



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

Solos Não Saturados

Monografia Geotécnica N° 4

SÉRGIO ANTONIO RÖHM

SÃO CARLOS
2020

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

SOLOS NÃO SATURADOS

MONOGRAFIA GEOTÉCNICA Nº. 4

Sérgio Antonio Röhm

**SÃO CARLOS, 1993
PUBLICAÇÃO 081/93**

APRESENTAÇÃO

O estudo do comportamento mecânico e hidráulico dos solos não saturados exige do engenheiro geotécnico o conhecimento de conceitos e de procedimentos não comuns a sua formação convencional, voltada, especificamente, para o solo saturado.

Esta revisão bibliográfica foi desenvolvida a partir de informações científicas, que se concentram em centros de pesquisas geotécnicas, agronômicas e de física, de forma a abordar os principais conceitos e procedimentos Geotécnicos e das Ciências dos Solos relativos aos solos não saturados, com a finalidade de fornecer elementos para se estudar a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.

R 636.4
v. 1



SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	i
LISTA DE SÍMBOLOS	iv
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE QUADROS	xi
LISTA DE TABELAS	xi
1 - INTRODUÇÃO	1
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E DE CONCEITOS	3
2.1 - A ÁGUA DO SOLO	3
2.1.1 - O POTENCIAL TOTAL DA ÁGUA DO SOLO	4
2.1.1.1 - O ESTADO PADRÃO ARBITRADO	9
2.1.1.2 - COMPONENTE DE TEMPERATURA	9
2.1.1.3 - COMPONENTE DE PRESSÃO	10
2.1.1.4 - COMPONENTE MATRICIAL	11
2.1.1.5 - COMPONENTE OSMÓTICO	11
2.1.1.6 - OUTROS COMPONENTES	12
2.1.1.7 - O POTENCIAL DA ÁGUA DOS SOLOS NÃO SATURADOS	13
2.2 - CAPILARIDADE E FORÇAS DE ADSORÇÃO	14
2.3 - O POTENCIAL DA ÁGUA E O COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS	20
2.4 - CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA DO SOLO	24
2.4.1 - HISTERESE DA CURVA DE RETENÇÃO DOS SOLOS	27
2.4.1.1 - ASPECTOS CONTROVERSOS DA APLICAÇÃO DA TEORIA DOS DOMÍNIOS INDEPENDENTES À HISTERESE DOS SOLOS	38
2.5 - O ESTUDO DA ESTRUTURA DOS SOLOS E O ELEMENTO DE SOLO NÃO SATURADO	40
2.5.1 - O ESTUDO DA ESTRUTURA DOS SOLOS	40
2.5.2 - O ELEMENTO DE SOLO NÃO SATURADO	41
2.6 - O FLUXO DA ÁGUA E DO AR ATRAVÉS DO SOLO	44
2.6.1 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICO	47
2.7 - O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E AS VARIÁVEIS DE ESTADO	52
2.8 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	61
2.9 - DEFORMABILIDADE	76
2.9.1 - DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA	76
2.9.2 - RIGIDEZ	81
2.10 - EQUIPAMENTOS PARA O ESTUDO DOS SOLOS NÃO SATURADOS	88
2.10.1 - DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DOS SOLOS	88
2.10.1.1 - FUNÍIS DE PLACA POROSA	88
2.10.1.2 - PLACAS OU MEMBRANAS DE PRESSÃO	89
2.10.1.3 - DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO TOTAL DOS SOLOS	90
2.10.1.3.1 - MÉTODO DO EQUILÍBRIO DE VAPOR	90
2.10.1.3.2 - PSICRÔMETRO	91
2.10.1.4 - MEDIDAS DIRETAS DA SUCCÃO	93
2.10.2 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	94
2.10.2.1 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	94

2.10.2.2 - PROCEDIMENTOS E DIFICULDADES DE ENSAIO	100
ANEXO I - OUTROS ENSAIOS	107
A1.1 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	107
A1.1.1 - MÉTODO DA CARGA OU FLUXO CONSTANTE	107
A1.1.2 - MÉTODO DO FLUXO TRANSITÓRIO	107
A1.1.3 - MÉTODO DO PERFIL INSTANTÂNEIO	108
A1.2 - RESISTÊNCIA	108
A1.2.1 - CISALHAMENTO DIRETO	108
A1.2.2 - RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	109
A1.3 - VARIAÇÃO DE VOLUME	110
A1.3.1 - CÉLULAS DE ADENSAMENTO COM SUÇÃO CONTROLADA POR PROCEDIMENTOS MECÂNICOS	110
A1.3.2 - CÉLULAS DE ADENSAMENTO COM SUÇÃO CONTROLADA POR PROCEDIMENTOS BASEADOS NA TERMODINÂMICA	112
A1.3.3 - CÉLULAS PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	113
LITERATURA CITADA	115

LISTA DE SÍMBOLOS

a:	intercepto no eixo da resistência ao cisalhamento
Cap:	coesão aparente dos solos não saturados
c':	coesão efetiva
c_v^w :	coeficiente de consolidação
dn_i :	representa a variação infinitesimal do número de moles da substância i
G:	energia livre de Gibbs
H:	potencial hidráulico
h' :	distância de drenagem do corpo-de-prova
h:	comprimento de drenagem
h_d :	espessura do elemento
K_0 :	condutividade hidráulica saturada
k_d :	coeficiente de permeabilidade do elemento de alta pressão de borbulhamento
k_w :	coeficiente de permeabilidade do solo não saturado
$m_k \cdot dY_k$:	variações de outras grandezas
n_i :	número de moles da substância
p:	pressão de vapor da água do solo
P:	pressão externa
P_0 :	pressão de vapor da água pura no estado padrão arbitrado
R:	constante universal dos gases
$R_t =$	$tg\theta^D / tg\theta'$
S:	entropia
S_e :	saturação efetiva
S_r :	grau de saturação
S_{rs} :	saturação de campo
S_{ru} :	grau de saturação residual
s:	resistência ao cisalhamento do solo
s:	sucção matricial
T:	temperatura
t_f :	tempo necessário para ruptura da amostra
U:	energia interna do sistema
U_f :	grau de dissipação média da pressão da água, na ruptura
u:	pressão neutra
u_a :	pressão na fase gasosa do fluido dos vazios do solo
$u_i \cdot dn_i$:	variação de energia livre do sistema decorrente de uma variação química do componente i
u_i :	potencial químico da substância i
$u_j \cdot dn_j$:	variação de energia livre do sistema decorrente de uma variação química do componente j
u_w :	pressão na fase líquida do fluido dos vazios do solo
V:	volume ou volume específico da água
α :	coeficiente associado à variável de estado de tensão ($\sigma_3 - u_a$), que representa tensões externas aplicadas

β :	coeficiente associado à variável de estado de tensão ($u_a - u_w$), que representa tensões internamente geradas
$\dot{\xi}$:	taxa de deformação para a ruptura do corpo-de-prova
ξ_f :	deformação do corpo-de-prova na ruptura
$\lambda =$	$(k_d \cdot h') / (k_w \cdot h_d)$: fator de impedância
ϕ_a :	potencial de consolidação
ϕ_m :	potencial matricial (que é um potencial de pressão)
ϕ_o :	potencial osmótico
ϕ_p :	potencial de pressão
ϕ_T :	potencial térmico
ϕ_t :	sucção total
ϕ_{Yk} :	outros componentes
ϕ_z :	potencial gravitacional
σ :	tensão total
σ' :	tensão efetiva
ϕ' :	ângulo de atrito interno efetivo
ϕ'' :	ângulo de atrito interno relativo a variações no termo ($u_a - u_w$), quando $(\sigma - u_w)$ é mantido constante
ϕ_{ap} :	ângulo de atrito interno aparente
ϕ^b :	ângulo de atrito interno relativo a variações no termo ($u_a - u_w$), quando $(\sigma - u_a)$ é mantido constante
χ :	parâmetro que depende do grau de saturação, tipo de solo e de efeitos de histerese decorrentes da secagem ou do umedecimento do solo

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	- Definição do potencial da água do solo (REICHARDT, 1985, p.107)	10
FIGURA 2.2	- Forças atrativas nas moléculas de um líquido (LIBARDI, 1984, p.2)	15
FIGURA 2.3	- Variação da pressão molecular com a curvatura da superfície a) plana, b) convexa e c) côncava (LIBARDI, 1984, p.14)	16
FIGURA 2.4	- Ascensão de água em um tubo capilar	17
FIGURA 2.5	- Secção idealizada de um solo coesivo não saturado (OLSON & LANGFELDER, 1965, p.128)	18
FIGURA 2.6	- Água de um solo não saturado sujeita à capilaridade e adsorção, que combinadas produzem um potencial matricial (HILLEL, 1971, p.58)	18
FIGURA 2.7	- Possíveis mecanismos de atração das moléculas de água pelas partículas minerais finas (MITCHELL, 1976, p.103)	19
FIGURA 2.8	- Os resultados dos ensaios de compressão triaxial em uma amostra endurecida de argila-cal mostram parâmetros de resistência muito baixos quando analisados em termos de $(\sigma_3 - u_w)$ em relação à sucção total. Resultados razoáveis foram	21
FIGURA 2.9	- Variações de altura de argilas para a) uma tensão vertical e uma pressão de ar, segundo concentrações de CaCl_2 conhecidas: e, b) para uma tensão vertical de 41 kPa e uma pressão de ar de 14 kPa, segundo concentrações conhecidas	23
FIGURA 2.10	- Curva característica de um solo argiloso e de um solo arenoso (HILLEL, 1971, p.64)	24
FIGURA 2.11	- Curvas características por molhamento e por secagem de um solo hipotético. Os loops intermediários são denominados de scanning curves, indicando as transições entre as curvas principais (HILLEL, 1971, p.66)	25
FIGURA 2.12	- Efeito da estrutura do solo na curva característica (HILLEL, 1971, p.64)	28
FIGURA 2.13	- Influência do sentido de variação do movimento da água na posição da interface água-ar (HILLEL, 1971)	28

FIGURA 2.14 - Exemplo de um fenômeno que exibe histerese (EVERETT & WHITTON, 1952, p.750)	29
FIGURA 2.15 - Elemento termomagnético para auxiliar no entendimento do fenômeno da histerese (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753)	30
FIGURA 2.16 - Comportamento gráfico do elemento da Figura 2.14 (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753)	30
FIGURA 2.17 - Representação gráfica do comportamento de uma associação de elementos semelhantes aos da Figura 2.15 (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753)	31
FIGURA 2.18 - Representação gráfica do comportamento de uma associação de elementos semelhantes aos da Figura 2.15, com a temperatura diferencial específica de uma chave para outra (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753)	32
FIGURA 2.19 - Curvas características experimentais de um corpo poroso rígido (POULOVASSILIS, 1962, p.406)	33
FIGURA 2.20 - Curvas hipotéticas de desidratação e de hidratação primárias (EGB e DFC) e secundárias (FMD e GNE), respectivamente (POULOVASSILIS, 1962, p.407)	34
FIGURA 2.21 - Curvas características com as curvas scanning simuladas pelo modelo de Everett (curvas tracejadas) e pelo modelo sugerido (curvas sólidas) e valores medidos para o silte Caribou (MUALEM, 1974, p.517)	37
FIGURA 2.22 - Curvas características com as curvas scanning simuladas pelo modelo de Everett (curvas tracejadas) e pelo modelo sugerido (curvas sólidas) e valores medidos para a argila Rideau (MUALEM, 1974, p.517)	37
FIGURA 2.23 - Modelos de poros do solo para explicar a reversibilidade, a irreversibilidade e os domínios dependentes (IWATA et alii, 1988, p.53)	39
FIGURA 2.24 - Representação esquemática ilustrativa da reversibilidade e irreversibilidade durante o enchimento e o esvaziamento de um poro, (IWATA et alii, 1988, p.53)	39
FIGURA 2.25 - Elemento de solo não saturado	43
FIGURA 2.26 - Variação da permeabilidade de uma amostra de esferas de vidro sinterizada versus a) sucção matricial e b) grau de saturação (MUALEM, 1976b, p.1253, adaptadas por	

FIGURA 2.27	- ALONSO et alii, 1987, p.5-30)) - Variações de volume devido a compressão isotrópica mostradas em um diagrama $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w) \times e$ (BISHOP & BLIGHT, 1963, p.180)	49
FIGURA 2.28	- a) Variação de índice de vazios segundo um diagrama $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w) \times e$	57
FIGURA 2.29	- Variáveis de estado de tensão para um elemento de solo não saturado (FREDLUND, 1977, p.450)	58
FIGURA 2.30	- Representação gráfica das expressões (a) 2.28 e (b) 2.29 (FREDLUND et alii, 1978, p.319)	59
FIGURA 2.31	- a) Resistência ao cisalhamento <i>versus</i> tensão normal para diferentes valores de sucção matricial	63
FIGURA 2.32	- Resultados de ensaios de cisalhamento direto com diferentes sucções matriciais, para várias tensões normais (ESCARIO & SÁEZ, 1987, p.142)	65
FIGURA 2.33	- Variação da coesão aparente (C_{ap}) e do ângulo de atrito interno (ϕ_{ap}) com a sucção matricial, para a argila vermelha de Guadalix (ESCARIO & SÁEZ, 1987, p.142)	66
FIGURA 2.34	- Variação da coesão e do ângulo de atrito interno em função da sucção matricial (DELAGE et alii, 1987, p.27)..	67
FIGURA 2.35	- Não linearidade da envoltória de resistência segundo o plano $x (u_a - u_w)$ (FREDLUND et alii, 1987, p.52)	68
FIGURA 2.36	- Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial para diferentes valores de tensões normais (ensaio de cisalhamento direto), para os solos a) argila arenosa de Madri, b) argila vermelha de Guadalix e c) argila cinzenta de Madri	69
FIGURA 2.37	- Variação da coesão aparente (C_{ap}) e do ângulo de atrito interno (ϕ_{ap}) com a sucção matricial para a argila arenosa de Madri (ESCARIO & JUCÁ, 1989, p.46)	70
FIGURA 2.38	- Parâmetros para o desenvolvimento da Equação da elipse (ESCARIO, 1988, np.)..	70
FIGURA 2.39	- Resultado dos ensaios de sucção matricial controlada e envoltória, segundo ABRAMENTO1	72
FIGURA 2.40	- Curvas típicas de consolidação para uma faixa de sucções matriciais (AITCHISON & WOODBURN, 1969, p.4)	77
FIGURA 2.41	- Relações entre colapso e tensões efetivas normais. As diferentes curvas indicam solos distintos ou condições	

	do solo ensaiado distintas (Yudhbiri, citado por ALONSO et alii, 1987, p.5.10)	77
FIGURA 2.42	- a) Curvas limites de colapso por carregamento (Loading Collapse - LC) e de acréscimo de sucção (Suction Increase - SI)	78
FIGURA 2.43	- Resposta do modelo para as trajetórias alternativas de carregamento-umedecimento. a) Curvas limites e trajetórias de tensões no espaço p versus s	79
FIGURA 2.44	- Resposta do modelo para as trajetórias alternativas carregamento-secagem. a) Curvas limites e trajetórias de tensões no espaço p versus s	81
FIGURA 2.45	- Módulo de elasticidade do solo versus sucção matricial para a argila tipo M (RICHARDS, 1974, p.122)	82
FIGURA 2.46	- Módulo de elasticidade tangente inicial versus sucção matricial inicial (EDIL et alii, 1981, p.119)	84
FIGURA 2.47	- Curvas tensão versus deformação (DELAGE et alii, 1987, p.27)	84
FIGURA 2.48	- Coeficiente de Poisson versus sucção matricial inicial (EDIL et alii, 1981, p.120)	84
FIGURA 2.49	- Módulo dinâmico de cisalhamento versus sucção matricial (EDIL et alii, 1981, p.121)	85
FIGURA 2.50	- Go/Go(seco) versus grau de saturação para o silte Glacier Way	86
FIGURA 2.51	- Módulo de resiliência versus sucção matricial (RICHARDS, 1974, p.146)	86
FIGURA 2.52	- Módulo resiliente e deformação residual versus sucção matricial inicial (EDIL et alii, 1981, p.122)	87
FIGURA 2.53	- Funil de placa porosa (REICHARDT, 1985, p.151)	89
FIGURA 2.54	- Câmara de pressão com placa ou membrana de alta pressão de entrada de ar (REICHARDT, 1985, p.148)	90
FIGURA 2.55	- Recipiente hermético para controlar o teor de umidade pela pressão de vapor (BLIGHT, 1966, p.25)	91
FIGURA 2.56	- Psicrômetro com termopar (EDIL et alii, 1981, p. 118)	92
FIGURA 2.57	- Esquema das alterações desenvolvidas por BISHOP et alii (1960, p.510), mostrando o detalhe da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar incrustada na base da câmara de ensaios de compressão triaxial	95
FIGURA 2.58	- Modificações na câmara de ensaios de	

	compressão triaxial necessárias para submergir o corpo-de-prova revestido com amembrana de látex em mercúrio (BISHOP & DONALD, 1961, p.15)	96
FIGURA 2.59	- Câmara de ensaios de compressão triaxial modificada para se ensaiarem corpos-de-prova de solo não saturado (HO & FREDLUND, 1982b, p.19)	98
FIGURA 2.60	- Diagrama esquemático do sistema de controle de aplicação de pressões de não ar de água ao corpo-de-prova de solosaturado (HO & FREDLUND, 1982b, p.19)	102
FIGURA 2.61	- Esquema de uma câmara para ensaios de compressão triaxial com sucção controlada (ESCARIO, 1980, p.794)	99
FIGURA 2.62	- Psicrômetros alojados no cabeçote e na base de uma câmara de ensaios de compressão triaxial (EDIL et alii, 1981, p. 118)	100
FIGURA 2.63	- Fator de impedância admensional <i>versus</i> tempo de ruptura para vários coeficientes de adensamento do solo (HO & FREDLUND, 1982c, p.800)	103
IGURA A1.1	- Equipamento para ensaio de cisalhamento direto modificado (GAN et alii, 1988, p.502)	109
FIGURA A1.2	- Equipamento para ensaios de resistência à penetração com sucção controlada (ESCARIO, 1980, p.783)	111
FIGURA A1.3	- Equipamento para ensaios de adensamento com sucção controlada (ESCARIO, 1969, p.211)	113
FIGURA A1.4	- Célula triaxial usada por JOSA et alii (1987)	114

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 - Expressões empíricas para determinação da condutividade hidráulica	51
QUADRO 2.2 - Valores de ϕ segundo diversos autores	73

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Velocidades de ensaio de cisalhamento	103
TABELA 2.2 - Características das pedras porosas usadas por BISHOP et alii (1960)	104
TABELA 2.3 - Propriedades das pedras porosas cerâmicas Soil Moisture Corporation, Santa Barbara, California	104

1 - INTRODUÇÃO

A história do estudo do comportamento dos solos mostra que os conceitos e modelos clássicos, desenvolvidos pela Mecânica dos Solos, foram concebidos com a tendência de considerá-los em situações extremas de saturação.

Esta abordagem exhibe um reflexo das condições ambientais das regiões de climas temperados e das necessidades técnicas onde a Mecânica dos Solos organizou-se, associadas às dificuldades teóricas e práticas que afloram quando se passa a considerar a fase fluida dos solos constituída de ar e água.

Embora a condição de saturação se mostre crítica para as obras em geral, nem sempre esta situação extrema está associada ao pior efeito do comportamento do solo. Além disto, admitir que o solo exposto às condições ambientais naturais sempre experimentará um estado de saturação já não é aceito. Por exemplo, em regiões de climas áridos e semi-áridos a saturação nunca ocorre (ALONSO et alii, 1987).

Dessa forma, em alguns casos, torna-se importante conhecer as respostas do solo diante das variações do teor de umidade, que podem promover deformações volumétricas, de expansão ou de colapso, e que, também, interferem na resistência ao cisalhamento destes materiais.

Esta revisão bibliográfica e de conceitos aborda: a água do solo e seu potencial; a capilaridade e as forças de adsorção; o potencial da água do solo e o comportamento mecânico dos solos não saturados; a curva de retenção da água do solo e sua histerese; e, o fluxo da água e do ar através do solo. Estes tópicos são fundamentais para o estudo e a compreensão do comportamento dos solos não saturados. A compilação destes assuntos foi concebida a partir de informações que se concentram, na maioria das vezes, em centros de pesquisas agronômicas e de física.

Continuando a revisão bibliográfica e de conceitos, passa-se a enfocar o solo não saturado sob o prisma geotécnico, versando sobre: o princípio das tensões efetivas

e as variáveis de estado; resistência ao cisalhamento; deformabilidade; e os equipamentos para o estudo dos solos não saturados.

Compõe, também, este trabalho um anexo, onde citam-se outros procedimentos de ensaios de laboratório de amostras de solos não saturados.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E DE CONCEITOS

2.1 - A ÁGUA DO SOLO

A base física dos conceitos isotérmicos dos processos relativos às interações entre a água e o solo constitui-se dos conhecimentos publicados por Buckingham¹, citado por SPOSITO (1986, p.83s), que definiu um potencial capilar a um dado teor de umidade e a uma temperatura e massa específica do solo, como sendo o trabalho reversível, por unidade de massa, necessário para transferir água de um solo para um reservatório com água pura.

RICHARDS (1928, p.720-731) definiu o potencial total da água do solo como a soma dos potenciais capilar e gravitacional.

Para SPOSITO (1986, p.84s), RICHARDS (1931) fez contribuições relevantes e decisivas para o progresso do estudo da água do solo, quando publicou, com ineditismo, medidas precisas da condutividade da água nos solos, com base em um equipamento simples e engenhoso. Tal aparelho permitia controlar o potencial matricial em cada extremidade de uma coluna de solo, sob temperaturas conhecidas, por meio de tensiômetros que, conectados a reservatórios de água pura, aplicavam pressões menores que a atmosférica ao solo.

O conceito de potencial da água do solo estabelecido por Richards em 1928 foi ampliado por Edlefsen e Anderson², citados no REVIEW PANEL (1965, p.9), quando estes autores definiram a energia livre absoluta de um sistema de solo não saturado.

1 - BUCKINGHAM, E. (1907). Studies on the movement of soil moisture, Bur. of Soil Bull. U. S. Dep. of Agric., Washington, 38.

2 - EDLEFSON, N. W. & ANDERSON, A. B. C. (1943). Thermodynamics of soil moisture. Hilgardia, 1943. cap. 15, p.31-298.

BOLT & MILLER (1958, p.8) definiram o potencial total da água do solo como a mínima energia por unidade de massa, necessária para deslocar um volume infinitesimal de água de um estado de referência arbitrado, até outro ponto da fase líquida que permaneça em repouso.

Em 1965 no *Symposium in Print on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, foi publicada uma Revisão de Conceitos denominada de *Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*, onde foram apresentados os termos básicos relativos aos processos da água nos solos, em consonância com as proposições da *International Society of Soil Science* publicadas em 1963 (REVIEW PANEL, 1965, p.7-21)

CRONEY (1952), CRONEY & COLEMAN (1953) e CRONEY et alii (1958) mostraram a importância do potencial da água do solo para se entender a distribuição de teores de umidade e o fluxo da água nos solos, para fins de Engenharia Civil. Croney e Coleman observaram, também, que o potencial da água do solo exercia fundamental influência no comportamento mecânico dos solos não saturados.

Atualmente, existem duas correntes básicas a respeito dos fatores que governam o comportamento dos solos não saturados. Autores como EDIL & MOTAN (1984, p.175-180), EDIL, MOTAN & TOHA (1984, p.116-128) e ALONSO et alii (1987, p.5.25) assumem que o comportamento dos solos não saturados é regido apenas pela sucção matricial.

Por outro lado, RICHARDS, EMERSON & PETER (1986, p.42-45) discordam da afirmação anterior, admitindo que este comportamento é governado pela sucção total, entendida como o somatório da sucção matricial e da sucção osmótica.

2.1.1 - O POTENCIAL TOTAL DA ÁGUA DO SOLO

O estado de energia da água do solo é a soma de duas formas de energias: cinética e potencial. Como os movimentos migratórios da água no interior do solo são de velocidades muito baixas, a quantificação da energia cinética perde sua

importância diante da energia potencial; portanto, a energia potencial pode caracterizar o estado de energia da água do solo (BAVER et alii, 1972, p.291-292 e REICHARDT, 1985, p.98).

O estado de energia da água é descrito pela função termodinâmica energia livre de Gibbs, que, neste caso particular, denomina-se Potencial Total da Água do Solo (HILLEL, 1971, p.51-55; REICHARDT, 1985, p.98-99 e IWATA et alii, 1988, p.4-17).

A energia livre de Gibbs é uma propriedade termodinâmica que depende apenas do estado do sistema. Em processos isotérmicos e isobáricos, a energia livre de Gibbs presta-se como um critério de equilíbrio dos sistemas.

A função termodinâmica energia livre de Gibbs para um sistema fechado é definida como:

$$G = U + P.V - T.S \quad (2.1)$$

onde

T: temperatura,

S: entropia,

U: energia interna do sistema,

V: volume e

P: pressão externa.

Como a função energia livre de Gibbs é uma função de ponto, a cada estado do sistema está associada uma grandeza de G.

Diferenciando-se a equação que expressa a função termodinâmica energia livre de Gibbs, tem-se:

$$dG = dU + P.dV + V.dP - T.dS - S.dT \quad (2.2)$$

Considerando-se um processo reversível, onde o único trabalho existente é o pressão-volume, a equação do primeiro princípio da termodinâmica pode ser expressa como:

$$dU = T.dS - P.dV \quad (2.3)$$

Assim, substituindo-se a variação de energia interna na diferencial da energia livre de Gibbs tem-se:

$$dG = V.dP - S.dT \quad (2.4)$$

Note-se que a energia livre de Gibbs, para sistemas fechados, é função da pressão externa e da temperatura:

$$G = G(P, T) \quad (2.5)$$

Para sistemas abertos, onde possa ocorrer a variação da composição do sistema, deve ser adicionada a esta expressão uma variável de composição, n_i . Se no sistema em consideração existirem, além da substância i , outros componentes químicos j , e para levar em conta as possíveis manifestações de outras grandezas, a equação da energia livre de Gibbs genérica deve ser expressa como:

$$dG = V.dP - S.dT + u_i.dn_i + \sum_{j=1}^j u_j.dn_j + \sum_{k=1}^k m_k.dY_k \quad (2.6)$$

onde

n_i : número de moles da substância i ,
 $u_i.dn_i$: variação de energia livre do sistema decorrente de uma variação química do componente i ,
 $u_j.dn_j$: variação de energia livre do sistema decorrente de uma variação química do componente j ($j = 1, 2, \dots$), exceto a variação da substância i e
 $m_k.dY_k$: variações de outras grandezas.

O fator u_i é denominado de Potencial Químico da substância i , e dn_i representa a variação infinitesimal do número de moles desta substância (HILLEL, 1971, p.52-55 e LIBARDI, 1984, p.64-66).

Em um sistema em que ocorre variação apenas na composição da substância i , permanecendo constantes a pressão externa, a temperatura, os números de moles dos componentes n_j e as outras grandezas representadas por Y_k , tem-se:

$$dG = u_i.dn_i \quad (2.7)$$

ou:

$$u_i = dG/dn_i \quad (2.8)$$

que, em derivadas parciais, escreve-se como:

$$u_i = \left[\frac{\delta G}{\delta n_i} \right]_{T, P, n_j, Y_k} \quad (2.9)$$

Portanto, o potencial químico de uma dada substância i pode ser definido como sendo a variação da energia livre de Gibbs do sistema devido a uma variação do número de moles desta substância, quando os demais componentes envolvidos no processo mantêm-se constantes.

Esta definição mostra que u_i é função da temperatura, da pressão externa, do número de moles da substância i , do número de moles das substâncias j e das outras grandezas: ou seja:

$$u_i = u_i(T, P, n_i, n_j, Y_k) \quad (2.10)$$

Assim, para se determinar a variação do potencial químico da substância i , decorrente das variações de T , P , n_i , n_j , Y_k , basta diferenciar a Equação (2.10) (LIBARDI, 1984, p.64-66; REICHARDT, 1985, p.100-103 e IWATA et alii, 1988, p.13-33).

Admitindo que a substância i seja a água, u_i torna-se o potencial químico da água e n_i , o seu número de moles. Para que a Equação (2.10) seja prática, substitui-se o número de moles da água pelo teor de umidade do solo, w , como variável de composição, assim:

$$u_i = u_i(T, P, w, n_j, Y_k) \quad (2.11)$$

Para ser utilizada, a diferencial da Equação (2.11) deve ser transformada em uma forma finita. Com este objetivo, arbitra-se um estado padrão de referência (simbolizado por \circ) e integra-se a diferencial de (2.11) entre o estado

arbitrado e o estado em consideração do solo, conforme se segue (LIBARDI, 1984, p.70-73 e REICHARDT, 1985, p.102-104):

$$\int_{u_{i0}}^{u_i} du_i = \int_{T_0}^T \left[\frac{\delta u_i}{\delta T} \right]_{P, w, n_j, Y_k} .dT + \int_{P_0}^P \left[\frac{\delta u_i}{\delta P} \right]_{T, w, n_j, Y_k} .dP + \int_{w_0}^w \left[\frac{\delta u_i}{\delta w} \right]_{P, T, n_j, Y_k} .dw$$

$$+ \sum_{j=1}^j \int_{n_{j0}}^{n_j} \left[\frac{\delta u_i}{\delta n_j} \right]_{P, T, w, Y_k} .dn_j + \sum_{k=1}^k \int_{Y_{k0}}^{Y_k} \left[\frac{\delta u_i}{\delta Y_k} \right]_{P, T, w, n_j} .dY_k \quad (2.12)$$

No estudo da relação solo-água du_i é denominado de Potencial Total da Água do Solo e recebe o símbolo ϕ . Dessa forma, tem-se:

$$\phi = (u_i - u_{i0}) = \phi(P, T, n_j, n_i, Y_k) \quad (2.13)$$

e a Expressão (2.12) pode ser escrita como:

$$\phi = \phi_T + \phi_P + \phi_m + \phi_o + \phi_{Yk} \quad (2.14)$$

onde

ϕ_T : componente de temperatura,
 ϕ_P : componente de pressão,
 ϕ_m : componente matricial,
 ϕ_o : componente osmótico e
 ϕ_{Yk} : outros componentes.

Portanto, a água do solo, em processos isotérmicos, está sujeita a um conjunto de forças que inclui o peso da coluna de água na posição considerada (solo saturado), a interação com a matriz sólida (solo não saturado), a presença de solutos na água e a sua posição, em relação a um referencial arbitrado. A influência destas forças é tratada como quantidade de trabalho que deve ser realizado contra qualquer uma das combinações possíveis de ocorrer, fazendo-se referência a uma condição padrão.

Quando um trabalho é realizado sobre a água, sob condições específicas, sua energia potencial é alterada em uma quantidade igual ao trabalho realizado. A variação da energia potencial da água em consideração, em relação a um estado padrão de referência arbitrado, é chamado de Potencial da Água do Solo (MARSHALL & HOLMES, 1981, p.35).

Para se avaliar o potencial da água do solo pode se adotar quantidades unitárias de volume, massa ou peso. Em volume, o potencial é expresso em Joule por metro cúbico (J/m^3), ou em dimensões de pressão como Newton por metro quadrado (N/m^2) ou Pascals (Pa). Em unidade de massa usa-se J/kg e por unidade de peso tem-se uma coluna em metros. Assim, um potencial por unidade de peso de h metros é equivalente a $g \cdot h$ J/kg por unidade de massa ou a $\rho \cdot g \cdot h$ Pa. por unidade de volume (MARSHALL & HOLMES, 1981, p.35-36).

2.1.1.1 - O ESTADO PADRÃO ARBITRADO

A água em seu estado padrão, arbitrado, encontra-se em condições normais de temperatura e pressão externa, com a interface líquido-gás plana, livre de sais minerais ou outros solutos e está situado em um referencial de posição definido.

Dessa forma, o potencial da água do solo representa a diferença de energia livre de Gibbs entre o estado considerado da água do solo e o estado adotado como padrão. Figura 2.1.

2.1.1.2 - COMPONENTE DE TEMPERATURA

O potencial de temperatura representa a variação parcial do potencial químico da água do solo, decorrente somente de uma diferença de temperatura entre a água no estado em consideração no solo e no estado padrão.

Entretanto, os processos que ocorrem no interior de uma massa de solo são considerados isotérmicos. Quando se adota a temperatura do estado padrão igual a do solo em questão, o potencial térmico iguala-se a zero.

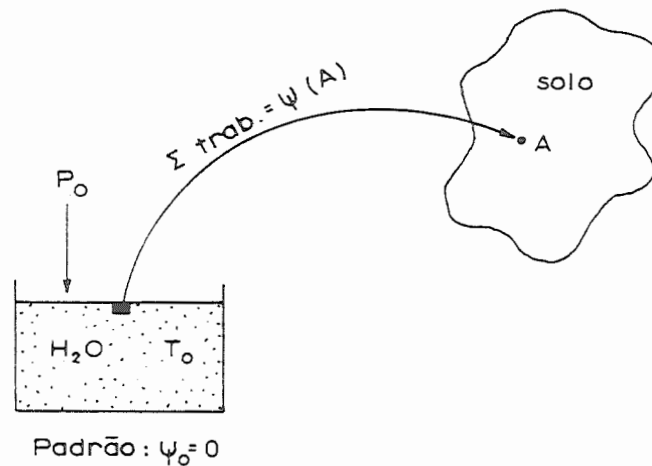


FIGURA 2.1 - Definição do potencial da água do solo (REICHARDT, 1985, p.107).

Para se levar em conta a variação da temperatura da água do solo, poderia ser adotada uma temperatura para o estado padrão diferente da temperatura do solo. Mas, a influência da temperatura no potencial químico da água é extremamente complexa, o que dificulta o equacionamento dos problemas desta ordem. Assim, devem-se limitar os estudos de potenciais a sistemas aproximadamente isotérmicos, nos quais a influência da variação da temperatura possa ser desconsiderada (BAVER et alii, 1972, p.291).

2.1.1.3 - COMPONENTE DE PRESSÃO

A componente de pressão aparece quando a pressão externa que atua no solo é diferente da pressão atmosférica (adotada como padrão). Refere-se a este potencial, também, como pneumático, quando o ponto do solo em consideração situa-se acima do nível d'água, e a pressão do gás é diferente daquela do ponto de referência.

Para pressões subatmosféricas (negativa em relação ao padrão) considera-se o potencial matricial, discutido no item 2.1.1.4, a seguir.

2.1.1.4 - COMPONENTE MATRICIAL

O potencial matricial da água do solo é um potencial de pressão e resulta do efeito combinado da ação de forças capilares e de adsorção, que surgem devido à interação entre a água e as partículas minerais (matriz) que compõem o solo (HILLEL, 1971, p.56-57 e BAVER et alii, 1972, p. 293-295).

Portanto, o antigo termo potencial capilar deve ser substituído por potencial matricial, que traduz o efeito total da afinidade da água por toda a matriz do solo, incluindo seus poros e as superfícies das partículas conjuntamente, HILLEL (1971, p.57).

O termo potencial matricial foi definido por MARSHALL (1959, p.14) considerando que a proposição inicial de Buckingham admitia apenas a capilaridade como mecanismo responsável pela retenção da água do solo.

Para se tirar a água do solo retida por estas forças capilares e de adsorção, é preciso fornecer energia ao sistema. Dessa forma, o potencial matricial é negativo; pois, há necessidade de se realizar trabalho sobre o sistema, para levar a água do solo do seu estado original ao estado padrão.

A correspondente sucção matricial, s , é definida como o módulo do potencial matricial (MARSHALL & HOLMES, 1981, p.37).

A capilaridade e o fenômeno de adsorção são discutidos no item 2.2.

FREDLUND (1979), EDIL & MOTAN (1984, p.173) e ALONSO et alii (1987, p.5.5-5.6) admitem que o potencial matricial é o mais importante e suficiente parâmetro para o estudo dos solos não saturados.

2.1.1.5 - COMPONENTE OSMÓTICO

O potencial osmótico existe porque a água do solo não é pura. A água tende a hidratar as moléculas dos solutos, sendo necessário realizar trabalho sobre o sistema para retirá-la

desta interação com a molécula. Portanto, o potencial osmótico é negativo.

Geralmente, quando os solos estão com teor de umidade alto, este componente mostra-se desprezível. Sua importância cresce quando a concentração salina é significativa ou quando o teor de umidade é muito baixo (REICHARDT, 1985, p.114).

BLIGHT (1983, p.6) admite que com relação à resistência ao cisalhamento, o potencial osmótico não tem qualquer influência no comportamento dos solos. Por outro lado, este potencial interfere no comportamento deformacional dos solos. MITCHELL et alii (1973, p.315-320) também concluíram que o potencial osmótico tem efeito significativo no comportamento deformacional de solos finos e de argilas ativas, tais como a bentonita.

RICHARDS et alii (1986) admitem que o potencial osmótico não pode ser desconsiderado no estudo do comportamento dos solos não saturados.

Esta desconsideração é comum na maioria das pesquisas que envolvem solos não saturados.

2.1.1.6 - OUTROS COMPONENTES

O último termo da expressão (2.14), representa os potenciais de outras grandezas não consideradas nas demais parcelas.

Neste termo estão incluídos trabalhos tais como o potencial gravitacional e o potencial de consolidação (ou de sobrecarga).

Se a massa de solo em consideração não estiver sujeita a um processo de adensamento em curso, o potencial de consolidação é nulo.

Verificada a condição de potencial de consolidação nulo, o potencial mais importante é o gravitacional, que é função apenas de uma diferença entre a cota do referencial arbitrado do padrão e a cota da massa de solo em consideração.

