

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EFEITO DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NO CALCULO DO  
EMPUXO EM SOLOS TROPICAIS**

**EDUARDO DIMAS DE ALSINA GRAU**

**ORIENTADOR: PROF. GREGÓRIO LUIS SILVA ARAÚJO E**  
**CO-ORIENTADOR: PROF. MANOEL PORFIRIO CORDÃO NETO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM – 240/2014**

**BRASILIA / DF – MARÇO / 2014**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EFEITO DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NO CALCULO DO  
EMPUXO EM SOLOS TROPICAIS**

**EDUARDO DIMAS DE ALSINA GRAU**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**GREGÓRIO LUIS SILVA ARAÚJO, D.Sc.**  
**(UnB) (ORIENTADOR)**

---

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc.**  
**(UnB) (CO-ORIENTADOR)**

---

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, D.Sc.**  
**(UnB) (EXAMINADOR INTERNO)**

---

**WAY YING YUK GEHLING, D.Sc.**  
**(UFRGS) (EXAMINADOR EXTERNO)**

**BRASÍLIA/DF, 31 DE MARÇO DE 2014.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

GRAU, EDUARDO DIMAS DE ALSINA, Efeito da Variação de Umidade no Cálculo do Empuxo em Solos Tropicais. [Distrito Federal] 2014.

xvi, 105 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Engenharia Civil, 2014).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Empuxo no repouso	2. Sucção
3. Solos não saturados	4. Solos porosos
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

GRAU, E.D.A. (2014). Efeito da Variação de Umidade no Empuxo em Solos Tropicais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-240/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Eduardo Dimas de Alsina Grau

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Efeito da Variação de Umidade no Empuxo em Solos Tropicais.

GRAU / ANO: Mestre / 2014

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Eduardo Dimas de Alsina Grau  
Rua 3 Sul – lote 8, Apt. 204. 71936-750 – Águas Claras  
71960-750 - Brasília /DF – Brasil

## **DEDICATÓRIA**

*Dedico este humilde trabalho a memória de meu pai Rosendo Alsina Grau e meu irmão Fernando de Alsina Grau, que partiram precocemente da minha vida.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus por edificar um universo tão instigante e uma criatura tão curiosa como o homem.

Agradeço a minha mãe Maria, minha esposa Thais Helena, meus filhos Gabriela e José Octávio e minha neta Magdalena por todo amor que recebo e que transborda para tudo que faço.

Aos professores da Geotecnia UnB e em especial ao meu orientador Gregório Luis Silva Araújo e ao co-orientador Manoel Porfírio Cordão Neto pela imensa paciência em ensinar e corrigir.

Ao colega Iván Fernando Otálvaro Calle pela ajuda na reconstrução da célula oedométrica e pelos ensinamentos e atalhos da prática de laboratório.

A colega Oisy Menendez pelo auxílio fundamental na realização dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Ao Sr. Artur da mecânica, sempre disposto a ajudar nos ajustes dos equipamentos.

A engenheira Julieth Monroy da Universidade de Los Andes pela orientação na instrumentação, programação e configuração dos sistemas de aquisição.

A secretária Cida por zelar pela minha documentação durante todos estes anos.

Ao Conselho Nacional de desenvolvimento Científico – CNPq pelo apoio financeiro.

Muito Obrigado!

## RESUMO

A prática dos projetos de contenções de maciços em obras provisórias ou definitivas usualmente emprega as teorias de Estado Limite de Ruptura que satisfaçam as condições de deformações mínimas para mobilização dos empuxos ativos e passivos. Esse procedimento conduz a superestimação dos esforços atuantes e conseqüentemente dos custos envolvidos nas obras. Por outro lado, a dificuldade e imprecisão na obtenção de  $K_0$  mantém esse círculo vicioso. Com o objetivo de aprofundar o estudo de  $K_0$ , notadamente para solos não saturados, reconstruiu-se a célula oedométrica desenvolvida por Oliveira (1998) dotando-a de novos anéis expansores e novo sistema de aquisição de dados. Optou-se também pelo uso de amostras indeformadas oriundas do Campus da UnB de características bastante conhecidas. Os resultados obtidos demonstram a influência da sucção no valor de  $K_0$ . Finalmente, propôs-se acrescentar a equação de Mayne e Kulhawy (1982) um fator de redução proporcional a sucção a que está sujeito o solo.

## **ABSTRACT**

The practice of earth retaining structures design in temporary or permanent works usually employs the theories of State Limit satisfying the conditions of minimal deformations to mobilize active and passive thrusts. This leads to overestimation of the acting forces and consequently the costs involved in the works. Furthermore, the difficulty and uncertainty in obtaining  $K_0$  keeps this vicious circle. In order to obtain a better knowledge in the study of  $K_0$ , especially for unsaturated soils, rebuilt to oedométrica cell developed by Oliveira (1998) endowing it with new expanders and new system data acquisition rings. Also, it was opted for the use of undisturbed samples, derived from UnB Campus of well-known features. The results indicate the dependence of  $K_0$  levels of suction that is local and independence in relation to soil trend in the cycle wetting – drying, up of the dry season to the wet or otherwise. Finally, it was proposed to add the equation of Mayne & Kulhawy (1982) a factor proportional reduction of suction which governs the soil.

# ÍNDICE

Capítulo	Página
1	CAPÍTULO – INTRODUÇÃO ..... 1
1.1	Motivação ..... 1
1.2	Objetivos da pesquisa ..... 3
2	CAPÍTULO - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... 4
2.1	Curva de retenção de água ..... 4
2.1.1	Definições ..... 4
2.1.2	Fatores que influenciam a curva de retenção ..... 7
2.1.3	Métodos de obtenção da curva de retenção ..... 8
2.1.4	Modelos de representação gráfica da curva de retenção ..... 11
2.2	Características do solo local..... 13
2.3	Variação da sucção ao longo do ano ..... 15
2.4	Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados ..... 18
2.5	Empuxo no repouso..... 22
2.5.1	Definições ..... 22
2.5.2	$K_0$ – Solos normalmente adensados ..... 24
2.5.3	$K_0$ – Solos sobreadensados ..... 26
2.5.4	$K_0$ – Dependência da sucção..... 29
2.5.5	$K_0$ – Dados locais ..... 33
2.6	Equipamentos com controle de sucções ..... 37
3	CAPÍTULO – MATERIAIS E MÉTODOS EMPREGADOS ..... 48
3.1	Características do local de amostragem..... 48
3.2	Amostragem do solo..... 49
3.3	Caracterização do solo..... 50
3.4	Curva de retenção do solo..... 51



3.4.1	Método do papel filtro .....	51
3.5	Porosimetria por intrusão de mercúrio .....	53
3.6	Ensaio oedométrico .....	56
3.7	Equipamento para ensaios $K_0$ .....	56
3.8	Ajustes na realização dos ensaios.....	62
4	CAPÍTULO – RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	65
4.1	Ensaio de caracterização .....	65
4.2	Determinação da curva de retenção.....	68
4.3	Ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio .....	70
4.4	Curvas de retenção – Equações de ajuste .....	77
4.5	Ensaio oedométrico simples .....	79
4.6	Ensaio de sucção constante com leitura de $K_0$ .....	80
4.7	Ensaio de sucção variável com leitura de $K_0$ .....	82
4.8	Ensaio de cisalhamento .....	88
5	CAPÍTULO – CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	97
5.1	Conclusões .....	97
5.2	Sugestões .....	98
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	100

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2-1 - Parâmetros médios de adensamento e resistência ao longo da profundidade (Guimarães, 2002).....	14
Tabela 2-2. Sucção mátrica ao longo do ano (Mota, 2003).....	17
Tabela 2-3 Equações do coeficiente de empuxo no repouso.....	28
Tabela 2-4 - Parâmetros $K_0$ calculados com base nos dados de Guimarães (2002) .....	34
Tabela 2-6– Valores de $K_0$ obtidos dos ensaios triaxiais de Guimarães (2002). .....	34
Tabela 2-7– Ensaios realizados por Santos et al (2007).....	35
Tabela 3-1- Propriedades físicas das cerâmicas (catálogo da Soil Moisture, 2013). .....	64
Tabela 4-1– Índices físicos do solo amostrado .....	66
Tabela 4-2 – Tabela de valores de $K_0$ obtidos com a formulação de alguns autores. ....	86

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 1.1 – Vala em solo lateríticos onde ocorreu acidente que vitimou três operários (Dias, W/ Abr - Agencia Brasil, 21.07.2011) .....	2
Figura 1.2 - Cortina de estacas cravadas metálicas (Foto cedida pela Infraestrutura Engenharia Ltda., Disponível em: <a href="http://www.infraestrutura.eng.br/obra.asp?obra=241">http://www.infraestrutura.eng.br/obra.asp?obra=241</a> ).....	2
Figura 1.3 - Travamento posterior das cortinas (Foto cedida pela Infraestrutura Engenharia Ltda., Disponível em: <a href="http://www.infraestrutura.eng.br">http://www.infraestrutura.eng.br</a> ). .....	3
Figura 2.1 – Distribuição da água presente no solo (Libardi, 2005). .....	4
Figura 2.2 – Formatos típicos das curvas de retenção (modificado de Fredlund e Xing, 1994).	5
Figura 2.3 – Principais pontos na curva de retenção (modificado de Guimarães, 2002). .....	6
Figura 2.4 - Curvas de retenção representativas do perfil de solo do campo experimental (Guimarães, 2002).....	14
Figura 2.5 –Ensaio pressiométrico para a argila porosa de Brasília (Cunha e Vechi, 2001).	15
Figura 2.6 - Precipitações pluviométricas de Brasília (INMET/2013).....	16
Figura 2.7 - Umidade do solo ao longo da profundidade (Mota, 2003). .....	16
Figura 2.8 - Séries mensais de Sucção (kPa) x profundidade (m), com dados obtidos por Mota (2003). .....	17
Figura 2.9 – Envoltória de Mohr-Coulomb estendida (Fredlund, 1978).....	19
Figura 2.10 – Variações na coesão e no ângulo de atrito com a sucção (Delage e Graham, 1995).....	20
Figura 2.11 - Diagrama de variação dos empuxos. ....	24
Figura 2.12 - Histórico de tensões num solo na condição $K_0$ . ....	26
Figura 2.13 – $K_0$ para diferentes valores de OCR (Church, 2003).....	29
Figura 2.14 - Comportamento da tensão horizontal durante a saturação (Brown e Sivakumar, 2008).....	31
Figura 2.15 – Tensões horizontais <i>versus</i> carregamento (Hanna, 2008).....	32
Figura 2.16 – Variação de $K_0$ com o grau de saturação em solo expansivo (Zhang, 2009). ....	33
Figura 2.17 – Anisotropia induzida na molhagem (Gitirana, 1999). .....	33
Figura 2.18 – Variação de $K_0$ com a profundidade em amostras indeformadas (Guimarães, 2002) e ensaios pressiométricos (Cunha e Vechi, 2001).....	35
Figura 2.19 -Variação de $K_0$ com o grau de saturação (Peixoto, 1999) .....	36

Figura 2.20 - Variação das tensões horizontais obtidas por Peixoto (1999): a) tensões horizontais líquidas <i>versus</i> tensões verticais líquidas; b) tensões horizontais líquidas <i>versus</i> sucção. ....	36
Figura 2.21 – Célula Triaxial de Bishop e Donald (1961).....	41
Figura 2.22 – Célula de Lloret (1982) .....	42
Figura 2.23 – Célula de Kassif e Bem Shalom (1971) aprimorada por Delage (1992). ....	43
Figura 2.24 – Oedômetro de Esteban (1990). ....	43
Figura 2.25 – Célula de Kolymbas e Bauer (1993).....	44
Figura 2.26 – Anel oedométrico flutuante (Montañez, 2002). ....	45
Figura 2.27 – Anel flutuante com <i>strain gauges</i> defasados de 120° (Gareau, 2003).....	45
Figura 2.28 – Anel desenvolvido por Pereira et al (2007).....	46
Figura 2.29 – Equipamento desenvolvido por Cruz e Hoyos (2011).....	47
Figura 2.30 – Oedômetro do Imperial College (IC), modificado por Monroy (2014). ....	47
Figura 3.1 - Local de coleta das amostras de solo em frente ao SG 12 – Talude da obra. ....	48
Figura 3.2 - a) Talude de retirada da amostra, b) Confecção do bloco de amostra e c) Bloco acondicionado para transporte. ....	49
Figura 3.3 - Funil de Haines (Santos, 2008) .....	37
Figura 3.4 – Placa de sucção segundo Otálvaro (2013), modificada da desenvolvida por Feuerharmel et al (2006).....	38
Figura 3.5 -a) Base da placa de sucção, b) Reservatório superior e c) Bureta com régua milimétrica para aferir posição vertical do menisco. ....	39
Figura 3.6 - Câmara de sucção e painel de controle das pressões.....	40
Figura 3.7 – Recalque e mudança de volume de água até o equilíbrio das sucções: a) difusão do ar sob a pedra porosa; b) evaporação do ar (Farulla e Ferrari, 2005).....	41
Figura 3.8 – Posição dos papéis filtro para determinação da sucção mátrica (Gómez-Muñeton, 2013).....	52
Figura 3.9 - Analogia entre a função densidade de poros e a SWCC (Otálvaro, 2013).....	54
Figura 3.10 – Estufa a vácuo do laboratório UnB.....	55
Figura 3.11 – Curvas de intrusão e extrusão Boom clay (Romero, 1999).....	55
Figura 3.12 - Esquema da célula oedométrica de Lloret (1982), por Oliveira (1998). ....	57
Figura 3.13 - Célula de ensaio em aço inoxidável. ....	58
Figura 3.14 - Painel de controle das pressões. ....	59

Figura 3.15 - a) Módulo de aquisição NI cDAQ 9174 da NI e b) sistema de tratamento de dados.....	59
Figura 3.16 – Anel oedométrico em latão com strain-gauges instalados. ....	60
Figura 3.17 – Medidas do anel oedométrico em milímetros. ....	60
Figura 3.18 - Calibração inicial do anel oedométrico instrumentado com extensômetros elétricos.....	62
Figura 4.1 - Curva granulométrica das três amostras coletadas a um metro de profundidade. ....	66
Figura 4.2 – Curvas granulométricas: a) Guimarães (2000), b) Silva (2009).....	67
Figura 4.3 – Amostra de solo em microscopia eletrônica de varredura (Guimarães, 2002). ...	67
Figura 4.4 – Curva de retenção de água (SWRC) sem carregamento. ....	69
Figura 4.5 - Curvas de retenção dos solos do campus UnB (Guimarães 2002).....	69
Figura 4.6 – Porosimetria por intrusão de mercúrio – curva acumulada.....	70
Figura 4.7 - Porosimetria por intrusão de mercúrio: a) curva acumulada, b) distribuição de poros. ....	71
Figura 4.8 – determinação do percentual de macroporos e microporos. ....	72
Figura 4.9 – Curvas de sucção pelo método do papel filtro e por meio da porosimetria. ....	73
Figura 4.10 – Curva de densidade de tamanho dos poros, MIP (Silva, 2009).....	74
Figura 4.11 – Curvas de retenção de água realizadas nos solos do campus da UnB. ....	75
Figura 4.12 – Ensaios de porosimetria com carregamento prévio. ....	75
Figura 4.13 – Distribuição de frequência dos poros. ....	76
Figura 4.14 – Curva de retenção (curva aproximada) ajustada com a Equação de van Genuchten (1980).....	77
Figura 4.15 - Curva de retenção (curva aproximada) ajustada com a Equação de Durner (1994). ....	78
Figura 4.16 – Curva de sucção obtida por Guimarães comparada com a do porosímetro. ....	78
Figura 4.17 - Ensaio de adensamento simples em amostra saturada.....	79
Figura 4.18 – Variação de $K_0$ para sucção constante e igual a 30 kPa.....	80
Figura 4.19 – Variação do índice de vazios com aumento da carga – ensaio $K_0$ com $u_a = u_{atm}$ . ....	81
Figura 4.20 – Variação de $K_0$ com a sucção na trajetória de secagem. ....	83
Figura 4.21 – Variação de $K_0$ com a sucção na trajetória de molhagem. ....	84
Figura 4.22 – Curvas $K_0$ na secagem e molhagem. ....	85
Figura 4.23 – Variação de $K_0$ com o grau de saturação. ....	85
Figura 4.24 – Variação de $K_0$ ao longo do ano calculado pela equação experimental 5.1.....	87

Figura 4.25 – Coesão total <i>versus</i> sucção mátrica. ....	88
Figura 4.26 – Envoltória de tensões <i>versus</i> sucção. ....	89
Figura 4.27 – Variação de $\phi^b$ coma sucção no solo do campus da UnB. ....	91
Figura 4.28 – Relação entre a tensão cisalhante e a sucção (Khalili e Khabbaz, 1998). ....	91
Figura 4.29 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento. ....	92
Figura 4.30 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento máxima e mínima. ....	92
Figura 4.31 – Variação da sucção ao longo do ano. ....	93
Figura 4.32 – Esquema da escavação – exemplo. ....	94

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES.

$a, A$	Constante, parâmetro de ajuste, área.
$AEV$	Valor de entrada de ar na curva de retenção de água do solo
$ASTM$	<i>American Society for Testing and Materials</i>
$ATT$	Translação de eixos
$b$	Parâmetro de ajuste
$BX$	Diâmetro do amostrador (73,0 mm)
$c$	Constante, parâmetro de ajuste, coesão total
$c'$	Coesão efetiva no estado saturado
$Cc$	Coefficiente de compressibilidade
$Ca$	Cálcio
$CaO$	Óxido de cálcio
$CIU$	Ensaio triaxial consolidado isotrópico e não drenado
$D$	Diâmetro maior
$d$	Diâmetro menor
$e$	Índice de vazios
$E$	Módulo de elasticidade, Empuxo resultante
<i>et al.</i>	Índice de vazios inicial
$e_w$	Índice de ar
$EAMI$	Ponto de entrada de ar nos microporos
$EAMA$	Ponto de entrada de ar nos macroporos
$FDE$	Fundo de escala
$\gamma$	Peso específico natural do solo
$\gamma_d$	Peso específico seco do solo
$\gamma_s$	Peso específico dos sólidos
$H$	Módulo de elasticidade referente a sucção mátrica
$H_2O$	Água
$HAEV$	Alto valor de entrada de ar
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$K_{0nc}$	Coefficiente de empuxo no repouso – solo normalmente adensado
$K_{0oc}$	Coefficiente de empuxo no repouso – solo sobreadensado
$kN$	Quilo Newton
$kPa$	Quilo Pascal
$K_p$	Coefficiente de empuxo passivo
$K_2O$	Óxido de potássio
$L$	Altura da camada porosa
$MIP$	Porosimetria por intrusão de mercúrio
$Mg$	Magnésio
$MgO$	Óxido de magnésio
$MPa$	Mega Pascal
$NX$	Diâmetro do amostrador (88,9 mm)
$N_2O$	Óxido nitroso
$\nu$	Coefficiente de Poison
$n$	Porosidade
$Na$	Sódio
$OCR$	Razão de sobreadensamento
$p$	Pressão absoluta do fluido não molhante
$Pa$	Pascal
$PEG$	Polietilenoglicol
$pF$	Logaritmo da sucção em centímetro de coluna de água na base 10
$pH$	Potencial hidrogênico

$I_p$	Índice de plasticidade
$\sigma_a$	Tensão de pré-adensamento na condição saturada
$PSD$	Função de densidade de distribuição de poros
$q$	Tensão desvio
$S_r$	Grau de saturação
$SWRC$	Curva de retenção de água no solo
$\theta$	Teor de umidade volumétrico
$\theta_{nw}$	Ângulo de contato entre o fluido não molhante e a matriz porosa
$\theta_r$	Teor de umidade volumétrica residual
$\theta_s$	Teor de umidade volumétrica saturada
$u_a$	Pressão no ar
$u_a - u_w$	Sucção mátrica
$u_w$	Pressão na água
$w$	Teor de umidade gravimétrica
$w_r$	Teor de umidade residual
$w_{máx}$	Teor de umidade máximo
$wL$	Limite de liquidez
$wp$	Limite de plasticidade
$\chi$	Parâmetro de Bishop
$\sigma$	Tensão total
$\sigma'$	Tensão efetiva
$\sigma_h$	Tensão horizontal
$\sigma_v$	Tensão vertical
$\varphi$	Ângulo de atrito
$\phi$	Diâmetro
$\phi^b$	Ângulo indicativo do coeficiente de incremento de resistência cisalhante relativa a sucção mátrica
$\tau$	Tensão cisalhante
$\beta$	Inclinação, parâmetro de anisotropia
$\Delta w$	Variação de volume de água
$\varepsilon$	Deformação
$\gamma$	Peso específico aparente natural
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco
$\gamma_s$	Peso específico aparente dos sólidos
$\psi$	Sucção
$\sigma_{nw}$	Tensão superficial do fluido não molhante
$\lambda$	Fator de ajuste
$\rho$	Recalque



# 1 CAPÍTULO – INTRODUÇÃO

## 1.1 MOTIVAÇÃO

A engenharia brasileira nos projetos de escavações e contenções aplica intensivamente os conceitos teóricos tradicionais para obtenção dos parâmetros de empuxo, baseados nas análises de equilíbrio limite e nas teorias de Rankine e Coulomb. Essas teorias podem resultar extremamente conservadoras quando o tipo de contenção e as deformações envolvidas forem melhores caracterizados pela condição  $K_0$  com atuação simultânea da sucção.

Em escavações, as tensões horizontais contribuem para a instabilidade da obra. A remoção do suporte lateral provoca um alívio nas pressões horizontais, as discontinuidades presentes “se abrem”, resultando em quedas de blocos. Também as tensões laterais são um fator importante no desenvolvimento da ruptura progressiva em taludes. A deformação horizontal abre pequenas trincas de tração que reduzem a superfície de atrito e proporcionam o aumento das infiltrações de água. Esse processo se retroalimenta até a ruptura do talude.

No Distrito Federal é comum o emprego de escavações provisórias de grande profundidade e quase a prumo, abertas para a execução de edifícios com dois ou mais subsolos, buscando tirar proveito da coesão aparente (sucção) dos solos superficiais. Esse fenômeno é comum e é associado aos solos intemperizados da região e que ocorre principalmente nos períodos prolongados da estação seca, que vai de abril a meados de setembro.

Infelizmente o abuso de confiança no uso de inclinações íngremes de escavações, baseado no sucesso de inúmeras obras executadas sem problemas, já provocou desastres com vítimas. Em julho de 2005 ocorreu um rompimento de um talude na vala de implantação de uma galeria de águas pluviais no solo lateríticos de Brasília. Por retro análise os autores Santos et al. (2007) obtiveram um fator de segurança a estabilidade de 1,091, portanto, inadequado mesmo para obras provisórias.

Novamente em 21.07.2011, ocorreu outro acidente: três operários ficaram soterrados numa vala não escorada a 6 metros de profundidade numa obra dentro do HUB-Hospital Universitário de Brasília (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Vala em solo lateríticos onde ocorreu acidente que vitimou três operários (Dias, W/ Abr - Agencia Brasil, 21.07.2011)

No caso de grandes edifícios com vários subsolos, um método de contenção normalmente empregado é o uso das paredes das escavações contidas por estacas executadas justapostas ou a intervalos da ordem de dois a três metros, travadas por vigas horizontais, estas suportadas por tirantes provisórios (Figura 1.2).



Figura 1.2 - Cortina de estacas cravadas metálicas (Foto cedida pela Infraestrutura Engenharia Ltda., Disponível em: <http://www.infraestrutura.eng.br/obra.asp?obra=241>).

Posteriormente, com o início da execução do corpo da edificação, concluídas as fundações, pilares até o nível do térreo, e lajes dos subsolos e do pavimento térreo alcançando as divisas do terreno, executa-se o travamento das cortinas (Figura 1.3).



Figura 1.3 - Travamento posterior das cortinas (Foto cedida pela Infraestrutura Engenharia Ltda., Disponível em: <http://www.infraestrutura.eng.br>).

Ainda hoje o projeto dessas estruturas superestima os empuxos que produzem esforços nas cortinas, ou porque se desconhece seu comportamento ao longo do tempo, ou porque não se acredita no cumprimento do cronograma de execução.

Na prática de projeto, o coeficiente  $K_0$  não é considerado parâmetro com a relevância que deveria, pois normalmente se empregam as teorias de estado limite de ruptura. Entretanto, para a condição  $K_0$ , estas teorias superestimam os esforços laterais e redundam em soluções mais dispendiosas.

Outra questão fundamental é o efeito do colapso na estrutura do solo. Uma vez alterada sua estrutura, é possível que haja mudanças significativas no comportamento mecânico, provocando uma alteração também igual em  $K_0$ .

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Ao longo do ano os solos superficiais tropicais (não saturados) variam sua umidade e sucção, fruto das condições climáticas singulares de ciclos de estações secas e chuvosas.

Objetiva-se estudar o efeito da sucção e do carregamento no comportamento dos empuxos laterais no repouso ( $K_0$ ), por meio de ensaios oedométricos com sucção controlada e leitura das tensões horizontais geradas. Pretende-se obter curvas de valores de  $K_0$  com valores de sucção aplicados a amostra nas trajetórias de secagem e molhagem, de maneira a observar os efeitos da histerese sobre o comportamento de  $K_0$ .

## 2 CAPÍTULO - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

#### 2.1.1 DEFINIÇÕES

Segundo Libardi (2005) dois processos explicam a retenção da água nos solos. No primeiro deles, a retenção ocorre nos microporos dos agregados do solo e pode ser explicada pelo fenômeno da capilaridade. No segundo, o de adsorção, a retenção ocorre nas superfícies dos sólidos do solo, como filmes finos presos a elas como mostra a figura 2.1.

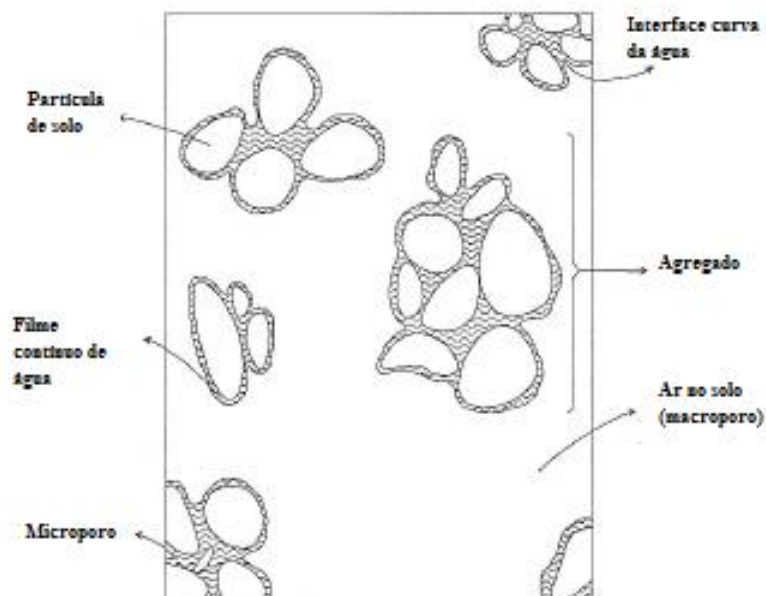


Figura 2.1 – Distribuição da água presente no solo (Libardi, 2005).

A representação gráfica entre o teor de umidade e a sucção é denominada curva de sucção, curva de retenção ou curva característica de um solo. Fisicamente, a curva característica pode ser definida como a relação entre a água presente nos poros e a sucção. Este volume de água pode ser quantificado em termos de teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ), que é a relação entre o volume de água e o volume total; teor de umidade gravimétrico ( $w$ ), que é a relação entre os pesos de água e de sólidos; ou em termos do grau de saturação ( $S_r$ ).

Segundo Campos (1984), a curva de retenção de água é uma função contínua, gradativa, na qual a sucção varia de maneira inversa ao grau de saturação, ou ao teor de umidade. A sucção se anula quando o solo está totalmente saturado e atinge seu valor máximo quando o grau de saturação tende a zero.

A forma da curva característica é determinada pela distribuição de tamanho dos vazios e, conseqüentemente, a distribuição das frações granulométricas. Solos arenosos tendem a apresentar perda brusca de umidade quando a sucção ultrapassa um determinado valor, em função da existência de poros maiores e mais conectados, em contrapartida, solos argilosos tendem a apresentar curvas mais suaves, uma vez que quanto maior a quantidade da fração argila, maior será o teor de umidade para um mesmo valor de sucção. A Figura 2.2 (Fredlund e Xing, 1994) apresenta os formatos característicos das curvas de sucção em função da granulometria.

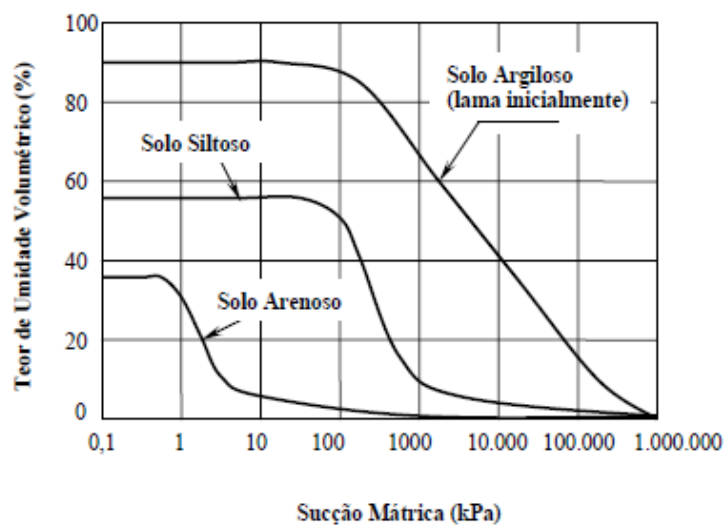


Figura 2.2 – Formatos típicos das curvas de retenção (modificado de Fredlund e Xing, 1994).

Fredlund e Xing (1994) também investigaram a semelhança entre a forma da curva de armazenamento e a curva de distribuição normal usualmente empregada em modelos estatísticos. Propuseram, então, a obtenção da curva de retenção a partir da distribuição granulométrica do solo que se relaciona com a distribuição do volume de vazios. Para usar este modelo fizeram algumas considerações e assumiram que numa amostra de solo com grãos uniformes existe apenas uma curva de retenção que o represente. A curva de retenção de uma amostra não uniforme seria a média das curvas de retenção de cada fração ponderada pelos percentuais obtidos da curva granulométrica.

Os principais pontos que caracterizam a curva de retenção segundo Fredlund e Xing (1994) estão dispostos na Figura 2.3 e são os seguintes:

- a. Término de entrada de ar nos macroporos, pois a partir deste ponto tem-se um aumento considerável de sucção;

- b. Pressão de entrada de ar dos macroporos (EAMA): a partir da saturação ao se aumentar a sucção a água sai lentamente do solo enquanto penetra o ar, o EAMA corresponde ao ponto de inflexão nesse trecho da curva em que a sucção permanece constante;
- c. Pressão correspondente ao término de entrada de ar nos macroporos corresponde a interseção dos trechos A e B;
- d. Inclinação do trecho B ( $\beta$ ), variação do grau de saturação ao longo da reta B que deve a princípio ser associado à atuação da sucção em poros intermediários e na própria água de hidratação superficial dos agregados e demais partículas isoladas, sendo o seu início associado ao término de entrada de ar nos macroporos;
- e. Pressão de entrada de ar dos microporos (EAMI), que corresponde à interseção dos trechos B e C;
- f. Pressão residual: correspondente a assintótica do trecho C.

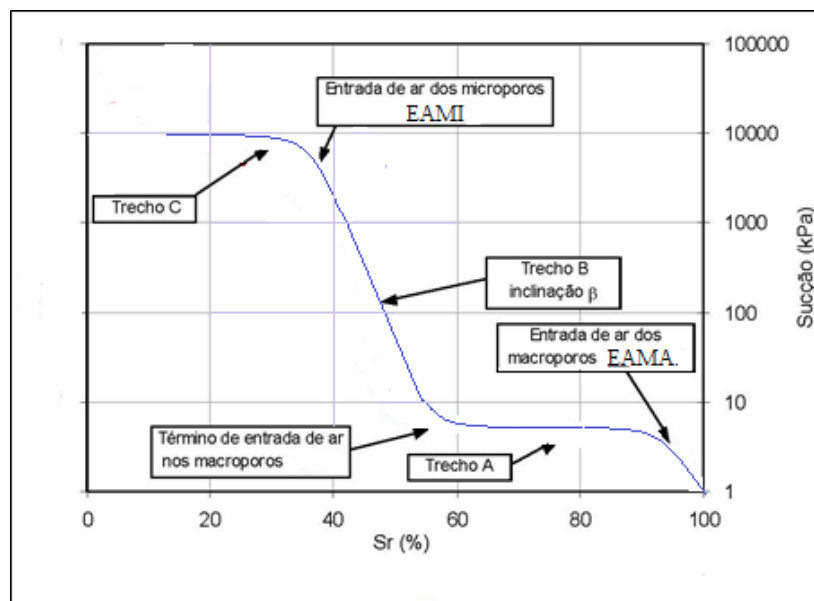


Figura 2.3 – Principais pontos na curva de retenção (modificado de Guimarães, 2002).

Segundo Romero e Vaunat (2000), os solos apresentam dois mecanismos de armazenamento de água, relacionados às suas características estruturais. Na macroestrutura (água livre e meniscos), a sucção está relacionada à capilaridade, enquanto que na microestrutura (água adsorvida) a sucção está relacionada às ligações físico-químicas.

Ensaio realizados com trajetórias de secagem ou umedecimento apresentam relações de teor de umidade-sucção diferentes. De fato, em um processo de perda de umidade a curva característica tende a apresentar, para um determinado valor de teor de umidade, sucções mais elevadas do que as observadas em um processo de umedecimento. Essa diferença de comportamento é denominada histerese.

Campos (1984) afirma que a histerese pode ser atribuída à geometria não uniforme dos poros individuais intercomunicados por pequenas passagens, efeito do ângulo de contato que varia de acordo com o avanço ou recuo do menisco, ar aprisionado nos poros reduzindo o teor de umidade no processo de umedecimento, história de secagem e umedecimento, e solução ou liberação lenta de ar dissolvido na água.

Gercovich (2001) postulou que a permanência do ar nos vazios pode ser explicada por meio de diferentes velocidades de movimentação da frente de saturação, causando zonas com diferentes graus de saturação, e altos valores de sucção que impedem, em algumas regiões, o avanço da frente de saturação.

### **2.1.2 FATORES QUE INFLUENCIAM A CURVA DE RETENÇÃO**

Alguns fatores influenciam a forma da curva característica, além do tipo do solo, representado pelo tamanho do grão e composição mineralógica. Esses fatores atuam de maneira conjugada e não isoladamente e podem ser citados, principalmente:

#### **a. Granulometria**

Como já mencionado a curva de retenção é fortemente influenciada pela granulometria apresentada pelo material. Solos argilosos possuem vazios menores e maior superfície específica, o que aumenta o efeito da capilaridade e eleva a capacidade de retenção de água proveniente das forças de adsorção.

#### **b. Histerese**

Ensaio realizados com trajetórias de secagem ou umedecimento apresentam relações de teor de umidade-sucção diferentes. A curva de retenção tende a apresentar, em um processo de perda de umidade e para um determinado valor de teor de umidade, sucções mais elevadas do que as observadas em um processo de umedecimento.

#### **c. Composição Mineralógica**

Os argilo-minerais que compõe o solo apresentam diferentes forças de adsorção, influenciadas pela natureza da superfície das partículas e pela energia de ligação de seus

constituintes. A adsorção de água diminui ao aumentar o tamanho dos íons. Por exemplo, a camada de água adsorvida junto à superfície das partículas e nos íons hidratados será mais espessa na montmorilonita do que na caulinita. A superfície específica é maior na montmorilonita que na caulinita, o que justifica sua maior retenção de umidade (Campos, 1984).

d. Temperatura

A sucção é afetada quando ocorre uma variação de temperatura. O aumento da temperatura provoca uma diminuição na curvatura do menisco, reduzindo a tensão superficial e conseqüentemente diminuindo a sucção do solo.

### 2.1.3 MÉTODOS DE OBTENÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Há várias técnicas de controle da sucção e dispositivos para medi-la. Tratar-se-á aqui sumariamente das técnicas de controle e dos equipamentos de medição empregados nesta pesquisa.

As técnicas mais difundidas de controle da sucção podem ser classificadas em:

- a. Translação de eixos;
- b. Técnica osmótica;
- c. Técnica do equilíbrio de vapor.

Nos ensaios de laboratório com o uso de equipamentos a técnica mais utilizada é a de translação de eixos. Essa técnica permite a determinação da sucção e o seu controle durante a execução dos ensaios por meio da mudança de referência da pressão atmosférica. Isto se dá pela imposição de pressão artificial de ar na superfície da amostra de solo. Assim, ocorre um aumento de pressão negativa de ar na amostra, igual à pressão artificial imposta pelo sistema, considerando a água e as partículas sólidas incompressíveis.

Assim procedendo pode-se ler diretamente numa bureta graduada o volume de entrada/saída de água da amostra. Neste caso como a pressão de ar atinge valores elevados, da ordem de até 1,5 Mpa, necessita-se de pedras porosas cerâmicas com alto valor de entrada de ar (HAEV), cujo tempo de estabilização das pressões leva de 24 a 72 horas em muitos casos. Alternativamente podem-se controlar ambas as pressões de ar e de água que entram ou saem da amostra com o uso de controladores de volume e pressão manuais ou servo-controlados.

A principal limitação para a aplicação da técnica de translação de eixos é que a fase gasosa nos poros deve ser contínua. Quando isto não acontece as bolhas de ar fazem com



que o fluido dos poros seja altamente compressível. Os trabalhos de Bishop & Donald em 1961, citados por Fredlund (1993) mostram que a técnica de translação de eixos é aplicável para graus de saturação menores que 90%. Para valores maiores que 90%, não existe evidência experimental consistente sobre a aplicabilidade desta técnica. Com valores elevados de saturação (>90%) o ar se encontra ocluso, e as mudanças de pressão podem provocar um aumento na curvatura do menisco e em consequência no valor da sucção. No solo a ser estudado, como se verá adiante, a ordem de grandeza de sucções de 10 kPa são alcançadas com grau de saturação próximo dos 50% e a saturação por imersão ou contrapressão não excede os 76%, portanto, bem abaixo dos valores onde há ocorrência de ar ocluso.

Segundo Delage et al. (2008) essa técnica tem sido criticada por três fatores: não representa as condições de campo onde a pressão de ar está sob condições atmosféricas; existem algumas dúvidas sobre como o processo de pressurização de ar afeta a pressão de água que é retida por processos de adsorção e, por fim a dificuldade de aplicação da técnica em solos próximos à saturação, devido à ausência de continuidade da fase gasosa.

