

✓

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO - USP
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - EESC
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS ELÁSTICOS DE
SOLO ARGILOSO ADENSADO UNIDIRECIONALMENTE**

Cláudia Francisca Escobar de Paiva

ORIENTADORA : Profa. Dra. Gene Stancati

DEDALUS - Acervo - EESC



31100036024

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil: Geotecnia.

São Carlos - S.P.

1996



Class.	TFSE-ESSC
Cutt.	4155e
Tombo	197/96

LC 0745717

Geotecnia

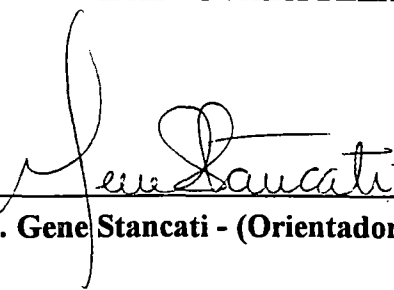
Paiva, Cláudia Francisca Escobar de
P149e Estudo experimental de parâmetros elásticos de solo argiloso
adensado unidirecionalmente / Cláudia Francisca Escobar de
Paiva. São Carlos, 1996.
151p

Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São
Carlos - Universidade de São Paulo, 1996
Orientador: Profa. Dra. Gene Stancati

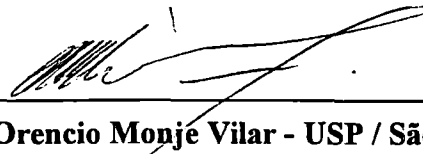
1. Mecânica dos solos. 2. Parâmetros Elásticos.
I. Título

FOLHA DE APROVAÇÃO

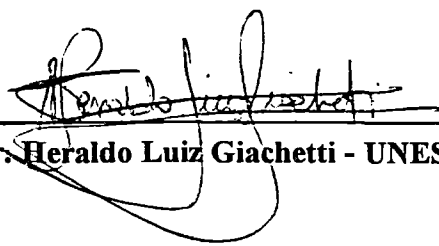
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA EM 24/09/96
E APROVADA PELA COMISSÃO JULGADORA:



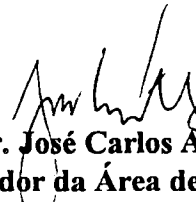
Prof.^a.Dr.^a. Gene Stancati - (Orientadora) - USP / São Carlos

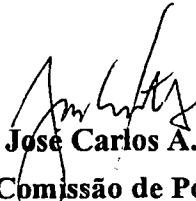


Prof. Dr. Orenco Monje Vilar - USP / São Carlos



Prof. Dr. Heraldo Luiz Giachetti - UNESP / Bauru


Prof.Dr. José Carlos A. Cintra
Coordenador da Área de Geotecnia


Prof.Dr. José Carlos A. Cintra
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

“A satisfação está no esforço feito para alcançar o objetivo e não em tê-lo alcançado.”

Mahatma Gandhi

Ao meu pai Luiz (em memória).

À minha querida mãe Maria Francisca.

AGRADECIMENTOS

À Profa. Gene Stancati pela orientação e apoio intelectual.

Ao Prof. Orencio Monje Vilar pela inestimável ajuda e constante repasse de seus valiosos conhecimentos.

Aos amigos Benedito I. Carneiro e Sandro L. Machado pelo apoio e colaboração decisiva durante a realização deste trabalho.

Aos técnicos e amigos Benedito Osvaldo de Sousa, José Luiz Guerra e Antônio Garcia pelo grande auxílio prestado.

A todos colegas, professores e funcionários que direta ou indiretamente contribuíram para que este trabalho pudesse ser realizado, em especial ao amigo Herivelto Moreira dos Santos.

À CAPES pelo apoio financeiro.

A toda minha família pela confiança depositada e estímulo contínuo.

Finalmente, a Vladimir Dertadian por sua valiosa dedicação, incentivo e compreensão, enfim por estar ao meu lado nesta caminhada, meu eterno carinho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE FOTOS	x
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xiv
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
CAPÍTULO	
1-INTRODUÇÃO	
1.1-GENERALIDADES	1
1.2-OBJETIVO	2
1.3-ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2-REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1-INTRODUÇÃO	5
2.2-TRABALHOS CONSULTADOS	7
2.3-COMENTÁRIOS	23
3-MODELO TEÓRICO ADOTADO	
3.1-INTRODUÇÃO	25
3.2-MODELO TEÓRICO	31

4-EQUIPAMENTOS	
4.1-INTRODUÇÃO	34
4.2-MISTURADOR	35
4.3-CONJUNTO PARA ADENSAMENTO	36
4.4-PEDRAS POROSAS	38
4.5-CONJUNTO COMPRESSÃO TRIAXIAL	44
4.6-CÉLULAS DE CARGA E TRANSDUTORES	45
4.7-MEDIDOR DE DEFORMAÇÃO RADIAL	46
5-CARACTERÍSTICAS DO SOLO ENSAIADO	50
6-TÉCNICA EXPERIMENTAL	
6.1-INTRODUÇÃO	56
6.2-HOMOGEINIZAÇÃO E ADENSAMENTO	57
6.3-ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	62
6.4-COMPRESSÃO TRIAXIAL	64
7-OBTENÇÃO E ANÁLISE DE DADOS	
7.1-INTRODUÇÃO	67
7.2-ADENSAMENTO	68
7.3-COMPRESSÃO TRIAXIAL	81
7.4-APLICAÇÃO DO MODELO TEÓRICO	90
8-CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	110
9-ANEXOS	
-ANEXO A	113
-ANEXO B	115

-ANEXO C	117
-ANEXO D	119
-ANEXO E	127
-ANEXO F	132
-ANEXO G	135
-ANEXO H	137
-ANEXO I	138
10-REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA CITADA	142
11-REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA CONSULTADA	147

LISTA DE FIGURAS

	página
FIGURA 2.1 - Módulos Tensão Deformação vs. Tensão de Pré-Cisalhamento em Ensaio de Compressão Triaxial UU e CIU em amostras indeformadas de Lagunillas (Fonte: Ladd, 1964)	8
FIGURA 2.2 - Módulos Tensão Deformação vs. Tensão de Pré-Cisalhamento em Ensaio de Compressão Triaxial UU e CIU em amostras indeformadas de Kawasaki (Fonte: Ladd, 1964)	9
FIGURA 2.3 - Curvas Tensão vs. Deformação de acordo com as variações de volume dos solos (Fonte: Souto Silveira, 1967)	10
FIGURA 2.4 - Limites dos Parâmetros Elásticos: Módulos de Elasticidade (E_v , E_h) e Coeficientes de Poisson (ν_{vh} , ν_{hh}) (Fonte: Pickering, 1970)	12
FIGURA 3.1 - Estado de Tensões sobre um elemento. Todas as tensões tem sentido positivo (Fonte: Popov, 1978)	26
FIGURA 3.2 - Deformações Tangenciais (Fonte: Popov, 1978)	27
FIGURA 3.3 - Condições de talhagem dos Corpos de Prova a) vertical b) horizontal	32
FIGURA 4.1 - Equipamento de Adensamento Completo “Consolidômetro” (Fonte: Stancati, 1990)	37
FIGURA 4.2 - Medidor de Deformação Radial TDR-05/2 ajustado ao Calibre	48
FIGURA 5.1 - Mapa da área de coleta das amostras (Fonte: Pejon, 1992)	51
FIGURA 5.2 - Carta de Plasticidade de Casagrande	53
FIGURA 5.3 - Curvas Granulométricas do solo B, curva 1 - sedimentação realizada com defloculante e curva 2 - sedimentação realizada sem defloculante	54
FIGURA 5.4 - Difração de Raios X da fração com diâmetro inferior a 0,075 mm	55
FIGURA 6.1 - Esquema de fatiamento e divisão dos bolos de solo	62
FIGURA 7.1 - Curvas Deslocamentos Verticais vs. Tempo para lamas 1 e 2.	69

FIGURA 7.2 - Curvas de Adensamento Oedométrico e Consolidômetro lama 1	70
FIGURA 7.3 - Curvas de Adensamento Oedométrico e Consolidômetro lama 2	70
FIGURA 7.4 - Tensão Horizontal (σ'_h) vs. Tensão Vertical (σ'_v), lamas 1 e 2	71
FIGURA 7.5 - Variação de K_o vs. Tensão Vertical (σ_v), lamas 1 e 2	72
FIGURA 7.6 - Curvas de Adensamento Oedométrico para corpos de prova vertical (V) e horizontal (H), bolo 1	73
FIGURA 7.7 - Curvas de Adensamento Oedométrico para corpos de prova vertical (V) e horizontal (H), bolo 2.	74
FIGURA 7.8 - Determinação gráfica dos índices de compressibilidade (C_c, C_r, C_s) e das tensões de pré-adensamento (σ'_p), para corpos de prova vertical e horizontal, bolo 2.	75
FIGURA 7.9 - Etapas do Processo de Carregamento e Descarregamento dos bolos	77
FIGURA 7.10 - Relação entre σ'_h e σ'_v para os Estágios de Carregamento e Descarregamento (bolos 1 e 2)	79
FIGURA 7.11 - Variação de K_o versus σ'_v durante Compressão Oedométrica (bolos 1 e 2)	80
FIGURA 7.12 - Esquema da distribuição dos ensaios de Compressão Triaxial em Corpos de Prova talhados dos bolos 1 e 2	81
FIGURA 7.13 - Curvas Tensão vs. Deformação - bolo 1, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B1V4, B1V5, B1V3R) e (b) Horizontal (ensaios: B1H1R, B1H2, B1H3)	86
FIGURA 7.14- Curvas Tensão vs. Deformação - bolo 2, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B2V7R, B2V8, B2V9R) e (b) Horizontal (ensaios: B2H7R, B2H8, B2H9R).	86

- FIGURA 7.15 - Desenvolvimento de Pressões Neutras - bolo 1, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B1V4,B1V5,B1V3R) e (b) Horizontal (ensaios: B1H1R,B1H2,B1H3) 87
- FIGURA 7.16 - Desenvolvimento de Pressões Neutras - bolo 2, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B2V7R,B2V8,B2V9R) e (b) Horizontal (ensaios: B2H7R,B2H8,B2H9R) 87
- FIGURA 7.17 - Curva σ'_1 vs. σ'_3 , $\sigma_3 = 200$ kPa (ensaio:B2H9) 92
- FIGURA 7.18 - Curva $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs. ϵ_a , $\sigma_3 = 200$ kPa (ensaio:B2H9) 93
- FIGURA 7.19 - Círculo de Mohr para ensaios com $\sigma_3 = 50, 100$ e 200 kPa, ensaios: a) B1H1, B1H3, B1H5 (Bolo 1) e b) B2V7, B2V8, B2V9 (Bolo 2). 94
- FIGURA 7.20 - Trajetória de Tensão Hipotética durante Carregamento e Descarregamento dos bolos. 97
- FIGURA 7.21 - Variação ν_u com valor C para diversos valores η , ($0.15 < \nu < 0.30$) (Fonte: BISHOP & HIGHT, 1977) 100
- FIGURA 7.22 - Variação no valor do Coeficiente de Poisson para condições não drenadas (ν_u), com valores de Coeficientes de Poisson efetivo (ν), para o solo em estudo. 101
- FIGURA 7.23 - Curvas de Variação de Volume da Câmara e do Corpo de Prova 103
- FIGURA 7.24 - Trecho Inicial das Curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs. ϵ_a (a) B1-CPH (b) B2-CPV 106
- FIGURA 7.25 - Ensaio Múltiplos Estágios tipo CIU-SAT, ensaio: B2H* 107
- FIGURA 7.26 - Desenvolvimento de Pressões Neutras-Ensaio Múltiplos Estágios tipo CIU-SAT, ensaio: B2H*. 108

