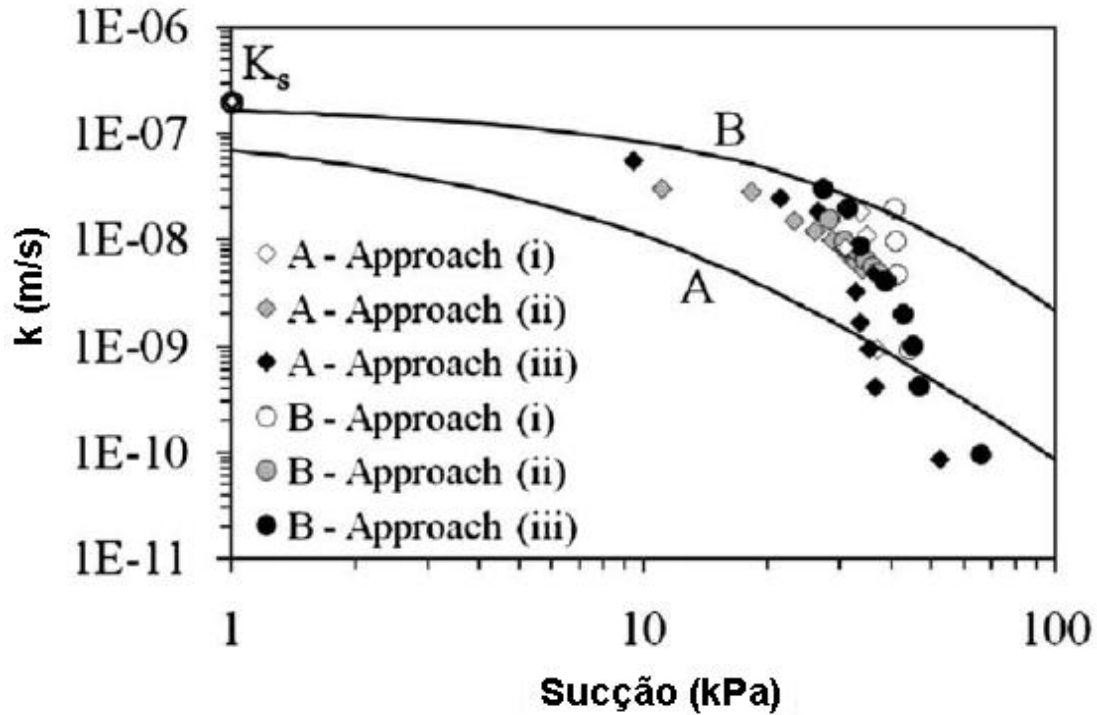
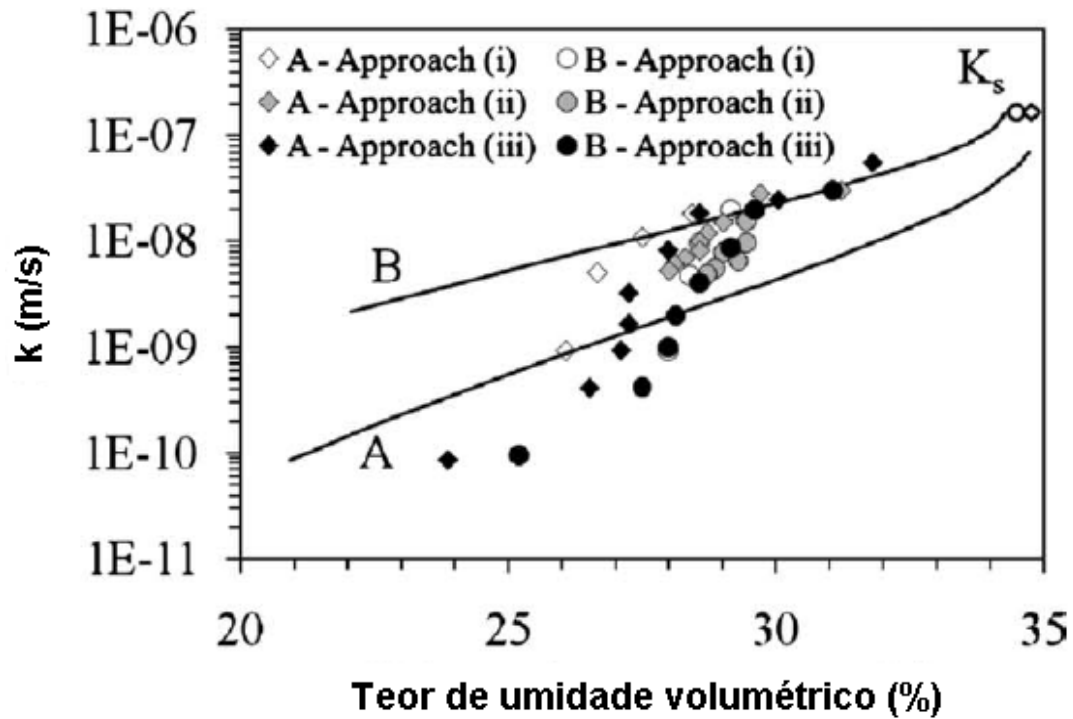


Figura 2.29 – Centrífuga utilizada por McCartney & Zornberg (2010)



(a)



(b)

Figura 2.30 - Comparação entre os coeficientes de condutividade hidráulica medidos experimentalmente com o modelo van Genuchten-Mualem (van Genuchten 1980): (a) K_s - ϕ com a Função- k prevista; (b) K_s - θ , com a Função- k prevista. McCartney & Zornberg (2010)

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo busca-se apresentar o princípio básico da centrífuga utilizado neste trabalho para obtenção da curva característica de sucção e a função de condutividade hidráulica de solos não saturados assim como se procura detalhar o componente experimental tanto no que se refere aos solos estudados e suas características como os métodos para a obtenção: da curva característica de sucção por métodos convencionais (funil de placa porosa, câmara de pressão e papel filtro) e pelo método da centrífuga; e da determinação direta da função de condutividade hidráulica de solos não saturados através de amostras centrifugadas e previsão por meio de modelos matemáticos.

3.1. PRINCÍPIO BÁSICO DA CENTRÍFUGA

Uma ilustração esquemática do princípio básico desenvolvido é mostrada na Figura 3.1. Basicamente, o arranjo é composto de um reservatório para acúmulo de água que sai da amostra posicionado sob uma placa de drenagem, discos cerâmicos de alto fluxo ajustados sobre a placa de drenagem. As amostras são dispostas em anéis de PVC de 20 mm de espessura e 50 mm de diâmetro. As amostras indeformadas são retiradas de blocos extraídos no campo. Para garantir que não haja deformação horizontal, estes anéis são colocados dentro de um anel mais espesso de PVC. Este último anel também sustenta a função de servir de suporte para o cap colocado sobre as amostras com o objetivo de evitar evaporação do solo conforme será mostrado na seção 3.2.1.2 do Capítulo 3. Posteriormente, estas amostras são colocadas sobre os discos cerâmicos. Um papel filtro saturado é posto entre a amostra de solo e o disco cerâmico para prevenir a perda de partículas de solo durante o ensaio. Todo este conjunto é posto na centrífuga de pequena escala especialmente modificada para receber quatro conjuntos simultaneamente. A placa de drenagem induz uma superfície de drenagem livre na base do disco cerâmico para que toda a água que flui da amostra de solo seja completamente transmitida para o reservatório de coleta localizado abaixo do disco cerâmico.

Da mesma forma que a configuração proposta por Khanzonde et al. (2002), o disco cerâmico de alto fluxo tem duas importantes funções. Primeiramente, ele trabalha posicionando a amostra a uma determinada distância em relação ao eixo de rotação da centrífuga. Também age como uma superfície de gotejamento na base da amostra de solo. Discos cerâmicos de alto fluxo com 12 e 63 mm de espessura foram especialmente preparados usando determinadas misturas de caulim e água. Após serem levados à estufa, a porosidade dos discos cerâmicos foi de aproximadamente 48% e a condutividade hidráulica saturada na ordem de 10^{-4} cm/s. A sucção em qualquer ponto da amostra de solo é calculada usando a Eq. (3.1) proposta por Corey (1977) e matematicamente dada por:

$$\psi = \frac{\rho_w \omega^2}{2g} (r_2^2 - r_1^2) \quad (3.1)$$

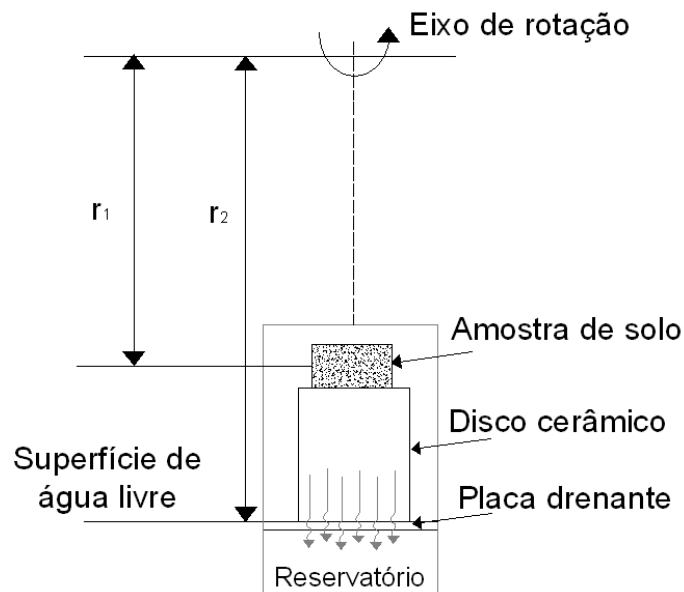


Figura 3.1 - Ilustração do princípio básico da centrífuga

onde ψ é a sucção na amostra de solo a uma distância específica r_1 medida a partir do centro de rotação, r_2 é a distância do centro de rotação até a superfície de gotejamento, ρ é a densidade do fluido, ω é a velocidade angular (em radianos por segundo) e g é a aceleração da gravidade. Para a estimativa da sucção, r_1 é tomado como a distância entre o centro de rotação e a altura média da amostra de solo. Esta formulação define uma relação não linear entre a sucção do solo e a diferença entre raios. A distância do

centro de rotação até a superfície de gotejamento (r_2) é mantida constante durante o ensaio. A distância r_1 pode ser modificada com a variação da espessura dos discos cerâmicos posicionados sob as amostras.

Analisando-se a Eq. (3.1) pode-se notar que qualquer variação na distância r_1 levará a uma diferente magnitude de sucção na amostra de solo. Assim, a utilização de discos cerâmicos de diferentes espessuras induzirá magnitudes de sucção diferentes aplicadas à amostra de solo em uma dada velocidade de rotação. A magnitude de sucção aplicada pode também ser elevada simplesmente pelo aumento da velocidade angular da centrífuga. Vários ensaios em centrífuga foram realizados para verificar a validade da Eq. (3.1) para a estimativa precisa da sucção na amostra de solo. Basicamente, o procedimento adotado consistiu em comparar o teor de umidade alcançado após a rotação na centrífuga e a correspondente magnitude de sucção estimada utilizando a Eq. (3.1) aos dados da curva característica de sucção experimental obtida por meio de métodos convencionais. Apesar de possuírem princípios diferentes, em todos os ensaios realizados, a Eq. (3.1) apresentou valores em concordância com os dados experimentais obtidos através de métodos convencionais. A Tabela 3.1 apresenta um resumo das magnitudes de sucção no topo, na base e na altura média da amostra de solo de 20 mm de espessura, sob seis velocidades angulares e para discos cerâmicos de alto fluxo de 12 mm e 63 mm de espessura. Já a Tabela 3.2 contém os níveis de gravidade alcançados na altura média das amostras colocadas sobre discos cerâmicos de 12, 24 e 63 mm.

Tabela 3.1- Magnitudes de sucção atribuídas a diferentes discos cerâmicos e velocidades angulares, ω .

ω (rpm)	$u_d - u_w$ (kPa) (Corey 1977)								
	Discos 12 mm			Discos 24 mm			Discos 63 mm		
	topo	h média	base	topo	h média	base	topo	h média	base
300	4	2,8	1,6	6,3	5,0	3,7	10,2	9,3	8,4
500	11	7,9	4,5	17,4	14	10,2	28,2	25,9	23,3
1000	43,7	31,3	17,9	69,6	55,8	40,8	112,9	103,7	93,4
1500	98	70,4	40,2	156,7	125,5	91,8	254,1	233,3	210,1
2000	174,7	125,2	71,4	278,5	223,1	163,2	451,7	414,7	373,5
2500	273	195,7	111,6	435,1	348,5	255	705,8	647,9	583,6
3000	396,3	283,5	160,7	627,8	502,5	367,3	1022,1	936,2	840,5

O procedimento inicial consistiu em ensaiar duas amostras de solo sobre dois discos cerâmicos de 63 mm de espessura e outras duas amostras sobre dois discos cerâmicos de 12 mm de espessura. Uma vez que o equipamento a ser utilizado na centrifuga foi confeccionado para comportar quatro amostras de solo simultaneamente, os discos cerâmicos de espessuras idênticas foram posicionados em cestas localizadas em lados opostos do centro de rotação. Este fato permite que dois conjuntos com duas amostras de solo cada sejam submetidos a diferentes valores de sucção numa mesma velocidade angular sem que haja desbalanceamento da centrífuga.

Tabela 3.2 - Níveis de gravidade induzidos na altura média das amostras

ω (rpm)	Discos cerâmicos (mm)		
	12*	24**	63***
Nível de gravidade induzida			
300	12	13	9
500	33	36	25
1000	131	146	102
1500	294	327	229
2000	523	582	407
2500	836	931	650
3000	1177	1310	916

* $r_1 = 11,7$ cm

** $r_1 = 13,0$ cm

*** $r_1 = 9,1$ cm

A condutividade hidráulica não saturada é estimada usando o mesmo equipamento e procedimento. Neste caso, a validade da Lei de Darcy é assumida em um ambiente de gravidade induzida e sendo matematicamente igual a (Dell'Avanzi et al., 2004):

$$v = -\frac{k(\psi)}{\rho_w g} \left(\rho_w \omega^2 r_1 - \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \quad (3.2)$$

onde v é a velocidade de descarga, $k(\psi)$ é a condutividade hidráulica não saturada, e ρ_w é a densidade da água. Eq. (3.2) indica que a velocidade de descarga alcançada

durante o ensaio é uma função da gravidade induzida aplicada e do gradiente de sucção induzido na amostra. A estimativa da condutividade hidráulica não saturada é possível apenas se a velocidade de descarga e o gradiente de sucção são conhecidos. A velocidade de descarga é calculada em cada etapa do ensaio dividindo a vazão acumulada (Q) em uma dada gravidade induzida pela seção transversal (A) da amostra de solo.

Uma vez que a formulação proposta por Corey (1977) é válida apenas para a estimativa da sucção sob condição sem fluxo, o gradiente de sucção é calculado em torno da altura média da amostra de solo considerando as respectivas sucções médias estimadas ao final de dois estágios sucessivos. Esta hipótese assume que durante o fluxo transiente, a sucção nos pontos de interesse específicos ao longo do comprimento da amostra variará gradualmente para que a condutividade hidráulica estimada denote uma condutividade hidráulica não saturada média ao longo da amostra de solo durante todo o processo de fluxo transiente. Devido à altura reduzida da amostra (20 mm), o gradiente de sucção não é muito afetado pela variação dos específicos pontos de interesse. Este fato é mostrado na Figura 3.2 que representa a variação do gradiente de sucção com relação a velocidade angular aplicada, considerando dois diferentes conjuntos de pontos de referência (gradiente topo-base e gradiente entre dois pontos distantes 0,2 cm da altura média da amostra). A estimativa da condutividade hidráulica não saturada é realizada aplicando a Eq. (3.2) após alcançado o teor de umidade permanente caracterizado pela saída d'água nula com relação ao tempo.

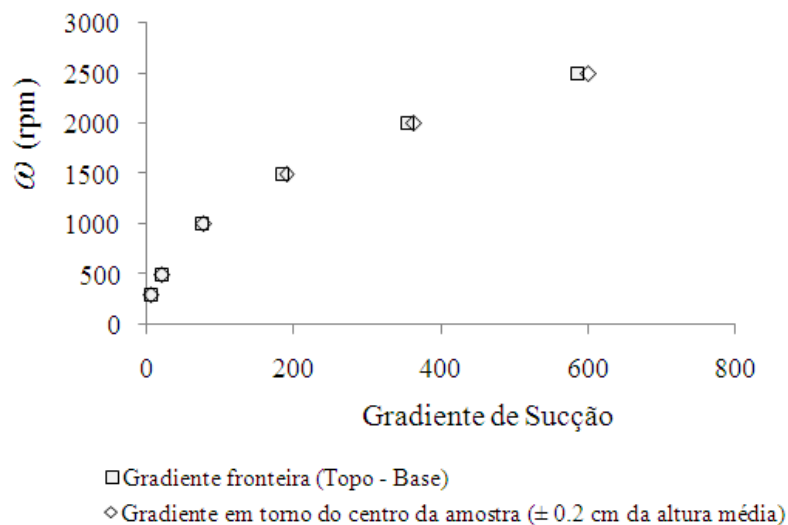


Figura 3.2 - Gradiente de sucção em diferentes regiões relacionado a uma velocidade angular específica

3.2. COMPONENTE EXPERIMENTAL

O programa de ensaio foi conduzido no Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF). O equipamento utilizado foi uma centrífuga de pequena escala Cientec CT 6000, especialmente adaptada, com quatro cestas.

O programa de ensaio consiste em avaliar a curva característica de sucção e a condutividade hidráulica não saturada de um perfil de solo residual de gnaiss por meio de amostras remoldadas e indeformadas. O perfil recolhido pertence a um talude localizado na região da Lagoa de Cima (Campos dos Goytacazes) e é dividido em dois distintos horizontes denominados, respectivamente, horizonte jovem e horizonte maduro.

Nas classificações de Vargas (1953) e Barata (1969), o horizonte jovem é chamado de solo residual jovem e na classificação de Vaz (1996) é chamado de solo de alteração ou saprolito. Esse horizonte corresponde ao horizonte C pedológico e é facilmente reconhecido por evidenciar a estrutura reliquiar da rocha de origem, embora componha um estado bastante avançado de alteração de rocha.