Mascarenha (2008) afirma que um dos problemas práticos da utilização dessa técnica é o acúmulo de ar dissolvido abaixo do disco cerâmico, que é mais acentuado quanto maior é o valor de sucção imposto no ensaio, fornecendo medidas de expulsão de água maiores que o real. Durante o ensaio, a difusão de ar pode ser reduzida aumentando a pressão de água para uma sucção específica e executando constantemente a drenagem do sistema abaixo do disco cerâmico. Por outro lado, a técnica convencional em que a pressão de água é mantida sobre condições atmosféricas é a configuração menos eficiente para controlar a difusão do ar. Contrariamente ao fenômeno de difusão, a pequenos valores de sucção, podem surgir fluxos de vapor devido à diferença de pressão de vapor entre o solo e a câmara de ar, fornecendo valores irreais de entrada de água na amostra.

A técnica osmótica tem como princípio o contato do solo com uma solução composta de polietileno de glicol (PEG), por meio de uma membrana semipermeável. A água se movimenta através da membrana pela diferença de potencial até atingir o equilíbrio. A membrana é permeável aos íons do soluto da água contida na amostra de solo e, assim, somente a sucção matricial é determinada, esse valor de sucção é função da concentração da solução. Esse método fornece bons resultados para o intervalo de saturação em que a continuidade de ar não é garantida e pode alcançar valores de sucção elevados somente com o incremento na concentração da solução. Além disso, a amostra de solo não sofre aplicação de pressão ar, permanecendo praticamente em sua condição natural. Esse método é menos

utilizado em laboratórios de geotecnia que a técnica de translação de eixos, porém, pode ser utilizado em faixas de sucções maiores que esta técnica.

A técnica de equilíbrio de vapor se baseia na aplicação de um potencial de água na amostra de solo realizado por meio de transferência de água em vapor de um sistema de referência com potencial conhecido para os poros do solo, até que o equilíbrio seja alcançado. O controle é realizado por meio de umidade relativa de um sistema fechado com relação ao vapor, esse controle pode ser realizado com soluções salinas ou ácidas. Essa transferência de vapor de água para a amostra pode ser realizado por difusão, sendo que a amostra é colocada em um dessecador com uma amostra com concentração conhecida e temperatura constante por um período até que atinja um equilíbrio de sucção. Outra forma mais eficiente de transferir o vapor de água é utilizar um circuito de convecção forçado com uma bomba de ar, o qual pode exigir um menor tempo para alcançar o equilíbrio.

Os equipamentos de medição da sucção podem ser divididos em duas classes: a que emprega métodos diretos de obtenção da sucção e a que o faz indiretamente.

Os equipamentos que empregam os métodos diretos mais corriqueiros são a placa de sucção, a câmara de pressão (câmara de Richards) e os Tensiômetros, de uso no campo. Como exemplos de uso de métodos indiretos têm-se: a técnica do ponto de congelamento, os sensores de condutividade térmica, sensores de condutividade elétrica e psicrômetros.

Nesse estudo se utilizarão apenas o método do papel filtro e o uso de equipamentos desenvolvidos para o controle da sucção via translação de eixos.

O método do papel filtro baseia-se no equilíbrio da umidade de um solo em contato com um material poroso que possua capacidade de absorver água. A água presente no solo irá passar para o papel até que o equilíbrio seja alcançado. Tendo-se a relação entre sucção e umidade do material poroso (curva de calibração), a sucção do solo pode ser obtida referindo-se à curva de calibração. O estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém com umidades diferentes. O tempo de equilíbrio a ser empregado é um fator de extrema importância para obtenção da sucção correta.

Os papéis utilizados são do tipo "quantitativo", ou seja, que permitem medir com precisão as massas tanto do papel quanto do líquido absorvido. Os mais usuais são o Whatman nº 42 e o Schleicher e Schuell nº 589.

Os equipamentos para medições das sucções utilizados e que empregam a técnica da translação de eixos serão descritos no capítulo 3.

## 2.1.4 MODELOS DE REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA CURVA DE RETENÇÃO

Um grande número de formulações empíricas têm sido propostas para a obtenção da curva característica de um solo. Fredlund et al. (2012) realizaram um resumo dos principais modelos desenvolvidos, dentre eles:

Brooks e Corey (1964) propuseram uma equação para definir a forma da curva característica e, assim, obter estimativa de parâmetros dos solos não saturados, bem como do seu comportamento.

$$\theta = \left( \frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda \quad (2.1)$$

Sendo que:

$$\theta = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (2.2)$$

Onde:

$\theta_s$  e  $\theta_r$  são os conteúdos de umidade volumétrica saturada e residual, respectivamente;

$\Psi$  é a sucção

$\Psi_b$  o valor de entrada de ar;

$\lambda$  é um índice relacionado com a distribuição de tamanhos dos poros.

Van Genuchten (1980) propôs a seguinte equação derivada da equação de Mualem (1976):

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha h)^n]^m} \quad (2.3)$$

Onde:

$\alpha$ ,  $n$  e  $m$  são parâmetros de ajuste e  $h$  é o potencial mátrico.

$m = 1 - 1/n$  (para  $n > 1$ ), conhecida como restrição de Muallen.

Neste trabalho empregaram-se os modelos de curvas mais utilizados por pesquisadores dos solos tropicais locais. Gitirana (1999) trabalhou com a proposta de Van Genuchten (1980) com modificações. Cordão Neto (2005) propôs uma modificação que consiste na substituição da tensão vertical líquida pelo índice de vazios.

Gitirana (1999) ajustou por meio da Equação 2.3 de Van Genuchten (1980) a curva de retenção elaborada com os dados dos ensaios conduzidos por Peixoto (1999).

$$S_r = S_{r_u} + \frac{1 - S_{r_r}}{\left[1 + \left(\frac{u_a - u_w}{c}\right)^d\right]} \quad (2.4)$$

A solução apresentada por Cordão Neto (2005) substituiu a tensão vertical líquida pelo índice de vazios, que melhor representa a capacidade de retenção de água e também está associado ao nível de tensões atuantes.

$$S_r = a + b \cdot \log(e) + \frac{1 - (a + b \cdot \log(e))}{\left[1 + \left(\frac{u_a - u_w}{c}\right)^d\right]} \quad (2.5)$$

Gitirana e Fredlund (2004) apresentaram um novo conjunto de equações que permite ajustar as curvas bimodais. O ajuste deste tipo de curva precisa da definição de oito parâmetros que têm significados similares aos do modelo original de Fredlund e Xing (1994). Programas comerciais, como o RETC (van Genuchten et al., 1991), já permitem o ajuste de curvas bimodais.

O modelo de Durner (1994) é uma função multimodal construída pela superposição de subcurvas de van Genuchten, que permite um melhor ajuste aos solos bimodais como o utilizado neste trabalho, empregando apenas três coeficientes de ajuste.

$$S = \sum_{i=1}^k w_i \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \cdot |\psi|)^{ni}} \right]^{mi} \quad (2.6)$$

Onde:

$k$  é o número de subsistemas que formam a distribuição de tamanhos de poros;

$w_i$  é o peso atribuído a cada distribuição.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO LOCAL

O solo do campo experimental da UnB é conhecido como “argila porosa”, ou argila laterítica residual tropical. Possui coloração vermelha devido às altas concentrações de óxido de ferro. Sua estrutura é composta de “pacotes de argila” entremeados por macroporos com água e ar. Os pacotes são constituídos por minerais argílicos e microporos com água e ar. A estrutura descrita apresenta permeabilidade da ordem de  $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  m/s que se compara à permeabilidade de areia (Lessa, 2005). A facilidade de percolação da água no solo produz a lixiviação das sílicas e das bases ( $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ ).

Do ponto de vista estrutural, o solo a ser estudado já foi bastante dissecado em função dos problemas de fundações e escavações apresentados e pelo interesse em entender o mecanismo de colapso. Existem vários trabalhos que estudaram o solo utilizado nesta dissertação. Segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2000), a distribuição de poros depende da gênese e das alterações sofridas ao longo do tempo. Verifica-se a importância da distribuição de poros e do índice de vazios na definição da curva de retenção, sendo que outros fatores, tais como a orientação das partículas e variação iônica, também podem modificar a forma desta curva, uma vez que, a interação entre as partículas e as forças de ligação e de retenção de água pode ser alterada.

Conforme Camapum de Carvalho e Leroueil (2000), a distribuição dos poros é bimodal, fruto do intemperismo e da acidez e apresentam dois pontos de entrada de ar, o primeiro nos macroporos (sucção da ordem de 5 kPa) e o segundo nos microporos. Atingida a entrada de ar nos macroporos, observam-se grandes variações de saturação para pequenas variações de sucção, até o ponto correspondente ao término de entrada de ar nos macroporos, seguido do aumento significativo da sucção até atingir o ponto de entrada de ar nos microporos.

Segundo Jesus et al. (2009) o mecanismo de colapso também passa pelo entendimento da microestrutura do solo. A luz do microscópio a microestrutura se compõe de partículas de silte, argila e óxi-hidróxidos de ferro e alumínio com microporos em seu interior, conectados ou não aos macroporos. Neste contexto o colapso pode ser entendido como uma característica advinda do arranjo estrutural do solo, e função de ações físicas ou químicas externas que perturbem sua conformação original.

Guimarães (2002) conduziu uma série de ensaios com o solo do Campus da UnB desde a caracterização completa até o adensamento, resistência ao cisalhamento e

determinação da curva de retenção pelo método do papel filtro. Os dados dos ensaios estão dispostos na Tabela 2.1

Tabela 2-1 - Parâmetros médios de adensamento e resistência ao longo da profundidade (Guimarães, 2002).

Parâmetro	Profundidade (m)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cc	0,518	0,626	0,467	0,502	0,484	0,403	0,319	0,249	0,078	0,115
Cs	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,020	0,017	0,014	0,030	0,048
$\sigma'_{Pa}$ (kPa)	30,0	33,0	81,0	57,0	80,0	100,0	89,0	107,0	150,0	156,0
$\sigma'_{Po}$ (kPa)	13,0	27,0	42,0	56,0	71,0	85,0	101,0	119,0	137,0	154,0
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	0,9	0,9	1,1	1,0
e inicial	1,700	1,700	1,340	1,370	1,360	1,200	1,140	0,910	0,940	0,960
e final	0,950	0,670	0,750	0,740	0,790	0,820	0,720	0,760	0,990	1,000
w inicial (%)	28,400	29,200	27,100	25,600	25,000	26,800	20,400	18,000	28,800	31,300
Sr inicial (%)	45,900	47,100	54,000	49,300	50,500	58,800	48,300	52,800	85,000	91,400
Ângulo de atrito	27	27	27	27	27	27	27	27	28	24
Coesão (kPa)	6	2	-	2	6	10	11	17	22	18

Guimarães (2002) realizou no solo local as curvas de retenção de água pelo método do papel filtro, para as profundidades de um, dois e três metros, e estas são apresentadas na Figura 2.4. As curvas de retenção estão representadas em termos de variação do grau de saturação em função do logaritmo natural da sucção em centímetros de coluna d'água (pF).

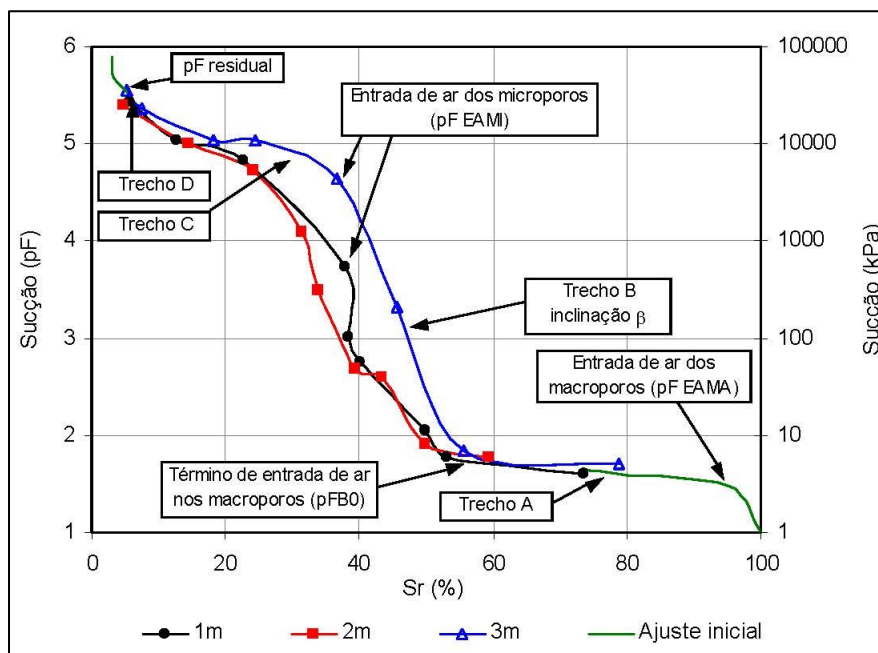


Figura 2.4 - Curvas de retenção representativas do perfil de solo do campo experimental (Guimarães, 2002).

Ainda sobre as características do solo local, Cunha e Vechi (2001) conduziram uma série de ensaios pressiométricos na mesma localidade aonde foram retiradas as amostras indeformadas para os ensaios  $K_0$  desta dissertação. Os ensaios com o pressiômetro de Ménard foram realizados com e sem inundação. A cavidade foi previamente aberta em diâmetro BX e posteriormente alargada para NX, por meio de um trado helicoidal. Os procedimentos foram realizados segundo os ditames da norma ASTM D4719/87, e os resultados de  $K_0$  obtidos variaram entre 0,44 e 0,54 e são apresentados na Figura 2.5.

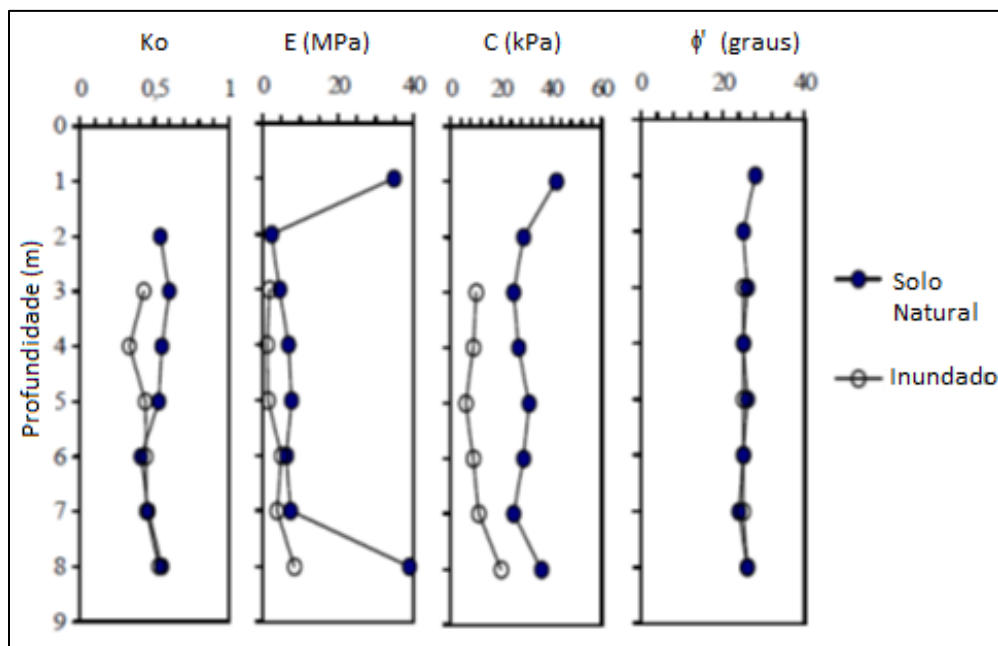


Figura 2.5 –Ensaio pressiométricos para a argila porosa de Brasília (Cunha e Vechi, 2001).

### 2.3 VARIAÇÃO DA SUCCÃO AO LONGO DO ANO

A chuva altera a umidade do solo e assim influencia o seu grau de saturação, criando uma frente de saturação, que vai se deslocando até as camadas mais profundas do solo. Segundo Fredlund (2006), o grau de saturação do solo está relacionado com a sucção, que pode variar de zero, quando o solo se encontra saturado, até valores da ordem de 1 Gpa, quando o solo está muito seco. A sucção, por sua vez, tem uma grande parcela na resistência ao cisalhamento do solo não saturado incluída na coesão aparente.

As precipitações pluviométricas na região do DF, como já dito, obedecem duas estações bastante distintas, conforme Figura 2.6. O período que vai de abril a setembro corresponde à estação seca e de outubro a março a estação das chuvas (úmida). Dependendo

do ano, estes períodos se deslocam um a dois meses adiantando ou atrasando. Da mesma forma há pequenas variações anuais, que são desprezíveis quando estudadas em intervalos longos de tempo.

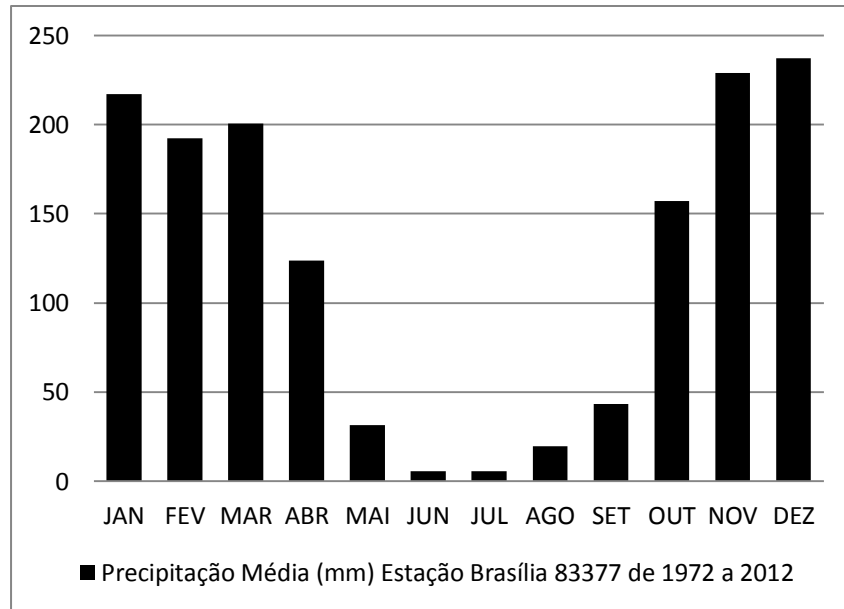


Figura 2.6 - Precipitações pluviométricas de Brasília (INMET/2013).

Mota (2003) realizou quatro campanhas de medições da umidade no decorrer do ano e ao longo da profundidade. Com os resultados obtidos, evidenciou-se a ocorrência do avanço da franja de saturação, conforme Figura 2.7.

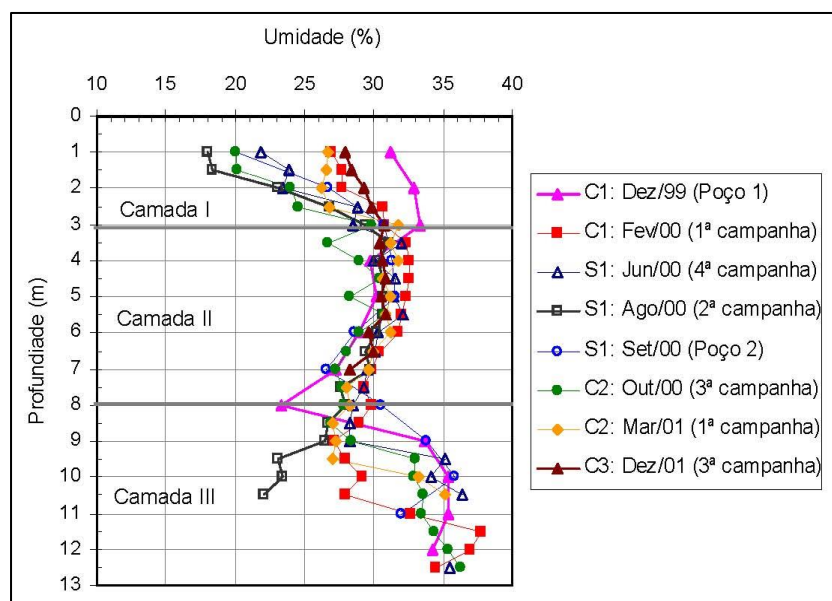


Figura 2.7 - Umidade do solo ao longo da profundidade (Mota, 2003).



Verifica-se que a camada I, correspondente ao horizonte mais poroso, apresenta índices de vazios de até dois e variação de umidade de 17 a 34%.

A partir de 3 metros de profundidade as variações de umidade são bem menores, de um mínimo de 28% a um máximo de 33%. A partir daí as umidades são praticamente constantes ao longo de todo o ano, ocorrendo variações apenas em função das características mineralógicas dos materiais e sua capacidade de retenção de água.

A partir dos dados coletados por Mota (2003), apresentados na Tabela 2.2, traçou-se o gráfico da Figura 2.8, com a variação das sucções ao longo da profundidade.

Tabela 2-2. Sucção mátrica ao longo do ano (Mota, 2003).

Profund. (m)	Sucção (kPa) ao longo do ano					
	Fev./00	Jun./00	Ago./00	Out./00	Mar./01	Dez./01
1	22	774	3412	1991	23	16
1,5	17	56	3209	1958	24	14
2,5	6	9	15	30	15	7
3,5	6	6	6	6	6	6
4,5	9	5	7	7	9	6
5,5	8	8	11	11	11	11
6,5	14	15	19	27	16	16
7,5	17	17	43	41	32	30
8,5	4	4	5	5	5	--
10,5	852	149	1360	304	211	--

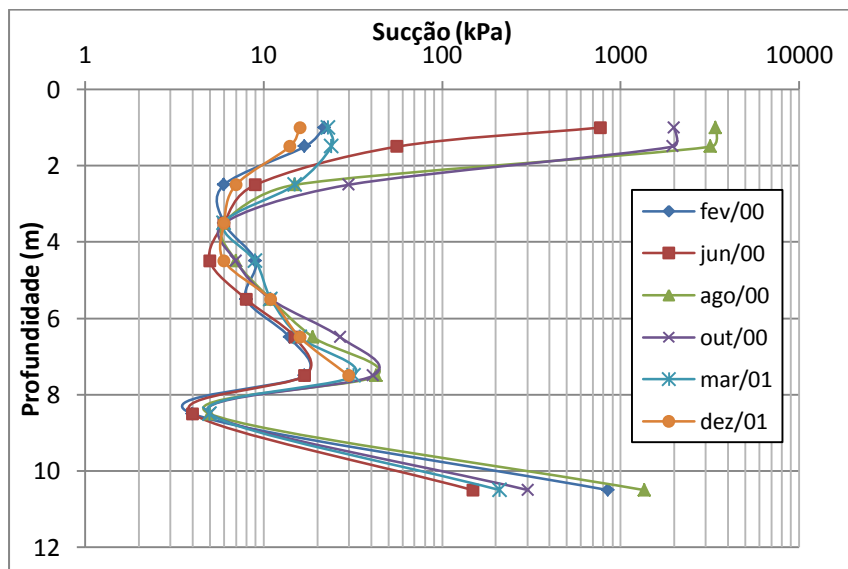


Figura 2.8 - Séries mensais de Sucção (kPa) x profundidade (m), com dados obtidos por Mota (2003).

Como pode ser observado o gradiente de umidade da camada de solo mais superficial produz variações nas sucções de 6 kPa a 4 MPa. Também se verifica que a partir de 3 m de profundidade a sucção permanece praticamente constante (ver Tabela 2.2, variação fevereiro a agosto de 2000).

## 2.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

As teorias desenvolvidas para o cálculo dos empuxos ativo e passivo baseiam-se no equilíbrio de forças que interagem na massa de solo, no estado limite de equilíbrio de um material plástico, caracterizado por sua coesão e ângulo de atrito. As deformações permitidas são tais que mobilizam a resistência ao cisalhamento do solo. O empuxo no repouso, até o momento, tem fundamentação apenas na teoria da elasticidade e é independente dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, entretanto, ver-se-á adiante que a sucção afeta seu comportamento.

A primeira relação entre parâmetros de resistência estabelecida para solos não saturados e largamente difundida foi formulada por Bishop (1960) e baseou-se no conceito das tensões efetivas de Terzaghi e no critério de ruptura de Mohr - Coulomb, Equação 2.7.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + \chi(u_a - u_w)tg\phi' \quad (2.7)$$

Onde:

$\tau_r$  é a resistência ao cisalhamento não saturado na ruptura;

$\chi$  é um parâmetro que depende do grau de saturação.

A determinação experimental do parâmetro  $\chi$  é difícil. Costuma-se admitir um valor entre zero (solo totalmente saturado) e um (solo totalmente seco). Os valores neste intervalo não são lineares.

Diante da dificuldade de se determinar o parâmetro  $\chi$ , Fredlund et al. (1978), propuseram uma correlação de mais fácil obtenção na prática, que está expressa na Equação 2.8. Essa equação relaciona a variação da resistência ao cisalhamento não saturada com o parâmetro  $\phi^b$ , conforme Figura 2.9.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (2.8)$$

Onde:

$\tau_r$  é a resistência ao cisalhamento não saturado;

$(\sigma - u_a)$  é a tensão normal líquida;

$\phi^b$  é o parâmetro que quantifica a variação da resistência ao cisalhamento devido a mudanças na sucção.

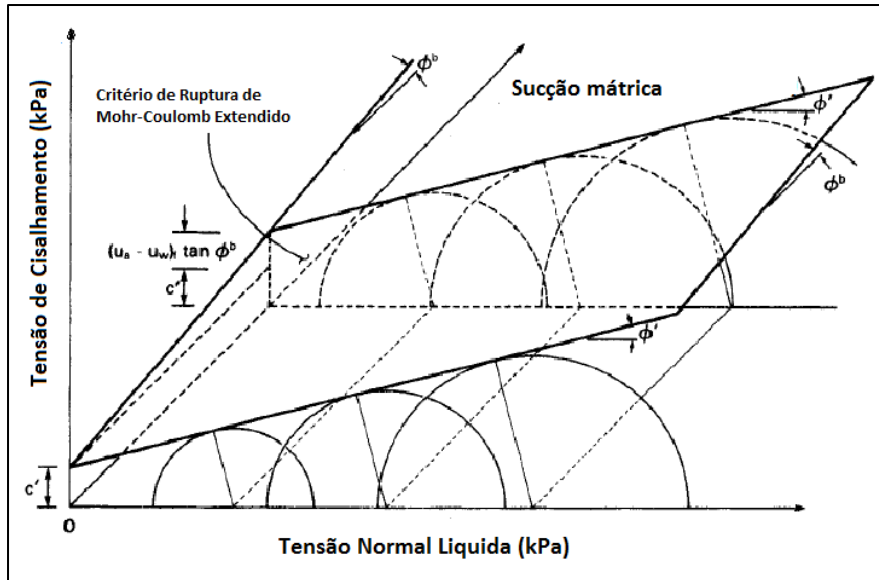


Figura 2.9 – Envolvória de Mohr-Coulomb estendida (Fredlund, 1978).

Decorrente da extensão do critério de Mohr-Coulomb para solos não saturados é a expressão do acréscimo de coesão devido à sucção que, segundo Fredlund (1978), vale:

$$c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.9)$$

Comparativamente, as formulações de Bishop e Fredlund são conceitualmente diferentes, porém, detêm uma relação simples entre elas pela expressão:

$$\operatorname{tg} \phi^b = \chi \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (2.10)$$

Seguem-se alguns comentários encontrados na literatura que questionam aspectos contidos na formulação de Fredlund.

Segundo Delage e Graham (1995) resultados experimentais obtidos de diferentes pesquisadores mostram que enquanto a coesão sempre aumenta com a sucção, o ângulo de atrito pode crescer ou decrescer. Figura 2.10.

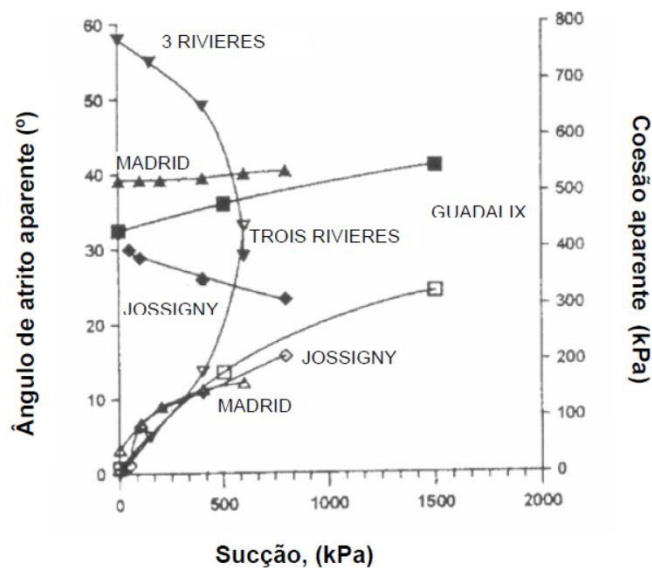


Figura 2.10 – Variações na coesão e no ângulo de atrito com a sucção (Delage e Graham, 1995).

Vanapalli et al. (1996) sugeriram uma modificação na equação de Fredlund (1978), normalizando a curva de retenção no trecho entre a EAMA e o término de entrada de ar nos macroporos (umidade residual), conforme Equação 2.11.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)\left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right]tg\phi' \quad (2.11)$$

Onde:

$\theta_r$  = teor de umidade volumétrica na sucção residual.

Na mesma linha de raciocínio, Oberg e Sallsfors (1997) propuseram a Equação 2.12 que emprega o grau de saturação instantâneo para descrever a variação da tensão cisalhante.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)[S]tg\phi' \quad (2.12)$$

Khalili e Khabbaz (1998) postularam que o solo se comporta como saturado, quando sua sucção está abaixo do valor de entrada de ar nos macroporos (EAMA) e, à partir desse ponto, segundo a Equação 2.13.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)[\lambda']tg\phi' \quad (2.13)$$

Onde:

$$\lambda' = [(u_a - u_w) / (u_a - u_w)_b]^{-0,55}$$

$(u_a - u_w)_b$  = teor de umidade correspondente ao EAMA

Bao et al. (1998) também postularam que o comportamento do solo não saturado até o valor de entrada de ar nos macroporos vale:

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi' \quad (2.14)$$

A partir deste valor a sucção se reduz pela multiplicação de uma variável  $\zeta$ , conforme mostrado na Equação 2.15, abaixo.

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)[\zeta]tg\phi' \quad (2.15)$$

Onde:

$$\zeta = \frac{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)}{\log(u_a - u_w)_r - \log(u_a - u_w)_b} \quad (2.16)$$

$(u_a - u_w)_b$  = teor de umidade correspondente ao EAMA

$(u_a - u_w)_r$  = teor de umidade residual

Em estudos de laboratório, Vanapalli (2002) verificou a não linearidade da equação do comportamento da envoltória de cisalhamento. Enquanto para valores baixos de sucção a aproximação é satisfatória, para valores elevados de sucção (acima do EAMA) não são adequados.

Fredlund et al. (2012), ao analisar um espectro mais amplo de sucções, constataram haver uma não linearidade significativa de  $\phi^b$  e esta causava o mesmo efeito na Equação 2.8, então propuseram:

$$\tau_r = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)[\Theta_a^k]tg\phi' \quad (2.17)$$

Onde:

$\Theta_d$  é um adimensional definido como  $\theta/\theta_s$ ,  $\theta$  é qualquer conteúdo volumétrico de água e  $\theta_s$  é o teor de umidade volumétrico na saturação. O  $k$  é um parâmetro de ajuste da curva de retenção.

Posteriormente, Garven e Vanapalli (2006), citado por Fredlund (2012), publicaram uma correlação entre o parâmetro  $k$  e o índice de plasticidade. Essa correlação permitiu o uso da Equação 2.17 para fins práticos. A correlação é assim expressa:

$$K = -0,0016 \cdot (I_p)^2 + 0,0975(I_p) + 1 \quad (2.18)$$

## 2.5 EMPUXO NO REPOUSO

### 2.5.1 DEFINIÇÕES

O coeficiente de empuxo no repouso ou coeficiente de empuxo em condições de deformação lateral nula é um parâmetro essencial de projeto usado na previsão das pressões atuantes contra os muros de contenção, na análise de escorregamentos progressivos em taludes argilosos, na previsão de poropressões de barragens de terra e no cálculo das pressões de inchamento que causam atrito nas estacas em solos expansivos.

Segundo Abdelhamid (1976), o coeficiente de empuxo no repouso pode ser visto como uma complexa função da composição microestrutural do solo. Nas argilas, tanto o arranjo geométrico das partículas, quanto a natureza das forças eletroquímicas, afetam seu comportamento.

Gercovich (2012) comenta que se pode determinar o coeficiente de empuxo no repouso a partir das teorias da elasticidade ou plasticidade, por correlações empíricas, ensaios de laboratório e ensaios de campo (pressiômetro e pressiômetro autoperfurante), mas a determinação experimental é sempre questionável. Além do inevitável alívio de tensões decorrente do descarregamento durante o processo de amostragem, as amostras são submetidas a deformações cisalhantes que ocasionam variações na umidade e distorção no arranjo estrutural dos grãos (amolçamento). No caso de ensaios de campo, a introdução de equipamento do elemento de medida altera o estado inicial de tensões e/ou gera amolçamento.

Na prática de projeto com a costumeira dificuldade de se elaborar uma campanha de ensaios de laboratório somado ao grau de incerteza que envolve a obtenção do parâmetro geotécnico  $K_0$ , empregam-se fórmulas deduzidas ou empíricas, de fácil aplicação e correlação com índices físicos e parâmetros de resistência ao cisalhamento, mais rotineiros no laboratório geotécnico.

O coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) pode ser definido como a relação entre a tensão efetiva lateral e vertical na condição de deformação lateral nula. As tensões podem ser consideradas principais, pois não há tensões cisalhantes atuando nestes planos. (Bishop, 1958).

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.19)$$

O coeficiente de empuxo no repouso, por essa definição, assume que a tensão horizontal in situ é igual em todas as direções. Isso é verdadeiro apenas para terrenos horizontais e solos que não sofreram deformações horizontais ou tensões tectônicas na sua história geológica.

Pode-se também definir o coeficiente de empuxo no repouso a partir da teoria da elasticidade, que relaciona as tensões aplicadas e as deformações alcançadas por meio do coeficiente de Poisson, conforme Equação 2.20.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.20)$$

O empuxo no repouso está compreendido entre dois valores limites que surgem quando são permitidas as deformações horizontais. De acordo com as teorias clássicas de empuxo baseadas no limite de equilíbrio de um material plástico de ângulo de atrito efetivo interno  $\phi'$  e coesão efetiva  $c'$ , tem-se o valor mínimo de empuxo correspondente à situação ativa e um valor máximo referente à condição passiva (Figura 2.11).

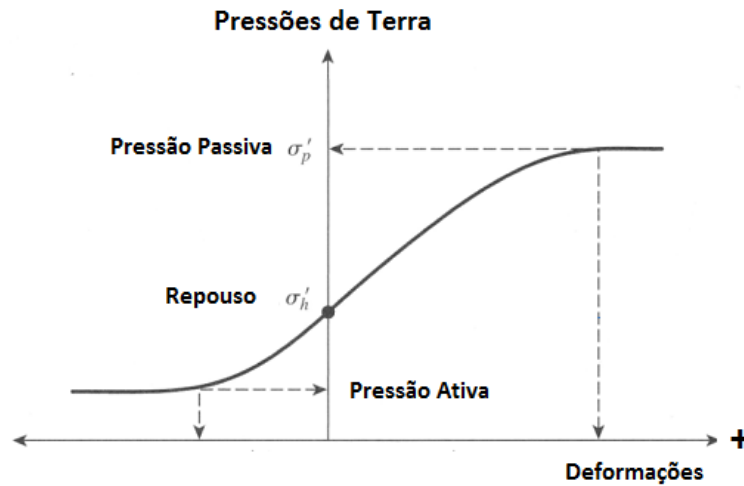


Figura 2.11 - Diagrama de variação dos empuxos.

### 2.5.2 $K_0$ – SOLOS NORMALMENTE ADENSADOS

As fórmulas de cálculo semiempíricas foram obtidas por correlações estatísticas com resultados de campo e laboratório, para um conjunto restrito de solos.

A fórmula de cálculo do empuxo no repouso deduzida e mais largamente empregada é atribuída a Jacky (1944), citado por Mitchell (2005), que propôs uma correlação cuja origem remete-se ao estudo das pilhas de grãos (p.ex. estoque de cereais em silos), assimilando o ângulo de atrito interno do material igual ao seu ângulo de repouso, não advém, portanto, da mecânica dos solos, embora apresente resultados muito próximos das medições realizadas para solos normalmente adensados.

$$K_{0NC} = (1 - \sin\phi') \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \sin\phi'\right)}{(1 + \sin\phi')} \quad (2.21)$$

Ou de outra forma por ele simplificada e sem maiores explicações:

Onde:

$\phi'$  é o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

Segundo Wroth (1972), a diferença entre os valores calculados de  $K_0$  pelas Equações 2.21 e 2.22 é de apenas 9%, que se considerada a imprecisão na obtenção de  $\phi'$ , torna a simplificação suficientemente acurada para os propósitos da engenharia.



Brooker e Ireland (1965), citado por Sivakumar (2001) propuseram a fórmula empírica 2.23:

$$K_{0NC} = 0,95 - \sin\phi' \quad (2.23)$$

Alpan (1967) realizou uma abordagem a partir de correlações com o índice de plasticidade dos solos ( $I_p$ ), propondo para argilas normalmente adensadas, a fórmula 2.24.

$$K_{0NC} = 0,19 + 0,233 \log I_p \quad (2.24)$$

Bolton (1991) propôs a fórmula apresentada na Equação 2.25:

$$K_{0NC} = \frac{1 - \sin(\phi' - 11,5)}{1 + \sin(\phi' - 11,5)} \quad (2.25)$$

Por sua vez, Simpson (1992) propôs a Equação 2.26:

$$K_{0NC} = \frac{(\sqrt{2} - \sin\phi')}{(\sqrt{2} + \sin\phi')} \quad (2.26)$$

Federico et al. (2008) retornam a ideia de expressar  $K_0$  por meio do ângulo de atrito mobilizado na compressão unidimensional. Os autores realizaram um levantamento estatístico em cerca de 60 trabalhos anteriores e estabeleceram uma relação entre o ângulo de atrito interno e o ângulo de atrito interno mobilizado ( $\phi'_{mob} = 0,64 \phi'$ ), modificando a fórmula de Jaky para a Equação 2.27.

$$K_{0nc} = \left( \frac{1 - \text{sen}(0,64 \cdot \phi')}{1 + \text{sen}(0,64 \cdot \phi')} \right) \quad (2.27)$$

Ladd et al (1977), citado por Sousa Pinto (2006), relacionou  $K_0$  para as argilas normalmente adensadas com o índice de plasticidade. Conforme Mitchell (2005), esta correlação é fraca, pois os limites de Atterberg são função somente da composição do solo e  $K_0$  é um parâmetro de estado que depende, além da composição, da estrutura e do histórico de tensões.