LISTA DE FOTOS

	página
FOTO 4.1 - Equipamento para execução da lama (Stancati, 1990)	35
FOTO 4.2 - Batedor para execução da lama	36
FOTO 4.3 - Pedra Porosa no disco de base	39
FOTO 4.4 - Pedra Porosa no pistão	39
FOTO 4.5 - Molde para pedra porosa	40
FOTO 4.6 - Areia e Araldite para a pedra porosa, fracionados em partes iguais para melhor homogeneização	41
FOTO 4.7 - Mistura de Areia e Araldite	41
FOTO 4.8 - Modelagem da Pedra Porosa	42
FOTO 4.9 - Secagem da pedra porosa, exposição aos raios infravermelhos	42
FOTO 4.10 - Pedra Porosa Pronta	43
FOTO 4.11 - Câmara Triaxial WF 11.000	44
FOTO 4.12 - Base adaptada da Câmara WF 11.000	45
FOTO 4.13 - Corpo de Prova de solo montado na base da Câmara Triaxial	49
FOTO 6.1 - Mistura Solo com Água	58
FOTO 6.2 - Regularização da lama após a mistura homogênea do solo com água	59
FOTO 6.3 - Bolo de Solo após Adensamento da lama	61

LISTA DE TABELAS

	página
TABELA1 - Valores obtidos para a Argila de Londres (Fonte: Bishop & Hight,(1977)	18
TABELA 2 - Caracterização das Amostras	52
TABELA 3 - Características das lamas	68
TABELA 4 - Características dos bolos	73
TABELA 5 - Parâmetros obtidos nos ensaios oedométricos realizados em C.P. talhados dos bolos 1 e 2, com posições de eixo vertical (V) e horizontal (H)	75
TABELA 6 - Parâmetros Controlados nas Fases de Adensamento dos Ensaios de Compressão Triaxial (bolos 1 e 2)	82
TABELA 7 - Características médias dos corpos de prova (CP) e respectivos parâmetros de ruptura	85
TABELA 8 - Parâmetros médios pertencentes ao “Trecho Elástico”	91
TABELA 9 - Parâmetros Elásticos Lineares Anisotrópicos para ensaios com medida de deformação radial obtidos segundo a proposta de Stancati, 1990)	95
TABELA 10 - Parâmetros Elásticos Lineares Anisotrópicos para ensaios sem medida de deformação radial obtidos segundo proposta de Souto & Silveira, (1970)	95

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

CIU - Consolidado isotropicamente não drenado.

CIU-SAT - Consolidado isotropicamente não drenado - saturado por contra pressão.

CK_oU - Consolidado anisotropicamente em condições Ko não drenado.

C.P. - Corpo de Prova

EESC-USP - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo

IP - Índice de plasticidade.

LL - Limite de liquidez.

LP - Limite de plasticidade.

LVDT - Linear Variable Differential Transformer.

NBR - Norma Brasileira Registrada.

OCR - Razão de pré-adensamento.

SANSHEP - Stress History and Normalized Soil Engineering Properties.

TDR - Transdutor para medida de Deformação Radial.

TLT - Transdutor para medida de Tensão Lateral.

TMDE - Indicador Modular de Deformação.

TMDL - Indicador Modular de Deslocamento.

TVT - Transdutor para medida de Volume.

USCS - U. S. Corps of Engineers (Unificada)

UTM - Universal Transversa de Mercator.

UU - Não consolidado não drenado.

WF - Wykeham Farrance.

LISTA DE SÍMBOLOS

a, b, c - coeficientes paramétricos das regressões múltiplas lineares.

A - parâmetro de pressão neutra de Skempton $A = 1/B \cdot (\Delta u_2 / \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$

a_v - coeficiente de compressibilidade.

B - parâmetro de pressão neutra de Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$.

c - intercepto de coesão.

c' - intercepto de coesão efetiva.

C - compressibilidade da estrutura do solo.

C_c - índice de compressão.

C_r - índice de recompressão.

C_s - índice de expansão.

C_s' - compressibilidade das partículas do solo.

c_v - coeficiente de adensamento.

C_w - compressibilidade da água.

D - declividade da curva ε_v vs. ε_a .

$\{ D_{ijkl} \}$ - matriz inversa dos parâmetros elásticos.

e - índice de vazios inicial dos bolos.

e_o - índice de vazios das lamelas.

e_i - índice de vazios dos corpos de prova na compressão triaxial.

E - Módulo de Elasticidade.

E_h - Módulo de Elasticidade Anisotrópico na direção horizontal.

E_v - Módulo de Elasticidade Anisotrópico na direção vertical.

G - Módulo de Elasticidade Transversal Isotrópico.

G_h - Módulo de Elasticidade Anisotrópico nos planos horizontais.

G_v - Módulo de Elasticidade Anisotrópico nos planos verticais.

h - altura.

H - direção horizontal do eixo de simetria elástica.

k - coeficiente de permeabilidade.

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso.

m_v - coeficiente de compressibilidade volumétrico.

M - declividade da trajetória de tensões efetivas σ'_a vs. σ_h .

M_s - massa solo seco.

n - grau de anisotropia.

N - número de pontos envolvidos no processo de cálculo das regressões lineares múltiplas.

OCR - razão de pré-adensamento.

p' - $(\sigma_v + \sigma_h)/2$ ou $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$.

q - $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ ou $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$

R - coeficiente de correlação linear.

S_r - grau de saturação.

t - tempo.

$\| T \|$ - tensor de tensões.

u - pressão neutra.

u_{\min} - pressão neutra mínima atingida na fase de adensamento dos ensaios CIU.

u_{\max} - pressão neutra máxima atingida na fase de cisalhamento CIU.

u_r - pressão neutra residual.

V_s - volume de solo seco.

V_w - volume de água.

V - direção vertical do eixo de simetria elástica z .

x, y, z - sistema ortogonal de eixos.

xy - plano horizontal de isotropia no sistema ortogonal.

x_1 - variável independente das regressões lineares múltiplas.

x_2 - variável independente das regressões lineares múltiplas.

y - variável dependente das regressões lineares múltiplas.

w - teor de umidade.

w_i - teor de umidade inicial.

w_f - teor de umidade final.

z - eixo (vertical) de simetria elástica no sistema ortogonal.

γ - deformação cisalhante.

γ_d - peso específico seco.

γ_s - peso específico das partículas.

Δu - variação da pressão neutra.

Δv - variação de volume.

ε - deformação linear.

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ - deformações nas direções x, y, z num sistema de eixos de coordenadas cartesianas.

ε_a - deformação vertical (axial).

ε_h - deformação horizontal (radial)

ε_v - deformação volumétrica.

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ - deformações principais.

$\| \varepsilon \|$ - tensor de deformações.

$\{ \varepsilon_{ij} \}$ - matriz de deformações.

η - porosidade.

ν - Coeficiente de Poisson.

ν' - Coeficiente de Poisson efetivo.

ν_{hh} - Coeficiente de Poisson Anisotrópico para efeito das tensões horizontais nas deformações horizontais.

ν_{hv} - Coeficiente de Poisson Anisotrópico para efeito das tensões horizontais nas deformações verticais.

ν_{vh} - Coeficiente de Poisson Anisotrópico para efeito das tensões verticais nas deformações horizontais.

ν_u - Coeficiente de Poisson em condições não drenadas segundo Bishop & Henkel (1977).

ρ_d - massa específica seca.

σ_v - tensão vertical (axial).

σ_h - tensão horizontal (confinante).

σ'_v - tensão vertical (axial) efetiva.

σ'_h - tensão horizontal (confinante) efetiva.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ - tensões nas direções x, y, z num sistema de eixos de coordenadas cartesianas.

σ_1 - tensão principal maior.

σ_2 - tensão principal intermediária.

σ_3 - tensão principal menor.

σ'_p - tensão de pré-adensamento.

σ'_{am} - tensão média da amostra.

σ_{oct} - tensão octaédrica.

$\sigma_1 - \sigma_3$ - tensão desvio (diferença de tensões).

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{m\acute{a}x}$ - tensão desvio máxima atingida no trecho elástico ou ruptura.

$\{ \sigma_{ij} \}$ - matriz de tensões.

ϕ - diâmetro.

φ - ângulo de atrito interno.

φ' - ângulo de atrito interno efetivo.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo a determinação dos parâmetros elásticos (Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson) de um solo argiloso extraído de depósito natural e adensado unidirecionalmente por aplicação de um carregamento vertical. Um modelo elástico linear, para solos com comportamento anisotrópico, é aplicado aos resultados obtidos em ensaios de compressão triaxial adensados rápidos com e sem medidas de deformação radial. As variáveis físicas obtidas nos ensaios de compressão triaxial foram correlacionadas através de Regressões Lineares Múltiplas visando a determinação dos parâmetros geotécnicos do solo em estudo. Analisam-se as variações e a ordem de grandeza dos parâmetros elásticos, o grau de anisotropia do material e a representatividade das deformações medidas, em especial das deformações radiais.

Palavras-chave: Argila; Parâmetros Elásticos - Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson.

ABSTRACT

The objective of this work is to determine the elastic parameters (Young's Modulus and Poisson's Ratio) of a clayey soil.

A slurry prepared with this soil (initial water content near of liquid limit of the soil) was consolidated in a large dimension apparatus, built for this purpose.

Samples of this consolidated slurry were tested in consolidated isotropic-undrained triaxial compression tests. In some tests lateral displacements were undertaken.

Results were analyzed considering an elastic linear model for anisotropic materials and using multiple linear regressions to get elastic parameters of the soil under study.

Variations and magnitude of elastic parameters, the soil's degree of anisotropy and the influence of lateral displacement measurement are addressed.

Keywords: Clay; Elastic Parameters - Young's Modulus and Poisson's Ratio

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O problema de prever ou interpretar as deformações do solo submetido a estados de tensão é objeto de constante interesse da Geotecnia, principalmente no que se refere a ordem de grandeza e variações de seus parâmetros elásticos.

Inúmeras idealizações tem sido desenvolvidas no sentido de adequar modelos matemáticos que tentam simular de maneira mais realista o comportamento tensão vs. deformação dos solos. É notório que tal comportamento não é elástico linear para a maioria das condições de carregamento de interesse prático, exceto quando submetido a pequenos acréscimos de tensão, ou melhor, quando o estado final de tensões esteja muito aquém do estado de tensões correspondente à ruptura. A consideração do solo como um material elástico, mesmo não sendo a mais abrangente pela sua formulação matemática, é uma das mais empregadas pela sua simplicidade e aplicabilidade na previsão de recalques imediatos em fundações, prognósticos de tensões e deformações existentes em maciços, túneis e escavações.

Sabe-se que diversos fatores influenciam no comportamento tensão-deformação dos solos, fatores estes dependentes da composição do próprio

solo (massa específica, teor de umidade, estrutura, homogeneidade e anisotropia), como também dependentes de condições externas a que ele está submetido (histórico de tensões, magnitude da tensão confinante e das deformações, condições de drenagem, duração e velocidade de aplicação de cargas) (Duncan, 1972). Devido ao grande número de variáveis envolvidas, algumas refletindo-se com maior ou menor intensidade no comportamento tensão vs. deformação de cada tipo de material, torna-se difícil a determinação dos parâmetros elásticos (E e ν), necessários à aplicabilidade da Teoria da Elasticidade, de modo que estes sejam representativos do real comportamento do solo em análise.

Retrata-se, desta forma, a dificuldade de realizar uma previsão satisfatória do comportamento tensão vs. deformação dos solos, particularmente quando se trata da determinação do Coeficiente de Poisson (ν), onde as maiores dificuldades surgem na obtenção de medidas de deformação radial (ϵ_r) e na representatividade das mesmas.

1.2 Objetivo da Dissertação

Este trabalho teve como objetivo principal determinar e estudar as variações dos parâmetros elásticos de um solo argiloso misturado com água formando uma massa homogênea adensada unidirecionalmente com teor de umidade controlado.