Segundo denominação de Vargas (1953) e Barata (1969), o horizonte maduro corresponde ao último estágio de alteração in situ da rocha sã que, devido ao estado avançado de intemperização, não mais apresenta vestígios da estrutura da rocha de origem. Todo o material está reduzido a solo. Esta zona corresponde ao horizonte B pedológico.

O solo do horizonte jovem é classificado como areia silto-argilosa, enquanto o solo do horizonte maduro é denominado argila siltosa. As amostras de solo indeformadas, identificadas neste trabalho como horizonte jovem indeformado (JI) e horizonte maduro indeformado (MI), foram moldadas com anéis de PVC de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. A Figura 3.3 mostra os blocos de solo de horizonte (a) jovem e (b) maduro. As amostras remoldadas, identificadas como horizonte jovem remoldado (JR) e horizonte maduro remoldado (MR), foram obtidas por meio da destruição de amostras de solo indeformadas de cada horizonte e remoldagem das mesmas em condições específicas para assegurar a completa homogeneização entre elas. Para esta remoldagem, a massa de solo para o volume de cada anel em um específico teor de umidade foi

calculada. A massa de solo é então colocada em camadas e um pequeno compactador é usado para apenas assentar estas camadas até que seja alcançado o volume total do anel. Este procedimento foi adotado para minimizar heterogeneidades normalmente apresentadas em amostras indeformadas, permitindo assim, uma melhor comparação entre métodos convencionais e a metodologia alternativa usando a centrífuga. Por meio de ensaio de carga variável, através da célula de adensamento, a condutividade hidráulica na condição saturada foi determinada e pode ser observada na Tabela 3.3.



(a)



(b)

Figura 3.3 - Blocos dos solos estudados: (a) horizonte jovem e (b) horizonte maduro

Tabela 3.3 - Coeficientes de condutividade hidráulica saturada para solos estudados

Solo	K_{sat} (cm/s)
JR	2,80E-05
JI	3,35E-05
MR	5,17E-05
MI	5,60E-05

A Figura 3.4 mostra as curvas de distribuição granulométrica dos solos residuais de gnaiss de horizonte jovem e maduro estudados.

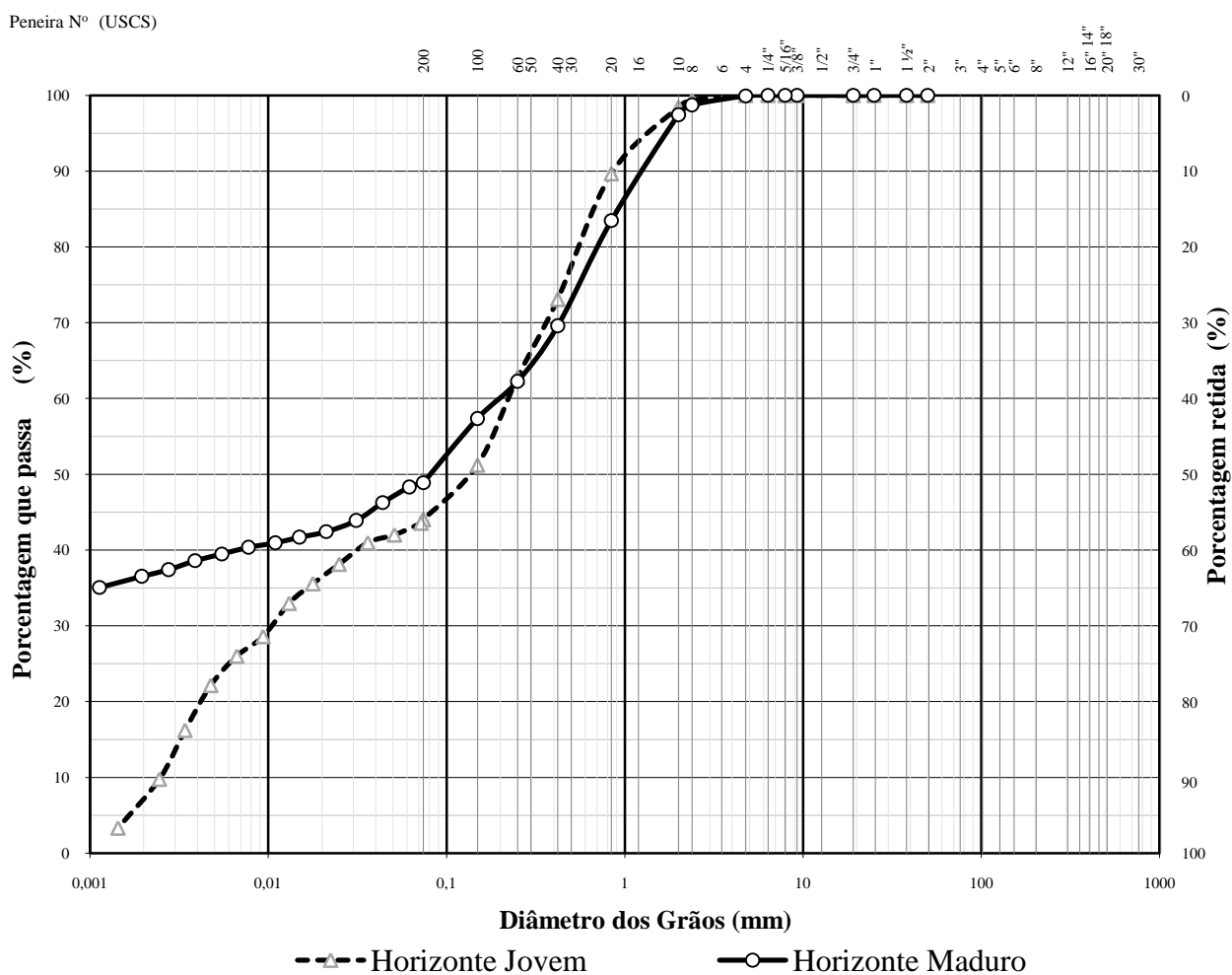


Figura 3.4 - Curvas granulométricas dos solos

A Tabela 3.4 apresenta algumas informações importantes relacionadas às amostras ensaiadas. Conforme pode ser observado, o índice de vazios das amostras

remoldadas é maior do que o das amostras indeformadas. Isso se justifica na tentativa de se verificar possíveis deformações em solos mais fofos sob efeito de níveis elevados de aceleração. Os dados apresentados na Tabela 3.4 representam características e índices físicos médios das amostras ensaiadas, O Anexo I mostra dados individuais característicos de cada um dos anéis ensaiados.

Tabela 3.4- Índices físicos médios e características dos solos ensaiados

	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	γ kN/m ³	γ_s kN/m ³	γ_d kN/m ³	e	n (%)	Sr (%)	ASTM (2003)
JR	55,0	36,0	7,0	50,2	24,6	25,6	19,3	16,6	26,7	13,9	0,9	47,8	56,3	SC
JI	55,0	36,0	7,0	50,2	24,6	25,6	12,0	17,1	26,7	15,3	0,8	42,7	42,8	SC
MR	50,0	12,0	37,0	51,9	25,1	26,7	19,4	19,2	27,6	16,1	0,7	41,8	74,3	CL
MI	50,0	12,0	37,0	51,9	25,1	26,7	14,0	19,7	27,6	17,3	0,6	37,3	65,0	CL

3.2.1. METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCÇÃO

3.2.1.1. MÉTODOS CONVENCIONAIS

A curva característica de sucção é a relação entre o teor de umidade volumétrico ou gravimétrico e o valor da sucção. Independente do método, todas as curvas foram obtidas por trajetória de secagem partindo-se de amostras inicialmente saturadas. O processo de umdedecimento das amostras de solo consistiu na pulverização gradual das amostras de solo com água até que fosse atingido o estado de saturação. A quantidade de água a ser adicionada está relacionada ao teor de umidade correspondente à saturação para cada amostra de solo. Esta condição é verificada através de frequente medição do peso das amostras.

Os métodos consagrados e convencionais do funil de placa porosa, câmara de pressão e papel filtro foram utilizados nesta pesquisa. A escolha dos métodos se justifica na necessidade da determinação da sucção dos solos em diversas faixas. Sendo o funil de placa porosa utilizado para medir valores baixos de sucção (1,3,6 e 10 kPa) e definir o início da curva característica de sucção, câmara de pressão ($25 \geq \psi \geq 1500$ kPa) e papel filtro para sucções mais elevadas.

FUNIL DE PLACA POROSA

Este método é utilizado para sucções matriciais até cerca de 80 kPa e se utiliza de equipamentos simples. A sucção matricial desejada é aplicada à amostra de solo através da placa porosa, solicitada por uma determinada coluna d'água.

Para a determinação dos pontos das curvas característica de sucção através do método, o corpo de prova foi colocado sobre um funil de placa porosa (Funil de Buchner) conectado a uma pipeta graduada.

Após a saturação da amostra foram aplicadas sucções sucessivas de 1, 3, 6 e 10 kPa, por meio de coluna d'água pendente simultaneamente medindo-se os volumes de água liberado a cada passo. Após a última sucção, a amostra foi retirada e pesada e em seguida levada à estufa por mais 24 horas, para ser determinado o seu peso seco para a medida do teor de umidade.

Os valores correspondentes de umidade gravimétrica foram calculados para cada sucção, transformados em umidade volumétrica e plotados para a obtenção de pontos iniciais do ramo úmido das curvas características de sucção.

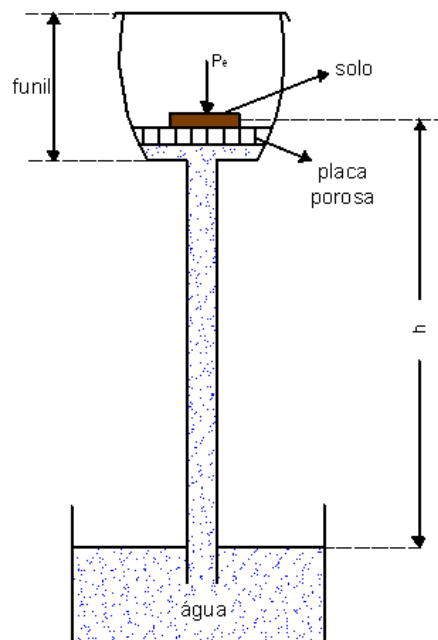


Figura 3.5 - Funil de placa porosa (Reichardt, 1985)

CÂMARA DE PRESSÃO

A câmara de pressão simula uma tensão determinada na amostra de solo e posteriormente, por diferença de peso (solo úmido após ser submetido à pressão) determina-se o conteúdo de água relacionada à tensão aplicada.

A técnica foi desenvolvida para obter sucções superiores àquelas conseguidas pelo método do funil de placa porosa. Segundo Croney e Coleman (1960), este método pode atingir valores de 1.500 kPa (pedras cerâmicas especiais) ou até mesmo 10.000 kPa (com membrana de celulose). A câmara de pressão faz o uso da técnica de translação de eixos.



Figura 3.6 - Câmara de pressão para obtenção da curva característica de sucção

Através deste método, pontos das curvas de retenção de água no solo também foram obtidos por meio de trajetórias de secagem. Buscou-se com a câmara de pressão, a obtenção destes pontos correspondentes a faixa de sucção de 25 a 1500 kPa. Para a realização dos ensaios foram utilizadas câmaras de pressão do tipo Richards com pedra porosa de alta entrada de pressão de ar com capacidade para sucções de até 1.500 kPa disponível no Laboratório do CCTA/UENF.

Após a saturação e pesagem das amostras, estas foram levadas, sobre a pedra porosa de alta pressão de ar no interior da câmara de pressão. Através da técnica de

translação de eixos, a pressão de ar aplicada à amostra é correspondente a sucção considerando a pressão de água como a pressão atmosférica. Os valores de pressão de ar (sucção) a aplicar na câmara foram predeterminados, sendo utilizados: 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1.500 kPa. A cada sucção aplicada (sempre na ordem crescente), foi retirada a amostra da câmara após cessar a drenagem do excedente de umidade (equilíbrio entre a sucção aplicada e a umidade relacionada). O equilíbrio é considerado quando há a repetição nos valores de peso da amostra. Foram pesadas as amostras, voltando-as para a câmara de pressão, ajustando-se a sucção aplicada. Ao final da aplicação de todas as sucções predefinidas, as amostras são levadas para estufa a 105 °C por cerca de 48 horas para a determinação da densidade aparente e massa seca da amostra de solo. Em posse da massa seca, calculou-se o teor de umidade do solo em todos os pontos de sucções aplicadas. Teve-se o cuidado, ao final do último ponto de sucção, de pesar o pano poroso, o anel e a liga de borracha, para que pudessem ter suas massas descontadas da amostra.

O conteúdo de água no solo foi calculado tanto com base em massa (g/g) quanto em volume (cm³/cm³).

•Conteúdo de água no solo com base em massa (g/g)

$$w = (M_u - M_s) / M_s$$

•Conteúdo de água no solo com base em volume (cm³/cm³)

$$\theta_w = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w}$$

onde:

w - Conteúdo de água no solo com base em massa (g/g).

θ - Conteúdo de água no solo com base em volume (cm³/cm³).

M_u - Massa do solo úmido (g).

M_s - Massa do solo seco (g).

ρ_d - Densidade do solo (g/cm³).

ρ_w - Densidade da água (g/cm³).

MÉTODO DO PAPEL FILTRO

Proposto inicialmente por Gardner (1937), o método do papel filtro está entre os métodos convencionais mais utilizados para medição da sucção do solo.

Pode ser utilizado para a medição de sucção matricial ou sucção total. O papel filtro é colocado em contato com o solo (para medir sucção matricial) ou sem contato (para medir sucção total) em um recipiente hermeticamente fechado, durante tempo suficiente para que haja equilíbrio de sucção entre o papel filtro e o solo. A sucção é determinada a partir do valor da umidade final do papel filtro e da sua curva de sucção.

O método foi utilizado para a determinação de pontos da curva de retenção correspondentes a sucções acima de 100 kPa. O método do papel filtro mostra-se eficiente para melhor definir o ramo seco em pontos onde a câmara de pressão do tipo Richards não avalia (acima de 1500 kPa).

Na técnica, primeiramente foram moldados corpos de prova de 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro a partir de blocos indeformados. Em seguida, após saturação, foram deixados secar ao ar até diferentes umidades. Em cada um dos corpos de prova foi colocada, tanto no topo quanto na base, uma lâmina circular de papel filtro Schleicher & Schuell Nº 589. O conjunto papel filtro, solo e anel, foi envolvido com filme de PVC impermeável e o conjunto levado à câmara úmida por 7 dias aproximadamente. Determinou-se, após esse tempo, a umidade do solo e do papel filtro de cada corpo de prova. Com a umidade do papel filtro é inferida a sucção matricial do solo segundo o teor de umidade do papel filtro e tem-se então os pares de valores umidade do solo e sucção matricial, que permitem obter a curva de retenção de água.

3.2.1.2. MÉTODO DA CENTRÍFUGA

Antes do ensaio em centrífuga, todas as amostras de solo e todos os discos cerâmicos foram saturados. A saturação das amostras se deu de maneira idêntica àquela realizada para os métodos convencionais e o ensaio também seguiu trajetória de secagem. Já o processo de saturação dos discos cerâmicos consistiu em submergi-los durante 48 horas em recipientes com água destilada e girá-los a 500 rpm na centrífuga para evitar bolhas de ar nos mesmos.

Posteriormente, dois conjuntos com discos cerâmicos de 12 mm de espessura e outros dois conjuntos com discos cerâmicos de 63 mm de espessura foram posicionados conforme mostrado na Figura 3.7. Subseqüentemente, os quatro

conjuntos foram ajustados nas cestas da centrífuga em uma disposição simétrica em relação ao eixo de rotação para evitar qualquer desbalanceamento em voo.

A Figura 3.7 apresenta uma visão geral do arranjo da centrífuga antes do ensaio. As amostras de solo foram cobertas com cap de PVC e outro de alumínio colocado na cesta da centrífuga. Este não é mostrado na Figura 3.7 mas pode ser verificado na Figura 3.8, e age para prevenir secagem devido a evaporação durante o ensaio. As amostras foram submetidas à centrifugação sob gravidades induzidas correspondentes a velocidades angulares de 300, 500, 1000, 1500, 2000 e 2500 rpm. A metodologia permite a determinação de 12 pontos experimentais de cada curva característica, pois são seis magnitudes de velocidade angular, ou seja, seis valores de sucção. A configuração dos conjuntos proposta permite a avaliação da repetibilidade dos dados uma vez que as amostras de solo sobre discos cerâmicos de mesma espessura estão submetidos a mesmas magnitudes de sucção e, assim, devem ter mesmas variações de umidade para um específico estágio do ensaio (verificado por variações semelhantes no peso das amostras). Devido a não utilização de instrumentação em voo, a verificação quanto a condição de equilíbrio (ausência de variação no peso das amostras) se deu através de paradas na centrífuga e medição do peso das amostras. A condição de equilíbrio é assumida quando é verificada a constância no peso das amostras. Após atingido o equilíbrio em 2500 rpm, todas as amostras foram secadas em estufa para a determinação da massa seca e do teor de umidade final. Os teores de umidade intermediários foram, então, recalculados e a curva característica plotada.

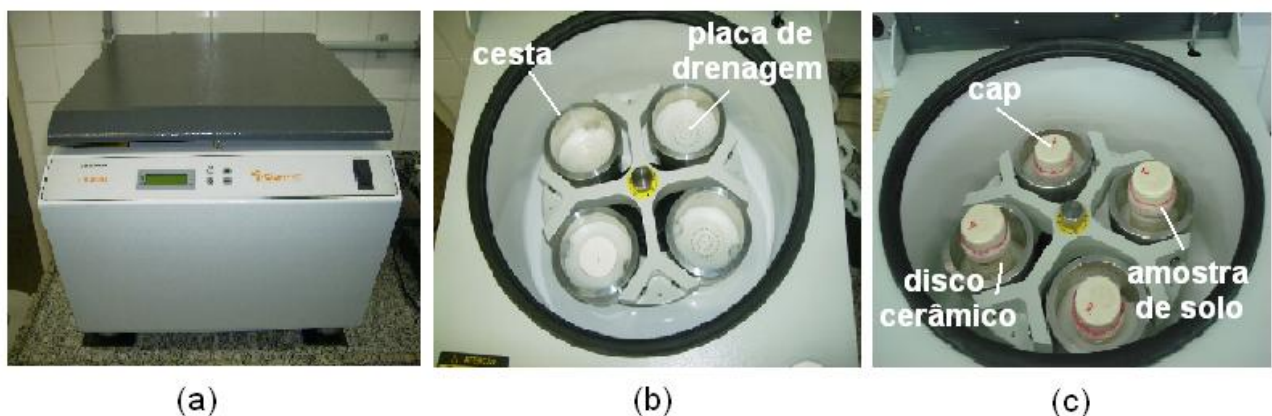


Figura 3.7 - a) vista externa; (b), (c) vista interna da centrífuga de pequena escala Cientec CT 6000.