### 2.5.3 $K_0$ – SOLOS SOBREADENSADOS

Diversos autores propuseram fórmulas empíricas relacionando o valor do OCR com o valor do coeficiente de empuxo no repouso.

Mitchell (1993) explica a alteração de  $K_0$  no processo simplificado de gênese de um solo sobreadensado. Considerando a história de tensões simplificada apresentada na Figura 2.12. A trajetória OA representa o carregamento virgem de um depósito de solo homogêneo, associado à sedimentação e condições normais de adensamento. O coeficiente de empuxo no repouso permanece constante durante a compressão virgem ( $K_{0nc}$ ). Uma redução no carregamento efetivo resulta em um alívio na tensão vertical do solo, representada pela curva ABC. Se um carregamento é reaplicado depois do descarregamento, a relação de recarga irá seguir uma trajetória similar à CD. O sobreadensamento devido ao recarregamento conduz a valores de  $K_0$  maiores do que os obtidos durante a compressão virgem.

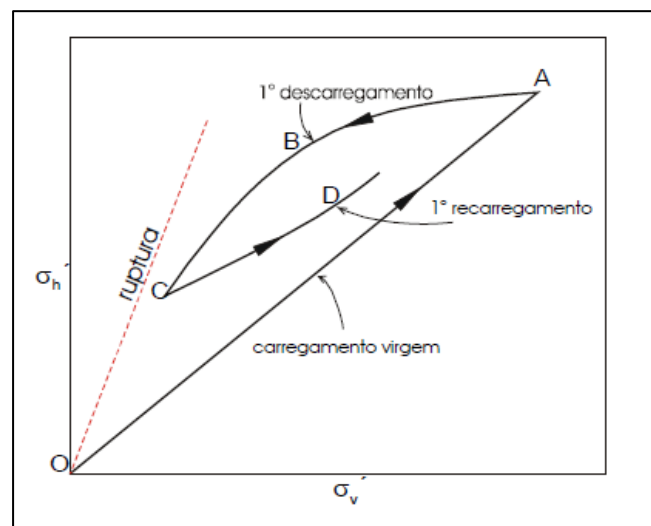


Figura 2.12 - Histórico de tensões num solo na condição  $K_0$ .

Ainda segundo Mitchell (1993), a relação entre tensão horizontal efetiva e tensão vertical efetiva depende fortemente da deformação lateral que acompanha qualquer mudança na tensão vertical. Durante a deposição de solos, normalmente não há deformação lateral do maciço onde as dimensões horizontais são consideradas infinitas com relação à dimensão vertical, então, diz-se que, durante a deposição, o solo encontra-se sob um estado de tensões no repouso.

A história geológica de um solo pode incluir cisalhamento pós-deposição, longe da condição  $K_0$ . Mesri e Hayat (1993) afirmaram que testes de laboratório sugerem que

quando um solo pré-cisalhado é sujeito a uma condição de deformação lateral não nula, ele não retorna à linha  $K_{0nc}$  (linha do coeficiente de empuxo no repouso para primeiro carregamento, ou seja, solos normalmente adensados), ele se movimentará abaixo desta linha, com a tensão horizontal crescente ou decrescente, respectivamente para cisalhamento passivo ou ativo.

Se um elemento de solo inicialmente sob uma condição de tensão no repouso é comprimido na direção vertical e expande lateralmente, então o coeficiente de empuxo no repouso decresce até que a condição de ruptura seja atingida.

Se, por outro lado, o elemento é comprimido na direção horizontal enquanto é permitida a expansão na vertical, então o coeficiente de empuxo aumenta até se atingir a ruptura. Esse comportamento tem importantes implicações nos valores de  $K_0$  de solos pré-cisalhados por processos geológicos e em medições de laboratório ou *in situ*.

Pré-cisalhando um solo, fora da condição de deformação lateral nula, obtém-se a alteração de sua estrutura. Seguindo um cisalhamento ativo,  $K_0$  permanece menor do que  $K_{0nc}$ , e seguindo um cisalhamento passivo ele permanece maior. Os coeficientes de empuxo passivo e ativo são então, respectivamente, o maior e o menor valor que o coeficiente de empuxo de um solo pode atingir. A tensão normal no plano vertical depende de inúmeros fatores, principalmente de sua constituição e do histórico de tensões a que foi submetido.

O coeficiente de empuxo no repouso é também dependente dos parâmetros de tensão efetiva do solo. O efeito da história de tensões no valor de  $K_0$  pode ser observado plotando-se  $K_0$  *versus* a razão de sobreadensamento. O valor de  $K_0$  aumenta com a razão de sobreadensamento e deve eventualmente tornar-se assintótico, tendendo ao valor do coeficiente de empuxo passivo (Mayne e Kulhawy, 1982). Skempton (1961) relatou valores de  $K_0$  idênticos, ou muito próximos, aos valores de  $K_p$  para a argila de Londres.

Skempton (1961) também observou o aumento no valor de  $K_0$  com o crescimento da razão de sobreadensamento. Suas observações basearam-se nas variações das poropressões durante testes triaxiais na argila de Londres.

Mayne e Kulhawy (1982) propuseram, com base na análise estatística de 171 ensaios em diferentes solos, a Equação 2.28.

$$K_{0 oc} = (1 - \text{sen}\phi') OCR^{\text{sen}\phi'} \quad (2.28)$$

Meyerhof (1976) propôs a fórmula empírica mostrada na Equação 2.29:

$$K_{0 oc} = K_{0nc} \cdot (OCR)^m \quad (2.29)$$

Onde OCR é a razão de sobreadensamento e m é uma constante que depende da composição mineralógica do solo, que para os casos mais comuns pode-se adotar  $m=0,5$ .

Também para condições de sobreadensamento, segundo Garga e Kan (1991) a equação 2.29, acima, foi sugerida por Schmidt (1966) e modificada por Mayne e Kulhawy (1982) e conduz a valores subestimados para argilas superficiais sobreadensadas, que é o solo do campus da UnB.

Gercovich (2012) resumiu na Tabela 2.3, diversas formulações empíricas do coeficiente  $K_0$ .

Tabela 2-3 Equações do coeficiente de empuxo no repouso.

Referência	Equação	Observações
Broker e Ireland (1965)	$K_0 = 0,95 - \text{sen } \phi'$	$\phi'$ = ângulo de atrito efetivo
França (1976)	$K_0 = \text{tg}^2(45 - \phi'/3)$	$\phi'$ = ângulo de atrito efetivo
Ferreira (1982)	$K_0 = 0,19 + 0,11 e$ $K_0 = 0,04 + 0,75 e$	$\phi'$ = ângulo de atrito efetivo $e$ = índice de vazios
Alpan (1967)	$K_0 = 0,19 + 0,233 \log I_p$	$I_p$ = índice de plasticidade
Massarsh (1979)	$K_0 = 0,44 + 0,42 I_p/100$	$I_p$ = índice de plasticidade
Holtz e Kovacs (1981)	$K_0 = 0,44 + 0,0042 I_p$	$I_p$ = índice de plasticidade
Jaky (1944)	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$	$\phi'$ = ângulo de atrito efetivo
Mayne e Kulhawy (1982)	$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{\text{sen } \phi'}$	OCR = Razão de sobre adensamento

Em todas as equações que consideram um fator multiplicativo associado a razão de sobreadensamento, demonstra-se que quanto maior a OCR, maior o empuxo no repouso. Ou seja, solos mais rígidos possuem menor capacidade de absorção das tensões verticais sem causar deformações laterais. Normalmente estas formulações empíricas requerem mais de um parâmetro de comportamento do solo. Neste caso, devem ser evitadas as correlações em “cascata” empregando parâmetros obtidos de forma indireta.

A Figura 2.13 mostra a comparação dos efeitos sobre  $K_0$  em relação às várias razões de sobreadensamento (Church, 2003).

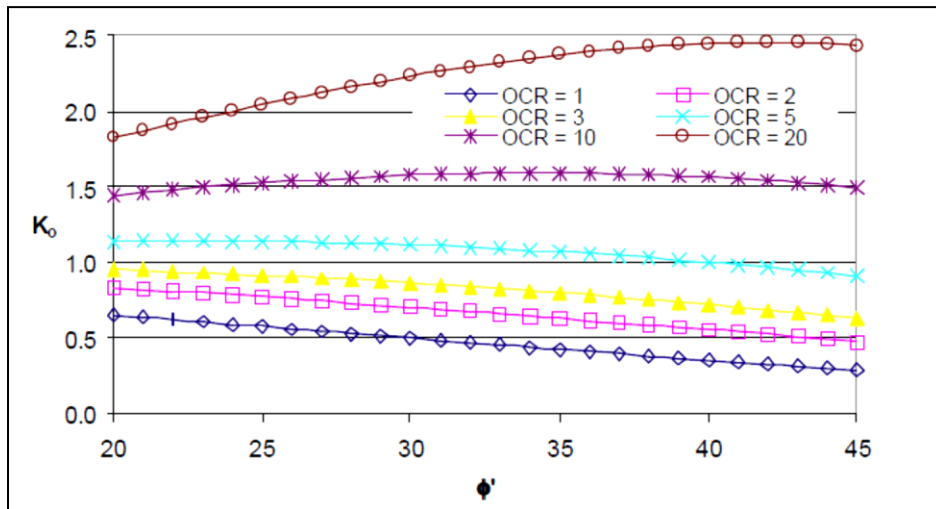


Figura 2.13 –  $K_0$  para diferentes valores de OCR (Church, 2003).

Blight (2013) afirma que todos os solos não saturados tem algum grau de sobreadensamento e isto ocorre motivado pela alternância das estações secas e úmidas, independente se de origem transportada ou residual.

#### 2.5.4 $K_0$ – DEPENDÊNCIA DA SUCCÃO

Até aqui as definições e cálculos do empuxo no repouso apresentadas levaram em consideração apenas os parâmetros de resistência interna e plasticidade do solo e a condição de adensamento do mesmo. Com o aprofundamento do estudo dos solos não saturados e o desenvolvimento das envoltórias de resistência ao cisalhamento, surgem as formulações em função dos parâmetros normalmente empregados para descrever o comportamento dos solos não saturados.

Com base no critério de ruptura de Coulomb (1776), Fredlund (1995) estendeu a equação do empuxo passivo formulada por Rankine (1857) para os solos não saturados. A equação original passa a contar com a dependência da tensão vertical líquida e da sucção, conforme Equação 2.30.

$$\begin{aligned}
 K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + \frac{2c'}{(\sigma_v - u_a)} \tan \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \\
 + 2 \frac{(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)} \tan \varphi^b \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{2.30}$$

Onde:

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo

$(\sigma_v - u_a)$  = tensão líquida

$\phi^b$  = ângulo de atrito referente a variação na sucção mátrica

OBS.: Esses limites são válidos para um solo isotrópico e com superfície horizontal.

Segundo Fredlund (1995), é difícil quantificar teoricamente o coeficiente de empuxo no repouso por causa da complexidade originária do histórico de tensões a que a massa de solo foi submetida. Entretanto, a consideração da massa de solo em equilíbrio elástico pode prover uma noção do empuxo no repouso ( $K_0$ ) e também fornecer um indicativo de profundidade das trincas de tração, conforme Equação 2.31, deduzida a partir da teoria da elasticidade.

$$K_0 = \frac{\nu}{(1 - \nu)} - \frac{E}{(1 - \nu)H} \frac{(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.31)$$

Onde:

$\nu$  = coeficiente de Poisson

$E$  = módulo de elasticidade referente a mudanças na tensão líquida

$H$  = Módulo de elasticidade referente a mudanças na sucção mátrica

Doran (2000) mostrou que  $K_0$  pode ser estimado por dois parâmetros mensuráveis: a poropressão negativa de água (sucção) em amostras de laboratório não submetidas a carregamento e o coeficiente de anisotropia elástico,  $J/3G^*$ , obtido do ensaio padrão triaxial não drenado.

Sivakumar (2001) com base no trabalho desenvolvido por Doran (2000) produziu a equação 2.32, abaixo:

$$OCR = \frac{\sigma'_{voc}}{\sigma'_{vo}} = \left( \frac{1 - \gamma K_{0oc}}{1 - \gamma K_{0nc}} \right)^{\frac{1}{1-\chi}} \quad (2.32)$$

Onde  $K_{0nc}$  pode ser obtido com razoável confiabilidade por meio das fórmulas empíricas, OCR e  $\chi$  podem ser medido no ensaio oedométrico, o parâmetro  $\gamma$  pode ser extraído do ensaio CIU (triaxial, não drenado, isotrópico). Essa formulação incorpora o efeito da anisotropia das tensões horizontais “*in situ*”.

Brown e Sivakumar (2008) mostraram que, para uma amostra de argila parcialmente saturada com distribuição de poros bimodal, reduzindo-se a sucção de 850kPa para zero no processo de saturação e antes do colapso,  $K_0$  aumenta até um valor limite e a partir desse ponto decresce até se estabilizar – Fig. 2.14. Esse comportamento pode ser explicado por um inicial inchamento dos agregados dominando a resposta do solo seguido por uma significativa redução de volume com o avanço da saturação (colapso). Estes ensaios foram realizados numa câmara de adensamento unidimensional, com 2,25 cm de diâmetro, instrumentada com quatro células de pressão, duas dispostas diametralmente para leitura das pressões horizontais e duas dispostas verticalmente para leitura das pressões verticais.

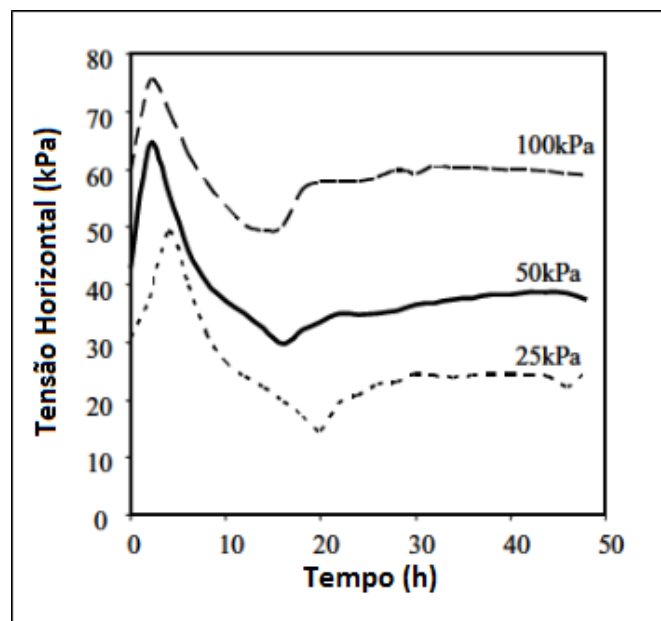


Figura 2.14 - Comportamento da tensão horizontal durante a saturação (Brown e Sivakumar, 2008).

Sivakumar et al. (2009) reformularam a relação  $K_{0oc}$  e OCR e confirmaram que  $K_0$  permanece constante durante o carregamento e seus valores se deslocam sobre uma reta dentro da elipse que representa o lugar geométrico das deformações. Durante o descarregamento que simula o sobreadensamento, a tensão horizontal se reduz mais vagarosamente que a tensão vertical e cresce o valor de OCR, conforme equação 2.33.

$$K_{0oc} = \frac{1}{\eta} [1 - (1 - \eta K_{0nc})^1 OCR^{(1-\chi)}] \quad (2.33)$$

Onde  $\eta$  é o parâmetro de anisotropia:  $\eta = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma'_h}$

Esse parâmetro pode ser relacionado com o parâmetro de anisotropia  $J/3G^*$ . Graham & Houlsby (1983) usaram a relação  $\eta = -\frac{2+3\beta}{1-3\beta}$ , onde  $\beta = J/3G^*$ .

Em análises geotécnicas convencionais assume-se que o coeficiente de empuxo no repouso  $K_0$  não varia com o tempo. No entanto, se um solo estiver em processo de adensamento, mudanças lentas nas tensões efetivas e na estrutura do solo podem provocar alterações em  $K_0$ . No caso de solos expansivos anisotrópicos também pode haver um rearranjo estrutural que afete  $K_0$ . De acordo com Mitchell (1993), para um tempo infinito, o coeficiente de empuxo no repouso em solos normalmente adensados deve tender para 1,0 e em solos sobreadensados deve decrescer para 1,0.

Hanna (2008) verificou que para solos não coesivos a estabilização das tensões laterais somente ocorre a partir de 35 horas da aplicação da carga vertical (Figura 2.15). Nesse estudo as tensões horizontais também foram medidas por meio de transdutores (W1 a W5).

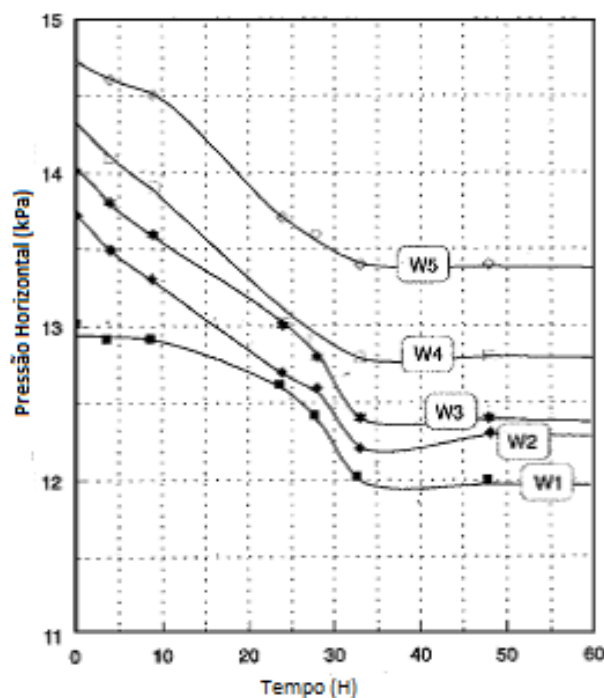


Figura 2.15 – Tensões horizontais *versus* carregamento (Hanna, 2008).

Zhang (2009) conduziu ensaios triaxiais com medida de  $K_0$  no solo expansivo proveniente dos taludes de escavação de uma via expressa em Ningming, China. As amostras



encontravam-se não saturadas e, obteve-se uma variação não linear de  $K_0$  com o avanço da saturação, ou seja, uma redução de  $K_0$  com o aumento da sucção (Figura 2.16).

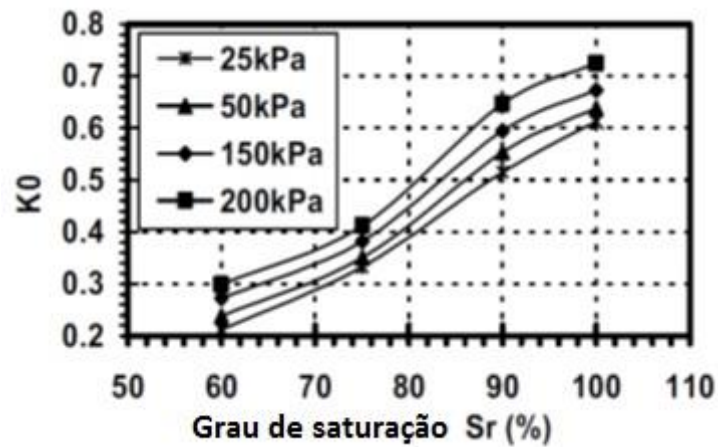


Figura 2.16 – Variação de  $K_0$  com o grau de saturação em solo expansivo (Zhang, 2009).

Por meio de ensaios triaxiais Lawton et al. (1991) observaram que pode ocorrer compressão nas direções submetidas as maiores tensões líquidas e expansão nas direções submetidas as menores tensões totais líquidas. Segundo Gitirana (1999), esse comportamento corresponde a uma anisotropia induzida pelo estado de tensões na trajetória de molhagem (Figura 2.17).

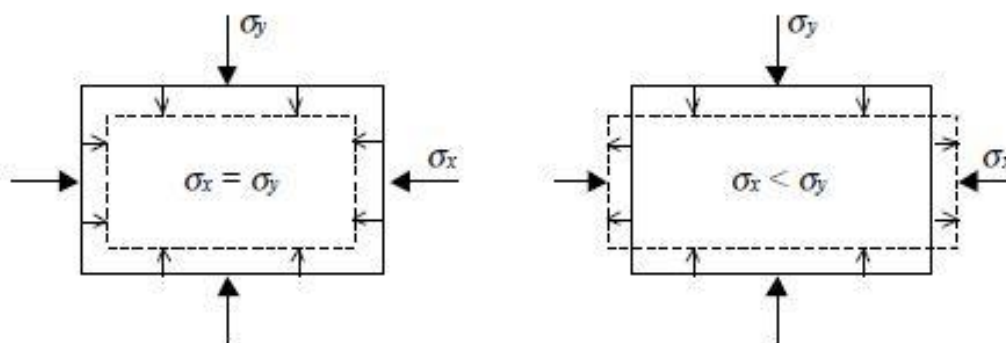


Figura 2.17 – Anisotropia induzida na molhagem (Gitirana, 1999).

### 2.5.5 $K_0$ – DADOS LOCAIS

Empregando-se os dados obtidos por Guimarães (2002), constantes da Tabela 2.1, extraídos de uma série de ensaios de adensamento e resistência, calcularam-se os valores de

$K_0$  com as aproximações de Jacky (1944) e de Mayne e Kulhawy (1982), e estes são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2-4 - Parâmetros  $K_0$  calculados com base nos dados de Guimarães (2002)

prof.(m)	OCR	$\phi'$	c	$K_0$		Diferença
				Jacky	M&K	
1	2,3	27	6	0,546	0,797	- 0,251
2	1,2	27	2	0,546	0,593	- 0,047
3	1,9	27	0	0,546	0,731	- 0,185
4	1,0	27	2	0,546	0,546	-
5	1,1	27	6	0,546	0,570	- 0,024
6	1,2	27	10	0,546	0,593	- 0,047
7	0,9	27	11	0,546	0,521	0,026
8	0,9	27	17	0,546	0,521	0,026
9	1,1	28	22	0,531	0,555	- 0,024
10	1,0	24	18	0,593	0,593	-

No mesmo trabalho realizaram-se ensaios de compressão triaxiais tipo  $K_0$ , obtidos ao longo da profundidade para as condições de umidade natural e saturada, que são apresentados na Tabela 2.6 e representados no gráfico da Figura 2.18a. A título de comparação, na Figura 2.18b, são apresentados os valores de  $K_0$  obtidos por Cunha e Vecchi (2001) por meio de ensaios pressiométricos. Da comparação constata-se que os valores obtidos nos ensaios de laboratório são crescentes com a profundidade enquanto os valores de campo são praticamente constantes.

Santos et al (2007) realizaram uma campanha de ensaios para a análise de ruptura de uma escavação em Brasília no mesmo solo. Foi executada a caracterização, a determinação da curva de sucção, tração via compressão diametral (Lobo Carneiro), condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento. Estes dados, extraídos para a profundidade de 2,4m, são apresentados na tabela 2.7.

Tabela 2-5– Valores de  $K_0$  obtidos dos ensaios triaxiais de Guimarães (2002).

Parâmetro	Condição	Profundidade (m)						
		2	3	4	6	8	9	10
$K_0$	Natural	0,405	0,433	0,473	0,448	0,686	0,537	0,635
	Saturado	0,364	0,416	0,425	0,442	0,543	0,528	0,526

Tabela 2-6– Ensaios realizados por Santos et al (2007).

$\gamma_{nat}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e$	$S_r$ (%)	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$K$ (m/s)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
12,3	1,83	51	49	36	$3,9 \times 10^{-6}$	20	29	3	27

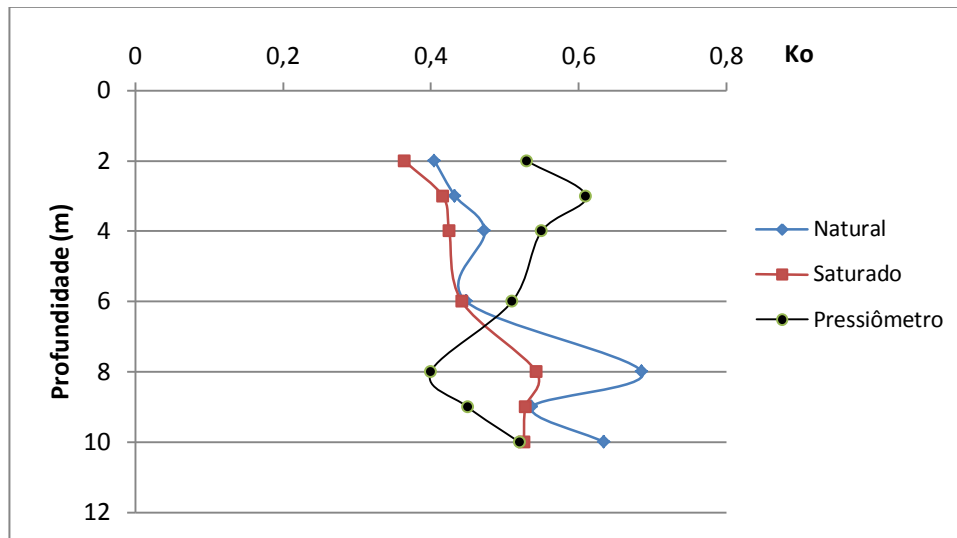


Figura 2.18 – Variação de  $K_0$  com a profundidade em amostras indeformadas (Guimarães, 2002) e ensaios pressiométricos (Cunha e Vechi, 2001).

De forma geral verifica-se que a razão de sobreadensamento é praticamente unitária a partir de 3 metros de profundidade, indicando que a região é normalmente adensada e os valores apresentados próximos a superfície podem indicar o “adensamento” em função dos ciclos de seca e umidade, que provocam a elevada variação da sucção neste horizonte superficial.

Os resultados dos ensaios oedométricos realizados por Oliveira (1998) mantendo-se a pressão vertical constante e variando-se a sucção mátrica, indicaram uma redução de  $K_0$  com o aumento da sucção. Também observou que nos ensaios de sucção constante o solo apresentava um aumento de  $K_0$  com o aumento da tensão vertical. Resultado que corrobora com a Equação 2.2 apresentada por Fredlund et al. (1998) e contraria as equações que são apenas função de parâmetros de resistência intrínsecos do solo.

Segundo Peixoto (1999), nos trabalhos de Daylac (1994) e Machado (1998), utilizando células oedométricas com controle de sucção e medição de tensões horizontais, também se verificou a ocorrência de redução de  $K_0$  com o aumento da sucção (Figuras 2.19 e 2.20).

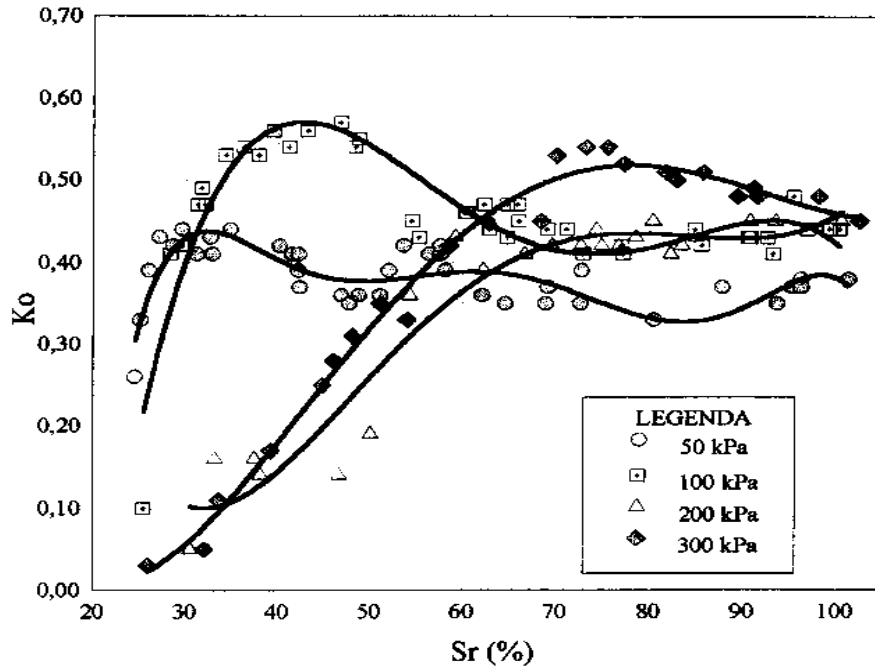


Figura 2.19 -Variação de  $K_0$  com o grau de saturação (Peixoto, 1999)

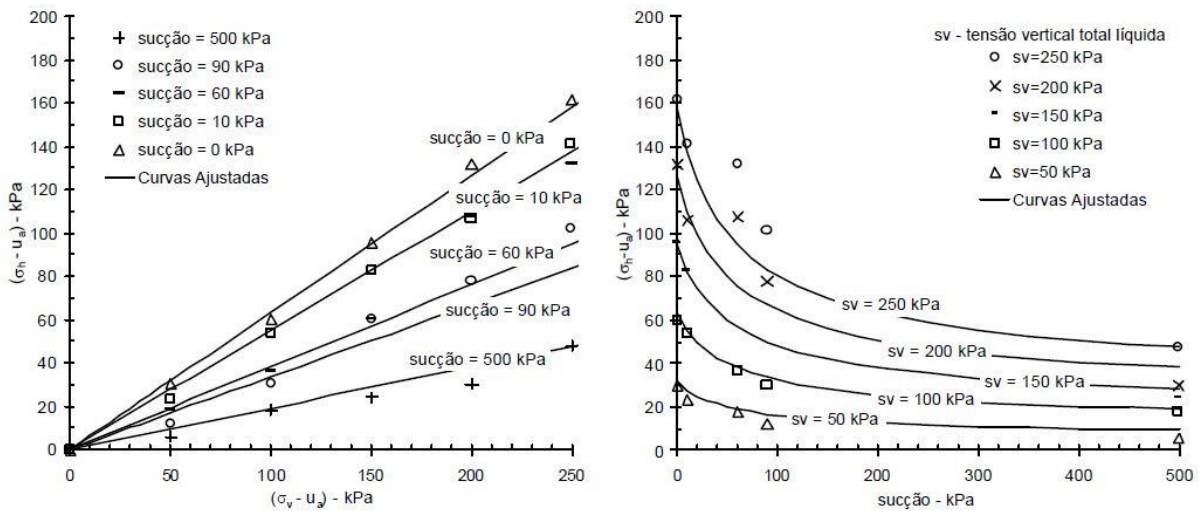


Figura 2.20 - Variação das tensões horizontais obtidas por Peixoto (1999): a) tensões horizontais líquidas versus tensões verticais líquidas; b) tensões horizontais líquidas versus sucção.

## 2.6 EQUIPAMENTOS COM CONTROLE DE SUCCÕES

As tensões laterais e a expansão podem ser medidas no laboratório em equipamentos triaxiais e em oedômetros adaptados para esta finalidade.

A maioria dos sistemas é baseada no método da translação de eixos, impondo-se uma pressão de ar positiva na amostra e controlando-se a pressão de água, geralmente igual à pressão atmosférica, mas também assumindo outros valores. A pedra porosa da base do equipamento foi substituída por uma cerâmica com alto valor de entrada de ar.

Além da prensa triaxial e do oedômetro, outra aplicação que usa o método da translação de eixos é a caixa de cisalhamento com controle de sucção. Por razões de segurança por conta do emprego de elevadas pressões de ar, os equipamentos resultaram em arranjos robustos do ponto de vista mecânico.

A Placa de sucção foi desenvolvida na UnB por Otálvaro (2013) com base no funil de Haines (Figura 2.21) e a partir do trabalho de Feuerharmel et al (2006). A sucção é aplicada deslocando-se para baixo a extremidade oposta a da amostra.

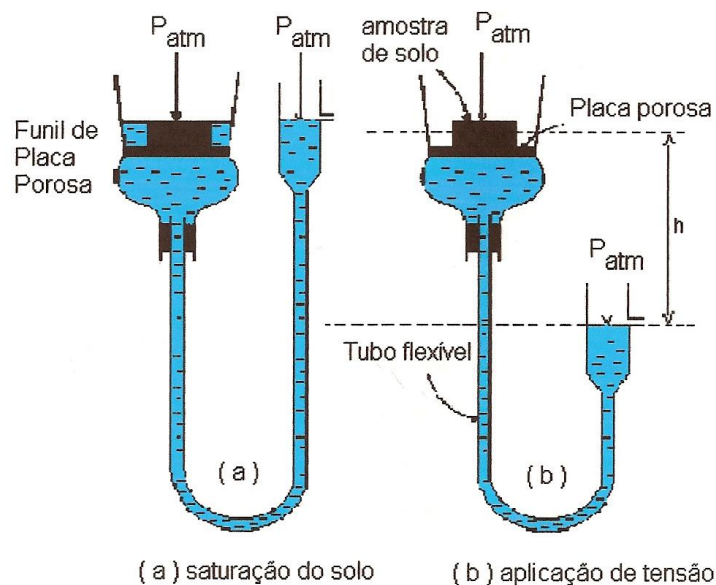


Figura 2.21 - Funil de Haines (Santos, 2008)

Com base no mesmo princípio de funcionamento, a placa de sucção do laboratório de Geotecnia da UnB, cujo esquema é apresentado na Figura 2.22, é composta de uma base onde se assenta uma cerâmica com valor de entrada de ar baixo, da ordem de 50 kPa. Esse valor é suficiente porque as sucções aplicadas são menores que 20 kPa (2mca). A placa possui duas entradas de água na base, uma ligada a um reservatório de água destilada e a outra a uma bureta graduada (Figura 2.23).

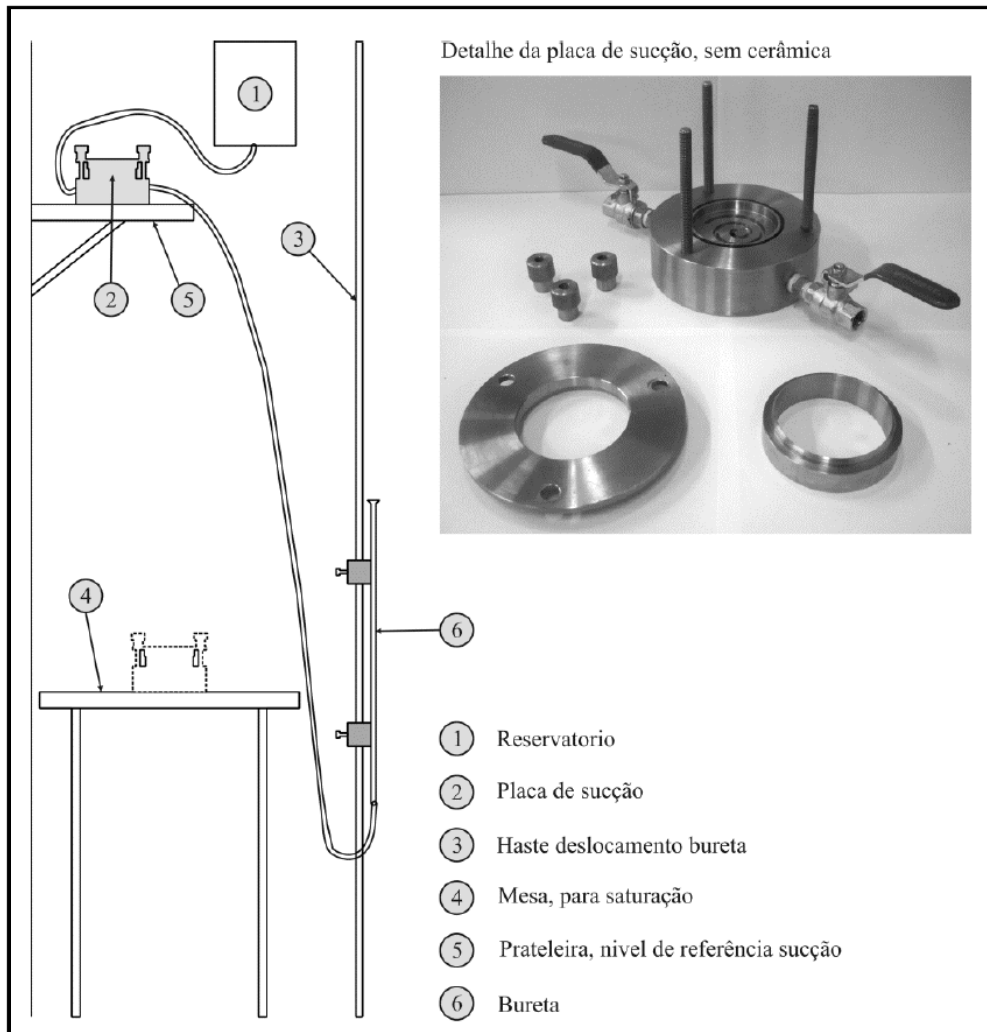


Figura 2.22 – Placa de sucção segundo Otálvaro (2013), modificada da desenvolvida por Feuerharmel et al. (2006).

São duas etapas de execução do ensaio. Na primeira etapa a placa se encontra ao nível da bancada e a água circula entre o reservatório e a placa, saturando-a. Em seguida fecham-se os registros da placa, insere-se a amostra, encaixando-se o anel cilíndrico de aço com a amostra por sobre a cerâmica, tomando-se o cuidado de cobrir a amostra com um recipiente plástico para evitar a evaporação da água. Na segunda etapa a placa é içada ao nível da prateleira, abre-se o registro da bureta e posiciona-se seu menisco no nível da placa. Aguarda-se estabilizar a leitura e corrige-se a posição do menisco. A partir daí posiciona-se o inicialmente o menisco a 10 cm abaixo do nível da placa, o que corresponde a sucção aplicada de 1 kPa. Anota-se o volume que entra na bureta em intervalos de tempo crescentes até a estabilização. Repete-se o processo para cada patamar de sucção aplicado.

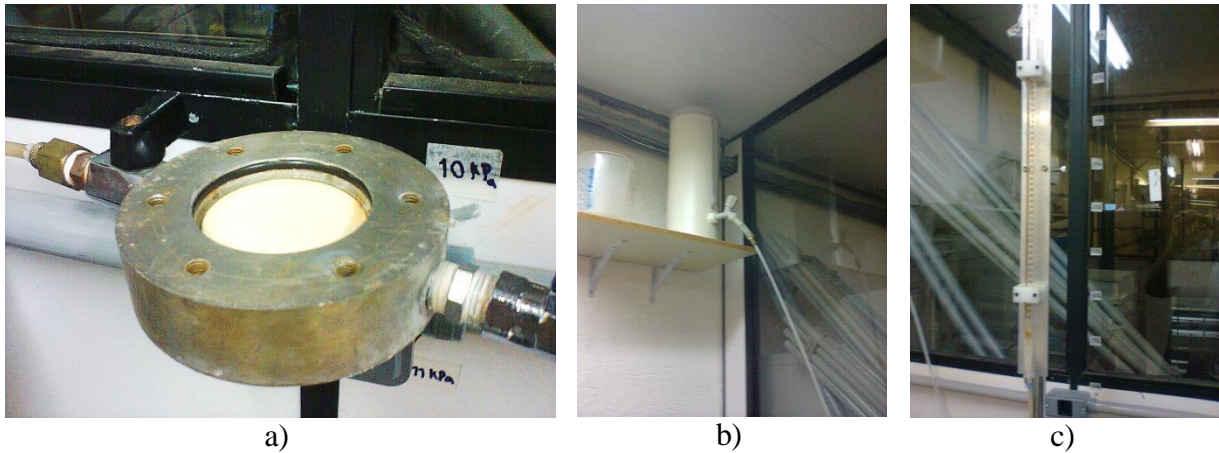


Figura 2.23 -a) Base da placa de sucção, b) Reservatório superior e c) Bureta com régua milimétrica para aferir posição vertical do menisco.