A anisotropia induzida pelo processo de adensamento unidirecional foi analisada através de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, com e sem medidas de deformação radial, em corpos de prova cilíndricos talhados com posição de eixo ortogonal e coincidente em relação ao eixo de adensamento. Estes ensaios forneceram as variáveis necessárias a serem

aplicadas no equacionamento proposto por Stancati (1990) para ensaios com medida de deformação radial e no equacionamento adaptado para ensaios sem medida de deformação radial sugerido por Souto & Silveira (1970), ambos fundamentados na Teoria da Elasticidade.

O emprego de Regressões Lineares Múltiplas permitiu significativas correlações entre medidas experimentais.

A determinação dos parâmetros elásticos, a análise de suas variações e a comparação entre os valores obtidos tornou-se possível a partir dos equacionamentos propostos.

1.3 Organização da Dissertação

Esta dissertação está apresentada em oito capítulos. Após a Introdução feita neste capítulo, uma breve revisão da literatura necessária ao desenvolvimento do trabalho está exposta no Capítulo 2.

O Capítulo 3 apresenta uma sucinta revisão dos conceitos básicos da Teoria da Elasticidade e expõe o modelo teórico adotado neste trabalho para a determinação dos parâmetros elásticos do solo em análise.

O Capítulo 4 descreve os equipamentos utilizados na parte experimental do trabalho. Descrições mais detalhadas dos mesmos podem ser encontradas em Stancati (1990).

O Capítulo 5 apresenta os resultados de ensaios de rotina para a caracterização geotécnica do solo analisado. São fornecidas, também, as características geológicas e geotécnicas do local de amostragem do material.

O Capítulo 6 relata as técnicas utilizadas no preparo da amostra adensada e subsequente realização de ensaios oedométricos e de compressão triaxial.

O Capítulo 7 apresenta os resultados obtidos com a realização de ensaios oedométricos e de compressão triaxial, bem como os resultados referentes à aplicação do modelo teórico adotado. Discutem-se estes resultados e apresentam-se justificativas para as limitações da técnica experimental utilizada.

E finalizando, no Capítulo 8 estão apresentadas conclusões no que concerne ao desenvolvimento experimental envolvido na pesquisa e recomendações para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Apesar do solo não ter o comportamento de um material elástico, a necessidade de se prever tensões e deformações em problemas práticos de engenharia, requer o estabelecimento de hipóteses simplificadoras, para que as relações tensão vs. deformação resultem simples, implicando soluções rápidas e eficazes.

São inúmeras as teorias desenvolvidas na Mecânica dos Solos, e várias tentativas tem sido feitas para se encontrar uma definição matemática da curva tensão vs. deformação.

Geralmente, a elasticidade do solo é caracterizada pela determinação de um Módulo de Elasticidade Linear correspondente ao início da curva tensão vs. deformação, isto é, uma suposta linearidade durante o carregamento.

Admite-se, então, que o estado de tensões em uma massa de solo sob tensões moderadas, isto é, quando não existe ruptura envolvida, possa ser determinado pela Teoria da Elasticidade Linear. Das diferenças entre os estados tensão vs. deformação reais e os determinados pela Lei de Hooke, depende a extensão do erro nos resultados de cálculo. Estas diferenças aumentam ao se aproximar o estado de comportamento plástico.

As características da curva tensão vs. deformação dos solos tem sido estudadas por vários autores, através de ensaios triaxiais, os quais a tem delimitado em dois trechos distintos: a parte inicial da curva, apresentando comportamento tensão vs. deformação, em geral, quase linear e elasto-plástico no descarregamento, e o segundo trecho, tendo um comportamento mais plástico e não linear.

É frequente a busca de modelizações do comportamento tensão vs. deformação que sejam ao mesmo tempo eficientes e de fácil utilização pelo meio técnico.

Entretanto, muitas vezes um modelo que apresenta uma boa relação entre simplicidade e precisão para um determinado problema, pode ser completamente inadequado para outros, e assim, surgem inúmeros e distintos tipos de modelizações do comportamento dos solos (Giacheti, 1987). Os trabalhos tornam-se ainda mais específicos quando levam em consideração variáveis de anisotropia elástica, reduzindo segundo Graham & Houlsby (1983) em 30 % a 40 % erros típicos na previsão da deformabilidade.

Nos últimos anos tem ocorrido uma grande concentração de esforços no sentido de melhorar os modelos constitutivos, mostrando-se eficientes quando se tem certeza de que os parâmetros elásticos dos solos foram obtidos baseados em resultados de ensaios que realmente reproduziram a condição de campo.

Desta forma, hipóteses simplificadoras colocam os problemas da engenharia geotécnica em função de dois parâmetros no que se refere ao comportamento elástico das curvas tensão vs. deformação: Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν).

Tendo em vista o exposto, e na tentativa de reunir informações sobre o comportamento tensão - deformação dos solos argilosos e a variação dos seus parâmetros elásticos, foram consultados diversos trabalhos a seguir resumidos e cronologicamente ordenados, visando atender aos objetivos desta pesquisa.

2.2 Trabalhos Consultados

BARDEN (1963): procurou definir a influência dos parâmetros elásticos nos recalques superficiais analisando o efeito de cargas verticais pontuais através do equacionamento clássico para um material com comportamento anisotrópico transversal. Refere-se a Wolf K. (1935) como precursor no estudo da anisotropia em solos, e enumera pesquisas realizadas até então. Destacou: 1) a nítida tendência de orientação preferencial das partículas em adensamento anisotrópico; 2) que a maioria das argilas indeformadas exibem um grau de anisotropia relacionado com a pressão de pré-adensamento e que, 3) do ponto de vista da compressibilidade, argilas normalmente adensadas se comportam isotropicamente e as pré-adensadas, anisotropicamente. No desenvolvimento de sua teoria, citou que a isotropia é um caso especial de anisotropia com: $n = 1$ e $\nu_{hh} = \nu_{hv} = \nu_{vh}$, onde n é a medida do grau de anisotropia, isto é, $n = \frac{E_h}{E_v} = \frac{\nu_{hv}}{\nu_{vh}}$. O mérito do trabalho consistiu em observar analiticamente que a distribuição de tensões verticais no solo seria pouco afetada pela anisotropia. Ou melhor, que a variação do Coeficiente de Poisson interfere mais nos valores das tensões nas direções horizontais que nas verticais.

LADD (1964): analisou o comportamento tensão vs. deformação de argilas indeformadas, utilizando ensaios triaxiais não drenados (UU). Relatou que faz-se necessário o desenvolvimento de uma correlação semi-empírica entre os resultados de ensaios de laboratório e as medições de campo. Examinou os inúmeros fatores que afetam o valor do Módulo de Elasticidade (E), como: o nível da tensão cisalhante; o efeito do tempo (tixotropia, coeficiente de

deformação, envelhecimento); a resistência ao cisalhamento não drenado; amolgamento em amostras; proporcionalidade entre o valor de E em ensaios de compressão triaxial e a razão de pré-adensamento (OCR) e adensamento anisotrópico. Observou que os valores de E em ensaios de compressão triaxial são proporcionais a razão de pré-adensamento (OCR), como mostrado nos gráficos das Figuras 2.1 e 2.2 para ensaios triaxiais tipo UU e CIU em amostras indeformadas de argilas Kawasaki e Lagunillas. E ainda, constatou que valores de E de ensaios triaxiais UU geralmente são várias vezes menores do que aqueles obtidos de ensaios triaxiais CIU em amostras consolidadas sob tensões efetivas de campo. A fim de evitar influências do amolgamento nas correlações entre os parâmetros de laboratório e de campo, o autor recomenda a realização de ensaios triaxiais adensados não drenados (CU), ao invés de ensaios não adensados não drenados (UU).

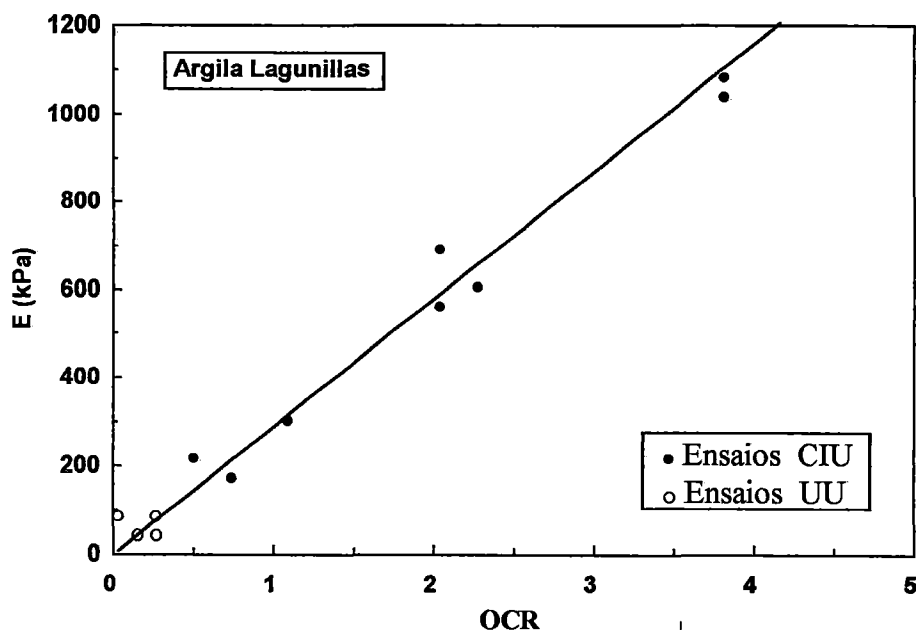


FIGURA 2.1 - Módulos de Elasticidade vs. OCR em Ensaios de Compressão Triaxial UU e CIU em amostras indeformadas de Lagunillas (Fonte: Ladd, 1964).

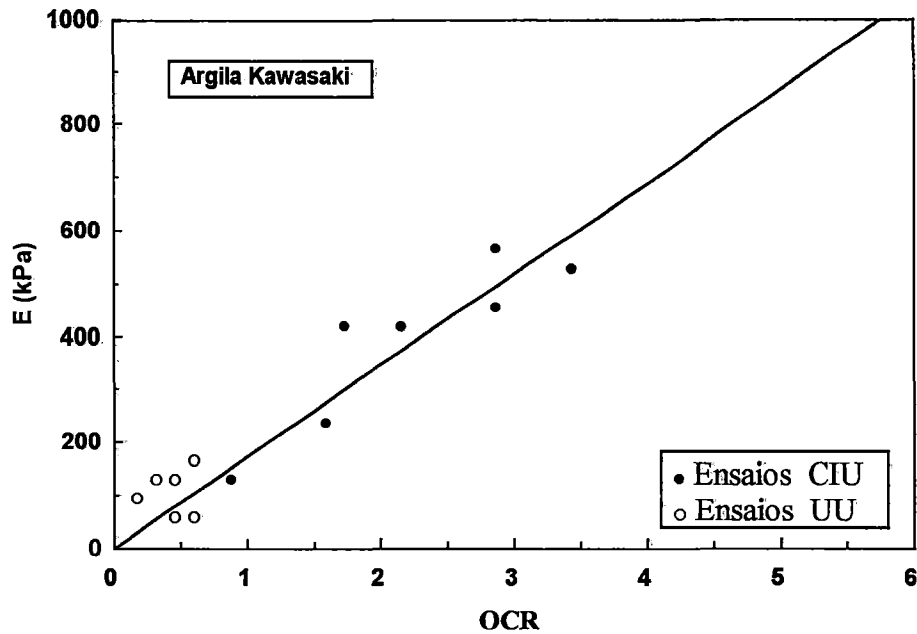


FIGURA 2.2 - Módulos de Elasticidade vs. OCR em Ensaios de Compressão Triaxial UU e CIU em amostras indeformadas de Kawasaki (Fonte: Ladd, 1964).

SOUTO SILVEIRA (1967): Baseando-se na Teoria da Elasticidade, apresentou algumas considerações teóricas sobre o Coeficiente de Poisson e a variação de volume dos solos, destacadas a seguir. Admitiu, sob condição triaxial de sollicitação, serem válidas as seguintes equações:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = E \cdot \varepsilon_a + \sigma_3 (2\nu + 1) \quad \text{e} \quad \Delta v = (1/E) \cdot (1 - 2\nu) \cdot (\sigma_1 + 2\sigma_3)$$

sendo que o gráfico da Figura 2.3 ilustra o que ocorre assumindo tais equações.