Este componente está sempre presente, variando apenas a sua importância diante da magnitude dos demais potenciais. Nos solos saturados, ou próximos da saturação, a importância quantitativa deste potencial é significativa. Quando os solos se afastam da saturação, este componente vai, gradativamente, perdendo sua importância para o componente matricial.

Assim, o potencial da água dos solos fica melhor expresso como (BAVER et alii, 1972, p.292-302):

$$\phi = \phi_T + \phi_P + \phi_m + \phi_O + \phi_Z + \phi_a \quad (2.15)$$

onde

ϕ_T : potencial térmico,
 ϕ_P : potencial de pressão,
 ϕ_m : potencial matricial (que é um potencial de pressão),
 ϕ_O : potencial osmótico,
 ϕ_Z : potencial gravitacional e
 ϕ_a : potencial de consolidação.

2.1.1.7 - O POTENCIAL DA ÁGUA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Considerando que os processos que ocorrem no interior de uma massa de solo, não sujeita a variações de volume decorrentes de adensamentos, são isotérmicos, o potencial da água do solo saturado pode ser expresso como:

$$\phi = \phi_P + \phi_O + \phi_Z \quad (2.16)$$

No caso de se considerar uma massa de solo não saturado a componente de pressão passa a ser denominada de potencial matricial devido aos mecanismos que geram este potencial. O potencial da água do solo, nestas condições, fica:

$$\phi = \phi_m + \phi_O + \phi_Z \quad (2.17)$$

2.2 - CAPILARIDADE E FORÇAS DE ADSORÇÃO

Segundo Kelvin, quando dois fluidos imiscíveis estão em contato surge uma energia livre na interface comum entre ambos.

No caso de um sistema que exhibe água e ar em contato através de uma dada superfície, esta energia aparece porque as forças atrativas atuantes sobre cada molécula de água são diferentes, se a molécula pertence ao interior do meio líquido ou se está na sua superfície. As moléculas que se encontram no interior da massa de água são atraídas em todas as direções por forças de mesma magnitude; por outro lado, as moléculas que pertencem à superfície de contato água-ar, estão sujeitas a um desequilíbrio de forças atrativas porque a fase gasosa é muito menos densa do que a fase líquida (HILLEL, 1971, p.36-37; MARSHALL & HOLMES, 1981, p.45-48 e LIBARDI, 1984, p.2-3).

Este desequilíbrio faz com que as moléculas de água da superfície de contato tendam para o interior do meio líquido, causando uma contração na interface que tende a assumir uma forma esférica (para minimizar a energia nela armazenada) e manifestando tensões superficiais.

A atração que existe entre as moléculas da água é inversamente proporcional a distância que as separa. Essa interferência se anula a partir de uma distância r , denominada de raio da esfera de ação molecular. Para a água r é igual a aproximadamente 4×10^{-9} cm (LIBARDI, 1984, p.2).

Considerando um recipiente com água, Figura 2.2, observa-se que as moléculas situadas a uma distância r da superfície da água, e abaixo deste limite, estão em equilíbrio. Isto se dá porque existem moléculas em todas as direções em torno de uma dada molécula escolhida, que em conjunto anulam suas forças atrativas mutuamente.

A medida que se escolhem moléculas acima de r , cada vez mais próximas da superfície, passa a ocorrer um desequilíbrio crescente, que se maximiza na interface água-ar.

A camada delimitada pelo plano horizontal que contém r e pela interface entre os fluidos é denominada de Camada Ativa, Figura 2.2.

As moléculas situadas na camada ativa têm a tendência de se moverem para o interior da água, o que gera uma procura de minimização de área superficial e, assim, obtém-se uma superfície contrátil. Este fenômeno de contração submete a água a uma pressão molecular da ordem de 10.000 atmosferas (LIBARDI, 1984, p.2-3).

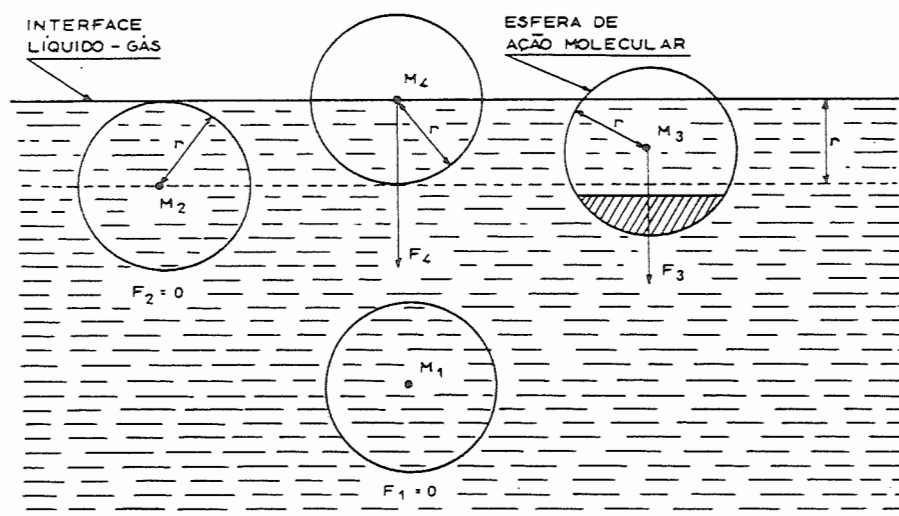


FIGURA 2.2 - Forças atrativas nas moléculas de um líquido (LIBARDI, 1984, p.2).

Um fluido pode ser atraído (molhar) ou ser repellido (não molhar) pela superfície de um sólido, dependendo das forças de adsorção que ocorrem entre as moléculas do fluido e do material que compõe o sólido. Quando há atração entre o fluido e o sólido, a forma da superfície estabelecida é côncava, e vice-versa.

No sistema em estudo (solo não saturado) a água molha as partículas minerais (especialmente as argilas), gerando membranas contráteis côncavas.

Ao considerarem-se três moléculas de água da camada ativa pertencentes a um mesmo plano horizontal e representadas no interior de suas respectivas esferas de ação molecular de raio r e sujeitas às forças F_i , resultantes para baixo devido à atração das moléculas contidas em C_i (observe-se que as forças moleculares provenientes de A_i são neutralizadas pelas forças decorrentes de B_i), pode-se mostrar que a pressão molecular sob uma superfície plana (Figura 2.3a) é menor do que a pressão molecular sob a superfície convexa (Figura 2.3b) e maior do que a pressão molecular sob uma superfície côncava, Figura 2.3c (LIBARDI 1984, p.8-18).

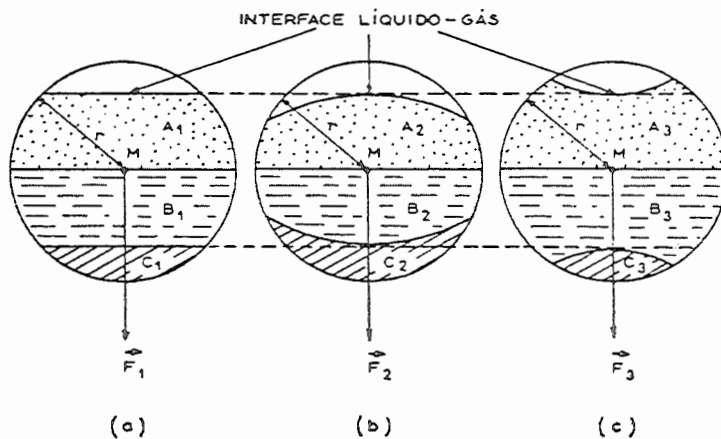


FIGURA 2.3 - Variação da pressão molecular com a curvatura da superfície: a) plana, b) convexa e c) côncava (LIBARDI, 1984, p.14).

Na Figura 2.4 vê-se esquematizado um recipiente com água, com um tubo capilar mergulhado verticalmente em seu interior.

As moléculas da superfície do vidro atraem as moléculas da água, fazendo com que a superfície da água se curve para cima, gerando um menisco côncavo.

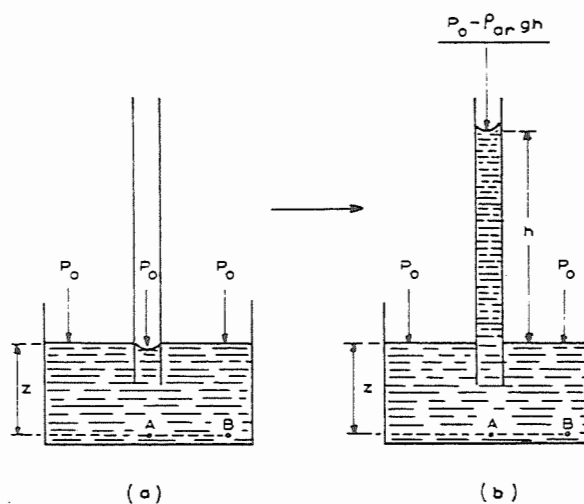


FIGURA 2.4 - Ascensão de água em um tubo capilar; a) formação do menisco côncavo e b) ascensão (LIBARDI, 1984, p.20).

O modelo da capilaridade de Kelvin estabelece a geometria da interface água-ar somente em função da tensão superficial. Por outro lado, a teoria da dupla camada difusa, para solos argilosos, estabelece uma geometria da interface baseada no equilíbrio da água com as atrações superficiais dos sólidos plácóides.

Na Figura 2.5 mostra-se uma condição onde o raio da interface não é constante. Este fato é possível desde que a espessura da dupla camada difusa desenvolva-se completamente (OLSON & LANGFELDER, 1965, p.143-145).

A aplicação apenas do modelo de Kelvin para determinar o raio da interface água-ar implica em um gradiente de pressão em desequilíbrio na interface, Figura 2.5, dependendo do ponto em consideração.

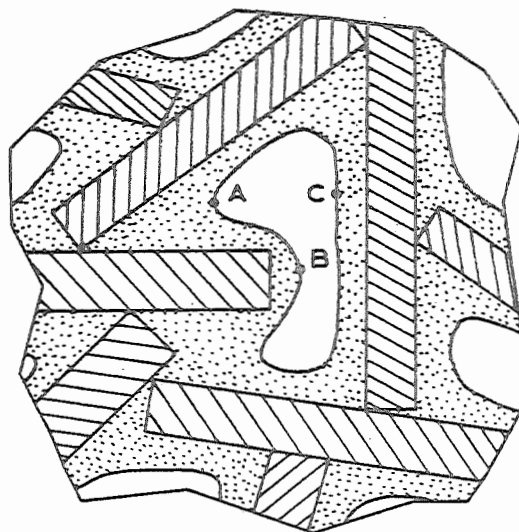


FIGURA 2.5 - Secção idealizada de um solo coesivo não saturado (OLSON & LANGFELDER, 1965, p.128).

Segundo HILLEL (1971, p.57-58), se o solo fosse simplesmente um conjunto de tubos capilares, a equação da capilaridade poderia por si só descrever suficientemente a relação entre o potencial e o raio dos poros dos solos que conformam os meniscos da água. Entretanto, além do fenômeno capilar, as partículas dos solos exibem adsorção, que formam envoltórias de hidratação sobre as partículas minerais. Estes dois mecanismos de interação solo-água podem ser observados na Figura 2.6.

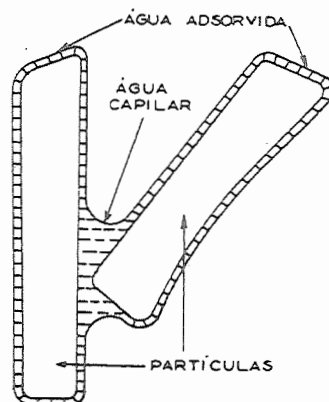


FIGURA 2.6 - Água de um solo não saturado sujeita à capilaridade e adsorção, que combinadas produzem um potencial matricial (HILLEL, 1971, p.58).

Alguns dos possíveis mecanismos de atração das moléculas de água pelas partículas minerais finas dos solos são a)

pontes de hidrogênio, b) hidratação de íons trocáveis, c-) atração por osmose, d) adsorção polar, e e) forças de valência secundária de London-Vaan der Walls (RICHARDS, 1974, p.114-116 e MITCHELL, 1976, p.104), Figura 2.7.

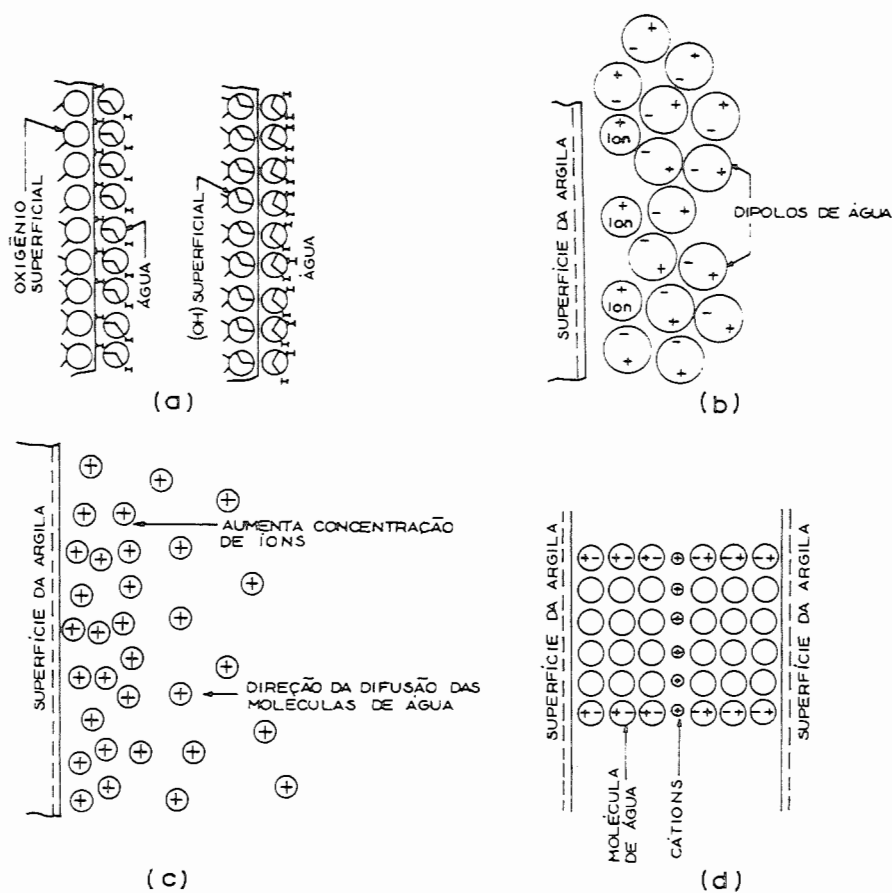


FIGURA 2.7 - Possíveis mecanismos de atração das moléculas de água pelas partículas minerais finas (MITCHELL, 1976, p.103).

A presença da água na forma de filmes e nos meniscos de forma côncava é muito mais importante nos solos argilosos e sob altas sucções matriciais. Nos solos granulares a adsorção é irrelevante, predominando os efeitos da capilaridade.

Assim, o aparente conflito citado, analisado e esclarecido por OLSON & LANGFELDER (1965, p.143-145) mostra-se resolvido com a associação da teoria da capilaridade e dos

efeitos da atividade superficial, que atuam de forma combinada gerando o potencial matricial.

2.3 - O POTENCIAL DA ÁGUA E O COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A influência dos diversos componentes do potencial da água do solo, sobre o comportamento mecânico dos solos não saturados ainda não foi totalmente esclarecida (ALONSO et alii, 1987, p.5.4).

Basicamente, existem duas correntes de estudos sobre este assunto. Uma admite que, para a análise do comportamento mecânico dos solos não saturados, é suficiente considerar a sucção matricial. A outra corrente de pensamentos, entende que a sucção total é que controla o comportamento dos solos não saturados.

A sucção total, já definida como a soma da sucção matricial e da sucção osmótica, significa a associação de todos os mecanismos de retenção da água pelo solo:

$$\phi_t = \phi_m + \phi_o \quad (2.18)$$

A relação entre a sucção total do solo e a pressão de vapor relativa da água do solo é dada pela equação de Kelvin (EDIL et alii, 1981, p.116):

$$\phi_t = (R.T/V). \log_e(P/P_o) \quad (2.19)$$

onde

R: constante universal dos gases,

V: volume específico da água,

P: pressão de vapor da água do solo,

T: temperatura, e

Po: pressão de vapor da água pura no estado padrão arbitrado.

EDIL et alii (1981, p.126-128) admitiram que parece que a sucção matricial é a componente fundamental da sucção total no controle do comportamento mecânico dos solos não saturados (compressão estática, cisalhamento dinâmico e compressão dinâmica), mas que a medida e o uso da sucção total como um índice do comportamento mecânico pode ser enganoso.

especialmente para solos com uma componente apreciável de sucção osmótica.

BLIGHT (1983, p.6-7) cita que parece que a sucção osmótica não contribui diretamente com a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.

A Figura 2.8 (BLIGHT, 1983, p.7), analisada por ALONSO et alii (1987, p.5.5), mostra que quando os círculos de Mohr são apresentados em função da sucção matricial, eles tangenciam a envoltória efetiva (drenada) obtida com amostras saturadas. Dada à relativa alta saturação das amostras ensaiadas, estes resultados experimentais favorecem a consideração de que a sucção matricial é a componente fundamental na resistência ao cisalhamento.

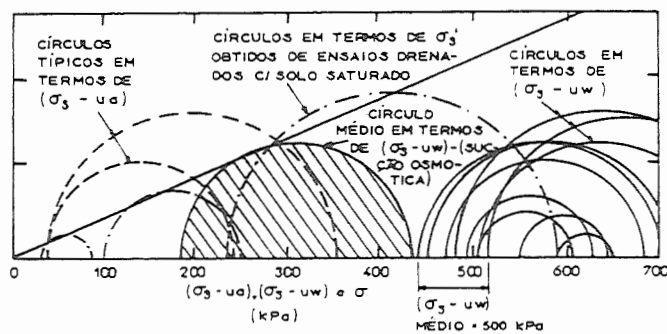


FIGURA 2.8 - Os resultados dos ensaios de compressão triaxial em uma amostra endurecida de argila-cal mostram parâmetros de resistência muito baixos quando analisados em termos de $(\sigma_3 - u_w)$ em relação à sucção total. Resultados razoáveis foram obtidos quando a sucção osmótica foi subtraída da sucção total para se obter a sucção matricial (BLIGHT, 1983, p.7).

Contudo, com relação à variação de volume, é provável que a sucção osmótica tenha alguma influência. A presença de sais solúveis na água do solo pode proporcionar maior retenção de água em relação à água pura (BLIGHT, 1983, p.6-7). Resultados experimentais de laboratório com amostras

argilosas apresentados por MORGENSTERN & BALASUBRAMONIAN (1980, p.197-203), segundo as análises e conclusões de Blight, demonstram este fato.

Contribuições sobre a influência da sucção osmótica na variação de volume dos solos não saturados foram apresentadas, também, por REGINATO & FERRERO (1973, p.183) e PILE (1980, p.199-201).

EDIL & MOTAN (1984, p.180) concluíram que a sucção matricial parece controlar o comportamento mecânico dos solos não saturados.

RICHARDS et alii (1986) discutem os estudos de EDIL & MOTAN (1984) e discordam da afirmação de que a sucção osmótica não interfere no comportamento mecânico dos solos não saturados.

RICHARDS et alii (1986, p.44) e EDIL & MOTAN (1986, p.44. *In*: RICHARDS et alii, 1986, p.44) observaram que existem dúvidas a respeito das metodologias de determinação da sucção osmótica. Isso poderia levar aos resultados discrepantes entre os diversos pesquisadores.

KRAHN & FREDLUND (1971, p.344-347) mostram, experimentalmente, que os valores da sucção osmótica podem diferir significativamente se forem determinados do extrato de saturação das amostras ou do extrato obtido por compressão da amostra, sendo este o mais correto.

ALONSO et alii (1987, p.5.5-5.6) discutem a polêmica entre as duas correntes de pensamentos analisando que, com relação à variação de volume, autores como BLIGHT (1983), RICHARDS et alii (1986) e JIMÉNEZ SALAS (1986) questionam a afirmação de que o comportamento dos solos não saturados depende basicamente da sucção matricial, com base nos resultados apresentados na Figura 2.9, Richards et alii¹, citados por RICHARDS et alii (1986, p.42). Esta figura mostra a variação da altura de amostras de argilas do Pleistocênio expostas a concentrações variáveis de diversos sais sob diferentes tensões verticais, em uma câmara de Richards com a pressão do ar conhecida e constante.

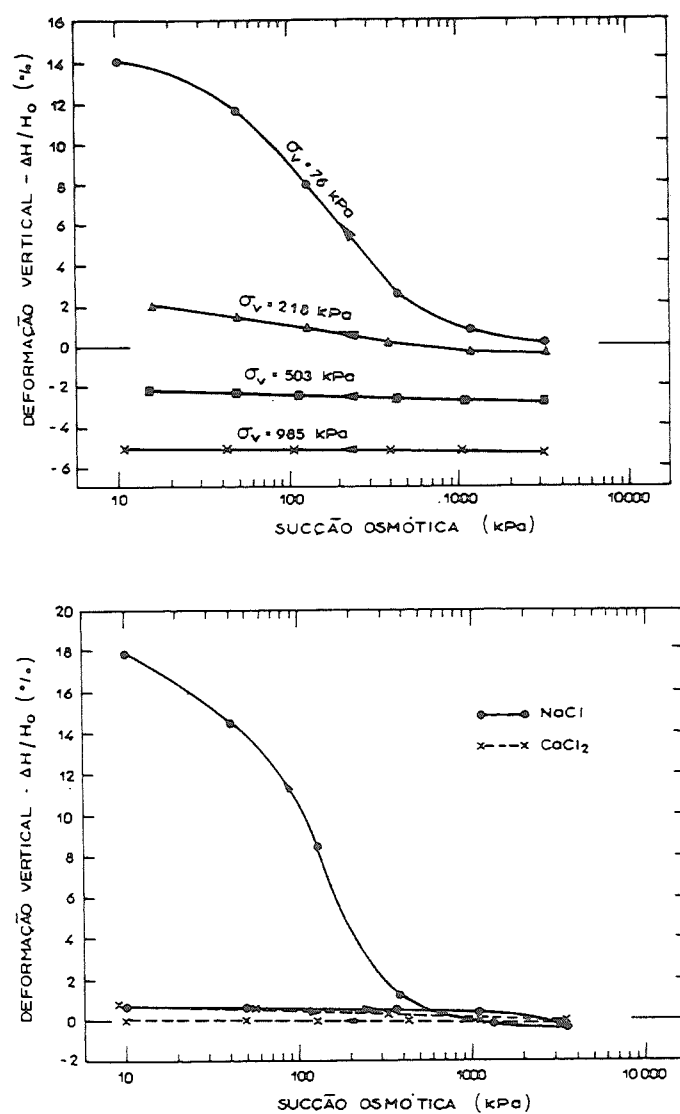


FIGURA 2.9 - Variações de altura de argilas para: a) uma tensão vertical e uma pressão de ar, segundo concentrações de CaCl_2 , conhecidas; e b) para uma tensão vertical de 42 kPa e uma pressão de ar de 14 kPa, segundo concentrações conhecidas de NaCl e de CaCl_2 (Richards et alii¹).

1 - RICHARDS, B. G., PETER, P., & MARTIN, R. (1984). The determination of volume change properties in expansive soils. In: Int. Conf. on Expansive Soils, 5. Adelaide, 1984, Proceedings. p.179-186.

Entretanto, segundo Alonso et alii, uma possível interpretação dos resultados dos ensaios, é que realmente a sucção osmótica não controla a variação de volume observada. Apenas o tipo de soluto parece ter algum efeito no comportamento volumétrico das amostras. Portanto, uma conclusão preliminar pode ser que a sucção matricial é relevante no comportamento dos solos não saturados, e que o tipo de soluto e sua concentração afetam o comportamento volumétrico, mas não através do termo sucção osmótica.

Allonso et alii consideram também que, embora já se tenha razoavelmente estabelecido que a tensão total (medida em relação a uma pressão de ar referencial) e que a sucção matricial são grandezas adequadas de tensões efetivas para a análise do comportamento mecânico dos solos não saturados, o perfeito entendimento da influência das componentes da sucção total ainda está longe de ser atingido, principalmente com relação ao comportamento volumétrico dos solos não saturados.

2.4 - CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA DO SOLO

A curva de retenção de água do solo representa uma relação entre o potencial matricial e o teor de umidade ou grau de saturação do solo. Outras terminologias desta relação são: curva de sucção e curva característica, Figura 2.10.

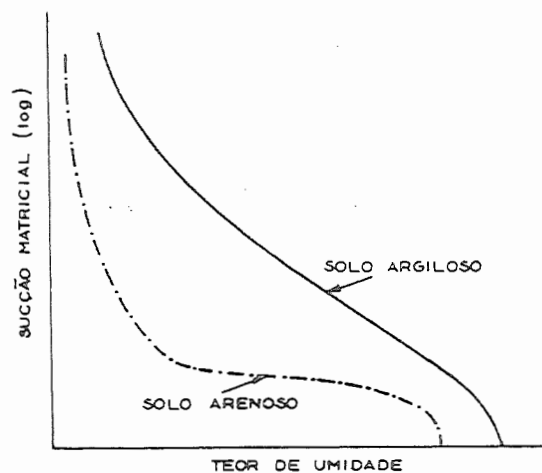


FIGURA 2.10 - Curva característica de um solo argiloso e de um solo arenoso (HILLEL, 1971, p.64).

Esta relação não é unívoca, dependendo da história de variação do teor de umidade, Figura 2.11. Sua determinação é feita em laboratório segundo os seguintes procedimentos:

- a) por secagem (desidratação, dessorção), quando uma amostra previamente saturada é exposta a potenciais matriciais gradualmente maiores, com sucessivas medidas destes valores *versus* o teor de umidade de equilíbrio de cada estágio; e
- b) por molhamento (hidratação, adsorção), quando uma amostra seca ao ar tem seu potencial matricial reduzido gradualmente, com sucessivas medidas do potencial *versus* o teor de umidade de equilíbrio em cada estágio.

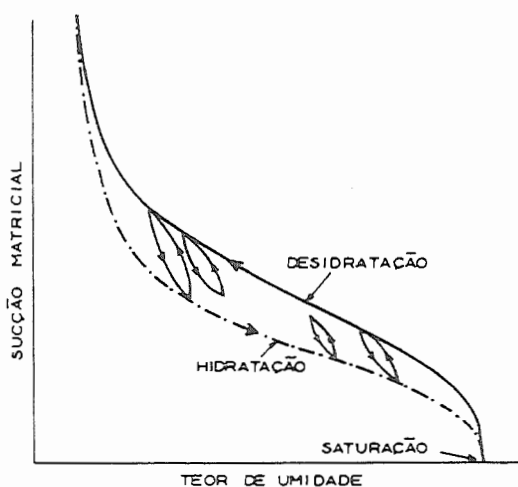


FIGURA 2.11 - Curvas características por molhamento e por secagem de um solo hipotético. Os loops intermediários são denominados de *scanning curves*, indicando as transições entre as curvas principais (HILLEL, 1971, p.66).

Como as trajetórias de variação do teor de umidade são diferentes, as curvas obtidas por um e outro procedimentos não coincidem. Este fenômeno é denominado de histerese da curva característica do solo e será abordado no item 2.4.1.

A forma mais comum de se determinar a curva característica de um solo é por secagem. Quando uma amostra de solo fica exposta a sucções matriciais crescentes, inicia-

se um fluxo de água para fora da amostra a partir de um determinado valor de sucção matricial. Este fato se dá quando o maior poro do solo esvazia-se; o valor da sucção matricial neste momento é denominado de *air-entry value* (valor de registro de passagem de ar, valor de entrada de ar ou sucção matricial crítica), HILLEL (1971, p.61).

O valor da sucção matricial crítica, de um modo geral, é menor para solos granulares do que para os solos finos. Além disso, como nos solos granulares existem possibilidades maiores de uniformização granulométrica (mal graduado) e porosimétrica, a sucção matricial crítica mostra-se melhor caracterizada nestes do que nos solos finos (HILLEL, 1971, p.61 e REICHARDT, 1985, p.123-124), Figura 2.10.

Com o acréscimo da sucção matricial outros poros perdem a capacidade de reter a água contida, esvaziando-se progressivamente dos poros maiores para os menores.

Os fatores principais que interferem na forma da curva característica dos solos são a distribuição granulométrica, a distribuição dos poros, a estrutura e a mineralogia das partículas.

Nos solos arenosos a maioria dos poros são relativamente grandes e a uma dada sucção matricial muitos poros se esvaziam e poucos poros ainda podem reter água. Nos solos argilosos a distribuição de poros é melhor, assim a cada sucção matricial apenas uma parcela dos poros drenam, permanecendo ainda uma certa quantidade cheia de água. Portanto nos solos argilosos não se verificam variações bruscas na curva característica.

A estrutura do solo também afeta a forma da curva característica. Comparando-se a curva característica de um mesmo solo agregado em suas condições naturais e compactada, pode-se observar que a compactação conseguiu diminuir as dimensões dos grandes poros entre os agregados; contudo, os microporos internos aos agregados permaneceram inalterados (HILLEL, 1971, p.61-62), Figura 2.12.

OLSON & LANGFELDER (1965, p.135-137) e Mitchel¹, citado por JUCÁ (1990a, p.50-51), mostraram experimentalmente que a sucção matricial tende a crescer com a superfície específica dos componentes minerais do solo e com a plasticidade das argilas.

2.4.1 - HISTERESE DA CURVA DE RETENÇÃO DOS SOLOS

As curvas características obtidas por secagem e por embebição não coincidem, de uma forma geral. Esta histerese poder ser atribuída a diversas causas:

a) a desuniformidade geométrica de cada poro (que são em geral vazios de formas irregulares interconectados por passagens menores) gera o efeito *ink bottle*. O esquema simplificado da Figura 2.13 mostra que em ciclos de secagem e embebição podem ocorrer equilíbrios em posições diferentes para um menisco com mesmo raio R, envolvendo quantidades diferentes de água para um mesmo sistema (POULOVASSILIS, 1962, p.411; HILLEL, 1971, p.66-67 e MARSHALL & HOLMES, 1981, p.56-57);

b) o efeito do ângulo de contato, que é maior quando ocorre umedecimento do solo e menor na fase de secagem, gerando raios de curvatura diferentes numa e noutra situação (HILLEL, 1971, p.66-68 e MARSHALL & HOLMES, 1981, p.56-57);

c) bolhas de ar capturadas nos vazios do solo durante a fase de umedecimento (HILLEL, 1971, p.66-68 e MARSHALL & HOLMES, 1981, p.56-57); e

d) alterações na estrutura do solo decorrentes da expansão ou contração, associadas aos ciclos de umedecimento ou secagem (HILLEL, 1971, p.66-68 e MARSHALL & HOLMES, 1981, p.56-57).

A histerese se apresenta em muitos fenômenos naturais e vários autores têm apresentado teorias e modelos matemáticos, com o fim de simular este comportamento.

EVERETT & WHITTON (1952, p.749-757), EVERETT & SMITH (1953, p.187-197), EVERET (1954, p.1077-1096), ENDERBY (1955, p.837-847) e EVERETT (1955, p.1551-1557) apresentaram uma teoria genérica sobre o fenômeno da histerese, segundo o conceito de domínios independentes.

1 - MITCHEL, P. W. (1984). The design of shallow footings on expansive soils. Adelaide. 1984. (Dout. - Civil Eng. Dept. Univ. of Adelalde)

Para se entender o conceito de histerese, EVERETT & WHITTON (1952, p.750-752) sugerem considerar um sistema definido por variáveis externas independentes (x, y, z, \dots). Se o sistema for levado do estado A até o estado B através de uma dada trajetória, Figura 2.14, as variáveis dependentes assumirão um determinado conjunto de valores. Se agora as variáveis independentes são retornadas segundo a mesma trajetória de B para A, então é usualmente encontrado que, se o processo de A para B e de B para A for desenvolvido de uma forma suficientemente lenta, as variáveis dependentes assumirão o mesmo conjunto de valores, tanto num sentido como no outro. Processos deste tipo são ditos reversíveis.

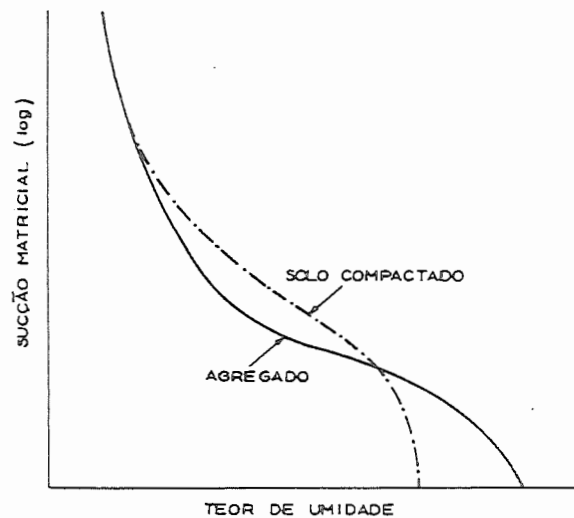


FIGURA 2.12 - Efeito da estrutura do solo na curva característica (HILLEL, 1971, p.64).

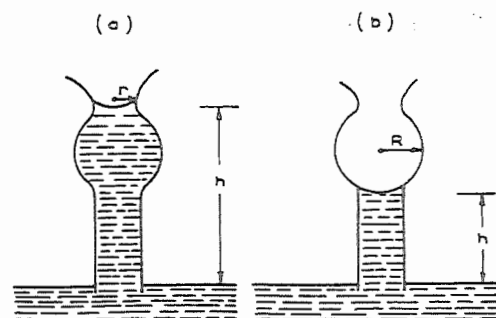


FIGURA 2.13 - Influência do sentido de variação do movimento da água na posição da interface água-ar (HILLEL, 1971, p.67).

Entretanto há uma importante classe de processos que, mesmo que as alterações se manifestem de forma extremamente lenta, a trajetória assumida pelas variáveis dependentes durante as mudanças do estado A para o estado B (trajetória ABCDE) é diferente daquela assumida quando as alterações vêm do estado B para o estado A (trajetória EDFBA), Figura 2.14.

Se este fato se dá e se todos os pontos de ambas as trajetórias correspondem a valores estáveis e reprodutíveis das variáveis dependentes, o fenômeno apresenta histerese.

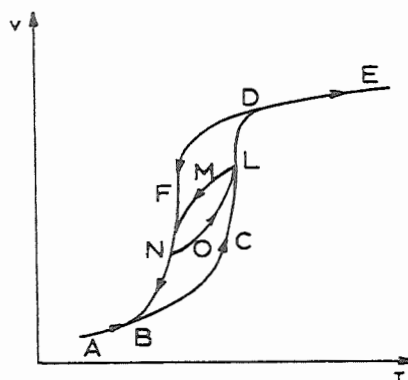


FIGURA 2.14 - Exemplo de um fenômeno que exibe histerese (EVERETT & WHITTON, 1952, p.750).

A analogia mecânica adotada por EVERETT & WHITTON (1952, p.752-753), apresentada a seguir, auxilia a entender o fenômeno da histerese.

Considere-se o arranjo mostrado na Figura 2.15. Nesta figura P e Q são dois contatos de um circuito elétrico. Q está montado em uma fita bimetálica B, de tal forma que somente quando a temperatura aumenta Q aproxima-se de P. M_1 e M_2 são dois pequenos imãs permanentes posicionados de tal maneira que quando Q e P estiverem a uma dada distância crítica, sob uma certa temperatura T_u , eles se atraem e fecham o circuito. Quando a temperatura diminui o circuito não se abre em T_u , devendo ser levada até T_l , quando a tensão aplicada por B excede a força que mantém os imãs juntos, e os separam, abrindo o circuito.

A temperatura é a variável independente externa e a corrente no circuito é a variável dependente. Assim, o comportamento deste sistema pode ser representado pelo gráfico da Figura 2.16. Este modelo não segue perfeitamente a definição anterior, porque os segmentos BD e FG são instáveis.

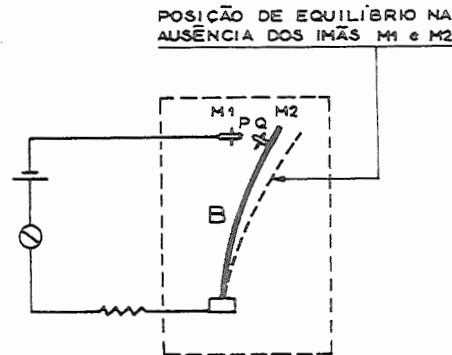


FIGURA 2.15 - Elemento termomagnético para auxiliar no entendimento do fenômeno da histerese (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753).

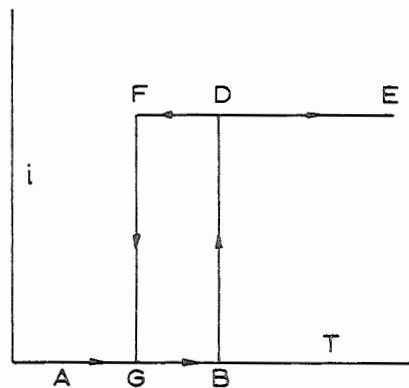


FIGURA 2.16 - Comportamento gráfico do elemento da Figura 2.14 (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753).

A associação de uma quantidade bastante grande destas chaves térmicas em paralelo, cada uma com um valor próprio de T_u e T_l que cubra uma faixa extensa de valores, com T_u e T_l distribuídos similarmente em torno de valores médios (T_u e T_l), de tal forma que para qualquer chave a temperatura diferencial $T_u - T_l = C$ seja constante, forma um conjunto que

exibe valores estáveis e reprodutíveis das variáveis dependentes. Cada chave do conjunto representa um domínio independente.