A câmara de sucção apresentada na Figura 2.24 possui duas entradas sob a pedra porosa de alto valor de entrada de ar, para permitir o mesmo processo de saturação da pedra descrito para a placa de sucção. Há também uma entrada superior que permite a injeção de ar ou água. Pode-se injetar água pela entrada superior para realizar a saturação da amostra.

A câmara de sucção opera pelo método da translação de eixos aplicando-se pressão de ar pela entrada superior e ligando-se uma das entradas inferiores a bureta graduada (pressão atmosférica) ou a um controlador de volume servo controlado (tipo GDS). No caso de se empregar o controlador é possível forçar o fluxo ascendente de água para saturar a amostra escalonadamente.

A câmara dispõe também de um êmbolo superior ligado a uma pedra porosa superior, de baixo valor de entrada de ar. A função deste êmbolo é permitir a aplicação de tensões verticais na amostra e leitura de deslocamentos. O controle das pressões aplicadas é realizado por um painel com manômetros e registros de controle de pressões.



Figura 2.24 - Câmara de sucção e painel de controle das pressões.

O laboratório de mecânica dos solos da UnB dispõe de cerâmicas de alto valor de entrada de ar de até 500 kPa. Para sucções acima desses valores empregou-se o método do papel filtro.

Durante o ensaio quando se aplica a translação de eixos, a difusão de ar pode ser reduzida aumentando a pressão de água para uma sucção específica e executando constantemente a drenagem do sistema abaixo do disco cerâmico. Quando se aplica a pressão de ar por meio da pedra porosa superior, mantendo-se a pressão na água igual a pressão atmosférica tem-se a configuração menos eficiente para controlar a difusão do ar.

Contrariamente ao fenômeno de difusão, a pequenos valores de sucção, podem surgir fluxos de vapor devido à diferença de pressão de vapor entre o solo e a câmara de ar, fornecendo valores irrealistas de entrada de água na amostra.

Farulla e Ferrari (2005) apresentaram um procedimento sugerido por Romero (2001), baseado no conceito de regime de fluxo de água constante para detectar e corrigir os efeitos desses fenômenos na medida de mudança de volume da amostra. O procedimento consiste em traçar os gráficos recalque-tempo ( $\rho$  versus  $t$ ) e variação de volume-tempo ( $\Delta_w$  versus  $t$ ), para cada passo da trajetória de secagem e umedecimento, conforme a Figura 2.25.



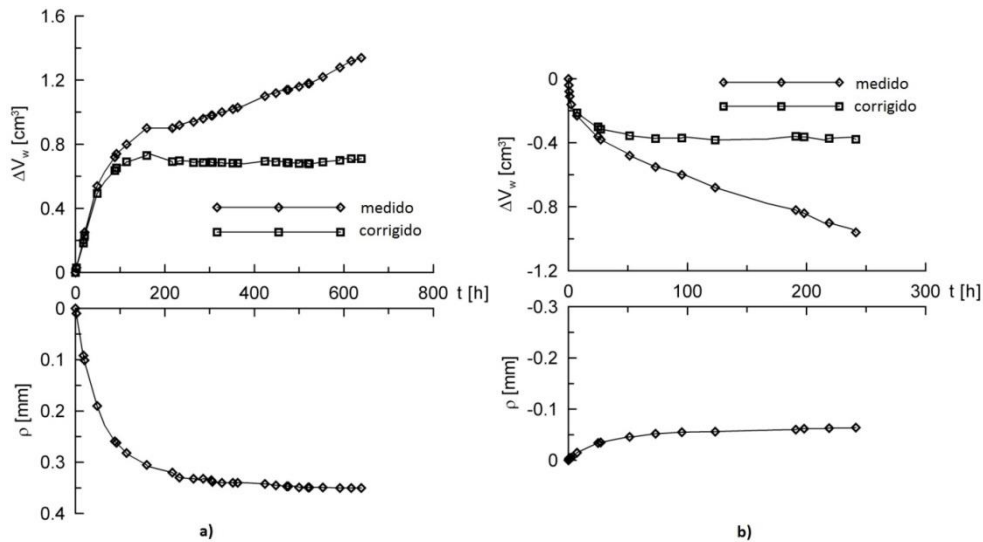


Figura 2.25 – Recalque e mudança de volume de água até o equilíbrio das sucções: a) difusão do ar sob a pedra porosa; b) evaporação do ar (Farulla e Ferrari, 2005).

A medição das tensões e deformações laterais impulsionou-se com Bishop e Donald (1961), citados por Delage (2002). O equipamento triaxial desenvolvido (Figura 2.26) permitiu o controle das alterações de volume da amostra por meio de uma câmara de vidro cilíndrica inundada com mercúrio e posicionada ao redor da amostra. A variação do volume de mercúrio foi medida em uma régua afixada à bancada de testes. A célula também permitia o controle do volume de água que entrava/saía da amostra.

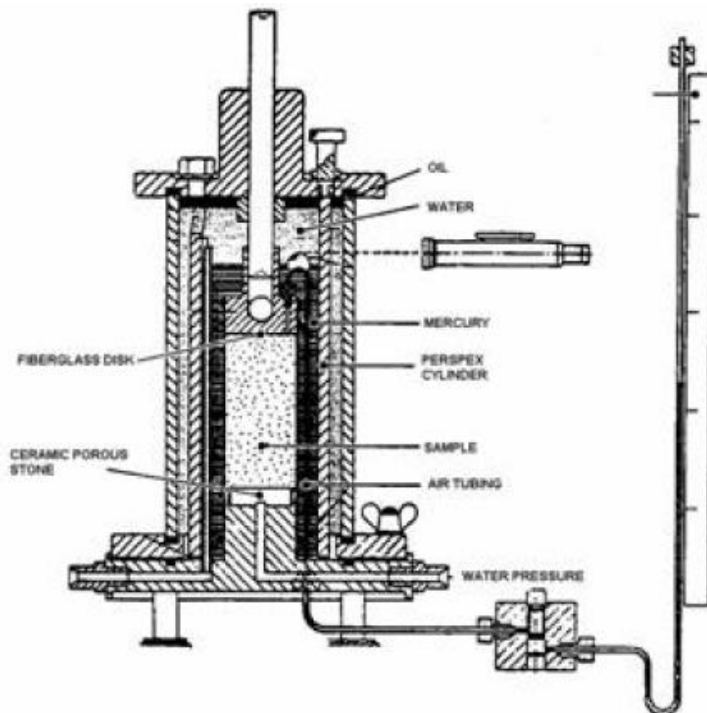


Figura 2.26 – Célula Triaxial de Bishop e Donald (1961).

Ofer (1981) produziu um oedômetro de paredes finas com cavidade interna de diâmetro 70 mm e altura de 42 mm. Entretanto este equipamento não dispunha de controle de sucção.

Lloret (1982) confeccionou a célula da Figura 2.27, que teve com base o desenho de Escario (1967), o aperfeiçoamento realizado por Escario e Saez (1973), o oedômetro básico desenhado por Rowe (1966) e o desenvolvido por Moore e Millar (1971). O modelo de Lloret (1982) foi o utilizado por Oliveira (1998) e tomado como base para execução deste trabalho.

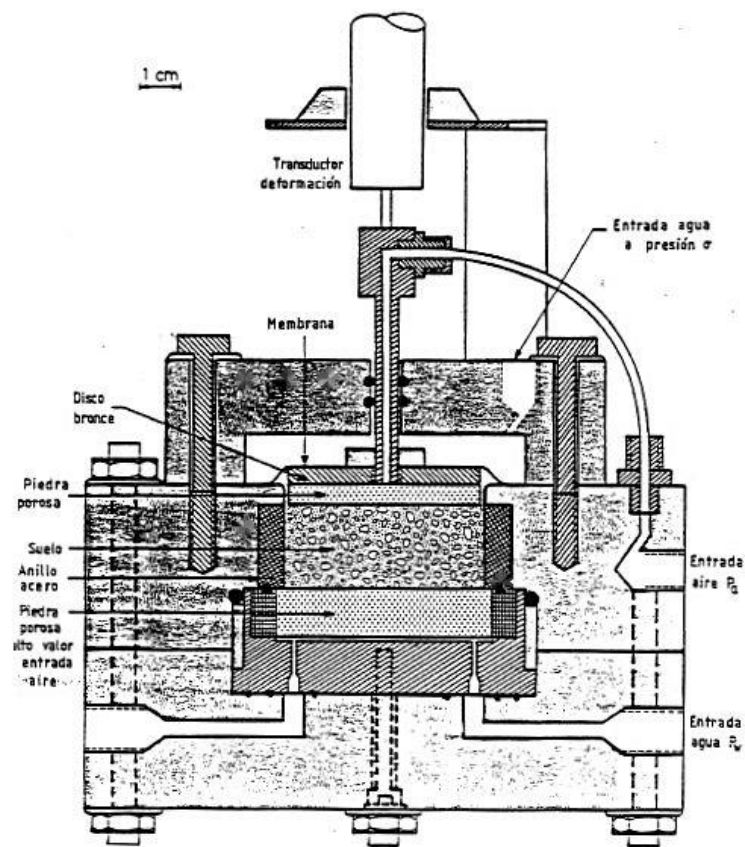


Figura 2.27 – Célula de Lloret (1982)

Outras técnicas de controle da sucção foram aplicadas nos ensaios geotécnicos. A técnica osmótica foi adaptada ao oedômetro por Kassif e Bem Shalom (1971). Delage (1992) completou o sistema com um circuito fechado de PEG, Figura 2.28. Outro método alternativo de controle das mudanças na água se deu com a colocação de uma balança de precisão sob o frasco de PEG, proposta por Dineen e Burland (1995). Este método permitiu estender a leitura de sucções até 10 MPa, incrementando-se a concentração de PEG.

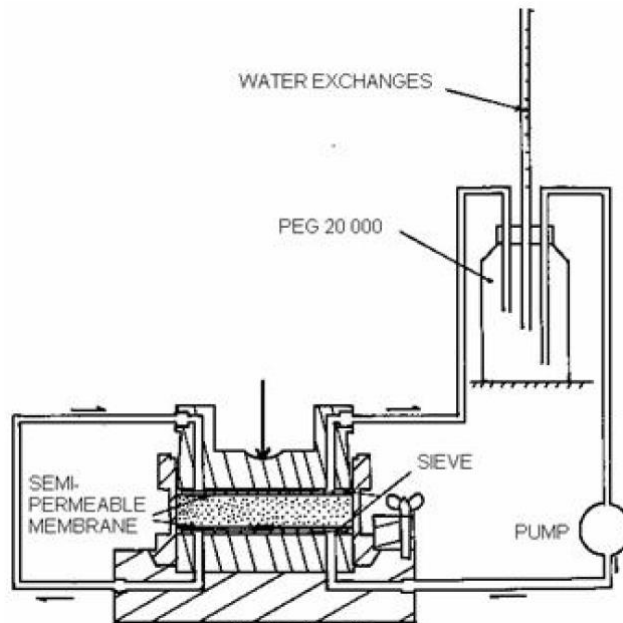


Figura 2.28 – Célula de Kassif e Bem Shalom (1971) aprimorada por Delage (1992).

Esteban (1990) desenvolveu um oedômetro com controle de sucção baseado no controle da umidade relativa da atmosfera ao redor da amostra empregando soluções de ácido sulfúrico a diversas concentrações. Controlando-se a transferência de água na fase vapor o sistema controla a sucção total. Este sistema, embora de equilíbrio lento, fornece a possibilidade de se atingirem sucções da ordem de 300 MPa (Figura 2.29).

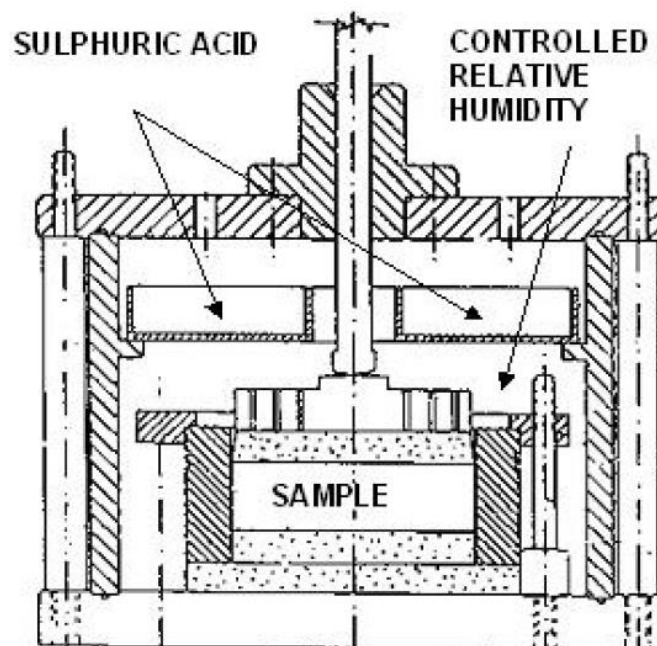


Figura 2.29 – Oedômetro de Esteban (1990).

Koliymbas e Bauer (1993) produziram um oedômetro com as seguintes características estruturais: amostra com 102 mm de diâmetro por 19 mm de altura, aplicação de cargas verticais controladas e precisas (1 N); controle de tensões e deformações laterais por meio de um anel flutuante munido de strain-gauges. Estes anéis flutuantes visam à eliminação do atrito entre a amostra e a face do molde provocado quando da aplicação das cargas verticais (Figura 2.30).

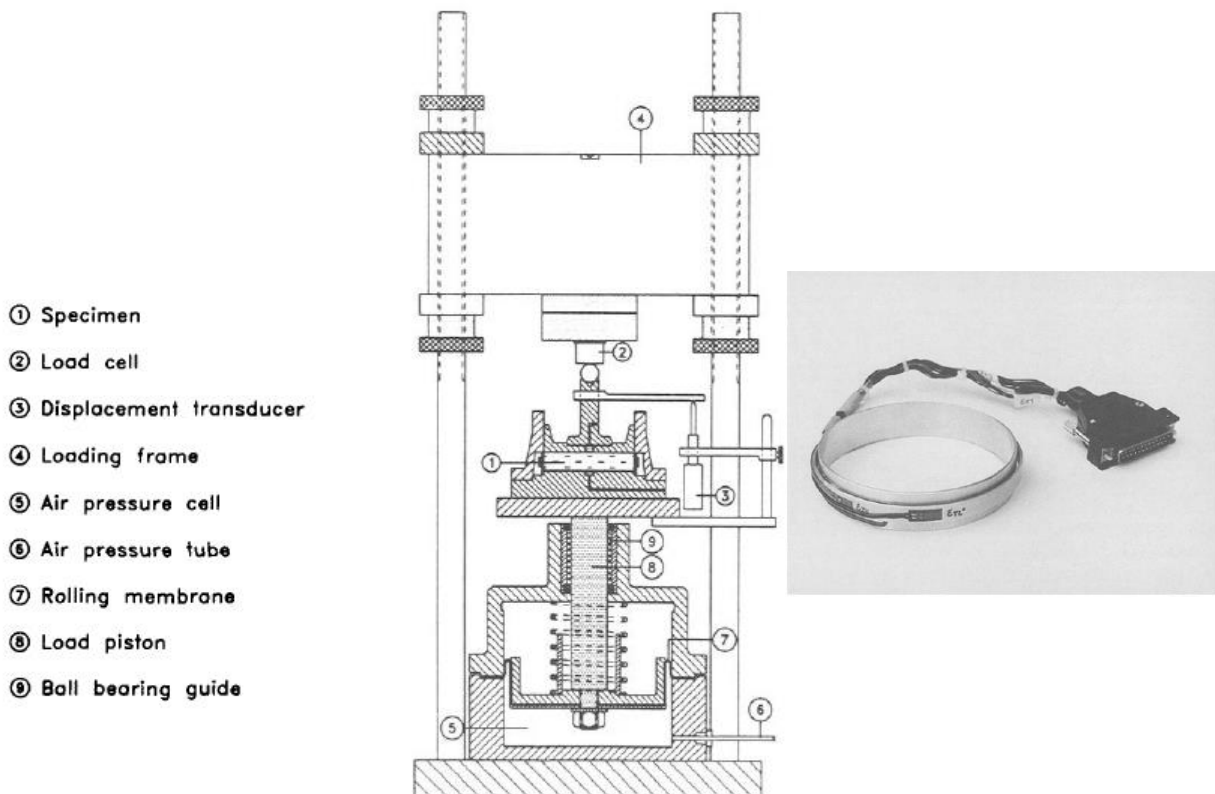


Figura 2.30 – Célula de Koliymbas e Bauer (1993).

Koliymbas e Bauer (1993) também mediram a influência da deformação do anel de medição e a correção de tensão necessária, que para seu arranjo estrutural vale  $\Delta\sigma_2 = 0,018 \sigma_2$ , ou seja, um erro menor que 2%, que pode ser negligenciado.

Colmenarez Montañez (2002), no Imperial College, montou uma célula oedométrica com controle de sucção por osmose e compensação das deformações radiais, via câmara de óleo circundante ao anel. São quatro *strain gauges* posicionados defasados de 90° (Figura 2.31).

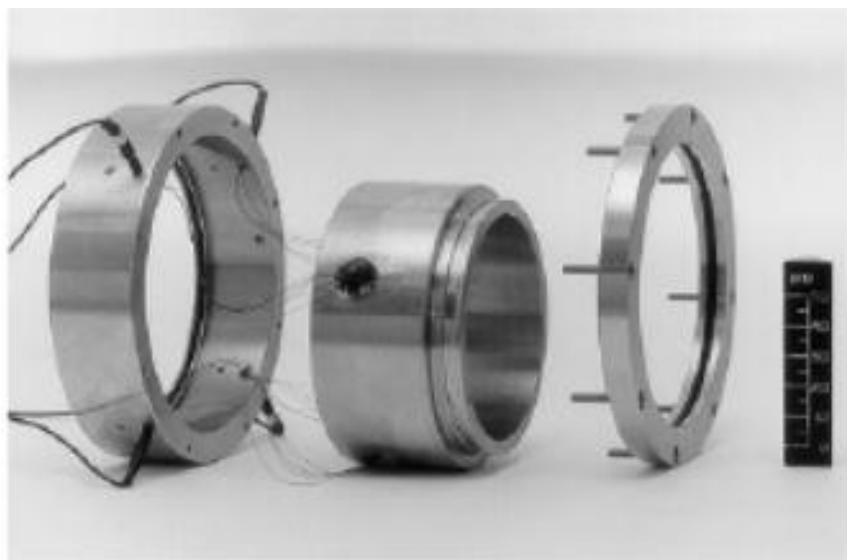


Figura 2.31 – Anel oedométrico flutuante (Colmenarez Montañez, 2002).

Gareau et al (2003) desenvolveram um oedômetro com três *strain gauges* dispostos defasadamente a  $120^\circ$  de maneira a permitir três leituras em posições diferentes e captar tensões laterais anisotrópicas. Segundo os autores, trata-se de variação do modelo elaborado por Colmenarez Montanez (2002) e também possui uma câmara de óleo que envolve cada um dos diafragmas, possibilitando o controle das pressões e deformações radiais em três posições distintas (Figura 2.32).

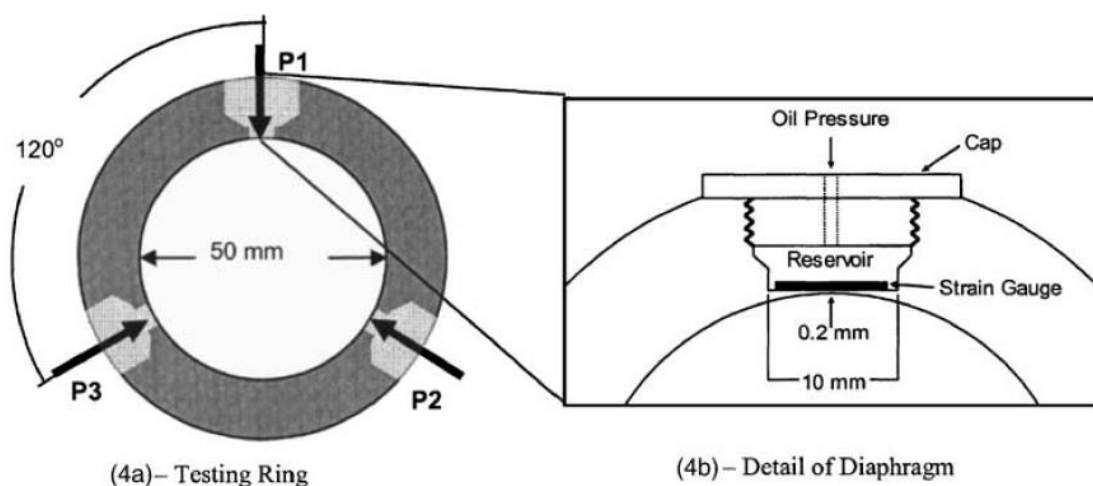


Figura 2.32 – Anel flutuante com *strain gauges* defasados de  $120^\circ$  (Gareau, 2003).

Pereira et al (2007) adaptaram um equipamento triaxial convencional para aplicação de sucção e leitura das deformações horizontais por meio de um anel metálico

munido de duas sapatas de encaixe no corpo de prova, ímã bipolar e sensor de efeito hall (Figura 2.33).

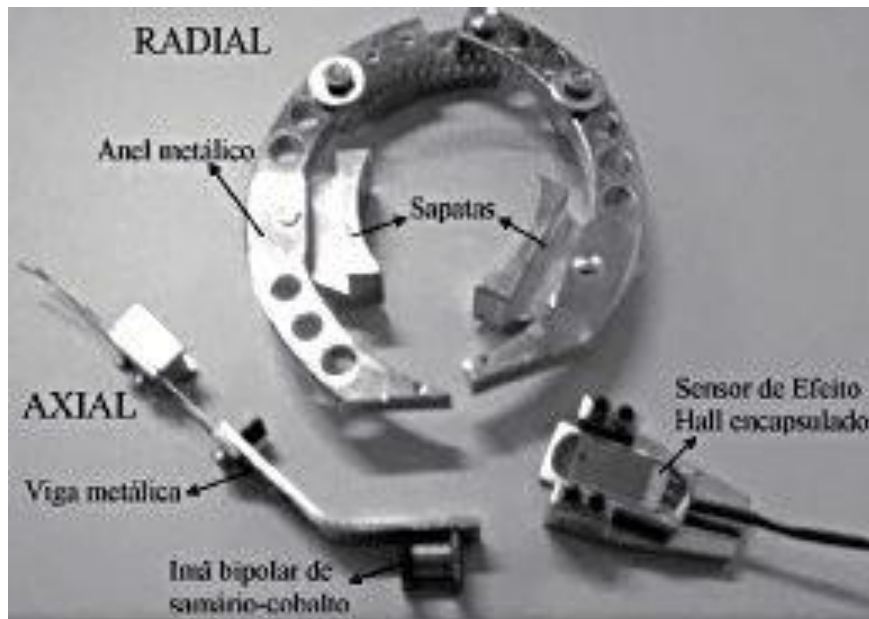


Figura 2.33 – Anel desenvolvido por Pereira et al (2007).

Brown e Sivakumar (2008) também modificaram uma célula Rowe adaptando duas células de pressão nas laterais e um transdutor de deslocamentos para o êmbolo vertical.

Rohe et al (2009) utilizaram o oedômetro da Figura 2.32 para analisar a anisotropia de uma argila natural de origem glacial e conseguiram estabelecer os planos de anisotropia.

Cruz e Hoyos (2011) construíram um equipamento biaxial com controle de sucção baseado no modelo desenvolvido por Vardoulakis (1981). O aparato foi desenvolvido parcialmente na Universidade de Los Andes em Bogotá, Colômbia e concluído na Universidade do Texas e Arlington. Empregam-se corpos de prova prismáticos e duas das paredes laterais são placas fixas que inibem os deslocamentos, mas são dotadas de micro *strain gauges* para leitura de tensões. Há uma pedra porosa superior para aplicação da pressão de ar e uma cerâmica de alto valor de entrada de ar para manutenção da pressão de água na base do elemento igual a pressão atmosférica (translação de eixos). A tensão confinante é aplicada inserindo-se o conjunto sob a campânula do ensaio Triaxial comum (Figura 2.34).

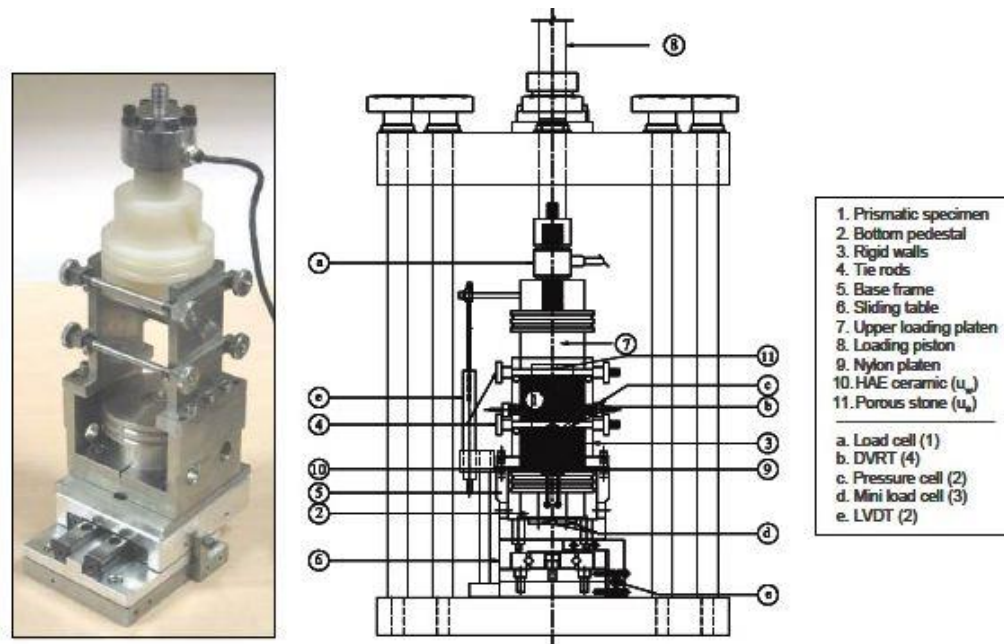


Figura 2.34 – Equipamento desenvolvido por Cruz e Hoyos (2011).

Monroy et al. (2014) construíram, com base no oedômetro de Colmenarez Montañez (2002), um equipamento semelhante, porém, mais evoluído, com a adição do sistema de medição da tensão ativa radial. O molde contém quatro diafragmas munidos de *strain gauges*, que ao se deformar provocam aumento da pressão no filme de óleo existente por trás dos diafragmas. Um sistema de leitura de pressão corrige e anula essa deformação, devolvendo a amostra ao estado  $K_0$ . Entretanto, persiste a limitação que essa correção assume ao considerar que o solo tem comportamento de isotropia horizontal de tensões (Figura 2.35).

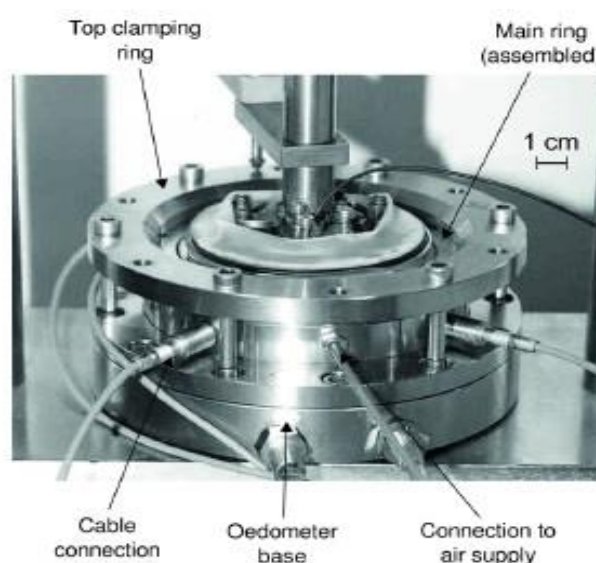


Figura 2.35 – Oedômetro do Imperial College (IC), modificado por Monroy (2014).

### 3 CAPÍTULO – MATERIAIS E MÉTODOS EMPREGADOS

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DO LOCAL DE AMOSTRAGEM

O local escolhido para a extração de amostras de solo nesta dissertação é o Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília, localizado em frente ao prédio SG 12, onde fica o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (Figura 3.1).

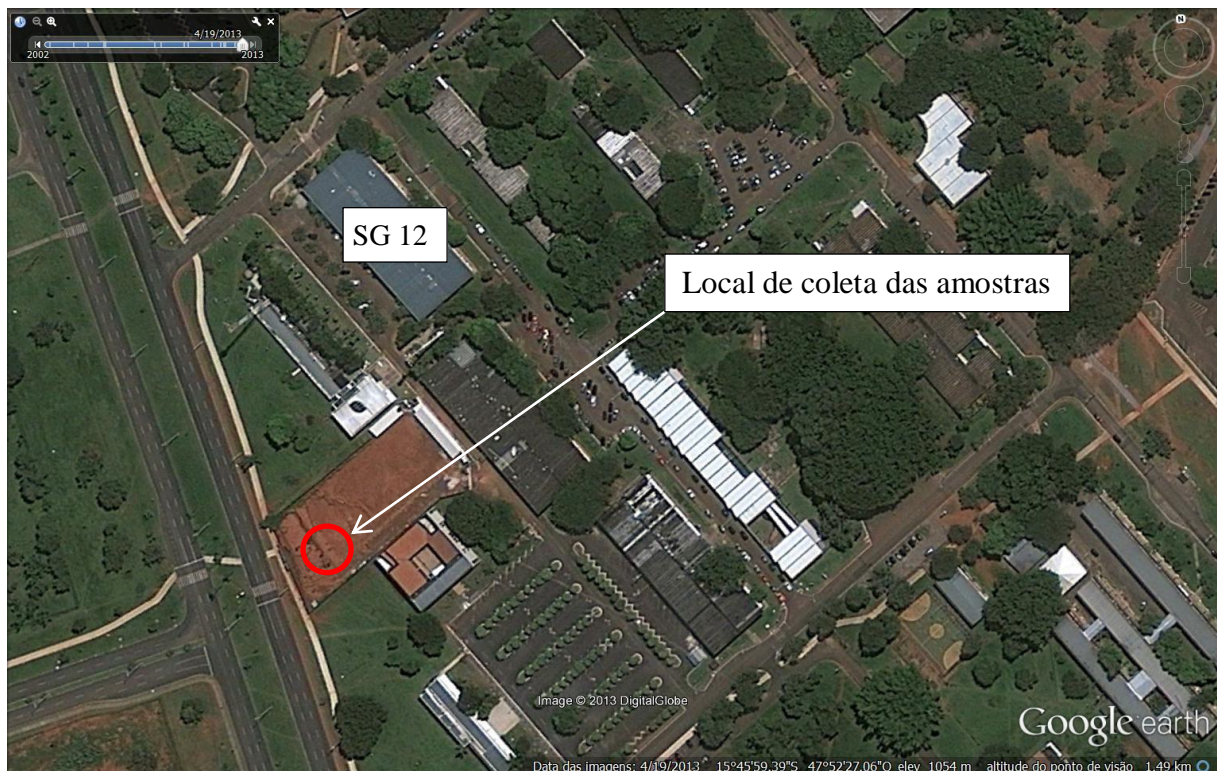


Figura 3.1 - Local de coleta das amostras de solo em frente ao SG 12 – Talude da obra.

O local representa o perfil típico da camada porosa de Brasília, apresentando as propriedades indicadas no item 2.2, cujos valores foram obtidos por Guimarães (2002).

Pastore (1996), citado por Perez (1997), descreveu numa análise táctil visual, o subsolo do Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília, dividindo-o em três horizontes:

- a. Horizonte de solo residual laterítico (0 a 8,80m), sendo constituído por uma argila arenosa vermelho escura (0 a 5,00m) e uma argila pedregulho arenosa vermelho escura (5,00 a 8,80m);



b. Horizonte de transição (8,80 a 10,30m), sendo constituído por um predomínio de solo laterítico (8,80 a 9,80m) e poucas estruturas reliquiares (9,80 a 10,30m);

c. Horizonte de solo saprolítico de metarritmito (10,30 a 15,00m), sendo constituído por uma intercalação de quartzo (10,30 a 11,30m) e um silte argiloso vermelho (11,30 a 15,00m).

### 3.2 AMOSTRAGEM DO SOLO

Para execução dos ensaios de laboratório foram extraídos três blocos de amostras indeformadas 30x30x30 cm<sup>3</sup> de solo, em três profundidades: 1, 2 e 3 metros. Aproveitou-se o talude de escavação executado para a obra da Associação dos Servidores da UnB, que fica na mesma rua do prédio SG12 (Figura 3.2).

Estes blocos foram devidamente parafinados, identificados e acomodados em câmara úmida para realização de ensaios.



Figura 3.2 - a) Talude de retirada da amostra, b) Confecção do bloco de amostra e c) Bloco acondicionado para transporte.

Por meio de observações ao microscópio eletrônico de varredura, Paixão & Camapum de Carvalho (1994) concluíram que o solo de Brasília é formado de microconcreções de argila, com grãos do tamanho silte e areia e estrutura interna bastante porosa, formados da cimentação de partículas menores. Assim, a granulometria real do solo, para fins de engenharia, não seria aquela obtida com o uso de defloculantes em análises granulométricas convencionais, mas sim de curvas granulométricas determinadas sem o uso deste. Para evidenciar este aspecto, realizou-se a curva granulométrica com e sem o emprego de defloculante (hexametáfosfato de sódio).

Por apresentar características de elevado gradiente de umidade ao longo do ano, os ensaios foram executados a partir do bloco extraído a 1m de profundidade. Foram realizados ensaios de caracterização para a identificação das propriedades físicas dos solos, permitindo a avaliação de sua textura, plasticidade e estrutura, ensaios de porosimetria em solo natural e submetido a carregamentos crescentes, ensaios para determinação da curva de retenção, ensaios de adensamento convencional e ensaios  $K_0$  com controle da sucção. Estes resultados além de permitir a formulação de hipóteses quanto à gênese do solo, auxiliaram no entendimento do seu comportamento e de suas correlações. A seguir é apresentada a metodologia adotada para a realização destes ensaios.

### 3.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Geotecnia do UNICEUB – Centro Universitário de Brasília, sendo que para sua realização as amostras foram secas ao ar, com exceção das amostras utilizadas nos ensaios de umidade natural e densidade natural. A metodologia empregada nos ensaios seguiu as especificações constantes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas a seguir:

- d. Umidade natural e umidade higroscópica ( $w$ , %), realizados de acordo com a norma da ABNT - NBR 6457/1986;
- e. Peso específico natural ( $\gamma$ , kN/m<sup>3</sup>), utilizando-se a NBR 2887/1988;
- f. Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ , kN/m<sup>3</sup>), calculado pela equação:  $\gamma_d = \gamma / (1+w)$ ;
- g. Peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ , kN/m<sup>3</sup>), determinado pela média de três ensaios de acordo com a NBR 6508/1984, sendo utilizado os grãos passados na peneira N° 10 (#2mm);
- h. Limite de liquidez pelo método de Casagrande ( $w_L$ , %), determinado graficamente à partir da reta interpolada por 5 pontos, de acordo com a NBR 6459/1984;

- i. Limite de plasticidade ( $w_P$ , %), obtido executando-se 5 determinações, de acordo com a NBR 7180/1984;
- j. Índice de vazios ( $e$ );
- k. Grau de saturação ( $S_r$ , %);
- l. Granulometria determinada segundo os procedimentos da NBR 7181/1984;

Salienta-se que a prescrição normativa prevê que o solo seja secado ao ar e destorroado para a execução da granulometria e limites e este procedimento quebra toda a estrutura bimodal presente neste solo.

### **3.4 CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO**

Empregaram-se três técnicas para obtenção da curva de retenção. Para sucções de 0 até 15 kPa utilizou-se a placa de sucção (Figura 2.22) que permite um ajuste fino nas baixas pressões negativas aplicadas. Para sucções de 20 a 400 kPa utilizou-se a câmara de sucção com aplicação da técnica de translação de eixos (Figura 2.23). Acima dos 400 kPa foi usada a técnica do papel filtro, com medidas de sucção matricial e total. O papel filtro escolhido foi Whatman n° 42.

#### **3.4.1 MÉTODO DO PAPEL FILTRO**

Segundo Marinho (1995) o método do papel filtro tem-se mostrado muito útil, mas por sua própria simplicidade induz a uma falta de cuidado para sua adequada execução, o que pode conduzir a erros sistemáticos.

A norma americana ASTM-D5298-92 sugere que o papel filtro seja seco em estufa por no mínimo 16 horas antes do uso. Segundo Marinho (2005), este procedimento pode afetar as características de absorção do papel resultando na alteração da curva de calibração.

Para a determinação da curva de retenção pelo método do papel filtro empregou-se a metodologia da ASTM D5298/92 com as modificações sugeridas por Marinho (1994 e 1995) e algumas alterações:

- a. As amostras foram retiradas do bloco indeformado utilizando-se cilindros vazados de aço com diâmetro de 50 mm e altura de 25 mm. Para evitar a perturbação da amostra, uma das extremidades do cilindro foi biselada;

- b. Colocados os papéis filtros, três sobrepostos, para a determinação da sucção matricial. O primeiro deles colocado em contato direto com o corpo de prova. O papel filtro central é de diâmetro menor, conforme apresentado na Figura 3.3, e apenas o primeiro entra em contato direto com o solo e é passível de contaminação por este. Os outros dois papéis são usados para determinar a sucção de cada corpo de prova;
- c. O conjunto foi envolvido com uma camada de filme plástico e uma camada de filme de alumínio, preso com fita adesiva colocado em uma caixa de isopor e levado para câmara úmida por um período mínimo de 15 dias;
- d. Após 15 dias, os papéis filtros eram removidos com uso de pinça e pesados, sendo que para a sucção matricial pesou-se o papel filtro intermediário, pois o que estava em contato com a amostra apresentava fragmentos da mesma que poderiam interferir no resultado do ensaio.
- e. Após a pesagem os papéis filtros eram colocados para secar em estufa a 105°C por cerca de 2 horas.

Camapum de Carvalho (2010) nos ensina que o equilíbrio de umidade entre o solo e o papel é uma equalização energética e pode levar bem mais tempo que o prescrito na norma.