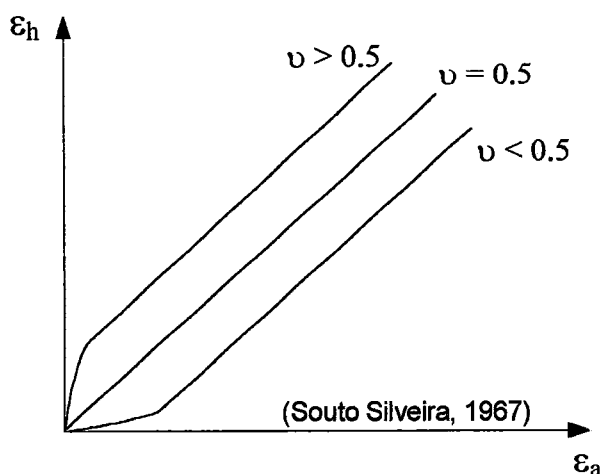


FIGURA 2.3 - Curvas Tensão vs. Deformação de acordo com as variações de volume dos solos (Fonte: Souto Silveira, 1967).

Da análise do gráfico e das equações acima citadas, Souto Silveira concluiu que:

- Quando o Coeficiente de Poisson for igual a 0,5 ($\nu = 0,5$), tanto as deformações axiais (ϵ_a) como as radiais (ϵ_h) variam simultaneamente com as tensões axiais e laterais, de forma que vale sempre a relação $\epsilon_h = \epsilon_a/2$. O volume da amostra, neste caso, seria mantido constante ($\Delta v = 0$); tal comportamento ocorreria em solos saturados, quando solicitados em ensaios rápidos (UU).

- Quando o Coeficiente de Poisson variar entre zero e meio ($0 < \nu < 0,5$) há uma diminuição no volume do solo, isto é, a energia fornecida ao solo pela solicitação axial seria transformada parte em deformações radiais (ϵ_h) e axiais (ϵ_a) e parte transmitida grão a grão, com conseqüente diminuição no volume. Tal comportamento seria típico de areias fofas e de argilas parcialmente adensadas, nas quais a aproximação entre partículas ainda pode ocorrer para uma certa magnitude de tensões.

- Quando esse Coeficiente variar entre meio e um ($0,5 < \nu < 1,0$), há um acréscimo no volume do solo, comportamento este observado nas areias compactadas e nas argilas fortemente pré-adensadas. A energia que foi aplicada ao solo através de um processo de compactação ou pré-adensamento poderia ser a responsável por esse acréscimo de volume.

SOUTO & SILVEIRA (1970)¹: propuseram um procedimento para determinação do Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson através de manipulação algébrica e estatística das equações clássicas da Teoria da Elasticidade, quando da análise do comportamento anisotrópico de solos compactados. Recomendaram que os ensaios triaxiais fossem realizados com o maior cuidado possível, em vista da grande sensibilidade apresentada, principalmente, na determinação do Coeficiente de Poisson.

PICKERING (1970): conceituou o solo como material elástico com comportamento anisotrópico e examinou os limites teóricos para os valores do Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson. Os limites teóricos para os parâmetros elásticos foram representados num espaço tridimensional, onde o formato da superfície limitante era um parabolóide. Qualquer seção vertical com constante ν_{hh} seria uma parábola e qualquer seção horizontal com constante E_h/E_v seria também uma parábola. A Figura 2.4 ilustra o gráfico que retrata esta condição. Dentre as considerações, observou que argilas pré-adensadas sob compressão triaxial poderiam se expandir sem perda de energia, se as tensões verticais forem altas e as horizontais baixas; o que resultaria em deformação volumétrica negativa. Enfatizou ser esta conclusão significativa na

¹ O capítulo 3 apresenta considerações mais abrangentes sobre o modelo proposto por Souto & Silveira (1970).

aplicação do Método dos Elementos Finitos em solos expansivos com comportamento elástico.

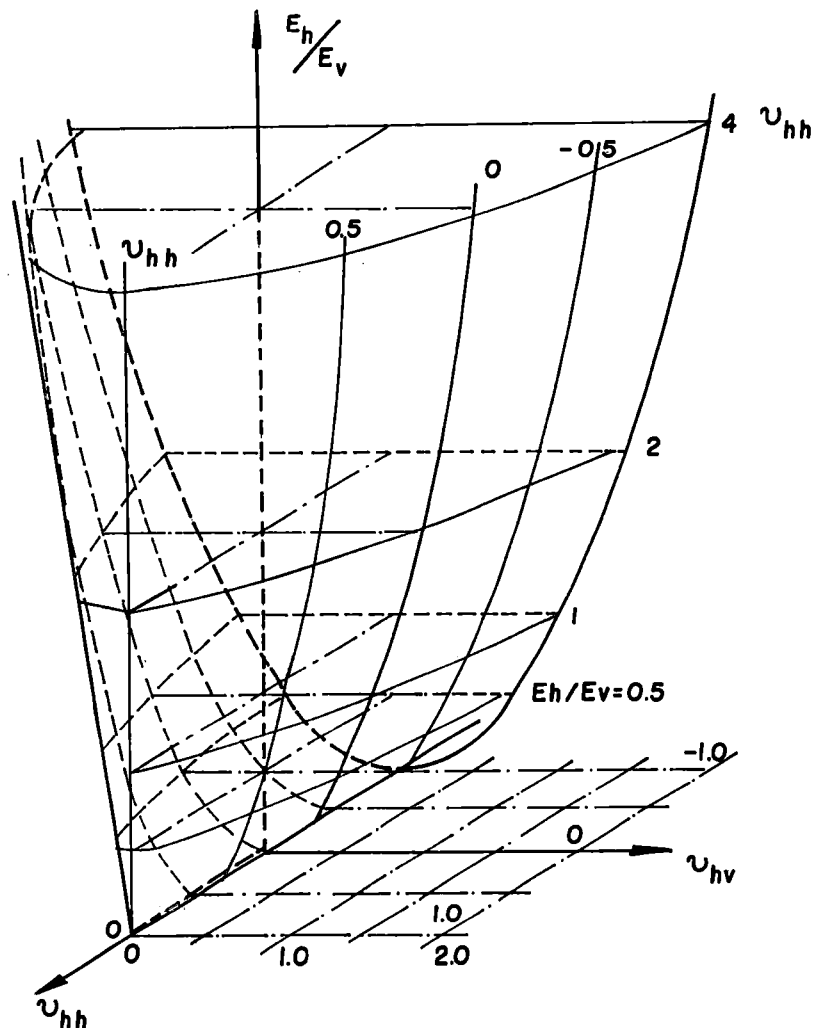


FIGURA 2.4 - Limites dos Parâmetros Elásticos: Módulos de Elasticidade (E_v , E_h) e Coeficientes de Poisson (ν_{vh} , ν_{hh}) (Fonte: Pickering, 1970).

MITCHELL (1972): estudou alguns desvios do comportamento isotrópico do caulim, mostrando que estes são restritos a estados de tensões comumente referidos como pré-adensamento. Foram talhados corpos de prova na posição de eixo vertical e horizontal de um bloco de caulim consolidado unidirecionalmente, e posteriormente submetidos a ensaios de compressão

triaxial drenados e não drenados, após readensamento isotrópico inicial. Os ensaios drenados não exibiram diferenças significativas entre os corpos de prova vertical e horizontal, apresentando comportamento isotrópico; já para ensaios não drenados, ocorreram desvios de isotropia. Estes, por sua vez, diminuíram com o decréscimo das tensões de pré-adensamento (σ'_p) e os desvios não mais ocorreram em blocos preparados com tensão de pré-adensamento (σ'_p) igual a 60 kPa. O autor enfatizou que, em argilas pouco adensadas, a magnitude da resistência não drenada pode ser função da tensão de pré-adensamento e da diferença de tensões iniciais aplicadas no material.

KIRKPATRICH & RENNIE (1972): estudaram o comportamento do caulim adensado em laboratório e descreveram observações feitas sobre a estrutura e o comportamento tensão-deformação, para adensamentos iso e anisotrópico. A partir de resultados obtidos de ensaios de compressão triaxial e de deformação plana em corpos de prova talhados com eixo vertical e horizontal, chegaram às seguintes conclusões: amostras consolidadas isotropicamente possuem comportamento isotrópico em relação às suas propriedades de resistência e deformabilidade, sob condições não drenadas; amostras consolidadas anisotropicamente são isotrópicas em relação à resistência, porém são mais compressíveis na direção paralela à estrutura de placas alinhadas do que na direção ortogonal, ou seja, anisotrópicas em relação às suas propriedades de deformabilidade.

BARDEN (1972): estudando a influência da estrutura na deformação e ruptura de solos argilosos, constatou que tanto argilas naturais como artificiais são constituídas de placas de argilas agregadas em blocos, torrões, fragmentos, grupos ou domínios, o que não condizia com as teorias físico-químicas, baseadas na interação de placas isoladas, até então propostas por outros

pesquisadores, ficando esta, portanto, restrita às suspensões coloidais diluídas. Além da teoria dos agregados, o autor relatou que há uma tendência para orientação preferencialmente horizontal das partículas de silte e argila, relacionadas às pressões de sobrecarga e forças dispersivas do meio eletroquímico. No caso de amostras com partículas lamelares de pequenas dimensões, tal como o caulim e a fluorita, ao serem compactadas estaticamente, apresentaram comportamento anisotrópico de deformação e comportamento isotrópico de resistência. Entretanto, no caso de partículas lamelares de maiores dimensões, como a mica e a dolerita, a anisotropia se apresentou de deformabilidade e resistência. Assim, concluiu que haveria pelo menos dois níveis estruturais em um solo argiloso, e cada nível estrutural poderia independentemente exibir propriedades isotrópicas ou anisotrópicas. Portanto, a anisotropia de deformação seria o resultado da anisotropia de placas de argila orientadas em escala microscópica ou de agregados (fragmentos, torrões) em macroescala, o que seria regra e não exceção em argilas naturais.

SANKARAM & BHASKARAN (1973): fizeram observações sobre deformabilidade e disposição de planos de ruptura em uma argila caulínica adensada unidirecionalmente, através de ensaios de compressão simples, em corpos de prova talhados nas posições de eixo vertical, horizontal e inclinado a 45°. As amostras apresentaram certa coerência na deformabilidade durante o cisalhamento e na disposição de planos de ruptura ao final do cisalhamento, dependentes apenas da orientação da amostra e independentes do histórico de tensão ou das causas da consolidação. As conclusões para a deformabilidade e a disposição dos planos de ruptura observados foram: - para corpos de prova com eixos horizontal e inclinado a 45° as seções transversais resultantes foram elípticas, e para amostras com eixo vertical, seções transversais de forma circular.

ATKINSON (1973)²: sugeriu diferenciar o comportamento elástico e plástico em solos, e investigou as consequências desta distinção nos ensaios de compressão triaxial. Mostrou ser possível reconhecer o comportamento elástico do solo sem recorrer à reversibilidade ou a linearidade convencional do comportamento tensão-deformação, sendo suficiente identificá-lo na linearidade das trajetórias de deformação drenada ou na linearidade das trajetórias de tensão não drenada. O comportamento plástico seria identificado na não linearidade de tais trajetórias. Entretanto, o método não é totalmente satisfatório, sendo incapaz de separar componentes de deformações simultaneamente elástica e plástica.