Quando a temperatura do conjunto for aumentada, cada chave se liga segundo a sua temperatura T_u ; a curva corrente versus temperatura será semelhante a curva OAB mostrada na Figura 2.17.

Ao diminuir a temperatura se observará a curva BCO.

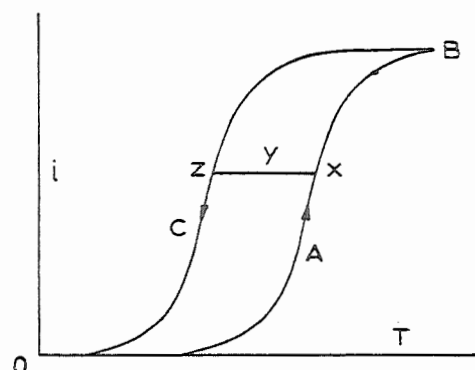


FIGURA 2.17 - Representação gráfica do comportamento de uma associação de elementos semelhantes aos da Figura 2.15 (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753).

Outra característica deste conjunto é o comportamento *scanning*. Se o aquecimento for interrompido em X, nenhuma chave se abrirá até que a temperatura caia C graus. Neste caso simples a curva *scanning* é a horizontal XYZ; ou ZYX, se o fenômeno estiver sendo conduzido na outra direção. Entretanto se a temperatura diferencial for específica de uma chave para outra, a curva *scanning* terá a forma mostrada na Figura 2.18.

Para se aplicar a teoria do domínio independente da histerese formulada por Everett ao conjunto solo-água (ou a um outro meio poroso), deve-se assumir que o volume de vazios do solo pode ser dividido em poros discretos, que se enchem ou esvaziam independentemente do estado dos demais poros (são os domínios independentes) e que a mudança do estado cheio

para o vazio, e vice-versa, se dá de forma brusca (cheio ou vazio, sem situações intermediárias; na literatura internacional esta condição é denominada de *jump transition*).

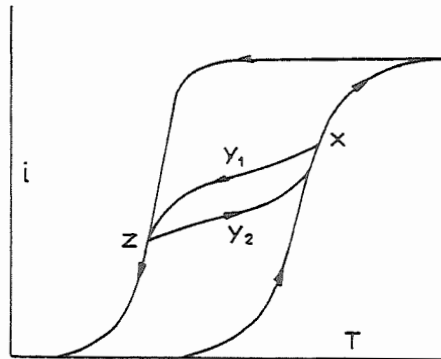


FIGURA 2.18 - Representação gráfica do comportamento de uma associação de elementos semelhantes aos da Figura 2.15, com a temperatura diferencial específica de uma chave para outra (EVERETT & WHITTON, 1952, p.753).

POULOVASSILIS (1962, p.405-407) faz uma breve descrição das curvas decorrentes da variação da quantidade de água nos poros do meio poroso estudado, conforme se segue.

Admitindo que um meio poroso saturado fique submetido a valores crescentes de sucção matricial até um valor denominado de S_{max} , Figura 2.19, a relação entre a quantidade de água contida nos poros do corpo e a sucção matricial é descrita pela curva AB.

Durante a reidratação deste corpo poroso, com o relaxamento da sucção matricial de S_{max} até zero, a mesma relação é representada pela curva BEC. A diferença AC, entre as quantidades de água relativas a o início e fim do processo (sucção matricial = 0), representa a quantidade de ar capturada nos vazios durante a reidratação do corpo.

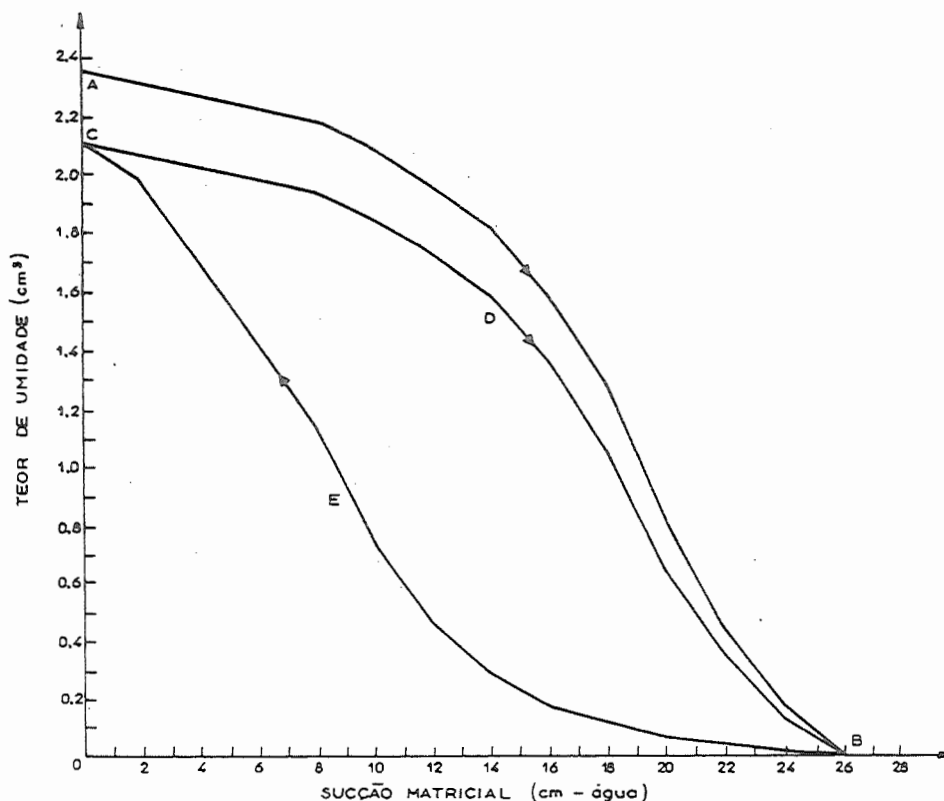


FIGURA 2.19 - Curvas características experimentais de um corpo poroso rígido (POULOVASSILIS, 1962, p.406).

Ao desidratadar o corpo novamente, a relação entre a quantidade de água e a sucção matricial mostra-se como a curva CDB. Quando permite-se a reidratação obtem-se a mesma curva BEC, conforme o ciclo anterior. Estas respostas, agora, repetem-se quando se varia a sucção matricial da forma relatada, mostrando que o volume de ar capturado é constante durante a reidratação. Conseqüentemente, não se atinge mais a curva AB.

Os dois ramos CDB e BEC do ciclo de histerese são denominados, respectivamente de curvas de contorno de desidratação e de reidratação. A região contida por esta curvas é denominada de região de histerese.

Nesta região definem-se as curvas *scanning* primárias de hidratação (curva DFC) e de desidratação (curva EGB), mostradas na Figura 2.20. Ainda nesta figura podem ser observadas as curvas *scanning* secundárias de desidratação (curva FMD) e de hidratação (curva GNE).

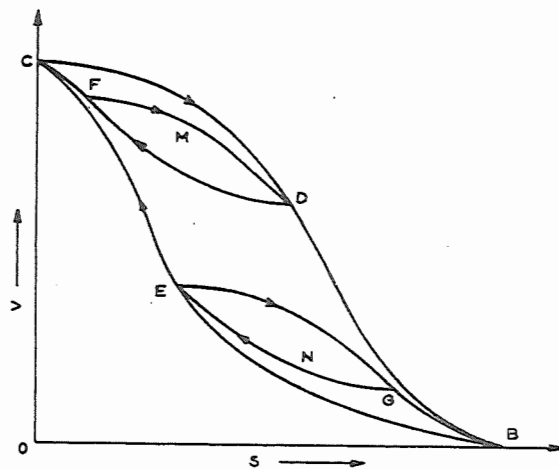


FIGURA 2.20 - Curvas hipotéticas de desidratação e de hidratação primárias (EGB e DFC) e secundárias (FMD e GNE), respectivamente (POULOVASSILIS, 1962, p.407).

POULOVASSILIS (1962, p.405-412) foi, segundo ALONSO et alii (1987) e MUALEM (1973, p.1324), o primeiro pesquisador a aplicar esta teoria à histerese associada aos capilares de um meio sólido poroso. Poulouvassilis obteve bons resultados comparativos entre a histerese observada e a apontada pela teoria, quando avaliou este fenômeno em um corpo sólido poroso composto por esferas de vidro sinterizado (*glass-bead porous medium*).

TOPP & MILLER (1966, p.159-161) também usaram um corpo sólido poroso composto por esferas de vidro, e concluíram que a teoria dos domínios independentes mostrou-se muito fraca para a descrição da histerese em seu experimento. Os autores citam que Poulouvassilis obteve bons resultados comparativos entre a teoria e os dados medidos, mas usando um meio de esferas de vidro e um sistema de experimentação diferentes dos adotados por eles.

POULOVASSILIS (1970) estudou a aplicabilidade da teoria dos domínios independentes às areias e concluiu que ela se aplica bem neste caso.

TALSMA (1970, p.965-970) examinou a validade da teoria de Everett em duas areias, concluindo que o modelo simula moderadamente bem as curvas *scanning* para a maior parte da região de histerese. Desvios significativos são encontrados na região de teores de umidades altos da areia fina.

TALSMA (1970, p.970) observa que seus resultados concordam razoavelmente bem com os de POULOVASSILIS (1962) porque ambos fizeram as medidas em seus experimentos em estágios de equilíbrio da água do solo, sem fluxo. Por outro lado, TOPP & MILLER (1966) e TOPP (1969, p.647-651) fizeram as medidas sob condições de fluxo da água.

VACHAUD & THONY (1971, p.115-126) usaram areias finas para seus experimentos e concluíram que a teoria dos domínios independentes parece ser inadequada para representar completamente a histerese da água dos solos não saturados.

TOPP (1971b, p.919) concorda com TALSMA (1970) citando que parece que os dados obtidos durante condições de fluxo não estabelecido, ou transiente, (TOPP & MILLER, 1966; TOPP, 1969 e VACHAUD & THONY, 1971) tendem a ser pobremente simulados pela teoria dos domínios independentes. Entretanto, quando as determinações são efetuadas durante um fluxo estabelecido ou em condições estáticas (POULOVASSILIS, 1962; POULOVASSILIS, 1970 e TALSMA, 1970) o modelo representa melhor o fenômeno da histerese.

TOPP (1971b, p.919) expõe que seria muito problemático se a teoria dos domínios independentes pudesse ser aplicada somente em casos estáticos ou com fluxo estabelecido, porque os processos de movimento de água (infiltração e subsequente distribuição, segundo as condições ambientais) são transientes. Assim, afirma o autor, existem dois caminhos para se viabilizar o uso da teoria dos domínios independentes: primeiro, continuar os estudos e definir as condições de aplicabilidade da teoria; e, segundo, refinar a teoria de tal forma a simular adequadamente a realidade, como em seu trabalho (TOPP, 1971a, p.219-225) que leva em consideração a interação entre os poros, e nos estudos de POULOVASSILIS &

CHILDS (1971, p.301-312) que consideraram a não independência dos domínios.

MUALEM (1973, p.1325-1330) propõe um método simples e bom para simular a histerese da água nos solos não saturados, baseado no princípio da similaridade sugerido por PHILIP (1964).

MUALEM (1974, p.514-520) aperfeiçoou seu modelo, denominado de Modelo II, adotando uma nova interpretação física da teoria dos domínios independentes.

Nesta nova proposta, Mualem assume que não é considerada nenhuma interação entre os poros ou canais do meio estudado, seja durante a desidratação ou a hidratação deste meio. O sistema fica caracterizado por dois parâmetros: r , que significa os raios das aberturas dos poros nos grupos; e, ρ que significa os raios dos poros no interior do grupo.

Com esta representação do meio poroso, pode-se assumir que durante a hidratação todos os poros com dimensões ρ serão preenchidos, independentemente dos raios de abertura de cada poro nesta condição.

Durante a desidratação, somente os poros com $r > \rho$ serão esvaziados. Desta forma está simulada a histerese, sob o ponto de vista dos domínios independentes.

Este modelo representa com maior precisão o comportamento da curva teor de umidade-sucção matricial dos solos, conforme pode ser observado nas Figuras 2.21 e 2.22.

MUALEM & DAGAN (1975, p.452) observam que as vantagens dos modelos I e II (MUALEM, 1973 e MUALEM, 1974) sobre o modelo original dos domínios independentes são: a simplicidade, a pequena quantidade de medidas para um dado solo e a precisão das curvas *scanning*. Entretanto, ambos os modelos são pobres ao representar as curvas *scanning* de solos que apresentam entrada de ar tão grande que a maior parte da curva de histerese está no intervalo entre o valor de entrada de ar e a sucção matricial máxima (solos granulares grossos).

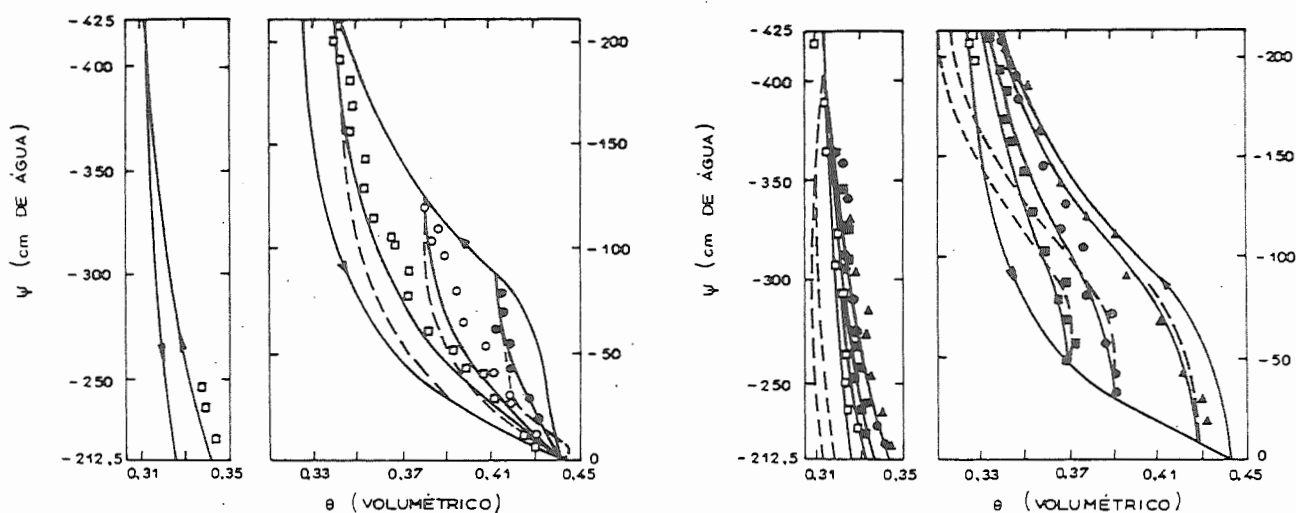


FIGURA 2.21 - Curvas características com as curvas *scanning* simuladas pelo modelo de Everett (curvas tracejadas) e pelo modelo sugerido (curvas sólidas) e valores medidos para o silte Caribou (MUALEM, 1974, p.517).

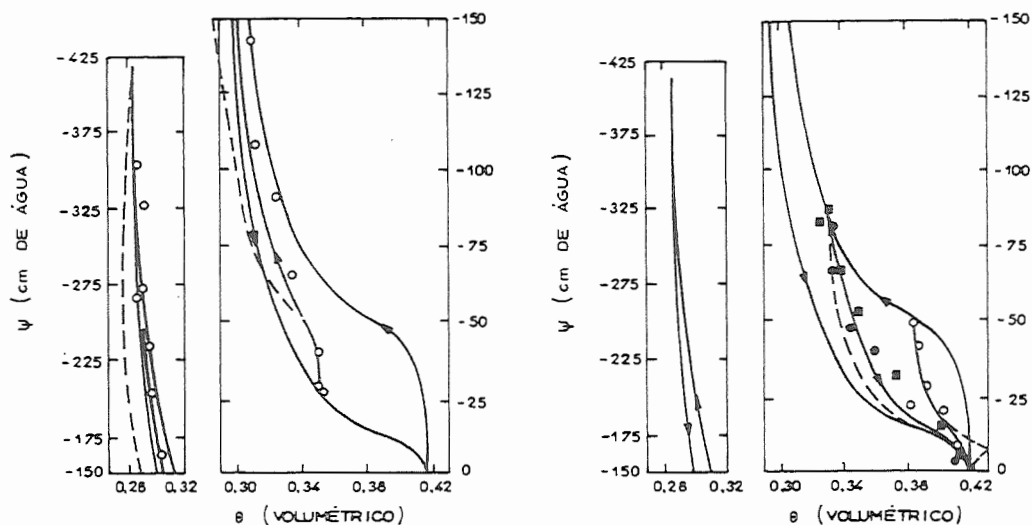


FIGURA 2.22 - Curvas características com as curvas *scanning* simuladas pelo modelo de Everett (curvas tracejadas) e pelo modelo sugerido (curvas sólidas) e valores medidos para a argila Rideau (MUALEM, 1974, p.517).

Esta deficiência dos modelos baseados na teoria dos domínios independentes é bem conhecida e tem sido atribuída

ao bloqueio contra a entrada de ar em alguns poros devido a suas dependências com os poros vizinhos.

Dessa forma, MUALEM & DAGAN (1975, p.452-458) propuseram o modelo III, baseado no modelo II, que leva em consideração o fenômeno do bloqueio contra a entrada de ar ou de água em um poro. Este modelo, concluem os autores, simula melhor as curvas *scanning* especialmente quando se trata de solos arenosos grossos. Contudo, este modelo é muito trabalhoso e só deve ser usado quando o solo exibir as características próprias dos solos arenosos grossos.

2.4.1.1 - ASPECTOS CONTROVERSOS DA APLICAÇÃO DA TEORIA DOS DOMÍNIOS INDEPENDENTES À HISTERESE DOS SOLOS

IWATA et alii (1984, p.52-54) avaliam a aplicação da Teoria dos Domínios Independentes à histerese dos solos, concluindo que atualmente este método é o mais útil para se obter uma representação quantitativa dos efeitos da histerese nos fenômenos da água do solo. Contudo, a aplicação desta teoria tem dois pontos que não atendem à realidade:

a) na teoria dos domínios independentes, admite-se que cada domínio existe em um estado ou outro. Conseqüentemente, assume-se que o solo é um sistema constituído por poros, que podem encher-se ou esvaziar-se bruscamente, sem exibir situações intermediárias. Esta condição não é atendida em geral. Este fato verifica-se apenas para os modelos de poros a) e b) da Figura 2.23. A maioria dos poros tem formas que se assemelham aos esquemas da Figura 2.24. Poros com esta forma, podem manter-se parcialmente preenchidos durante o processo de umedecimento, ocorrendo "o enchimento brusco" somente quando mais da metade do espaço interior estiver com água, não atendendo ao estabelecido na teoria dos domínios independentes. Os estados intermediários de enchimento são reversíveis, tanto no umedecimento como na secagem;

b) seqüências complicadas de poros interconectados, cada um admitido como um domínio independente, Figura 2.23-c), não se comportam como um domínio independente (POULOVASSILIS, 1962, p.411; MUALEM, 1974, p.520). A possibilidade de ocorrerem estas seqüências tem sido negligenciada nos solos, não se dispondo no momento de uma teoria que considere este fato.

Na Figura 2.23-d) mostra-se um modelo de poro que atende a reversibilidade tanto no umedecimento como na secagem; parte do processo de umedecimento do modelo da Figura 2.24 também é reversível (IWATA et alii, 1988, p.54).

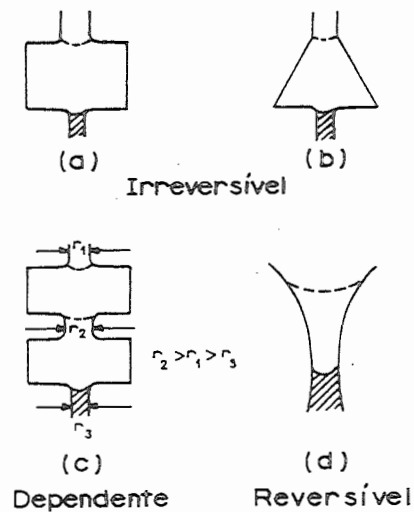


FIGURA 2.23 - Modelos de poros do solo para explicar a reversibilidade, a irreversibilidade e os domínios dependentes (IWATA et alii, 1988, p.53).

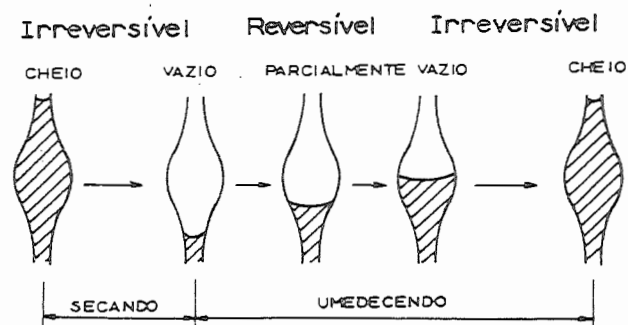


FIGURA 2.24 - Representação esquemática ilustrativa da reversibilidade e irreversibilidade durante o enchimento e o esvaziamento de um poro, (IWATA et alii, 1988, p.53).

2.5 - O ESTUDO DA ESTRUTURA DOS SOLOS E O ELEMENTO DE SOLO NÃO SATURADO

2.5.1 - O ESTUDO DA ESTRUTURA DOS SOLOS

A composição mineralógica das partículas dos solos e a geometria dos poros controla o potencial matricial da água do solo. Dessa forma, o estudo da estrutura dos solos mostra-se importante quando se considera este material na sua condição não saturada.

A estrutura dos solos tem sido estudada principalmente com o auxílio de:

i) microscópios eletrônicos de varredura, COLLINS & MCGOWN (1974), MCGOWN & COLLINS (1975), Collins¹, citado por ALONSO et alii, 1987, p.5.6, VILLIBOR (1984) e LAPIERRE et alii (1990); e

ii) porosímetria, MARSHALL (1958), BRUTSAERT (1968), SRIDHARAN et alii (1971), BADGER & LOHNES (1973), AHMED et alii (1974), GARCIA et alii (1979), PRAPAHARAN et alii (1985), JUANG & HOLTZ (1986), TUNCER (1988) e LAPIERRE et alii (1990).

Estes estudos de porosímetria desenvolvidos com os autores anteriormente citados, foram feitos com amostras de solos compactadas e com amostras de solos residuais, o que permite entender apenas o procedimento científico destas análises. Pouco se pode inferir a respeito do solo objeto de estudo deste trabalho.

Os solos compactados abaixo do teor ótimo de umidade tendem a apresentar uma distribuição porosimétrica bimodal. A maior moda refere-se aos vazios inter-aglomerados de partículas (*inter-assemblage pores*) e a menor moda corresponde aos os vazios intra-aglomerados de partículas (*intra-assemblage void space*).

1 - COLLINS, K (1984). Characterization of expansive soil microfabric. International Conference on Expansive Soils, 5., Adelaide, 1984. Proceedings. p.37-41.

Esta conclusão atende BRACKLEY (1975, p.71) que sugere que os solos não saturados (compactados) podem ser representados por um modelo constituído de uma aglomeração de pacotes de partículas, com os vazios entre as partículas completamente saturados e com os poros entre pacotes cheios de ar.

Uma conclusão comum aos estudos porosimétricos citados anteriormente é que quando se aumenta a energia de compactação aplicada aos solos estudados, observa-se que a distribuição porosimétrica da faixa que representa os menores poros (intra-aglomerados) mantem-se quase que invariável. Conseqüentemente, a variação da distribuição porosimétrica dos solos estudados dá-se na faixa associada com os maiores poros (inter-aglomerados).

Os solos laterizados arenosos da região de São Carlos apresentam-se com estrutura esponjosa ou de pipoca, decorrente da deposição de óxidos hidratados de ferro e/ou de alumínio sobre os argilominerais (NOGAMI & VILLIBOR, 1983 e VILLIBOR, 1984). Esta condição pode favorecer o aparecimento de uma distribuição porosimétrica bimodal, com características semelhantes a de um solo compactado abaixo do teor ótimo de umidade.

Possivelmente, o adensamento do solo em estudo vai se dar pela alteração da distribuição porosimétrica inter-aglomerados (inter-pipocas).

2.5.2 - O ELEMENTO DE SOLO NÃO SATURADO

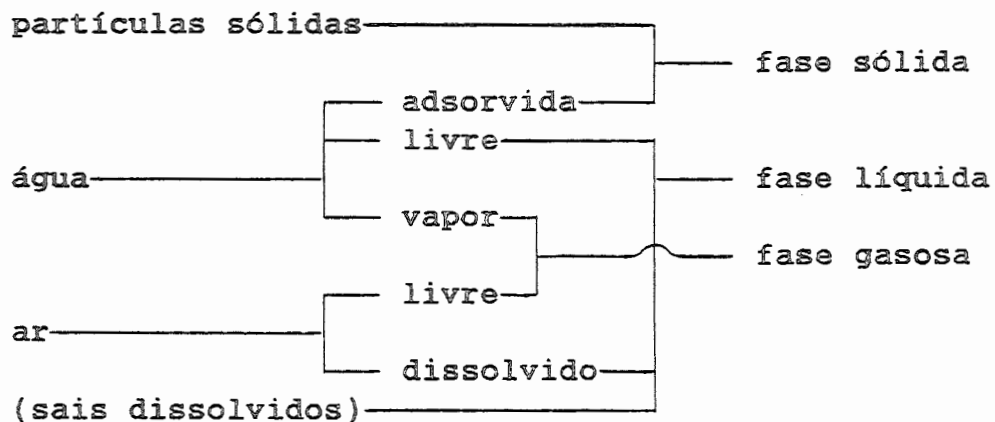
Um elemento de solo saturado pode ser entendido como um sistema bifásico, formado por água e partículas minerais.

Por outro lado, um elemento de solo não saturado apresenta concomitantemente em seus vazios ar e água.

A interpretação deste sistema, ainda hoje, é controversa.

Segundo YOSHIMI & OSTERBERG (1963, p.13-16) um elemento de solo não saturado é um sistema trifásico composto por

partículas minerais sólidas, água e ar, conforme o seguinte esquema:



Autores como OLSON & LANGFELDER (1965, p.127), LAMBE & WHITMAN (1969, p.9) e JUCÁ (1990a, p.11), também admitem o elemento de solo não saturado como sendo um sistema trifásico (composto de água, partículas minerais e ar).

Entretanto, autores tais como FREDLUND & MORGENSTERN (1977, p.448-449) e FREDLUND (1979, p. 124), entendem que o elemento de solo não saturado pode ser interpretado como um sistema de quatro fases formado por: partículas minerais, ar, água e a interface água-ar, Figura 2.25.

Para FREDLUND and MORGENSTERN (1977, p.449) as afirmações de Davies e Rideal¹, citados por FREDLUND & MORGENSTERN (1977, p.449), permitem concluir que a interface entre a água e o ar (membrana contrátil) pode ser considerada como a quarta fase do elemento de solo não saturado.

Segundo Davies e Rideal, a fronteira entre duas fases homogêneas não pode ser entendida como um plano geométrico simplesmente, onde a cada lado se estendem fases homogêneas.

1 - DAVIES, J. T. & RIDEAL, E. K. (1963) *Interfacial Phenomena*, 2nd ed., Academic Press, New York.

Deve-se entender esta região como uma lâmina ou um filme com uma espessura definida. O material nesta superfície exhibe propriedades diferentes daquelas dos materiais contíguos pertencentes às fases homogêneas.

Sendo assim, FREDLUND & MORGENSTERN (1977, p.449) e FREDLUND (1979, p.124), entendem que um elemento de solo não saturado pode ser visto como uma mistura com quatro fases, que quando sujeito a gradientes de tensões, duas destas fases atingem um novo equilíbrio (as partículas sólidas e a interface água-ar) e as outras duas fluem (água e ar).

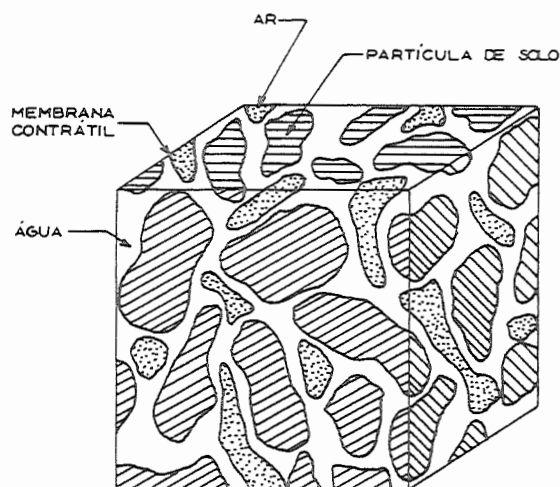


FIGURA 2.25 - Elemento de solo não saturado.

Para JUCÁ (1990a, p.11) o ponto básico para a compreensão do comportamento dos solos não saturados é o conhecimento das interações existentes entre as três fases (água, partículas minerais e ar).

Enquanto que para FREDLUND (1979, p.124-125), quando se fazem considerações relativas às tensões atuantes em um elemento de solo é imperativo reconhecer o solo não saturado como um sistema de quatro fases. Somente do ponto de vista das relações entre massa e volume de um elemento de solo não saturado, pode-se considerar o solo como um sistema trifásico, porque o volume da membrana contrátil é pequeno e sua massa pode ser considerada como parte da massa da água gravitacional.

2.6 - O FLUXO DA ÁGUA E DO AR ATRAVÉS DO SOLO

O fluxo da água do solo, saturado ou não, se dá em função das variações do potencial total da água do solo. O ar do solo também movimenta-se em função de gradientes de potenciais.

Nos estudos do movimento da água do solo relativos à Geotecnia não existem membranas semipermeáveis. Neste caso, pode-se, então, admitir que o movimento da água em função de diferenças de potenciais osmóticos é desprezível (REICHARDT, 1985, p.166).

Dessa forma, quando se estuda o movimento da água na sua fase líquida em condições isotérmicas, o potencial total da água do solo pode ser expresso como:

$$\phi = H = \phi_p + \phi_m + \phi_g \quad (2.20)$$

onde

H: potencial hidráulico.

Como já citado nos itens 2.1.1.3 e 2.1.1.4 ϕ_p e ϕ_m são potenciais de pressão, podendo ser agrupados em um único componente que abrange toda a faixa de pressões (positivas e negativas).

O grau de saturação do solo tem uma influência fundamental no fluxo do ar e da água do solo. Em condições de baixo teor de umidade (altas sucções) a água do solo mostra-se preponderantemente adsorvida às partículas minerais e com baixa mobilidade. Nestas condições, o ar dos vazios do solo apresenta-se de forma contínua com condutividade ao ar muito maior do que a água (YOSHIMI & OSTERBERG, 1963, p.20 e BARDEN, 1965, p.283).

Com o aumento do grau de saturação do solo, os vazios vão sendo preenchidos por água que tem sua condutividade aumentada, enquanto que o movimento do ar decresce até que o

ar se torna capturado em vazios isolados (BARDEN, 1965, p.268) e com permeabilidade nula.

No estudo do movimento da água em sua forma líquida nos solos parcialmente saturados, admite-se também a validade da lei de Darcy (NIELSEN et alii, 1986, p.95s-97s; MARSHALL & HOLMES, 1981, p.92-95 e IWATA et alii, 1988, p.277-282). Embora existam evidências de que nem sempre sua validade se verifique, não se dispõe até o momento de modelos mais adequados perfeitamente desenvolvidos (IWATA et alii, 1988, p.305).

A massa específica e a viscosidade da água dependem da temperatura; por sua vez a condutividade hidráulica é função da massa específica e da viscosidade da água, que se vê afetada pelos efeitos da temperatura (IWATA et alii, 1988, p.235). CONSTANTZ (1982, p.468-469) mostrou que o aumento da temperatura resulta em um acréscimo da condutividade hidráulica dos solos não saturados, e que o efeito da temperatura é mais eficiente quando a sucção matricial é elevada, mostrando-se menos significante para baixas sucções.

Considerando-se um sistema não isotérmico, a água move-se em função do gradiente térmico presente na massa de solo considerada. Segundo RAUDKIVI & VAN U'U (1976, p.1225) e RAUDKIVI & VAN U'U (1979) este movimento se dá na forma líquida e na forma de vapor. Na forma de vapor, as moléculas de água difundem-se em direção às regiões de baixas temperaturas, como um resultado de um gradiente de concentração termo-induzido. Na forma líquida, o acréscimo de energia livre de ativação tende a aumentar a liberdade das moléculas nas regiões mais quentes do solo gerando um movimento de água para as regiões mais frias.

Mesmo em condições isotérmicas, a água do solo não saturado também se movimenta em forma de vapor. O movimento do vapor de água se dá por difusão em resposta às diferenças de concentração ou pressão em pontos distintos. De um modo geral, o fluxo de vapor é muito inferior ao fluxo de água em sua forma líquida (HILLEL, 1971, p.117-118).

PHILIP & DE VRIES (1957, p.222-231) apresentaram uma teoria sobre o movimento de fluidos em meios porosos submetidos a gradientes térmicos, que considera a interação do vapor, das fases líquida e sólida e as diferenças entre o gradiente de temperatura médio nos poros preenchidos por ar e no solo como um todo.

Segundo GERAMINEGAD & SAXENA (1986, p.540) este modelo contribuiu para diminuir as discrepâncias constatadas entre os resultados dos modelos anteriores, baseados na lei de Fick modificada, e os resultados experimentais.

SOPHOCLEOUS (1979, p.1195-1205) e MILLY (1982, p.489-498) reformularam o modelo de Philip e de de Vries, adotando o potencial matricial como variável dependente, ao invés do teor de umidade volumétrico original.

MILLY (1982, p.489-490 e 497-498) considera que a equação de fluxo de Sophocleous está errada.

O estudo do fluxo de ar pelo solo não é tão desenvolvido como o fluxo da água (ALONSO et alii, 1987, p.5.30).

Alguns autores como YOSHIMI & OSTERBERG (1963, p.8), BARDEN(1965, p.269) e GERAMINEGAD & SAXENA (1986, p.542-543), dentre outros, adotam a lei de Darcy para descrever o movimento de ar através e meios porosos. Outros assumem a validade da lei de Fick (BLIGHT, 1971, p.608 e 623 e DAKSHANAMURTHY & FREDLUND, 1981, p.716-718).

DAKSHANAMURTHY & FREDLUND (1981, p.714-722) apresentaram um modelo teórico de movimento de ar e água do solo em condições não isotérmicas. Para descrever o movimento da água é usada a lei de Darcy e para o ar foi adotada a lei de Fick.

Finalizando, merece referência o trabalho de GERAMINEGAD & SAXENA (1986, p.539-549) onde apresenta-se um modelo para o fluxo do calor, da água e do ar em um meio poroso não saturado. O fluxo de calor e da água são baseados na versão modificada da formulação de PHILIP & DE VRIES (1957); para o fluxo de ar os autores adotaram a lei de Darcy.

2.6.1 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

As propriedades hidráulicas do solo que determinam o comportamento do fluxo da água em seus vazios são a condutividade hidráulica e a curva característica do solo. A condutividade hidráulica do solo é uma medida da sua capacidade de transmitir água, e a curva característica é uma representação da capacidade do solo armazenar água (KLUTE & DIRKSEN, 1986, p.687).

A condutividade hidráulica dos solos não saturados depende dos mesmos fatores que influenciam a permeabilidade dos solos saturados. Entretanto, autores como TAVENAS et alii (1983a, b) e SMILES et alii (1985, p.67-69) admitem que a salinidade e a temperatura também interferem de forma significativa no processo.

Segundo RICHARDS (1974, p.135-136) e HILLEL (1971, p.104-105), em um solo saturado que perde água até transformar-se em um solo não saturado, e que continua a diminuir seu grau de saturação, o ar vai progressivamente substituindo a água dos poros. Durante este processo de perda de umidade, pode ocorrer, também, uma retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica (ou permeabilidade). Os fatores que geram esta perda de capacidade de transmitir a água são:

- a) a área total disponível para o fluxo da água decresce com a diminuição da quantidade de poros saturados por água, porque o ar passa a ocupar o lugar da água e obstrui sua trajetória original;
- b) o esvaziamento dos poros avança dos maiores para os menores, acarretando uma diminuição da condutividade hidráulica porque o fluxo da água, segundo a equação de Poiseuille para fluxos laminares em tubos capilares, é diretamente proporcional ao quadrado do raio do tubo; e,

c) com o enchimento dos poros de ar, aumenta a quantidade de água que fica isolada e descontínua em diversos poros do solo, o que dificulta o fluxo da água como líquido.

Complementando, Miller & Low¹, citados por HILLEL (1971, p.105), referem que para sucções muito altas, além do aumento da tortuosidade e das diminuições da quantidade e das dimensões dos poros que conduzem a água do solo, também ocorre uma alteração na viscosidade da água, que começa a se aproximar, cada vez mais, da camada adsorvida pelas partículas sólidas.

TOPP & MILLER (1966, p.157-161) e MUALEM (1976b, p.1250-1253) apresentaram resultados (provenientes de amostras constituídas de esferas de vidro) que mostram a influência do grau de saturação do meio poroso na condutividade hidráulica. Na Figura 2.26, proveniente de MUALEM (1976b, p.1253) e adaptada por ALONSO et alii (1987, p.5-30), pode-se observar que a histerese presente na curva condutividade hidráulica *versus* sucção matricial torna-se inexpressiva na relação condutividade hidráulica *versus* grau de saturação. Outra particularidade é que a permeabilidade pouco se altera até que a continuidade do ar se estabeleça (ALONSO et alii, 1987, p.29-30). Este fenômeno também foi detectado por BROOKS & COREY (1966, p.72-86).