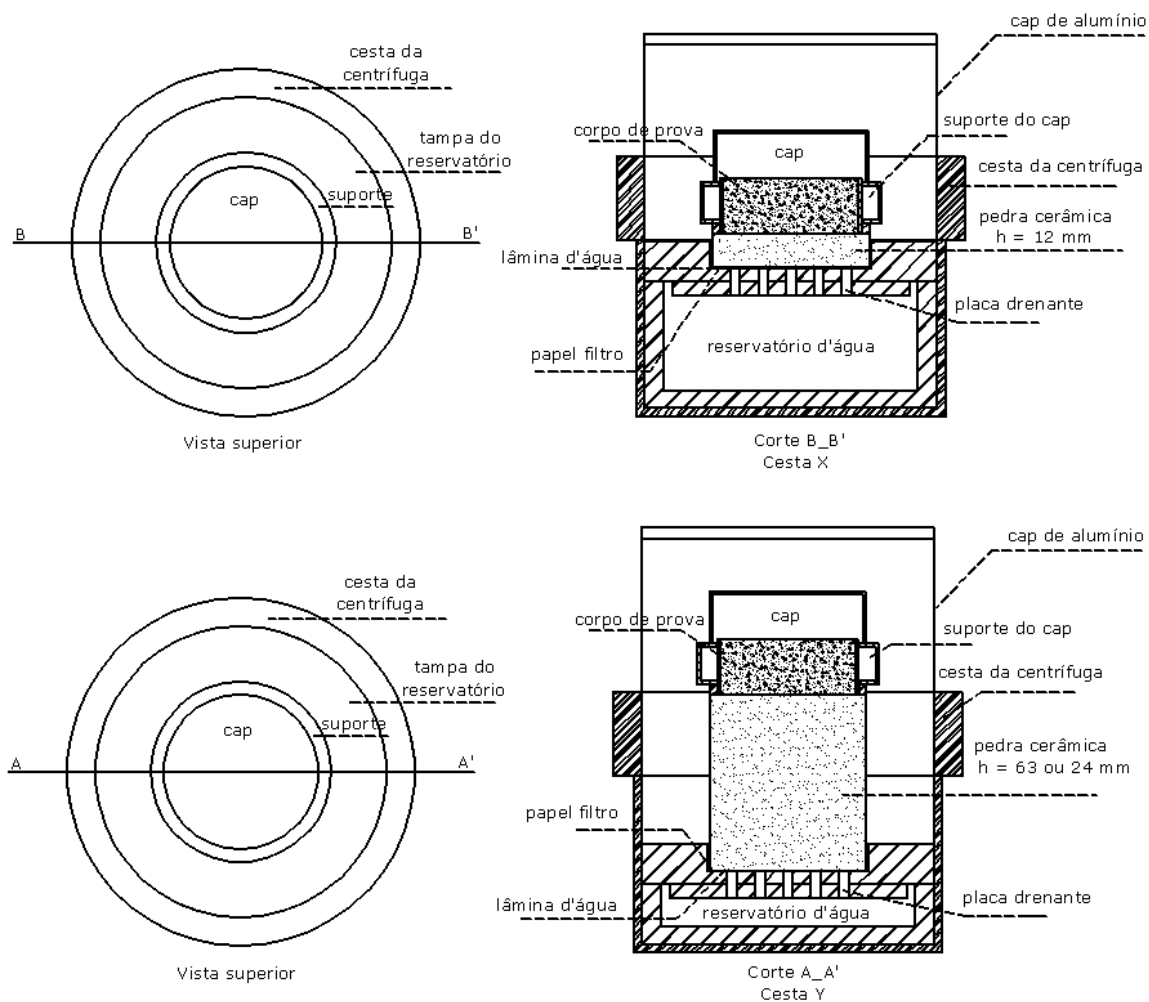


Figura 3.8 - Detalhes dos conjuntos a) “Cesta X” (discos cerâmicos de 12 mm); (b) “Cesta Y” (discos cerâmicos de 63 mm).

3.2.2. METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA ATRAVÉS DE AMOSTRAS CENTRIFUGADAS

A metodologia para obtenção da condutividade hidráulica não saturada complementa a metodologia para determinação da curva característica uma vez que o volume de água no final de cada estágio necessita ser medido para cálculo da velocidade de descarga. A condutividade hidráulica não saturada é então obtida dividindo a vazão acumulada medida em cada velocidade angular pelo respectivo

gradiente hidráulico médio aplicado e relacionada a respectiva magnitude de sucção média estimada após dois estágios sucessivos.

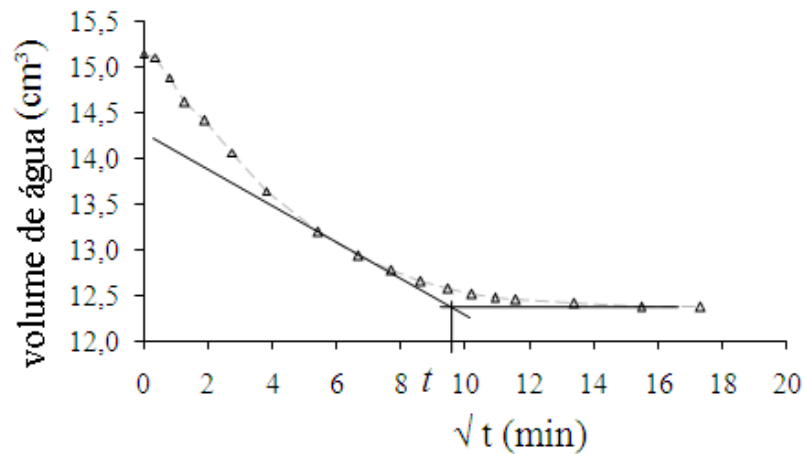
Como o procedimento de ensaio para a curva característica, o monitoramento da vazão de água é realizado por meio de paradas sucessivas da centrífuga. Para otimizar o período de tempo necessário para a saída d'água, foi adotada a metodologia proposta por Smith (1967). A metodologia consiste na plotagem do volume de água medido em relação a raiz quadrada do tempo de ensaio. A curva típica obtida (dado medido versus \sqrt{t}) tende a uma assíntota horizontal. O tempo necessário é determinado pela interseção da tangente da parte inicial da curva com a tangente tomada da assíntota horizontal.

A Figura 3.9 apresenta duas curvas típicas da variação de volume medido em relação a raiz quadrada do tempo de ensaio para os solos estudados e obtidas para uma específica gravidade induzida em amostras sobre (a) discos cerâmicos de 12 mm de espessura e (b) discos cerâmicos de 63 mm de espessura. Comparando-se as duas curvas, pode-se notar que o período de tempo mínimo necessário para se verificar a condição de equilíbrio relacionada às amostras sobre discos cerâmicos de menor espessura é bem menor do que para aquelas sobre discos de espessura superior. Também pode se notar que a metodologia proposta por Smith (1967) define claramente um período de tempo mínimo para amostras sobre discos cerâmicos de 12 mm, enquanto que para as assentadas sobre discos de 63 mm, a tendência não é muito claramente observada. Essa diferença pode encontrar respaldo nas diferentes magnitudes de sucção induzidas pelos discos cerâmicos de diferentes alturas e pela diferença no nível de gravidade para cada um dos discos, sendo N mais alto para os discos de 12 mm tendendo, em princípio a uma mais rápida estabilização.

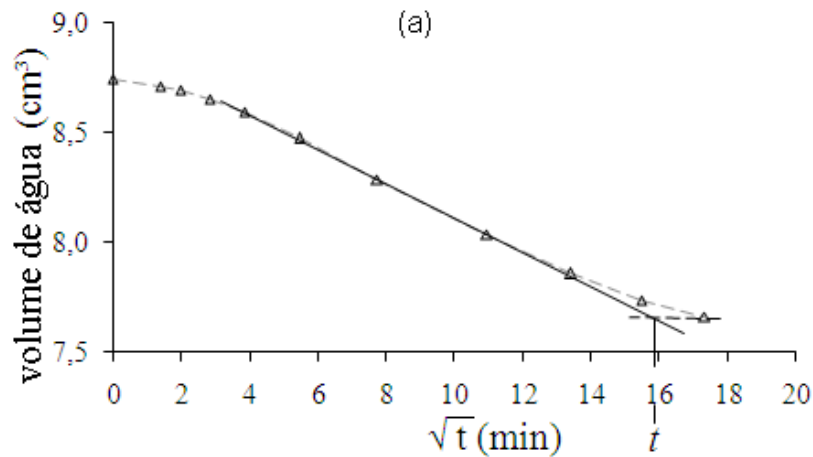
O Anexo II apresenta curvas de monitoramento de volume d'água versus tempo para discos cerâmicos de 12 mm, 24 mm e 63 mm de espessura e observadas para os solos JR, JI, MR e MI separadamente.

A obtenção da condutividade hidráulica demanda o tempo de estabilização, daí importante sua verificação. Assim, o período de tempo adotado nas paradas da centrífuga foram os maiores períodos, assegurando que os conjuntos, correspondentes a ambas espessuras de disco cerâmico, tenha atingido a condição de equilíbrio.

Para a obtenção de pontos da curva característica de sucção apenas o teor de umidade do solo e a respectiva magnitude de sucção induzida (Corey, 1977) são necessárias, não interessando o tempo de estabilização necessário em cada estágio. Assim, as amostras sobre os diferentes discos cerâmicos apresentam resultados satisfatórios. Na relação teor de umidade versus sucção a diferença de peso entre paradas, após prolongado período de ensaio, não influencia de forma relevante o teor de umidade do solo a ser plotado junto a correspondente sucção.



(a)



(b)

Figura 3.9- Curvas típicas obtidas através de monitoramento de volume d'água versus tempo para discos cerâmicos de (a) 12 mm e (b) 63 mm de espessura.

Esta metodologia foi aplicada para obtenção dos coeficientes de condutividade hidráulicas não saturada de amostras do solo residual em estudo na seguinte ordem: solo jovem remoldado (JR), solo jovem indeformado (JI), solo maduro remoldado (MR)

e solo maduro indeformado (MI). Assim, todo o procedimento de ensaio e metodologia foram desenvolvidos e refinados de acordo com a primeira bateria de amostras ensaiadas, (JR).

As conclusões prévias feitas em relação aos procedimentos iniciais de ensaio serviram de referência. A partir daí, o programa de ensaio prosseguiu adotando-se sempre as diretrizes apontadas para os demais solos em estudo. Entendeu-se que, desta forma, o objetivo final desta pesquisa fosse alcançado com maior êxito.

Os resultados experimentais foram comparados às Funções-k estimadas por meio de modelos matemáticos previstos por Mualen-van Genuchten (van Genuchten 1980) usando parâmetros de ajuste da trajetória de secagem da curva característica de sucção obtida a partir de métodos convencionais. A óbvia vantagem da obtenção direta sobre uma magnitude prevista de forma indireta se junta à vantagem clara do período de tempo reduzido da metodologia proposta para a obtenção da condutividade hidráulica não saturada (em torno de 14 horas) em comparação com metodologias convencionais baseadas em modelos de previsão, cujo uso do método do papel filtro necessita de pelo menos sete dias de ensaio contínuo até a obtenção dos dados experimentais da curva característica.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Durante o desenvolvimento das metodologias, alguns aspectos do procedimento de ensaio foram abordados para avaliar suas influências sobre os resultados dos ensaios. Estas análises focaram na definição do melhor procedimento para a determinação simultânea e consistente da curva característica de sucção e da condutividade hidráulica não saturada. Estas análises apoiaram-se nos ensaios iniciais das amostras de solo jovem remoldado conforme já mencionado. O principal aspecto abordado concerne a influencia dos discos cerâmicos no fluxo desenvolvido e, conseqüentemente, sobre as magnitudes de sucção atingidas nas amostras de solo. Para investigar a influência dos discos cerâmicos sobre o fluxo, uma série de ensaios foi realizada com amostras submetidas a mesmas condições de ensaio com discos cerâmicos umedecidos e discos cerâmicos não saturados. Os ensaios denominados “Procedimento 1” foram realizados com as amostras de solo inicialmente saturadas dispostas sobre discos cerâmicos de alto fluxo inicialmente saturados e submetidos a sucessivos acréscimos de gravidade induzindo sucessivos estados não saturados sem qualquer interferência externa até mesmo durante as paradas da centrífuga. Os ensaios descritos como “Procedimento 2” foram realizados colocando as amostras saturadas sobre discos cerâmicos inicialmente saturados, mas diferentemente do ensaio “Procedimento 1”, estes ensaios foram realizados com o leve umedecimento de topo e base dos discos cerâmicos em cada parada. A Figura 4.1 apresenta os resultados obtidos por meio dos ensaios “Procedimento 1” e “Procedimento 2”, além das curvas características de sucção obtidas por meio de métodos convencionais. A comparação entre os resultados dos ensaios realizados e as curvas características obtidas por métodos convencionais indicam que há interferência do estado de saturação do disco cerâmico sobre o padrão de fluxo desenvolvido (“Procedimento 2” difere em torno de 5% sobre “Procedimento 1”). O ensaio “Procedimento 1” mostrou melhor concordância com a curva característica determinada através dos métodos convencionais além de prover menor interferência no sistema, pois não há necessidade de umedecimento dos discos cerâmicos, como no ensaio “Procedimento 2”. Um terceiro teste foi conduzido onde as amostras de solo saturadas foram postas sobre pedras porosas comuns

normalmente utilizadas em ensaios triaxiais. Neste caso, a condutividade hidráulica saturada da pedra porosa é consideravelmente maior do que a condutividade dos discos cerâmicos desenvolvidos. Não foi observada qualquer influência do estado de saturação da pedra porosa sobre os resultados das curvas características devido a boa concordância observada entre os resultados obtidos por meio de diferentes procedimentos de ensaio e por métodos convencionais já bem estabelecidos.

As paradas de monitoramento da centrífuga foram usadas para a observação da deformação vertical para cada estágio de diferentes velocidades angulares. Essas deformações de altura na amostra foram 0,08, 0,04, 0,06 e 0,02 mm para JD, JI, MD e MI, respectivamente, e verificadas apenas para $\omega \geq 1.500$ rpm e de forma semelhante para ambas alturas de disco cerâmico. Estas deformações levaram a variações volumétricas de 2,45, 2,05, 2,19 e 1,02% propagando, portanto, pequenas mudanças na densidade do solo em torno de 2,88, 1,30, 2,60 e 1,73% para os ensaios JD, JI, MD e MI. Uma vez que não houve alterações significativas, a densidade inicial foi considerada para o cálculo do teor de umidade volumétrico.

O maior nível de gravidade nas amostras sobre o disco cerâmico de 12 mm, comparado às amostras sobre o disco de 63 mm (Tabela 3.2), tende a induzir um menor período de tempo de estabilização para as amostras sobre os discos de 12 mm. A observação sobre as deformações verticais e volumétricas feita anteriormente atenua a preocupação relacionada a possíveis recalques e sua influência no comportamento do solo e conseqüente alteração na condutividade hidráulica avaliada.