ATKINSON (1975): considerou a elasticidade anisotrópica, adotando um modelo matemático adequado para pequenas deformações, obtidas em ensaios de compressão triaxial e de cisalhamento plano, em amostras indeformadas. Objetivando analisar a argila de Londres, forneceu prognósticos sobre a sua deformabilidade baseados nos resultados desses ensaios conjuntamente com o emprego da Teoria da Elasticidade. Enfatizou que a precisão de seus prognósticos estava em considerar o comportamento anisotrópico de tal argila no modelo matemático adotado. Desta forma, o modelo foi empregado nos trechos lineares, tanto nas envoltórias de tensão nos ensaios não drenados como nas envoltórias de deformação nos ensaios drenados, de acordo com as considerações do autor realizadas em 1973. Comparando os resultados dos ensaios realizados com outros já existentes para a argila de Londres, constatou a dependência dos parâmetros elásticos em relação à tensão normal média e ao histórico de tensão, além de observar que o grau de anisotropia elástica (n) para esse material é da ordem de 0,5.

² O anexo E expõe maiores detalhes sobre as considerações propostas pelo autor.

AMERASINGHE & PARRY (1975): estudaram amostras de caulim inicialmente preparadas em forma de lama e adensadas iso e anisotropicamente em câmaras triaxiais. As amostras adensadas anisotropicamente foram primeiro consolidadas isotropicamente a 120 kPa, antes de se proceder a consolidação anisotrópica. As principais conclusões deste estudo foram: as correlações entre os índices de vazios e o logaritmo de tensões efetivas médias não apresentaram variações para adensamento iso e anisotrópico, tanto nos carregamentos como nos descarregamentos; deformações cisalhantes foram maiores para amostras adensadas isotropicamente (deformações cisalhantes para amostras anisotrópicas apresentaram metade do valor correspondente aos das amostras isotrópicas) sendo seus valores não influenciados pela razão de pré-adensamento (OCR); e os valores dos Coeficientes de Poisson (ν) não foram influenciados pela anisotropia. Os resultados no artigo indicaram que observações realizadas para argilas e siltes levemente pré-adensados seriam, em geral, verdadeiras para o caulim fortemente pré-adensado.

BONAZ (1976): apresentou um estudo realizado em lamas preparadas com argila industrializada (caulim) e com argila natural, adensadas unidirecionalmente e em grandes quantidades, visando dar continuidade aos estudos experimentais e teóricos desenvolvidos no L'institut National Polytechnique de Grenoble, sobre anisotropia estrutural e mecânica das argilas. A estimativa de anisotropia mecânica foi realizada através de resistência à compressão simples em diferentes posições de eixo das amostras, e a anisotropia de estrutura foi verificada pelo Método de Difractometria de Raios X, o qual apresentou uma descrição precisa da acomodação das partículas de uma argila adensada. Os resultados experimentais obtidos sobre o caulim constituído de um único mineral caulinita, foram diferentes dos obtidos para a argila natural constituída de partículas de natureza variada (2/3 clorita mais 1/3 ilita). A caulinita, constituída de partículas de maior dimensão que os

outros minerais argilosos, adquiriu orientação preferencial mais marcante que a clorita; para a argila natural, a orientação das partículas de clorita foi menos intensa pela presença de siltes. Concluiu que a coerência das medidas obtidas permite adequar um programa mais vasto de aplicação às diversas argilas consolidadas, associado ao grau de anisotropia estrutural.

BISHOP & HIGHT (1977): analisaram teoricamente o Coeficiente de Poisson sob condições não drenadas para solos saturados, comparando os valores limites encontrados com valores experimentais obtidos por outros autores. Enfatizaram duas dificuldades existentes na medição direta do Coeficiente de Poisson, sendo: 1) a utilização de aparelhos não fornece a precisão requerida em medidas de deformação para ensaios de compressão triaxial não drenado, e 2) quase todas as amostras de argila natural possuem comportamento tensão-deformação anisotrópico. Destacaram que medições cuidadosas das variáveis tensão vs. deformação seriam de fundamental importância, pois as mesmas poderiam acusar sinais de comportamento anisotrópico. Em solos indeformados e rochas sedimentares, esta possibilidade é quase certa, podendo ser mascarada por valores de Coeficientes de Poisson iguais a 0,5 para condições saturadas ($B = 1$), obtidos em ensaios de compressão triaxial em amostras com comportamento anisotrópico. Já para baixos valores de B , o Coeficiente de Poisson possivelmente teria valores semelhantes ao caso isotrópico. A Tabela 2.1 mostra valores do grau de anisotropia (n) e dos Coeficientes de Poisson ν_{lv} , ν_{lh} , ν_{vh} correspondentes aos valores obtidos por Atkinson (1975) para argilas de Londres.

TABELA1 - Valores obtidos para a Argila de Londres (Fonte: Bishop & Hight, 1977).

B	n	ν_{hv}	ν_{hh}	ν_{vh}
1,00	0,61	0,81	0,18	0,50
0,90	0,59	0,76	0,16	0,45
0,70	0,56	0,66	0,12	0,38

Observa-se que para os valores de B da Tabela 1 ($0,90 < B < 1,00$), o valor do Coeficiente de Poisson não drenado (ν_{hv}) excede 0,50 e o Coeficiente de Poisson não drenado (ν_{hh}) é bem abaixo de 0,50. Mesmo para $B = 0,7$, que retrata solos sob uma pressão de consolidação extremamente alta, o valor do Coeficiente de Poisson (ν_{hv}) excede 0,50. Sendo $n = \frac{E_h}{E_v} = \frac{\nu_{hv}}{\nu_{vh}}$; para valores de $B = 1,0$, o valor de ν_{vh} é exatamente 0,50 independente do grau de anisotropia (n) da estrutura porosa do solo.

Enfatizaram que no estudo do comportamento de solos em condições não drenadas, existiria o envolvimento de duas fases que tem compressibilidades diferentes, mas finitas. Portanto, seria tão incorreto esperar que o Coeficiente de Poisson não drenado em solos isotrópicos fosse igual a 0,5, como o parâmetro B de Skempton, igual a unidade. Esta hipótese seria válida principalmente para materiais fortemente pré-adensados³.

CAIRNCROSS (1977): citou a conhecida influência da anisotropia na deformabilidade de argilas pré-adensadas, sendo este fenômeno analisado aplicando-se a Teoria da Elasticidade Anisotrópica. O autor questionou a validade desta suposição, isto é, se uma única série de constantes elásticas incrementais seria aplicável para uma argila com comportamento anisotrópico.

³ As hipóteses levantadas por Bishop & Hight (1977) serão discutidas no decorrer do capítulo 7.

Discutiu que a não reversibilidade de argilas pré-adensadas não seria característica de materiais elásticos, mas compreensível no contexto da plasticidade. Concluiu que o uso da anisotropia convencional para prognosticar deformações no campo em argilas pré-adensadas é inapropriado.

LO et al. (1977): conjuntamente com Palmer (1978), utilizaram a Teoria da Elasticidade Anisotrópica para descrever a deformabilidade de argilas moles e sensíveis, fazendo uma distinção nos parâmetros de deformabilidade envolvendo carregamento e descarregamento em termos de tensões efetivas. Desenvolveram um aparelho com a finalidade de medir deformações laterais com precisão adequada, porém de uso técnico complexo. Os parâmetros elásticos anisotrópicos determinados de ensaios drenados e não drenados coincidiram razoavelmente bem.

PRÉVOST (1978): desenvolveu um modelo extremamente versátil e preciso para representar o comportamento de três diferentes argilas sob condições uniformes de carregamento. Utilizando apenas valores obtidos de ensaios triaxiais, realizou prognósticos de resultados de outros ensaios, incluindo cisalhamento direto e ensaios de deformação plana. Seu modelo baseou-se no princípio de que solos, em geral, sofrem deformação plástica e elástica simultaneamente quando próximos do cisalhamento. Portanto, seu modelo descreveu a anisotropia elasto-plástica, apresentando trajetórias dependentes das propriedades tensão, deformação e resistência de argilas saturadas sob condições de carregamento não drenado. Concluiu que o modelo prediz muito bem os resultados de ensaios experimentais como: compressão triaxial, cisalhamento plano e cisalhamento direto em várias argilas e explicou, de uma maneira simples, tensões que induzem anisotropia.

CHOWDHURY (1978): citou a possibilidade de distinguir os parâmetros em termos de tensões efetivas e em termos de tensões totais. Relatou a existência de relações definidas que permitem a determinação de parâmetros em termos totais a partir de valores de parâmetros em termos efetivos. Entretanto, é interessante notar que o oposto não é verdadeiro. Por exemplo, de posse dos parâmetros em termos totais, para um solo incompressível, não é possível determinar os mesmos em termos efetivos. Sendo correto afirmar que, para um solo seco, não há diferenças entre os parâmetros em termos de tensões efetivas e os parâmetros em termos de tensões totais. Todavia, há incertezas relacionadas aos parâmetros tanto em termos totais como efetivos e na maneira de interpretar os resultados obtidos em condições de solo seco e de solo saturado não drenado. Enfatizou que os limites dos parâmetros elásticos de um solo incompressível são totalmente diferentes em materiais secos ou saturados com drenagem, onde a pressão neutra é sempre zero durante o incremento de carga. Enfim, concluiu que tais conceitos não devem ser aplicados a todos os tipos de solos.

LEFRÈVE (1980): ressaltou que numerosas precauções são exigidas no estudo do comportamento anisotrópico em argilas. Influenciada por diversos parâmetros ligados à natureza dos materiais e às condições dos ensaios, sua avaliação exige uma programação experimental coerente com a escolha dos parâmetros estudados. Para tanto, analisou o comportamento de um caulim puro, adensado unidirecionalmente após mistura com água em forma de lama. Estudou a anisotropia estrutural pelo Método de Difractometria de Raios X e Bifringência Óptica, e a anisotropia mecânica através de ensaios de compressão simples. Citou que pelas curvas correlativas entre o comportamento anisotrópico mecânico e o estrutural, é possível avaliar a evolução da anisotropia mecânica, a partir da quantificação da anisotropia

estrutural. Os resultados mostraram que a anisotropia mecânica é menos pronunciada que a anisotropia estrutural.

GAZETAS (1982): realizou um estudo analítico, para avaliar a distribuição de tensões e os deslocamentos de superfície em um semi-espaço elástico, contínuo e com comportamento anisotrópico transversal. Considerou as limitações e suposições envolvidas no uso do modelo elástico para solos, e observou que recalques realísticos, para pequenos carregamentos estruturais verticais, podem ser analisados dentro das considerações da Teoria da Elasticidade. Usando uma formulação adequada para um carregamento parabólico, conclui que os deslocamentos de superfície e a distribuição de tensões resultantes deste tipo de carregamento dependem das constantes elásticas anisotrópicas transversais tais como: grau de anisotropia (n) e o Coeficiente de Poisson anisotrópico (ν_{vh}). Além disso, o efeito do grau de anisotropia (n) nas tensões verticais surge como sendo função do Coeficiente de Poisson. Assim, em um solo incompressível, o acréscimo de n ocasionaria um aumento da concentração de tensão ao longo do eixo vertical, ao passo que o oposto seria verdade em solos com Coeficiente de Poisson próximo de zero. O autor ainda relatou que, na realidade, muitos solos exibem Coeficiente de Poisson (ν) variando de 0 a 0,5, dependendo, entre outros fatores, do nível de deformação imposta, do grau de saturação e das condições de drenagem durante o carregamento. Ressaltou que valores negativos para o Coeficiente de Poisson são fisicamente significativos, termodinamicamente aceitos e, além disso, realístico para solos. Fisicamente o Coeficiente de Poisson negativo implicaria que, quando submetido a uma compressão axial, um elemento de solo sofreria uma contração lateral antes da expansão. O autor sugeriu para um material com comportamento isotrópico valores de $E \geq 0$ e $-1 \leq \nu \leq 0,5$.