Devido às dificuldades encontradas para a determinação da condutividade hidráulica em função do grau de saturação do solo, CHILDS & COLLIS-GEORGE (1950, p.392-405) desenvolveram estudos para determiná-la em função da distribuição porosimétrica do solo. MARSHALL (1958, p.1-8) modificou o

1 - MILLER, R. J. & LOW, P. F. (1963). Threshold gradient for water flow in clay systems. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 27:605-609.

método de Childs e Collis-George. NIELSEN et alii (1960, p.157-160) compararam os métodos de Childs e Collis-George e de Marshall com resultados de experimentos de laboratório e concluíram que os procedimentos de Childs e Collis-George simulavam de maneira mais eficaz os resultados experimentais.

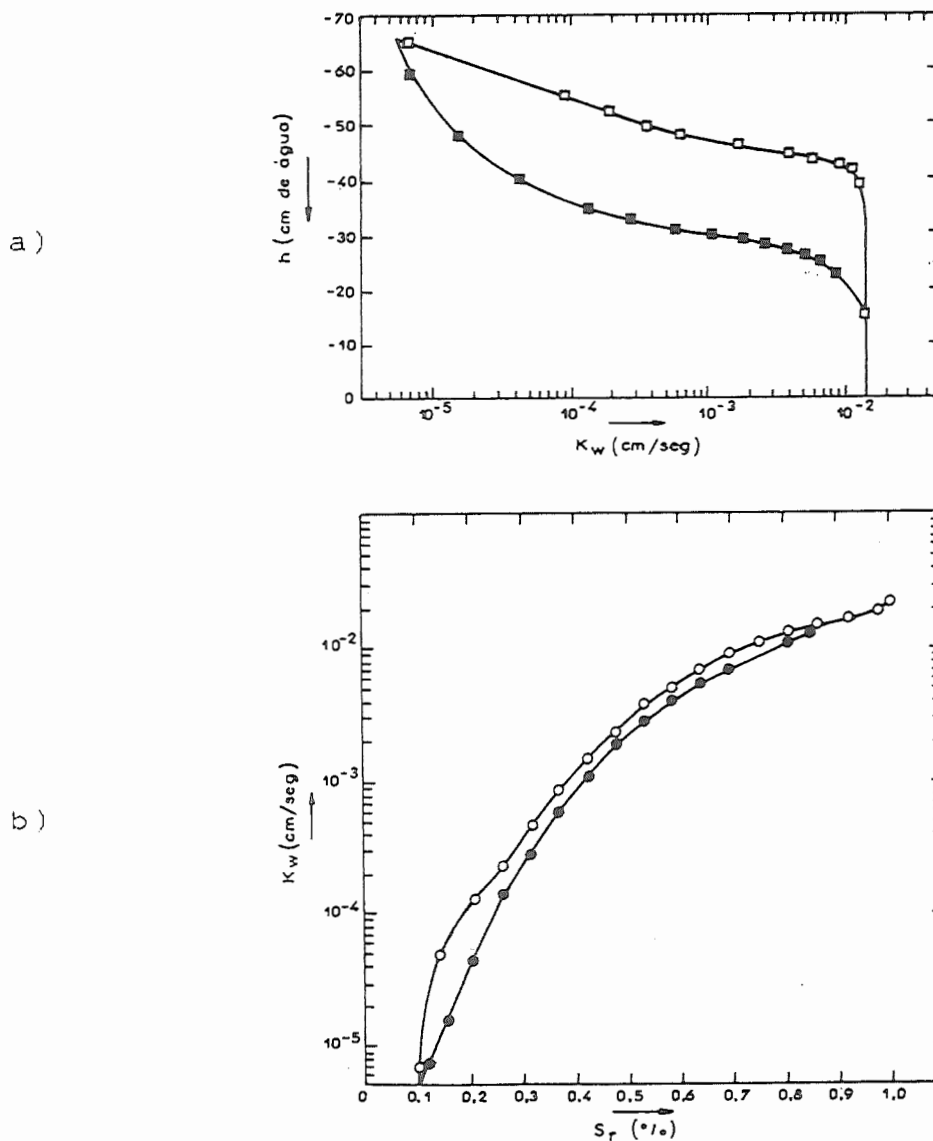


FIGURA 2.26 - Variação da permeabilidade (sic) de uma amostra de esferas de vidro sinterizada versus a) sucção matricial e b) grau de saturação (MUALEM, 1976b, p.1253, adaptadas por ALONSO et alii, 1987, p.5-30))

MILLINGTON & QUIRK (1959, p. 387-388 e 1961, p.1200-1207) adotaram um modelo de interação entre poros onde são considerados tanto o raio do poro como a área efetiva disponível para o fluxo da água. JACKSON et alii (1963, p.252-256) compararam os métodos de Childs e Collis-George, de Marshall e de Millington e Quirk, com dados experimentais de laboratório e concluíram que este último apresentava a melhor concordância se adotado um fator de equiparação (*matching factor*). O fator de equiparação seria qualquer valor medido de condutividade hidráulica dividido pelo correspondente valor calculado.

KUNZE et alii (1968, p.761-765) modificaram o modelo de MILLINGTON & QUIRK (1961) e obtiveram uma previsão melhor dos resultados experimentais.

GREEN & COREY (1971, p.3-8), CAMPBELL (1974, p.311-314) e ELZEFTAWY & CARTWRIGHT (1981, p.171-180) também desenvolveram pesquisas no sentido de relacionar a condutividade hidráulica dos solos com a distribuição porosimétrica.

MUALEM (1976a, p. 514-521) e MUALEM (1976b, p.1248-1253) desenvolveu um método de cálculo da condutividade hidráulica baseado em seu modelo de histerese. Os resultados mostram um bom comportamento do modelo proposto.

VAN GENUCHTEN (1980, p.892-898) e NIELSEN et alii, (1986, p.95s) apresentaram expressões que relacionam a condutividade hidráulica com a curva característica do solo. Em suas pesquisas foram utilizados os efeitos da histerese em conformidade como as proposições de MUALEM (1976a e 1976b).

ALONSO et alii (1987, p.5-30) apresentam uma série de expressões empíricas para a determinação da condutividade hidráulica dos solos, Quadro 2.1.

QUADRO 2.1 - Expressões empíricas para determinação da condutividade hidráulica.

autor	expressão
GARDNER (1958)*	$K_w = K_o / (1 + a \cdot h ^b)$
GARDNER (1958)*	$K_w = K_o \cdot e^{-b \cdot h}$
BROOKS & COREY (1966)*	$K_w = K_o$ $p/h \geq h_b$ $K_w = K_o \cdot (h_b/h)^m$ $p/h \leq h_b$
RICHARDS & CHAN (1969)	$K_w = E + D / (A + B_s^m + C_s^n)$
IRMAY (1954)*	$K_w = K_o \cdot ((S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru}))^3$
COREY (1957)	$K_w = K_o \cdot ((S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru}))^4$
SCOTT (1963)	$K_w = K_o \cdot (1 - n \cdot (1 - S_r))$
BRUTSAERT (1968)	$K_w = K_o \cdot S_r^n$
KOVACS (1981)	$K_w = K_o \cdot ((S_r - S_{ru}) / (1 - S_{ru}))^{3,5}$
NIELSEN et alii (1986)	$K_w = K_o \cdot S_e^n (1 - (1 - S_e^{1/m})^m)^2$

Fonte: ALONSO et alii (1987, p.30).

Símbolos:

- K_o : condutividade hidráulica saturada;
- s : sucção matricial;
- h : $-s/\gamma_w$ (carga de sucção matricial);
- S_r : grau de saturação;
- S_{ru} : grau de saturação residual;
- S_e : saturação efetiva; $S_e = (S_r - S_{ru}) / (S_{rs} - S_{ru})$;
- S_{rs} : saturação de campo;
- a, b, n, m, A, B, C, D e E : constantes.

Segundo os autores, parece que a relação condutividade hidráulica *versus* grau de saturação é mais útil porque o efeito da histerese não é apreciável. As equações mais utilizadas estão marcadas por um asterisco.

2.7 - O PRINCÍPIO DAS TENSÕES EFETIVAS E AS VARIÁVEIS DE ESTADO

O princípio das tensões efetivas de Terzaghi pode ser apresentado como se segue (JENNINGS & BURLAND, 1962, p.126-128):

a) todos os efeitos mensuráveis decorrentes de uma variação das tensões, tais como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento de um solo, são devidos exclusivamente às alterações das tensões efetivas; e

b) a tensão efetiva σ' é definida como a diferença entre a tensão total σ aplicada e a pressão neutra u :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.23)$$

Devido ao sucesso do princípio das tensões efetivas para explicar o comportamento mecânico dos solos saturados, vários autores tentaram extendê-lo para os solos não saturados.

Aitchison e Donald¹, citados por JENNINGS & BURLAND (1962, p.126), mostraram que, desde que o solo se mantenha saturado, a sucção ou a pressão negativa da água do solo, p'' , contribui diretamente com as tensões efetivas, obtendo-se:

$$\sigma' = \sigma + p'' \quad (2.24)$$

Quando o solo começa a perder sua saturação, ocorrendo a entrada de ar em seus vazios (*air entry value*), a pressão na água não mais atua em toda a secção do solo e a Equação anterior perde sua validade.

Para levar em conta a natureza das duas fases dos fluidos dos vazios de um solo não saturado várias expressões foram propostas, por exemplo citam-se JENNINGS (1957, p.168-169, AITCHISON (1961, p.47-51), JENNINGS (1961a),

1 - AITCHISON, G. D. & DONALD, I. B. (1956). Effective stress in unsaturated soils. In: Aust. - New Zealand Conf. on Soil Mechanics, 2.. Proceedings. p. 192-199.

JENNINGS (1961b), CRONEY et alii (1958) e Bishop¹, citado por JENNINGS & BURLAND (1967, p.126).

A proposição de Bishop¹ constituiu-se de uma modificação clássica da expressão de tensões efetivas de Terzaghi, na forma:

$$\sigma' = \sigma - u_a + X(u_a - u_w) \quad (2.25)$$

onde

u_a : pressão na fase gasosa do fluido dos vazios do solo;
 u_w : pressão na fase líquida do fluido dos vazios do solo; e
 X : um parâmetro que depende do grau de saturação, tipo de solo e de efeitos de histerese decorrentes da secagem ou do umedecimento do solo.

BISHOP et alii (1960, p.517-531) mostraram que valores experimentais de X comparavam-se favoravelmente com valores teóricos, calculados por Donald², citado por BISHOP et alii (1960, p.517). Os autores mostraram, também, que podiam existir valores distintos de X quando se avaliam as variações de volumes e a resistência ao cisalhamento.

BISHOP & DONALD (1961, p.13-20) desenvolveram ensaios de compressão triaxial, com variações da tensão confinante (σ_3), da pressão da água (u_w) e da pressão do ar (u_a) durante a fase de cisalhamento, de tal forma que as diferenças ($\sigma_3 - u_a$) e ($u_a - u_w$) permaneceram constantes durante o ensaio. Os autores verificaram que estas variações não influíram nas curvas de tensão versus deformação; contudo, alterações isoladas em ($\sigma_3 - u_a$) ou ($u_a - u_w$) causaram um efeito marcante nas curvas de tensão versus deformação. Assim, os autores concluíram que a forma da expressão anterior estava correta e que os resultados obtidos experimentalmente mostravam a validade da expressão de tensões efetivas (2.25),

1 - BISHOP, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknick Ukeblad* (39):859-863.

2 - DONALD, I. B. (1960). Discussion. In: *Conference on pore pressure and suction in soils. Proceedings.* Butterworth. London.

para os solos não saturados. Contudo, JENNINGS & BURLAND (1962, p.128 e 143) concluíram que:

a) os ensaios conduzidos por BISHOP & DONALD (1961), embora mostrassem que a expressão de Bishop, apresentada em 1959, poderia estar estaticamente correta, não podiam demonstrar a validade do princípio das tensões efetivas para os solos não saturados; e

b) a Equação (2.25) define uma tensão intergranular e não uma tensão efetiva; e

c) a Equação (2.25) tinha validade para expressar o comportamento de solos não saturados apenas para graus de saturação altos, cerca de 20 % para areias, 50% para siltes e areias finas e 85% para argilas. Entretanto, para solos com graus de saturação inferiores a estes valores, denominados de críticos, a Equação (2.25) não definia a relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva para a maioria dos solos ensaiados;

JENNINGS & BURLAND (1962, p.132) também chamaram a atenção para o fato de que, segundo a Equação (2.25), quando se adiciona água a um corpo-de-prova de solo não saturado para reduzir sua sucção (eventualmente até zero) ocorre também uma redução das tensões efetivas. Com base no princípio das tensões efetivas, este decréscimo das tensões efetivas deve ser acompanhado por um aumento de volume do corpo-de-prova. Segundo os autores, em todos os casos em que um solo não saturado teve sua sucção matricial reduzida sob uma carga constante ocorreram adicionais diminuições de volume do corpo de prova, ou colapso; claramente, o colapso é o oposto do comportamento previsto segundo o princípio das tensões efetivas.

BISHOP & BLIGHT (1963, p.170-180) expuseram que na Equação (2.25) uma variação no valor do termo $(u_a - u_w)$ não correspondia diretamente a uma alteração na pressão neutra, porque tal termo representa uma diferença de pressões decorrentes da tensão superficial, que atua apenas em uma parte da superfície das partículas do solo. Uma variação do valor de $(u_a - u_w)$ era quase que invariavelmente acompanhada por uma significativa variação de X . Além disso, a presença de grandes forças de tensões superficiais no interior do solo

geravam diferenças na estrutura das amostras de solo, que seguiam aparentemente trajetórias de tensões similares. Estas diferenças mostraram-se de particular significado para a variação de volume. Como as peculiaridades estruturais do solo associadas com as tensões superficiais são função de $(u_a - u_w)$, então a Equação (2.25) poderia ser escrita da seguinte forma:

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

Para o caso de estudos de variação de volume sob compressão isotrópica os autores sugeriram que os resultados poderiam ser expressos por uma trajetória no espaço, segundo os eixos: índice de vazios (e); diferença de tensões ($\sigma - u_a$); e sucção matricial ($u_a - u_w$). BISHOP & BLIGHT (1963, p.196) concluíram, também, que a resistência ao cisalhamento é menos sensível à trajetória de tensões.

MATYAS & RADHAKRISHNA (1968, p.433) observaram que as críticas sobre o princípio das tensões efetivas para os solos não saturados proposto por Bishop em 1959, ou, mais especificamente, sobre o fator X , foram mais significantes a respeito do comportamento do solo relativamente a variação de volume, do que a resistência ao cisalhamento. Isto possivelmente se deve ao fato de que os dados referentes a variação de volume são, normalmente, analisados segundo incrementos em um processo contínuo de deformação, enquanto que a resistência ao cisalhamento é analisada, de um modo geral, na ruptura.

AITCHISON (1967, p.73) entendeu que, devido a complexidade do termo X , tornava-se impositivo admitir o fato de que se podia aceitar um valor adequado de tensão efetiva no solo se fosse seguida uma trajetória de tensões única para cada um dos termos σ e $(u_a - u_w)$; admitido isto, não se teria mais a necessidade de quantificar X . Como um corolário, ainda segundo Aitchison, devia ser notado que quando se considerava separadamente o termo referente a sucção, dava-se uma atenção mais adequada aos seus componentes (isto é, sucção osmótica

e matricial, "sic"), podendo-se estar certo de que as contribuições apropriadas do termo sucção para a tensão efetiva apareciam como um efeito.

MATYAS & RADHAKRISHNA (1968, p.435) abordaram o comportamento dos solos não saturados segundo o conceito de superfícies de estado, considerando que um elemento de solo (não saturado) consiste de um material composto por três fases: sólida (partículas minerais), líquida e gasosa. Os autores admitiram que devido às diferentes compressibilidades das fases do sistema, a geometria dos vazios alterava-se em função das condições externas e internas do sistema. Assim, o estado de um elemento de solo podia ser determinado pela totalidade das quantidades que especificam o elemento.

Para Poorooshasb¹, citado por MATYAS & RADHAKRISHNA (1968, p.435), as variáveis físicas, que são suficientes para descrever completamente o estado de um elemento de solo sem referência à sua história, são chamadas de parâmetros de estado.

Pelo menos para argilas normalmente adensadas e solos granulares, ROSCOE et alii (1958), HENKEL (1960) e Poorooshasb¹ entendem que o estado de um solo saturado pode ser definido pelo estado de tensões e o índice de vazios ou teor de umidade.

No caso de solos não saturados, são necessários parâmetros adicionais para descrever o estado de não saturação e de interação entre os diferentes componentes do solo. Estes parâmetros adicionais são o grau de saturação e estrutura do solo. Assim, o estado de um elemento de solo não saturado pode ser especificado pelos parâmetros: σ_{ij} (tensor de tensões), e (índice de vazios), S_r (grau de saturação) e λ (parâmetro que descreve a estrutura do solo, sem quantidade escalar). Portanto, o estado de um elemento de

1 - POOROOSHASB, M. B. (1961). The properties of of soils and other granular media in simple shear. Ph. D. Thesis - University of Cambridge.

solo pode ser representado graficamente por um ponto no espaço, segundo um sistema de eixos coordenados que representam os parâmetros de estado. Tal ponto é denominado de ponto de estado e a curva descrita por este ponto, conforme o estado do elemento se altera continuamente, é chamado de trajetória de estado (MATYAS & RADHAKRISHNA, 1968, p.435 e 438)

BISHOP & BLIGHT (1963, p.180) e MATYAS & RADHAKRISHNA (1968, p.438) representaram graficamente as relações entre as variáveis de estado de solos não saturados sujeitos a estados de compressão isotrópica, considerando como referência a pressão no ar, Figuras 2.27 e 2.28. Os autores adotaram um sistema de eixos coordenados que expressa a magnitude dos seguintes parâmetros de estado: $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$ e e .

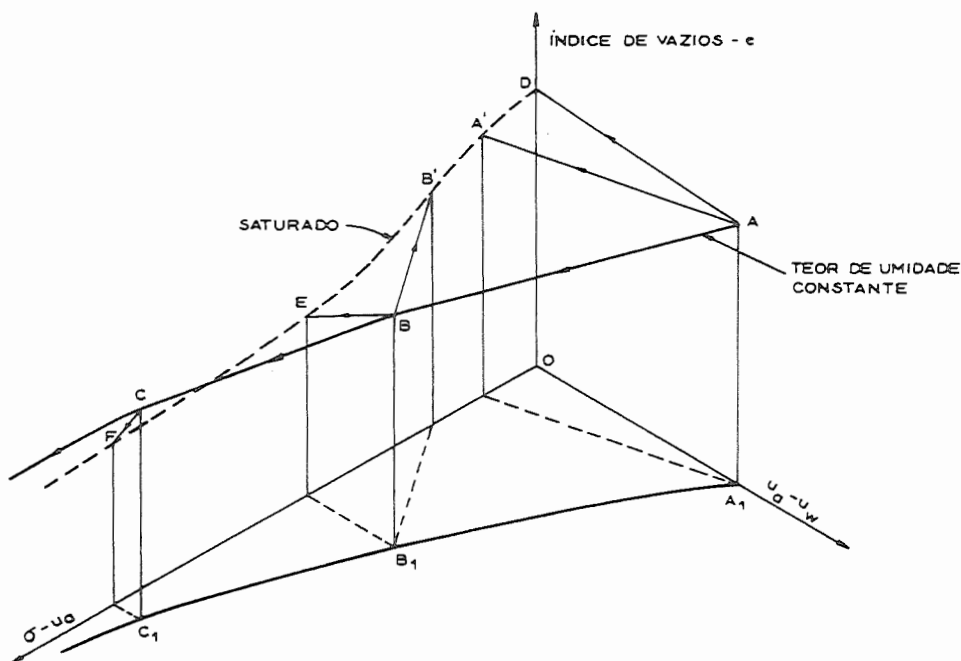


FIGURA 2.27 - Variações de volume devido a compressão isotrópica mostradas em um diagrama $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w) \times e$ (BISHOP & BLIGHT, 1963, p.180).

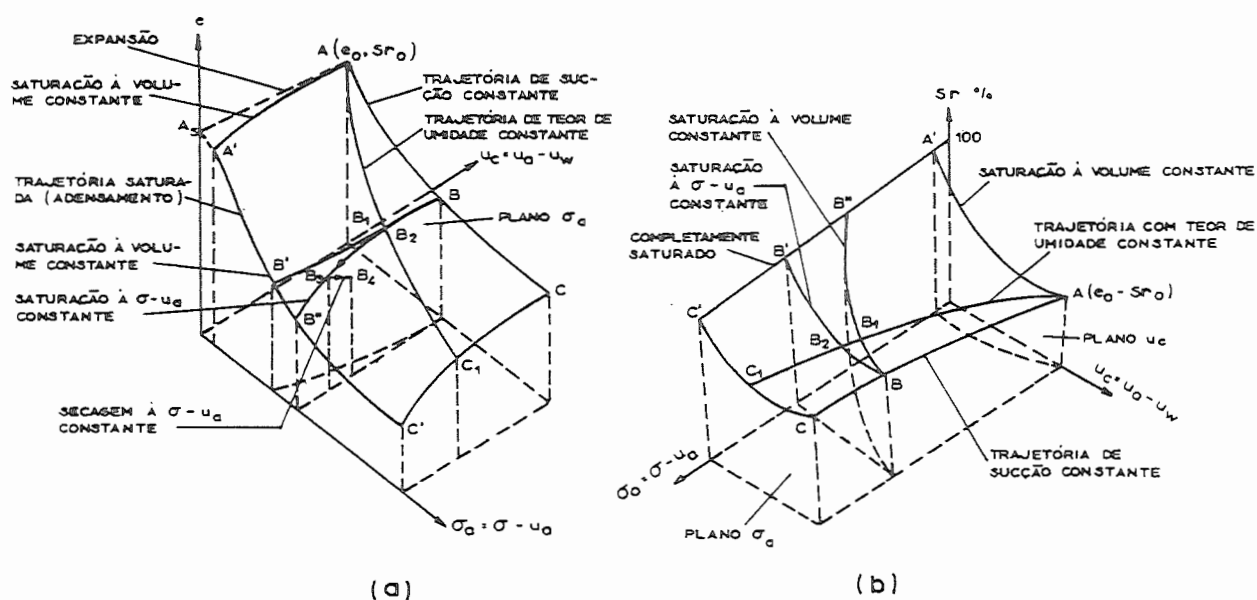


FIGURA 2.28 - a) Variação de índice de vazios segundo um diagrama $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w) \times e$; b) variação do grau de saturação segundo um diagrama $(\sigma - u_a) \times (u_a - u_w) \times S_r$ (MATYAS & RADHAKRISHNA, 1968, p.438).

BARDEN et alii (1969, p.35-49) também adotaram os parâmetros de estado $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$ e e para estudar a variação de volume de argilas não saturadas.

FREDLUND & MORGENSTERN (1977, p.450-451) assumiram que qualquer par das três possíveis variáveis de estado poderia ser usado para definir o estado de tensões de um solo não saturado. As combinações possíveis são: $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; e $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$.

Os argumentos usados para se fazer esta proposta foram:

a) a forma das equações de equilíbrio de um elemento diferencial de uma mistura multifase, Figura 2.29; e

b) diversos ensaios *null volume change* em condições oedométricas e isotrópicas.

A primeira indicação não é necessariamente uma prova da evidência da tensão efetiva para um comportamento

constitutivo (ALONSO et alii, 1987, p.5.4-5.5) e, ainda, os fundamentos teóricos têm sido questionados severamente por BLOCH (1978, p.303-304) e defendidos por FREDLUND & MORGENSTERN (1978, p.1415-1416).

Para ALONSO et alii (1987, p.5.4-5.5) os *null volume change tests* são mais úteis para este fim, entretanto de pequena exploração científica até o momento.

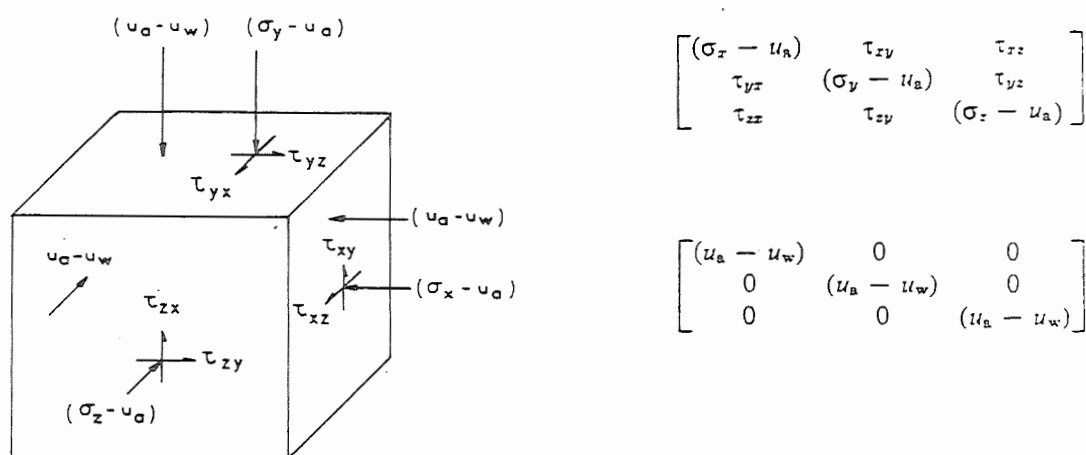


FIGURA 2.29 - Variáveis de estado de tensão para um elemento de solo não saturado (FREDLUND, 1977, p.450).

COLEMAN (1962) e BISHOP & BLIGHT (1963) já haviam adotado as variáveis de tensões $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ para desenvolverem seus experimentos laboratoriais com o auxílio da técnica de translação de eixos de HILF (1956).

Segundo ALONSO et alii (1987, p.5.5) a definição das tensões efetivas adotando-se a pressão no ar como referência, especialmente quando os resultados experimentais são baseados na técnica de translação de eixos, tem sido muito usada por diversos autores, tais como: MATYAS & RADHAKRISHNA (1968), ESCARIO (1969, 1980), ESCARIO & SÁEZ (1973), GULHATI & SATIJA

(1981), HO & FREDLUND (1982), KARUBE (1983) e LLORET & ALONSO (1985). Este procedimento apresenta as vantagens de refletir separadamente as ações exteriores e interiores que atuam no elemento de solo, e de que na maioria dos problemas práticos a pressão do ar é efetivamente nula.

BOCKING & FREDLUND (1980, p.131-132), segundo um estudo teórico a respeito da técnica de translação de eixos, concluem que:

a) a aplicação desta técnica para medir a sucção matricial dos solos é teoricamente correta para solos que apresentam os vazios de ar totalmente interconectados. Para solos que contêm quantidade significativa de ar ocluso (não interconectado), as medidas podem ser errôneas. Neste caso as medidas de sucção matricial podem ser sobre-estimadas;

b) as amostras de solos ensaiadas com o auxílio da técnica de translação de eixos são submetidas à alguma variação de volume. Admite-se que esta variação volumétrica seja reversível nos casos de solos que apresentam a fase gasosa interconectada, e que não existem erros significantes nas medidas da sucção matricial nesta situação. Quando o solo contém uma quantidade significativa de volume de ar ocluso, ocorrem variações volumétricas irreversíveis;

c) a interpretação da técnica de translação de eixos deve ser feita considerando-se, ainda, os seguintes pontos: i) devido à natureza assintótica do fluxo transiente da água dos poros do solo, o fluxo de equilíbrio se aproxima mas nunca realmente é atingido; ii) a difusão do ar através das pedras porosas de alta pressão de entrada de ar impõe um limite prático de tempo para se procederem os ensaios. A taxa de difusão de ar deve ser medida para cada equipamento de translação de eixos.

2.8 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A expressão mais conhecida que relaciona a resistência ao cisalhamento com a sucção é a de BISHOP et alii (1960), baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb e na expressão (2.25) das tensões efetivas de Bishop, de 1959:

$$s = c' + ((\sigma - u_a) + X(u_a - u_w)) \operatorname{tg} \phi' \quad (2.27)$$

onde

s: resistência ao cisalhamento do solo,
 c': coesão efetiva,
 σ : tensão total,
 ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo,
 u_w : pressão na fase líquida do fluido dos vazios do solo,
 u_a : pressão na fase gasosa do fluido dos vazios do solo e
 X: um parâmetro que depende do grau de saturação, tipo de solo e de efeitos de histerese decorrentes da secagem ou do umedecimento do solo.

Esta expressão incorpora os inconvenientes do parâmetro X, conforme analisado no item sobre as tensões efetivas.

FREDLUND & MORGENTERN (1977, p.449-460) mostraram que o estado de tensão de um solo não saturado pode ser definido por qualquer das seguintes combinações de variáveis de tensões: i) $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; ii) $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; e iii) $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$. Onde, σ : tensão normal total; u_a : pressão no ar; e u_w : pressão na água.

FREDLUND et alii (1978, p.314-315) propuseram uma expressão para a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados em termos de duas variáveis de estado de tensão independentes. As variáveis de estado de tensão escolhidas foram: $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; e $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

Segundo os autores, a primeira combinação de variáveis é vantajosa porque ela permite observar a transição entre os estados de não saturação e saturação do solo. A desvantagem desta combinação reside na inconveniência da alteração das duas variáveis de estado de tensão, quando a pressão da água se modifica. Por outro lado, a vantagem do segundo par de

variáveis é que apenas uma variável de estado de tensão é afetada quando a pressão da água se altera.

Assim, a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado segundo as variáveis de estado de tensões $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ pode ser expressa pela Equação:

$$s = c' + (\sigma - u_w) \operatorname{tg} \theta' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \theta'' \quad (2.28)$$

onde

c' : parâmetro de coesão efetiva,

θ' : ângulo de atrito interno relativo a variações no termo $(\sigma - u_w)$, quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante e

θ'' : ângulo de atrito interno relativo a variações no termo $(u_a - u_w)$, quando $(\sigma - u_w)$ é mantido constante.

Enquanto que, resistência ao cisalhamento de um solo não saturado segundo as variáveis de estado de tensões $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ pode ser expressa pela Equação:

$$s = c' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \theta' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \theta^b \quad (2.29)$$

onde

c' : parâmetro de coesão efetiva,

θ' : ângulo de atrito interno relativo a variações no termo $(\sigma - u_a)$, quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante e

θ^b : ângulo de atrito interno relativo a variações no termo $(u_a - u_w)$, quando $(\sigma - u_a)$ é mantido constante.

Qualquer uma das duas formas de se expressar a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado é válida. FREDLUND et alii (1978, p.318) sugerem que a segunda forma mostra-se mais prática do ponto de vista aplicativo da engenharia.

Dessa forma, os círculos de tensão correspondentes à condição de ruptura são plotados em um diagrama tridimensional, com as variáveis de estado de tensão nos eixos do plano horizontal e a resistência ao cisalhamento no eixo das ordenadas. Portanto a curva envoltória de Mohr-Coulomb obtida para os solos saturados, transforma-se em uma superfície, quando se consideram os solos não saturados, (Figura 2.30).

Ressalta-se que, de acordo com a proposta de FREDLUND et alii (1978) a superfície que define a condição de ruptura é um plano, porque os autores admitem que ϕ^b é constante.

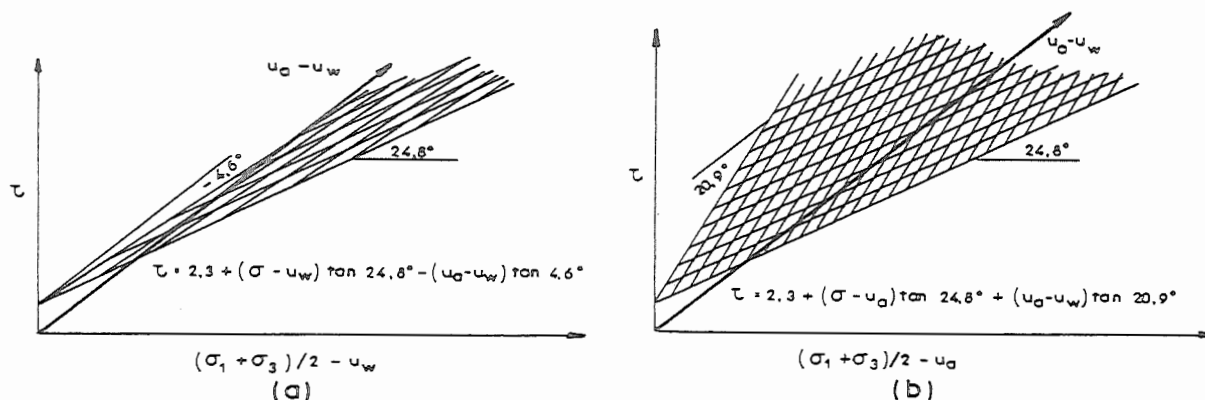


FIGURA 2.30 - Representação gráfica das expressões (a) 2.28 e (b) 2.29 (FREDLUND et alii, 1978, p.319).

GULHATI & SATIJA (1981, p.610-611) apresentaram uma expressão para resistência ao cisalhamento análoga a de FREDLUND et alii (1978), na forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2 = a + (\sigma_3 - u_a)tg\alpha + (u_a - u_w)tg\beta \quad (2.30)$$

onde

- a: um intercepto no eixo da resistência ao cisalhamento;
 α : um coeficiente associado à variável de estado de tensão $(\sigma_3 - u_a)$, que representa tensões externas aplicadas; e
 β : um coeficiente associado à outra variável de estado de tensão $(u_a - u_w)$, que representa tensões internamente geradas.

Estes autores observam que alfa tem magnitude maior e mais estável do que beta, e que isto significa que $(\sigma_3 - u_a)$ é mais influente do que $(u_a - u_w)$ em gerar resistência ao cisalhamento.

GULHATI & SATIJA (1981, p.612) concluem que é amplamente evidente que para a faixa de variáveis de estado de tensão investigada e citada na literatura (fazendo referência a

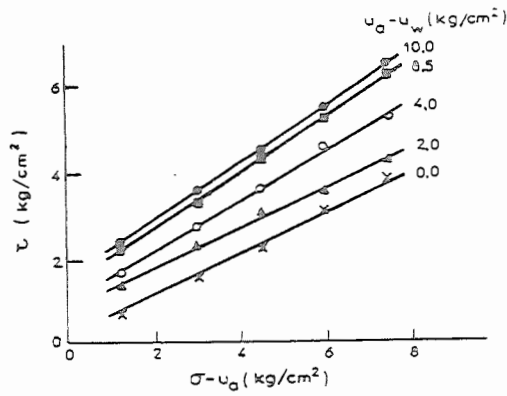
Donald¹, Blight², Gulhati³ e Kawakami & Abe⁴), é possível expressar a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados como uma função de um par de variáveis de estado de tensão, com cada variável atuando independentemente.

HO & FREDLUND (1982, p.293) concluem que a resistência ao cisalhamento dos solos de Hong Kong estudados exibe uma relação bem definida com a sucção do solo, de acordo com a expressão (2.29) de FREDLUND et alii (1978).

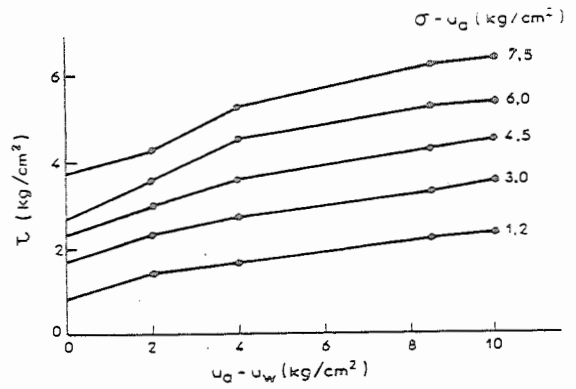
WOOD (1979, p.A1) mostra que $\text{tg}\phi^b = X.\text{tg}\phi'$ e comenta que se o parâmetro X de BISHOP (1959) não é uma constante do solo, então não há nenhuma razão particular para $\text{tg}\phi^b$ o ser.

ESCARIO & SÁEZ (1986, p.454-456) mostram, experimentalmente, que é difícil admitir que $\text{tg}\phi^b$ seja constante, Figura 2.31. Comentam também que não há razões teóricas para assumir $\text{tg}\phi^b$ constante, exemplificando com o caso das areias, nas quais o efeito da sucção tende a desaparecer para altas sucções. Para Escario e Sáez uma expressão do tipo da Equação (2.27), onde $\text{tg}\phi^b = X$, é mais realista. Estes autores enfatizam, ainda, que mesmo que o parâmetro X seja de difícil determinação, e talvez não possa ser chamado de parâmetro, ele pelo menos tenta representar o que acontece no comportamento do solo. Por outro lado os autores admitem simplificações similares às propostas por FREDLUND et alii (1978); contudo, acham estes procedimentos precoces ou intempestivos.

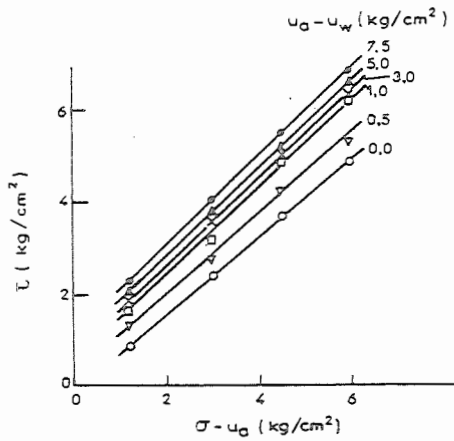
-
- 1 - DONALD, I. B. (1961). The mechanical properties of saturated and unsaturated soils with special reference to the influence of negative pore water pressure. Ph. D. Thesis. University of London.
 - 2 - BLIGHT, G. E. (1961). Strength and consolidation characteristics of compacted soils. Ph. D. Thesis. University of London.
 - 3 - GULHATI, S. K. (1972). Shear behaviour of compacted soils in the saturated and partially saturated states. Ph. D. Thesis, Indian Institute of Technology, Delhi.
 - 4 - KAWAKAMI, H & ABE, H. (1975). Volume change Characteristics and collapse in unsaturated soils during triaxial test. Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. India.