Para determinação dos valores de sucção foram utilizadas as Equações 3.1 e 3.2, propostas por Chandler et al. (1992), citado por Marinho (1994 e 1995).

$$\text{Para } w > 47\%: \text{ sucção (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \times \log w)} \quad (3.1)$$

$$\text{Para } w \leq 47\%: \text{ sucção (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622 w)} \quad (3.2)$$

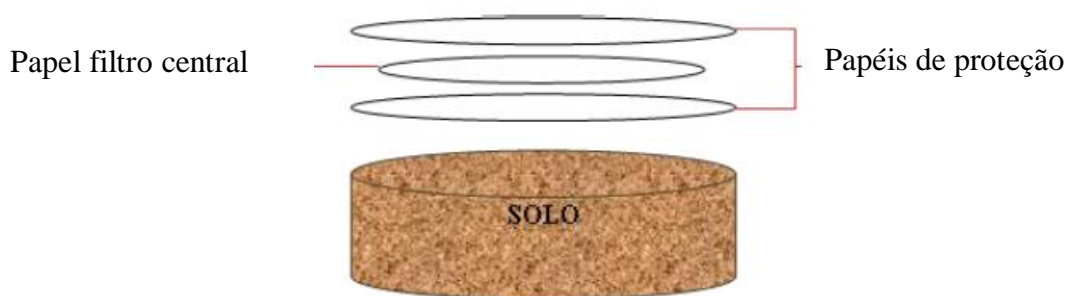


Figura 3.3 – Posição dos papéis filtro para determinação da sucção mátrica (Gómez-Muñetón, 2013).

A função dos papéis exteriores é isolar o intermediário e evitar sua contaminação. Pode-se também pesar o papel superior e usar esta medida para aferir a pesagem do intermediário.

### 3.5 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO

Complementarmente e com o intuito de melhor determinar os pontos de entrada de ar nos micro e macro poros e o diâmetro dos mesmos, realizou-se o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP). A técnica de intrusão de mercúrio (MIP) permitiu a medição do tamanho e distribuição dos poros. Foi empregado o equipamento de intrusão de mercúrio, AutoPore IV 9500 Micromeritics Instrument Corporation, do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Los Andes. O procedimento de intrusão foi realizado por meio de um penetrômetro de 5 cm<sup>3</sup> e uma faixa de pressões entre 3,5 kPa até 228 MPa.

A porosimetria emprega a Equação 3.3, de Washburn (1921). Segundo Diamond (1970) a equação exprime a penetração de um líquido em cavidades pequenas e, para poros cilíndricos, vale:

$$p = - \frac{4 \cdot \sigma_{nw} \cos(\theta_{nw})}{D} \quad (3.3)$$

Onde,  $p$  = pressão absoluta do fluido não molhante;

$\sigma_{nw}$  = tensão superficial do fluido não molhante;

$\theta_{nw}$  = ângulo de contato entre o fluido não molhante e a matriz porosa;

$D$  = diâmetro do poro.

Romero e Simms (2008) afirmam que a intrusão de mercúrio em um meio poroso é um processo similar a injeção de ar durante a secagem na curva de retenção de água no solo.

Otálvaro (2013) elaborou a Figura 3.4 que ilustra a analogia entre a função de densidade de poros e a curva de retenção.

Reescrevendo a Equação 3.3 em função da sucção mátrica tem-se:

$$u_a - u_w = \frac{4 \cdot \sigma_w \cos(\theta_w)}{D} \quad (3.4)$$

Onde:  $u_a - u_w$  = sucção mátrica;

$\sigma_w$  = tensão superficial da água;

$\theta_w$  = ângulo de contato entre a água e a matriz porosa;

$D$  = diâmetro do poro.

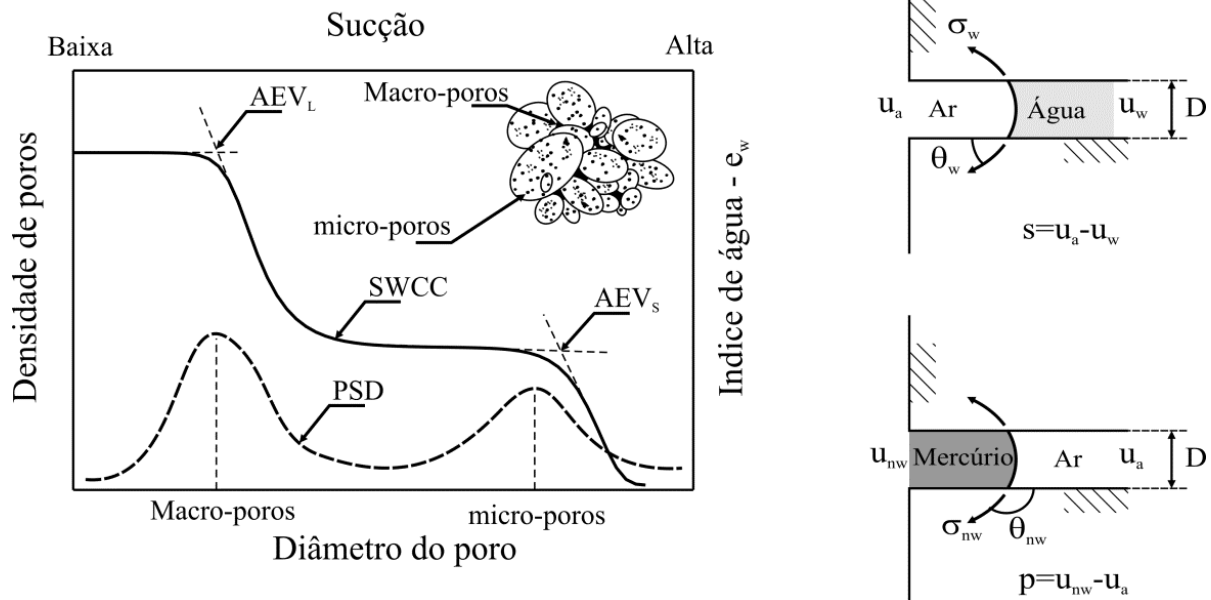


Figura 3.4 - Analogia entre a função densidade de poros e a SWCC (Otálvaro, 2013).

Segundo Prapaharam (1985) a pressão capilar da água pode ser prevista nas medições usando o mercúrio. O teor de umidade que corresponde a diâmetro de poro que foi preenchido por mercúrio pode ser calculado pela Equação 3.5 a seguir.

$$w = \frac{(n - \bar{n})}{(1 - n) \cdot \gamma_s} \quad (3.5)$$

Onde:  $w$  = teor de umidade;

$n$  = porosidade do solo;

$\bar{n}$  = porosidade acumulada;

$\gamma_s$  = peso específico dos grãos do solo.

As amostras de solo para serem submetidas ao MIP precisam que se remova toda a água que ocupa os menores poros e se opõe a penetração do mercúrio. As amostras podem ser desidratadas empregando-se varias técnicas como secagem ao ar, secagem em estufa e

liofilização. O laboratório de Geotecnia da UnB dispõe de estufa a vácuo com controle de pressões e temperatura para preparo da amostra que será levada ao porosímetro (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Estufa a vácuo do laboratório de Geotecnia da UnB.

Romero e Simms (2008) comentam que a liofilização, que utiliza o controle da temperatura e pressão para eliminar as tensões superficiais entre as interfaces ar e água, é a técnica preferida.

Romero (1999) executou ensaios de MIP na argila “Boom clay” e notou que a diferença entre as curvas de intrusão e extrusão podem ser utilizadas para caracterizar a estrutura dos poros, conforme a Figura 3.6.

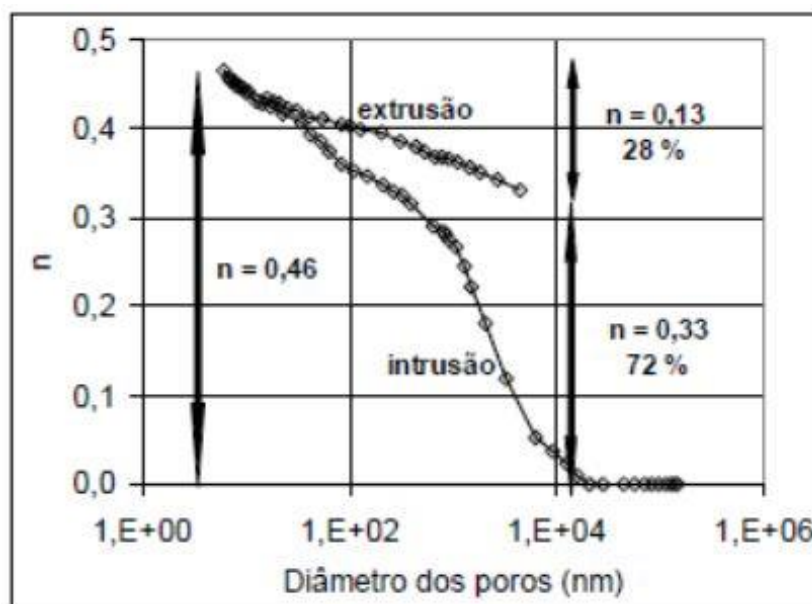


Figura 3.6 – Curvas de intrusão e extrusão em ensaios de MIP, Boom clay (Romero, 1999)

Além da porosimetria realizada em amostra de solo natural e indeformada, submeteram-se mais seis amostras, pelo período de 24 horas, a um carregamento prévio de zero, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa. Este procedimento visou verificar a ocorrência de alterações no índice de vazios *versus* a sucção aplicada nas amostras.

### 3.6 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Os ensaios oedométricos foram executados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Realizaram-se dois tipos de ensaio: o primeiro, oedométrico simples, objetivando a verificação da compressibilidade e obtenção do valor da tensão de pré-adensamento; o segundo com leitura das tensões horizontais e controle de sucção (SV).

Os ensaios oedométricos não foram realizados com o objetivo de verificar a colapsividade do solo amostrado. Estes resultados estão fartamente disponíveis nos trabalhos desenvolvidos por Araki (1997), Peixoto (1999) e Guimarães (2002).

Os ensaios do tipo oedométrico unidimensional em amostras saturadas seguiram o prescrito na NBR 12007-1990 (MB 3336). Na determinação da pressão de pré-adensamento empregou-se o processo de Pacheco Silva, largamente difundido na engenharia geotécnica. Para os ensaios com controle de sucção empregou-se a Célula Oedométrica desenvolvida e aperfeiçoada na UnB.

### 3.7 EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS $K_0$

As células triaxiais disponíveis no laboratório da UnB estão aptas a controlar as pressões laterais, entretanto, não há como controlar as deformações horizontais diferenciais na amostra de maneira a garantir o estado  $K_0$  puro. Como se verá adiante se limitam as deformações horizontais colocando-se a amostra dentro de um anel metálico.

Optou-se por utilizar a base da célula Oedométrica inicialmente construída por Oliveira (1998) com base na célula de Lloret (1982), efetuando-se algumas modificações.

O esquema da célula pode ser visualizado na Figura 3.7. A célula modificada permite o controle da pressão no ar, pressão na água, pressão vertical e a medição dos deslocamentos verticais por meio de um micrômetro ou LVDT e a tensão horizontal por meio de strain-gauges instalados no anel oedométrico.

Ao se empregar quatro *strain gauges* defasados de 90°, buscou-se tornar o equipamento apto a captar tensões horizontais individuais e caracterizar e medir a anisotropia horizontal. Destacando-se que neste trabalho não foram considerados os efeitos anisotrópicos.



A célula foi confeccionada inteiramente em aço inoxidável e é composta de uma base com duas entradas inferiores que acessam o alojamento da pedra porosa. O alojamento da pedra porosa é intercambiável para facilitar a troca de cerâmicas com valores de entrada de ar distintos. No interior do alojamento e sob a pedra porosa há uma espiral rebaixada que conecta os orifícios de entrada e saída da base da câmara. A parte superior da câmara ou Top-Cap possui duas entradas que podem ser para ar ou outro fluido. Uma das entradas vai ao interior da câmara e a outra serve para acionamento do diafragma que aplica pressões verticais (Figura 3.8). Alternativamente a célula pode ser colocada na prensa para ensaio de adensamento e receber a aplicação das cargas verticais por meio do sistema de alavanca e contrapeso.

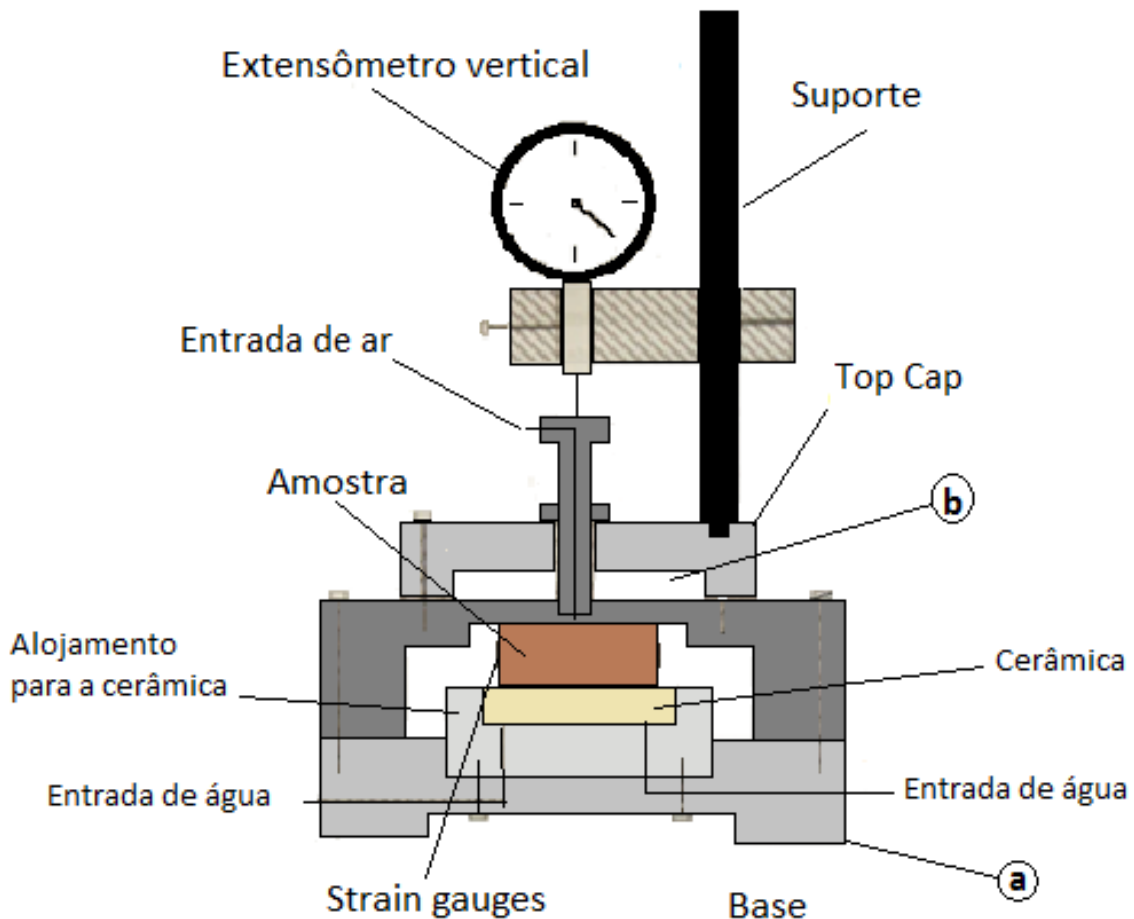


Figura 3.7 - Esquema da célula oedométrica de Lloret (1982), por Oliveira (1998).

O equipamento é constituído por:

- a. Câmara de ensaio que aloja o anel oedométrico, dotada de duas pedras porosas de alta pressão de entrada de ar (HAEV) intercambiáveis, de 300 e 500 kPa (valores de entrada de ar), conforme Figura 3.8;
- b. Sistema de aplicação de ar comprimido para fornecer 1 MPa de pressão;
- c. Registro para regulagem precisa de pressões (Figura 3.9);
- d. Interface ar – água para realizar a saturação da pedra-porosa;
- e. Bureta graduada sem registro, com resolução de 0,01ml para medição da água que entra no corpo de prova;
- f. Conjunto de pedras porosas de alto valor de entrada de ar (300 e 500 kPa);
- g. Micrometro digital para leitura dos deslocamentos verticais;
- h. Strain-gauges (4) para leitura das deformações horizontais do anel metálico;
- i. Sistema de aquisição de dados (Figura 3.10).



Figura 3.8 - Célula de ensaio em aço inoxidável.



Figura 3.9 - Painel de controle das pressões.



Figura 3.10 - a) Módulo de aquisição NI cDAQ 9174 da NI e b) sistema de tratamento de dados.

Para acomodação das amostras de solo foram confeccionados dois moldes anelares em aço inoxidável e um em latão. O molde em latão pode ser visualizado na Figura 3.11.

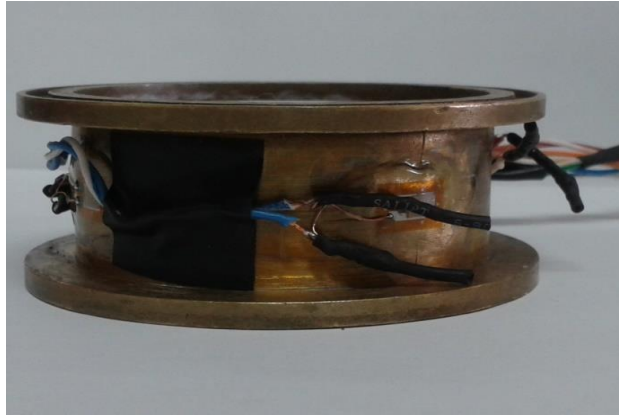


Figura 3.11 – Anel oedométrico em latão com strain-gauges instalados.

Os anéis confeccionados tem espessura de 0,4mm, adequados a “restringir” os deslocamentos horizontais (radiais) a pequenas deformações e ao mesmo tempo medir as tensões provocadas pelas microdeformações. Suas dimensões são conforme a Figura 3.12.

Como o anel de aço é submetido a deformações micrométricas que possibilitem a leitura de variações de resistência elétrica nos strain-gauges, há um pequeno desvio em relação à situação  $K_0$  ideal que é a de deformação nula.

A célula também oferece a possibilidade de controle da pressão externa no anel que envolve a amostra, porém, os transdutores de pressão, a selagem e remoção de bolhas na parte interna da câmara são bem mais imprecisos que a medição por meio de strain-gauges.

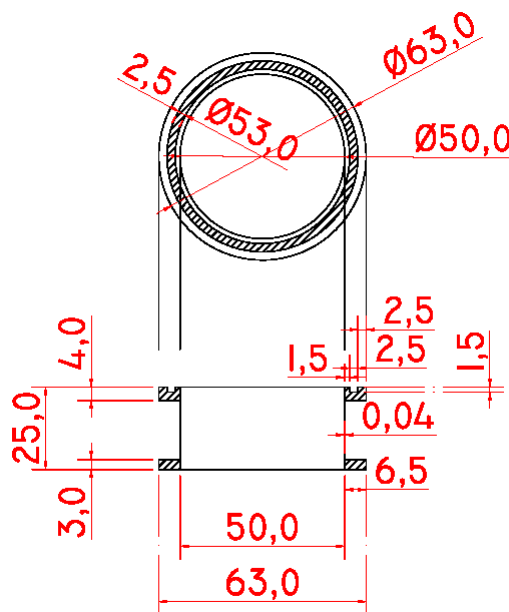


Figura 3.12 – Medidas do anel oedométrico em milímetros.

A montagem aproveitou apenas parte da câmara de ensaios, substituíram-se parafusos de fixação, a membrana de borracha, além das novas bases para a colagem das cerâmicas e aferição de suas pressões de borbulhamento. Montou-se o quadro de controle de pressões, inicialmente com apenas dois canais de pressurização, tendo sua pressão regulada por duas válvulas reguladoras de pressão NORGREN R17-600-RNLA, de pressão admissível máxima de 2 MPa e intervalo de regulação de 20 a 850 kPa. Para leitura acurada das pressões foram empregados dois manômetros analógicos Zurich, padrão A3 ABNT com precisão de 0,025 FDE (fundo de escala). A variação da entrada de água na amostra foi registrada por uma bureta graduada, sem registro, com intervalo de leitura de 0,01ml. Para controle mais preciso do volume de água que adentra na amostra e sua pressão, empregou-se o controlador STDDPC - *Standard Pressure/Volume Controller* - V2 da GDS.

O suporte das pedras porosas de 300 e 500 kPa de entrada de ar foi realizado por duas bases em aço inoxidável.

Para a leitura dos deslocamentos verticais foi empregado um micrometro digital marca Digimess.

As deformações horizontais foram medidas por um conjunto de 4 extensômetros (strain-gauges) instalados defasados em suas posições de 90° no anel inoxidável, marca Excel, modelo PA- 09-125AA-120-L. As leituras dos extensômetros foram coletadas pela interface NI cDAQ 9174 da *National Instruments* e os softwares empregados foram o *LabView 2012* e o *LabView SignalExpress*. O equipamento foi programado para completar cada strain-gauge com mais três internos em ligação tipo um quarto de ponte, trabalhando-se com ponte de Wheatstone em cada *strain gauge*. Esse procedimento permitiu a obtenção de quatro leituras independentes de deformação, uma para cada *strain gauge*.

Foi realizada a avaliação da estanqueidade do sistema de mangueiras e bureta e a calibração do anel oedométrico dentro da própria câmara com aplicação de ar sob pressão controlada e leitura das deformações radiais. As deformações, medidas em milistrains, foram plotadas contra as pressões aplicadas e para cada *strain-gauge* e assim obteve-se uma curva de calibração. A relação carga x deformação obtida para cada *strain-gauge* foi linear, possibilitando elaborar uma família de retas cujos coeficientes foram alimentados no software de medição permitindo a leitura direta das pressões horizontais (Figura 3.13).

A compressibilidade do conjunto foi avaliada por Oliveira (1998) isolando a tubulação plástica e a bureta e aplicando carregamentos variando de 0 a 430 kPa. Os resultados obtidos apontaram uma variação volumétrica máxima de 0,06 % em relação ao

volume da amostra. Considerando-se que a pressão aplicada irá deformar inicialmente a tubulação para em seguida alcançar a amostra, a grandeza das deformações não irá afetar significativamente os resultados de  $K_0$ .

As variações de volume sofridas pelo anel de aço inoxidável quando submetido a altas pressões internas são menores que as sofridas pelo anel de alumínio ensaiado por Oliveira (1998) e que apresentou deformação de 0,1% para 275 kPa de pressão interna. Por esta razão dispensou-se o ensaio de pressões internas no anel de aço inoxidável.

A calibração dos extensômetros objetivou estabelecer a relação entre as pressões laterais aplicadas ao anel e as leituras de deformação produzidas pelo sistema de aquisição de dados.

Colados nas laterais do anel, os *strain-gauges* foram denominados  $a_0$ ,  $a_2$ ,  $a_4$  e  $a_6$  acompanhando a nomenclatura empregada pelos *softwares* de aquisição de dados. O anel de aço foi submetido à carga variável de 0 a 600 kPa, para fins de calibração inicial.

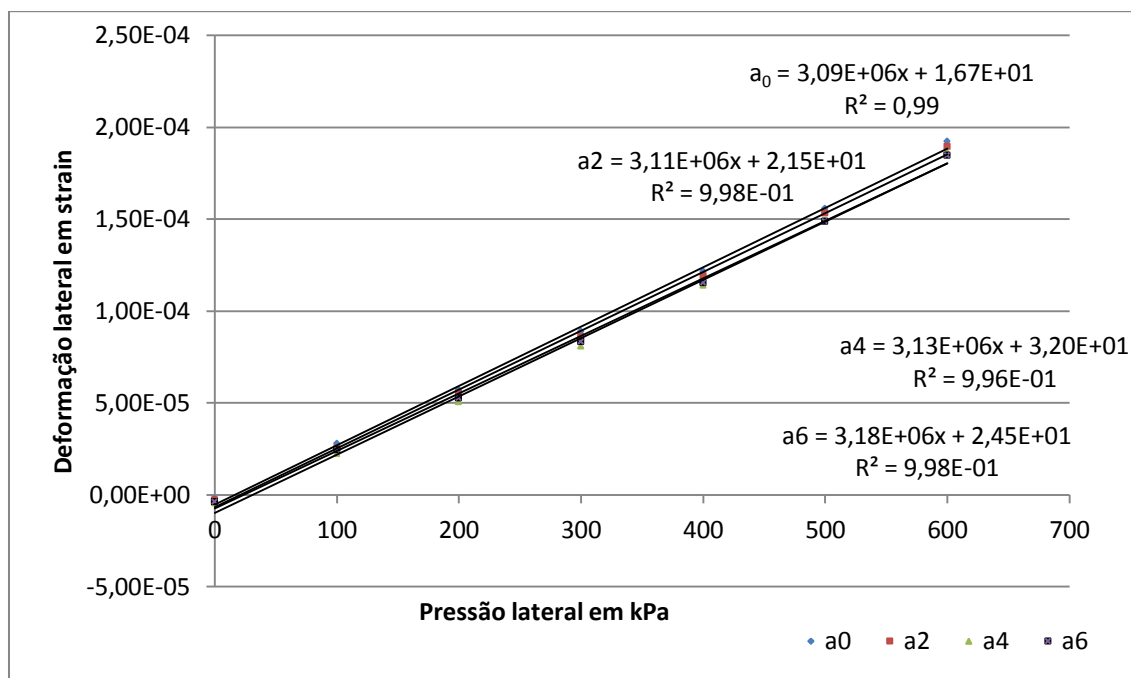
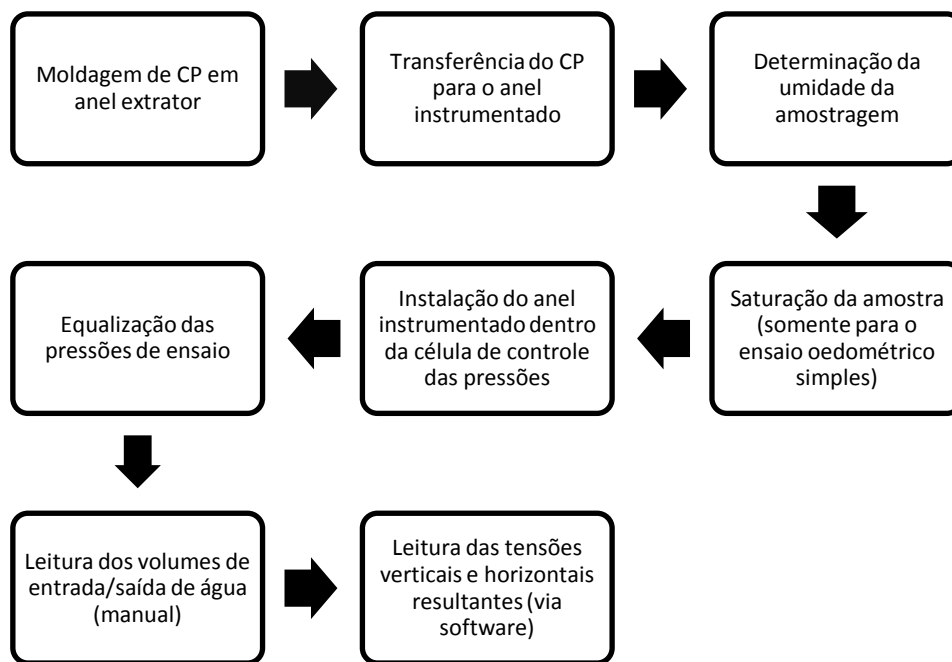


Figura 3.13 - Calibração inicial do anel oedométrico instrumentado com extensômetros elétricos.

### 3.8 AJUSTES NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

O roteiro básico de execução dos ensaios  $K_0$  está discriminado no esquema a seguir.



Durante a montagem dos ensaios, verificou-se que a célula de pressão que confina o anel oedométrico em seu interior exerce pressões verticais sobre o mesmo, que sensibilizam os *strain gauges* afixados na superfície cilíndrica do anel. Dessa forma, foram necessárias novas calibrações a cada montagem e aperto dos parafusos de fixação do sistema de reação. As curvas obtidas na primeira calibração são apresentadas no gráfico da Figura 3.16. Assim como numa balança de laboratório, tarou-se (zerar a escala) via software a cada estágio. As equações das retas apresentadas têm, em consequência do exposto, alterações em seu termo independente de “x” a cada montagem de ensaio.

Um detalhe importante na execução, principalmente nos ensaios que envolvem variação de sucção, é o controle da temperatura. A sucção é afetada pela variação da temperatura que ao se elevar provoca uma redução na interface solo-água e diminuição na curvatura do menisco. Ao se reduzir a tensão superficial da água reduz-se a sucção.

Durante o processo de saturação foi monitorada a variação da tensão horizontal e a quantidade de água que preenche os vazios do solo. Segundo Peixoto (1999) o tempo médio de execução de cada ensaio tipo SV (sucção variável) é em média de 15 a 20 dias. Nesta série de ensaios na trajetória de secagem os tempos variaram em torno de um mês.

A grandeza das tensões verticais aplicadas nos solos ensaiados foi limitada a baixas pressões verticais para não induzir deformações no aço acima dos limites do

comportamento elástico linear. Os resultados das deformações volumétricas obtidos por Oliveira (1998) indicam que sua grandeza é inferior a 0,02%.

Inicialmente o intervalo de leituras tomado foi de 1ms para um tempo total de 5s. Esta parametrização mostrou-se insuficiente para detectar as alterações ao longo de todo o período de medição. Percebida a falha alterou-se o intervalo de leituras para o tempo de 15 min, satisfatório para registrar as pequenas alterações nas medidas e acompanhar a tendência de estabilização das leituras ao longo do tempo (dias).

A pedra porosa inicialmente gravada com 1500 kPa, foi submetida ao ensaio de “borbulhamento”, quando se força a passagem de ar por seus poros, apresentando valores da ordem de 650-800 kPa, incompatíveis com as especificações do fabricante, transcritas na Tabela 3.1. Desconfiou-se de início que o ar poderia estar vazando entre a pedra e o suporte metálico por falha na colagem. Refeita a colagem ratificaram-se os valores de cavitação obtidos no ensaio de “borbulhamento”.

Feito isto, para aferição do valor de entrada de ar na pedra porosa foram realizados dois ensaios: ensaio de permeabilidade e ensaio de “borbulhamento”. A pedra porosa utilizada nos ensaios, apresentou permeabilidade medida de  $2,49 \times 10^{-08}$  m/s e pressão de “borbulhamento” de 750 kPa, compatíveis com a cerâmica de 500 kPa de HAEV, conforme extraído da tabela do catálogo do fabricante Soil Moisture, reproduzida abaixo.

Tabela 3-1- Propriedades físicas das cerâmicas (catálogo da Soil Moisture, 2013).

Valor de entrada de ar (kPa)	Pressão de borbulhamento (kPa)	Condutividade hidráulica saturada (m/s)	Diâmetro máximo do poro ( $\mu\text{m}$ )
50	70-90	3,11E-07	6
100	200-300	7,60E-09	1,7
200	380-450	6,30E-09	1,1
300	460-700	2,50E-09	0,7
500	800	1,21E-09	0,5
1.500	2200	2,59E-11	0,16

Segundo a Soil Moisture a cerâmica de 500 kPa apresenta permeabilidade média de  $1,21 \times 10^{-09}$  m/s e pressão de “borbulhamento” de 800 kPa. A diferenciação se dá, principalmente, pela pressão de “borbulhamento”, uma vez que a permeabilidade pode variar conforme a fabricação da cerâmica se comum (standard) ou de alto fluxo.



## 4 CAPÍTULO – RESULTADOS DOS ENSAIOS

### 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os resultados dos ensaios de caracterização física realizados nesta pesquisa estão apresentados na Figura 4.1 e Tabela 4.1. Foram executadas seis análises granulométricas, três com uso de defloculante e três sem seu emprego.

O solo local até a profundidade de 3,5 m classifica-se como camada de areia argilo-siltosa porosa, com predominância de gibbsita, macroporos e muitos agregados, com alto índice de vazios e maior bioturbação, na qual ocorrem as maiores variações de umidade ao longo do ano. A bioturbação do solo pode ser entendida como o conjunto de processos realizados por organismos que movimentam os componentes do solo. No solo, os seres mais conhecidos que originam a bioturbação são as minhocas. Entretanto, cupins (também conhecidos como “térmitas”), formigas, caramujos, caracóis, centopéias, alguns insetos, fungos e bactérias entre outros também atuam da mesma forma.

Os valores obtidos nos ensaios são referentes a amostra coletada no primeiro metro de profundidade, dentro da zona alvo onde ocorrem grandes variações sazonais de umidade que levam à expansão e contração contínua do solo.

Os valores encontrados na curva granulométrica mostram que o solo, quando analisado sem o uso de defloculante, é tipicamente uma areia siltosa. Porém, quando o defloculante é usado no ensaio sua granulometria é de argila. Como já explicado, esse comportamento bimodal de micro e macro agregados é a característica peculiar destes tipos de solos.

Na carta de Casagrande, os solos como o ensaiado, com  $LL=40\%$ , portanto, abaixo de 50% apresentam baixa compressibilidade, o que pode levar a falsas conclusões sobre o seu comportamento mecânico, pois como se sabe, trata-se de um arranjo estrutural sujeito ao colapso.

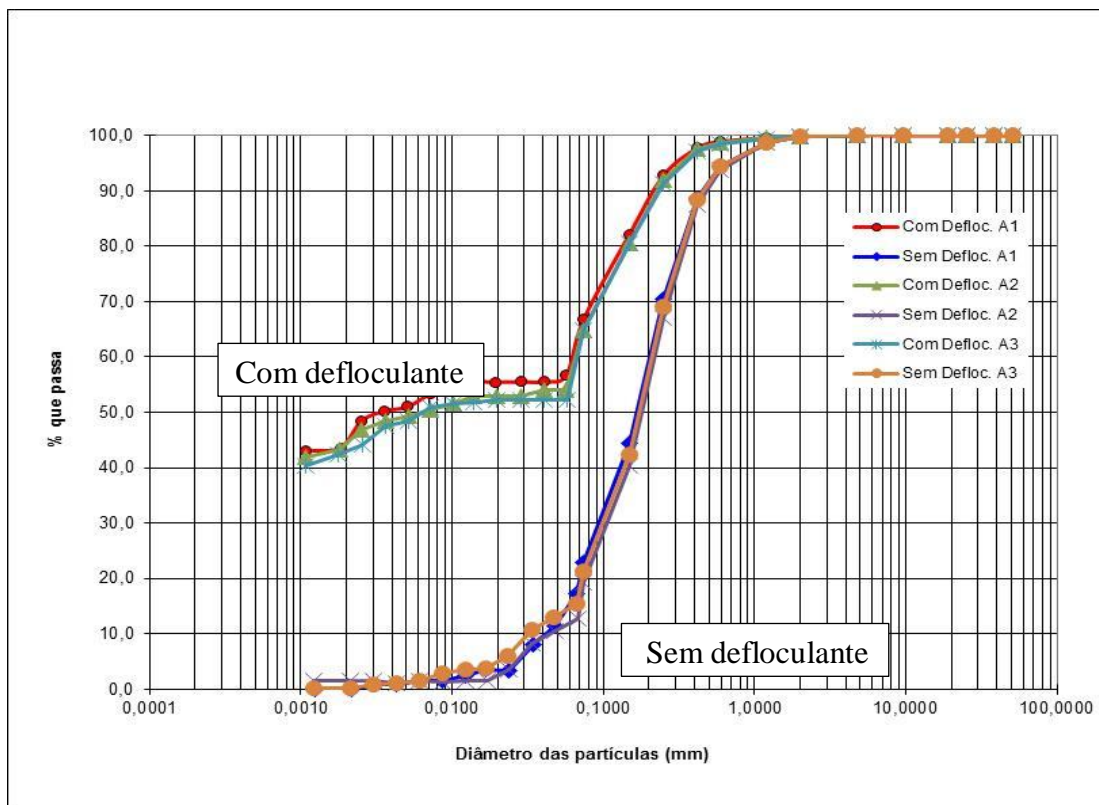
Já o índice de plasticidade, cujo valor máximo obtido dos ensaios foi de 12 % indica plasticidade correspondente aos siltes. O valor relativamente elevado da densidade real dos sólidos ( $\gamma_s=2,78 \text{ kN/m}^3$ ), aliado ao baixo peso específico natural, na faixa de 10,9 a 12,4  $\text{kN/m}^3$ , por outro lado, dá a ideia de elevada porosidade.

Aqui se percebe a incongruência de tais métodos na obtenção das propriedades físicas mais simples para os solos intemperizados. Guimarães (2002) concluiu que existe uma boa relação das propriedades físicas com as características mineralógicas e microestruturais.

Tabela 4-1– Índices físicos do solo amostrado a um metro de profundidade.

	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Média	Silva (2009) 2m prof.
wl	40	39	40	40	26
wp	28	27	27	27	36
IP	12	12	13	12	10
$\gamma_{nat}$	11,96	11,79	12,38	12,04	--
w	17,9	17,5	17,8	17,7	--
e	1,69	1,93	1,73	1,78	--
$\gamma_s$	2,77	2,78	2,78	2,78	2,74
Sr	29,34	25,21	28,60	27,7	

A variação da densidade relativa dos sólidos para valores maiores que os típicos na caulinita (2,60-2,68 kN/m<sup>3</sup>), devem-se a elevada quantidade de minerais de ferro e alumínio como a goethita e hematita que apresentam maior  $\gamma_s$ , no caso, na faixa de 2,77 a 2,78 kN/m<sup>3</sup>.



Argila	Silte			Areia			Pedregulho
	Fino	Médio	Grosso	Fina	Média	Grossa	

Figura 4.1 - Curva granulométrica das três amostras coletadas a um metro de profundidade.

Nas curvas granulométricas obtidas em laboratório (Figura 4.1) para a amostra extraída a 1,0m de profundidade, observa-se que 80% do material ensaiado têm diâmetros entre 0,1mm e 1,0 mm correspondente a granulometria de areias finas e médias. Comparando-se as curvas granulométricas determinadas por Guimarães (2002) e Silva (2009), Figura 4.2, verifica-se que esse percentual é de 40% (amostras coletadas a 2,0m de profundidade).