GRAHAM & HOULSBY (1983): estudaram o comportamento elástico anisotrópico de uma argila natural, procurando identificar parâmetros "pseudo-elástico" para alterações monotônicas de tensões. Citaram a adequação da aproximação SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) para analisar o comportamento das argilas naturais, o qual depende dos níveis de tensão de consolidação. Justificaram ser razoável caracterizar argilas pouco pré-adensadas como linearmente elásticas no espaço de tensões dentro da superfície de escoamento. O propósito do artigo baseia-se no uso da Teoria da Elasticidade Anisotrópica para determinar parâmetros mais adequados às características do material, a partir de dados de ensaios de compressão triaxial. Demonstraram que, adaptando o comportamento elástico de uma argila natural com o uso de parâmetros anisotrópicos, ao invés de isotrópicos, a qualidade de ajuste do modelo teórico pode aumentar consideravelmente, e reduz em 30 % a 40 % erros típicos na previsão da deformabilidade.

STANCATI (1990)⁴: estudou o comportamento tensão-deformação de um solo argiloso, extraído de um depósito natural, que, após ter sido preparado em forma de lama, foi adensado unidirecionalmente por um equipamento apropriado, previamente desenvolvido. Baseando-se na Teoria Clássica da Elasticidade Linear, equacionada para solos com comportamento anisotrópico, foi elaborado um rearranjo algébrico, visando melhores correlações das variáveis obtidas experimentalmente, através de Regressões Lineares Múltiplas. Foram realizados ensaios de compressão triaxial, executados em corpos de prova talhados nas posições de eixo: vertical, horizontal e inclinado a 45°. As variáveis obtidas nestes ensaios foram tratadas em processos numéricos estatísticos, fornecendo, portanto, os parâmetros elásticos

⁴ A metodologia algébrica e experimental proposta por Stancati (1990) será descrita nos capítulos subsequentes.

anisotrópicos da argila: Módulos de Elasticidade Vertical e Horizontal (E_v , E_h), Coeficientes de Poisson (ν_{vh} , ν_{hh} , ν_{hv}) e Módulo de Elasticidade Transversal (G_v , G_h), os mesmos sendo analisados em função da razão de pré-adensamento dos bolos e das tensões de confinamento empregadas nos ensaios de compressão triaxial. Para obtenção das variáveis tensão-deformação acima citadas, equipamentos eletrônicos destinados à realização de medidas de deformação radial e axial, variação volumétrica e tensões axiais, foram também desenvolvidos. Os resultados evidenciaram que os parâmetros elásticos, em geral, possuem seus valores crescentes com o aumento das tensões confinantes, e que a metodologia de ensaio e o cálculo dos parâmetros de deformabilidade podem evidenciar diferenças de comportamento iso e anisotrópico, além de fornecer maior precisão nos valores obtidos.

Foi constatado que o comportamento tensão-deformação de argilas amostradas de um depósito de solo natural diferencia-se do comportamento de argilas industrializadas. Ainda em relação a argila analisada, conclui que quando a razão de pré-adensamento (OCR) é igual a 2, a indução à anisotropia é pouco acentuada.

2.3 - Comentários

Observa-se, pelo exposto, a nítida preocupação em uma melhor interpretação das curvas tensão-deformação, assim como do emprego de modelos matemáticos que retratem as características anisotrópicas e não-lineares do solo.

No entanto, análises teóricas no passado eram conduzidas baseadas em suposições simplistas, admitindo para o solo comportamento isotrópico e elástico-linear.

Recentemente, notou-se um considerável aumento em trabalhos de pesquisa, todos sobre o comportamento anisotrópico dos solos, onde destaca-se serem bem conhecidas as limitações e hipóteses no emprego do modelo elástico para solos. Os trabalhos, em geral, consideram também a existência de dois níveis estruturais em solos argilosos, sugerindo possíveis correlações entre a anisotropia estrutural e a anisotropia mecânica.

Sobre a aplicabilidade da Teoria da Elasticidade aos solos, levando-se em consideração que o comportamento do solo em relação a outros materiais é um dos mais complexos, apresentando variações significativas de acordo com o tipo de sollicitação, condições do meio ambiente e de confinamento, observou-se a necessidade de distinção entre elasticidade e plasticidade, como sugerido por Atkinson (1973).

A preocupação de aprimorar os modelos que retratem o comportamento tensão-deformação usados em análises de obras geotécnicas, baseia-se no emprego de parâmetros elásticos obtidos de resultados de ensaios laboratoriais que reproduzam de forma mais precisa a condição de campo.

Provavelmente, o grupo de soluções que envolvem conceitos da Teoria da Elasticidade, é o que mais se desenvolveu nos últimos anos, para o cálculo de recalques de estacas.

Faz-se, desta forma, importante e necessário o estudo dos parâmetros elásticos e a determinação de seus valores numéricos, visto que são raras as referências que sugerem ordem de grandeza aos mesmos.

CAPÍTULO 3

MODELO TEÓRICO ADOTADO

3.1 Introdução

A Mecânica dos Meios Contínuos e Deformáveis estuda a resposta dos materiais em função da diversidade das condições de carregamento. Considerando o material infinitamente divisível, denomina-se partícula um volume infinitesimal deste material, tendo em sua vizinhança material presente. Para isto, admite-se tal material homogêneo, contínuo e elástico.

Toda solicitação, atuando num corpo físico, provoca tensões, deformações e possíveis deslocamentos, portanto, essas são as três grandezas vetoriais que estão envolvidas na Mecânica do Contínuo.

As tensões são definidas como forças internas de um corpo por unidade de área, que atuam em áreas infinitesimais, e existem para manter em equilíbrio as forças externas que agem nesse corpo. Essas forças são de natureza vetorial e na Mecânica dos Sólidos é particularmente significativo definir a intensidade dessas forças como a resistência à deformação. Em geral, elas variam de ponto para ponto e são inclinadas em relação a um plano de corte. É usual decompor-se essas forças em componentes paralelas e perpendiculares à seção investigada.

Isolando-se um cubo infinitesimal de um corpo conforme apresentado na Figura 3.1, ter-se-ia representado todas as tensões que atuam sobre as faces desse cubo (Popov, 1978).

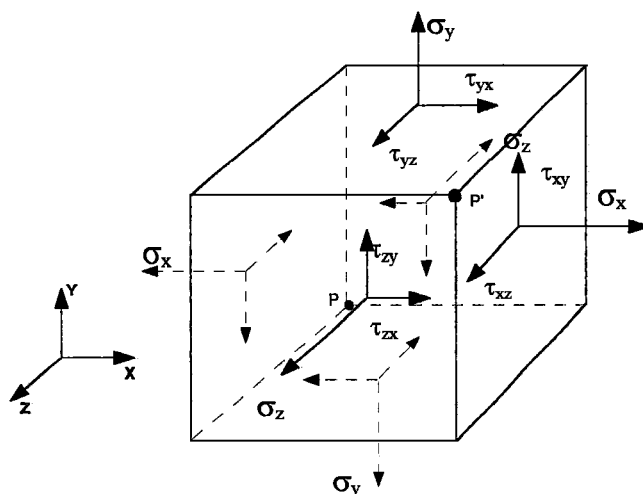


FIGURA 3.1 - Estado de tensões sobre um elemento. Todas as tensões tem sentido positivo (Fonte: Popov, 1978).

Pelo exposto, nota-se que existem três tensões normais representadas por σ e seis tensões de cisalhamento representadas por τ . Os componentes de tensão podem ser agrupados na forma:

$$\|T\| = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Essa é a matriz que representa o tensor de tensões, e pela decorrência dos requisitos de equilíbrio de um elemento, prova-se que o tensor de tensões é simétrico:

$$\tau_{ij} = \tau_{ji}$$

Já as deformações de um corpo representam as alterações da forma e das dimensões do mesmo, segundo um eixo de coordenadas local. Da mesma forma define-se o tensor de deformações:

$$\|\varepsilon\| = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

As tensões normais σ_x , σ_y e σ_z provocam as deformações ε_{xx} , ε_{yy} e ε_{zz} sendo que as tensões de cisalhamento provocam as deformações restantes. O tensor de deformação também é simétrico, ou seja: $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$; valendo afirmar que: $\varepsilon_{xy} = 1/2\gamma_{xy}$, onde: γ = deformação angular devido a tensão de cisalhamento no plano perpendicular a x e na direção y, como exposto na Figura 3.2 abaixo:

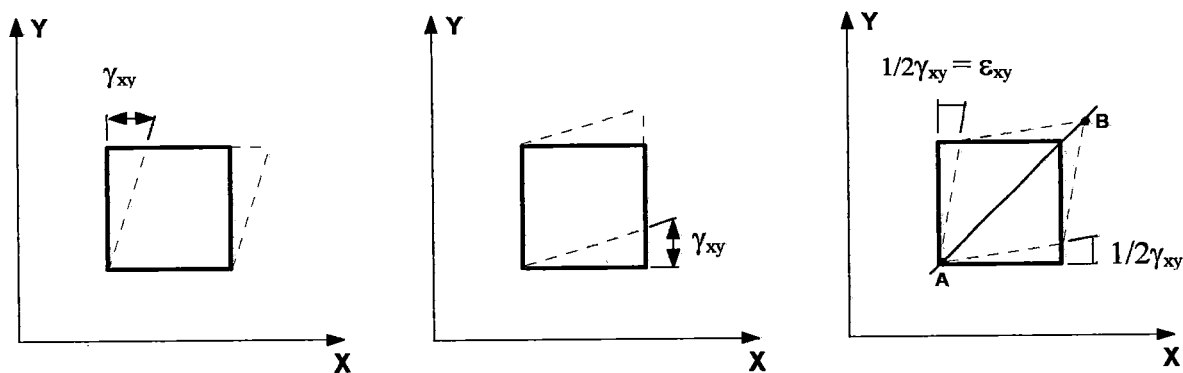


FIGURA 3.2 - Deformações Tangenciais (Fonte: Popov, 1978)

Os deslocamentos representam o movimento de um ponto ou de elementos lineares durante o processo de deformação ou não, em relação a um sistema de coordenadas global situado fora do corpo que se deforma.

As tensões, deformações e deslocamentos podem ser correlacionados a partir de três tipos de equações:

- Equações de equilíbrio: são relações entre tensões;
- Equações cinemáticas: são relações que fornecem as deformações a partir dos deslocamentos;
- Equações que relacionam tensão e deformação: são equações de grande importância para prever o comportamento de um corpo quando solicitado, sendo função do tipo de material que o constitui.

A relação entre o tensor de tensões $\|T\|$ e o tensor de deformações $\|\varepsilon\|$ pode ser dada por uma equação que é função principalmente das características do material. A relação mais simples entre os seis componentes de tensão e os seis de deformação é a Elástico Linear conhecida como Lei de Hooke, afirmando a proporcionalidade entre tensões e deformações. Obtem-se, desta maneira, seis equações conforme apresentado abaixo (Popov, 1978):

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} = \varepsilon_x &= A11\tau_{xx} + A12\tau_{yy} + A13\tau_{zz} + A14\tau_{xy} + A15\tau_{yz} + A16\tau_{zx} \\ \varepsilon_{yy} = \varepsilon_y &= A21\tau_{xx} + A22\tau_{yy} + A23\tau_{zz} + A24\tau_{xy} + A25\tau_{yz} + A26\tau_{zx} \\ \varepsilon_{zz} = \varepsilon_z &= A31\tau_{xx} + A32\tau_{yy} + A33\tau_{zz} + A34\tau_{xy} + A35\tau_{yz} + A36\tau_{zx} \\ \varepsilon_{xy} = \gamma_{xy}/2 &= A41\tau_{xx} + A42\tau_{yy} + A43\tau_{zz} + A44\tau_{xy} + A45\tau_{yz} + A46\tau_{zx} \\ \varepsilon_{yz} = \gamma_{yz}/2 &= A51\tau_{xx} + A52\tau_{yy} + A53\tau_{zz} + A54\tau_{xy} + A55\tau_{yz} + A56\tau_{zx} \\ \varepsilon_{zx} = \gamma_{zx}/2 &= A61\tau_{xx} + A62\tau_{yy} + A63\tau_{zz} + A64\tau_{xy} + A65\tau_{yz} + A66\tau_{zx}\end{aligned}$$

Essas equações possuem 36 possíveis constantes, todavia, através de considerações de energia, pode-se demonstrar que o número de constantes independentes é igual a 21. Estas constantes são simétricas de cada lado da diagonal principal, ou seja: $A_{ij} = A_{ji}$. Todas devem ser determinadas

experimentalmente e, para tanto, admite-se que o material seja homogêneo, isto é, que ele tenha as mesmas propriedades em qualquer ponto. A Lei de Hooke na forma mais geral, dada pelas seis equações acima, é aplicável aos materiais isotrópicos e homogêneos.