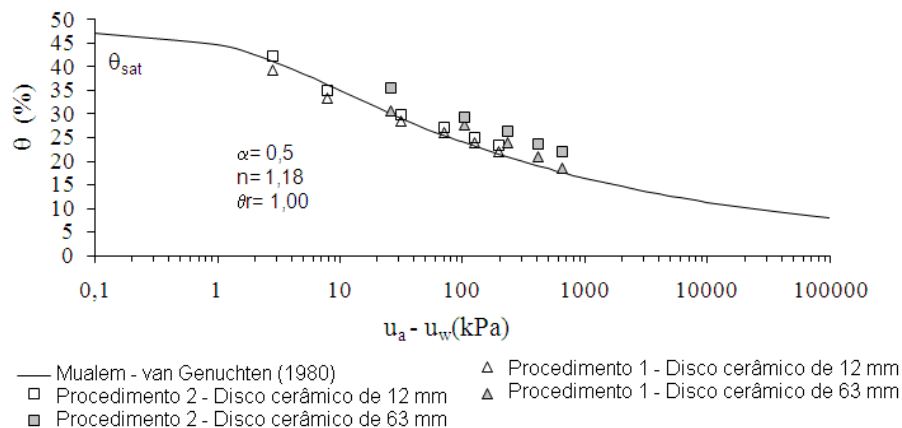


Figura 4.1 - Curva característica para solo residual jovem remoldado (JR) através de métodos convencionais e ensaios “Centrifuga 1” e “Centrifuga 2”

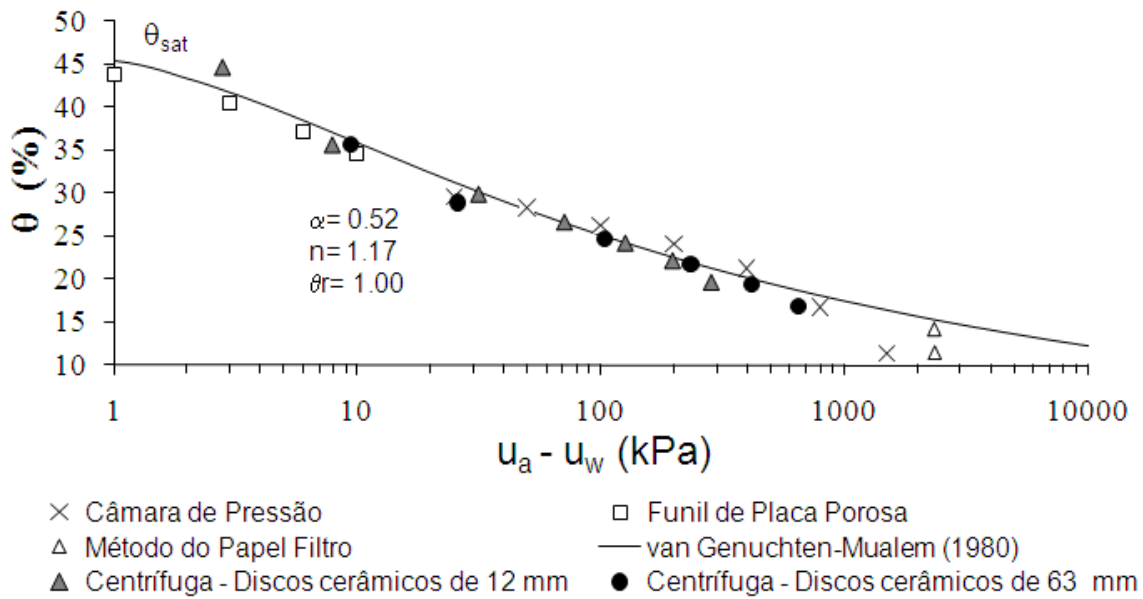
4.1. DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DE SUCCÃO

A Figura 4.2 apresenta uma comparação entre as curvas características de sucção obtidas por métodos convencionais e retratadas pelo modelo matemático de van Genuchten (1980), e os dados experimentais obtidos pela metodologia proposta neste trabalho para o solo jovem. A Figura 4.2 (a) mostra os resultados dos ensaios para o JR enquanto a (b) mostra o resultado para o solo JI. Da mesma maneira, a Figura 4.3 mostra resultados para o solo maduro (a) MR e (b) MI. Analisando os resultados em 4.2 (a) e (b) e Figura 4.3(a), pode-se observar que os dados experimentais obtidos através da metodologia proposta acompanham significativamente com os dados oriundos de métodos convencionais como o método do papel filtro, funil de placa porosa e câmara de pressão. Os resultados apresentados na Figura 4.3 (b) mostram que os dados experimentais obtidos usando a metodologia da centrífuga foram capazes de determinar a curva característica de sucção de forma satisfatória até 900 kPa. Acima de 900 kPa, apenas o método do papel filtro foi capaz de descrever a relação sucção - teor de umidade, indicando um possível comportamento bimodal, comumente observados em solos residuais tropicais.

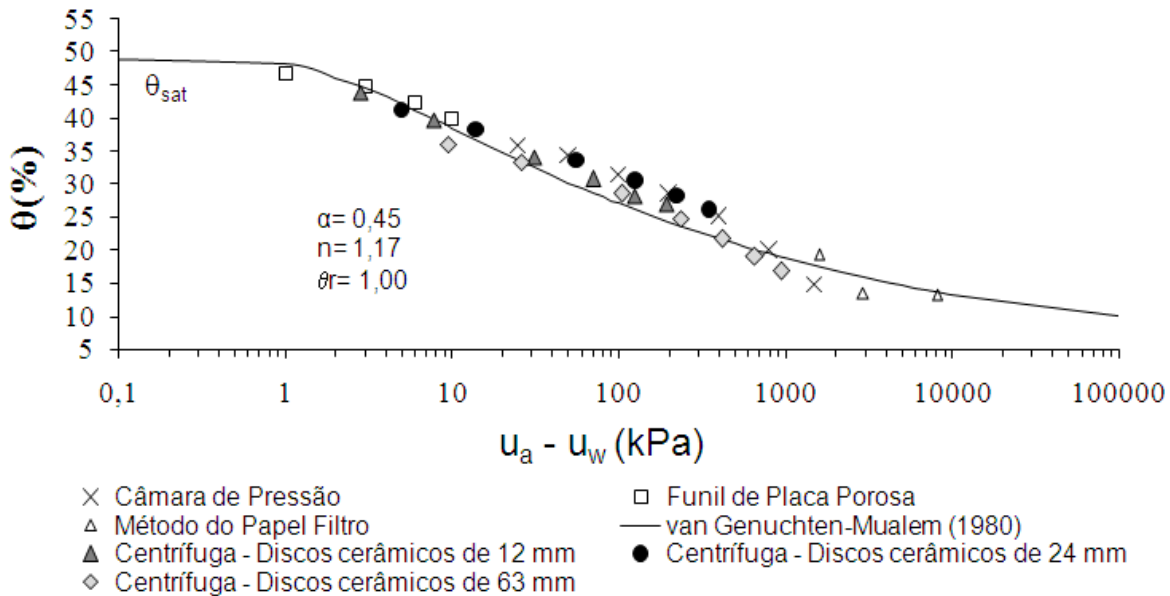
Em relação às curvas obtidas por meio de modelo matemático de previsão, pode ser notado na Figura 4.2 (a), (b) e Figura 4.3 (a), que o modelo de Mualen-van Genuchten (1980) descreve bem a relação sucção – teor de umidade observada experimentalmente.

Embora tenham sido adotados os discos cerâmicos de 12 e 24 mm para os solos JI, MR e MI através da metodologia proposta; ensaios preliminares com os discos cerâmicos de 63 mm foram realizados e foram plotados adicionalmente. Este fato se deve a já mencionada boa concordância dos dados obtidos em amostras sobre estes discos para a avaliação da curva característica de sucção em especial.

A Figura 4.3(b) por representar o solo MI, sugerindo comportamento bimodal, não foi modelada com o modelo de van Genuchten (1980). Grande maioria dos modelos de previsão se utiliza de modelos de curvas unimodais, que podem falhar na caracterização adequada da curva de retenção de solos com grande variação na distribuição dos tamanhos de seus poros. (Peter & Klavetter 1988; Gerke & van Genuchten 1993)

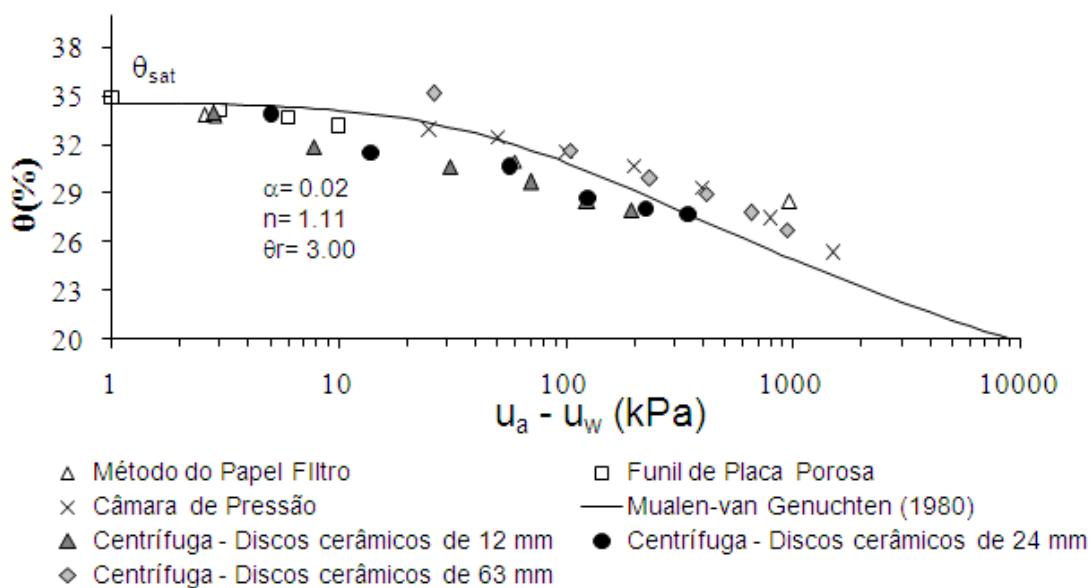


(a)

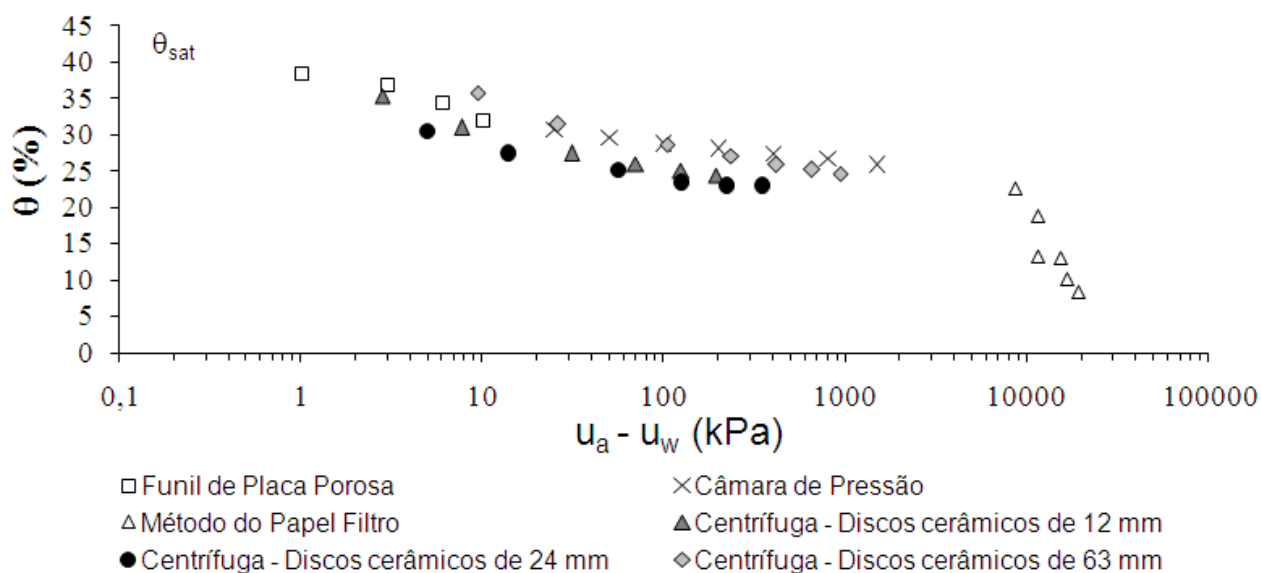


(b)

Figura 4.2 - Comparação entre a curva característica obtida por métodos convencionais e os dados oriundos da metodologia proposta para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI.



(a)



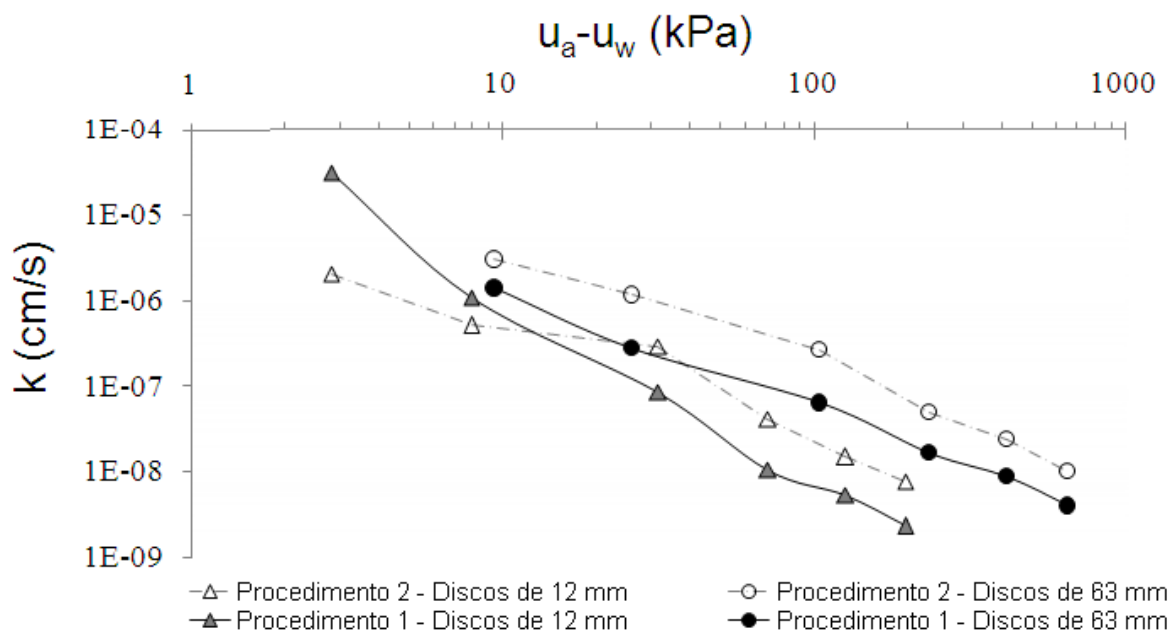
(b)

Figura 4.3 - Comparação entre a curva característica obtida por métodos convencionais e os dados oriundos da metodologia proposta para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI.

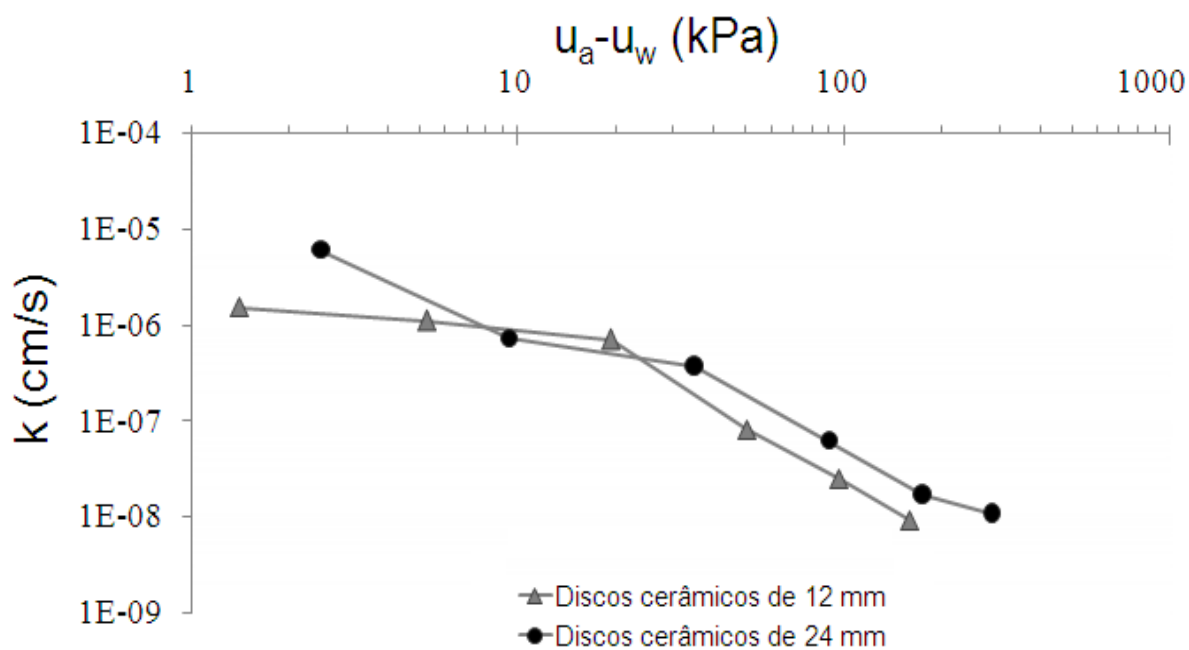
4.2. AVALIAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

As Figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam a relação condutividade hidráulica não saturada – sucção para os solos estudados, incluindo as respectivas Funções-k estimadas através do modelo de previsão de Mualen – van genuchten (van Genuchten, 1980) e usando os parâmetros de ajuste advindos das curvas características de sucção já obtidas. Como descrito anteriormente, os ensaios com o solo residual jovem remoldado (JR) foram os pioneiros e balizadores do procedimento de ensaio adotado e foram realizados com amostras de solo dispostas sobre discos cerâmicos de 12 mm e 63 mm de espessura seguindo dois procedimentos de ensaio alternativos de umedecimento dos discos cerâmicos durante o ensaio (ensaio “Procedimento 2”) e sem o umedecimento dos discos cerâmicos durante o ensaio (ensaio “Procedimento 1”). Pode ser observado na Figura 4.4 (a) que, independentemente dos discos cerâmicos utilizados, há diferenças nas magnitudes de condutividade hidráulica não saturada estimadas em cada tipo de procedimento, indicando que o estado do disco cerâmico tem influência nos resultados experimentais.

Comparando a influência das espessuras dos discos cerâmicos nos resultados experimentais, pode ser notado que as amostras centrifugadas sobre discos cerâmicos de 63 mm de espessura foram eficientes na avaliação da condutividade hidráulica não saturada do solo apenas para sucções acima de 10 kPa. Este fato deve – se a menor distância a partir do eixo de rotação imposto pela maior espessura dos discos cerâmicos. Pode ser observado que para sucções maiores que 30 kPa, as amostras sobre discos cerâmicos de 63 mm de espessura tendem a fornecer magnitudes de condutividade hidráulica não saturadas levemente maiores do que as amostras sobre discos cerâmicos de 12 mm. Este comportamento pode ter sido induzido pelo fato da condição de equilíbrio não ter sido atingida no tempo em que a centrífuga foi parada para medição da vazão de água drenada da amostra de solo no fim de cada estágio.



(a)



(b)

Figura 4.4 - Funções- k experimentais obtidas pela metodologia proposta para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI.