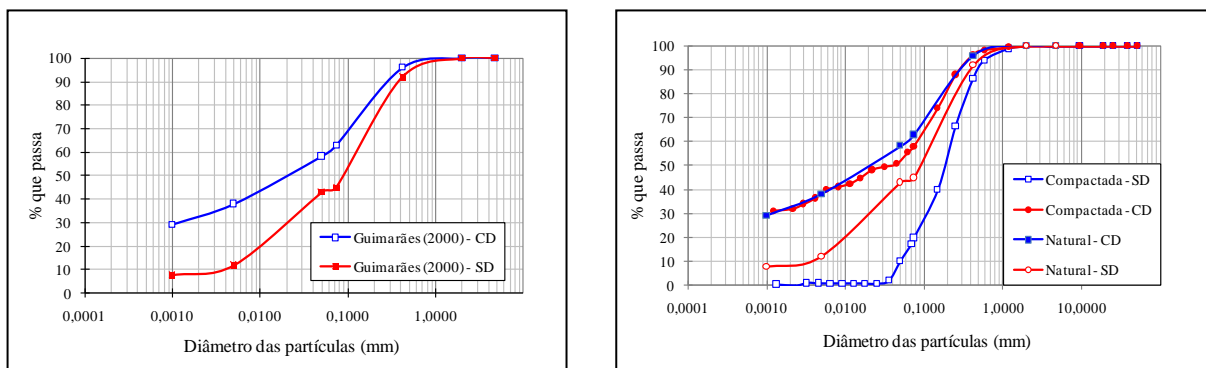


Figura 4.2 – Curvas granulométricas: a) Guimarães (2000), b) Silva (2009).

Guimarães (2002) submeteu amostras do mesmo solo à microscopia eletrônica. Pode-se verificar o tamanho dos macroagregados de 1 a 100 $\mu$ m, compatíveis com a curva granulométrica apresentada na Figura 4.1.

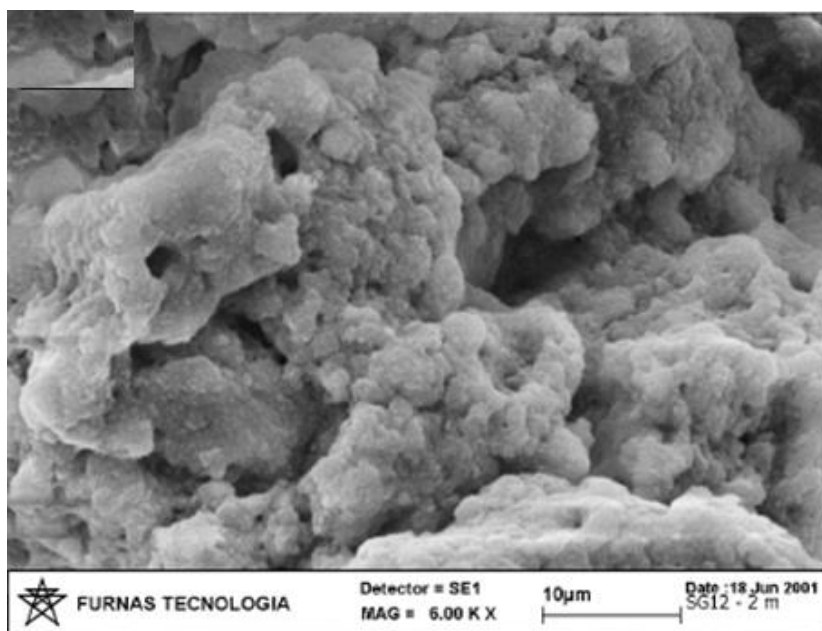


Figura 4.3 – Amostra de solo em microscopia eletrônica de varredura (Guimarães, 2002).

## 4.2 DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Conforme já mencionado, a curva de retenção expressa graficamente a relação entre a capacidade de retenção de água nos vazios do solo (sucção matricial) e o seu teor de umidade. A forma da curva de retenção depende do tipo do solo e da distribuição dos vazios.

Em laboratório foram empregadas três maneiras para a obtenção da curva de retenção:

- a. A técnica de translação de eixos com o uso da placa de sucção e do oedômetro com controle de sucção;
- b. O método do papel filtro com utilização de trajetória mista, acrescentando-se água por gotejamento para os corpos de prova com umidade alvo acima da umidade natural e deixando-se secar ao ar os corpos de prova para umidades alvos menores que a natural;
- c. Determinação indireta por meio do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio.

O resultado com a aplicação das três técnicas pode ser visto na Figura 4.4, porém, o uso da porosimetria será comentado adiante em tópico específico.

Foi possível medir uma faixa de sucção entre 1 kPa e 30 MPa. Observando-se a curva pode-se inferir que a distribuição dos poros apresenta uma matriz com dois modos dominantes, microporos e macroporos, corroborando com a distribuição granulométrica e com a imagem obtida via microscópio.

É possível se estabelecer graficamente o valor de entrada de ar nos macroporos – EAMA, de 4 kPa, no encontro das tangentes entre a curva inicial e o primeiro trecho onde há redução substancial do grau de saturação com pequenas variações da sucção.

De maneira análoga determina-se o valor de entrada de ar nos microporos – EAMI, igual a 10 MPa. Observa-se a variação entre os valores de EAMA e EAMI de três ordens de grandeza para este solo.

Para o mesmo local de extração da amostra, porém, a profundidade de 3,0m, Peixoto (1999) encontrou para o trecho horizontal da curva, grau de saturação no entorno de 25%, porém valor de EAMI similar.

Observa-se a concordância dos valores de sucção obtidos com a placa e com o método do papel filtro.

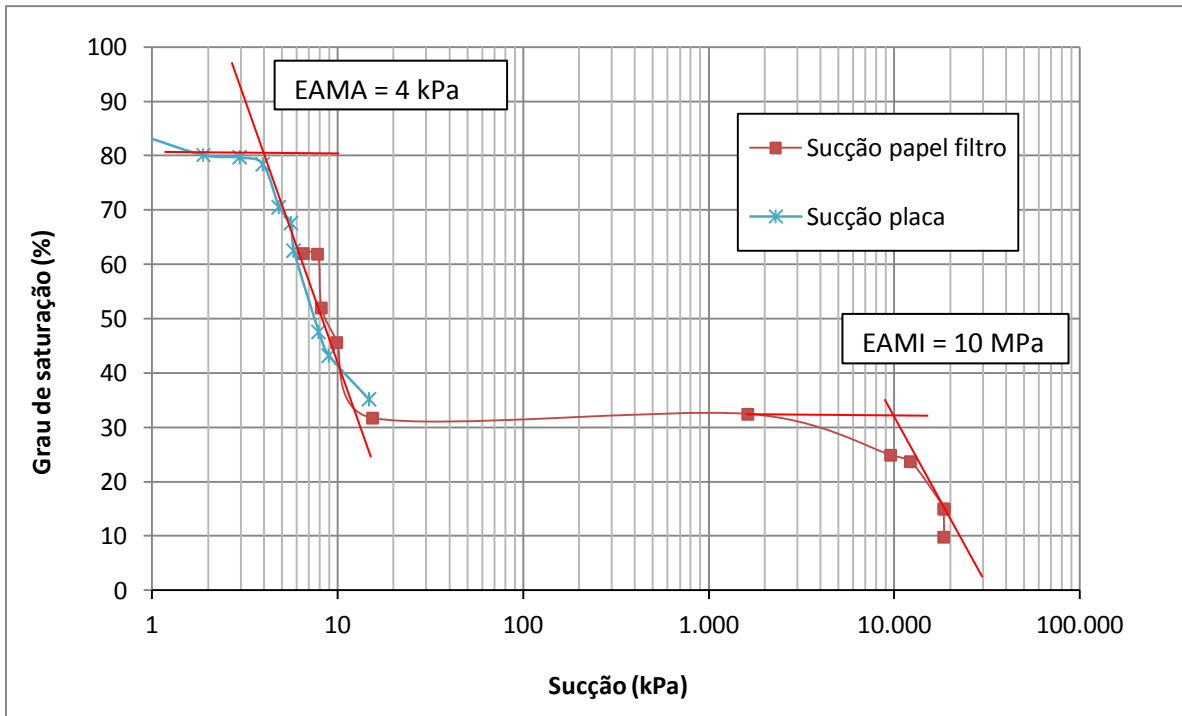


Figura 4.4 – Curva de retenção de água (SWRC) sem carregamento.

Guimarães (2002) elaborou as curvas características dos solos do campo experimental da UnB até 10m de profundidade e as apresentou no gráfico transcrito na Figura 4.5. Observa-se que mesmo para as sucções mais baixas o grau de saturação não excede os 90%. A curva obtida para um metro de profundidade assemelha-se a encontrada neste trabalho.

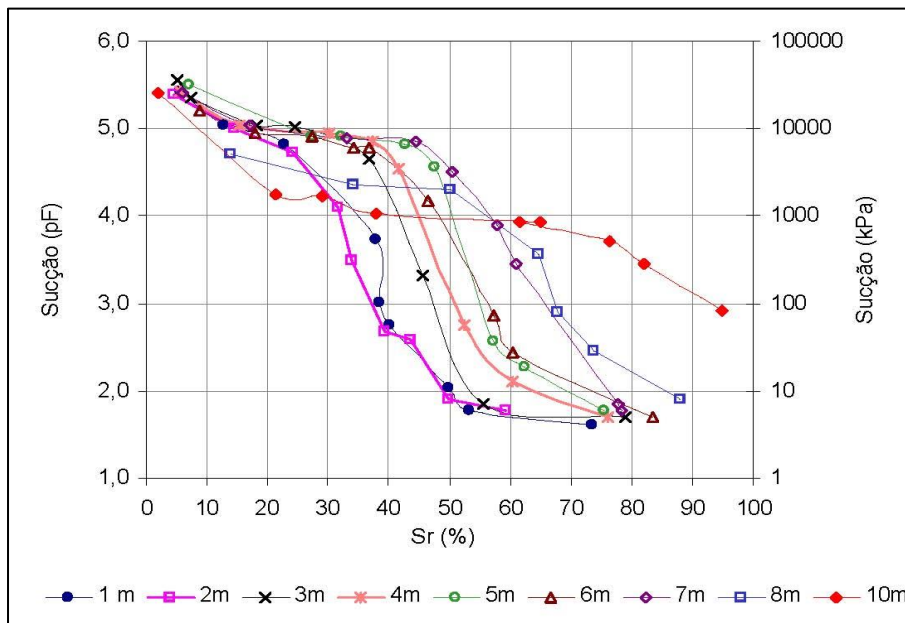


Figura 4.5 - Curvas de retenção dos solos do campus UnB (Guimarães 2002).

### 4.3 ENSAIO DE POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO

Os ensaios de intrusão de mercúrio foram realizados em amostras naturais do mesmo bloco retirado (Figura 3.2) e com os objetivos de se comparar com os resultados das curvas granulométricas e de retenção de água no solo. Na Figura 4.6 são apresentados os resultados do ensaio de intrusão e extrusão de mercúrio, relacionando o diâmetro equivalente dos poros com o índice de vazios do fluido não molhante ( $e_{nw}$ ). Este índice é calculado por meio do volume de mercúrio com relação aos sólidos da amostra da seguinte forma:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad e_w = \frac{V_w}{V_s} \quad e_a = \frac{V_a}{V_s} \quad \therefore e = e_w + e_a \quad (4.1)$$

$$e_{nw}: \text{índice do fluido não molhante} \approx e_a \quad (4.2)$$

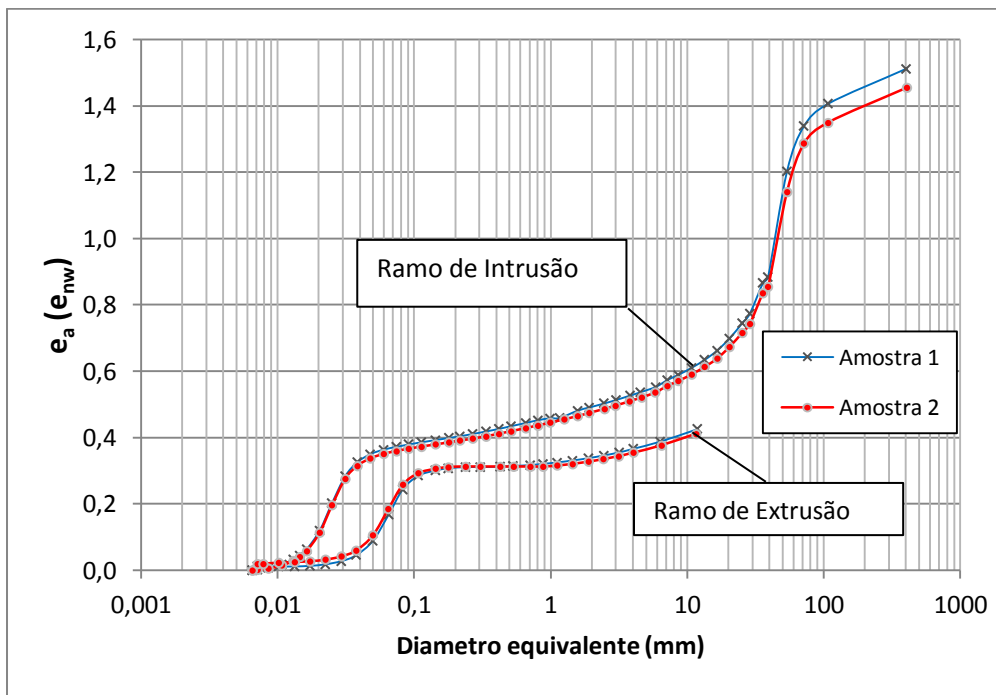


Figura 4.6 – Porosimetria por intrusão de mercúrio – curva acumulada (amostras 1 e 2).

O ensaio apresentou excelente repetitividade o que pode ser constatado pela coincidência quase plena das curvas das duas amostras.

Como o ensaio foi conduzido com a pré-secagem da amostra, o índice de vazios do fluido não molhante aproxima-se do índice de vazios da amostra.

Na Figura 4.7 apresenta-se a curva com a função de distribuição dos poros (PSD) que explicita um comportamento bimodal de porosidade, sendo o diâmetro dos microporos mais frequentes de  $0,02\mu\text{m}$  e dos macroporos mais frequentes de  $39\mu\text{m}$ .

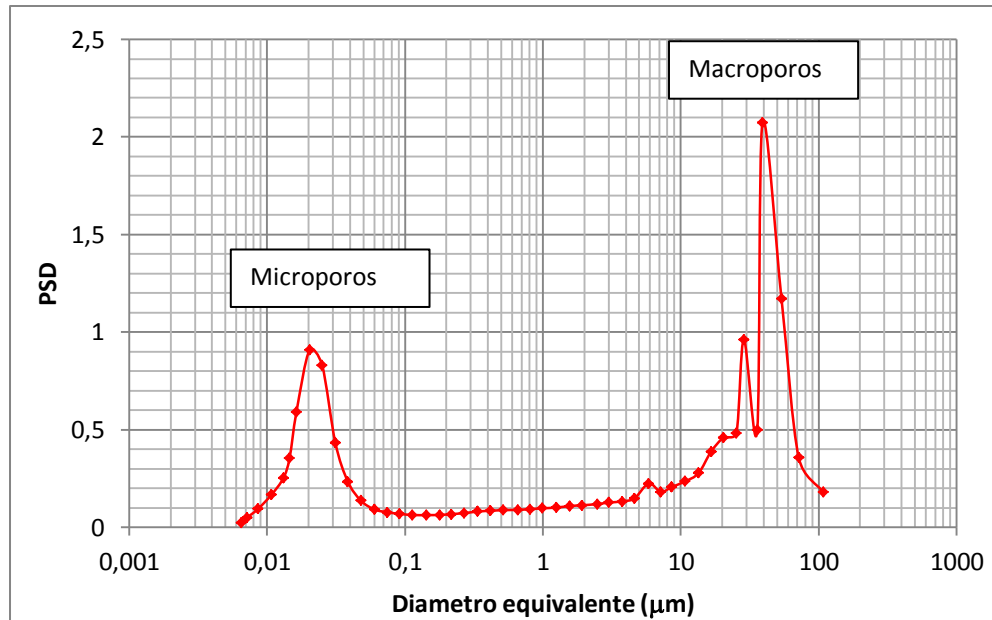


Figura 4.7 - Porosimetria por intrusão de mercúrio: a) curva acumulada, b) distribuição de poros.

Verifica-se que a derivada da função  $f(e,D)$  da Figura 4.6, corresponde a função de densidade dos poros no gráfico da Figura 4.7, cujos pontos de máximo tem correspondência com os trechos mais íngremes da curva “e versus  $\log D$ ”.

Segundo Futai e Almeida (2005) e Miguel e Bonder (2012) a distância que separa os macroporos dos microporos parece ser uma característica particular dos solos lateríticos altamente intemperizados no Brasil (três ordens de grandeza).

Delage & Lefbreve (1984), citados por Mascarenha (2008), realizaram dois testes MIP consecutivos em uma mesma amostra, sem a retirada forçada do mercúrio, sendo a pressão reduzida à atmosférica no fim do primeiro ensaio. No segundo teste, apenas os menores poros foram preenchidos novamente, sugerindo que o mercúrio dos poros maiores não foi liberado no final do primeiro ensaio. Concluíram, portanto, que a injeção de mercúrio preenche os poros acessíveis e interconectados, enquanto que a liberação completa da pressão de intrusão expulsa somente o mercúrio de uma parte dos poros, denominada de porosidade livre. Assim, a extrusão de mercúrio fornece as dimensões dos microporos do solo.

Baseado nesse raciocínio elaborou-se o gráfico da Figura 4.8, que relaciona a porosidade com os diâmetros dos poros a partir das curvas de intrusão e extrusão de mercúrio. Obteve-se a variação de 30 % na porosidade para o ramo de extrusão, portanto,  $30/61 = 49\%$  dos poros são ocupados pelos microporos e, analogamente, 51% ( $31/61$ ) dos vazios representam os macroporos.

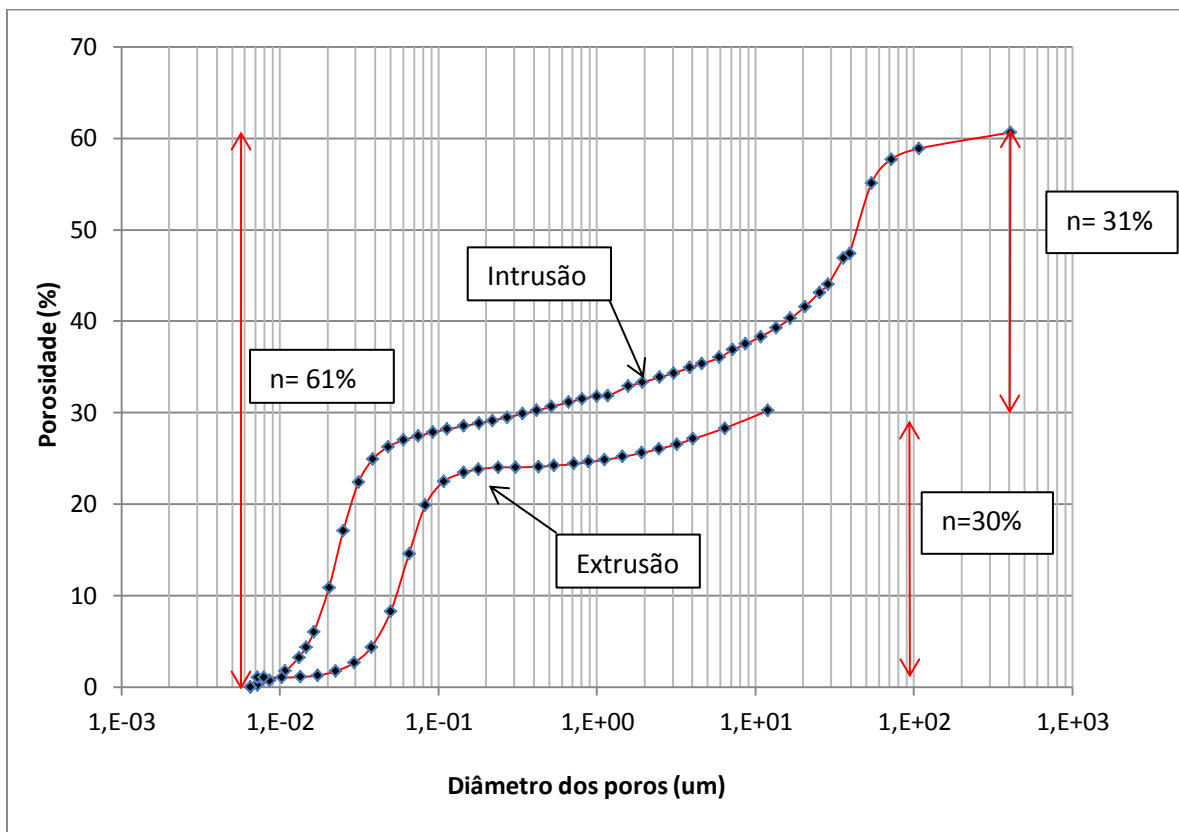


Figura 4.8 – determinação do percentual de macroporos e microporos.

O ensaio de porosimetria (MIP) também pode ser usado para se obter a curva de retenção de água, procedendo-se da seguinte forma:

- a) Calcula-se o grau de saturação com base na variação do índice de vazios normalizado do fluido não molhante, conforme Equação 4.3, cuja dedução encontra-se no trabalho de Mascarenha (2008);

$$Sr = \left( \frac{e_{inicial} - enw_i}{e_{inicial}} \right) \cdot 100 \quad (4.3)$$



A Equação 4.3 contém um pequeno desvio, porque o mercúrio não penetra em todos os poros do solo. A correção a ser efetuada é função do teor de umidade residual. Assim, a equação reescrita, fica:

$$Sr = \left( \left( \frac{e_{inicial} - enw_i}{e_{inicial}} \right) + \frac{w_r}{w_{máx}} \cdot \left( \frac{e_{nw}}{e_{inicial}} \right) \right) \cdot 100 \quad (4.4)$$

b) Em seguida obtêm-se a sucção pela aplicação da Equação 3.4.

Na Figura 4.9 apresenta-se no mesmo gráfico a curva de retenção de água obtida pelo método misto do papel filtro - placa de sucção e a curva de intrusão de mercúrio. Observa-se a nítida correspondência e ajuste entre ambas. Apesar do ajuste não ser perfeito, valida a execução do ensaio de intrusão para obtenção da curva de retenção. Por exemplo, há coincidência entre os valores de entrada de ar nos micro e macro poros nas duas técnicas.

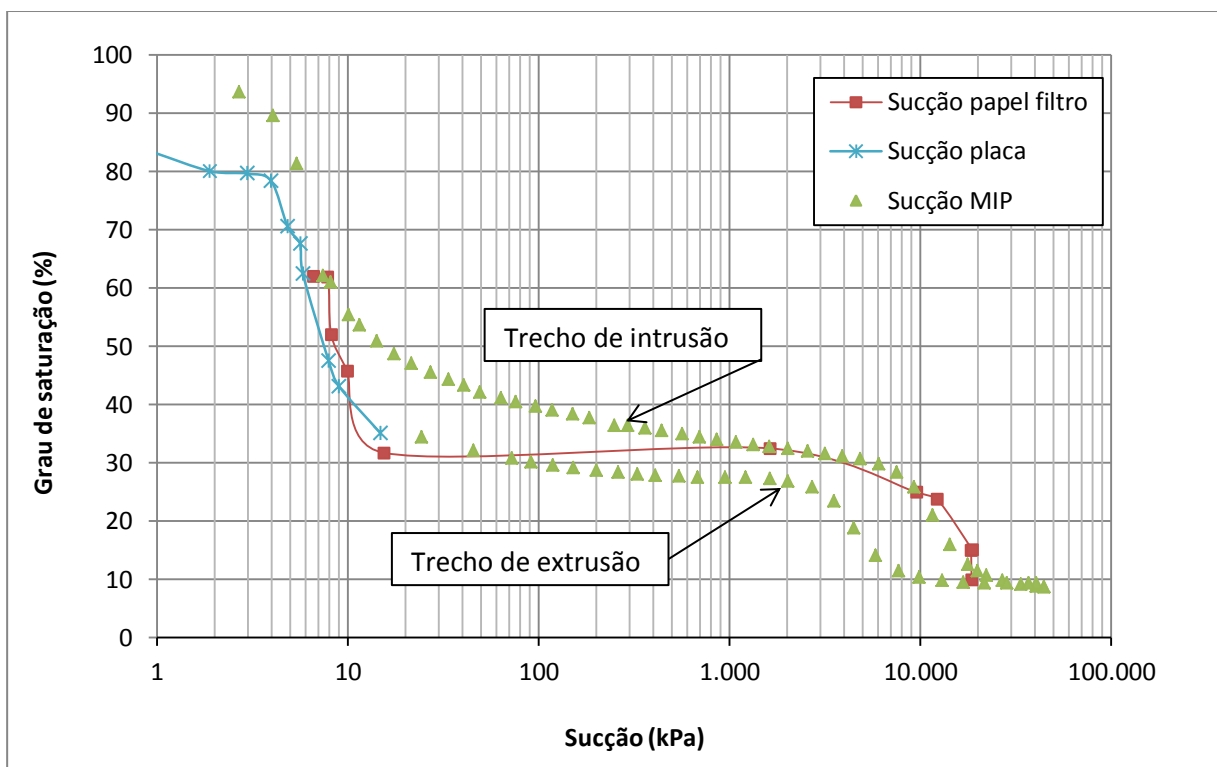


Figura 4.9 – Curvas de sucção pelo método do papel filtro e por meio da porosimetria.

Dada a imprecisão do equipamento utilizado para medir poros menores que  $0,1 \mu\text{m}$ , Otalvaro (2013) realizou ensaios no porosímetro a gás ( $\text{N}_2$  adsorption) e chegou a valores de microporos semelhantes aos encontrados pelo MIP.

Os macroporos provavelmente estão associados às agregações de partículas já comentadas e apresentadas na Figura 4.1, na curva granulométrica do solo e na Figura 4.3, que apresenta a imagem de microscopia. É interessante notar que as amostras com diferentes estruturas, conforme as apresentadas na Figura 4.10 (Silva, 2009), apresentam distribuição de poros quase idênticas para diâmetros menores que  $1 \mu\text{m}$  ( $1000\text{nm}$ ). Esse resultado concorda com o aqui obtido na matriz dos microporos.

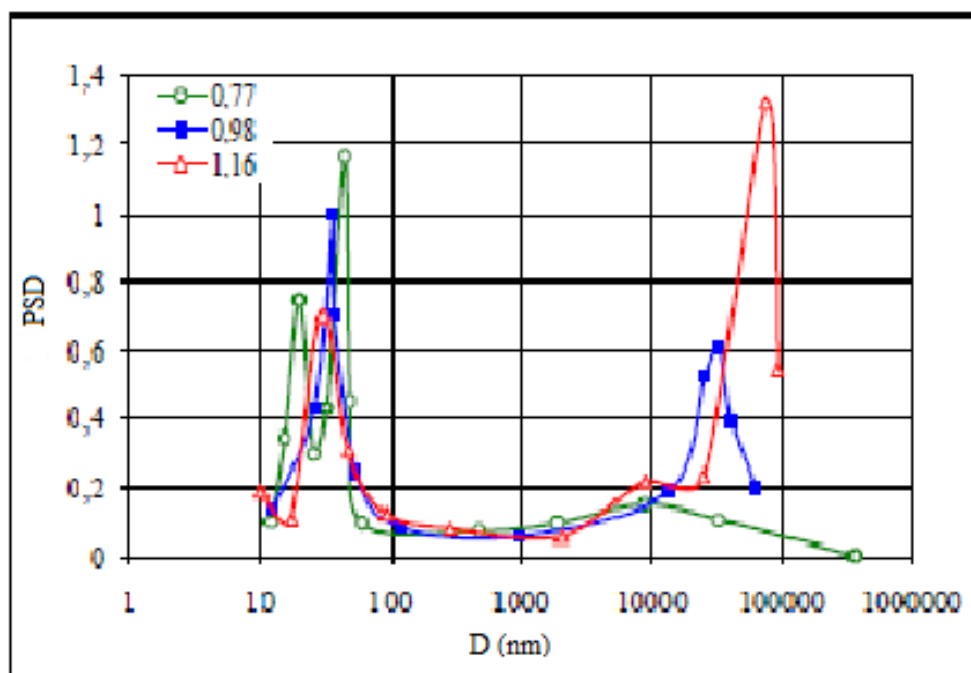


Figura 4.10 – Curva de densidade de tamanho dos poros, MIP (Silva, 2009).

Este comportamento também pode ser observado por meio de uma série de curvas de retenção de água oriundas de trabalhos anteriores e conforme mostrado no trabalho de Mascarenha (2014). É possível observar a proximidade das curvas para valores maiores que  $2000 \text{ kPa}$  (Figura 4.11), que corresponde a fase dos microporos.

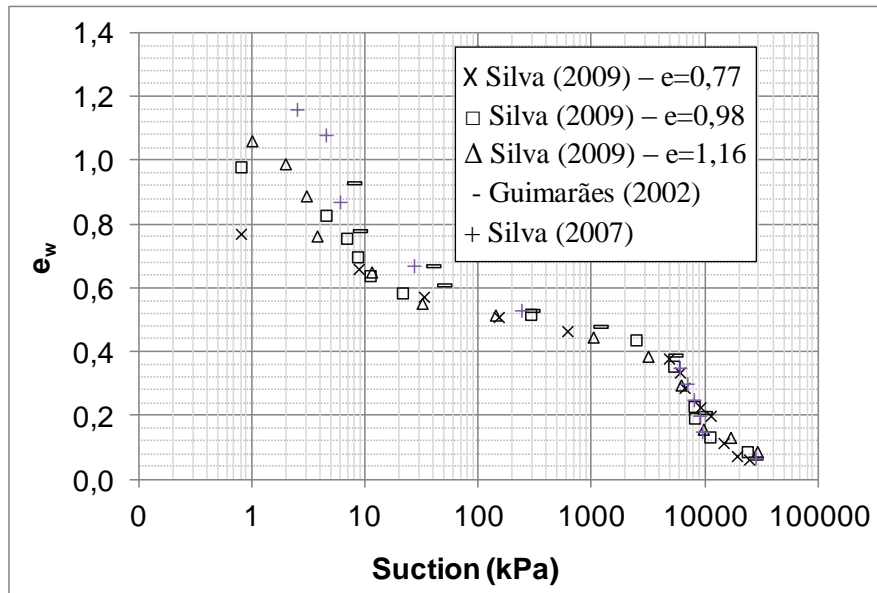


Figura 4.11 – Curvas de retenção de água realizadas nos solos do campus da UnB (Mascarenha, 2008).

Foram também realizados ensaios de porosimetria (MIP) em mais seis amostras de solo, uma em solo natural e as demais submetidas a um carregamento prévio durante 24 horas, nas cargas de 50, 100, 200, 400 e 800 kPa. Os resultados são apresentados na Figura 4.12, em termos de valores de sucção em função do índice de fluido não molhante. O índice de vazios inicial nesta amostra é de 1,45 para o estado natural. Com o aumento gradativo da carga aplicada os vazios se fecham e variam entre 1,4 e 0,8.

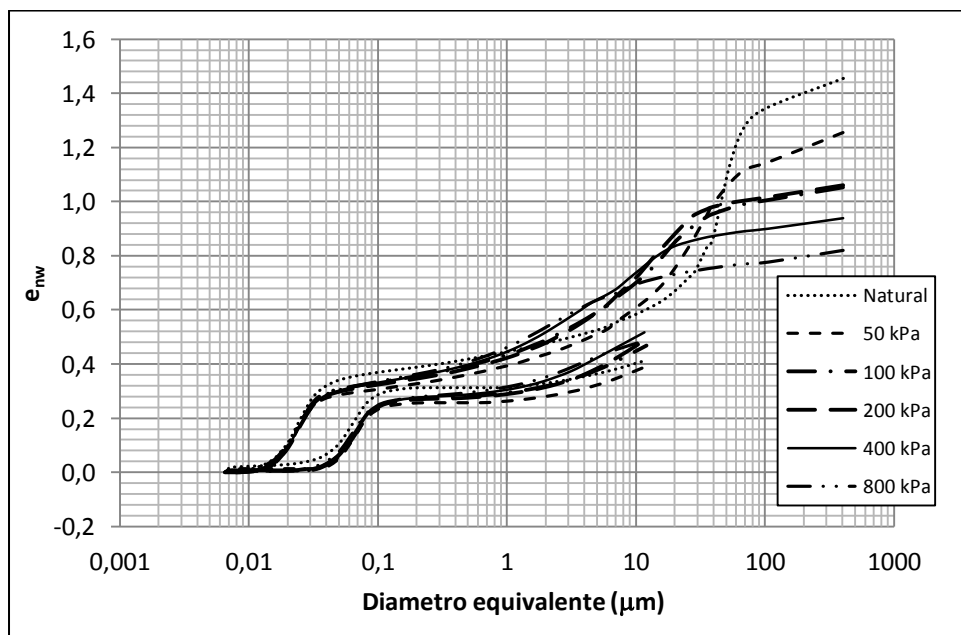


Figura 4.12 – Ensaios de porosimetria com carregamento prévio.

É importante observar na distribuição dos poros apresentada na Figura 4.13, em que se evidencia a redução dos vazios quase exclusivamente na matriz dos macroporos. Tudo se passa como se tratasse de um processo de adensamento de um solo com granulometria correspondente a um silte grosso ou areia fina. É importante observar também que o local de amostragem é um talude o que provoca o ressecamento diferencial da amostra entre a face voltada para o interior do maciço e a exposta ao ambiente.

O processo de absorção do carregamento e, conseqüente adensamento, inicia-se com a redução dos vazios na matriz dos macroporos. Somente após esgotar a capacidade de resistência dos pacotes de argila é que a matriz dos microporos iniciará a expulsão da água adsorvida pelos grãos mais finos. Neste sentido, admitir uma tensão de pré-adensamento, parece não ter significado físico, pois pode não guardar nenhuma referencia ao histórico de tensões sofridas pelo solo. Além do mais, são dois momentos distintos, a saída de água dos macroporos, governada por um processo apenas físico (capilar) e a saída de água dos microporos, de características físico-químicas.

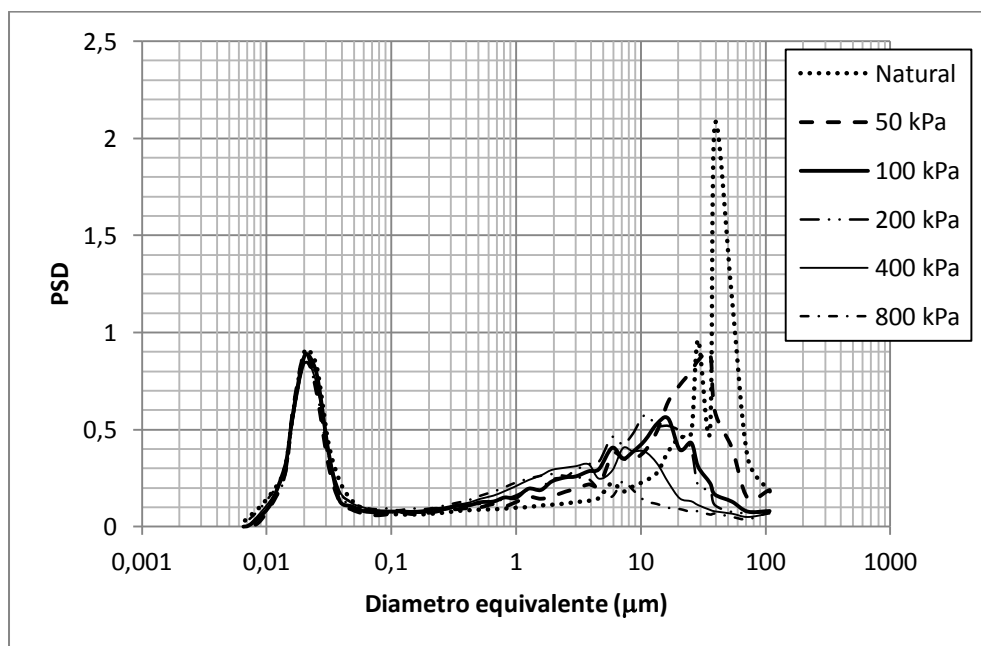


Figura 4.13 – Distribuição de frequência dos poros.

Já no caso de colapso, os macroagregados (grumos ou pacotes de argila) se quebram e ocupam os vazios dos macroporos, resultando em reduções drásticas de volume e surgimento de um novo solo com características de resistência completamente diferentes.

#### 4.4 CURVAS DE RETENÇÃO – EQUAÇÕES DE AJUSTE

No capítulo 2 foram apresentadas várias propostas de ajuste da curva de retenção. No Gráfico da Figura 4.13 são apresentadas as curvas de ajuste propostas por Van Genuchten (1980) e a equação bimodal de Durner (1994).

Utilizando-se a proposta de Van Genuchten (1980) e partindo-se dos coeficientes sugeridos por Gitirana (1999), tomou-se a Equação 2.4 e obtiveram-se os parâmetros para  $S_{r_u} = 0,300$ ,  $c = 9$  e  $d = 1,3$ . Esta alteração admite a independência do grau de saturação com relação às tensões totais. Feito isto, traçou-se a curva de ajuste apresentada na Figura 4.14.

Verifica-se um adequado ajuste no trecho até a entrada de ar nos microporos (EAMI). A partir deste ponto a estrutura dos microporos é que passa a determinar o comportamento do solo mecanicamente. Pode-se notar que a curva ajustada é assintótica à ordenada  $S_r = 30\%$  e não representa bem a variação de sucção a partir da entrada de ar nos microporos.

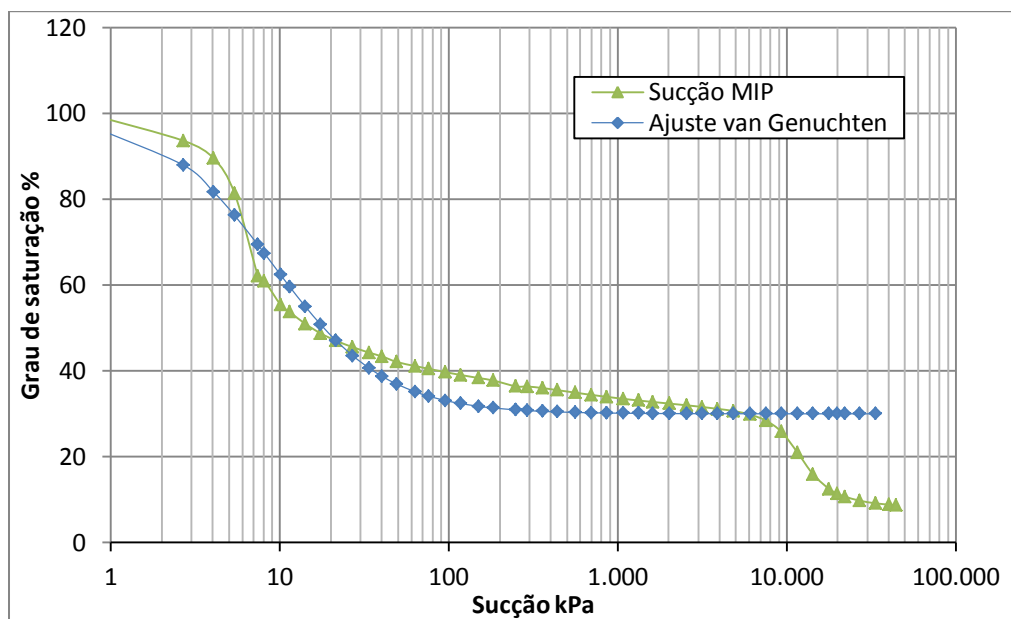


Figura 4.14 – Curva de retenção (curva aproximada) ajustada com a Equação de van Genuchten (1980).