O nome isotropia é usado quando o material mostra as mesmas propriedades em qualquer direção. Admitindo material isotrópico, muitos entre os 21 parâmetros são nulos ou dependentes entre si, reduzindo o número de parâmetros independentes de 21 para 2, que são o Módulo de Elasticidade (E) e o Coeficiente de Poisson (ν).

Análises de deformabilidade baseadas em suposições simplistas de isotropia são frequentemente realizadas, não condizendo com as propriedades geotécnicas da maioria dos solos naturais e rochas, particularmente quando trabalhamos com solos argilosos cujo comportamento mecânico anisotrópico é justificado por condições de deposição (sedimentação) seguidos de consolidação unidimensional, por longos períodos de tempo. Nestas circunstâncias, evidencia-se um alinhamento ou orientação preferencial das partículas (Mitchell, 1972; Amerasinghe & Parry, 1975; Gazetas, 1982).

Em 1927, Love sugeriu que o solo poderia exibir anisotropia transversal, entretanto, Wolf (1935) é considerado o primeiro a propor comportamento anisotrópico ao solo.

Um solo homogêneo, semi-infinito e elástico apresenta Anisotropia Transversal ou Cruzada quando possui um eixo (por ex.: z = vertical) de simetria elástica total e um plano (xy = horizontal) perpendicular ao eixo z , denominado plano de simetria elástica, onde as propriedades elásticas do material são isotrópicas.

O modelo elástico linear expressa o comportamento tensão vs. deformação do solo, através da formulação matricial abaixo:

$$\left\{ \varepsilon_{ij} \right\} = D_{ijkl} \left\{ \sigma_{ij} \right\}$$

onde:

$\{\varepsilon_{ij}\}$ - matriz de deformações;

$\{\sigma_{ij}\}$ - matriz de tensões;

$\{D_{ijkl}\}$ - matriz inversa dos parâmetros elásticos.

Esta formulação matricial para solos com comportamento anisotrópico, excluindo as tensões e deformações cisalhantes, se expressa pelas equações (Poulos e Davis, 1974):

$$\varepsilon_x = \left(\frac{\sigma_x}{E_h}\right) - \left(\frac{\nu_{hh}}{E_h}\right)\sigma_y - \left(\frac{\nu_{vh}}{E_v}\right)\sigma_z \dots\dots\dots(01)$$

$$\varepsilon_y = -\left(\frac{\nu_{hh}}{E_h}\right)\sigma_x + \left(\frac{\sigma_y}{E_h}\right) - \left(\frac{\nu_{vh}}{E_v}\right)\sigma_z \dots\dots\dots(02)$$

$$\varepsilon_z = -\left(\frac{\nu_{hv}}{E_h}\right)\sigma_x - \left(\frac{\nu_{hv}}{E_h}\right)\sigma_y + \left(\frac{\sigma_z}{E_v}\right) \dots\dots\dots(03)$$

ε_x , ε_y , ε_z - definem as deformações nas direções x, y, z, num sistema de eixos de coordenadas cartesianas;

σ_x , σ_y , σ_z - definem as tensões correspondentes às direções x, y, z.

Os parâmetros elásticos que estabelecem as relações tensão vs. deformação nas equações acima são definidos como:

E_h - Módulo de Elasticidade na direção horizontal;

E_v - Módulo de Elasticidade na direção vertical;

ν_{hh} - Coeficiente de Poisson, para efeito das tensões horizontais nas deformações horizontais, adotado ν_h ;

ν_{hv} - Coeficiente de Poisson, para efeito das tensões horizontais nas deformações verticais;

ν_{vh} - Coeficiente de Poisson, para efeito das tensões verticais nas deformações horizontais;

Pode-se demonstrar que: $\left(\frac{E_h}{E_v}\right) = \left(\frac{\nu_{hv}}{\nu_{vh}}\right) = n$, onde n é definido

como grau de anisotropia.

3.2 - Modelo Teórico

Este trabalho visou estudar o comportamento tensão-deformação de uma argila com anisotropia transversal nos domínios da Teoria da Elasticidade Linear, utilizando-se da metodologia experimental e algébrica proposta por Stancati (1990). A metodologia algébrica destaca-se por possibilitar o emprego de um modelo matemático que relacione as variáveis físicas envolvidas na compressão triaxial, estabelecendo uma relação funcional entre estas variáveis através de Regressões Lineares Múltiplas. A metodologia experimental associa a determinação dos parâmetros elásticos do solo a duas condições diferentes de talhagem de corpos de prova com relação ao eixo de adensamento unidirecional do material (eixo z): uma quando o eixo vertical do corpo de prova coincide com o eixo z e a outra quando o eixo vertical do corpo de prova é perpendicular ao eixo z, como exposto na Figura 3.3.

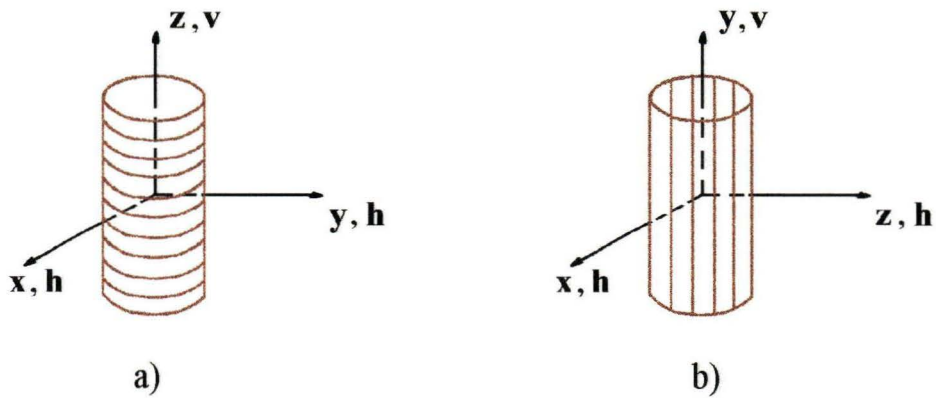


FIGURA 3.3 - Condições de Talhagem dos Corpos de Prova:

a) vertical b) horizontal.

A associação das duas metodologias conduz às seguintes expressões, algebricamente reagrupadas, para ensaios com medidas de deformação radial (ε_h):

- Para o corpo de prova vertical:

$$\sigma_v = a_1 + b_1\varepsilon_a + c_1\sigma_h \dots\dots\dots(4)$$

$$\varepsilon_h = a_2 + b_2\varepsilon_a + c_2\sigma_h \dots\dots\dots(5)$$

- Para o corpo de prova horizontal:

$$\sigma_v = a_3 + b_3\varepsilon_a + c_3\sigma_h \dots\dots\dots(6)$$

$$\varepsilon_h = a_4 + b_4\varepsilon_a + c_4\sigma_h \dots\dots\dots(7)$$

onde:

σ_v - tensões axiais (ou verticais);

σ_h - tensões confinantes (ou horizontais);

ε_a - deformações axiais (ou verticais);

ε_h - deformações radiais (ou horizontais).

Os coeficientes b_1 a b_4 das equações (4) a (7) representam respectivamente:

$$b_1 = E_v$$

$$b_2 = -\nu_{vh}$$

$$b_3 = E_h$$

$$b_4 = -\nu_{hh}$$

Quando os ensaios são realizados sem medida de deformação radial (ε_h), utilizam-se as equações (4) e (6) citadas anteriormente e propostas por Souto & Silveira (1970), na tentativa de superar problemas de indeterminação desta medida ao retratar a anisotropia transversal em solos compactados.

Neste caso, a determinação dos parâmetros elásticos é condicionada apenas aos coeficientes b e c das equações (4) e (6), ou seja:

$$b_1 = E_v$$

$$c_1 = 2\nu_{vh}$$

$$b_3 = E_h$$

$$c_3 = \nu_{hh} + n\nu_{vh}$$

A análise estatística, através do método dos mínimos quadrados, permite a determinação dos parâmetros a , b e c das Regressões Lineares Múltiplas com um maior controle de correlação entre as variáveis através do coeficiente (R).

CAPÍTULO 4

EQUIPAMENTOS

4.1 - Introdução

Para que as interpretações finais dos resultados não fiquem comprometidas, é fundamental o controle e adequação da instrumentação utilizada na realização de ensaios laboratoriais. A instrumentação ideal é aquela que registra variações, tais como tensões e deformações num elemento tridimensional, de forma mais completa possível, sem interferir no comportamento do mesmo, e que sejam isentas ou menos afetadas por erros inerentes às condições de contorno das amostras em ensaios convencionais.

Para a execução das diversas fases desta pesquisa, foram utilizados equipamentos já existentes no laboratório de Geotecnia da EESC-USP, sendo parte destes equipamentos projetados por Stancati (1990). Algumas adaptações foram necessárias a fim de atender às particularidades deste trabalho, as quais serão enfatizadas no decorrer deste capítulo, onde se faz também uma breve descrição dos equipamentos utilizados.

4.2 - Misturador

Para o adensamento unidirecional do material, primeiro preparou-se uma lama através da mistura de solo com água em grandes quantidades. Para a mistura e posterior adensamento unidirecional da lama resultante, sem transporte do material, foi utilizado um equipamento de grandes dimensões para atender às duas etapas do trabalho, equipamento este projetado por Stancati (1990) e executado na oficina mecânica da EESC-USP .

A Foto 4.1 mostra o equipamento em vista geral, na montagem para a primeira fase de funcionamento, ou seja, execução da lama (mistura solo e água).



FOTO 4.1 - Equipamento para execução da lama.

Na montagem desta primeira fase, o disco de base é preso a um pórtico de ferro, o cilindro é preso a sua base e dentro dele ajusta-se o batedor, para