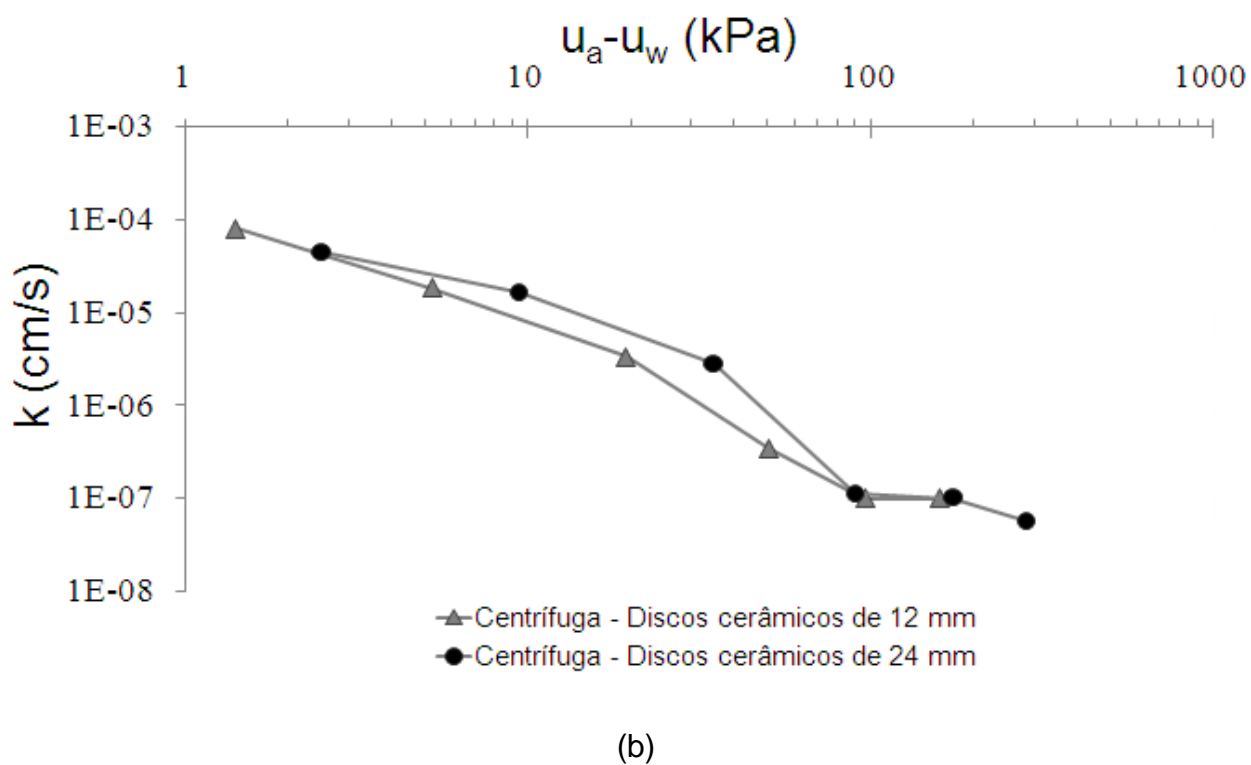
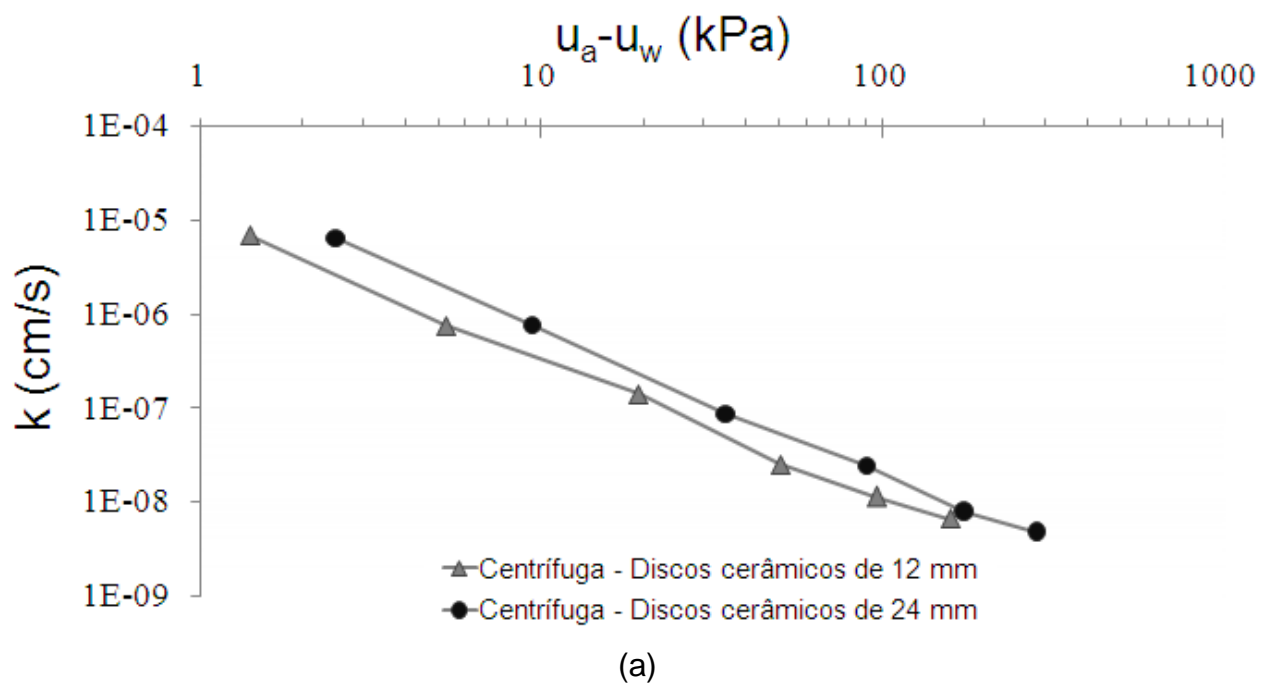


Figura 4.5 - Funções- k experimentais obtidas pela metodologia proposta para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI.

Ao analisar a Figura 3.9, pode ser observado que o período de tempo mínimo necessário para se atingir a condição de equilíbrio não foi bem definido para as amostras sobre os discos cerâmicos de 63 mm como para aquelas amostras de solo assentadas sobre os discos de 12 mm. Devido a essa melhor definição nas amostras sobre os discos cerâmicos de 12 mm, os resultados indicam que para a avaliação da condutividade hidráulica não saturada, é preferível a adoção das amostras dispostas sobre os discos cerâmicos de menor espessura. As amostras sobre estes discos estão sob maiores níveis de gravidade sugerindo menores períodos de estabilização, e apesar de submetidos a maiores níveis de gravidade não foram verificadas deformações relevantes. Também, considerando as amostras sobre os discos cerâmicos de 12, 24 ou 63 mm, não houve deformações diferenciadas entre as mesmas que indicasse influência do nível de gravidade aplicado. Outro possível fator contribuinte para o prolongado período de estabilização das amostras sobre discos cerâmicos de 63 mm é a faixa maior de sucção induzida pela sua presença sob as amostras.

Ao concluir que os discos cerâmicos de menor espessura fornecem melhores resultados na avaliação da condutividade hidráulica não saturada além da praticidade relacionada ao tempo de realização do ensaio, os ensaios com as amostras de solo JI, MR e MI foram conduzidos sobre discos cerâmicos de 24 mm além dos discos cerâmicos de 12 mm. Esta redução na espessura dos discos cerâmicos de maior espessura tendeu a aproximar os valores de condutividade hidráulica de forma significativa, como pode ser verificado na Figura 4.4 (b) e Figura 4.5 (a) e (b).

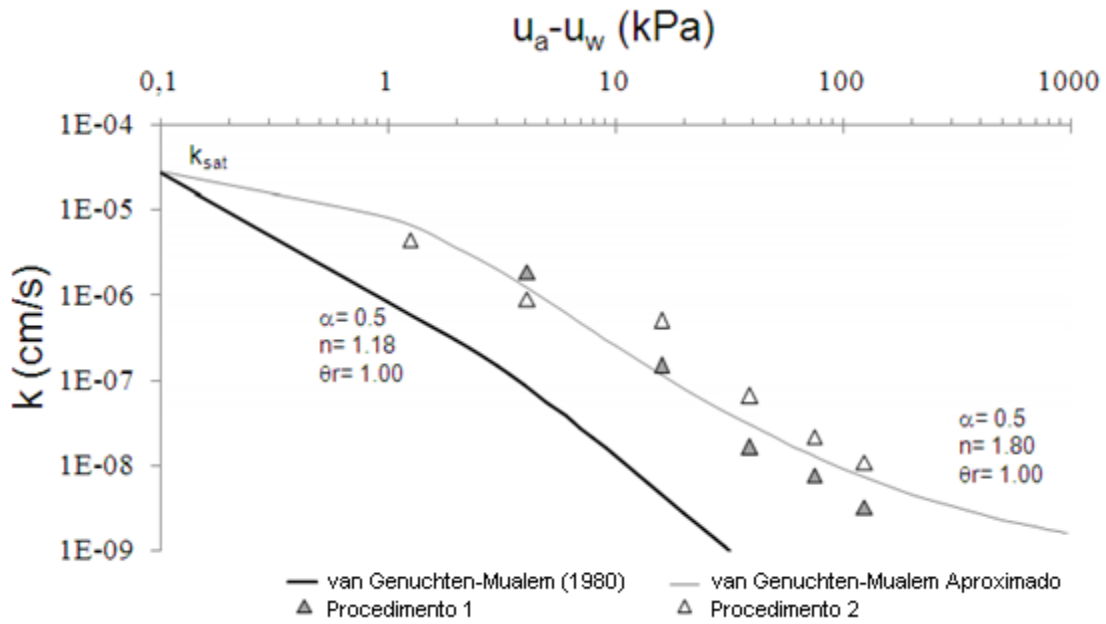
Comparando os resultados experimentais à Função-k dada por Mualen – van Genuchten (1980), pode ser observado que os resultados experimentais são consideravelmente mais altos do que os resultados do modelo. Esta tendência é a mesma observada por McCartney e Zornberg (2010). As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam a relação condutividade hidráulica não saturada – teor de umidade volumétrico, incluindo a Função-k estimada pelo modelo de Mualen – van Genuchten (van genuchten, 1980). Como nas Figuras 4.6 e 4.7, os resultados indicam que o modelo de Mualen- van Genuchten tende a subestimar a condutividade hidráulica não saturada do solo. Comportamento semelhante ao observado por Dell’Avanzi (2006).

A Figura 4.10 mostra a relação $k-\Psi$ para os solos de horizonte jovem e maduro isoladamente. É importante ressaltar mais uma vez que os ensaios JR são constituídos de resultados oriundos apenas de amostras sobre discos cerâmicos de 12 mm e que são apresentados os resultados dos ensaios denominados “Procedimento 1” e “Procedimento 2”. Já para os solos JI, MR e MI são tomados dados originados nas amostras sobre discos de 12 e 24 mm e ensaiados somente conforme procedimento adotado em “Procedimento 1”. Todavia, para melhor visualização dos resultados dos ensaios, a Figura 4.10 mostra os dados experimentais JR, JI, MR e MI sem essa distinção explícita visto que destes detalhes encontram-se elucidados em figuras anteriores.

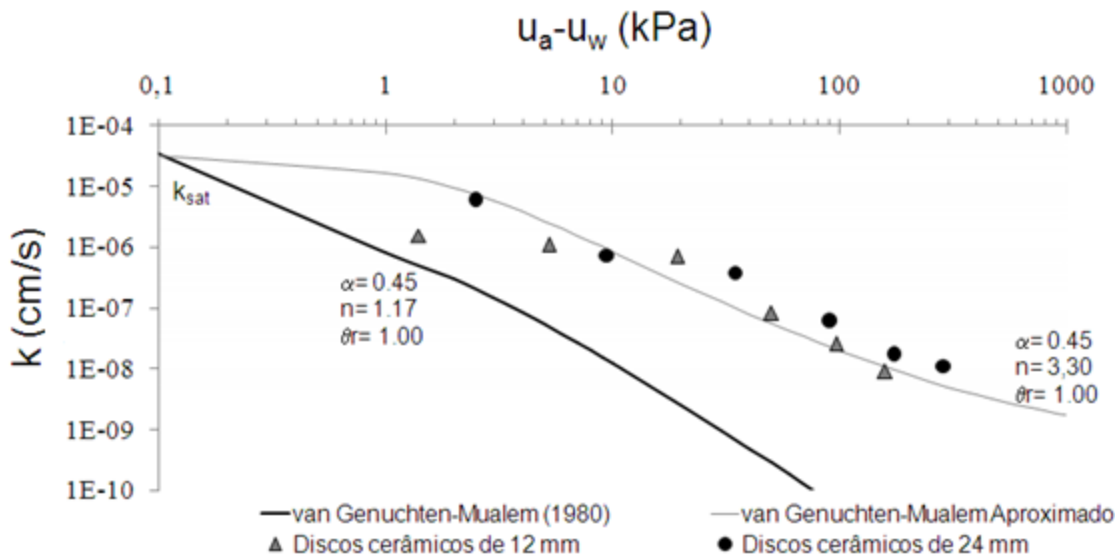
A condutividade hidráulica referente ao solo residual de horizonte jovem apresentou comportamento bastante similar nas diferentes condições (Figura 4.10 (a)). Um ligeiro acréscimo na magnitude do coeficiente de condutividade hidráulica não saturada pode ser verificado no solo indeformado. Este solo é também chamado de solo de alteração de rocha e a descaracterização de sua estrutura em relação à condição *in situ* necessária para a remoldagem fez com que este material viesse a apresentar menor capacidade de fluxo d’água em seus poros, isto é, um menor coeficiente de condutividade hidráulica.

A Figura 4.10 (b) identifica que o solo maduro indeformado tende a possuir condutividades hidráulicas próximas a do material na condição remoldada. Apesar de, nesta última situação, seus macroporos e microporos originais são extintos no processo de remoldagem que consiste na desagregação e posterior rearranjo do solo variando significativamente, portanto, a estrutura do mesmo.

A Figura 4.11 apresenta os coeficientes de condutividade hidráulica não saturada para os solos residuais: jovem e maduro indeformados, JI e MI. Percebe-se que os solos estudados apresentaram comportamento semelhante da mesma forma que apresentaram mesma ordem de grandeza na magnitude de condutividade hidráulica saturada em $N=1g$. Além disso, os solos, em suas composições, apresentam proporções de argila e silte equivalentes. Também, as microestruturas dos solos estudados não são necessariamente iguais, sendo outro fator relevante para explicação do comportamento identificado.

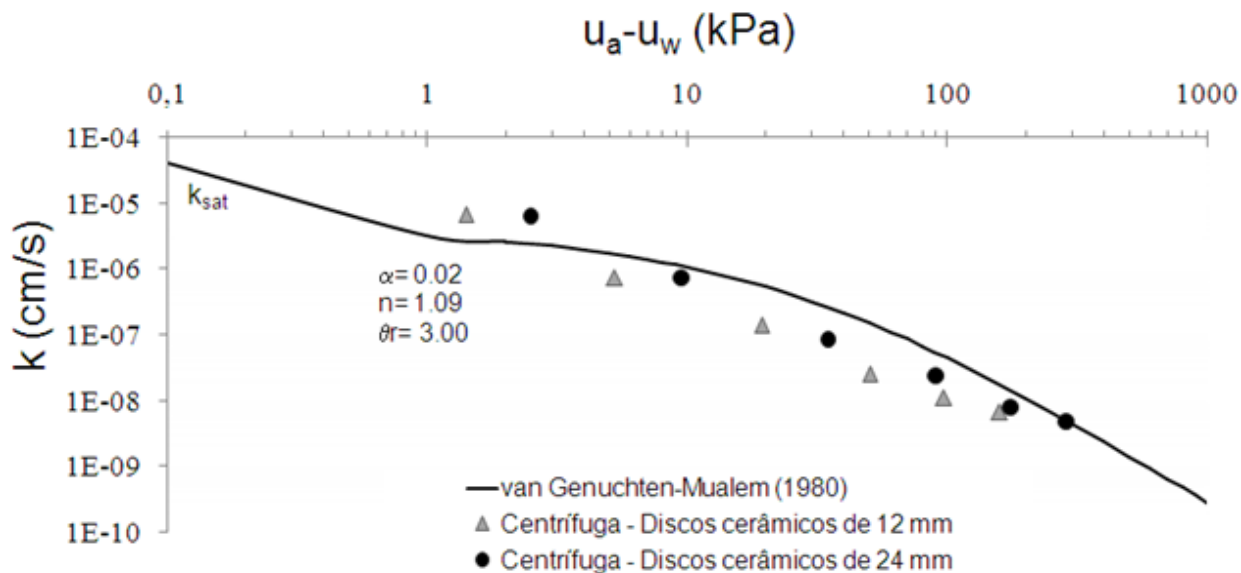


(a)

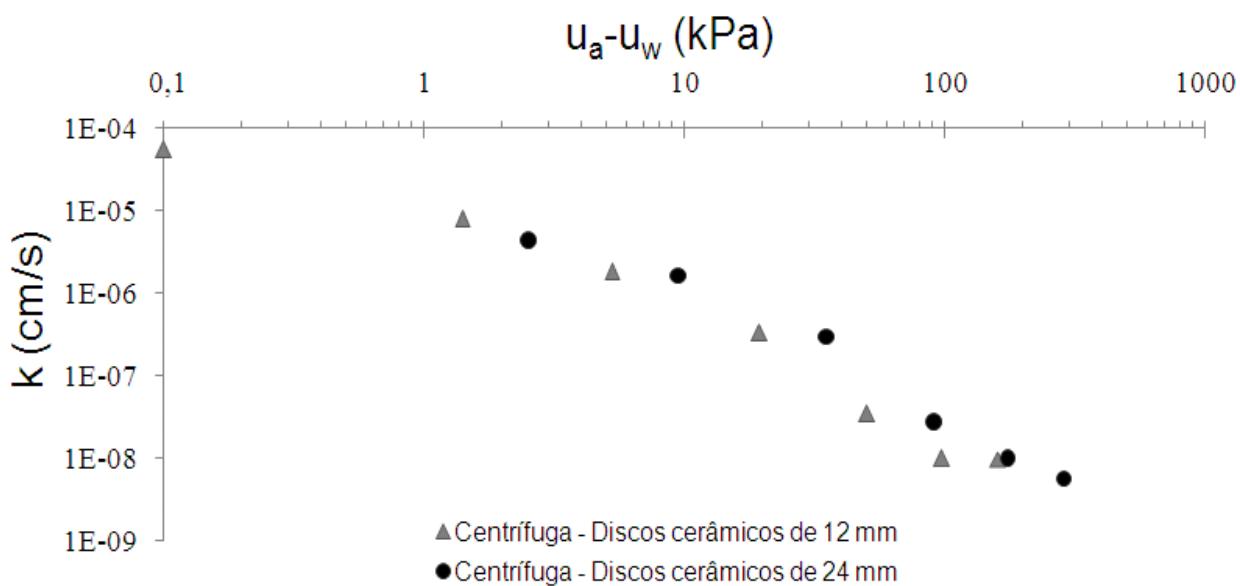


(b)