A equação bimodal de Durner (1994) tem melhor ajuste ao solo local utilizado, justamente pela presença de dois diâmetros de poros dominantes, segundo apresentado na Figura 4.15. Os coeficientes ajustados para obtenção da curva foram:  $eM=1,05$ ;  $aM=57,82$ ;  $nM=2,25$ ;  $em=0,45$ ;  $am=6,16E-06$  e  $nm=3,40$ .

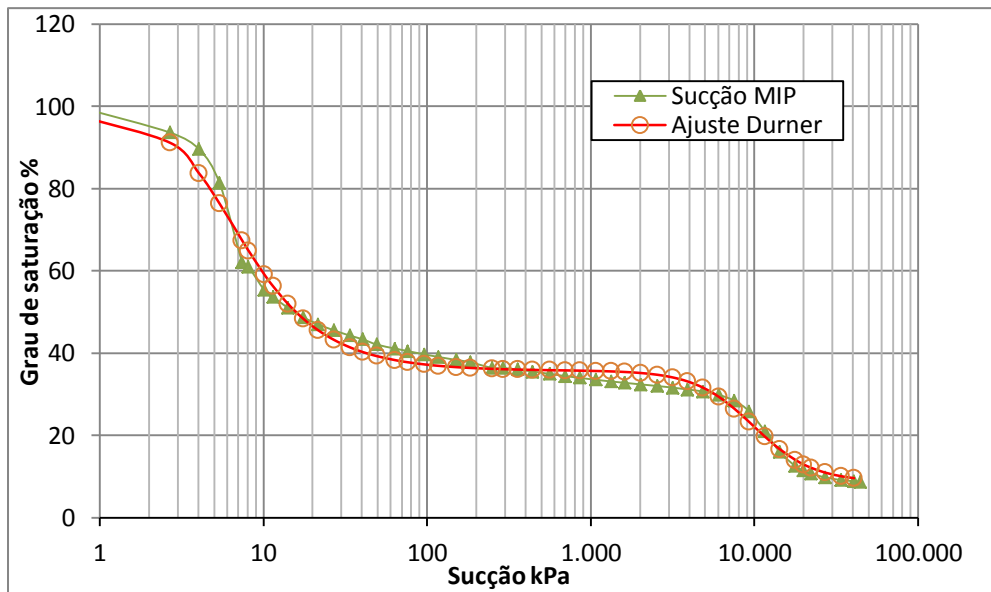


Figura 4.15 - Curva de retenção (curva aproximada) ajustada com a Equação de Durner (1994).

A utilidade da técnica de ajuste está principalmente no uso de recursos computacionais com o emprego de equações analíticas e não somente gráficas.

A curva obtida por Guimarães (2002) a um metro de profundidade é apresentada na Figura 4.16 abaixo, onde também foi plotada a curva obtida neste trabalho pelo ensaio de MIP. Observa-se um ajuste muito coerente com a curva obtida na porosimetria por intrusão de mercúrio para quase todos os pontos, com exceção do trecho de sucções muito baixas, cujos resultados são obtidos com o uso da placa de sucção não empregada pelo autor.

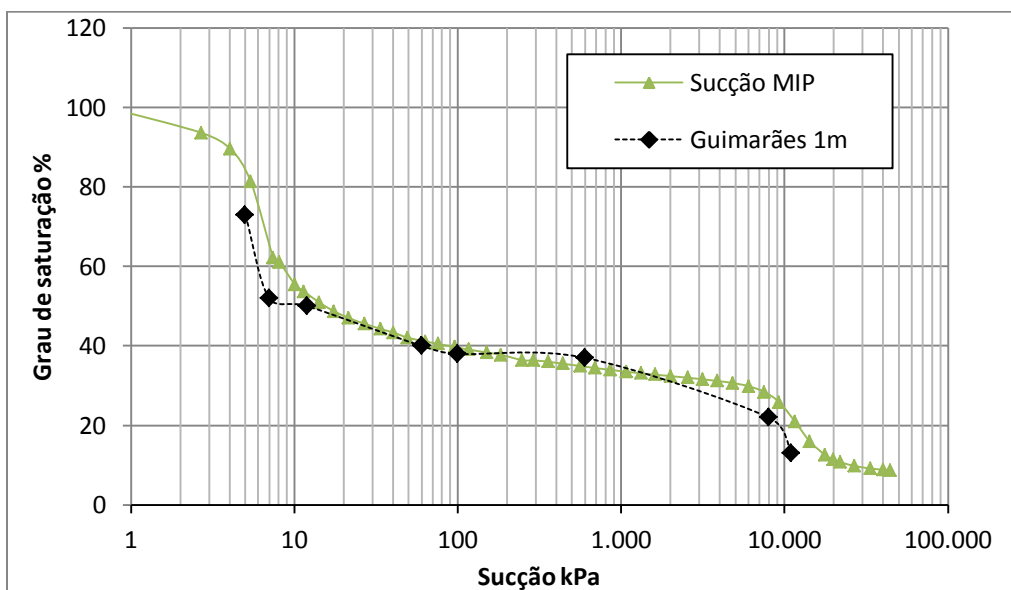


Figura 4.16 – Curva de sucção obtida por Guimarães comparada com a do porosímetro.

#### 4.5 ENSAIOS OEDOMÉTRICO SIMPLES

Foram realizados dois ensaios de adensamento empregando-se amostras indeformadas moldadas a partir do bloco retirado a um metro de profundidade. As amostras foram saturadas por imersão até a constância de peso e submetidas a uma série convencional de carregamento e descarregamento (16,7; 33,3; 66,7; 133,3; 266,7; 533,4; 1.066,8; 2.133,6; 1.066,8; 266,7; 66,7; 16,7 kPa). Os valores estão apresentados no gráfico da Figura 4.17 abaixo. Para a determinação da “tensão de pré-adensamento” empregou-se o método do eng.º Pacheco Silva, resultando em 28,0 kPa. Verificou-se, portanto, que o solo é pré-adensado segundo este conceito, pois apresenta  $\sigma = 1,0 \times 12,04 = 12,04 \text{ kPa} < \sigma_{pa} = 28,0 \text{ kPa}$ .

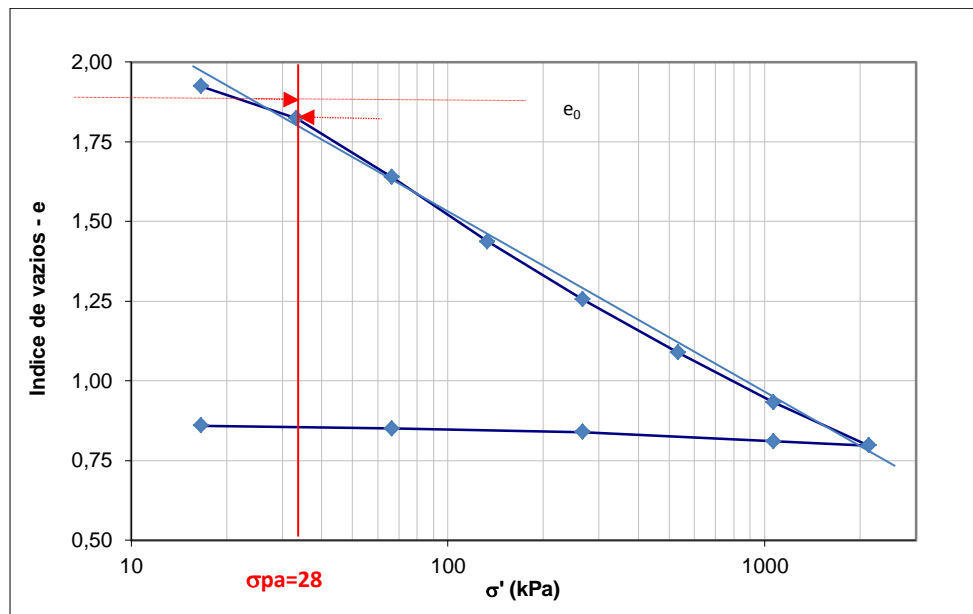


Figura 4.17 - Ensaio de adensamento simples em amostra saturada.

Na ocorrência de uma estrutura de solo tão porosa e susceptível ao colapso, é possível que esta “tensão de pré-adensamento” seja efeito apenas da acomodação da amostra no cilindro de ensaio (amostrador). O início da reta virgem de compressão não está graficamente bem determinado. É possível também que os ciclos de molhagem e secagem tenham o efeito de consolidar as estruturas do solo.

#### 4.6 ENSAIOS DE SUCCÃO CONSTANTE COM LEITURA DE $K_0$

Com o objetivo de verificar o comportamento de  $K_0$  com a variação apenas da tensão vertical líquida aplicada, mantendo-se a sucção constante e, comparar com os dados apresentados por Guimarães (2002), realizou-se o ensaio de  $K_0$  com sucção constante e igual a 30 kPa e tensão vertical líquida crescente em amostra de solo natural (Figura 2.12). Pode-se verificar pela curva de retenção de água no solo (Figura 4.7) que a sucção de 30 kPa corresponde a um grau de saturação de aproximadamente 28% e este permanece praticamente constante até sucções da ordem de 2MPa, inatingíveis pelo equipamento disponível.

Realizaram-se dois ensaios com sucção constante, um com pressão de ar constante e igual à atmosférica e outro com a pressão do ar igual a 300 kPa e pressão na água igual a 270 kPa. Ambos os ensaios são apresentados na Figura 4.18.

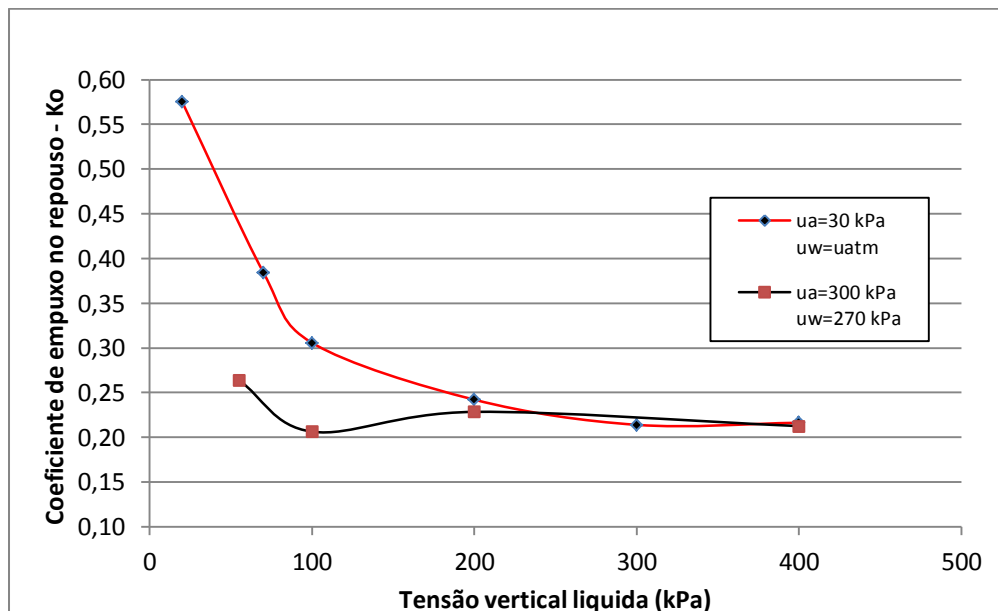


Figura 4.18 – Variação de  $K_0$  para sucção constante e igual a 30 kPa e tensão  $\sigma_{vliq}$  variável.

Nos dois ensaios obtiveram-se valores de  $K_0$  distintos até próximo dos 200 kPa. A partir desse nível de tensões verticais líquidas, pode-se dizer que os comportamentos das duas amostras são similares. A amostra inicialmente saturada é submetida à  $u_a=300$  kPa e  $u_w= u_{atm}$ . Apresenta, portanto, um trecho inicial com  $K_0$  decrescente. Este comportamento provavelmente está associado a um período insuficiente para a dissipação da pressão de ar e conseqüente expulsão de água da amostra. A leitura de  $K_0$  nessas condições é compatível com o valor obtido para o solo saturado.



O índice de vazios nos dois ensaios variou entre um máximo de 1,60 e mínimo de 1,46 para uma tensão líquida crescente, o que denota a contração paulatina da amostra (Figura 4.19).

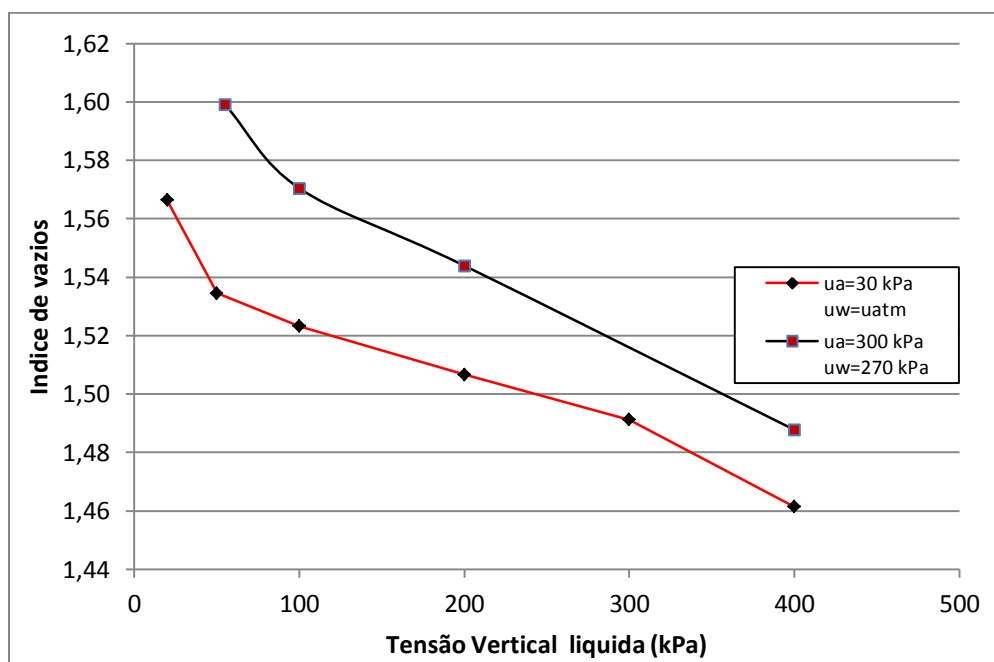


Figura 4.19 – Variação do índice de vazios com aumento da carga – ensaio  $K_0$ .

Para o ensaio com  $u_a = 300$  kPa e  $u_w = 270$  kPa apresentado também na Figura 4.19,  $K_0$  encontrado também apresentou variações entre 0,20 e 0,25 e índice de vazios variando de 1,60 a 1,49 e redução de 1,4mm na altura final da amostra. Isto corresponde a uma redução de volume de 4%. Dadas as condições do ensaio, pode-se inferir que  $K_0$  tende a um comportamento constante após uma redução de vazios inicial da amostra, mantido também constante o nível de sucção aplicado.

O trabalho de Peixoto (1999), que utilizou o mesmo solo, obteve os valores de  $K_0$  em ensaios oedométricos, porém, na condição saturada ficaram entre 0,38 e 0,45.

Fazendo uma análise dos resultados apresentados na Figura 4.19 com os apresentados na Figura 4.12 é possível também estabelecer que a rápida variação do valor de  $K_0$  inicial pode estar associada ao fechamento dos macroporos, uma vez que os microporos permanecem inalterados sob carregamento. Após o fechamento dos macroporos com a quebra da estrutura devida ao aumento de carga não afeta mais os valores de  $K_0$ .

#### 4.7 ENSAIOS DE SUCCÃO VARIÁVEL COM LEITURA DE $K_0$

Nos ensaios de sucção variável com leitura de  $K_0$ , as amostras foram submetidas às trajetórias de secagem e de molhagem (umedecimento).

Na trajetória de secagem, primeiramente o corpo de prova foi submetido à saturação por capilaridade até a constância de peso.

Feito isto, realizaram-se dois ensaios, o primeiro com pressão vertical  $\sigma_v = 50$  kPa, portanto, acima da pressão de pré-adensamento do solo determinada no ensaio oedométrico simples. O segundo ensaio foi realizado com pressão vertical  $\sigma_v = 20$  kPa, inferior a pressão de pré-adensamento. Considerou-se para fins de cálculo que a pressão efetiva a um metro de profundidade, corresponde a posição de extração da amostra, de  $\sigma_v = 20$  kPa ( $< \sigma_{pa} = 28$  kPa).

Para os dois ensaios na trajetória de secagem, submeteram-se a amostra a sucções crescentes, de 20 a 300 kPa, aumentando-se apenas a pressão de ar (translação de eixos) e mantendo-se a pressão na água igual a pressão atmosférica. Para cada estágio de sucção estabilizado, obtido por uma série de leituras constantes (mínimo de 72 horas) realizaram-se as leituras das deformações induzidas nos *strain gauges* e os deslocamentos verticais. Este procedimento permitiu a leitura do volume de água expulso da amostra por meio de uma bureta graduada ligada à base da célula, sob a pedra porosa de alto valor de entrada de ar (HAEV). As trajetórias de secagem obtidas estão representadas no gráfico da Figura 4.20.

A curva de  $K_0$  crescente com a sucção, obtida para  $\sigma_v = 50$  kPa ( $\sigma_v > \sigma_{pa}$ ), não era esperada. Possivelmente este comportamento está relacionado a um problema de ajuste ocorrido no fechamento da célula com o anel em seu interior. O anel pode ter sido comprimido em suas bordas provocando leituras de expansão dos *strain-gauges*. Corroboram para esta conclusão o fato da amostra apresentar ao final teor de umidade de 18,3% superior a inicial de 15,7%. Durante o ensaio é possível ter havido saída de ar da câmara pelo *topcap* e a água contida na bureta percolou pela pedra porosa e alcançou a amostra.

Como já comentado, a possibilidade da inexistência de tensão de pré-adensamento, significa que, sob cargas mesmo pequenas, o solo avança sobre a reta virgem de compressão, e sofre deformações não elásticas que modificam sua estrutura interna e provocam respostas diferentes para cada nível de carregamento.

A amostra submetida a tensão vertical menor, de 20kPa, apresentou comportamento compatível com o esperado, ou seja,  $K_0$  reduzindo-se com o aumento do nível de sucção aplicado.

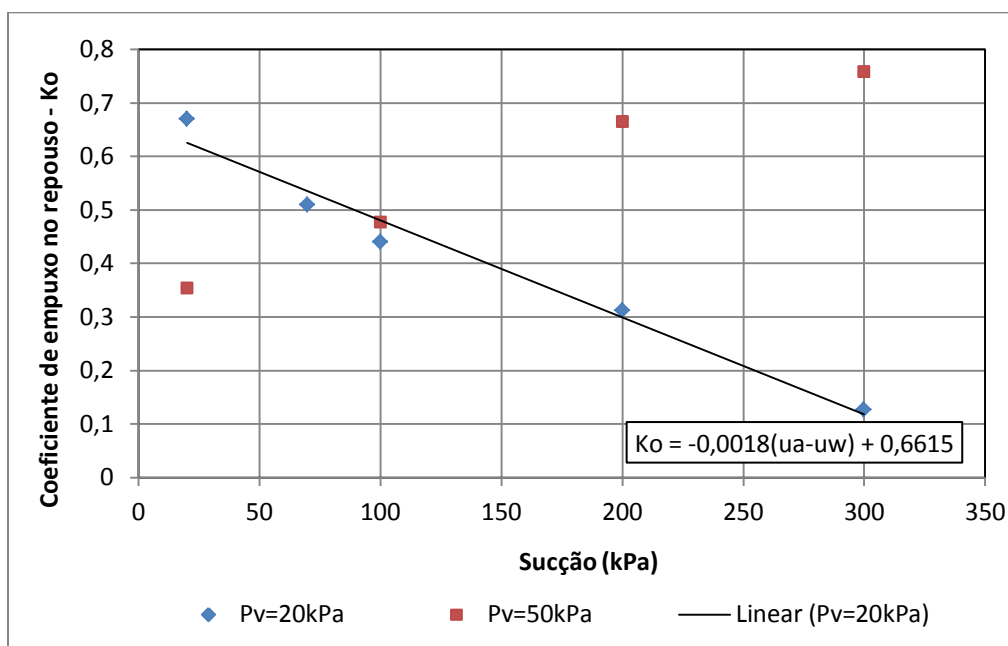


Figura 4.20 – Variação de  $K_0$  com a sucção na trajetória de secagem.

Para realizar a trajetória de molhagem empregou-se o controlador de pressão/volume GDS, variando-se a pressão aplicada na água por sob a pedra porosa e mantendo-se a pressão no ar constante para cada estágio.

Fredlund (1997) afirmou que para o mesmo teor de umidade do solo, na trajetória de secagem, ocorrem sucções mais elevadas, compatíveis com valores menores de  $K_0$ . Assim, escolheu-se a carga de 20 kPa (tensão vertical líquida) objetivando-se com esse procedimento verificar a ocorrência de histerese na obtenção da variação de  $K_0$ , ao se comparar seu comportamento com o da trajetória de secagem.

A execução do ensaio em várias sucções também buscou estabelecer correlações com os ensaios desenvolvidos por Oliveira (1998), Peixoto (1999), Guimarães (2002) e Lessa (2005) e emular a variação das condições climáticas e seu efeito sobre  $K_0$ .

Para a trajetória de molhagem nova amostra foi moldada e submetida a  $\sigma_{vliq}=20$  kPa, abaixo da “tensão de pré-adensamento”. Submeteu-se a amostra a pressão no ar ( $u_a$ ) constante e igual a 300 kPa e pressão na água ( $u_w$ ) crescente, com valores de 10 a 290 kPa, de maneira a saturar lentamente a amostra. Os valores obtidos podem ser visualizados na Figura 4.21.

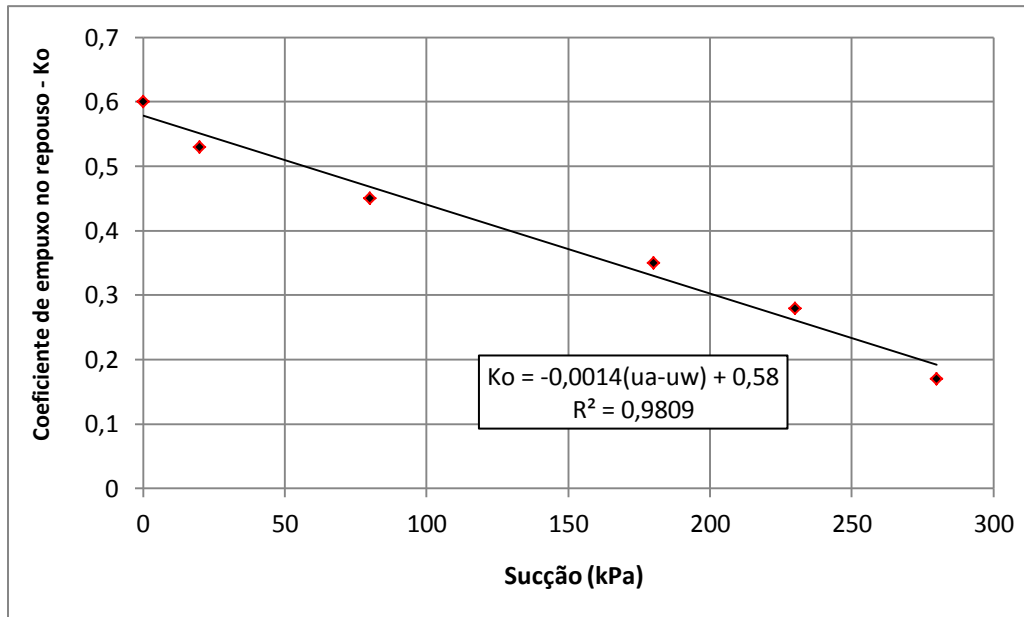


Figura 4.21 – Variação de  $K_0$  com a sucção na trajetória de molhagem.

O comportamento de  $K_0$ , obtido sob a aplicação de baixas tensões verticais, abaixo da “tensão de pré-adensamento”, ou melhor, mantida a estrutura original dos macroporos (fábrica) é proporcional ao nível de sucção a que está sujeita a amostra. Pode ser observado que para  $\sigma_{vliq}=20$  kPa (fixo), tanto na trajetória de secagem quanto na de “molhagem”, os comportamentos são semelhantes. Não há dados suficientes para se afirmar se houve resposta histerética.

A equação linear de ajuste para a trajetória “média” é determinada pela Equação 4.5:

$$K_0 = -0,0016.(u_a - u_w) + 0,62 \quad (4.5)$$

Deve-se atentar que a validade das observações refletidas na Equação 4.5 estão no intervalo de sucções de 0 a 300 kPa e que são poucos resultados experimentais para postular que se trata de um comportamento recorrente.

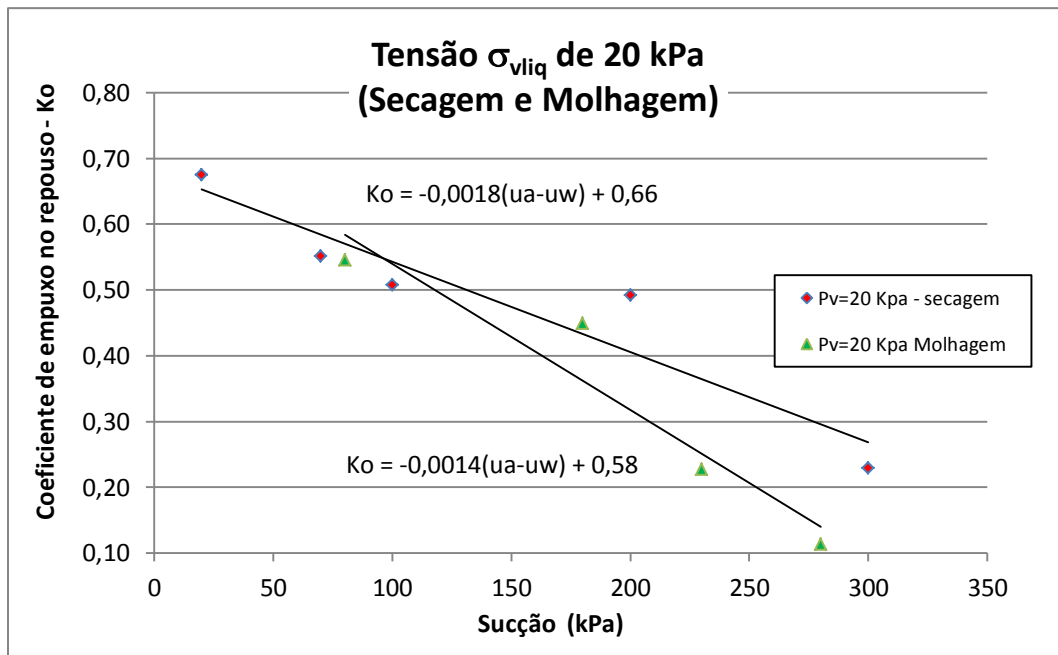


Figura 4.22 – Curvas  $K_0$  na secagem e molhagem.

A Figura 4.23, apresenta as duas trajetórias para  $\sigma_{vliq} = 20$  kPa, em função do grau de saturação. Observa-se que para  $K_0$  entre 0,10 e 0,55 o grau de saturação varia entre 35 e 40%. Peixoto (1999) obteve valores de  $K_0$  abaixo de 0,3 para graus de saturação da ordem de 10% (Figura 2.12).

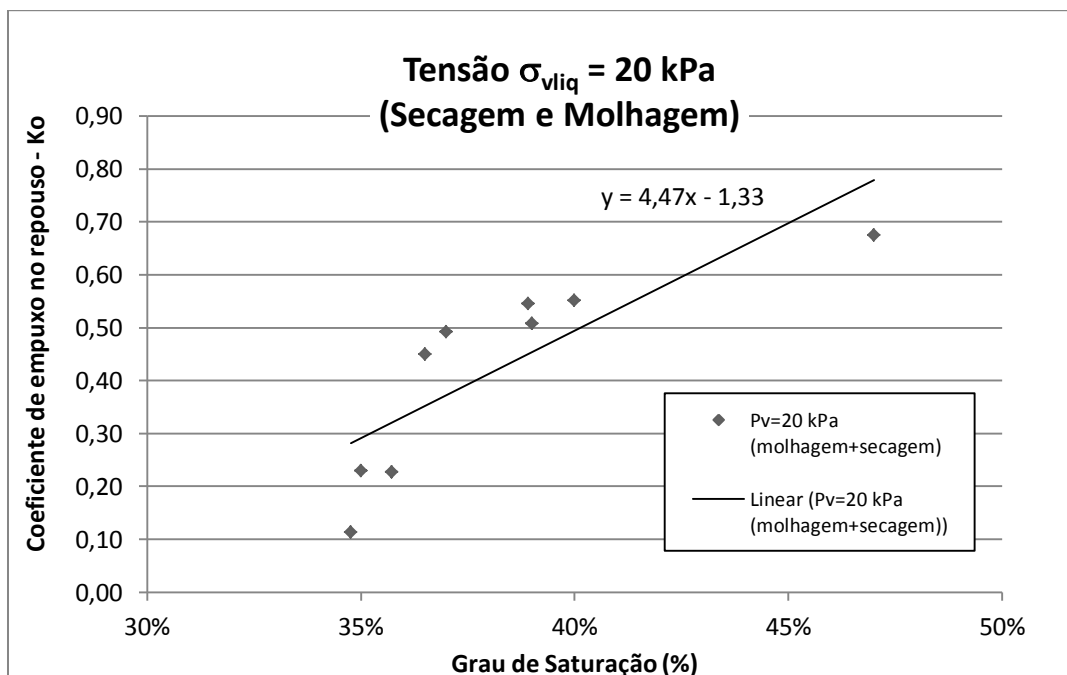


Figura 4.23 – Variação de  $K_0$  com o grau de saturação.

A literatura técnica, como se viu, é farta em apresentar fórmulas empíricas para o cálculo do empuxo no repouso, desenvolvidas para apenas um solo ou um grupo específico de solos, e disseminada como solução geral.

Para salientar a diferença existente entre os valores de  $K_0$  obtidos experimentalmente para o solo ensaiado, na condição de parcialmente saturado, e os valores obtidos das formulações empíricas de vários autores, produziu-se a Tabela 4.2 com os valores empíricos de  $K_0$  para solos saturados.

Tabela 4-2 – Tabela de valores de  $K_0$  obtidos com a formulação de alguns autores.

Formulação Empírica	Ko
Jaky	0,546
Broker e Ireland	0,496
Alpan	0,450
Bolton	0,578
Simpson	0,514
Mayne e Kulhawy	0,797
Meyerhof	0,828
França	0,528
Massarsh	0,495
Holtz e Kovacs	0,495
Ferreira	0,375

Para muitos destes autores o coeficiente de empuxo no repouso é função apenas da resistência intrínseca do solo, o que vale dizer que é proporcional ao ângulo de atrito ou ao índice de plasticidade de Casagrande, que também mede uma resistência ao cisalhamento pela natureza do ensaio. Os valores tabelados oriundos do trabalho de Mayne e Kulhawy (1982) e de Meyerhof (1976), levam em consideração também a razão de sobreadensamento.

Verificou-se experimentalmente que o coeficiente de empuxo no repouso varia com a saturação do solo (ou nível de sucção), ou melhor, quanto mais elevada a sucção menor o coeficiente de empuxo no repouso. Cumpre ressaltar que não foi possível obter amostras com grau de saturação superior a 76%, empregando a saturação por imersão ou por capilaridade, dada a dificuldade de expulsão do ar dos microporos.

No solo ensaiado também foi observado que o valor de  $K_0$  é muito semelhante na trajetória da saturação de molhagem ou de secagem.

Quanto à sazonalidade do comportamento do solo, no tocante a sucção, nos meses de junho a setembro, a sucção apresenta os valores mais elevados e estes se refletem no

comportamento de  $K_0$ . A recuperação dos valores de umidade e o reestabelecimento de sucções mais baixas, compatíveis com as dos solos saturados, se dão rapidamente, e aí reside o perigo de contenções provisórias “adiadas” em sua remoção.

Nas duas amostras ensaiadas com  $\sigma_{vliq} = 20$  kPa (constante), tanto na trajetória de molhagem como na de secagem, obteve-se o valor máximo de  $K_0$  de 0,66 para a sucção de 20 kPa (Figura 4.24). A Tabela 4.2 indica que as fórmulas de Bolton (1991), Jaky (1959) e Mayne e Kulhawy (1982) fornecem valores muito próximos e independentes do nível de sucção.

Continuando o mesmo raciocínio, a Equação 4.5 pode ser reescrita conforme a Equação 4.6, separando-se em duas parcelas, a primeira do valor máximo fornecido, p.ex., por Mayne e Kulhawy (1982) e a segunda parcela redutora devida à sucção:

$$K_0 = (1 - \sin\phi'). OCR^{sen\phi'} - 0,0016. (u_a - u_w) \quad (4.6)$$

Esta equação é válida para valores de sucção de 0 a 300 kPa.

Aplicando-se a Equação 4.6 acima, com os dados de sucção obtidos por Mota (2003) e extrapolando-se com base na precipitação anual de chuvas para os meses em que não foram realizadas medições, obteve-se a Figura 4.24 relacionando a variação de  $K_0$  ao longo dos meses do ano.

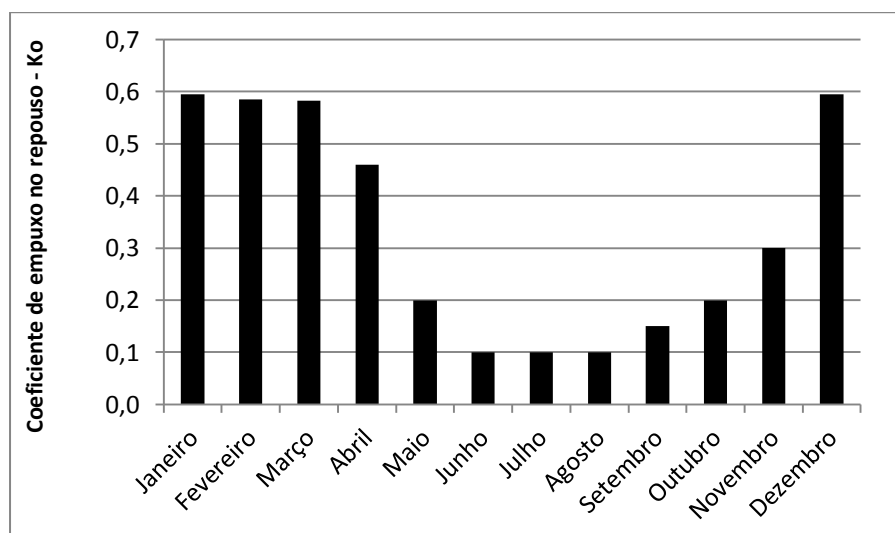


Figura 4.24 – Variação de  $K_0$  ao longo do ano calculado pela equação experimental 4.6.

Pode-se observar que há seguramente um período de 3 a 6 meses em que os empuxos horizontais têm valores abaixo de  $K_0=0,20$ , ou 30% do valor usualmente calculado.

## 4.8 ENSAIOS DE CISALHAMENTO

Em virtude dos projetos de engenharia envolvendo empuxos estar intimamente ligados aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, notadamente a coesão, inseriu-se neste capítulo o item versando sobre a coesão em solos não saturados.

As teorias de ruptura associadas a estados plásticos necessitam de condições mínimas de deformação normalmente encontrada apenas em muros de gravidade. Wu (1975) apresentou uma tabela relacionando as deformações mínimas com a altura das contenções e o tipo de movimento da estrutura. Por exemplo: numa contenção com bordo livre e 4m de altura em argila, para mobilização do empuxo ativo é necessário um deslocamento de 1,6 a 2,0 cm no topo. Esse deslocamento dificilmente é alcançado numa cortina atirantada, razão pela qual se deve investir em modelos de cálculo baseados no empuxo no repouso.

Os ensaios de cisalhamento não foram realizados nesta campanha, aproveitaram-se os realizados para os estudos de Valência et al. (2007).

Dos ensaios de cisalhamento direto foi obtida a coesão efetiva e o ângulo de atrito em condições saturadas,  $c' = 5$  kPa e  $\varphi' = 27^\circ$ . Como já mencionado, Guimarães (2003) obteve  $c' = 6$  kPa e  $\varphi' = 27^\circ$ .

Valência et al. (2007) também realizaram ensaios de compressão simples e de tração indireta (compressão diametral) para amostras do mesmo solo, com sucções estimadas variando de 0 a 10 Mpa. Os resultados que relacionam a coesão total *versus* a sucção são apresentados na Figura 4.25.

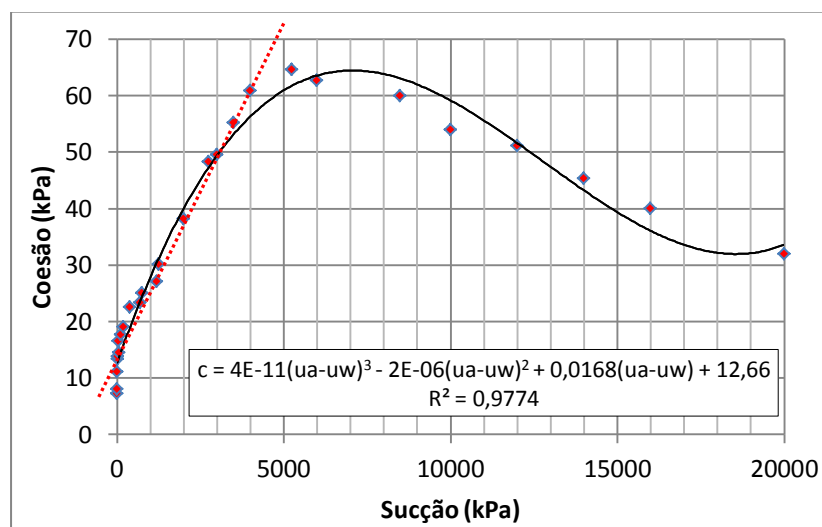


Figura 4.25 – Coesão total *versus* sucção mátrica (Valência et al., 2007).



Pode-se constatar que a coesão alcança um valor máximo e depois decai para sucções maiores. Este comportamento foi inicialmente previsto por Gan (1986) e Escário e Sáez (1986), citados por Fredlund (2012), que observaram a não linearidade de comportamento da envoltória de Mohr-Coulomb para alguns solos não saturados.

Segundo Fredlund (2012), o valor de entrada de ar nos macroporos pode ser considerado como o início do comportamento não linear da envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Observando-se a curva de retenção, tem-se o valor de entrada de ar nos macroporos – EAMA – igual a 4 kPa, que corresponde ao trecho linear da curva de sucção *versus* coesão, apresentada na Figura 4.25.

Para obtenção da envoltória de tensões cisalhantes em função da coesão, empregou-se a Equação 2.8 de Fredlund et al. (1978).