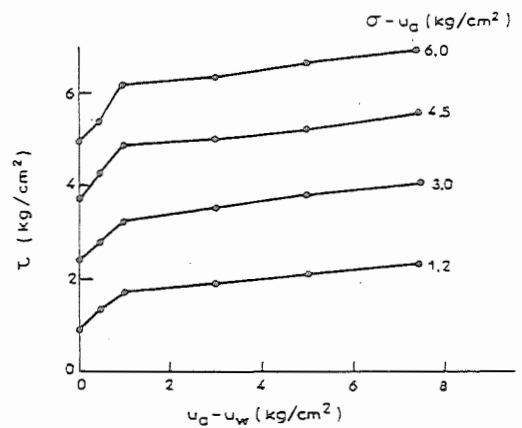
(a)



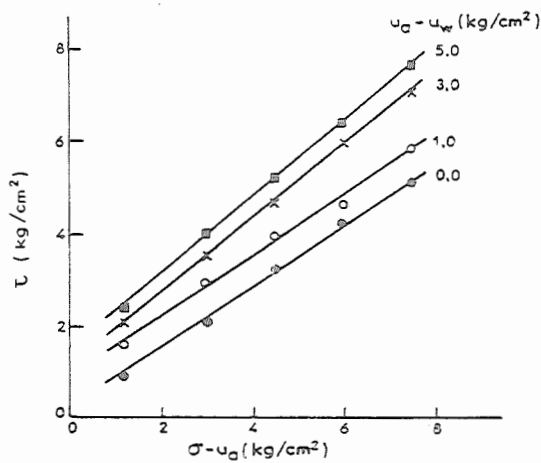
(b)



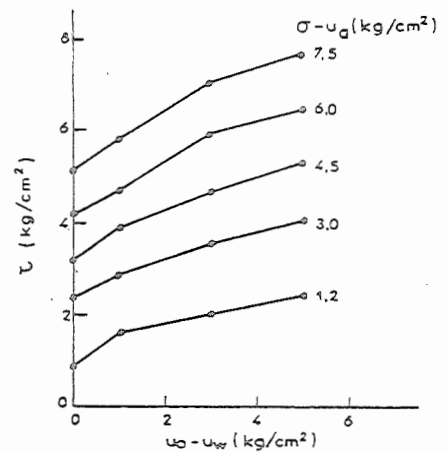
(a)



(b)



(a)



(b)

FIGURA 2.31 - a) Resistência ao cisalhamento versus tensão normal para diferentes valores de sucção matricial; b) Tensão cisalhante versus sucção matricial para diferentes valores de tensões normais (ESCARIO & SÁEZ, 1986, p.455).

ESCARIO & SÁEZ (1987, p.141-143) apresentam resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção matricial controlada que permitem concluir, segundo os autores, que é difícil aceitar expressões para a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados semelhantes àsquelas propostas por FREDLUND et alii (1978). Na Figura 2.32 observam-se as curvas de sucção matricial versus resistência ao cisalhamento de três solos. O desenvolvimento de todas as curvas mostra as mesmas particularidade: a) a tangente na origem é igual a $\text{tg } \phi'$ e b) a resistência ao cisalhamento aumenta com a sucção matricial até um máximo, característico de cada solo, a partir do qual estabiliza-se ou exibe um leve decréscimo.

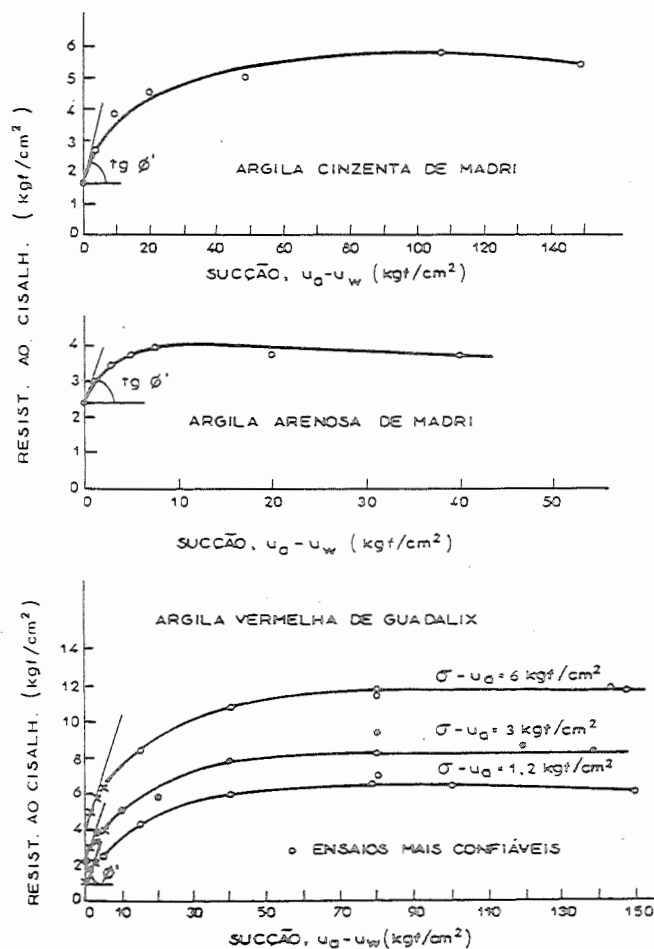


FIGURA 2.32 - Resultados de ensaios de cisalhamento direto com diferentes suções matriciais, para várias tensões normais (ESCARIO & SÁEZ, 1987, p.142).

Segundo Escario e Sáez, o ângulo de atrito interno aparente (ϕ_{ap}) e a coesão aparente dos solos (C_{ap}) não saturados variam com a sucção matricial, Figura 2.33.

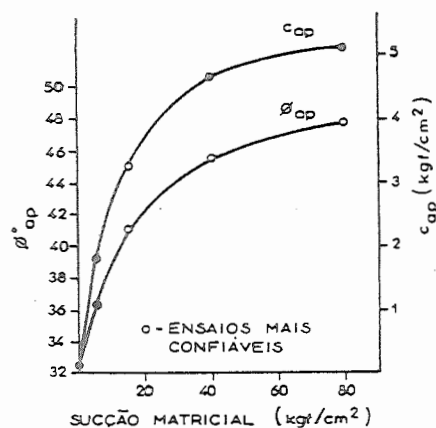


FIGURA 2.33 - Variação da coesão aparente (C_{ap}) e do ângulo de atrito interno (ϕ_{ap}) com a sucção matricial, para a argila vermelha de Guadalix (ESCARIO & SÁEZ, 1987, p.142).

DELAGE et alii (1987, p.27-28) mostram resultados experimentais que permitem concluir que ϕ^b varia com a sucção, e que a coesão e o ângulo de atrito interno também variam com a sucção matricial, Figura 2.34.

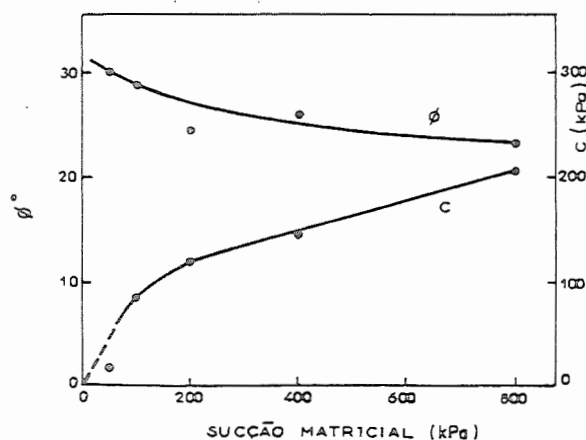


FIGURA 2.34 - Variação da coesão e do ângulo de atrito interno em função da sucção matricial (DELAGE et alii, 1987, p.27).

FREDLUND et alii (1987, p.50-53) admitem a não linearidade da envoltória de resistência dos solos não saturados, apresentando as seguintes conclusões: a) a relação entre resistência ao cisalhamento e a sucção matricial deve ser algo não-linear; e b) em baixas sucções matriciais quando o solo permanece saturado, o ângulo ϕ^b é aproximadamente igual a ϕ' . Quando a sucção matricial excede a pressão de entrada do ar do solo, a dessaturação inicia-se e o ângulo ϕ^b parece reduzir-se para um valor constante, Figura 2.35. Com base nos dados disponíveis, a envoltória pode ser representada, aproximadamente, por dois trechos lineares.

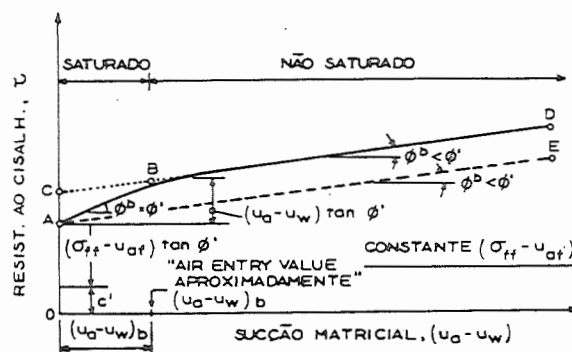


FIGURA 2.35 - Não linearidade da envoltória de resistência segundo o plano $\tau \times (u_a - u_w)$ (FREDLUND et alii, 1987, p.52).

ESCARIO & JUCÁ (1989, p.45-46) complementam as conclusões de ESCARIO & SÁES (1987) apresentando mais resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção matricial controlada, Figura 2.36, que mostram a não linearidade da curva sucção matricial versus resistência ao cisalhamento, e a variação do ângulo de atrito interno aparente (ϕ_{ap}) e da coesão aparente (C_{ap}) dos solos não saturados, Figura 2.37.

ESCARIO (1988, np.) desenvolveu uma formulação empírica para representar a variação da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial, segundo uma elipse de grau 2,5, que vem mostrando-se adequada para os solos e intervalos de sucção matricial estudados, Figura 2.38.

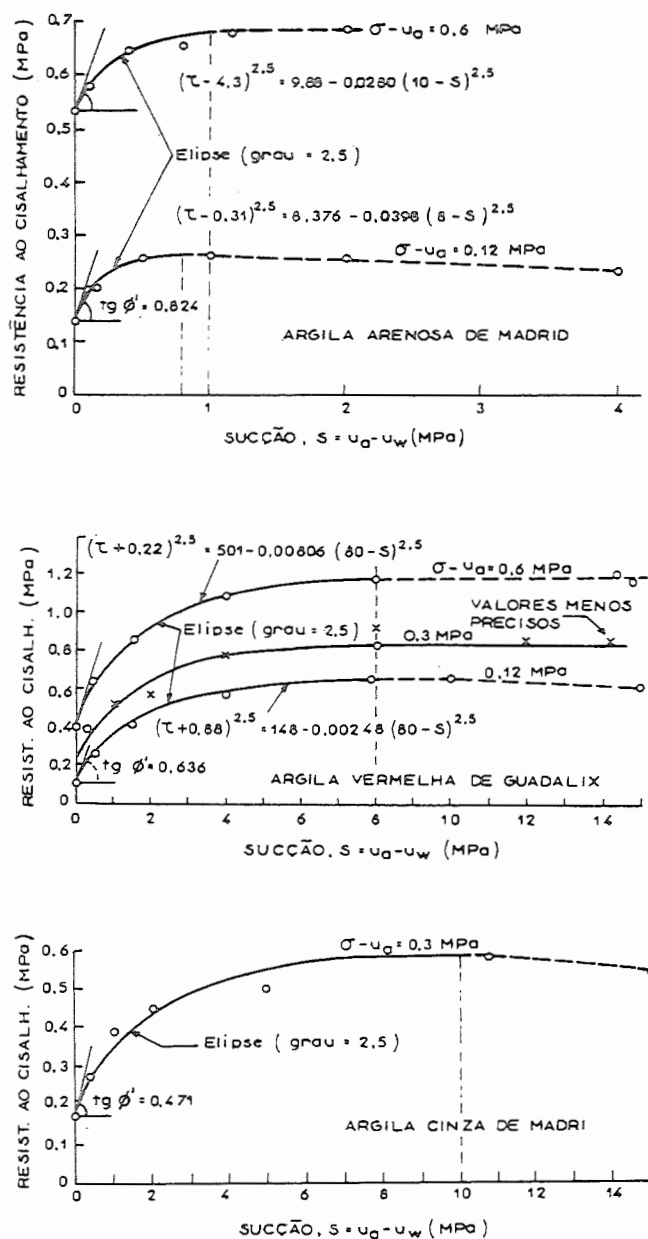


FIGURA 2.36 - Variação da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial para diferentes valores de tensões normais (ensaio de cisalhamento direto), para os solos a) argila arenosa de Madri, b) argila vermelha de Guadalix e c) argila cinzenta de Madri (ESCARIO & JUCA, 1989, p.45).

A Equação da elipse que relaciona a resistência ao cisalhamento com a sucção matricial pode ser expressa como na Equação (2.31), a seguir, e os demais elementos encontram-se na Figura 2.38:

$$\left(\frac{s_m - s}{s_m + s_a}\right)^{2.5} + \left(\frac{T + T_b}{T_m + T_b}\right)^{2.5} = 1 \quad (2.31)$$

onde

s_m : sucção matricial correspondente à resistência ao cisalhamento máxima e

T_m : resistência ao cisalhamento máxima.

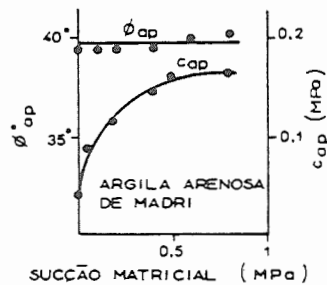


FIGURA 2.37 - Variação da coesão aparente (C_{ap}) e do ângulo de atrito interno (ϕ_{ap}) com a sucção matricial para a argila arenosa de Madri (ESCARIO & JUCÁ, 1989, p.46).

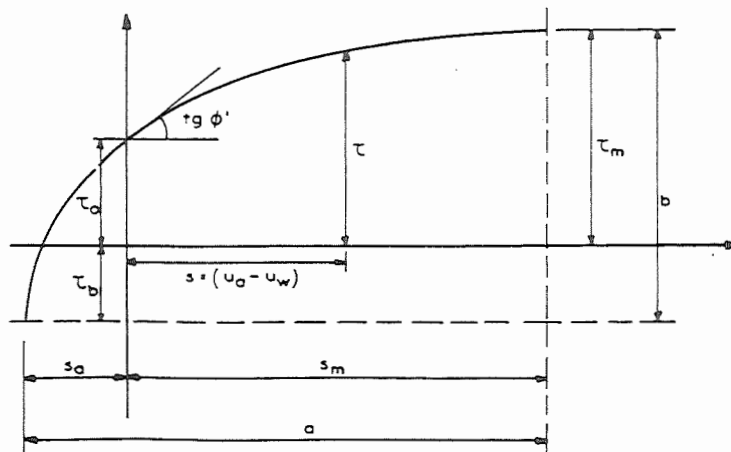


FIGURA 2.38 - Parâmetros para o desenvolvimento da Equação da elipse (ESCARIO, 1988, np.).

De acordo com as observações de ESCARIO & SÁEZ (1987), FREDLUND et alii (1987, p.52) e FREDLUND (1990, p.147-148) o ângulo de tangência na origem é igual ϕ' .

Dessa forma, tendo como condição que para sucção matricial nula tem-se $T = T_0$, e que $(dT/ds)_0 = \text{tg}\phi'$, eliminando-se s_a , vem:

$$\text{tg}\phi' \cdot ((T_0 + T_b)/s_m) \cdot (s_m - s)^{2.5} + (T + T_b)^{2.5} = (T_m + T_b)^{2.5} \quad (2.32)$$

O valor de T_b pode ser deduzido de:

$$(T_m + T_b)^{2.5} - (T_0 + T_b)^{1.5} s_m \text{tg}\phi' \quad (2.33)$$

ABRAMENTO & CARVALHO (1989a, p.1601); ABRAMENTO & CARVALHO (1989b, p.32); WOLLE & HACHICH (1989, p.1640) e WOLLE (1990, p.405-406) admitem que a relação entre o intercepto de coesão total e a sucção matricial pode ser melhor representada por uma função potencial, Figura 2.39.

Dessa forma, a envoltória de resistência do solo não saturado pode ser expressa como:

$$s = (\sigma - u_a) \text{tg}(38^\circ) + 2,5(u_a - u_w)^{0,5} \quad (\text{kPa}) \quad (2.34)$$

ou por (Wolle¹, citado por WOLLE, 1989, p.32):

$$s = 1,0 + (\sigma - u_a) \text{tg}(36^\circ) + 3,1(u_a - u_w)^{0,5} \quad (\text{kPa}) \quad (2.35)$$

1 - WOLLE, C. M. (1988). Análise dos escorregamentos translacionais numa Região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização de encostas. São Paulo, 1988. 408p. (Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).

FREDLUND (1990, p.148) conclui que:

a) uma forma linear para a Equação de resistência ao cisalhamento para um solo não saturado parece ser satisfatória, quando se consideram os dados experimentais disponíveis até o momento; e

b) a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial pode ser algo não-linear, particularmente quando a sucção matricial abrange uma larga faixa de valores. O grau de não linearidade deve ser também função do tipo de solo.

No Quadro 2.2 apresentam-se valores de σ^b obtidos por diversos autores e a relação R_t ($R_t = \text{tg}\sigma^b / \text{tg}\sigma'$) proposta por JIMÉNEZ SALAS (1990, p.2.23).

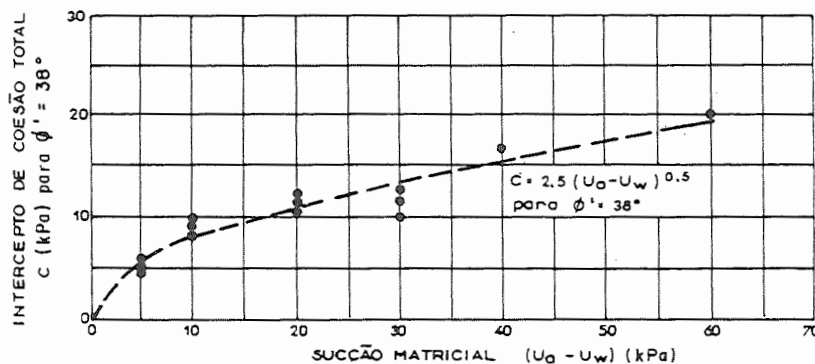


FIGURA 2.39 - Resultado dos ensaios de sucção matricial controlada e envoltória, segundo Abramento¹.

1 - ABRAMENTO, M. (1988). Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: considerações teóricas e estudo experimental. São Paulo, 1988. 169p. (Mestrado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo).

QUADRO 2.2 - Valores de ϕ^b segundo diversos autores.

solo	w	ensaio	c'	ϕ'	ϕ^b	R_c	referência
	(%)		(kPa)	(°)	(°)		
folhelho compac- tado	18,6	triaxial; CW	15,8	24,6	18,1	0,74	BISHOP et alii (1960)
argila de Boudar;	11,6	triaxial; CW	9,6	27,3	21,7	0,79	BISHOP et alii (1960)
argila de Dhanauri $\gamma_d = 15,80 \text{ kN/m}^3$	22,2	triaxial; CD	37,3	28,5	16,2	0,57	Satija ¹
argila de Dhanauri $\gamma_d = 14,78 \text{ kN/m}^3$	22,2	triaxial; CD	20,3	29,0	12,6	0,43	Satija ¹
argila de Dhanauri $\gamma_d = 15,80 \text{ kN/m}^3$	22,2	triaxial; CW	15,5	28,5	22,6	0,79	Satija ¹
argila de Dhanauri $\gamma_d = 14,78 \text{ kN/m}^3$	22,2	triaxial; CW	11,3	29,0	16,5	0,57	Satija ¹
argila cinzenta de Madri $\gamma_d = 13,10 \text{ kN/m}^3$ compactação por amassamento	29,0	triaxial; CD	15,0* 45,0+	20,0* 20,5+	12,72	0,63	ESCARIO (1980) appud JUCA (1990)
argila cinzenta de Madri $\gamma_d = 13,10 \text{ kN/m}^3$ compac. estática	29,0	c. direto; CD	20,0** 220,0++	19,5** 25,0++	16,12	0,66	ESCARIO (1980) appud JUCA (1990)

* $u_a - u_w = 0 \text{ kPa}$

+ $u_a - u_w = 20 \text{ kPa}$

** $u_a - u_w = 0 \text{ kPa}$

++ $u_a - u_w = 850 \text{ kPa}$

Quadro 2.2 (continuação) - Valores de ϕ^b segundo diversos autores.

solo	w	ensaio	c'	ϕ'	ϕ^b	E_c	referência
	(%)		(kPa)	(°)	(°)		
argila de Dhansuri compac. estática alta m. específica	w<w _o	triaxial; CW	41,0	41,5	32,0	0,77	GULHATI & SATIJA (1981)
argila de Dhansuri compac. estática alta m. específica	w<w _o	triaxial; CD	57,0	42,5	26,0	0,61	GULHATI & SATIJA (1981)
argila de Dhansuri compac. estática baixa m. específica	w<w _o	triaxial; CW	26,0	43,0	25,5	0,59	GULHATI & SATIJA (1981)
argila de Dhansuri compac. estática baixa m. específica	w<w _o	triaxial; CD	29,0	44,0	21,0	0,48	GULHATI & SATIJA (1981)
granito decomposto de Hong Kong; indeform.		triaxial; CD; ME	28,9	33,4	15,3	0,46	HO & FREDLUND (1982b)
rhyolite decomposto de Hong Kong; indeform.		triaxial; CD; ME	7,4	35,3	13,8	0,39	HO & FREDLUND (1982b)
solo residual de basalto do Rio Grande do Sul; indeformada		triaxial; CW; ME	9,0	27,0	6,9	0,26	GEHLING (1986)
silte de Tappen-Notch Hill $\gamma_d = 15,90 \text{ kN/m}^3$	21,5	triaxial; CD; ME	0	35,0	16,0	0,46	KRAHN et alii (1987)

Quadro 2.2 (continuação) - Valores de ϕ^b segundo diversos autores.

solo	w	ensaio	c'	ϕ'	ϕ^b	Rt	referência
	(%)		(kPa)	(°)	(°)		
solo da lagoa, perpendicular à xistosidade; indeformada; e = 0,91; Sr = 27,4%	9,4	c. direto; CD	15,0	30,7	33,0+ 21,9++	1,07 0,71	FONSECA (1991)
solo da lagoa, paralelo à xistosidade; indeformada; e = 0,91; Sr = 27,4%	9,4	c. direto; CD	15,0	30,7	32,1+ 22,6++	1,05 0,74	FONSECA (1991)
solo de Chapéu D'Uvas perpendicular à xistosidade; indeformada; e = 0,74; Sr = 66,2%	18,2	c. direto; CD	30,6	29,7	31,9+ 25,5++	1,07 0,86	FONSECA (1991)
solo de Chapéu D'Uvas paralelo à xistosidade; indeformada; e = 0,74; Sr = 66,2%	18,2	c. direto; CD	29,8	28,8	31,0+ 20,3++	1,08 0,70	FONSECA (1991)

CW: ensaio adensado rápido (umidade constante)

CD: ensaio adensado drenado

ME: múltiplos estágios

-
- 1 - SATIJA, B. S. (1978) Shear behaviour of partially saturated soils. Ph. D. Thesis, Indian Inst. of Tech., Delhi.
- 2 - Conforme JUCA (1990, p.89)

2.9 - DEFORMABILIDADE

A deformabilidade dos solos não saturados tem sido extensivamente estudada nos meios técnicos internacionais. Merece destaque, pela sua abrangência, a publicação de ALONSO et alii (1987, p.5.8-5.25), que servirá de base para a presente revisão da literatura.

Vale ressaltar que o solo arenoso laterítico estudado não apresenta fenômenos de expansão. Seu comportamento, diante de variações da sucção matricial, está relacionado com diminuição de volume. Assim, esta revisão não enfoca com profundidade a expansão dos solos não saturados.

2.9.1 - DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

A experiência acumulada sobre a variação de volume dos solos não saturados, compilada e apresentada por Alonso et alii, tem permitido estabelecer alguns padrões relevantes de comportamento deste materiais, como se segue:

- a) o aumento da sucção matricial contribui para o aumento da rigidez do solo contra alterações das tensões externas aplicadas, e para o aumento da tensão de pré-adensamento aparente, Figura 2.40;
- b) solos com estruturas abertas experimentam colapso quando umedecidos e sujeitos a uma larga faixa de tensões. Isto é particularmente assim nos casos de siltes e areias argilosas de baixa densidade, argilas siltosas de baixa plasticidade e em alguns solos residuais;
- c) conforme aumentam-se as tensões de confinamento, a quantidade de colapso experimentada por um solo não saturado atinge um máximo e então decresce até valores negligenciáveis. A tensão vertical, em ensaio edométrico, onde o máximo colapso ocorre, varia largamente para diferentes tipos de solos, Figura 2.41; e
- d) para um dado solo e uma dada tensão aplicada, variações na sucção matricial podem induzir deformações volumétricas irreversíveis.

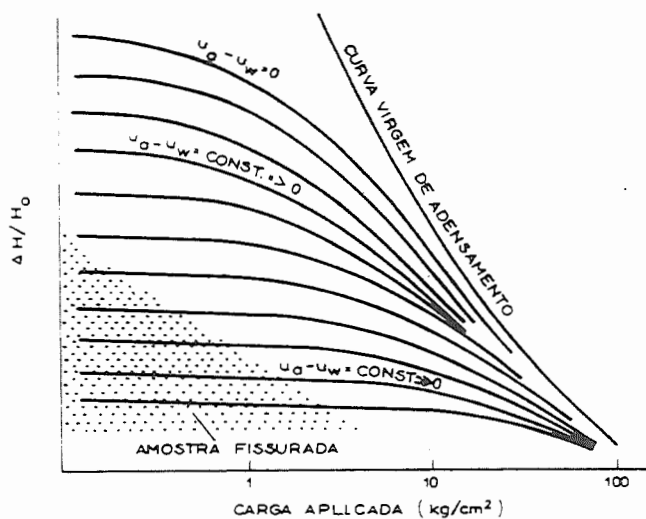


FIGURA 2.40 - Curvas típicas de consolidação para uma faixa de sucções matriciais (AITCHISON & WOODBURN, 1969, p.4).

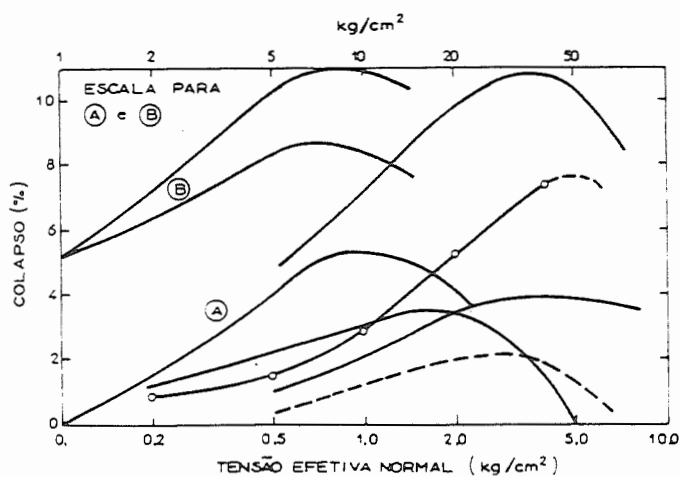


FIGURA 2.41 - Relações entre colapso e tensões efetivas normais. As diferentes curvas indicam solos distintos ou condições do solo ensaiado distintas (Yudhbir¹, citado por ALONSO et alii, 1987, p.5.10).

1 - YUDHBIR, 1982. Collapsing behaviour of residual soils. In: Southeast Asian Geotechnical Conference, 7., Hong Kong, 1982. Proceedings. v.1, p.915-930.

O comportamento, quanto a variações de volume, de um solo não plástico ou moderadamente plástico parcialmente saturado sob condições de tensões isotrópicas ou confinado pode ser representado pelas curvas limites SI (*Suction Increase*) e LC (*Loading Collapse*), Figura 2.42.

Estas curvas limites representam situações de carregamento e de sucção matricial já experimentadas por um solo; dessa forma, o espaço hachurado contido pelas curvas SI e LC definem a região de comportamento elástico do solo. Exceder estes limites significa que o solo acumulará deformações irreversíveis, com uma conseqüente translação de SI ou LC.

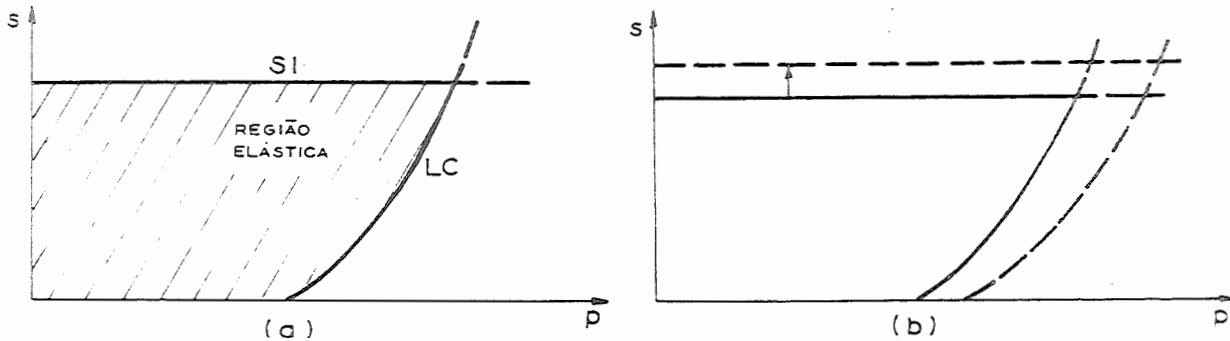


FIGURA 2.42 - a) Curvas limites de colapso por carregamento (*Loading Collapse* - LC) e de acréscimo de sucção (*Suction Increase* - SI); b) Acoplamento entre as curvas limites LC e SI (ALONSO et alii, 1987, p.5.13).

JOSA et alii (1987, p.564) concluíram que os limites definidos pelas curvas SI e LC são acoplados; ou seja, se uma solicitação (variação de carregamento externo ou variação de sucção matricial) promover o deslocamento de um limite, o outro também será alterado, Figura 2.42 b). Para os autores, esta é a principal razão para a falha da unicidade das superfícies de estado.

JIMÉNEZ SALAS (1990, p.2.30-2.31), baseado em resultados experimentais de PRESA (1988), sugere que este modelo precisa

provável que o limite definido por SI seja uma reta horizontal.

Nas Figuras 2.43 e 2.44 mostram-se exemplos qualitativos deste modelo. Na Figura 2.43 observam-se duas trajetórias que iniciam-se em um ponto comum (1) com uma dada sucção matricial (s) e uma baixa tensão aplicada (p). A alternativa (1-2-3) envolve um aumento inicial de carregamento (1-2), e um subsequente aumento de teor de umidade (2-3); a outra alternativa (1-4-3) mostra um umedecimento inicial sob baixas tensões (1-4), seguido por um carregamento na condição saturada (4-3). Não se esperam decréscimos de saturação em nenhuma das trajetórias.

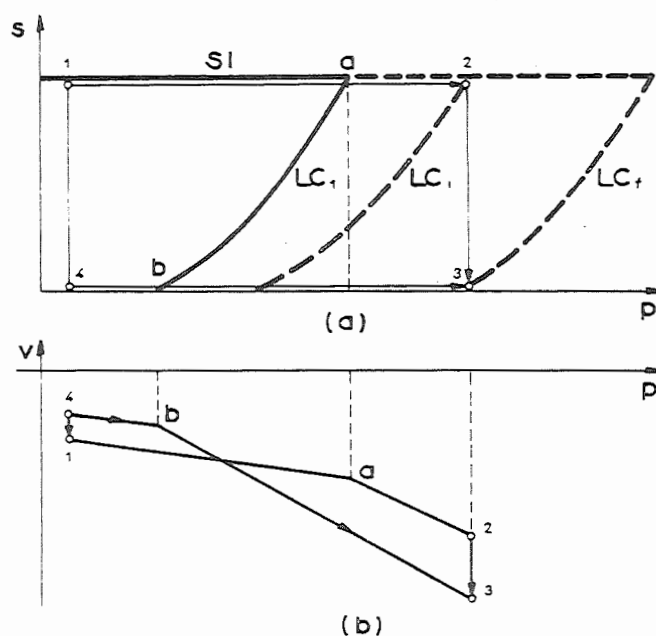


FIGURA 2.43 - Resposta do modelo para as trajetórias alternativas de carregamento-umedecimento. a) Curvas limites e trajetórias de tensões no espaço p versus s ; b) variações das deformações volumétricas com as tensões p .

Esta condição tem sido abordada para mostrar que qualquer das trajetórias adotadas (1-2-3 ou 1-4-3) levam a mesma deformação final (unicidade da superfície de estado).

A trajetória (1-4-3) inicia-se com um pequeno aumento de volume (elástico), seguido de um carregamento em condições de

saturação. Quando a superfície limite é atingida em b, o solo comprime-se plasticamente e a superfície limite transfere-se para um novo nível, até atingir a posição final LC_f .

Pela trajetória (1-2-3), o solo é inicialmente carregado elasticamente sob sucção constante até o ponto a, quando deforma-se plasticamente. No fim do carregamento sob sucção matricial constante, a curva limite posiciona-se num local intermediário LC_i . A trajetória de umedecimento (2-3) induz a um colapso, atingindo-se a superfície limite LC_f .

Ambas as trajetórias alternativas partem da curva limite LC_i e terminam na curva limite LC_f ; portanto as deformações volumétricas induzidas são iguais.

Considere-se agora a seqüência de carregamento mostrada na Figura 2.44. O solo apresenta as curvas limites iniciais SI e LC. A trajetória (1-2-3) envolve inicialmente um acréscimo da sucção matricial (1-2) que causa uma compressão elástica e, se a sucção imposta exceder a máxima já experimentada pelo solo, uma compressão volumétrica plástica. Ao ultrapassar a curva limite SI, sua posição se altera arrastando conjuntamente a curva limite LC para uma posição intermediária LC_i . O carregamento ao longo da trajetória (2-3) gera a curva limite LC_{f1} .

Se a amostra for inicialmente carregada sob condições de sucção matricial nula, a trajetória de tensões atinge a curva limite num ponto anterior, transportando-a para uma posição muito mais afastada da original. O subsequente acréscimo de sucção matricial deve induzir uma deformação volumétrica adicional plástica que move a superfície limite LC para sua posição final LC_{f2} , devido ao efeito de acoplamento.

A deformação volumétrica induzida por esta última trajetória é maior do que a anterior, como se vê na Figura 2.44 b).

ALONSO et alii (1987, p.5.14-5.16) apresentam resultados experimentais de EROL & EL-RUWAY (1982, p.1446-1448), BLIGHT (1965, p.259-269), JENNINGS & BURLAND (1962, p.126-143).

Maswoswe¹, Escario & Sáez² e BARDEN et alii (1969), que atendem ao modelo proposto.

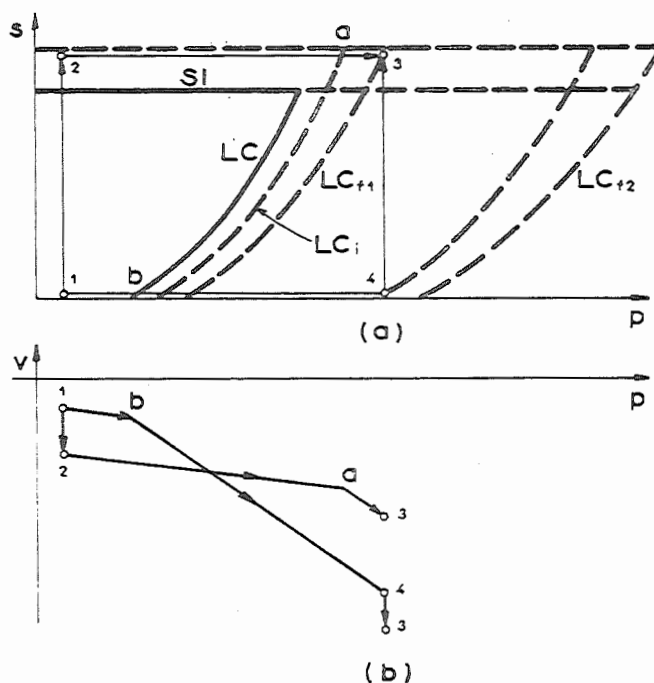


FIGURA 2.44 - Resposta do modelo para as trajetórias alternativas carregamento-secagem. a) Curvas limites e trajetórias de tensões no espaço p versus s ; b) Variações das deformações volumétricas com as tensões p .

2.9.2 - RIGIDEZ

De uma forma geral a rigidez dos solos não saturados aumenta com a sucção matricial. Contudo, existem poucos dados experimentais para se estabelecer uma relação precisa, ALONSO et alii (1987, p.26).

1 - MASWOSWE, J. (1985). Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. London. 1985. (Doutorado - Imperial College).

2 - ESCARIO, V. & SAEZ, J. (1973). Measurement of the properties of swelling and collapsing soil under controlled suction. In: International Conference on Expansive Soils, 3., Naifa, 1973. Proceedings. p.195-200

Para RICHARDS (1974, p.144-145), mesmo que o comportamento tensão-deformação da maioria dos solos não seja linear, podem ser conseguidos, em análises práticas, bons resultados com os parâmetros elásticos lineares (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), determinados segundo trajetórias adequadas de tensão e de umidade.