Figura 4.6 - Funções-k : condutividade hidráulica não saturada – sucção para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI

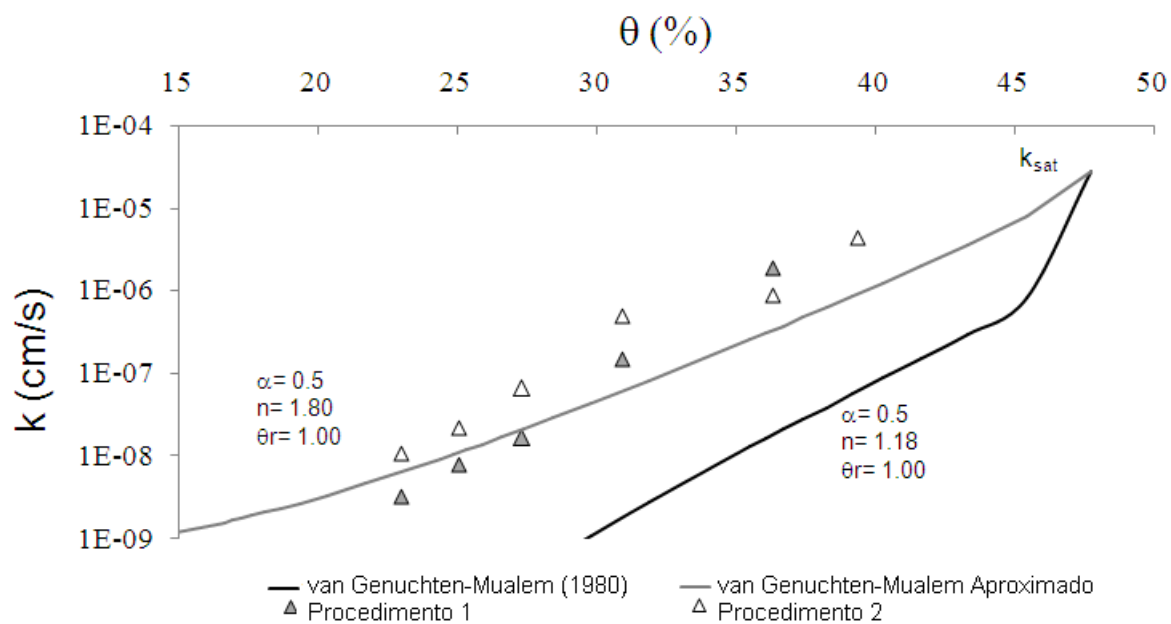


(a)

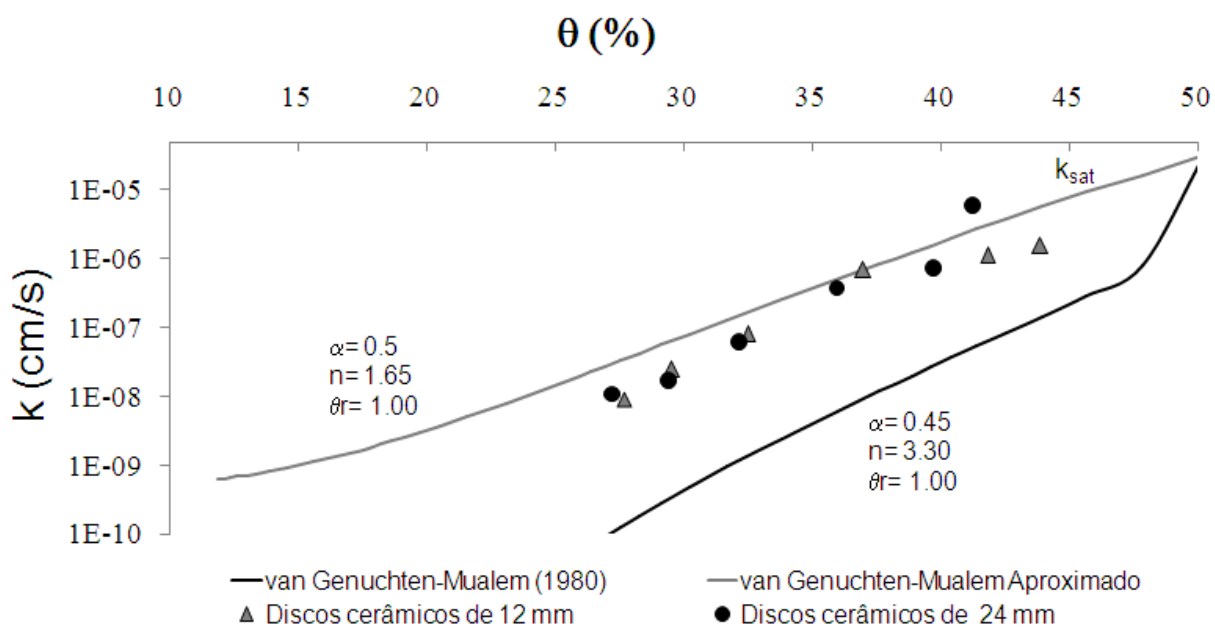


(b)

Figura 4.7- Funções-k : condutividade hidráulica não saturada – sucção para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI

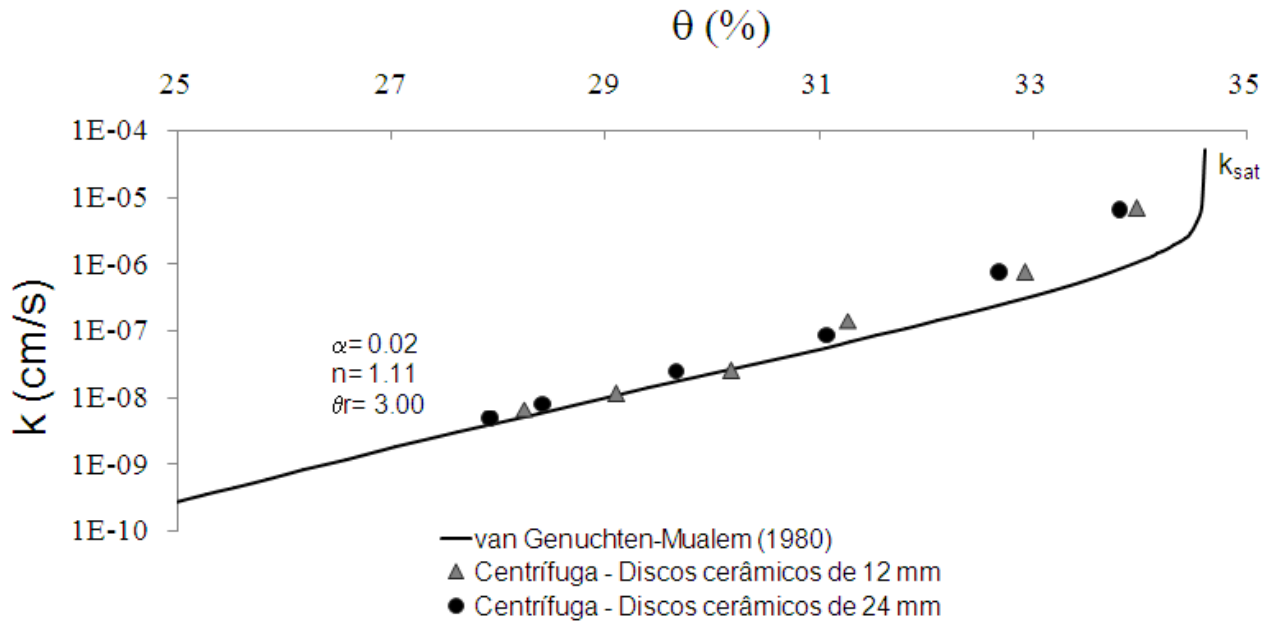


(a)

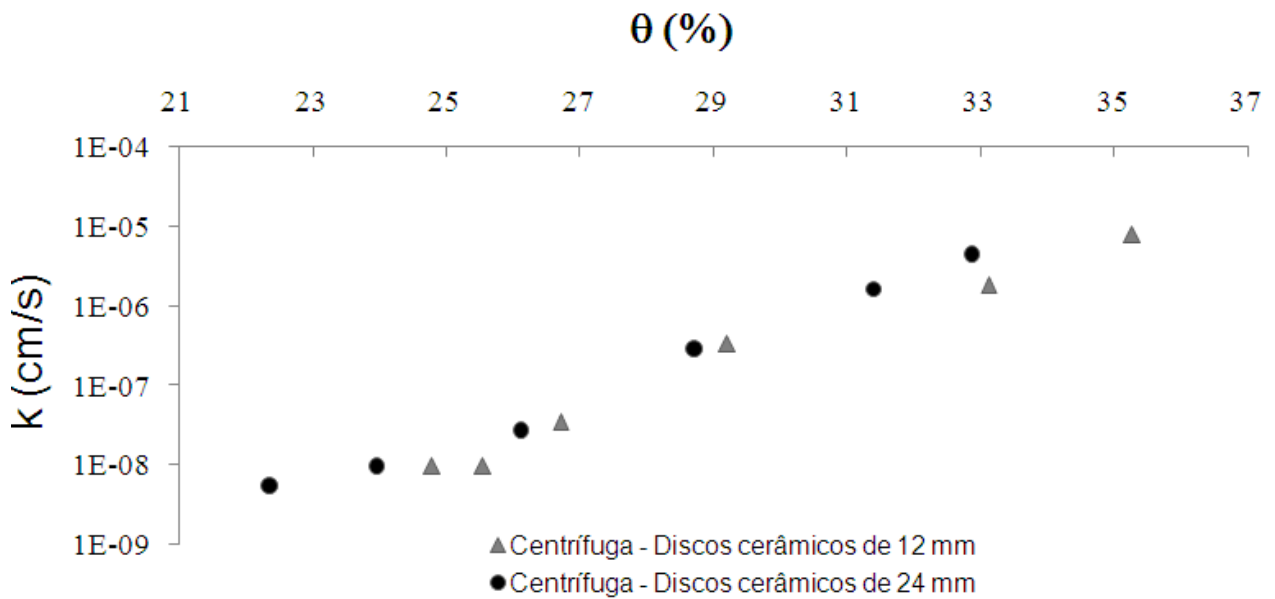


(b)

Figura 4.8 - Relação condutividade hidráulica não saturada – teor de umidade volumétrica para (a) solo jovem remoldado, JR; (b) solo jovem indeformado, JI

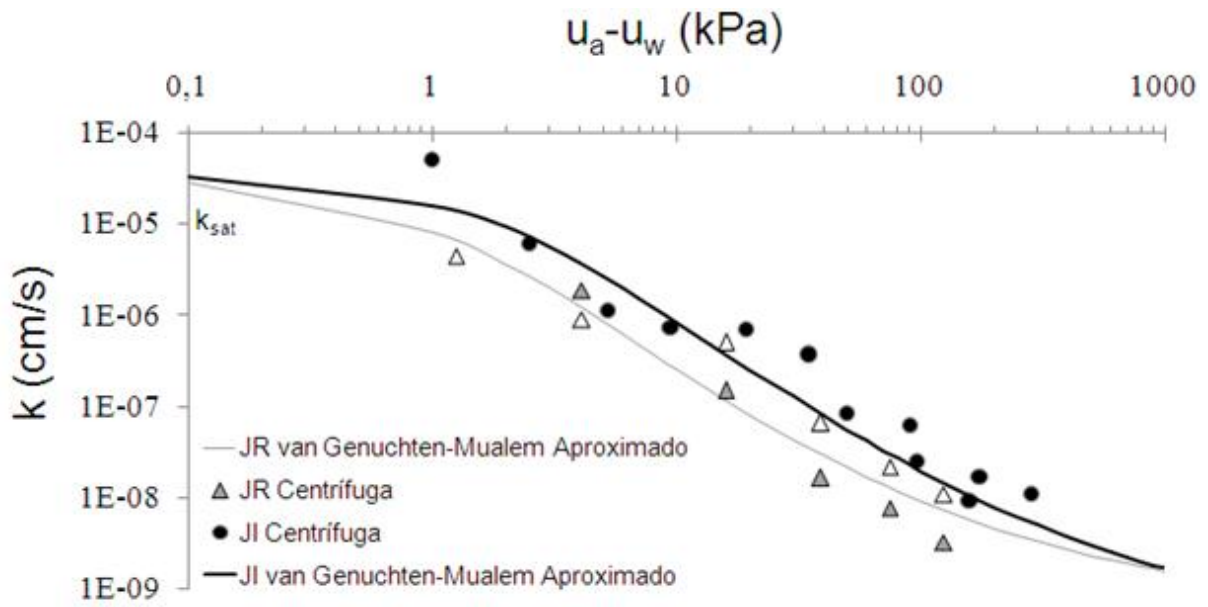


(a)

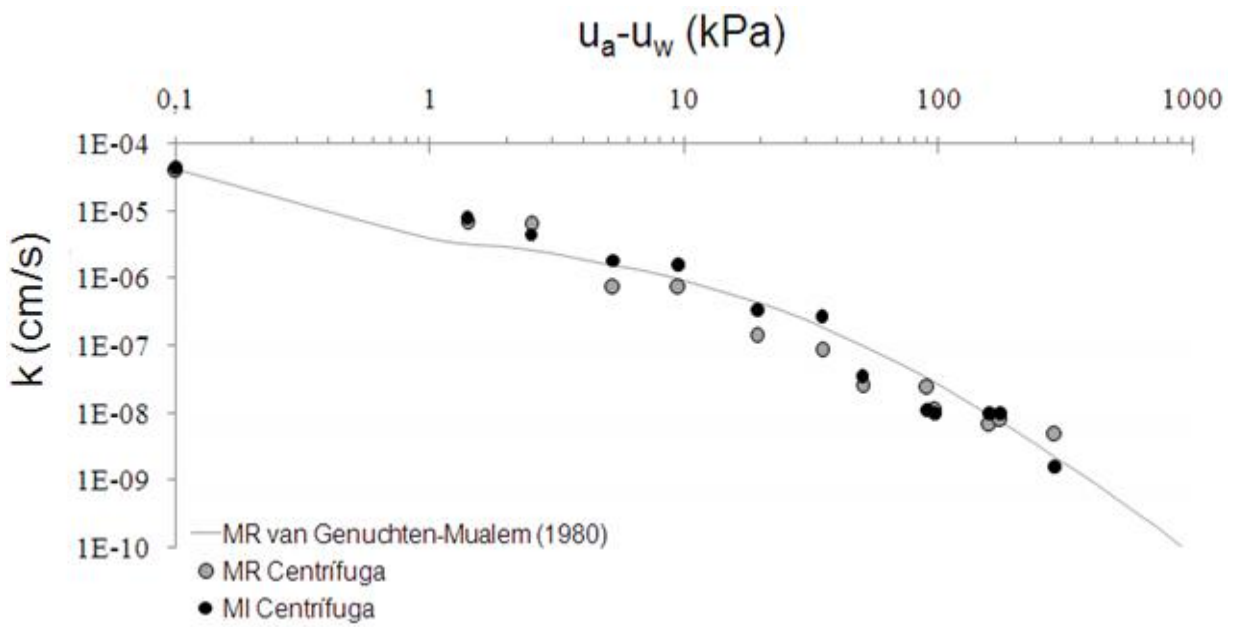


(b)

Figura 4.9 - Relação condutividade hidráulica não saturada – teor de umidade volumétrico para (a) solo maduro remoldado, MR; (b) solo maduro indeformado, MI



(a)



(b)

Figura 4.10- $k-\Psi$ (a) solo jovem remoldado, JR e solo jovem indeformado, JI; (b) solo maduro remoldado, MR e solo maduro indeformado, MI

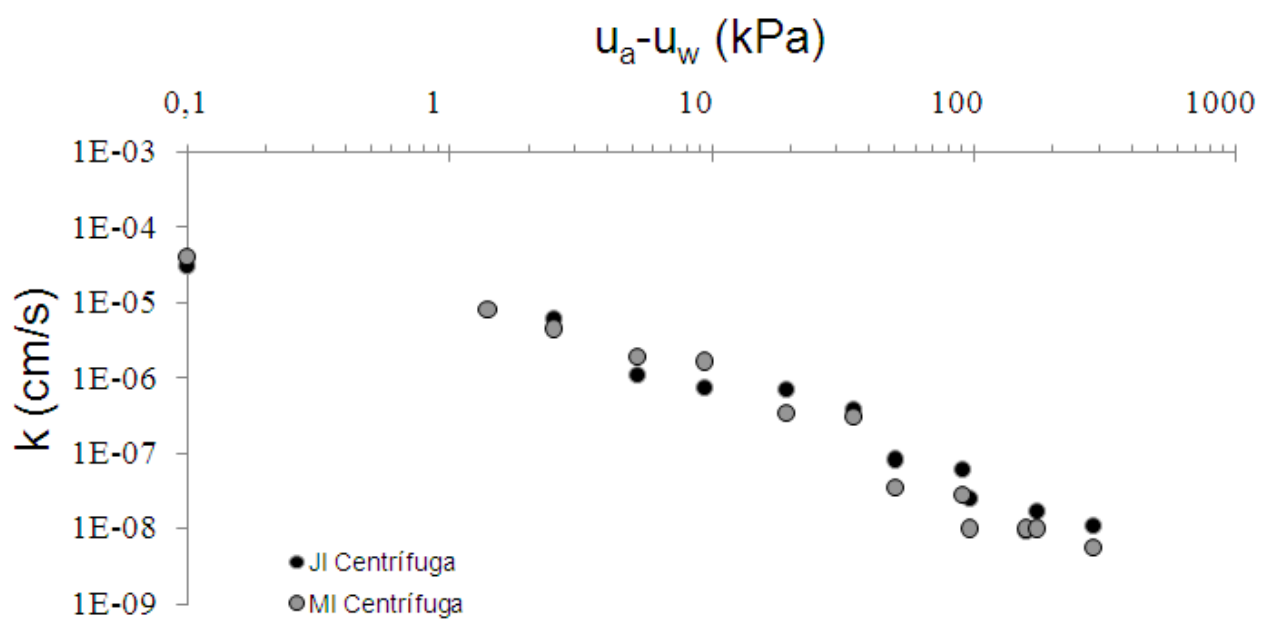


Figura 4.11 - $k-\Psi$: solo jovem indeformado, JI e solo maduro indeformado, MI

5. CONCLUSÕES

Uma metodologia alternativa para obtenção da curva característica de sucção e da condutividade hidráulica não saturada do solo por meio de uma centrífuga de pequena escala em regime transiente e sem instrumentação foi apresentada. Pesquisas relacionadas à avaliação da influência dos discos cerâmicos sobre os resultados dos ensaios foram realizadas incluindo a avaliação de diferentes procedimentos de ensaio na precisão dos resultados experimentais. Do programa de pesquisa envolvendo a avaliação da curva característica de sucção e da condutividade hidráulica não saturada de amostras remoldadas e indeformadas de solo residual de gnaiss pode ser concluído que:

- A curva característica de sucção determinada através da metodologia proposta apresentou boa concordância com dados experimentais obtidos por métodos convencionais como o método do papel filtro, câmara de pressão e funil de placa porosa indicando o excelente potencial do uso da metodologia para obtenção da curva característica de sucção num período de tempo reduzido para os quatro ensaios executados com os solos estudados
- Para a aplicação da metodologia proposta uma maior atenção foi dada às variações no volume das amostras durante o ensaio. Uma vez que não foram observadas variações significativas, a densidade inicial do solo foi utilizada para o cálculo do teor de umidade volumétrico nas amostras dos solos estudados.
- A metodologia da centrífuga foi capaz de determinar a curva de retenção de água no solo com boa acurácia até magnitudes de sucção da ordem de 900 kPa.
- Em relação à estimativa da condutividade hidráulica não saturada, os resultados experimentais conduzidos no solo JR indicaram que o processo de umedecimento dos discos cerâmicos durante o ensaio teve influência sobre os resultados, ou seja, melhores resultados obtidos com o “Procedimento 1”,

- A metodologia para obtenção da condutividade hidráulica não saturada indica que é preferível a adoção dos discos cerâmicos de menor espessura visto que há uma melhor definição do período de tempo mínimo necessário para se atingir a condição de equilíbrio.
- A utilização dos discos cerâmicos de 24 mm de espessura para os solos JI, MR e MI reforça a idéia da influência da espessura dos discos nos coeficientes de condutividade hidráulica não saturada.
- As curvas de condutividade hidráulica não saturada obtidas para amostras sobre discos cerâmicos de 24 mm apresentaram maior tendência concordante com àquelas oriundas dos discos cerâmicos de 12 mm comparadas às curvas originadas de amostras de solo em discos de 63 mm.
- As magnitudes de condutividade hidráulica estimadas experimentalmente foram consistentemente mais altas do que as magnitudes previstas pelo modelo de Mualen – van Genuchten, indicando que o modelo matemático proposto por van Genuchten (1980) tende a subestimar a real magnitude de condutividade hidráulica não saturada do solo.
- As magnitudes de condutividade hidráulica experimentais obtidas para o solo MR levaram à Função-k determinada pelo modelo de previsão de Mualen-van Genuchten (1980) com base nos parâmetros de ajuste da curva de retenção.

5.1 PROPOSTAS PARA FUTURAS PESQUISAS

Futuras pesquisas podem se guiar na tentativa de identificar a influência das freqüentes paradas de monitoramento da centrífuga nos resultados finais obtidos. Para tanto, propõe-se que seja adotado um tempo de parada padrão. Este período de tempo deve ser assumido após análise prévia do comportamento das curvas típicas de monitoramento (volume versus \sqrt{t}) a serem obtidas pelo mesmo procedimento utilizado neste estudo. Esta análise balizaria a adoção do tempo de parada para que este fosse correspondente ao tempo de estabilização, isto é, onde não houvesse fluxo e a sucção induzida fosse atingida na amostra de solo ensaiada.

Na presente pesquisa observou-se que a pressão capilar representou bem a sucção mátrica para os solos estudados por meio da equação proposta por Corey (1977) para amostras centrifugadas. A realização dos ensaios para obtenção da curva de retenção de água no solo por meio de técnicas convencionais e já consagradas proporcionou esta verificação visto que o ensaio em centrífuga apresentou boa concordância com estes métodos de uso corrente. Estes métodos serviram como balizadores. É sugerido que novas pesquisas se utilizem de diferentes tipos de solo onde se verifique ou não a aplicabilidade da técnica desenvolvida. Outra vantagem da possível avaliação da técnica em diferentes tipos de solo em pesquisa futura é a verificação simultânea de dois solos de comportamento bem distintos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALFARO SOTO, M.A., 1999, "Estudo da condutividade hidráulica em solos não saturados." São Carlos, 1999.

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.

BARATA, F. E., 1969, "Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro", Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, vol. 2, PP. 507-516, 1969.

BARBOUR, S.L., 1998, "Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, p. 873-894.

BISHOP, A.W., 1959, "The principle of effective stress" - *lecture delivered in Oslo, Norway, in 1955; published in Teknisk Ukeblad*, vol.106, nº 39, 859-863.

BRIGGS, L. J., AND MCLANE, J. W., 1907, "The moisture equivalent of soils." *U.S. Bur. Soils Bull.*, 45, 23.

BROOKS, R. H. & COREY, A. T., 1964, "Hydraulic properties of porous medium." *Colorado State University (Fort Collins). Hydrology Paper 3*, 1964.

CHILDS, E. C. & COLLINS-GEORGE, N., 1950, "The permeability of porous materials." *Roy. Soc. Proc., London*, 201, pp. 392 – 405.

COREY, A.T., 1977, "Mechanics of heterogeneous fluids in porous media." *Water Resources Publication*, Littleton, Colo.

CRONEY, D. & COLEMAN, J. D., 1961, "Pore Pressure and Suction in Soils.", *Proceeding of the Conference on Pore pressure and Suction in Soils*, Pp. 31-37. Butterworths, London.

CRONEY, D., COLEMAN, J.D., AND BRIDGE, P.M., 1952, "The suction of moisture held in soil and other porous materials.", *Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Technical Paper No. 24*. H.M. Stationery Office, London.

DELL' AVANZI, E., 2006, "Comparison Between Predicted and Measured Hydraulic Conductivity of an Unsaturated Soil." ,*In: Fourth International Conference on Unsaturated Soils UNSAT 2006*, 2006, Arizona. UNSAT 2006. Arizona : ASCE, 2006. v. 2. p. 1513-1519.

DELL'AVANZI, E., 2004, "Unsaturated Flow Under Increased Gravitational Field." PhD Thesis University of Colorado at Boulder, CO, USA.

DELL'AVANZI, E., 2006, "Comparison Between Predicted and Measured Hydraulic Conductivity of an Unsaturated Soil." , *In: IV International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2006)*, 2006, Carefree, Arizona. Proceedings of IV International Conference on Unsaturated Soils, v.2, p. 1513 – 1524.

DELL'AVANZI, E., ZOMBERG, J.G. & Cabral, A. R., 2004, "Suction Profiles And Scale Factors For Unsaturated Flow Under Increased Gravitational Field.", *Soils and Foundations* 44, No. 3, pp.79-90.

DREGNE, H. E., 1976, "Soils in Arid Regions.", *New York: American Elsevier*, 5 pp.

EDIL, T. B. & MOTAN, S. E., 1984, "Laboratory evaluation of soil suction components.", *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Philadelphia. 7(4): 173-181, Decembre 1984.

FREDLUND, D. G., 1979, "Appropriate concepts and technology for unsaturated soils", *Canadian Geotechnical Journal*, 16:121-139.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H., 1993, "Soil Mechanics for Unsaturated Soils.", *New York: John Wiley & Sons, Inc.* 517p.

FREDLUND, D.G. & XING, A., 1994, "Equations for the soil-water characteristic curve.", *Canadian Geotechnical. Journal*, Vol. 31, n° 3, p. 521-532.

FREDLUND, D.G. AND MORGENSTERN, N.R., 1977, "Stress state variables for unsaturated soils" - *ASCE Journal of Geotechnical Eng. Div. GT5* vol 103 - pp. 447-466.

FREDLUND, D.G.; XING, A. & HUANG, S., 1994, "Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils using the Soil-Water Characteristic Curve.", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, p. 533-546.

GARDNER, R., 1937, "A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range.", *Soil Science*, Baltimore, 43: 277-283.

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.

GENS, A., 1995, "Constitutive modelling: Application to compacted soils.", *First International Conference on Unsaturated Soil*, Paris, vol. 3, 1179-1200.

GERKE, H. H. & M. Th. VAN GENUCHTEN, 1993, "A dual porosity model for simulating the preferential movement of water and solute in structured porous media.", *Water Resour.*, Res. 29:305-319.

HASSLER, G.L., AND BRUNNER, E., 1945, "Measurement of capillary pressures in small core samples.", *Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers*, 160: 114–123.

HERNANDEZ MONCADA, M. P., 2008, "Avaliação de Propriedades Hidráulicas de Solos Tropicais Não Saturados. "Rio de Janeiro, 2008. 324 p. *Tese de Doutorado* – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

HILLEL, D., 1971, "Soil and Water: Physical Principles and Processes.", *Londres: Academic Press, Inc.* p. 29-77.

JENNINGS, J.E. AND BURLAND, J.B., 1962, "Limitation to the use of effective stresses in partly saturated soils" , *Géotechnique*, vol 12, nº2 , 125-144.

KHANZODE, R.M.; VANAPALLI, S.K. AND FREDLUND, D.G., 2002, "Measurement of soil-water characteristic curves for fine-grained soils using a small-scale centrifuge." *Canadian Geotechnical Journal* , Vol. 9, 2002.

LEONG, E.C. & RAHARDJO, H., 1997, "Review of Soil Water Characteristic Curve Equations.", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.123, nº 12. p.1106-1117.

LIBARDI, P.L., 1995, "Dinâmica da Água no Solo.", *Edição do Autor, ESALQ, Departamento de Física e Meteorologia*, Piracicaba, 497p.

LIKOS, W. J. & LU, N., 2003, "Automated Humidity System for Measuring Total Suction Characteristics of Clay.", *Geotechnical Testing Journal*, v.26, n. 2, 2003.

MACHADO, S. L. & VILAR, O. M., 1998, "Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados: Ensaio de Laboratório e Determinação Expedita.", *Solos e Rochas*, Vol. 21 (2), p. 65-78

MARINHO, F. A. M., 2005, "Os Solos Não Saturados: aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados". *São Paulo, USP – SP. 200p*

MARINHO, F. A. M., 1997, "Medição de Sucção em Solos", *Anais do 3 Simposio Brasileiro de Solos Não Saturados*. Rio de Janeiro, 1997.

MCCARTNEY, J. S., 2007, "Determination of the hydraulic characteristics of unsaturated soils using a centrifuge permeameter." *Ph.D. thesis, The Univ. of Texas at Austin*.

NIMMO, J. R., RUBIN, J. AND HAMMERMEISTER, D. P., 1987, "Unsaturated flow in a centrifugal field: measurement of hydraulic conductivity and testing of Darcy's law.", *Water Resources Research*, 23, 124-134.

PETER, R. R. & E. A. KLAVETTER, 1988, "A continuum model for water movement in an unsaturated fractured rock mass.", *Water Resour. Res.* 24:416-430.

POULOSE, A., SMITHA, R. NAIR AND SINGH, D. N., 2000, "Centrifuge Modelling of Moisture Migration in Silty Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. Vol. 126, No. 8, (2000). 748-752.

REICHARDT, K., 1985, "Processos de Transferência no Sistema Solo-Planta-Atmosfera", 4ª ed. Campinas: Fund. Cargill. 466p.

REICHARDT, K., 1990, "A água em sistemas agrícolas.", São Paulo: Ed. Manole Ltda. Cap.3, p.27-65.

RICHARDS, B. G., EMERSON, W. W. & PETER, P., 1986, "Discussion of "Evaluation of soil suction components by T. B. Edil and S. E. Motan", *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Philadelphia, 9(1): 41-45, March, 1986.

RIDLEY, A.M. & WRAY, W.K., 1995, "Suction measurement: A review of current theory and practices", In: *1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Unsaturated Soils. p.1293-1322.*

RICHARDS, B. G., 1974, "Behavior of unsaturated soils.", In: *LEE, 1. K., ed. Soil Mechanics. New York, American Elsevier Publishing Company, Inc., 1974. cap. 4. p.112 -157.*

RÖHM, S. A., 1997, "Solos não Saturados: Monografia Geotécnica Nº 4", São Carlos, EESC – USP, 135 p.

RUSSELL, M.B., AND RICHARDS L.A., 1938, "The determination of soil moisture energy relations by centrifugation.", *Soil Science Society of America Proceedings*, 3: 65–69.

SINGH, D. N. AND GUPTA, A. K., 2000, "Modelling hydraulic conductivity in a small centrifuge", *Canadian Geotechnical Journal*. 37(5). (2000). 1150-1155.

SINGH, D. N., KURIYAN, SNEHA J. AND MADHURI, V., 2001, "Application of a Geotechnical Centrifuge for Estimation of Unsaturated Soil Hydraulic Conductivity", *Journal of Testing and Evaluation, ASTM*. 29(6),(2001),556-562.

SINGH, D.N. AND KURIYAN, SNEHA J., 2002, "Estimation of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils Using a Geotechnical Centrifuge", *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3). (2002), 684-694.

STEPHENS, D.B., 1996, "Vadose zone hydrology.", *CRC Press, Lewis Publishing, New York*.

TOZATTO, J. H. F., 2005, "Contribuição ao estudo da influência de pequenos dutos na infiltração de chuva e instabilidade de encostas.", Rio de Janeiro, 2005.

VAN GENUCHTEN, M. TH, 1980, "A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils", *Soils Science Society of American Journal*, Vol. 44, p. 892-898.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G., PUFAHL, D.E., AND CLIFTON, A.W., 1996, "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction.", *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 379–392.

VARGAS, M., 1953, "Some engineering properties of residual Clay soils occurring in southern Brazil." *Proceeding of the 3rd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, 1, pp. 67-71, 1953.

VAZ, L. F., 1996, "Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais. Solos e Rochas, São Paulo, 19 (2), PP. 117-136, 1996.

VILAR, O.M, 2002, "Resistência ao Cisalhamento.", Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

WHEELER, S. J. & KARUBE, D., 1995, "Constitutive modelling.", *First International Conference on Unsaturated Soil*, Paris, vol. 3, 1323-1356.

WRIGHT, J.V., CONCA, J.L., AND XIAOBING, C., 1994, "Hydrostratigraphy and recharge distributions from direct measurements of hydraulic conductivity using the UFA method.", *PNL Technical Report PNL- 9424*, Pacific Northwest Laboratory, Richland, Wash.

ZORNBERG, J. G., AND MCCARTNEY, J. S., 2010, "Centrifuge permeameter for unsaturated soils II: Measurement of the hydraulic characteristics of an unsaturated clay." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136_8_, 1064–1076. JOURNAL

Anexo I

Anel ID	Massa do anel + CP (g)	Massa do anel (g)	Massa do CP(g)	Volume (cm ³)	Densidade Aparente Úmida (g/cm ³)	w (%)	Densidade Aparente Seca (g/cm ³)	G	e	η (%)	S(%)
---------	------------------------	-------------------	----------------	---------------------------	---	-------	--	---	---	-------	------

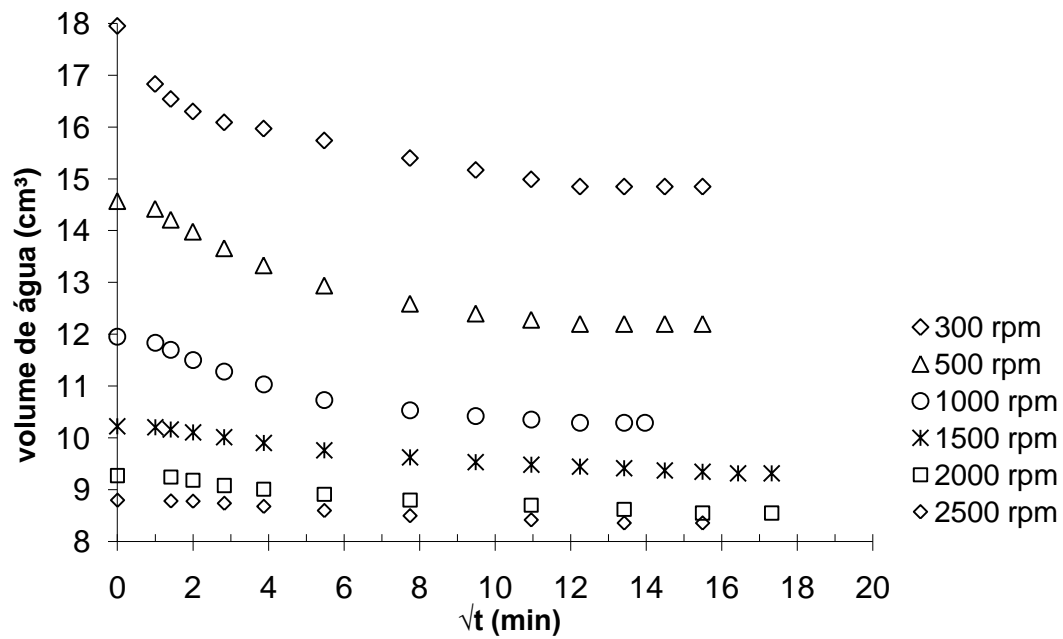
JR	8	66,28	6,95	59,33	35,72	1,661	19,32	1,392	2,67	0,918	47,9	56,2
	2	64,93	6,75	58,18	35,07	1,659	19,32	1,390	2,67	0,920	47,9	56,0
	40	66,25	6,95	59,30	35,68	1,662	19,32	1,393	2,67	0,917	47,8	56,3
	41	65,64	6,55	59,09	35,38	1,670	19,32	1,400	2,67	0,908	47,6	56,8

JJ	2	65,80	6,75	59,05	35,07	1,684	11,40	1,392	2,67	0,766	43,4	39,7
	18	67,71	6,72	60,99	35,26	1,730	11,40	1,410	2,67	0,720	41,8	42,3
	40	67,83	6,95	60,88	35,68	1,706	11,40	1,397	2,67	0,743	42,6	41,0
	35	63,28	6,82	56,46	35,56	1,588	11,40	1,402	2,67	0,873	46,6	34,9