Sendo que a parcela da tensão vertical obtém-se do ensaio de compressão diametral, empregando-se a Equação 4.7:

$$\sigma - u_a = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (4.7)$$

Onde  $K_p$  é dado pela Equação 4.8.

$$K_p = \frac{(1 + \text{sen}\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)} \quad (4.8)$$

A Figura 4.26 relaciona a sucção com a tensão de cisalhamento. Consta-se que o trecho retilíneo muda a inclinação no valor de entrada de ar de 4MPa.

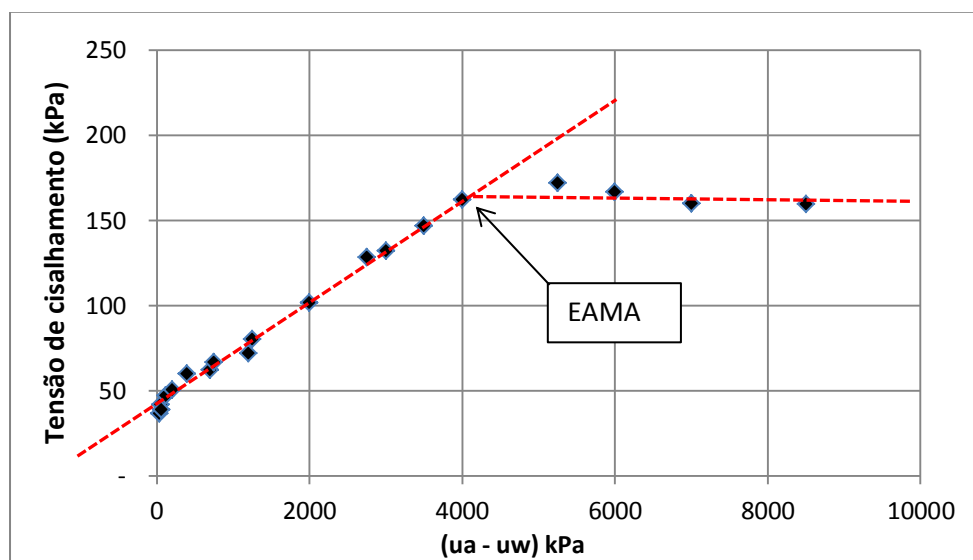


Figura 4.26 – Envoltória de tensões *versus* sucção.

Tal constatação já havia sido realizada anteriormente por Camapum (1985) que em sua tese apresentou os resultados para dois tipos de solos em diversos ensaios. Observou que a partir de um determinado valor de sucção (1200 kPa) a tensão de cisalhamento permanece praticamente constante (Figura 4.27).

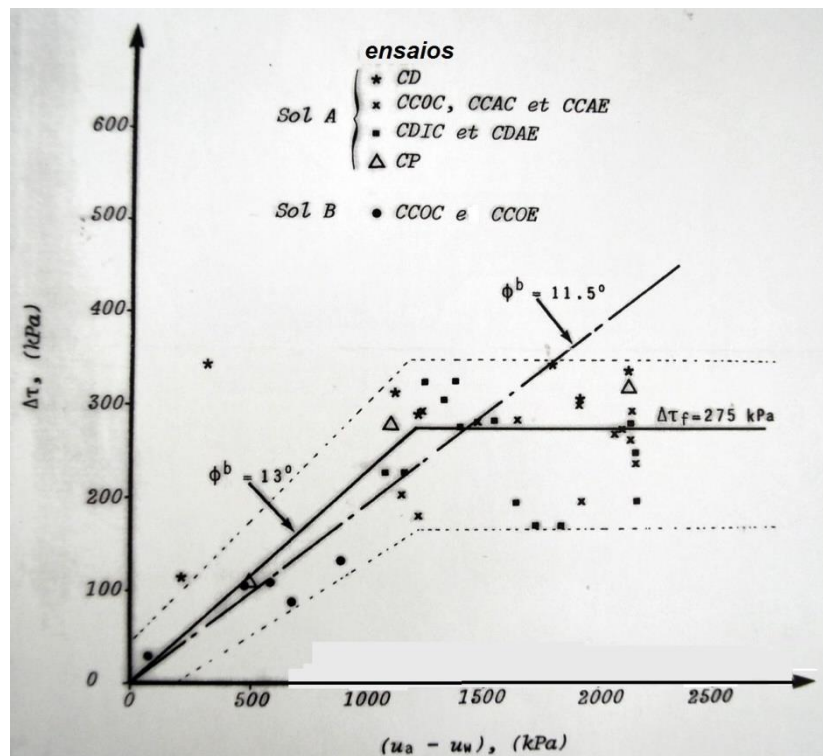


Figura 4.27 – Tensão de cisalhamento em função da sucção segundo Camapum (1985).

Khalili e Khabbaz (1998) reproduziram em gráfico dados de cinco amostras com índices de vazios entre 0,54 e 0,77, relacionando a sucção e a tensão cisalhante. O resultado é similar ao encontrado nesta pesquisa.

A partir da Equação 2.9, facilmente se isola  $\phi^b$ , resultando na Equação 4.9. Dessa forma é possível comparar a variação de  $\phi^b$  com as alterações na sucção. A Figura 4.28 apresenta a variação de  $\phi^b$  com a sucção para o solo do campus da UnB.

$$\phi^b = \tan^{-1} \left\{ \frac{(c - c')}{(u_a - u_w)} \right\} \quad (4.9)$$

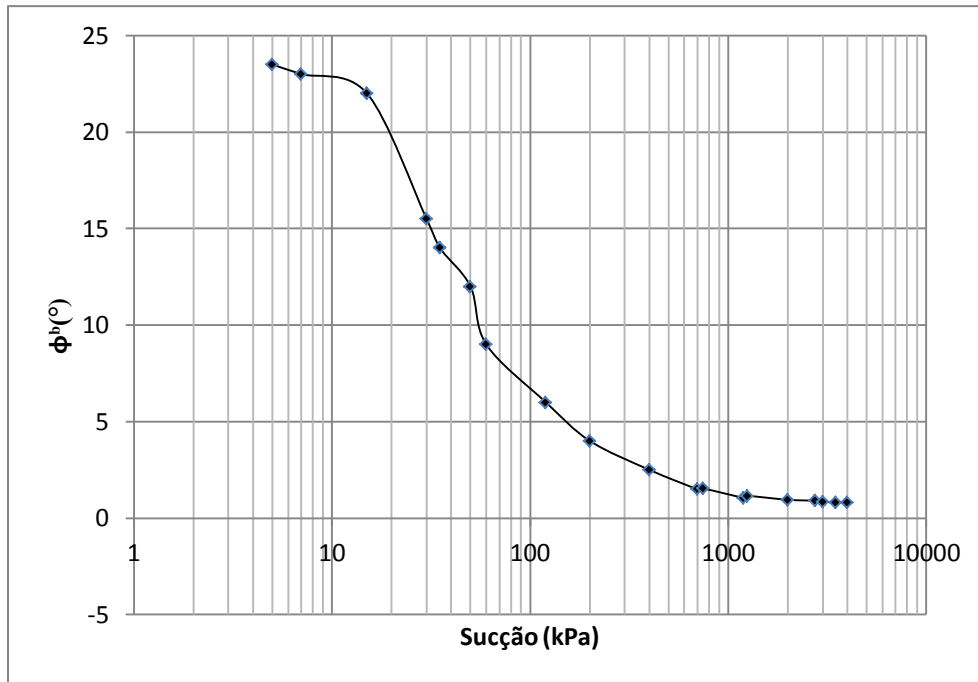


Figura 4.28 – Variação de  $\phi^b$  com a sucção no solo do campus da UnB.

Khalili e Khabbaz (1998) constataram que para valores reduzidos de sucção, ou quase saturação,  $\phi^b$  se aproxima de  $\phi'$ , Figura 4.29.

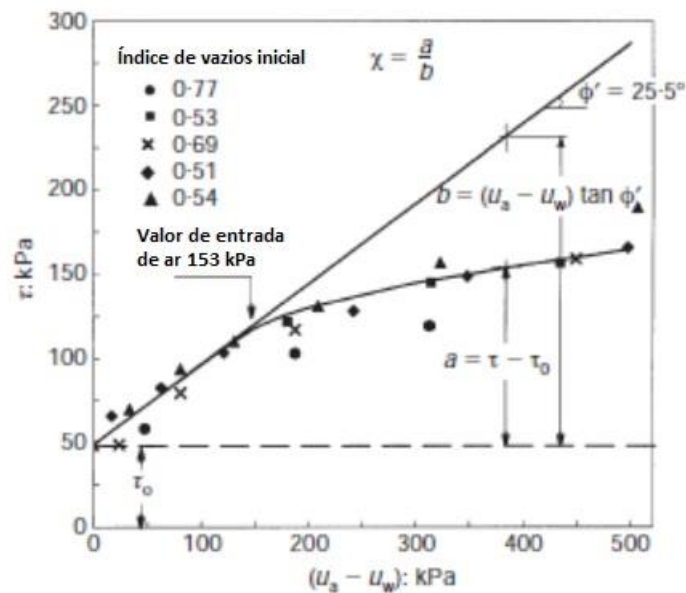


Figura 4.29 – Relação entre a tensão cisalhante e a sucção (Khalili e Khabbaz, 1998).

A Equação 2.8, aplicada aos dados obtidos acima, forneceu um conjunto de envoltórias lineares de resistência ao cisalhamento para valores de sucção variáveis de 0 a 30 Mpa, que pode ser vista na Figura 4.30.

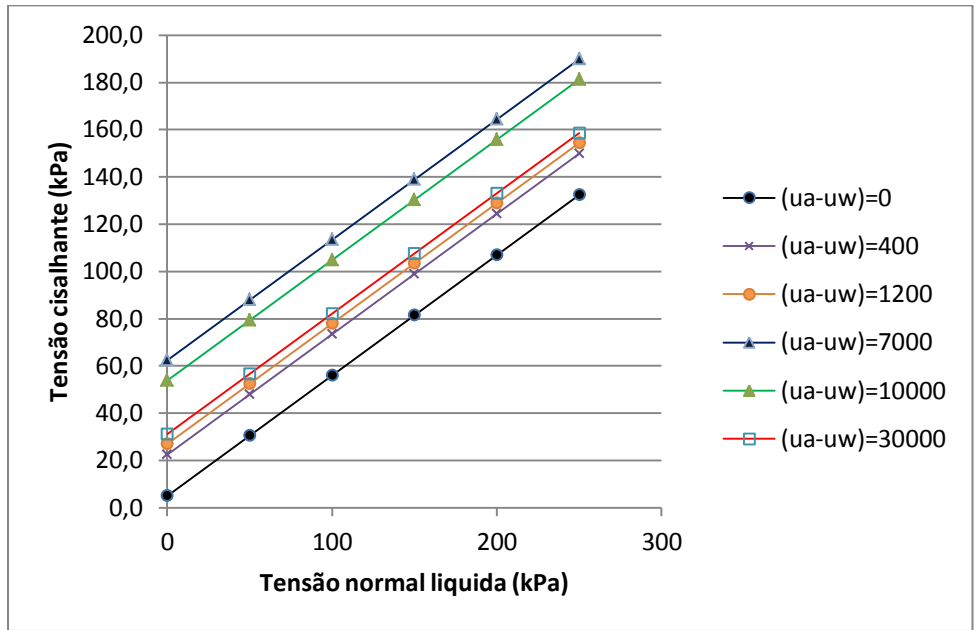


Figura 4.30 – Envoltoárias de resistência ao cisalhamento (Valência et al., 2007)

Da curva de coesão *versus* sucção, Figura 4.25 extraiu-se o valor de máximo para  $(u_a - u_w) = 7$  Mpa. Pode-se visualizar o efeito de aumento de resistência ao cisalhamento de 56 kPa na Figura 4.31.

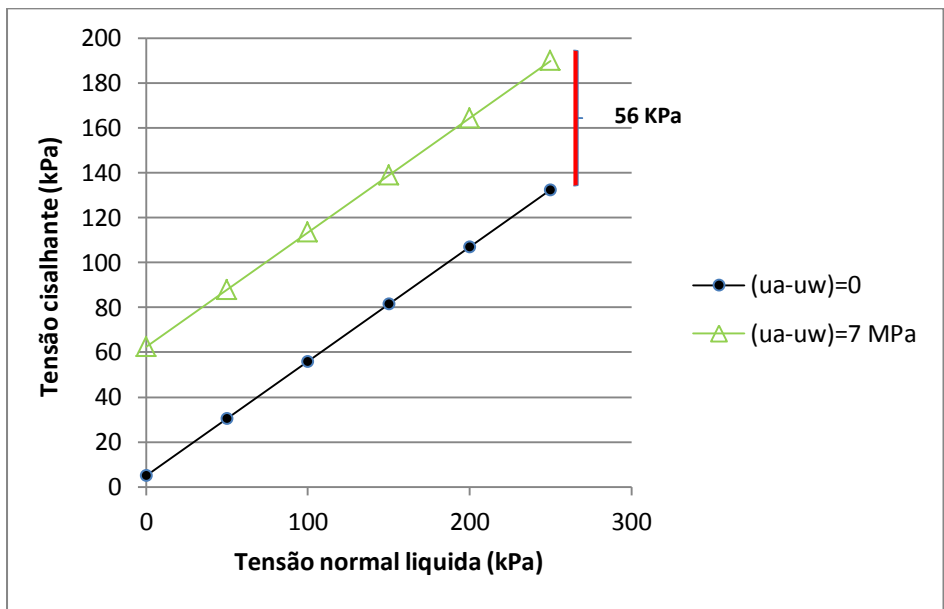


Figura 4.31 – Envoltoárias de resistência ao cisalhamento máxima e mínima (Valência et al. (2007).

O empuxo no repouso e a coesão são dois dos parâmetros do solo mais importantes no projeto de contenções. A variação destes dois parâmetros ao longo do ano (sazonalidade) é função de sua dependência do nível de sucção, diretamente proporcional ao teor de umidade do solo no campo.

O aumento de sucção enrijece o solo, dificultando a transmissão das tensões e das deformações internas, aumentando a resistência ao cisalhamento. Assim, é aceitável que nesta situação a ruptura seja frágil, mobilizando baixos níveis de deformações.

A ruptura frágil do maciço tem o grande inconveniente de provocar grandes deformações em curto período de tempo (praticamente imediato). Essa avalanche de energia frequentemente não é suportada pelas estruturas de contenção.

De maneira análoga ao empuxo, empregando-se a equação de ajuste do gráfico da Figura 4.25, calculou-se a variação da coesão ao longo do ano em função da sucção mátrica, apresentando-se os resultados na Figura 4.32.

Observa-se que o período de julho a outubro reúne as condições mais favoráveis de escavação, menores valores de  $K_0$  e maiores coesões.

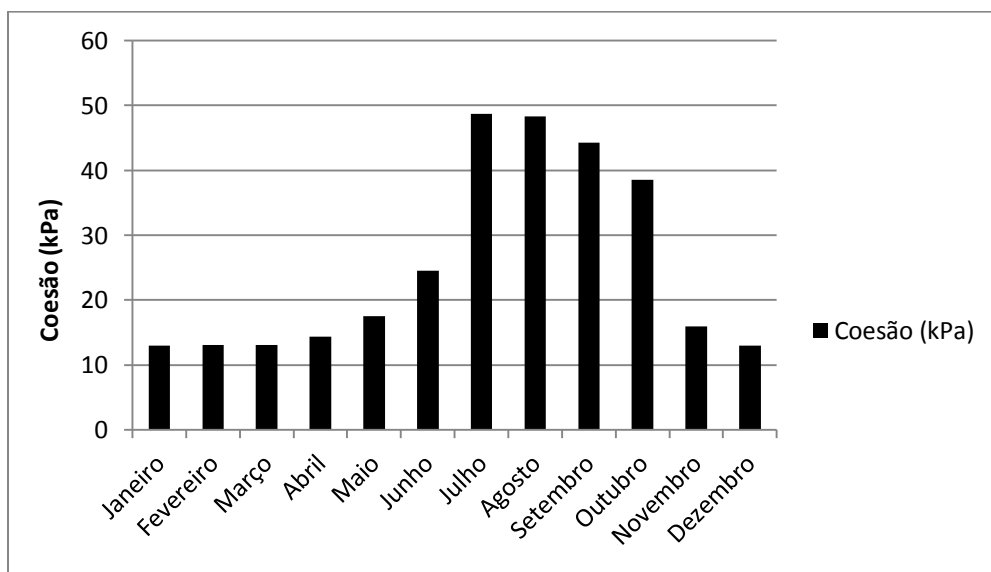


Figura 4.32 – Variação da sucção ao longo do ano.

Outro aspecto importante a se levar em conta no momento do cálculo dos esforços atuantes na estrutura, notadamente na adoção do coeficiente de empuxo, é o método construtivo da contenção. Cabe salientar que o emprego do coeficiente de empuxo no repouso no cálculo dos esforços depende da não mobilização de deformações elevadas que conduzam o solo a um estado plástico.

Como exemplo didático para se estimar o impacto no cálculo do esforço sobre uma cortina vertical, considere-se a seguinte situação representada na Figura 4.33.

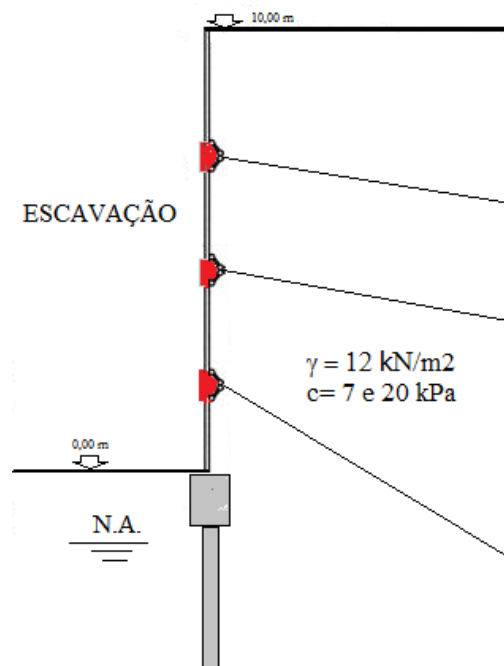


Figura 4.33 – Esquema da escavação – exemplo.

Dados:

- Cortina de concreto atirantada e embasada em estacas e executada concomitantemente com a escavação de maneira a não desenvolver elevadas deformações no solo;
- Altura da escavação de 10,0 m;
- Ausência de sobrecarga no terreno vizinho;
- Nível d'água abaixo do fundo da escavação;
- Distribuição de cargas triangular;
- Parâmetros do solo iguais ao do Campus UnB:
  - $\gamma = 12 \text{ kN/m}^2$
  - $\phi' = 27^\circ$

a) Na condição de repouso

A resultante das pressões de terra (E) pode ser calculada pela Equação 4.10:

$$E = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_0 \quad (4.10)$$

Deve-se considerar que a parcela relativa à redução da coesão  $2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a \text{ ou } p}$  não entra no cálculo do empuxo no repouso. Assim, têm-se:

1º caso:  $(u_a - u_w) = 300 \text{ kPa}$ ;  $K_0 = 0,2$  e  $c = 20 \text{ kPa}$

$$E = \frac{1}{2} \times 12 \times 10^2 \times 0,2 = 120 \text{ kN/m}$$

2º caso:  $(u_a - u_w) = 0 \text{ kPa}$ ;  $K_0 = 0,6$  e  $c = 7 \text{ kPa}$

$$E = \frac{1}{2} \times 12 \times 10^2 \times 0,6 = 360 \text{ kN/m}$$

b) Na condição ativa

A resultante das pressões de terra (E) pode ser calculada pela Equação 4.11:

$$E = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (4.11)$$

Onde  $K_a$  é dado pela Equação 4.12 de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left[ 45 - \frac{\phi}{2} \right] \quad (4.12)$$

$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$  (Equação 2.9)

1º caso:  $(u_a - u_w) = 300 \text{ kPa}$ ;  $K_a = 0,38$  e  $c = 20 \text{ kPa}$  ( $= 5 + (300 - 0) \cdot \tan 3^\circ$ )

$$E = \frac{1}{2} \times 12 \times 10^2 \times 0,38 - 2 \times 20 \times \sqrt{0,38} = 203 \text{ kN/m}$$

2º caso:  $(u_a - u_w) = 0 \text{ kPa}$ ;  $K_a = 0,38$  e  $c = 5 \text{ kPa}$

$$E = \frac{1}{2} \times 12 \times 10^2 \times 0,38 - 2 \times 5 \times \sqrt{0,38} = 219 \text{ kN/m}$$

No exemplo mostrado, o empuxo de terra no repouso, considerando-se a variação da sucção ao longo do ano, pode alcançar três vezes o valor calculado para a condição de sucção nula.

Na situação de mobilização do empuxo ativo, sua variação impacta apenas 8%.

É importante observar que a situação de repouso, onde estão ausentes as deformações plásticas, mobiliza um empuxo 64% superior à condição ativa, na ocorrência de sucção nula.



## 5 CAPÍTULO – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

Este trabalho de dissertação apresentou o detalhamento da confecção de uma célula oedométrica dotada de sensores para a medição de tensões laterais e o resultado de estudos de laboratório, que pesquisaram parâmetros de resistência dos solos não saturados, utilizados no dimensionamento de estruturas de contenção.

A determinação dos parâmetros dos solos não saturados por meio de ensaios de laboratório envolve a disponibilidade de equipamentos não convencionais e de elevado custo, indisponíveis a maioria dos laboratórios comerciais de solos. Se de um lado a dificuldade de acesso a essa tecnologia prejudica o emprego de parâmetros de sucção para projetos corriqueiros, de outra feita aguça a inventiva e o desenvolvimento de soluções de equipamentos menos onerosos.

Baseado nos resultados obtidos foi possível obterem-se algumas conclusões importantes.

A nova célula de medições de tensões horizontais montada apresentou resultados satisfatórios. O painel de controle de pressões possui escala de leitura e precisão adequadas (1 kPa). O software desenvolvido em plataforma proprietária (Labview) permite bom ajuste, filtragem de sinais e controle dos intervalos de aquisição dos dados.

A adoção de quatro sensores independentes mostrou-se de valia, uma vez que ao longo dos ensaios ocorreram falhas de conexão elétrica e leituras em um dos sensores. Desta feita não se utilizaram as quatro leituras de sensores para estabelecer efeitos de anisotropia horizontal.

A extração de amostras indeformadas deste solo, seu manuseio e manutenção de suas condições originais dentro da câmara requerem cuidados adicionais. Ocorre variação rápida de seu teor de umidade e, sob carga, sua estrutura porosa, com elevado índice de vazios, sofre deformações significativos mesmo a baixas solicitações.

A elevada porosidade não garante uma boa saturação por capilaridade. Normalmente não se obtêm graus de saturação superiores a 50% mesmo deixando a amostra sobre a pedra porosa saturada durante dois a três dias. É necessário percolar água em fluxo ascendente pela amostra e sob baixa pressão para a expulsão completa dos ar dos macroporos.

A técnica do papel filtro demanda muito tempo para realização e pode ser substituída pelo ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, desde que conhecidas às limitações do ensaio.

O modelo bimodal de curva de retenção de água proposto por Durner (1994) se ajusta muito bem ao solo ensaiado. Os modelos mais empregados, como o de Van Genuchten (1980) não representam a matriz de microporos.

Dada à estrutura macroporosa do solo, que se deforma com facilidade, a definição da tensão de pré-adensamento confunde-se com o ajuste da amostra no anel oedométrico. Isso se deve a dificuldade de estabelecer o início da reta virgem de compressão.

Os ensaios realizados demonstraram que a sucção além de afetar a resistência ao cisalhamento do solo, influencia o estado  $K_0$ .

Na condição de sucção nula e pequenas deformações, o empuxo no repouso resulta valores maiores que a condição ativa, mesmo considerando-se a redução devida a parcela de coesão.

## 5.2 SUGESTÕES

Com base no desempenho da célula oedométrica montada e nos resultados de laboratório obtidos, sugerem-se para os futuros estudos o que se segue.

Prosseguir com os estudos experimentais de laboratório com aplicação de sucções maiores, implementando-se na base da célula uma cerâmica com HAEV de 1500 kPa.

Adicionar um transdutor de deslocamento para a leitura das deformações verticais e configurar sua leitura no software de coleta de dados, que está capacitado para tanto.

Acrescentar na célula oedométrica um dispositivo de medição/eliminação de bolhas de ar oclusas sob a pedra porosa.

Desenvolver novo *topcap* para a célula oedométrica, que não induza tensões verticais ao comprimir o anel dentro da câmara.

Desenvolver um novo anel interno para a célula oedométrica, que possibilite o controle das deformações horizontais, aplicando-se pressões radiais externas ao anel, de maneira a compensar as tensões horizontais geradas e garantir o estado “ $K_0$ ”.

Alternativamente poder-se-á substituir a base da célula dotando-a com controle da sucção por osmose para prevenir o uso de pressões de ar muito elevadas.

Ao se utilizar a pressão de água sob a pedra porosa igual à pressão atmosférica, o tempo de equalização das pressões deve ser ampliado.

Realizar uma campanha ampla de ensaios para aferir os valores encontrados nesta pequena amostragem. É necessário evoluir no entendimento do comportamento de  $K_0$ , considerando-se que os ensaios pressiométricos *in situ* ainda não dispõem de controle sobre a sucção.

Ampliar o escopo do estudo de  $K_0$  para a influência da microestrutura do solo, como recomendado por Abdelhamid (1976).

Muitos autores preferem os ensaios *in situ* por conta das incertezas introduzidas pelo processo de extração das amostras, o efeito de escala pelo uso de corpos de prova de dimensões diminutas e problemas na medição das tensões em câmaras triaxiais ou oedométricas. Sugere-se, portanto, a realização de uma série anual de ensaios a diversas profundidades com emprego de um pressiômetro autoperfurante, de maneira a capturar as flutuações sazonais de sucção.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - NBR 2887/1988 – Massa específica natural.

ABNT - NBR 6457/1986 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

ABNT - NBR 6508/1984 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.

ABNT - NBR 6459/1984 - Solo - Determinação do limite de liquidez.

ABNT - NBR 7180/1984 - Solo - Determinação do limite de plasticidade.

ABNT - NBR 7181/1984 - Solo - Análise granulométrica.

ABNT - NBR 12007-1990 (MB 3336) - Solo - Ensaio de adensamento unidimensional - Método de ensaio.

ASTM D4719/87 - Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils.

ASTM D5298/92 - Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.

ABDELHAMID, M. S., KRIZEK, R. J. (1976). At-Rest Lateral Earth Pressure of a Consolidating Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 102 (Gt 7): 721-738.

ALPAN, I. (1967). The empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  and  $K_{OR}$ . *Soil and Foundation, Japanese Geotechnical Society*, 7 (1): 31 - 40.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM- 040A/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.

BAO, C., GONG, B., ZHAN, L (1998). Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soils. *Proceedings Second International Conference on Unsaturated Soils*. Beijing, China, vol. 1, pp. 15-31.

BISHOP, A. W. (1958). Test Requirements For Measuring The Coefficient Or Earth Pressure At Rest. *Proceedings Conference of Earth Pressure Problems*, Bruxelas, 1: 2-14.

BOSZCZOWSKI, R. B. C. (2008). Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 577p.

PINTO, C. S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos. Oficina de textos, São Paulo, 355p.

BROOKER, E. W., IRELAND, H. O. (1965). Earth Pressures At Rest Related To Stress History. Canadian Geotechnical Journal. I (1) :1-15.

BROWN, J.L., SIVAKUMAR, V. (2008). The changes in stress regime during wetting of unsaturated compacted clays when laterally confined. Unsaturated Soils. Advances in Geo-Engineering, Toll et al. (eds), Taylor and Francis Group, Londres, 361-367.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1985). Etude du comportement mécanique d'une marne compactée. Tese de doutorado em engenharia civil. Institut National de Sciences Appliquées de Toulouse, França, 181p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. E LEROUEIL, S. (2000). Modelo de normalização da curva de retenção. 32º Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, (1):96-106.

CAMAPUM DE CARVALHO, J (2010). Nota de aula da disciplina Geotecnia dos solos tropicais do curso de pós-graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.

CHURCH, R (2003). At-rest earth pressure. Theoretical Geomechanics, Term Project Report ECI-284, University of California, Davis, 1-8.

CORDÃO NETO, M. P. (2005). Análise hidromecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 028/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

COLMENAREZ MONTAÑEZ, C. J. E. (2002). Suction and Volume Changes of Compacted Sand-Bentonite Mixtures, Ph.D. thesis, University of London, Imperial College, London, 380p.

CRUZ, J.A., HOYOS, L. R. (2011). A novel suction-controlled biaxial apparatus for unsaturated soils. Unsaturated Soils: Theory and Practice, Jotisankas, Sawangsuraya, Sorolump e Mairaing, Thailand. 233-237.

CUNHA, R. P., PEREIRA, J. H. F., VECCHI, P. P. L. (2001). The use of the Ménard pressumeter test to obtain geotechnical parameters in the unsaturated and tropical Brasilia clay. Proc. Int. Conf. In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia, 599-605. Parayangan Catholic University.

DAYLAC, R. (1994). Desenvolvimento e Utilização de uma célula para medição de K<sub>0</sub> com controle de sucção. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 152 p.

DELAGE, P. (2002). Experimental unsaturated soil mechanics. Proceeding 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brasil, pp. 973-996.

DELAGE, P., GRAHAM, J. (1995). Mechanical behaviour of unsaturated soils. Proceedings First International Conference on Unsaturated Soils, Paris, 1223-1256.

DIAS, W., Agencia Brasil, Brasilia, 21.07.2011. 1 fotografia, color. Disponível em: <http://www.aredacao.com.br/noticias/1014/deslizamento-de-terra-mata-tres-operarios-no-df>. Acesso em: 12.01.2014.

DINEEN, K. AND BURLAND, J. B. (1995). A New Approach to Osmotically Controlled Oedometer Testing. Proceedings of the 1st International Conference of Unsaturated Soils, Paris, France, 459–465.

DORAN, I. G., SIVAKUMAR, V., GRAHAM, J. JOHNSON (2000). Estimation of in situ stress using anisotropic elasticity and suction measurements. *Geotechnique*, 50 (2): 189-196.

ESCARIO, V., SAEZ, J. (1973). Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel. (1): 195-199.

ESTEBAN, F. (1990). Caracterización experimental de la expansividade de una roca evaporítica. Ph. D. Thesis, Universidad de Cantabria, Espanha.

FEDERICO, A., ELIA G., GERMANO V. (2008). A short note on the Earth pressure and mobilized angle of internal friction in one-dimensional compression of soils. *Journal Of Geotechnical Engineering*, (3) 1: 41-46.

FEDERICO, A., ELIA, G., MURIANNI, A. (2008). The at-rest pressure coefficient prediction using simple elasto-plastic constitutive models. *Computers and Geotechnics*, 36:187-198.

FREDLUND, D. G, RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. Nova York: John Wiley and Sons, 517 p.

FARULLA, A. A., FERRARI, A. (2005). Controlled suction oedometer tests: analysis of some experimental aspects. *Advanced Experimental Unsaturated soil Mechanics (EXPERUS)*, Tarantino, Romero e Cui (ed.), Taylor & Francis Group, Londres, 43-48.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15: 313-321.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., FREDLUND, M. D. (2012). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons, New Jersey, 926 p.

FEUERHARMEL, C., GEHLING, W., BICA, A. (2006). The Use of Filter-Paper and Suction-Plate Methods for Determining the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 29(5): 1–7.

GAREAU, L. F., MOLEKAMP, F., SHARMA, J. (2003). An improved oedometer apparatus to measure lateral stress during testing. *Geotechnical Testing Journal*, 29, (3):1-7.

GARGA, V. K., KHAN, M. A. (1991). Laboratory evaluation of the  $K_0$  for overconsolidated clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 28: 650-659.

GERCOVICH, D. (2012). Estabilidade de Taludes. São Paulo: Oficina de Textos, 166p.

BLIGHT, G. E. (2013). *Unsaturated Soil Mechanics in Geotechnical Practice*. Londres: CRC Press/Balkema, 600p.

GITIRANA JR, G. F. N. (1999). *Análise Numérica de Modelagens Constitutivas de Solos Não Saturados Utilizando o Método de Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, ENC/FT/UnB, Brasília, Distrito Federal, DF, 120 p.

GÓMEZ-MUÑETÓN, C.M. (2013). *Avaliação Geotécnica De Um Perfil De Solo Tratado Biotecnologicamente Para Fins De Pavimentação*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-083A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161 p.

GUIMARÃES, R.C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-09A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.

HANNA, A. (2008). At-rest Earth pressure of overconsolidated cohesionless soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE*, 134: 408-412.

JESUS, A. S. et al. (2009). *Erosão dos solos*. Livro comemorativo dos vinte anos do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, José Camapum de Carvalho, Manoel Porfírio Cordão Neto, Larissa Andrade de Aguiar, Editora FT, Brasília, DF, pp. 155 – 195.

KASSIFF G., BEN SHALOM A. (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. *Géotechnique*, (21):245-255.

KHALILI, N., KHABBAZ, M. H. (1998). A unique relationship for  $X$  for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, 48 (5):681–687.

KOLYMBAS, D. AND BAUER, E.(1993). Soft Oedometer. A New Testing Device and Its Application for the Calibration of Hypoplastic Constitutive Laws. *Geotechnical Testing Journal*, 16 (2):263–270.

LIBARDI, P. L. (2005). *Dinâmica da água no solo*. EDUSP, São Paulo, SP, 335p.

LESSA, M.A.S. (2005). *Influência de Índices Pluviométricos na Umidade de Solos Tropicais como Indicador da Sucção Aplicado à Fundações*. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM-136/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 213 p.

LLORET MORANCHO, A. (1982). *Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas*. Tesis Doctoral. Universidad Politecnica de Barcelona, ES, 452p.

MACHADO, S.L., VILAR, O.M. (1998). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: Ensaio de laboratório e determinação expedita. *Solos e Rocha*, 21 (2): 65-78.

MARINHO, F.A.M. (1994). Medição da sucção com o método do papel filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. De Fundações, Foz de Iguaçu/PR: 515–522.

MARINHO, F.A.M. (1995). A técnica do papel filtro para medição de sucção. Encontro sobre Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 112-125.

MASCARENHA, M.M.A. (2008). Influência da Microestrutura no Comportamento Hidromecânico de uma Argila Siltosa não Saturada Incluindo Pequenas Deformações. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-056/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.

MAYNE, P. W., KULHAWY, F. H. (1982). K<sub>0</sub>-OCR relationships in soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108 (6): 851–872.

MICHALOWSKI, R. L. (2005). Coefficient of Earth pressure at rest. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE, 131 (11): 1429-1433.

MITCHELL, J. K., SOGA, K. (2005). Fundamentals of soil behavior (Third., p. 577). New Jersey: John Wiley & Sons, INC.

MONROY, R. (2014). Evaluation of an active system to measure lateral stresses in unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal, 37(1):1-14.

MOTA, N.M.B (2003). Ensaio Avançado de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília : Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação. Tese de Doutorado, publicação G.TD-013A/03, Departamento de engenharia civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335p.

BERG, A., SALSFOR, G. (1997). Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on water retention curve. ASTM Geotechnical Testing Journal, 20: 40-48.

OFER, Z. (1981). Laboratory instrument for measuring lateral soil pressure and swelling pressure. Geotechnical Testing Journal, (4):177-182.

OLIVEIRA, S.A.G. (1998). Uma Célula Oedométrica para Medição de Tensões Horizontais em Solos Não Saturados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 104 p.

OTÁLVARO, I.F. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122p.

PAIXÃO, M. N. O. N., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da microestrutura no colapso de um solo de Brasília. II Simpósio Sobre Solos não Saturados, AMFS-UFPE/ABMS-NE, Recife, PE, 1: 105-110.

PASSOS, P.G., MASCARENHA, M.M.A. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2002). Estudo Comparativo De Resultados De Ensaio In Situ E Em Laboratório Na Argila Porosa



De Brasília. Xii Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos E Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, 1: 61-72.

PEIXOTO, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 064A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.

PEREIRA, A., FEUERHARMEL, C., BICA, A.V.D. e GEHLING, W.Y.Y. (2007). Adaptação de um equipamento triaxial convencional para a realização de ensaios em solos não saturados. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, Salvador, Bahia, 1: 261-269.

PEREZ, E. N. P (1997). O Uso da Teoria da Elasticidade na Determinação do Módulo de Young do Solo Adjacente a Estacas Carregadas Verticalmente na argila porosa de Brasília, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.

PRAPAHARAN, S., ALTSCHAEFL, A.G., DEMPSEY, B.J. (1985). Moisture curve of compacted clay: Mercury intrusion method, *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9): 1139-1143.

ROHE, A., GAREAU, L. F., AND MOLENKAMP, F. (2009). Lateral Oedometer Testing of Anisotropic Clay as Affected by Surface Roughness. *Geotechnique*, 59 (8):703–715.

ROMERO, E., SIMMS, P. H. (2008). Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 705–727.

ROMERO, E., VANAUT, J. (2000). RETENTION CURVES OF DEFORMABLE CLAYS. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino e Mancuso (eds.), Balkema, Roterdan, 91-106.

SANTOS, M. A. A., GITIRANA JUNIOR, G. F. N., FARIAS, M. M., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2007). Análise da ruptura da escavação Galeria, Brasília/DF: estudos experimentais. VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, Salvador, Bahia, 1: 381-390.

SANTOS, R. (2008). Propriedades de retenção e condução de água em solos, sob condições de campo e em forma de agregados, submetidos aos plantios convencional e direto. Dissertação de Mestrado, Departamento de Física, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, RS, 102p.

SIVAKUMAR, V., NAVANEETHAN, T., HUGHES, D., GALLAGHER, G. (2009). An assessment of the Earth pressure coefficient in overconsolidated clays. *Geotechnique*, 59 (10): 825-838.

SILVA, M. T. M. G. (2009). Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaios com Umidade Conhecida. Dissertação de Mestrado,

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 109 p.

VALENCIA, Y.G., FARIAS, M.M., CAMAPUM DE CARVALHO, J., CORDÃO NETO, M. P. (2007). Determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura em solos não saturados a partir de diversos ensaios simples de laboratório, VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, Salvador, Bahia, 1: 339-348.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E., CLIFTON, A. W. (1996). Model of the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33 (3): 379-392.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G. (2002). Comparison of different procedures to predict unsaturated soil strength. Not published. Research of the Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, SK, Canada, 1-15.

VARDOULAKIS, I., GOLDSCHIEDER, M. (1981). Biaxial apparatus for testing shear bands in soils." *Proc. of 10th Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Balkema, (4):819-824.

ZHANG, R., ZHENG, J. L., YANG, H. P. (2009). Experimental study on  $K_0$  consolidation behaviour of recompacted unsaturated expansive soil. *GeoHuman International Conference*, ASCE, EUA, 192: 27-32.

WU, T. H. (1975). Retaining Walls. Chap. 12 of *Foundation Engineering Handbook*, Ed. By Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold Co., 402-417.