Na Figura 2.45 observa-se a variação linear entre o módulo de elasticidade de uma argila compactada e a sua sucção matricial, obtida a partir de resultados de ensaios triaxiais com deformações verticais e horizontais controladas.

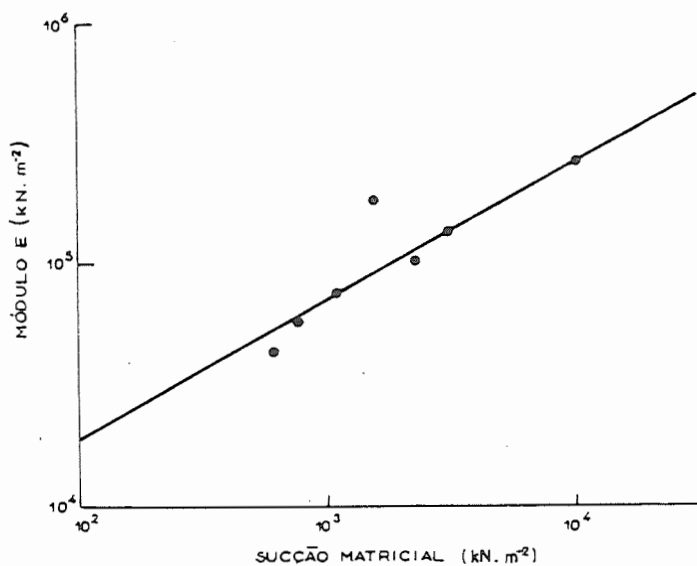


FIGURA 2.45 - Módulo de elasticidade do solo versus sucção matricial para a argila tipo M (RICHARDS, 1974, p.122).

Análises preliminares sobre o coeficiente de Poisson (Richards^{1,2}, citados por RICHARDS, 1974, p.147) indicam que, para solos argilosos expansivos não saturados, o valor pode variar entre 0,5 e 0,16, conforme a situação do solo se

1 - RICHARDS, B. G. (1972a). The analysis of flexible road pavements in the Australian environment: changes of pore pressure or soil suction. Div. of Appl. Geomechanics, Tech Paper nº 17. CSIRO.

2 - RICHARDS, B. G. (1972b). Transient behaviour of saturated and unsaturated soils under changing load and moisture conditions. Div. of Appl. Geomechanics, Tech Paper nº 18. CSIRO.

modifique de uma condição de reduzida massa específica e de pequena sucção matricial até elevadas massa específica e sucção matricial.

Entretanto, para se obter melhores resultados das previsões de comportamento dos solos devem ser usadas relações não-lineares. Estes parâmetros, segundo conclusões baseadas em Huang¹, Morgan & Gerrard², Holden³ e Morgan & Holden⁴, citados por RICHARDS (1974, p.147), podem ser obtidos dos invariantes de tensões ou das tensões octaédricas.

EDIL et alii (1981, p.117-119) ensaiaram uma argila caolinítica sob diversas sucções matriciais e obtiveram como resultado que o módulo tangente inicial cresce com a sucção matricial até um valor crítico, quando começa a diminuir, Figura 2.46.

DELAGÉ et alii (1987, p.27) observaram um aumento da rigidez do solo com a sucção matricial, Figura 2.47.

Com relação ao coeficiente de Poisson, os resultados de EDIL et alii (1981, p.118-120) mostram que ele cresce com a deformação do corpo-de-prova, quando se considera uma mesma sucção matricial. Figura 2.48. Pode-se observar, também, que o coeficiente de Poisson decresce com a sucção matricial inicial, quando se avalia a mesma deformação do corpo-de-prova.

-
- 1 - HUANG, Y. H. (1969). Finite element analysis of non-linear soil media. Proc. ASCE Symp. on Application of Finite Element Methods in Civil Engng., Vanderbilt University.
 - 2 - MORGAN, J. R. & GERRARD, C. M. (1969). Stresses and displacements in a rock mass having stress dependent properties. Joint Symposium on Rock Mechanics, I.E. Aust and AIMM, Sydney, 87.
 - 3 - HOLDEN, J. C. (1967). Stresses and strain in sand mass subjected to a uniform circular load. Univ. of Melbourne. Civil Engn. Departmental Report nº 13.
 - 4 - MORGAN, J. R. & HOLDEN, J. C. (1967). Deflection prediction in prototype pavements. Proc. 2nd Intl. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements. University of Michigan.

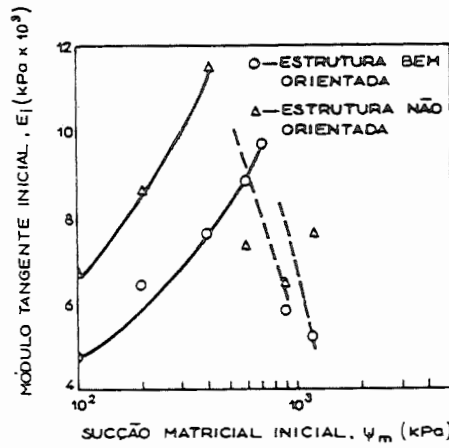


FIGURA 2.46 - Módulo de elasticidade tangente inicial versus sucção matricial inicial (EDIL et alii, 1981, p.119).

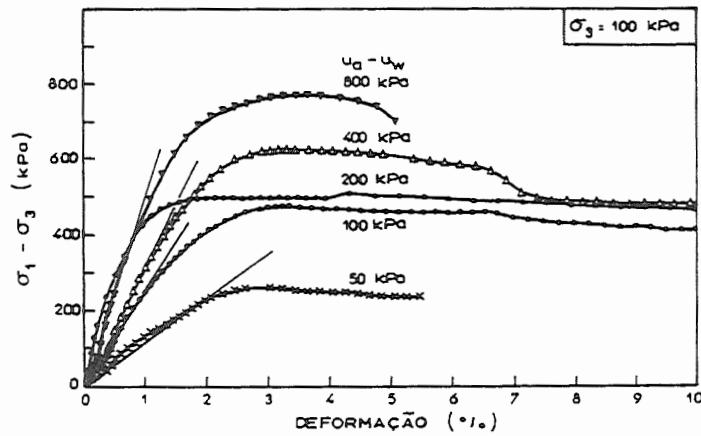


FIGURA 2.47 - Curvas tensão versus deformação (DELAGE et alii, 1987, p.27).

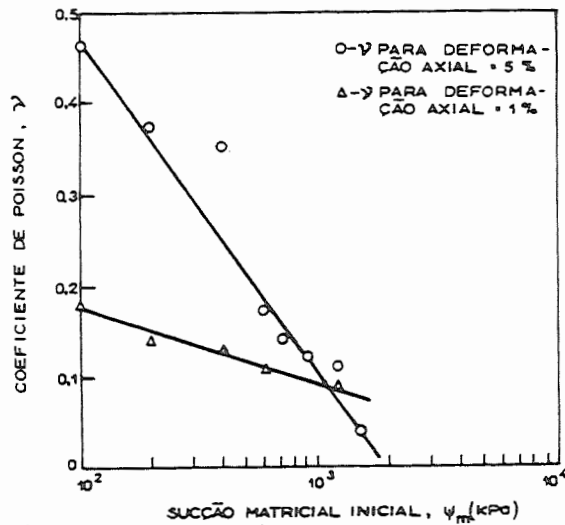


FIGURA 2.48 - Coeficiente de Poisson versus sucção matricial inicial (EDIL et alii, 1981, p.120).

AU & CHAE (1980, p.265-266) apresentaram resultados referentes ao módulo cisalhante que mostram-se máximos na faixa de grau de saturação de 60% a 70%.

Na Figura 2.49 EDIL et alii (1981, p.120-121) mostram que o módulo cisalhante cresce rapidamente com a sucção matricial até um valor crítico de cerca de 400 kPa. A partir deste ponto o módulo cisalhante decresce, de forma semelhante ao módulo de elasticidade.

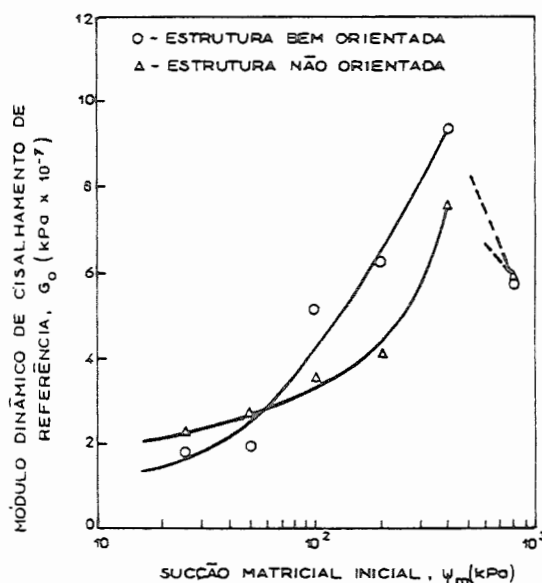


FIGURA 2.49 - Módulo dinâmico de cisalhamento versus sucção matricial (EDIL et alii, 1981, p.121).

Resultados de ensaios de coluna ressonante desenvolvidos e analisados por WU (1983, p.101-167), Wu et alii¹, citados por WU et alii (1985, p.1091), e WU et alii (1985) mostram que para vários solos siltosos e arenosos, o módulo cisalhante apresenta-se máximo entre graus de saturação de 10% a 20%, Figura 2.50.

O módulo resiliente, conforme RICHARDS (1974, p.146) pode ser relacionado com a sucção matricial de forma linear, como exemplificado na Figura 2.51.

WU, S., GRAY, P. M. & RICHART, F. E. Jr. (1984). Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE 110 (GT9):1188-1203.

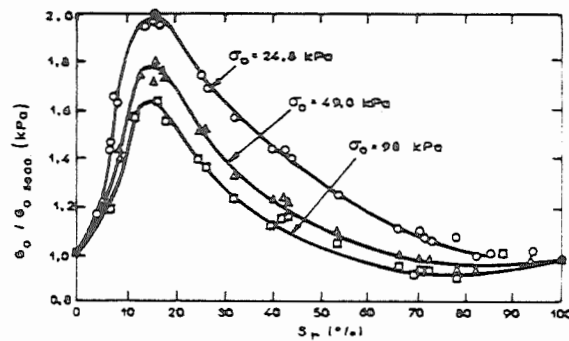


FIGURA 2.50 - $G_0/G_0(\text{seco})$ versus grau de saturação para o silte Glacier Way (Wu et alii¹).

EDIL & MOTAN (1979, p.58-62), EDIL et alii (1981, p.120-123) e MOTAN & EDIL (1982, p.42-48) detectaram picos do módulo resiliente de solos compactados, Figura 2.52, o que contraria os resultados de EDRIS & LYTTON (1977), que relataram valores crescentes para baixas sucções matriciais e valores constantes de módulo resiliente para sucções matriciais acima de 200 a 700 kPa, dependendo do solo considerado.

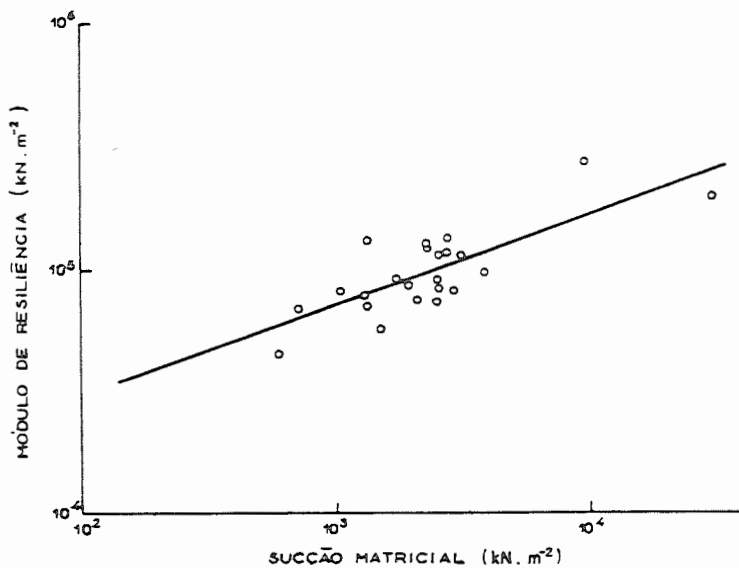


FIGURA 2.51 - Módulo de resiliência versus sucção matricial (RICHARDS, 1974, p.146).

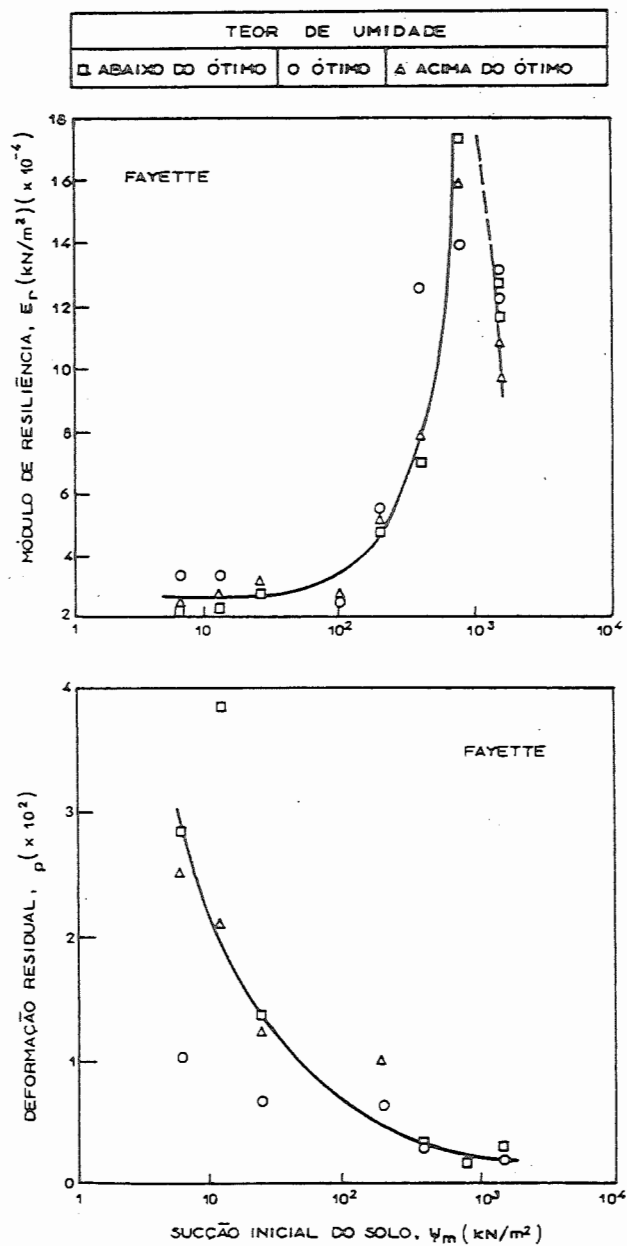


FIGURA 2.52 - Módulo resiliente e deformação residual versus sucção matricial inicial (EDIL et alii, 1981, p.122).

2.10 - EQUIPAMENTOS PARA O ESTUDO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Neste trabalho são estudados, basicamente, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos não saturados obtidos em ensaios de compressão triaxial. Dessa forma, os equipamentos aqui descritos são relativos a determinação da sucção matricial e da resistência ao cisalhamento dos solos em ensaios de compressão triaxial. Os demais equipamentos desenvolvidos para estudar o comportamento dos solos não saturados encontram-se citados de forma sucinta no item 2.10.3, denominado de "Outros Ensaios".

2.10.1 - DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DOS SOLOS

A determinação da curva característica dos solos é realizada por secagem ou por molhamento da amostra de solo, conforme se discute no item 2.4, do presente trabalho.

Quando se adota a alternativa de secagem do corpo-de-prova, é necessário saturar a amostra. Deve-se ter em atenção que a água utilizada para saturação pode afetar a curva de retenção dos solos, particularmente naqueles de textura fina que contenham significativa quantidade de argilominerais expansivos (KLUTE, 1986, p.643).

Os equipamentos usados para este fim são os funís de placas porosas e as membranas ou as placas de pressão. Os componentes fundamentais destes equipamentos são as placas cerâmicas porosas ou as membranas de celulose de alta pressão de entrada de ar.

2.10.1.1 - FUNÍS DE PLACA POROSA

Os funís de placas porosas são usados para sucções matriciais até cerca de 80 kPa. São equipamentos bastante simples apresentados com arranjos diferentes.

Na Figura 2.53 pode-se observar um esquema que aplica a sucção matricial desejada à amostra de solos através da placa porosa, solicitada por uma determinada coluna de água (REICHARDT, 1985, p.151).

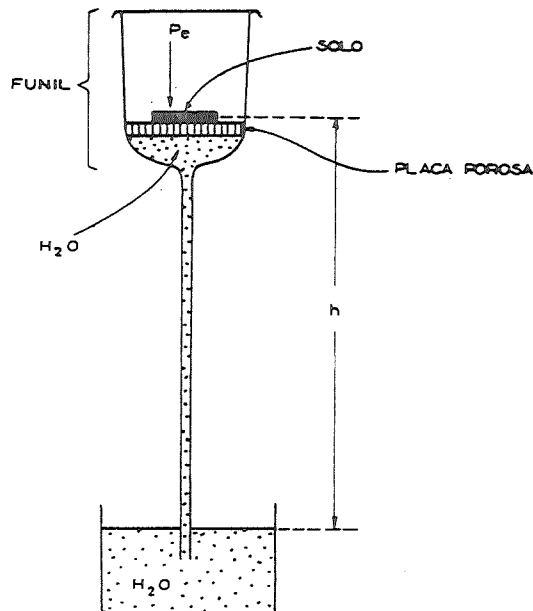


FIGURA 2.53 - Funil de placa porosa (REICHARDT, 1985, p.151).

2.10.1.2 - PLACAS OU MEMBRANAS DE PRESSÃO

As placas ou membranas de pressão foram desenvolvidas para se obter sucções matriciais superiores àquelas conseguidas com os funis de placas porosas. Dado que a água cavita se solicitada por esforços de tração próximos a uma atmosfera, contorna-se esta limitação aplicando-se uma pressão de ar sobre uma placa porosa (ou membrana de celulose) de alta pressão de entrada de ar, que tem sua face inferior ligada à pressão atmosférica. Dependendo da pressão de entrada de ar da placa ou membrana, atingem-se sucções matriciais até cerca de 15000 kPa.

O aparelho é constituído, basicamente, de uma câmara e do elemento de alta entrada de pressão de ar, Figura 2.54 (REICHARDT, 1985, p.148).

As metodologias detalhadas para o emprego destes instrumentos (e de outros) e sobre a manipulação das amostras são apresentadas por KLUTE (1986, p.635-662).

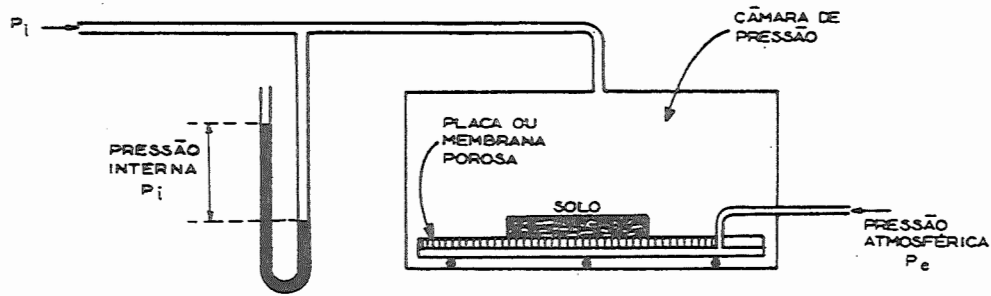


FIGURA 2.54 - Câmara de pressão com placa ou membrana de alta pressão de entrada de ar (REICHARDT, 1985, p.148).

2.10.1.3 - DETERMINAÇÃO DA SUCCÃO TOTAL DOS SOLOS

A pressão de vapor da água do solo varia em função da concentração de solutos e da tensão superficial. O potencial da água dos solos relaciona-se com a pressão de vapor da água segundo a Equação (2.34), rerepresentada em seguida:

$$\phi_t = (R.T/V) \cdot \log_e(P/P_0) \quad (2.34)$$

2.10.1.3.1 - MÉTODO DO EQUILÍBRIO DE VAPOR

Uma forma de se estabelecer a sucção total de uma amostra de solo é através do método do equilíbrio de vapor (CAMPBELL & GEE, 1986, p.631-632). A Figura 2.55 mostra o equipamento usado por BLIGHT (1966, p.25) para este fim.

Neste procedimento, a amostra fica exposta a uma atmosfera com teor de umidade arbitrado, controlado por soluções salinas (BLIGHT, 1966, p.23-25 e KLUTE, 1986, p.658) ou ácidas (JUCÁ, 1990, p.128-129) de potenciais conhecidos.

O tempo de equilíbrio das amostras é apreciável (cerca de uma centena de dias), podendo ser diminuído se for aplicado vácuo na atmosfera do recipiente e com o aumento da superfície de exposição da solução adotada (BLIGHT, 1966, p.26-29).

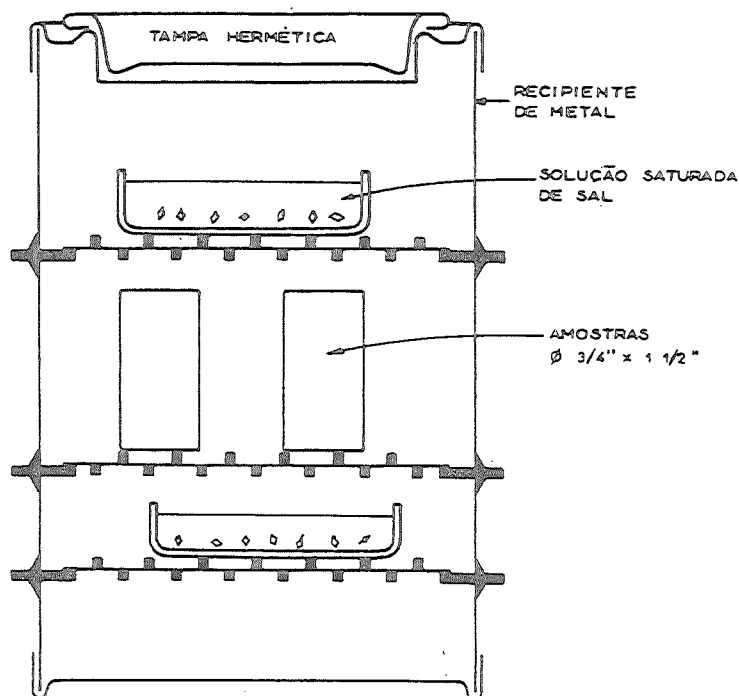


FIGURA 2.55 - Recipiente hermético para controlar o teor de umidade pela pressão de vapor (BLIGHT, 1966, p.25).

2.10.1.3.2 - PSICRÔMETRO

O método do psicrômetro também baseia-se na medida da umidade relativa do ar do solo para determinar a sucção total do solo. O psicrômetro de Spaner, descrito em seguida, funciona segundo o fenômeno de esfriamento de Peltier (RAWLINS & CAMPBELL, 1986, p.597-600).

Na Figura 2.56 mostra-se o arranjo típico do equipamento (EDIL et alii, 1981, p.118). Trata-se de um bulbo poroso que fica em contato com o solo e permite estabelecer um equilíbrio entre o teor de umidade relativo do ar dos vazios do solo e do ar do seu interior. Imerso na atmosfera do interior do bulbo poroso encontra-se um termopar que, quando submetido a passagem de uma corrente elétrica na direção adequada para o abaixamento da sua temperatura, fica coberto por uma certa quantidade de água que se condensou, transformando-se em um bulbo úmido. Quando a água condensada

começa a evaporar, é criada uma diferença de potencial entre esta junta e outra de referência, que resulta numa corrente elétrica. A magnitude da corrente elétrica depende, dentre outros fatores, da taxa de evaporação da água condensada sobre a junta, que é função da umidade relativa do ar do interior do bulbo poroso. Assim, admitido o equilíbrio do ar do interior do bulbo com o ar do solo, a sucção total pode ser inferida através da Equação (2.34) (EDIL et alii, 1981, p.166 e 168; DANIEL et alii, 1981, p.84-88 e RAWLINS & CAMPBELL, 1986, p.597-600).

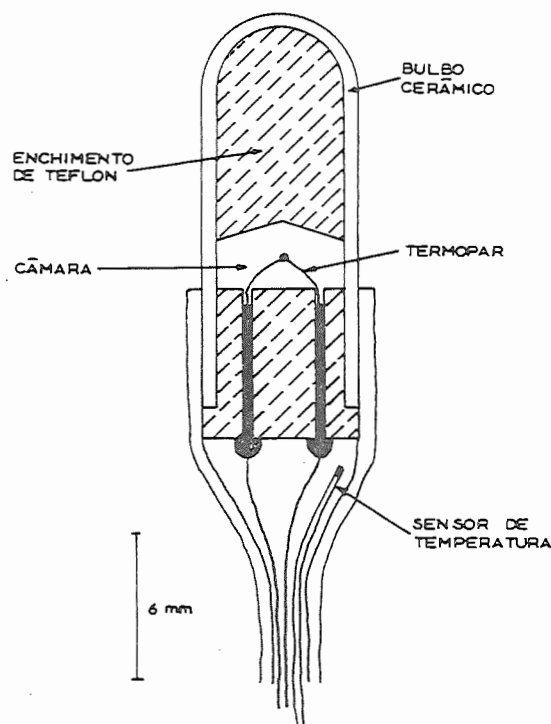


FIGURA 2.56 - Psicrômetro com termopar (EDIL et alii, 1981, p. 118)

A faixa de aplicação destes instrumentos varia de sucções totais desde aproximadamente 100 kPa até o limite do efeito de Peltier, cerca de 80 MPa (RICHARDS, 1974, p.124 e DANIEL et alii, 1981, p.87-88).

Detalhes a respeito da calibração, tempo de resposta, modo de operação e limitações, podem ser obtidos em RICHARDS (1974), DANIEL et alii (1981) e RAWLINS & CAMPBELL (1986).

2.10.1.4 - MEDIDAS DIRETAS DA SUCCÃO

Medidas diretas de sucção podem ser efetuadas com um papel-filtro colocado em contato com o solo (GARDNER, 1937, p.277-283; CAMPBELL & GEE, 1986, p.628-630 e CHANDLER & GUTIERREZ, 1986, p.265-268). A sucção do papel equilibra-se com a sucção do solo. Medindo-se o teor de umidade do papel-filtro pode-se inferir a sucção do solo, segundo uma curva de calibração definida pelo teor de umidade versus sucção do papel (curva característica do papel).

O papel-filtro e outros materiais (SIBLEY & WILLIAMS, 1990, p.381-384) podem ser usados para se determinar a sucção total. Se o papel (ou outro material) estiver imerso no ar que circunda a amostra, sem tocar o solo, o potencial de equilíbrio do papel será o potencial matricial mais o potencial osmótico. Se o papel estiver em contato íntimo com o solo, o potencial medido será o matricial (CAMPBELL & GEE, 1986, p.628-629).

A faixa de utilização deste procedimento varia entre 80 a 6000 kPa (CHANDLER & GUTIERREZ, 1986, p.268). Possíveis fontes de erro são: a) a determinação do teor de umidade do papel, b) variações das propriedades do papel e histerese deste, e c) incapacidade do papel em equilibrar-se com as condições do solo; citam-se, ainda, a diferença de temperatura entre o papel e o solo e a insuficiência de tempo para se atingir a condição de equilíbrio (CAMPBELL & GEE, 1986, p.630).

SIBLEY et alii (1990, p.257-262) compararam a curva característica de papéis-filtro da marca *Whatman's* número 42 de diversas caixas, provenientes de vários lotes de produção, e concluíram que a calibração de apenas um papel de cada lote é o suficiente. SIBLEY & WILLIAMS (1990, p.381-384) analisaram os seguintes materiais: papel-filtro *Whatman's* número 42, tubos de celulose sem costura da *Union-Carbide Corporation* e *Millipore MF filtration membranes* da *Millipore Corporation of Bedford*. Os autores concluíram que: a) o

papel-filtro *Whatman's* número 42 apresenta uma faixa maior de respostas e, b) os materiais testados apresentaram faixas de melhor sensibilidade diferentes, tornando-se interessante escolher o mais adequado para cada caso com a finalidade de se melhorar a precisão das medidas.

2.10.2 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados pode ser avaliada em ensaios de compressão triaxial ou de cisalhamento direto. Neste texto são apresentadas considerações somente sobre os ensaios de compressão triaxial. Sobre o ensaio de cisalhamento direto são apresentadas referências bibliográficas no item 2.10.3, onde se encontram, também, citações a respeito dos ensaios de penetração.

2.10.2.1 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A adaptação fundamental presente na câmaras de ensaio triaxial usadas por BISHOP et alii (1960, p.510), BISHOP & DONALD (1961, p.13-16), BISHOP & HENKEL (1962), DONALD (1963, p.41), ESCARIO (1980, p.794), HO & FREDLUND (1982a, p.274) e HO & FREDLUND (1982b, p.18-20), dentre outros, é a utilização de um elemento de alta pressão de entrada de ar, junto ao corpo-de-prova, que permita controlar ou medir a pressão da água de magnitudes negativas em relação à atmosfera. Comum, também, a todos estes equipamentos é o emprego de um elemento poroso que permita a medida ou o controle da pressão de ar do solo.

Na Figura 2.57 observa-se o arranjo adotado por BISHOP et alii (1960, p.510), origem das demais modificações. Neste caso o elemento de alta pressão de entrada de ar é uma pedra porosa cerâmica incrustada na base da câmara de ensaio de

compressão triaxial. As características de dois tipos de pedras porosas são mostradas na Tabela 2.2, item 2.10.2.1.

Desenvolver ensaios de compressão triaxial com solos não saturados exige maiores cuidados do que quando se estuda solos saturados. Além de se fazerem mais medidas ou controle de um maior número de grandezas, no caso dos solos não saturados existem, também, diferentes condições entre a água do interior do corpo-de-prova e a água usada para aplicar as tensões confinantes. BISHOP et alii (1960, p.505) e BISHOP & DONALD (1961, p.13-20), dentre outros, citam uma série de dificuldades relativas à permeabilidade da membrana de latex, a baixa pressão de entrada de ar das pedras porosas e a cavitação da água no sistema de medidas de pressão da água sob pressões subatmosféricas.

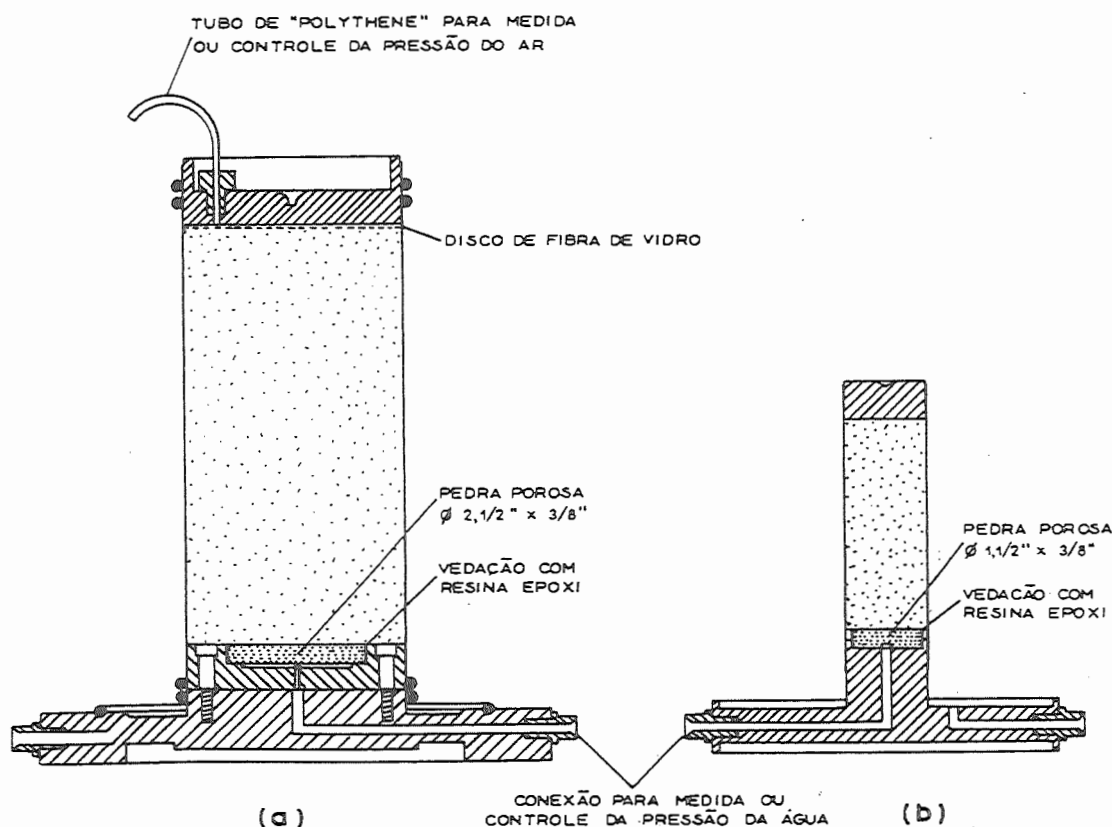


FIGURA 2.57 - Esquema das alterações desenvolvidas por BISHOP et alii (1960, p.510), mostrando o detalhe da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar incrustada na base da câmara de ensaios de compressão triaxial.

BISHOP & DONALD (1961, p.13-16) e DONALD (1963, p.41) apresentaram uma nova alteração da câmara de ensaios de compressão triaxial para prevenir a migração do ar pela membrana de latex, submergindo a amostra em mercúrio, Figura 2.58.

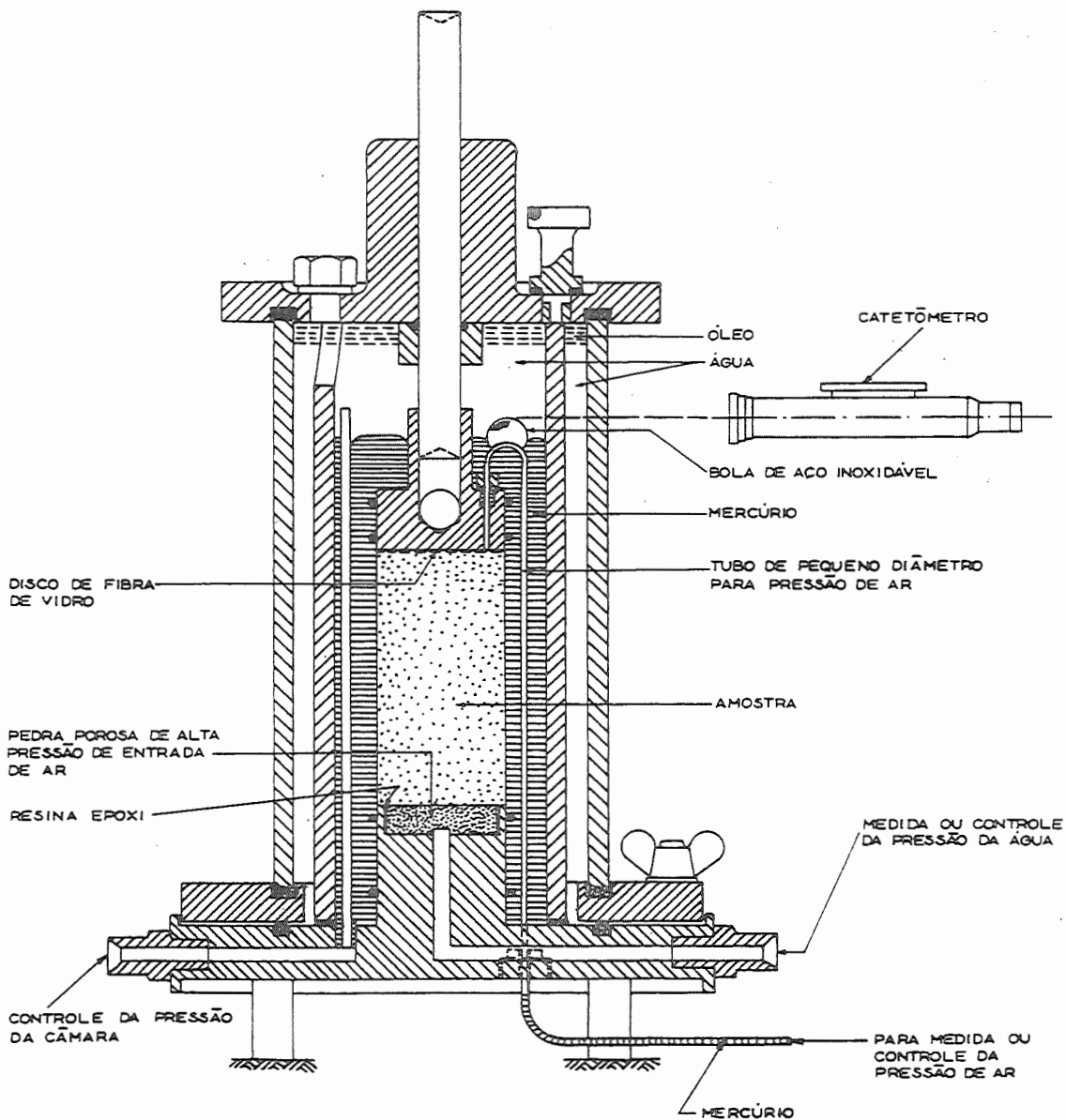


FIGURA 2.58 - Modificações na câmara de ensaios de compressão triaxial necessárias para submergir o corpo-de-prova revestido com a membrana de látex em mercúrio (BISHOP & DONALD, 1961, p.15).