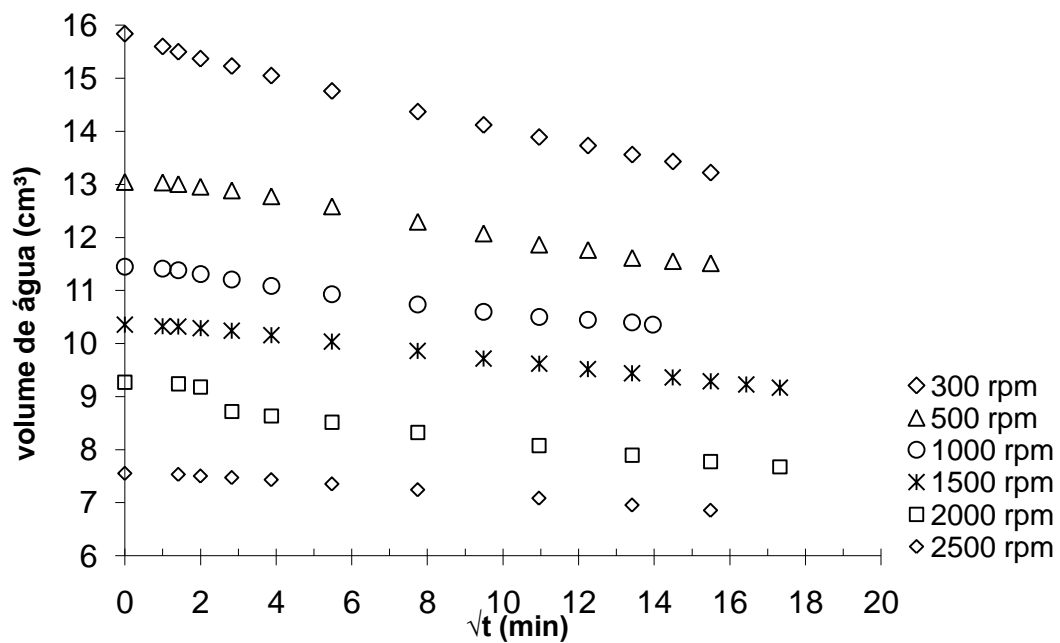
MR	9	76,71	6,66	70,05	35,24	1,988	19,40	1,665	2,76	0,658	39,7	81,4
	1	77,52	6,76	70,76	35,50	1,993	19,40	1,669	2,76	0,653	39,5	82,0
	43	78,38	7,07	71,31	35,89	1,987	19,40	1,664	2,76	0,659	39,7	81,3
	12	77,55	6,90	70,65	35,72	1,978	19,40	1,657	2,76	0,666	40,0	80,4

MI	18	79,03	6,72	72,31	35,26	2,051	11,75	1,665	2,76	0,504	33,5	64,3
	40	81,99	6,95	75,04	35,68	2,103	18,47	1,659	2,76	0,555	35,7	91,9
	2	78,46	6,75	71,71	35,07	2,045	14,84	1,678	2,76	0,550	35,5	74,5
	12	78,64	6,90	71,74	35,72	2,008	11,75	1,657	2,76	0,536	34,9	60,5

Anexo II

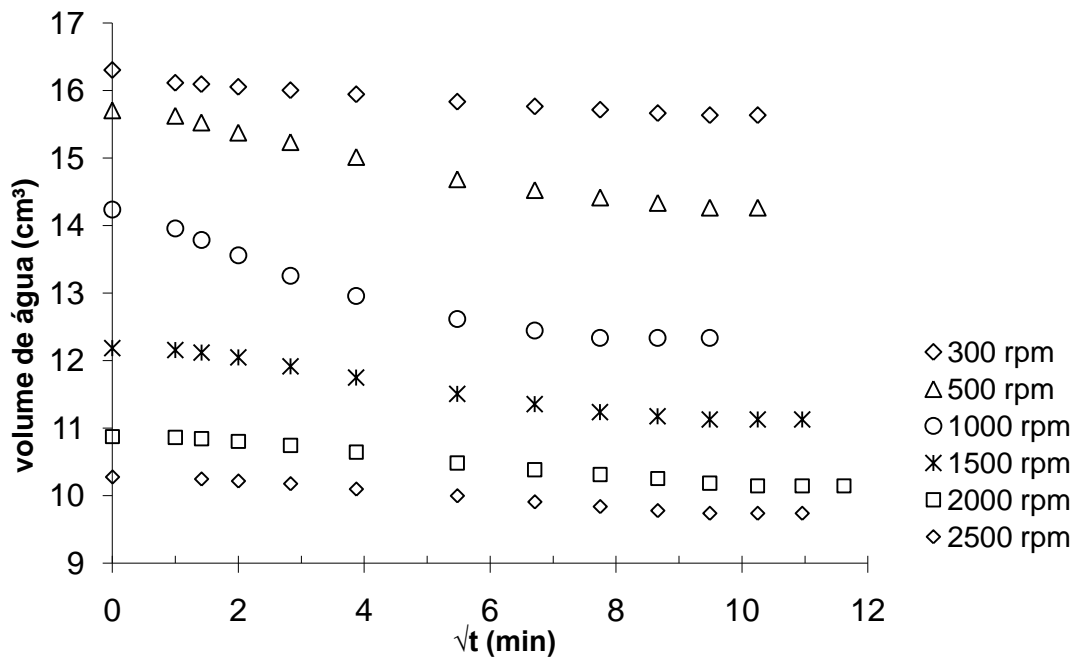


Curvas de monitoramento para amostras de solo JR sobre discos de 12 mm

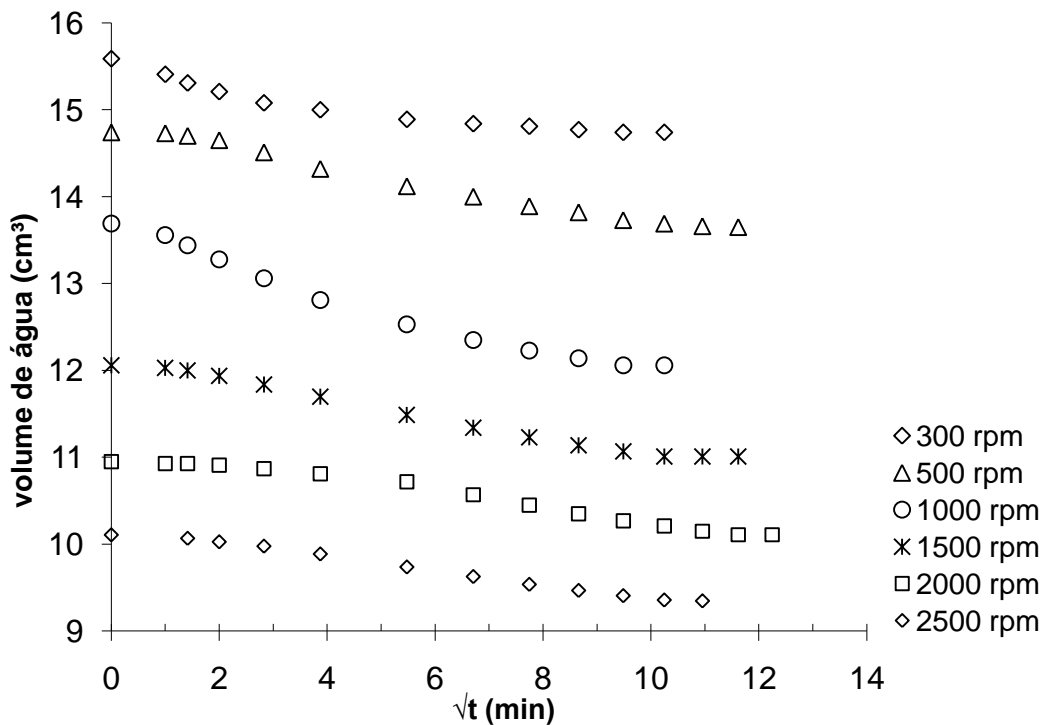


Curvas de monitoramento para amostras de solo JR sobre discos de 63 mm

Anexo II

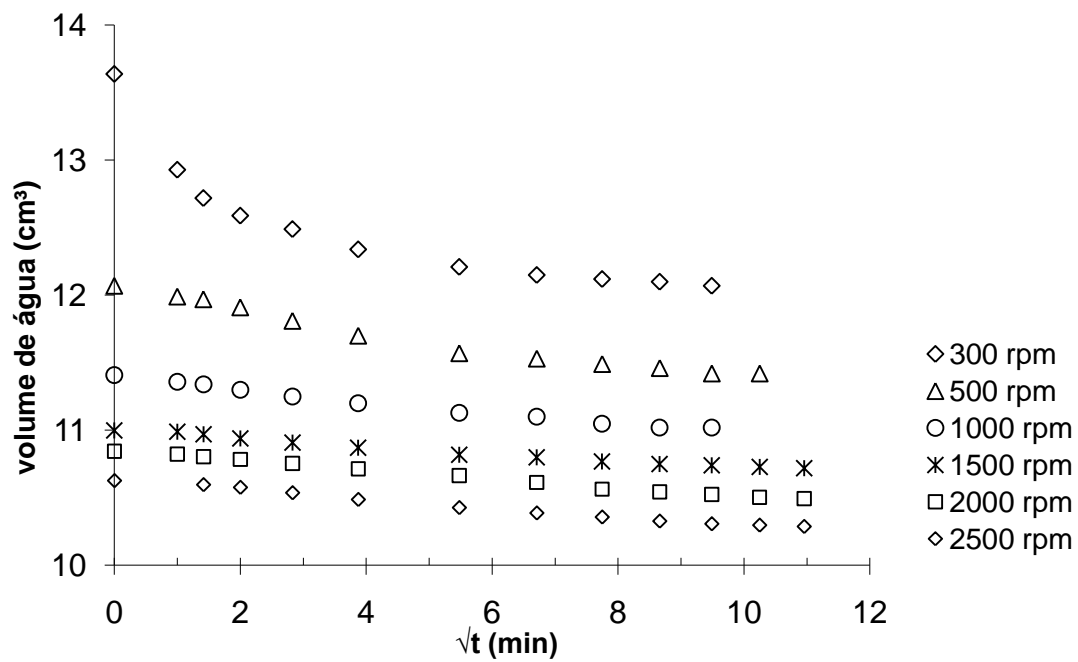


Curvas de monitoramento para amostras de solo JI sobre discos de 12 mm

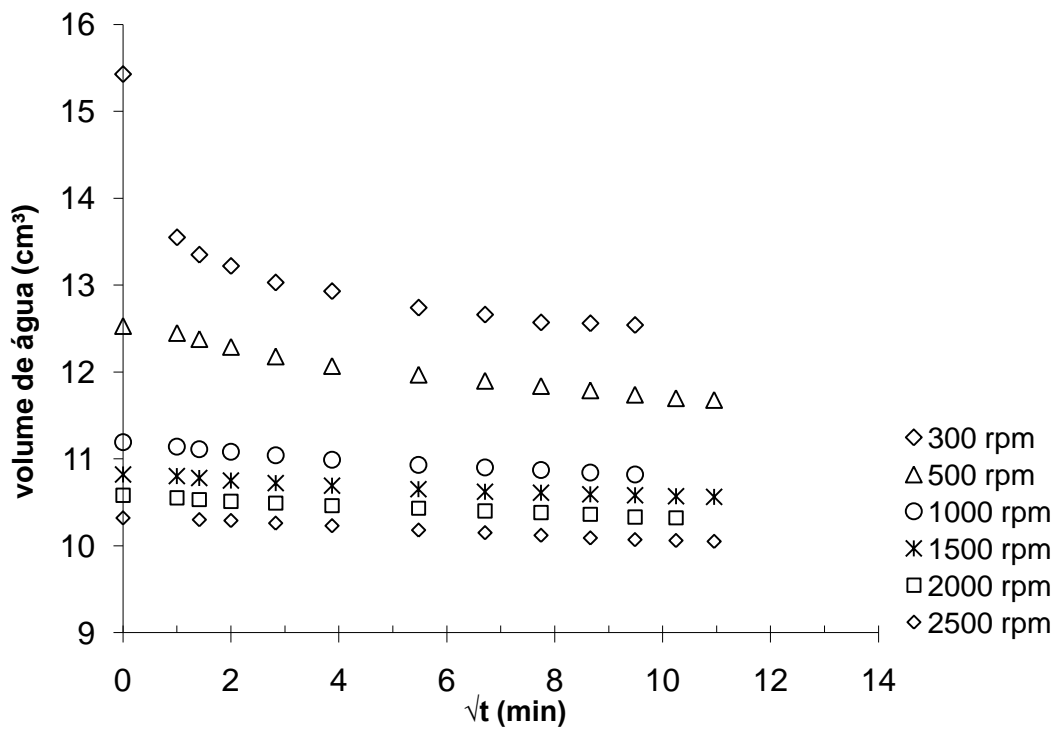


Curvas de monitoramento para amostras de solo JI sobre discos de 24 mm

Anexo II

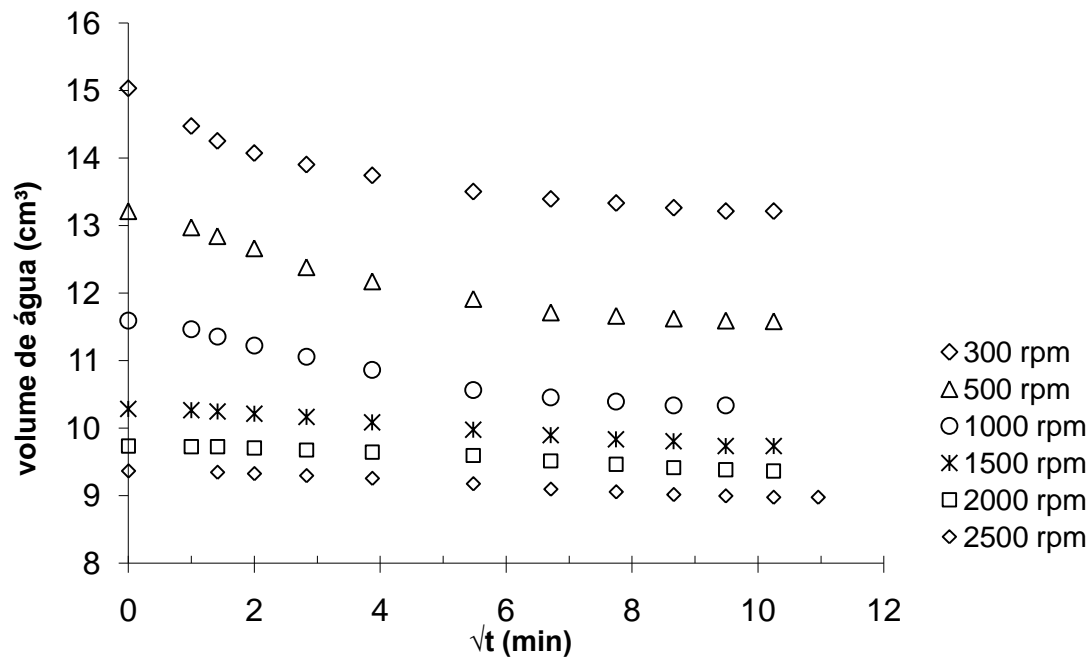


Curvas de monitoramento para amostras de solo MR sobre discos de 12 mm

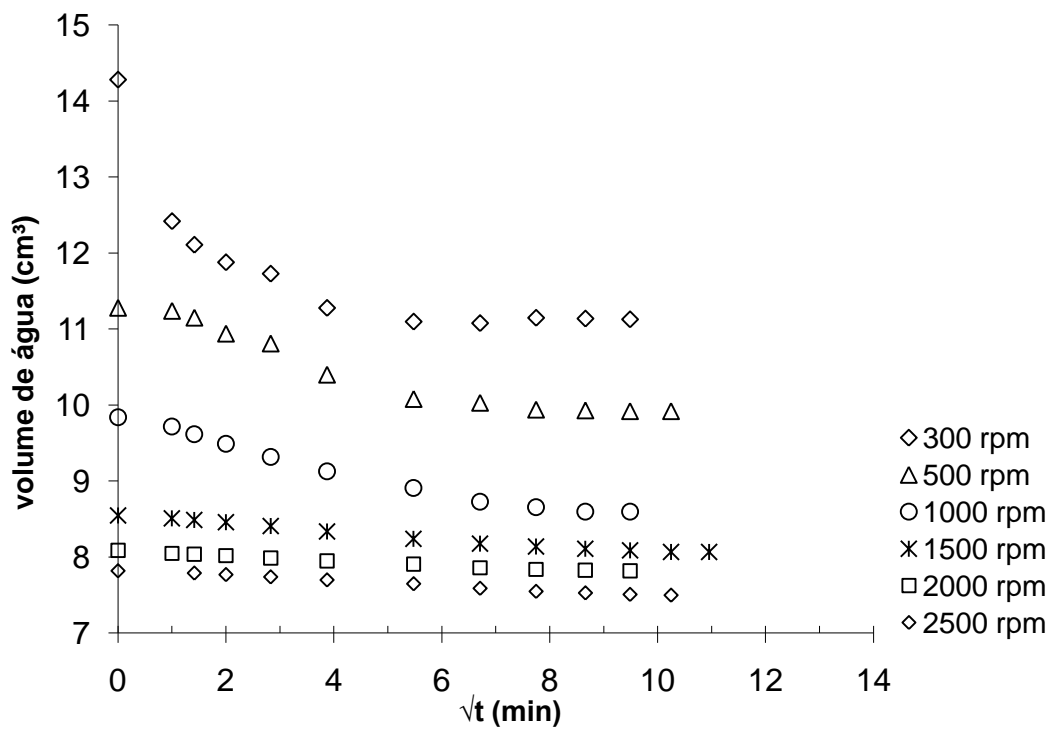


Curvas de monitoramento para amostras de solo MR sobre discos de 24 mm

Anexo II



Curvas de monitoramento para amostras de solo MI sobre discos de 12 mm



Curvas de monitoramento para amostras de solo MI sobre discos de 24 mm