Para se contornar o problema de cavitação da água no sistema de medidas foi adotada a técnica de translação de eixos de HILF (1956), que consiste no deslocamento da referência de medidas da pressão da água do solo da condição padrão atmosférica para outra pressão de ar, de tal forma que não ocorram pressões subatmosféricas na água. A sucção matricial iguala-se a diferença entre a pressão do ar e da água.

BISHOP & DONALD (1961), OLSON & LANGFELDER (1965, p.129) e FREDLUND & MORGENSTERN (1977, p.451-460) admitem a validade desta técnica. BOCKING & FREDLUND (1980, p.131-133) fazem restrições a este procedimento quando há possibilidade de ocorrerem bolhas de ar ocluso no solo.

Na Figura 2.59 mostra-se a câmara modificada de ensaios de compressão usada por HO & FREDLUND (1982b, p.18-20). Na Figura 2.60 apresenta-se o esquema do sistema de controle de pressões e medidas usado por Ho e Fredlund. Deve-se observar que existe um acessório denominado de *flushing system* (FREDLUND, 1975, p.535-537 e HO & FREDLUND, 1982b, p.19), que permite a retirada e a medida do ar que passa pela pedra porosa de alta pressão de entrada de ar na forma solubilizada.

ESCARIO (1980, p.793-796) apresentou uma câmara de ensaios de compressão triaxial que segue a tendência estabelecida por Bishop, Figura 2.61. Neste sistema, a medida da variação de volume do corpo-de-prova é realizada segundo um processo ótico desenvolvido por ESCARIO & URIEL (1961, p.89-93), embora apareça a unidade convencional de medidas. Segundo JUCÁ (1990, p.150), quando a sucção matricial excede 1,5 MPa, pode-se associar à pedra porosa de alta pressão de entrada de ar, desta câmara, uma membrana semipermeável (*sic*).

EDIL et alii (1981, p.116-118) e EDIL & MOTAN (1984, p.174-175) adotam o uso de psicrômetros para a medida da sucção total do corpo-de-prova, Figura 2.62. Para se

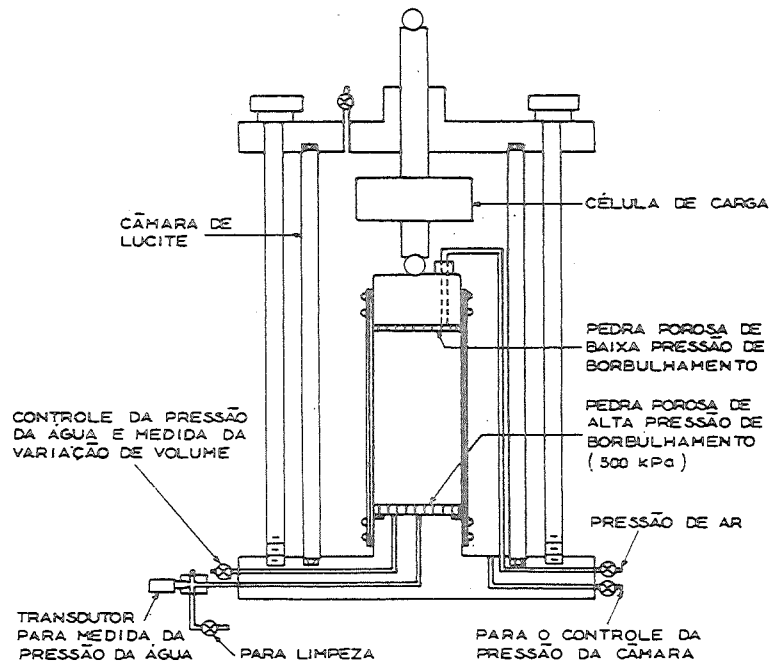


FIGURA 2.59 - Câmara de ensaios de compressão triaxial modificada para se ensaiarem corpos-de-prova de solo não saturado (HO & FREDLUND, 1982b, p.19).

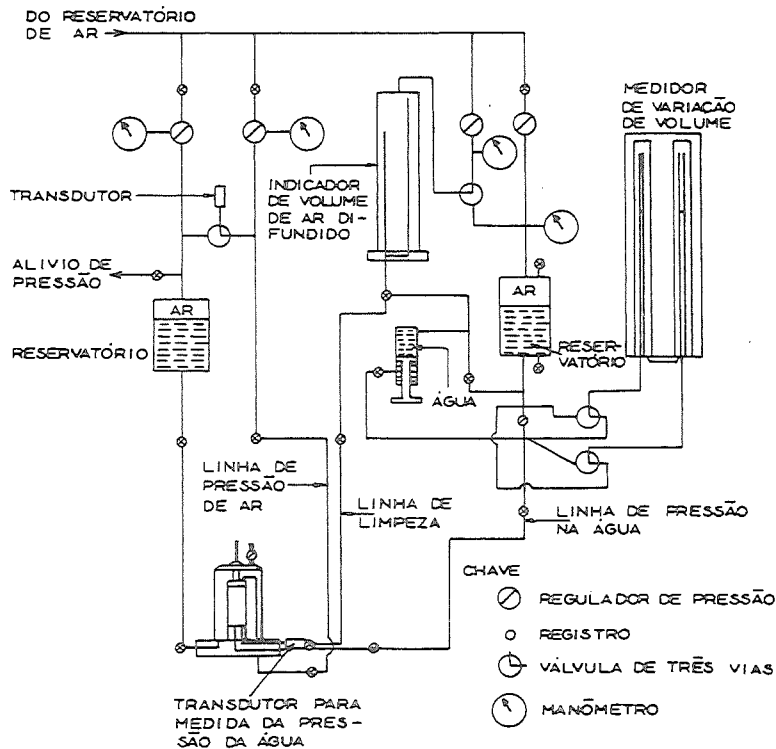


FIGURA 2.60 - Diagrama esquemático do sistema de controle de aplicação de pressões de ar e de água ao corpo-de-prova de solo não saturado (HO & FREDLUND, 1982b, p.19).

determinar a sucção matricial torna-se necessário conhecer a sucção osmótica ($\phi_t = \phi_m + \phi_o$), que pode ser obtida por medições psicrométricas ou da condutividade na água extraída do corpo-de-prova. Este procedimento não é simples e tem sido motivo de pesquisas e discussões (KRAHN & FREDLUND, 1971, p.344-347; RICHARDS et alii, 1986, p.41-42 e EDIL & MOTAN, 1986, In: RICHARDS et alii, 1986, p.44).

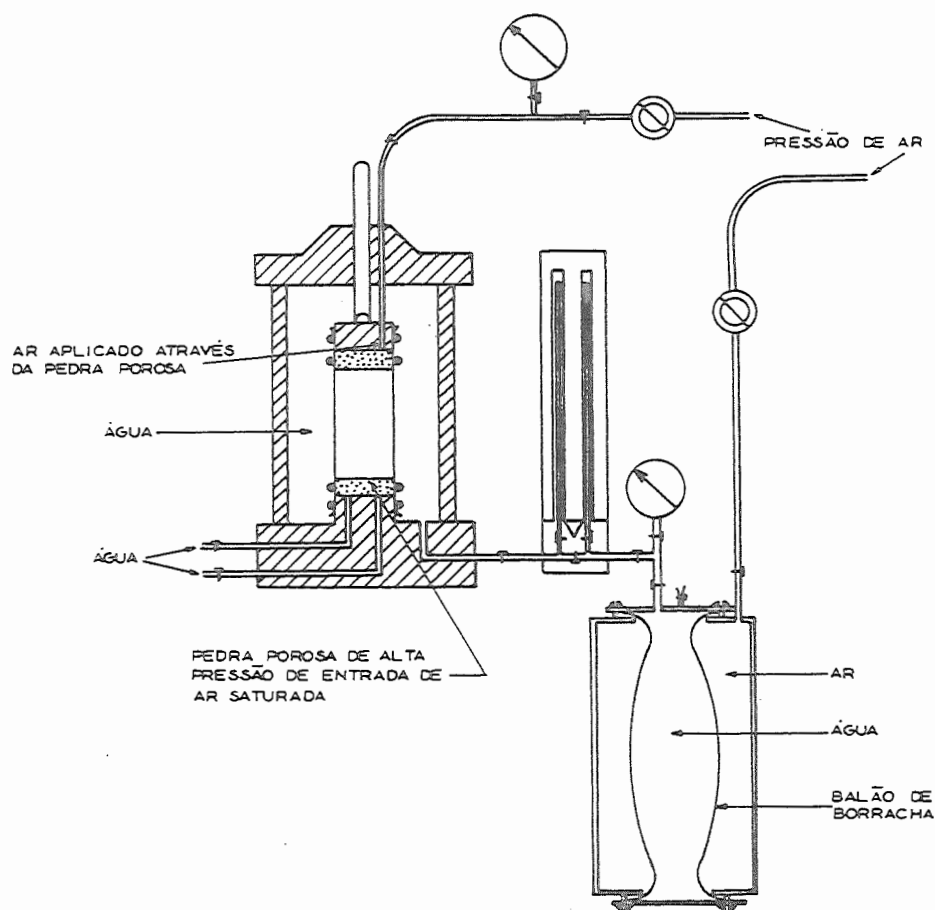


FIGURA 2.61 - Esquema de uma câmara para ensaios de compressão triaxial com sucção controlada (ESCARIO, 1980, p.794).

Toll¹, citado por JUCÁ (1990, p.151-153), utilizou uma

1 - TOLL, D. G. (1988). The behaviour of unsaturated compacted naturally occurring gravel. London, 1988. (Doutorado - University of London)

sonda com transdutores de pressão instalados a meia altura do corpo-de-prova. com a finalidade de avaliar a sucção matricial também nesta posição.

2.10.2.2 - PROCEDIMENTOS E DIFICULDADES DE ENSAIO

Preparação do corpo-de-prova

Antes de se procederem as avaliações do comportamento mecânico de um corpo-de-prova de solo não saturado, compactado ou natural, deve-se conhecer qual é a sucção presente.

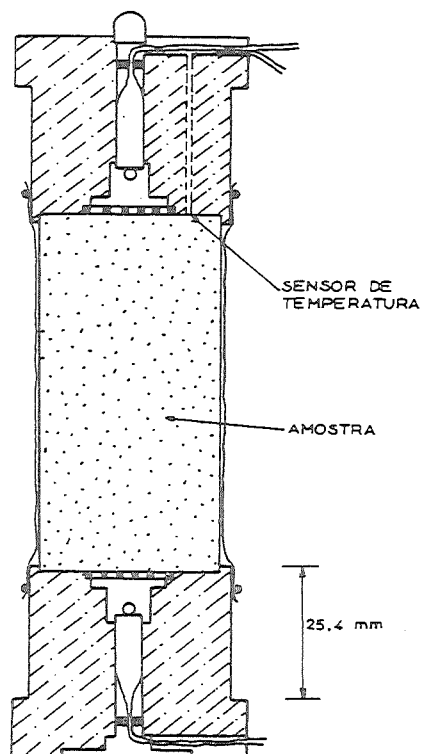


FIGURA 2.62 - Psicrômetros alojados no cabeçote e na base de uma câmara de ensaios de compressão triaxial (EDIL et alii, 1981, p. 118).

A condição de ensaio desejada pode ser estabelecida antes de se posicionar o corpo-de-prova no equipamento onde será efetuado o estudo de seu comportamento mecânico. Neste caso são usadas placas de sucção ou o método de equilíbrio de vapor.

Outro processo para se estabelecer a sucção do corpo-de-prova é levá-lo ao equilíbrio já no interior da câmara de ensaios geotécnicos, com carregamento ou não.

A escolha de um ou outro procedimento depende dos objetivos do estudo.

Tempo de equilíbrio

Os elementos de alta pressão de entrada de ar usados no estudo dos solos não saturados têm o inconveniente de serem de baixa permeabilidade. Associados a esta característica estão dois problemas: a) o tempo necessário para se atingir a sucção inicial de ensaio e, b) o tempo de equilíbrio da sucção durante o ensaio geotécnico.

O primeiro problema pode ser resolvido com um maior número de aparelhos, de tal forma que os ensaios obedeçam um cronograma que permita otimizar o uso dos recursos disponíveis. O segundo entrave deve ser contornado com a adoção de velocidades de ensaio que permitam o reequilíbrio da sucção em todo corpo-de-prova.

BISHOP et alii (1960, p.511-516), LUMB (1966, p.359-360), RUDDOCK (1966, p.78-81), GULHATI & SATIJA (1981, p.610), sugerem procedimentos empíricos para a escolha da velocidade de deformação do corpo-de-prova.

HO & FREDLUND (1982c, p.790-801) apresentam um modelo teórico para estimar o tempo necessário para se desenvolver o cisalhamento de um solo não saturado, que considera, além da baixa permeabilidade do elemento de alta pressão de entrada de ar, as características do coeficiente de permeabilidade (item 2.6.1) e da compressibilidade dos solos não saturados (FREDLUND & HASAN, 1979, p.521-531).

A solução do problema da drenagem dificultada pelo elemento de alta pressão é resolvida, em analogia à problemas de fluxo de calor, com a introdução da impedância do conjunto solo não saturado-elemento drenante:

$$\lambda = (k_d \cdot h') / (k_w \cdot h_d) \quad (2.35)$$



onde

- λ : fator de impedância,
 k_d : coeficiente de permeabilidade do elemento de alta pressão de borbulhamento,
 k_w : coeficiente de permeabilidade do solo não saturado,
 h_w : distância de drenagem do corpo-de-prova e
 h_d : espessura do elemento de alta pressão de borbulhamento.

O tempo de ruptura necessário para manter um grau de consolidação arbitrado no solo, segundo Bishop & Gibson¹, citados por HO & FREDLUND (1982c, p. 796) pode ser escrito como:

$$t_f = h^2 / (\eta \cdot c_v^w \cdot (1 - \bar{U}_f)) \quad (2.36)$$

onde

- t_f : tempo necessário para ruptura da amostra (sugerido: $U_f = 0,95$),
 h : comprimento de drenagem,
 c_v^w : coeficiente de consolidação,
 \bar{U}_f : grau de dissipação média da pressão da água, na ruptura,
 η : $0,75/(1 + 3/\lambda)$, quando a drenagem se der por uma extremidade do corpo-de-prova e
 η : $3,0/(1 + 3/\lambda)$, quando a drenagem se der pelas duas extremidades do corpo-de-prova.

Dessa forma, a taxa de deformação para a ruptura do corpo-de-prova é:

$$\dot{\xi} = \xi_f / t_f \quad (2.37)$$

onde

- $\dot{\xi}$: taxa de deformação para a ruptura do corpo-de-prova e
 ξ_f : deformação do corpo-de-prova na ruptura.

Na Figura 2.63 apresentam-se curvas do fator de impedância adimensional *versus* tempo de ruptura, para diversos coeficientes de consolidação relativos a fase aquosa. Esta forma adimensional permite a estimativa do tempo de ruptura para uma grande quantidade de tipos de solos e de sistemas de medida de pressão na água.

1 - BISHOP, A. W. & GIBSON, R. E. (1963) Os autores HO & FREDLUND (1982c, p.796) não apresentaram a referência no texto.

A Tabela 2.1 mostra os valores de velocidade de ensaio usados por diversos autores:

TABELA 2.1 - Velocidades de ensaio de cisalhamento.

velocidade (ξ_h %/min)	$(u_a - u_w)_{\max}$ (kPa)	referência bibliográfica
0,040	-	Satiya & Gulhati ¹
0,010	200	ESCARIO (1980)
0,008	420	GULHATI & SATIJA (1981)
0,001	505	HO & FREDLUND (1982c)
0,001	800	DELAGE et alii (1987)

Fonte: JUCA (1990a, p.156).

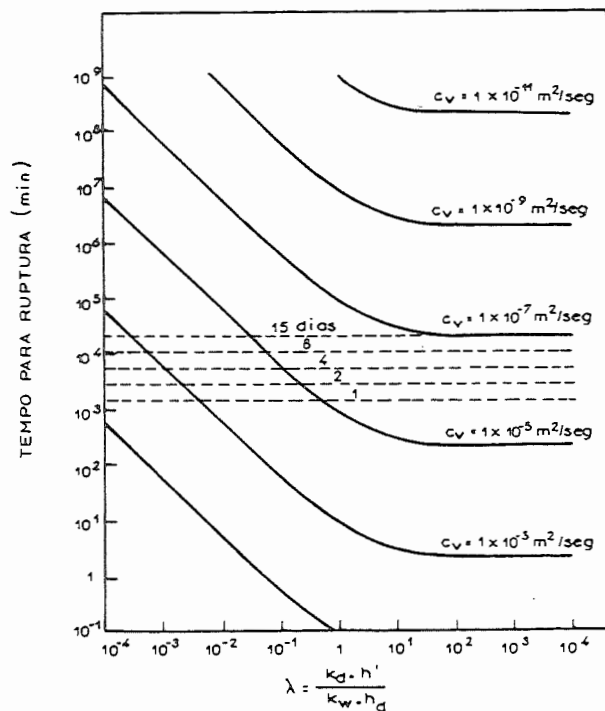


FIGURA 2.63 - Fator de impedância adimensional versus tempo de ruptura para vários coeficientes de adensamento do solo (HO & FREDLUND, 1982c, p.800).

1 - SATIJA, B. S. & GULHATI, S. K. (1979). Strain rate for shear testing of unsaturated soil. In: Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engineering, 6. p. 83-86.

Elementos de alta pressão de entrada de ar

As características dos elementos de alta pressão de entrada de ar usadas pelos diversos pesquisadores do assunto são apresentadas em seguida.

Na Tabela 2.2 observam-se as características das pedras porosas utilizadas pelos autores, nos estudos a respeito do comportamento dos solos não saturados.

TABELA 2.2 - Características das pedras porosas usadas por BISHOP et alii (1960).

características	pedras porosas	
	Aerox "Celloton" Grade VI	Doulton Grade P6A
porosidade (%)	46	23
p. de borbulhamento (psi)	30	22
permeabilidade (cm/s)	$2,9 \times 10^{-6}$	$2,1 \times 10^{-7}$

Fonte: BISHOP et alii (1960, p.508).

As propriedades das pedras cerâmicas (Soil Moisture Corporation, Santa Barbara, California) usadas por Fredlund¹, citado por HO & FREDLUND (1982c, p.791), podem ser vistas na Tabela 2.3:

TABELA 2.3 - Propriedades das pedras porosas cerâmicas Soil Moisture Corporation, Santa Barbara, California

pressão de entrada de ar kPa	500	1500
espessura (cm)	0,622	0,306
permeabilidade (cm/seg)	$1,2 \times 10^{-9}$	$7,9 \times 10^{-11}$

Fonte: HO & FREDLUND (1982c, p.791).

1 - FREDLUND, D. G. (1973). Volume change behavior of unsaturated soils. Edmonton, 1973.
(Doutorado - University of Alberta)

Na literatura internacional parece haver uma consideração genérica a respeito das membranas usadas como elemento de alta pressão de entrada de ar. Algumas vezes são feitas referências a estas membranas como semipermeáveis. Vale lembrar que, uma membrana semipermeável permite a passagem apenas de água, o que leva a controlar a sucção total do solo (ZUR, 1966, p.394-398 e PECK & RABBIDGE, 1969, p.196-202).

Uma membrana permeável, com alta pressão de borbulhamento, permite a passagem de água e dos solutos, mantendo, a concentração igual em ambos os lados. Dessa forma, ela controla a sucção matricial. JUCÁ (1990a, p.144-145) chama a atenção para o fato de que as membranas usadas, na maioria das vezes, são permeáveis aos íons dissolvidos.

Permeabilidade das membranas de látex

Deve-se ter em atenção que as membranas de látex usadas nos ensaios de compressão triaxial podem ser permeáveis ao ar e à água. Portanto, ensaios longos exigem maiores cuidados. BISHOP & DONALD (1961, p.13-16) e DONALD (1963, p.41), já citados no item 2.10.2.1 deste trabalho, apresentam uma solução usando mercúrio para prevenir este problema.

FREDLUND & MORGENSTERN (1977, p.454), ao examinarem o estado de tensões de um solo não saturado, empregaram uma isolação composta de papel laminado de alumínio, graxa para vácuo e duas membranas de látex, para prevenir a difusão do ar da amostra para a água da câmara. Esta solução é inconveniente para ensaios de compressão triaxial, durante a fase de cisalhamento.

KOMORNIK et alii (1980, p.211) adotaram óleo de silicone para prevenir a passagem de água pela membrana de latex.

Tipos de ensaios

Os tipos de ensaios de compressão triaxial efetuados para se estudar o comportamento dos solos não saturados são vários, como se mostra em seguida.

BISHOP et alii (1960, p.505-506) descrevem, sucintamente, duas modalidades de ensaios triaxiais com solo não saturados:

a) ensaio não drenado, no qual durante a aplicação da tensão confinante e da tensão de carregamento axial são medidas as pressões do ar e da água do solo; e,

b) ensaio com teor de umidade constante, no qual a pressão do ar é controlada e a da água é medida. Esta modalidade é realizada utilizando a técnica conhecida no meio geotécnico como translação de eixos (HILF, 1956).

Outra opção, HO & FREDLUND (1982c, p.788), é o ensaio adensado não drenado. Neste ensaio, o corpo-de-prova é adensado sob uma dada condição de tensões, e as pressões na água e no ar são medidas durante a fase de cisalhamento.

HO & FREDLUND (1982a, p.266-277) e HO & FREDLUND (1982b, p.18-20) propõem a técnica de ensaios triaxiais de múltiplos-estágios, com a finalidade de se obter a maior quantidade de informações possível de um limitado número de ensaios, e eliminar o efeito da variação das características dos corpos-de-prova.

ANEXO I - OUTROS ENSAIOS

A1.1 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A medida da condutividade hidráulica dos solos não saturados pode ser feita de diversas maneiras, conforme se segue.

A1.1.1 - MÉTODO DA CARGA OU FLUXO CONSTANTE

O método de carga ou fluxo constante é semelhante aos utilizados para os solos saturados, com a diferença de que a carga hidráulica é negativa e é controlada nas duas extremidades da amostra (Nielsen & Biggar, citados por OLSON & DANIEL, 1981, p.35).

Detalhes deste e de outros equipamentos, procedimentos de ensaios, fundamentos teóricos e expressões para cálculos podem ser encontrados em COREY (1957, p.7-10), NIELSEN et alii (1960, p.157-160), KLUTE (1972, p.264-269), OLSON & DANIEL (1981, p.35-36), KLUTE & DIKERSEN (1986, p.703-716) e MUALEM (1986, p.799-821).

A1.1.2 - MÉTODO DO FLUXO TRANSITÓRIO

Outro procedimento usado para se determinar a condutividade hidráulica dos solos não saturados é o método do fluxo transitório.

Como exemplo desta classe de ensaios apresenta-se o método da placa de alta pressão de entrada de ar. Neste ensaio uma amostra de solo saturada é colocada sobre uma placa cerâmica de alta pressão de entrada de ar, também saturada, posicionada no interior de uma câmara de pressão. A pressão do ar do interior da câmara é aumentada, enquanto que a água da placa porosa é mantida sob pressão atmosférica. Este estágio permanece inalterado até que a água da amostra

1 - NIELSEN, D. R. & BIGGAR, J. W. (1961). *Soil Science*, 92:192-193.

atinga o equilíbrio exigido pelas condições impostas. Atingido o equilíbrio, aumenta-se, novamente, a pressão do ar, gerando um excesso de pressão na água do solo, que vai drenar para o exterior da câmara de pressão (OLSON & DANIEL, 1981, p.38).

AI.1.3 - MÉTODO DO PERFIL INSTANTÂNEIO

Neste método uma amostra de solo cilíndrica e longa é posicionada horizontalmente, e instrumentada com tensiômetros ou psicrômetros. A amostra está inicialmente em equilíbrio hidráulico, quando se altera as condições hidráulicas de uma face (*near end*); as medidas de sucção ao longo da amostra permitem calcular a condutividade hidráulica. Maiores detalhes e procedimentos podem ser encontrados em KLUTE (1972, p.269-272), OLSON & DANIEL (1981, p.36-38), KLUTE & DIKERSEN (1986, p.730) e MUALEM (1986, p.799-821).

AI.2 - RESISTÊNCIA

AI.2.1 - CISALHAMENTO DIRETO

Equipamentos para ensaios de cisalhamento direto foram desenvolvidos por ESCARIO (1980, p.787-793), GAN & FREDLUND (1988, p.132-137) e GAN et alii (1988, p.500-509). De um modo geral, estes aparelhos são compostos de uma câmara onde fica a caixa de ensaios de cisalhamento direto. Na base da caixa pode-se controlar ou medir a pressão da água com o auxílio de um elemento de alta pressão de borbulhamento. A câmara permite a aplicação da pressão do ar (ou nitrogênio), conseguindo-se as sucções matriciais desejadas, Figura A2.1.

Segundo ESCARIO (1988, np.) as vantagens e desvantagens deste equipamento são:

a) a pequena espessura da amostra permite que se atinja o equilíbrio das condições do corpo-de-prova em tempos menores do que nos ensaios de compressão triaxial;

b) a velocidade de ensaio pode ser maior do que nos ensaios de compressão triaxial, porque a distância de drenagem é menor; e,

c) a força horizontal aplicada à parte superior da caixa de cisalhamento gera uma excentricidade da força vertical. Este inconveniente foi solucionado por Escario¹, citado por JUCA (1990a, p.159).

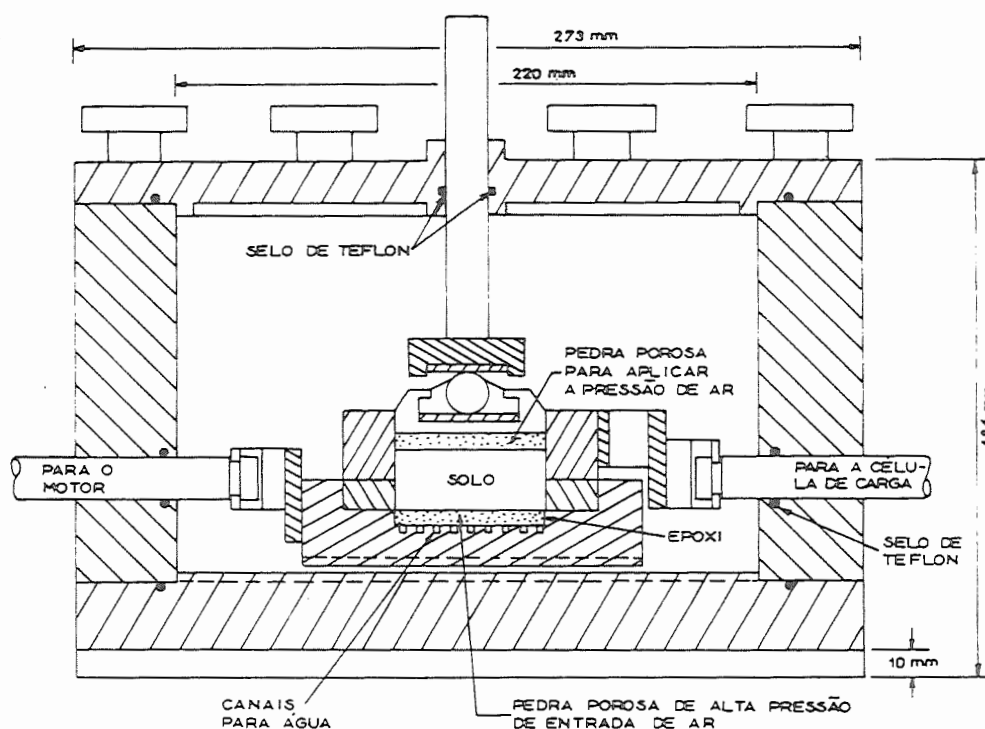


FIGURA A1.1 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto modificado (GAN et alii, 1988, p.502).

A1.2.2 - RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

ESCARIO (1980, p.781-787) propôs um equipamento para a avaliação da resistência a penetração de solos não saturados.

Na Figura A2.2 mostra-se o equipamento de Escario. Trata-se de uma câmara para aplicação da pressão do ar (ou nitrogênio), no interior da qual é posicionada a amostra sobre um elemento de alta pressão de entrada de ar. O corpo-de-prova tem dimensões reduzidas (diâmetro de 70 mm e espessura de 20 mm), o que facilita manter em equilíbrio a

sucção que se desenvolve ou que é imposta durante a penetração.

HRYCIW & DOWDING (1987, p.135-140) estudaram a resistência a penetração de areias não saturadas.

Paraire² e Toll³, citados por JUCÁ (1990a, p.161-163), adaptaram equipamentos convencionais para determinar o CBR de solos não saturados.

A1.3 - VARIAÇÃO DE VOLUME

JUCÁ (1990a, p.142-148) apresentou uma profunda revisão bibliográfica sobre este assunto, que é a base do texto que se segue. Todas as referências marcadas neste sub-item com um índice sobrescrito, são citações de JUCÁ (1990a) e não obtidas pelo autor deste trabalho.

A1.3.1 - CÉLULAS DE ADENSAMENTO COM SUCCÃO CONTROLADA POR PROCEDIMENTOS MECÂNICOS

BARDEN & SIDES (1970, p.1173) alteraram uma célula de adensamento de Rowe, colocando pedras cerâmicas de alta pressão de entrada de ar junto ao topo e a base da amostra, com o fim de estudar o comportamento de uma argila compactada não saturada.

-
- 1 - ESCARIO, V. (1989). Determinación de las características de los suelos parcialmente saturados. Informe final, clave 82-340-0-001. Laboratorio de Geotecnia-CEDEX.
 - 2 - PARAIRE, J. (1987). Essais de succion sur des éprouvettes de diamètre CBR. Relation portance-succion. Bull. Liasson Labo. P. et Chaussées num. 147, p.59-63.
 - 3 - TOLL, D. G. (1988). The behaviour of unsaturated compacted naturally occurring gravel. London, 1988. (Doutorado - University of London)

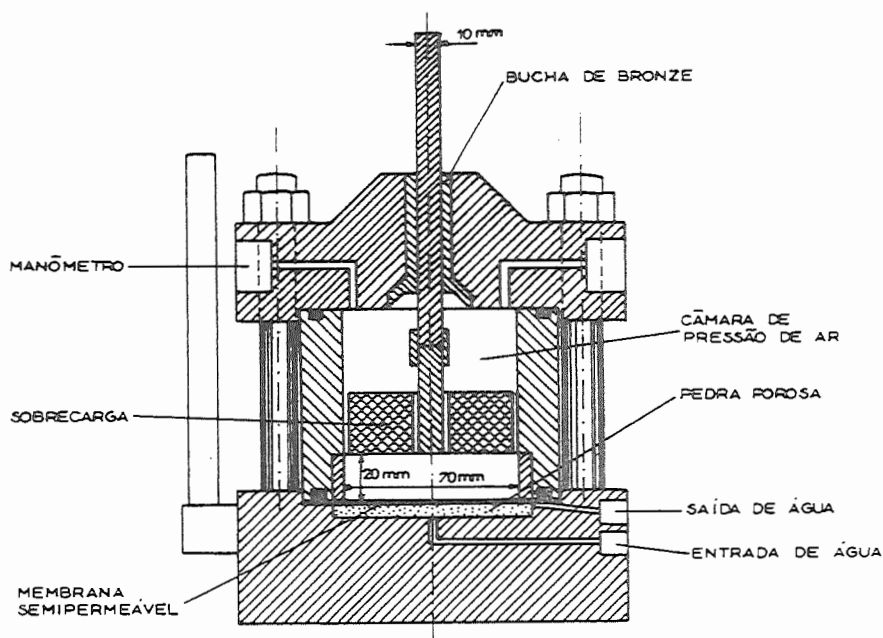


FIGURA A1.2 - Equipamento para ensaios de resistência à penetração com sucção controlada (ESCARIO, 1980, p.783).

Escario & Sáez¹ modificaram o equipamento desenvolvido por Escario² e ESCARIO (1969, p.207-217) para o estudo da

1 - ESCARIO, V & SAEZ, J. (1973). Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. In: Int. Conf. on Expansive Soils, 3., Haifa, 1973. p.195-200.

2 - ESCARIO, V. (1967). Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tension. In: Int. Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Roads Pavements, O.C.D.E., Madrid Meeting.

variação de volume de solos não saturados. O princípio de funcionamento do equipamento é semelhante ao ensaio e adensamento convencional, com a alteração de que a amostra fica em contato, na base, com um elemento de alta pressão de entrada de ar, Figura A2.3.

Cuellar¹ modificou o anel que contém a amostra adicionando uma faixa extensométrica que permite quantificar as tensões que se desenvolvem no sentido radial.

AITCHISON & WOODBURN (1969, p.5), BARDEN et alii (1969, p.34-35), FREDLUND & MORGENSTERN (1976, p.266-267) e Lloret², dentre outros, apresentaram outros arranjos para esta célula; contudo, o esquema básico é o mesmo.

A1.3.2 - CÉLULAS DE ADENSAMENTO COM SUCCÃO CONTROLADA POR PROCEDIMENTOS BASEADOS NA TERMODINÂMICA

Outra forma de se analisar o comportamento dos solos não saturados, quanto ao volume, é através de equipamentos que usam membranas osmóticas (ZUR, 1966, p.394-398 e PECK & RABBIDGE, 1969, p.196-202).

KASSIF & BEN SHALOM (1970 e 1971, p.247) desenvolveram uma célula de adensamento modificada para usar o sistema osmótico. A amostra, já posicionada no interior do anel de adensamento, tem suas duas faces seladas com membranas semipermeáveis de celulose, ligadas a um sistema que mantém a concentração da solução constante.

1 - CUELLAR, V. (1978). Análisis crítico de los métodos existentes para el empleo de arcillas expansivas en obras de carreteras y recomendaciones sobre las técnicas más idóneas para su uso habitual en España. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, Madrid, p.321.

2 - LLORET, A. (1982). Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas. Madrid, 1982. (Doutorado - Universidade Politécnica de Barcelona).

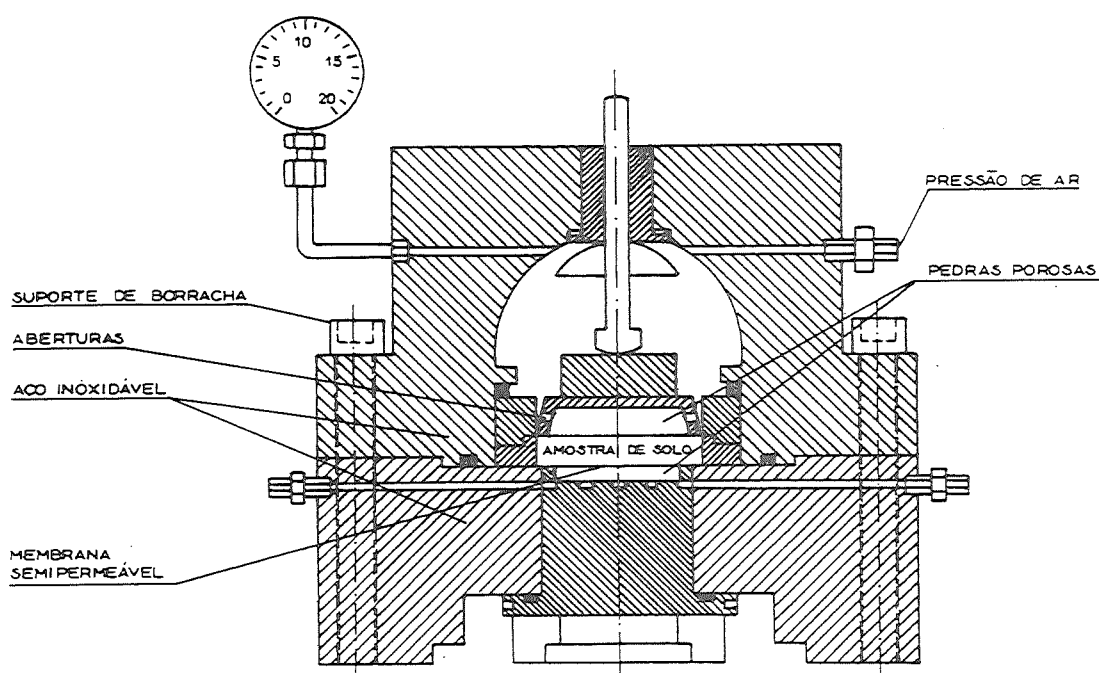


FIGURA A1.3 - Equipamento para ensaios de adensamento com sucção controlada (ESCARIO, 1969, p.211).

Esteban e Sáez¹ e Esteban² apresentaram um aparelho que controla a sucção de solos não saturados através da pressão de vapor estabelecida no interior da câmara. O equipamento permite desenvolver ensaios com sucção da ordem de 200 MPa em solos e rochas.

A1.3.3 - CÉLULAS PARA ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

As alterações básicas nas câmaras citadas a seguir referem-se ao elemento de alta pressão e borbulhamento que permite o controle ou medida da pressão da água do solo.

1 - ESTEBAN, F. & SÁEZ, J. (1988). A device to measure the swelling characteristics of rock samples with control of the suction up to very high values. In: ISRM Symposium on Rock Mechanics and Power Plants. 1988, Madrid. vol 2.

2 - ESTEBAN, F. (1990). Caracterización experimental de la expansividade de una roca evaporítica. Identificación de los mecanismos de hinchamiento. 1990. (Doutorado - E. T. S. de Caminos, Canales y Puertos, Univ.. de Cantabria).

KOMORNIK et alii (1980, p.210-213) apresentaram uma célula de ensaios de compressão triaxial modificada para medir a expansão triaxial e a resistência ao cisalhamento de solos argilosos não saturados. Neste sistema, a amostra é vazada e uma solução osmótica de "Carbowax" e água circula por este vazio.

FRELUND & MORGENSTERN (1977, p.451-460) utilizaram uma câmara de ensaios de compressão triaxial modificada para verificar experimentalmente as variáveis de estado de tensão para os solos não saturados. Variações de volumes nulas, segundo os autores, comprovaram a validade de suas proposições.

JOSA et alii (1987, p.561-568) analisaram o comportamento tensão-deformação de solos não saturados em uma câmara e ensaios de compressão triaxial de BISHOP & WESLEY (1975, p.657-670) preparada para manter as sucções necessárias aos estudos, Figura A2.4. A variação de volume do corpo-de-prova, as deformações verticais e radiais foram medidas com o auxílio de transdutores de deslocamento internos à câmara de compressão.

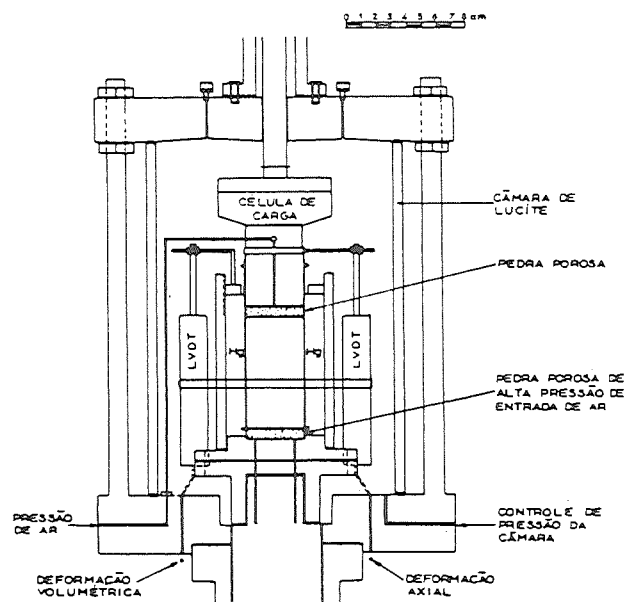


FIGURA A1.4 - Célula triaxial usada por JOSA et alii (1987).

LITERATURA CITADA

- ABRAMENTO, M. & CARVALHO, C. S. (1989a). Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilization at "Serra do Mar", Brazil. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12., Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. v.2. p.1599-1602.
- ABRAMENTO, M. & CARVALHO, C. S. (1989b). Deslizamento em encostas na Serra do Mar. Solos e Rochas. São Paulo. 12:27-36. número único.
- AGUIAR, R. L. (1987). Estudos preliminares para o mapeamento geológico-geotécnico de São Carlos - Escala 1:25.000. São Carlos, 1987. 51p. (Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP).
- AHMED, S., LOVELL, C. W. & DIAMOND, S. (1974). Pore sizes and strength of compacted clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York. 100(GT4): 407-426, April 1974.
- AITCHISON, G. D. (1961). Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils. In: Pore Pressures and Suction in Soils, London, 1960. Proceedings. Butterworths, 1961. p.47-52.
- AITCHISON, G. D. (1967). The separate roles of site investigation, quantification of soil properties and selection of operational environment in the determination of foundation design on expansive soils. In: Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3., Haifa. 1967. Proceedings. p.72-77.
- AITCHISON, G. D. & WOODBURN, J.A (1969). Soil suction in foundation design. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., México, 1969. Proceedings. p.1-8.
- ALMEIDA, F. F. M. (1984). Os fundamentos geológicos do relevo Paulista. Geologiado Estado de São Paulo. IGG. Boletim 41. p.168-263.
- ALONSO, E. E., & LLORET, A. (1985). Comportamiento de solos parcialmente saturados. Revista de Obras Públicas. Madrid, 435-461, mayo-junio 1985.
- ALONSO, E. E., GENS, A. & HIGHT, D. W. (1987). Special problems soils. General Report. In: European

Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9., Dublin, 1987. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema. p.5.1-5.60.

- AU, W. C. & CHAE, Y. S. (1980). Dynamic shear modulus of treated expansive soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 106(GT3): 255-273, March 1980.
- BADGER, W. W. & LOHNES, R. A. (1973). Pore structure of friable loess. Highway Research Record - Soil-loess Suction and Frost Action, Washington, 429: 14-25, 1973.
- BARDEN, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. Géotechnique, London, 15(3): 267-286.
- BARDEN, L. & SIDES, G. R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 96(SM4): 1171-1200, July 1970.
- BARDEN, L., MADEDOR, A. O. & SIDES, G. R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 95(SM1): 33-51, January 1969.
- BAVER, L. D., GARDNER, W. H. & GARDNER, W. R. (1972). Soil physics. 4.ed. London, John Wiley & Sons, Inc., 1972. cap. 7-9.
- BISHOP, A. W. & BLIGHT, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, London, 13(3): 177-197.
- BISHOP, A. W. & DONALD, I. B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5., Paris, 1961. Proceedings. p.13-21.
- BISHOP, A. W. & WESLEY, L. D. (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, London, 25(4):657-670.
- BISHOP, A. W., ALPAN, G. E., BLIGHT, G. E. & DONALD, B. I. (1960). Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. In: Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, 1960. Proceedings. American Society of Civil Engineers, 1960. p. 503-532.

- BLIGHT, G. E. (1965). A study of effective stresses for volume changes. In: Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. Sydney, 1965. Proceedings. Butterworths, 1965. p.259-269.
- BLIGHT, G. E. (1983). Aspects of the capillary model for unsaturated soils. In: Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7.. Haifa, 1983. Proceedings. p.3-7.
- BLIGHT, G. E. (1966). Strength characteristics of dessicated clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York, 92(SM6): 19-37, November 1966.
- BLOCH, P. (1978). Stress state variables for unsaturated soils. Discussion by Peter Bloch. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 104(GT2): 303-306. February 1978.
- BOCKING, K. A. & FREDLUND, D. G. (1980). Limitation of the axis translation technique. In: International Conference on Expansive Soils, 4., Denver. 1980. Proceedings. p.117-135.
- BOLT, G. H. & MILLER, R. D. (1958). Calculation of total and component potentials for water in soil. Transaction of the American Geophysical Union, 39(5).
- BORTOLUCCI, A. A. (1983). Caracterização geológico-geotécnica da região e São Carlos - SP, a partir de sondagens de simples reconhecimento. São Carlos. (Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP)
- BRACKLEY, I. J. A. (1975). A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour. In: Regional Conference for Africa Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6., Durban. Anais. Rotterdam. A. A. Balkema, 1975. p.71-79.
- BROOKS, R. H. & COREY, A. T. (1966). Properties of porous media affecting fluid flow. Journal of the Irrigation and Drainage Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. New York, 92(IR2): 61-88. June 1966.
- BRUTSAERT, W. (1968). The permeability of a porous medium determined from certain probability laws for pore size distribution. Water Resources Research. Washington, 4(2): 425-434, April 1968.

- CAMPBELL, G. S. & GEE, G. W. (1986). Water potential: miscellaneous methods. In: KLUTE, A., ed. Methods of soil analysis. 2.ed. Madison, American Society of Agronomy, Inc., Soil Science Society of America, Inc., 1986. cap. 25, p.619-633.
- CAMPOS, L. E. P. (1984). Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais. Rio de Janeiro, 1984. 173p. (Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro).
- CAMPOS, L. E. P. (1985). Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais. In: Simpósio Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador. Anais. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1985. p.31-49.
- CAMPOS, L. E. P. & SOUZA MENEZES, M. S. (199?). Proposição de procedimentos para projetos de estabilização de taludes de cortes em solos tropicais residuais. SEFE
- CHANDLER, R. J. & GUTIERREZ, C. I. (1986). The filter paper method of suction measurement. Géotechnique, London, 36(2): 265-268.
- CHILDS, E. C., COLLIS-GEORGE, N. (1950). The permeability of porous materials. Proceedings of the Royal Society, Ser. A 201:392-405.
- CNP CORP (1984). Operator's manual. 501 DR Hydroprobe Moisture Depth Gauge. Pacheco, California, 1984.
- COLEMAN, J. D. (1962). Correspondence: stress/strain relations for partly saturated soil. Géotechnique, London, 12(4): 348-350.
- COLLINS, K. & MCGOWN, A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique, London, 24(2): 223-254, 1974.
- CONSTANTZ, J. (1982). Temperature dependence of unsaturated hydraulic conductivity of two soils. Journal of the Soil Science Society of America, Madison, 46:46-470.
- COREY, A. T. (1957). Measurement of water and air permeability in unsaturated soil. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 21: p.7-10.
- COSTA NUNES, A. J., COUTO FONSECA, A. M., FERNANDES, C. E. M. & CRAIZER W. (1989). Intense rainstorms and ground slides. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12., Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. v.3, p.1627-1630.

- CRONEY, D. (1952). The movement and distribution of water in soils. *Géotechnique*, London, 3(1): 1-16, 1952.
- CRONEY, D. & COLEMAN, J. D. (1953). Soil moisture suction properties and their bearing on the distribution in soils. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3., Zurich, 1953. Proceedings. p.13-18.
- CRONEY, D., COLEMAN, J. D. & BLACK, W. P. M. (1958). Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. *Highway Research Board*, Special Report n^o 40.
- DAEE (1974). Estudo da águas subterrâneas - Região Administrativa 6 - Ribeirão Preto. DAEE - FFCL-USP. São Paulo. 4v.
- DAKSHANAMURTHY, V. & FREDLUND, D. G. (1981). A mathematical model for predicting moisture flow in an unsaturated soil under hydraulic and temperature gradients. *Water Resources Research*, Washington, 17(3): 714-722.
- DE CAMPOS, L. E. P. (1984). Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais. Rio de Janeiro, 1984. 173p. (Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil).
- DE CAMPOS, L. E. P., DE SOUZA MENDES, M. S. & FONSECA, E. C. (1988). Parameter selection for stability analysis. In: *International Conference on Geomechanics in Tropical Soils*, 2., Singapore, 1988. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1990. v.1, p.241-243.
- DÉCOURT, L. (1977). Stability of slopes in residual soils. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 9., Tokio, 1977. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1977. v.2, p.41-42.
- DELAGE, P., SURAJ DE SILVA, G. P. R. & DE LAURE, E. (1987). Un novel appareil triaxial pour les sols non-saturés. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 9., Dublin, 1987. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema. p.25-28.
- DONALD, I. B. (1963). Effective stress parameters in unsaturated soils. In: *Australia-New Zeland Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4., Adelaide. Proceedings. p.41-46.
- EDIL, T. B. & MOTAN, S. E. (1979). Soil-water potencial and resilient behavior of subgrade soils. *Transportation*

Research Report. Transportation Research Board.
National Academy of Science, Washington, 705:54-63.

- EDIL, T. B. & MOTAN, S. E. (1984). Laboratory evaluation of soil suction components. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Philadelphia, 7(4): 173-181, December 1984.
- EDIL, T. B., MOTAN, S. E. & TOHA, F. X. (1981). Mechanical behavior and testing methods of unsaturated soils. *Laboratory Shear Strength of Soil*. ASTM STP 740. R. N. Yong and F. C., Eds., American Society for Testing Materials, 1981, p.114-129.
- ELZEFTAWY, A. & CARTWRIGHT, K. (1981). Evaluating the saturated and unsaturated hydraulic conductivity of soils. In: *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*. Philadelphia, 1979. ASTM Special Technical Publication 746, 1981. p.168-181.
- ENDERBY, J. A. (1955). The domain model of hysteresis. *Transaction Faraday Society*, Alberdeen, 51:835-848.
- EROL, O. A. & EL-RUWAIH, I. A. (1982). Collapse behaviour of desert loess. In: *International Association of Engineering Geology*. New Delhi, 1982. Proceedings. v.1, p.I.443-I.448
- ESCARIO, V. (1969). Swelling of soils in contact with water at negative pressure. In: *International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. 2., Texas, 1969. Proceedings. Texas, Texas A. and M. Press - College Station, 1969. p.207-217.
- ESCARIO, V. (1980). Suction controlled penetration and shear tests. In: *International Conference on Expansive Soils*, 4., Denver, 1980. Proceedings. p.781-797.
- ESCARIO, V. (1988). Formulaciones para la definicion de la resistència a esfuerzo cortante de los suelos parcailmente saturados. *Ingeniería Civil - CEDEX*. Madrid, 68, 10p.
- ESCARIO, V. & JUCÁ, J. F. T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 12., Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. v.1, p.43-46.
- ESCARIO, V. & SÁES J. (1986). Shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique*, London, 36(3): 453-456.

- ESCARIO, V. & SÁES J. (1987). Shear strength of partly saturated soils *versus* suction. In: International Conference on Expansive Soils, 6., New Delhi, 1987. Proceedings. v.2, p.141-143.
- ESCARIO, V. & URIEL, S. (1961). Optical methods of measuring the cross section of samples in the triaxial test. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., San Francisco, 1985. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1985. p.89-93.
- EVERETT, D. H. (1954). A general approach to hysteresis - part 3: a formal treatment of the independent domain model of hysteresis. Transaction Faraday Society, Alberdeen, 50:1077-1096, 1954.
- EVERETT, D. H. (1955). A general approach to hysteresis. Part 4: an alternative formulation of the domain model. Transaction Faraday Society, Alberdeen, 51(11):1551-1557, November 1955.
- EVERETT, D. H. & SMITH, F. W. (1954). A general approach to hysteresis - part 2: development of the domain theory. Trans. Faraday Society, Alberdeen, 50:187-197. 1954.
- EVERETT, D. H. & WHINTON, W. I. (1952). A general approach to hysteresis. Transaction Faraday Society, Alberdeen, 48(8):749-757, August 1952.
- FAN, K., FREDLUND, D. G. & WILSON, G. W. (1986). An interslice force function for limited equilibrium slope stability analysis. Canadian Geotechnical Journal, 23:287-296.
- FREDLUND, D. G. (1975). A diffused air volume indicator for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 12:533-539, August 1975.
- FREDLUND, D. G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 16:121-139.
- FREDLUND, D. G. (1985). Soil mechanics principles that embrace unsaturated soils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., San Francisco, 1985. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1985. p.465-472.
- FREDLUND, D. G. (1990). The character of the shear strength envelope for unsaturated soils. In: De Mello Volume. São Paulo. Edgar Blücher Ltda. p. 142-149. (data não indicada na referida publicação).

- FREDLUND, D. G. & HASAN, J. (1979). One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 16(3):521-531, 1979.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 103 (GT5):447-466, May 1977.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1978). Stress state variables for unsaturated soils. Closure discussion. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 104(GT11):1415-1416, November 1978.
- FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. & WIDGER, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15(3):313-321, August 1978.
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. & GAN, J. K. M. (1987). Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. In: International Conference on Expansive Soils, 6.. New Delhi. Proceedings. v.2. p.49-54.
- FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 13(3):261-276.
- GAN, J. K. M., FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. Canadian Geotechnical Journal, 25:500-510.
- GAN, K. J. & FREDLUND, D. G. (1988). Multistage direct shear testing of unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Philadelphia, 11(2):132-138.
- GARCIA-BENGOCHEA, I., LOVELL, C. W. & ALTSCHAEFFL, A. G. (1979). Pore distribution and permeability of silty clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 105(GT7):839-855, July 1979.
- GARDNER, R. (1937). A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. Soil Science, Baltimore, 43:277-283.
- GARDNER, W. R. (1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science, Baltimore, 85:228-232.

- GARDNER, W. R. (1986). Water content. In: KLUTE, A., ed. Methods of soil Analysis. 2.ed. Madison, American Society of Agronomy, Inc., Soil Science Society of America, Inc.. 1986. cap. 21, p.519-541.
- GEHLING, W. Y. Y. (1986). Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de solos tropicais do Rio Grande do Sul. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8., Porto Alegre. Anais. Porto Alegre, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1986. p.193-202.
- GERAMINEGAD & SAXENA (1986). A coupled thermoelastic model for saturated-unsaturated porous media. Géotechnique. London. 36(4):539-550.
- GRENN, R. E. & COREY, R. E. (1971). Calculation of hydraulic conductivity: a further evaluation of some predictive methods. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 35:3-8.
- GULHATI, S. K. & SATIJA, B. S. (1981). Shear strength of partially saturated soils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10., Stockholm, 1981, Proceedings. p.609-621.
- HAMBLIN, A. P. (1981). Filter-paper method for routine measurement of field water potencial. Journal of Hydrology, Amsterdam, 53:355-360.
- HEAD, K. H. (1984). Manual of soil laboratory testing. Effective stress tests. London, ELE International Limited, 1984. 3v. 1238p.
- HENKEL, D. J. (1960). The relationship between the effective stresses and water content in saturated clays. Géotechnique, London. 10(2):41-54.
- HILF, J. W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Denver, 1956. 109p. (doutorado - Faculty of the Graduate School of the University of Colorado).
- HILLEL, D. (1971). Soil water - Physical principles and processes. New York, Academic Press, 1971. cap. 1-5.
- HO, D. Y. F. & FREDLUND, D. G. (1982a). A multistage triaxial test for unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Philadelphia, 5(1/2):18-25, March/June 1982.

- HO, D. Y. F. & FREDLUND, D. G. (1982b). Increase in strength due to suction for Hong Kong soils. In: Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division - Specialty Conference, New York, ASCE. p.263-295.
- HO, D. Y. F. & FREDLUND, D. G. (1982c). Strain rates for unsaturated soil shear strength testing. Southeast Asian Geotechnical Conference, 7., Hong Kong. Proceedings. p.787-803.
- HRYSIW, R. D. (1987). Cone penetration of partially saturated sands. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Philadelphia. 10(3):135-141, September 1987.
- IRMAJ, S. (1954). On the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Transactions of the American Geophysical Union, 35(3):463-467
- IWATA, S., TABUCHI, T. & WARKENTIN, B. P. (1988). Soil-water interactions. New York. Marcel Dekker, Inc. 1988. cap. 1-6.
- JACKSON, R. D., VAN BAVEL, C. H. M. & REGINATO, R. J. (1963). Examination of the pressure-plate outflow method for measuring capillary conductivity. Soil Science, Baltimore, 96:249-256.
- JENNINGS, J. E. (1957). Discussion on M. S. Youssef's Paper. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4. Proceedings. p.168-169.
- JENNINGS, J. E. (1961a). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. In: Pore Pressure and Suction in Soils. London, 1960. Proceedings. Butterworths, p.27-30.
- JENNINGS, J. E. (1961b). A comparison between laboratory prediction and field observation of heave of buildings on desiccated subsoils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5. Paris, 1961. Proceedings. v.1, p.689-692.
- JENNINGS, J. E. B. & BURLAND, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Géotechnique, London, 12(2):125-144.
- JIMÉNES SALAS, A. (1986). Engineering geological aspects of foundations in soils. General Report. In: International Association of Engineering Geology. 5., Buenos Aires, 1986. Proceedings.

- JIMÉNEZ SALAS, A. (1990). Hacia una mecánica de los suelos no saturados. Conferencia Nabor Carrillo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- JOHNSON, K. A. & SITAR, S. (1989). Significance of transient pore pressures and local slope conditions in debris flow initiation. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12., Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. v.3. p.1619-1622.
- JOSA, A., ALONSO, E. E., LLORET, A. & GENS, A. (1987). Stress-strain behaviour of partially saturated soil. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9., Dublin, 1987. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema. p.561-564.
- JUANG, C. H. & HOLTZ, R. D. (1986). Fabric, pore size distribution, and permeability of sandy soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 112(9):855-868, September 1986.
- JUCA, J. F. T. (1990a). Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada. Madrid, 1990. 346p. (Doutorado - Universidad Politecnica de Madrid, E. T. S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos).
- KARUBE, D. (1983). Effect of suction on soil behaviour. In: Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 7., Haifa, 1983. Proceedings.
- KASSIFF, G. & BEN SHALOM, A. (1970). Apparatus for measuring swell potencial under controled moisture intake. Journal of Materials, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 5(4):3-15.
- KASSIFF, G. & BEN SHALOM, A. (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. Géotechnique. London, 21(3):245-255.
- KLUTE, A. (1972). The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soils. Soil Science, Baltimore, 113(4):264-276.
- KLUTE, A. (1986). Water retention: laboratory methods. In: KLUTE, A., ed. Methods of soil Analisis. 2.ed. Madison, Americam Society of Agronomy, Inc., Soil Science Society of America, Inc., 1986. cap. 26. p.635-656.
- KLUTE, A. & DIRKSEN, C. (1986). Hydraulic conductivity and diffusivity: laboratory methods. In: KLUTE, A., ed.

Methods of Soil Analysis. 2.ed. Madison, American Society of Agronomy, Inc., Soil Science Society of America, Inc., 1986. cap. 28, p.687.

- KOMORNIK, A., LIVNEH, M. & SMUCHA, S. (1980). Shear strength and swelling of clays under suction. In: International Conference on Expansive Soils, 4., Denver, 1980. Proceedings. p.206-226.
- KOVACS, G. (1981). Seepage hydraulics. Elsevier. Amsterdam.
- KRAHN, J. & FREDLUND, D. G. (1972). On total, matric and osmotic suction. Soil Science, Baltimore, 114:339-348.
- KUNZE, R. J., UEHARA, G. & GRAHAM, K. (1968). Factors important in the calculation of hydraulic conductivity. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 32:760-765.
- LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. (1969). Soil mechanics. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1969. 553p.
- LANDIM, P. M. B., SOARES, P. C. & FÚLFARO, V. J. (1974). Cenozoic deposits in south-central Brazil and the engineering geology. In: International Association of Engineering Geology, 2., v.1, theme 3-11.
- LAPIERRE, C., LEROUIEL, S. & LOCAT, J. (1990). Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. Canadian Geotechnical Journal, 27(6):761-773.
- LIBARDI, P. L. (1984). Dinâmica da água no sistema solo-planta-atmosfera. Piracicaba, Gráfica do CENA/USP, 1984. cap.1-10.
- LLORET, A. & ALONSO, E. E. (1985). State surfaces for partially saturated soils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., San Francisco, 1985. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1985. p.557-562.
- LORANDI, R. (1985). Caracterização dos solos da área urbana e suburbana de São Carlos e suas aplicações. Piracicaba, 1985. 181p. (Doutorado - Escola Superior de Agronomia Luiz de Queiroz).
- INSTITUTO DE FÍSICA E QUÍMICA DE SÃO CARLOS - USP. (1992). Relatório 1/73 de ensaio de porosimetria. np.
- MARSAL, R. J. & RESINES, J. S. (1960). Pore pressure and volumetric measurements in triaxial compression tests. In: Research Conference on Shear Strength of

- Cohesive Soils, Boulder, 1960. Proceedings. American Society of Civil Engineers, 1960. p.965-983.
- MARSHALL, T. J. & HOLMES, J. W. (1981). Soil Physics. Cambridge, Cambridge University Press, 1981. cap. 1-4.
- MARSHALL, T. J. (1958). A relation between permeability and size distribution of pores. Journal of Soil Science, Oxford, 9(1):1-8.
- MARSHALL, T. J. (1959). Relations between water and soil. Technical Communication. Bureau of Soils. Communication of Agricultural Bureau, Farnham Royal. Number 50.
- MATTOS, A. (1982). Método de previsão de estiagens em rios perenes usando poucos dados de vazão e longas séries de precipitação. São Carlos, 1982. 182p. (Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP)
- MATYAS, E. L. & RADHAKRISHNA (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, London, 18():432-448.
- McGOWN, A. & COLLINS, K. (1975). The microfabrics of some expansive and collapsing soils. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5., Buenos Aires, 1975. Proceedings. 1975. p.323-332.
- MILLINGTON, R. J. & QUIRK, J. P. (1959). Permeability of porous media. Nature, 183:387-388.
- MILLINGTON, R. J. & QUIRK, J. P. (1961). Permeability of porous solids. Transaction Faraday Society, Alberdeen, 57(7):1200-1207, July 1961.
- MILLY, D. C. (1982). Moisture and heat transport in hysteretic, inhomogeneous porous media: a matric head-based formulation and a numerical model. Water Resources Research, Washington, 18(3):489-498.
- MITCHELL, J. K. (1976). Fundamental of soil behavior. New York, John Wiley & Sons, Inc., 1976, 422p.
- MITCHELL, J.K., GREENBERG, J. A. & WITHERSPOON, P. A. (1973). Chemico-osmotic effects in fine-grained soils. Journal of the Geotechnical Engineering. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 99(SM4):307-322, April 1973.
- MORGENSTERN, N. R. & BALASUBRAMONIAN, B. I. (1980). Effects of pore fluid on swelling of clay-shale. In:

International Conference on Expansive Soils, 4., Denver, 1980. Proceedings. p.190-205.

- MORGENSTERN, N. R. & MATOS, M. M. (1975). Stability of slopes in residual soils. In: Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 5., Buenos Aires, 1975. Proceedings. p.367-383.
- MOTAN, E. S. & EDIL, T. B. (1982). Repetitive-load behavior of unsaturated soils. Transportation Research Report. Transportation Research Board. National Academy of Science, Washington, 872:41-48.
- MUALEM, Y. & DAGAN, G. (1975). A dependent domain model of capillary hysteresis. Water Resources Research, Washington, 11(3):452-460.
- MUALEM, Y. (1973). Modified approach to capillary hysteresis based on a similarity hypothesis. Water Resources Research, Washington, 9(5):1324-1331, October 1973.
- MUALEM, Y. (1974). A conceptual model of hysteresis. Water Resources Research, Washington, 10(3):514-520.
- MUALEM, Y. (1976a). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, Washington, 12(3):513-522, June 1976.
- MUALEM, Y. (1976b). Hysteretical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, Washington, 12(6):1248-1254, December 1976.
- MUALEM, Y. (1986). Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas. In: KLUTE, A., ed. Methods of soil analysis. Part I. 2.ed. Madison, American Society of Agronomy, Inc., Soil Science Society of America, Inc. Publisher, 1986. cap. 31, p.799-823.
- NIELSEN, D. R. KIRKHAM, D. & PERRIER, E. R. (1960) Soil capillary conductivity: comparison of measured and calculated values. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 24:157-160.
- NIELSEN, D. R., VAN GENUCHTEN, M. TH. & BIGGAR, J. W. (1986). Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone. Water Resources Research, Washington, 22(9):89s-107s.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em

- Engenharia, Rio de Janeiro, 1981. Anais. Rio de Janeiro, COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1981. p.30-41.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1983). Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos e a pavimentação. In: Reunião Abual de Pavimentação, 18., Porto Alegre, 1983. Anais. 21p.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1985a). Additional considerations about a new geotechnical classification for tropical soils. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, 1985. Proceeding. São Paulo, Brazilian Society for Soil Mechanics, 1985. v.1, p. 165-174.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1985b). Peculiarities of fine grained lateritic soils. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, 1985. Proceeding. São Paulo, Brazilian Society for Soil Mechanics, 1985. v.2, p. 327-337.
- OLIVEIRA, J. B. & PRADO, H. (1984). Levantamento semidetalhado do Estado de São Paulo: Quadrícula de São Carlos - II Memorial descritivo. Boletim Técnico do Instituto de Agrônômico de Campinas. Numero 98, 188p.
- OLSON, R. E. & DANIEL, D. E. (1981). Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils. In: Permeability and Groundwater Contaminant Transport. Philadelphia, 1979, ASTM Special Technical Publication 746, 1981. p.18-64
- OLSON, R. E. & LANGFELDER, L. J. (1965) Pore water pressures in unsaturated soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 91(SM4):127-150, July 1965.
- PARAGUASSÚ, A. B. & RÖHM, S. A. (1991). O movimento da água do solo sob efeito da temperatura e a sua influência na cimentação de superfícies de sedimentos arenosos. In: Simpósio de Geologia do Sudeste, 2., São Paulo, 1991. Anais. São Paulo. Sociedade Brasileira de Geologia, 1991. p. 309-313.
- PECK, A. J. & RABBIGE, R. M. (1969). Design and performance of an osmotic tensiometer for measuring capillary potencial. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 33:196-202.

- PHILIP, J. R. & VRIES, D. A. (1957). Moisture movement in porous material under temperature gradients. American Geophysical Union Transactions, 38(2):222-232, April 1957.
- PHILIP, J. R. (1964). Similarity hypothesis for capillary hysteresis in porous materials. Journal of Geophysical Research, 69(8):1553-1562, April 1964.
- PILE, K. C. (1980). The relationship between matrix and solute suction, swelling pressure, and magnitude of swelling in reactive clays. In: Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, 3. WELLINGTON, 1980. Proceedings. v.1, p.197-201.
- PONÇANO, E. L. (1981). Mapa geomorfológico do estado de São Paulo. Escala 1:1.000.000. Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT-PRÓ MINÉRIO-PROMOCET. 2v.
- POULOVASSILIS, A & CHILDS, E. E. (1971). The hysteresis of pore water: the non-independence of domains. Soil Science, Baltimore, 112:301-312.
- POULOVASSILIS, A. (1962). Hysteresis of pore water, an application of the concept of independent domains. Soil Science, Baltimore, 93:405-412.
- POULOVASSILIS, A. (1970). Hysteresis of pore water in granular porous bodies. Soil Science, Baltimore, 109:5-12.
- PRAPAHARAN, A. G., ALTSCHAEFFL, F. & DEMPSEY, B. J. (1985). Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 111(9):1139-1143, September 1985.
- PRESA, E. P. (1982). Deformabilidad de las argilas expansivas bajo succión controlada. Madrid, 1982 (Doutorado - Un. Politécnica de Madrid).
- PRESA, E. P. (1985). Efeito da sucção na estabilidade de um talude em solos coluvionares. In: Simpósio Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador. Anais. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1985, p.21-29.
- PRESA, E. P. (1991). Efeitos das trajetórias de tensão e sucção nas variações volumétricas de solos não saturados. In: SEFE p.304-314.
- RAUDKIVI, A. J. & VAN U'U, N. (1979). Soil moisture movement by temperature gradient. Discussion/Errata. Journal

- of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 105(GT3):439, March, 1979.
- RAUDKIVI, A. & VAN U'U, N. (1976). Soil moisture movement by temperature gradient. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 102(GT12):1225-1244.
- REGINATO, A. R. & FERRERO, J. C. (1973). Collapse potencial of soils and soil-water chemistry. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8., Moscow, 1973, Proceedings. v. 2.2 p.177-183.
- REICHARDT, K. (1985) Processos de transferência no sistema solo-planta-atmosfera. 4.ed. Campinas, Fundação Cargill, 1985. 466p.
- REICHARDT, K. (1988). Capacidade de campo. Revista Brasileira de Ciências do Solo, Campinas, 12:211-216.
- REICHARDT, K. (1990). A água em sistemas agrícolas. São Paulo, Editora Manole Ltda., 1990. cap. 3.
- REVIEW PANEL (1965). In: Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. Sydney, 1965. Proceedings. Butterworths, 1965. p.7-21.
- RICHARDS, B. G. & CHAN, C. Y. (1969). Prediction of pore pressures in earth dams. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., Mexico, 1969, Proceedings. v. 2. p.355-362.
- RICHARDS, B. G. (1974). Behaviour of unsaturated soils. In: LEE, I. K., ed. Soil Mechanics. New York, American Elsevier Publishing Company, Inc., 1974. cap. 4. p.112-157.
- RICHARDS, B. G., EMERSOM, W. W. & PETER, P. (1986). Discussion of "Evaluation of soil suction components" by T. B. Edil and S. E. Motan. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Philadelphia, 9(1):41-45, March, 1986.
- RICHARDS, L. A. (1928). The usefulness of capillary potential to soil-moisture and plant investigators. Journal of the Agricultural Research, Washington, 37(12):719-742, December, 1928.
- RICHARDS, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. Physics, 1:318-333.

- RÖHM, S. A., GIACHETI, H. L., ANTONIUTTI, L. & BORTOLUCCI, A. A. (1990a). Um sistema para gerenciamento de ensaios de compressão triaxial. In: Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia, Poços de Caldas. Anais. Associação Brasileira de Ensino de Engenharia. 1990. p.329-336.
- RÖHM, S. A., MARIANO, W. A. & VILAR, O. M. (1990b). Elaboração de pedra porosa de alta pressão de entrada de ar para avaliação do comportamento mecânico de solos não saturados. In: Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia, Poços de Caldas. Anais. Associação Brasileira de Ensino de Engenharia. 1990. p.211-219.
- ROMO, M. P., MENDOZA, M. & YANES, M. (1979). Influence of microstructure on the suction developed by a compacted soil. In: Congresso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, 6. Lima. Anais. Lima, 1975. p.521-529.
- ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique*, London, 8(1):22-53.
- SIBLEY, J. W. & WILLIAMS, D. J. (1990). A new filter material for measuring soil suction. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Philadelphia, 13(4):381-384, December, 1990.
- SMILES, D. E., BARNES, C. J. & GARDNER, W. R. (1985). Water relations of saturated bentonite: some effects of temperature and solution salt concentration. *Soil Science Society of America Journal*, 49(1):66-69.
- SOPHOCLEOUS, M. (1979). Analysis of water and head flow in unsaturated-saturated porous media. *Water Resources Research*, Washington, 15(5):1195-1206.
- SPOSITO, G. (1986). The "physics" of soil water physics. *Water Resources Research*, Washington, 22(9):83S-88S.
- SRIDHARAN, A., ALTSCHAEFFL, A. G. & DIAMOND, S. (1971). Pore size distribution studies. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, New York, 97(SM5):771-787, May 1971.
- TALSMA, T. (1970). Hysteresis in two sands and the independent domain model. *Water Resources Research*, Washington, 6(3):964-970, June, 1970.
- TAVENAS, F., LEBLOND, P., JEAN, P. & LEROUEIL, S. (1983a). the permeability of natural soft clays. Part I:

- methods of laboratory measurement. Canadian Geotechnical Journal, 20(4):629-644.
- TAVENAS, F., LEBLOND, P., JEAN, P. & LEROUEIL, S. (1983b). the permeability of natural soft clays. Part II: methods of laboratory measurement. Canadian Geotechnical Journal, 20(4):645-660.
- TOLENTINO, M. (1967). Estudo crítico sobre o clima da região de São Carlos. São Carlos, 1967. 78p. (Monografia - Prefeitura Municipal de São Carlos).
- TOPP G. C. (1971a). Soil-water hysteresis: the domain theory extended to pore interaction conditions. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison. 35:p.219-225.
- TOPP, G. C. & MILLER, E. E. (1966). Hysteretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass-bead media. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 30:156-162.
- TOPP, G. C. (1969). Soil-water hysteresis measuredd in a sandy loam and comparede with the hysteretic domain model. Proceedings of the Soil Science Society of America, Madison, 33:645-651.
- TOPP, G. C. (1971b). Soil water hysteresis in silt loam and clay loam soils. Water Resources Research, Washington, 7(4):914-929, August 1971.
- TUNCER, E. R. (1988). Pore size distribution characteristics of tropical soils in relation to engineering properties. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, 2., Singapore, 1988. Proceedings, Rotterdam, a. a. Balkema, 1990. v1. p.63-70.
- VACHAUD, G. AND THONY, J. L. (1971). Hystereseis during infiltration and redistribution in a soil column at diferent initial water contents. Water Resources Research, Washington, 7(1):111-127.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44(5):892-898.
- VARGAS, M. (1988). Characterization, identification and classification of tropical soils. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, 2.. Singapore, 1988. Proceedings, Rotterdam, a. a. Balkema, 1990. v1. p.71-75.

- VELLOSO, R. & VARGAS JR., E. A. (1990). Análise de alguns problemas geotécnicos associados ao fluxo em meios parcialmente saturados. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 6., Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9., Salvador, 1991. Anais. São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1990. v.1, p.121-128.
- VILLIBOR, D. F. (1984). Pavimentos econômicos. Novas considerações. São Carlos, 1984. 224p. (Doutorado - Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos).
- WOLLE, C. M. & CARVALHO, C. S. (1989). Deslizamentos em encostas na serra do mar - Brasil. Revista Solos e Rochas, Rio de Janeiro, 12:27-36, 1986.
- WOLLE, C. M. & HACHICHI, W. (1989). Rain-induced landslides in southeastern Brazil. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12., Rio de Janeiro, 1989. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1989. v.3, p.1639-1642.
- WOLLE, C. M. (1990). Efeito tridimensional nos escorregamentos translacionais da Serra do Mar. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 6., Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9., Salvador, 1991. Anais. São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1990. v.1, p.403-410.
- WOOD, D. M. (1979). The behaviour of partly saturated soils: a review. Cambridge University Engineering Department Technical Report. CUED/D-Soils/TR69. 71p.
- WU, S. (1983). Capillary effects on dynamic modulus of fine-grained cohesionless soils. Michigan, 1983. 200p. (doutorado - The University of Michigan).
- WU, S., GRAY, D. H. & RICHARDT JR., F. E. (1985). Capillary effects on shear modulus at high strains. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11., San Francisco, 1985. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1985. p.1091-1094.
- YAGI, N., YATABE, R., & YAMAMOTO, N. R. (1983). Slope failure mechanism due to seepage of rain water. In: Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., Haifa, 1983. Proceedings. p.382-386.

- YONG, R. N., SIU, S. K. H. & SCIADAS, N. (1982a). Stability analysis of unsaturated soil slopes. In: Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils. Honolulu, Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division - Specialty Conference, New York, ASCE. p.483-499.
- YOSHIDA, Y., KUWANO, J. & KUWANO, R. (1991). Rain-induced slope failures caused by reduction in soil strength. *Soils and Foundations*. 31(4):187-193, Dec. 1991.
- YOSHIMI, Y. & OSTERBERG, J. O. (1963). Compression of partially saturated soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 89(SM4):1-24, July 1963.
- ZUR, B. (1966) Osmotic control of the matric soil-water potential: I. Soil-water system. *Soil Science*. Baltimore, 102(6):394-398.