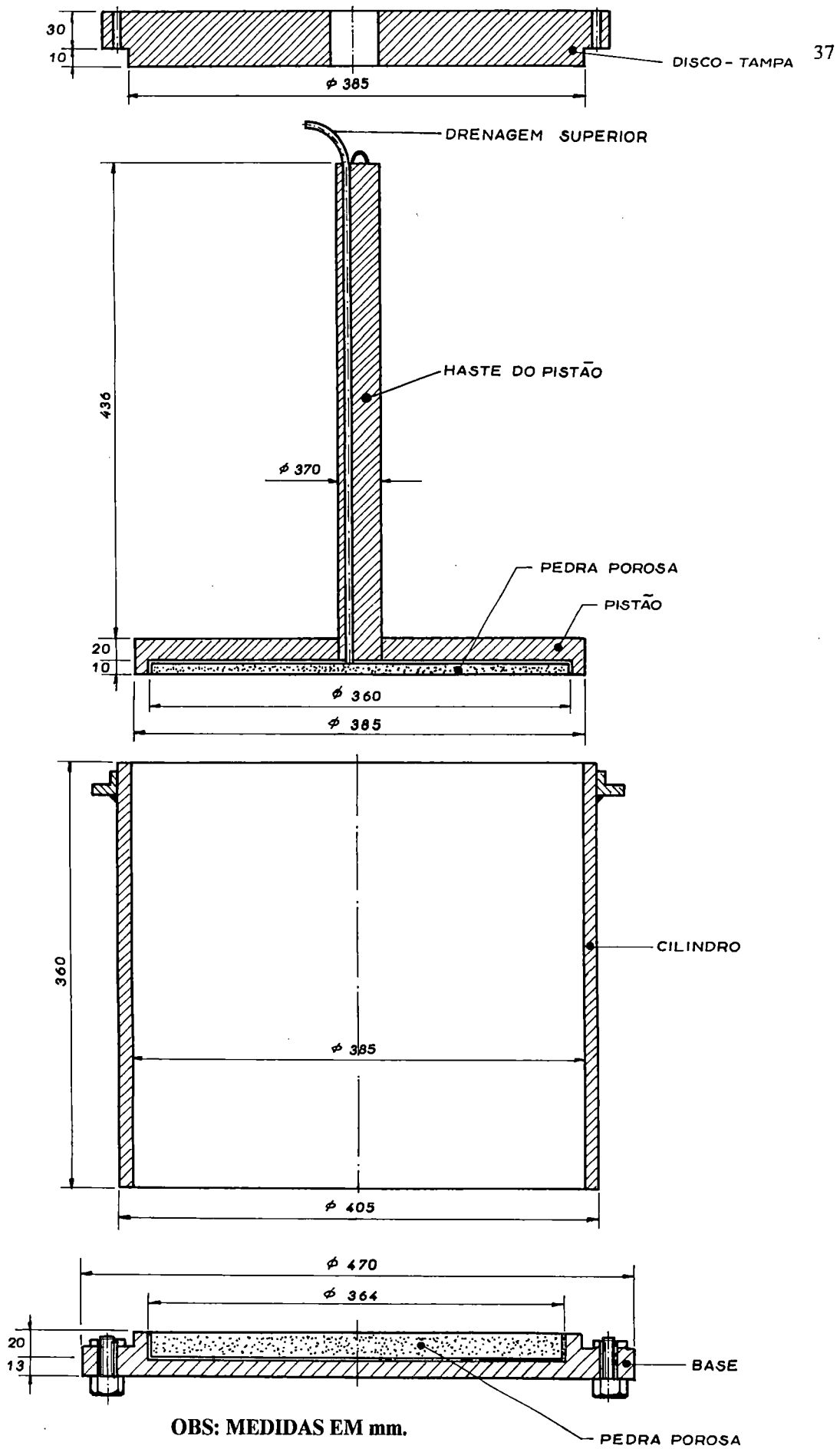
execução da mistura solo e água, que é acionado pelo conjunto motor/redutor. A Foto 4.2 ilustra o batedor para execução da lama.



FOTO 4.2 -. Batedor para execução da lama.

4.3 - Conjunto para Adensamento

Para adensar a lama resultante da mistura solo e água, o mesmo cilindro foi usado em montagem apropriada. O disco da base e o cilindro continuam presos ao pórtico e o batedor é retirado. Um pistão em forma de disco, de aço inoxidável, é introduzido no cilindro e ajustado sobre a lama. Na parte superior do cilindro encaixa-se um disco-tampa, também em aço inoxidável, que posteriormente é preso ao disco de base por doze hastes de travamento equiespaçadas. A Figura 4.1 ilustra o equipamento completo, para funcionamento na fase de adensamento unidirecional.



OBS: MEDIDAS EM mm.

FIGURA 4.1 - Equipamento de Adensamento Completo "Consolidômetro"

(Fonte: Stancati, 1990).

O adensamento se processa pela pressão de ar comprimido na câmara formada entre o pistão e o disco-tampa. O disco do pistão é provido de dupla vedação, por “o-rings”, que impedem a passagem de ar da câmara para a lama. O adensamento ocorre com a drenagem pelo disco de base do cilindro e pela haste do pistão.

O equipamento foi projetado para suportar pressões relativamente altas (aproximadamente 2,0 MPa), mas sua utilização foi limitada pelo compressor disponível, cuja capacidade máxima para pressão estável foi próxima de 1,0 MPa, não descontando as eventuais perdas na rede de distribuição de ar comprimido.

O monitoramento das tensões laterais na lama em adensamento, resultantes das pressões aplicadas no pistão, foi realizado utilizando-se uma célula de carga construída especialmente para esse fim, pela Transdutec, modelo TLT-0.5, com capacidade de 0,5 MPa e sensibilidade 0,5% (Stancati, 1990).

As calibrações da célula de carga TLT-0.5 foram executadas no próprio cilindro de adensamento. Para isto, o cilindro foi vedado em todas as possíveis saídas de ar e água com borracha de silicone, cheio com água e o pistão acionado através de injeção de ar comprimido. Com isso, além da calibração da célula de carga TLT-0.5, foi possível medir a tensão externa aplicada sobre o pistão, controlada pelo manômetro, e a tensão interna no cilindro, recebida pelo material a ser adensado e controlada por esta célula de carga (TLT-0.5).

Procedeu-se a calibração da célula de carga (TLT-0.5) a cada processo de adensamento realizado.

4.4 - Pedras Porosas

Para permitir a drenagem durante o processo de adensamento, foram colocadas pedras porosas no disco de base do cilindro e no pistão, Fotos 4.3 e 4.4 respectivamente.

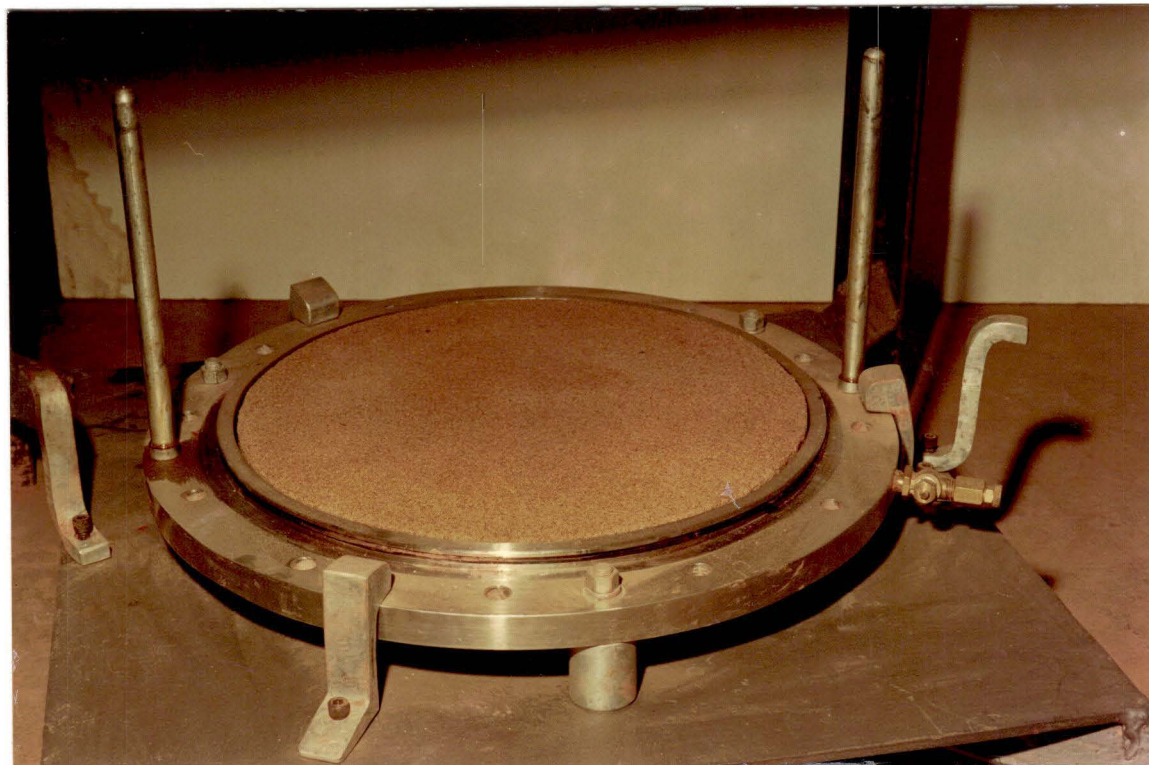


FOTO 4.3 - Pedra Porosa no disco de base.



FOTO 4.4 - Pedra Porosa no pistão.

Tendo em vista as dimensões especiais destas peças, o que envolveria dificuldades no fornecimento, além de elevado custo, optou-se pela execução das pedras no laboratório de Geotecnia.

A execução de pedras porosas seguiu os procedimentos sugeridos por Stancati (1990) onde, após a procura de condições mais apropriadas de moldagem, optou-se pela utilização de um material granular (areia), com diâmetro de grãos compreendido no intervalo de malha de peneiras #50 < ϕ < #30, misturada a 3% de seu peso em araldite lento.

O uso de lâmpadas de raios infravermelhos permitiu a aceleração moderada e uniforme do endurecimento do araldite, com revezamento das faces das pedras porosas expostas ao calor e melhor distribuição do adesivo nos vazios.

A série de operações que permitiu a execução de pedras porosas, para drenagem de grandes volumes de água da lama submetida a adensamento unidirecional, está ilustrada na sequência de fotos 4.5 a 4.10 a seguir.



FOTO 4.5 - Molde para pedra porosa.



FOTO 4.6 - Areia e Araldite para a pedra porosa, fracionados em partes iguais para melhor homogeneização.



FOTO 4.7 - Mistura de Areia e Araldite.



FOTO 4.8 - Modelagem da Pedra Porosa.

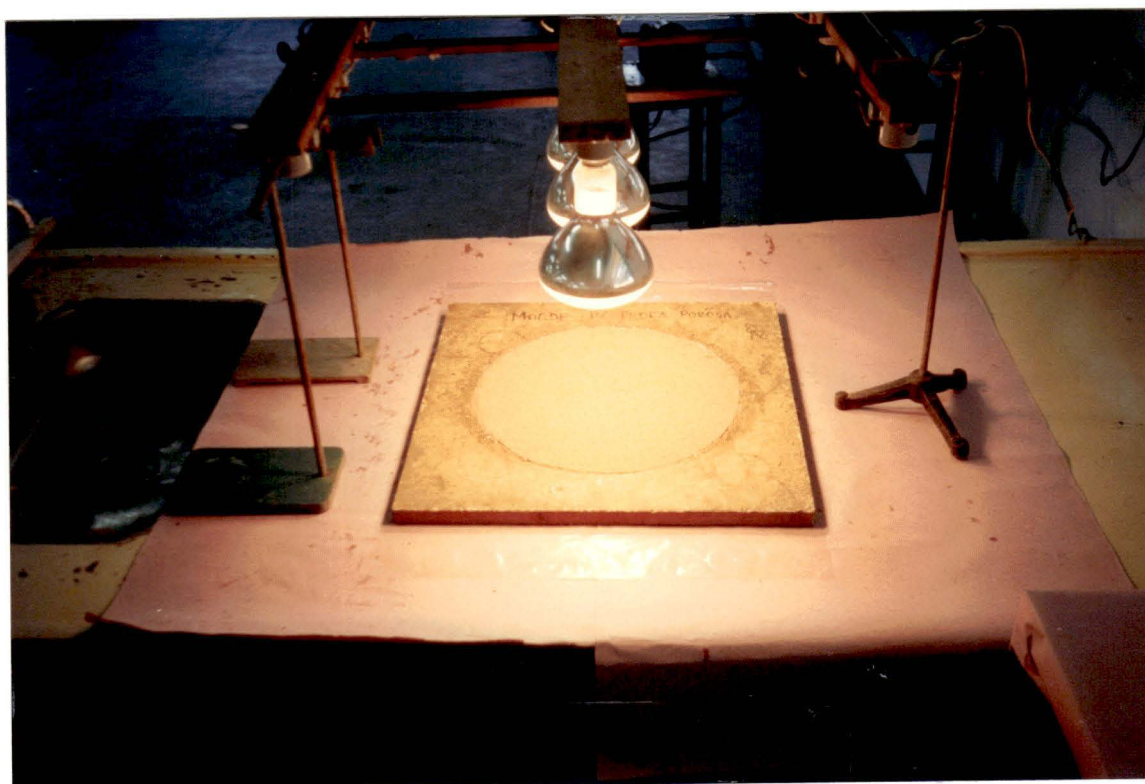


FOTO 4.9 - Secagem da pedra porosa, exposição aos raios infravermelhos em intervalos de 1 hora para cada face da pedra, por um tempo mínimo de 8 horas.

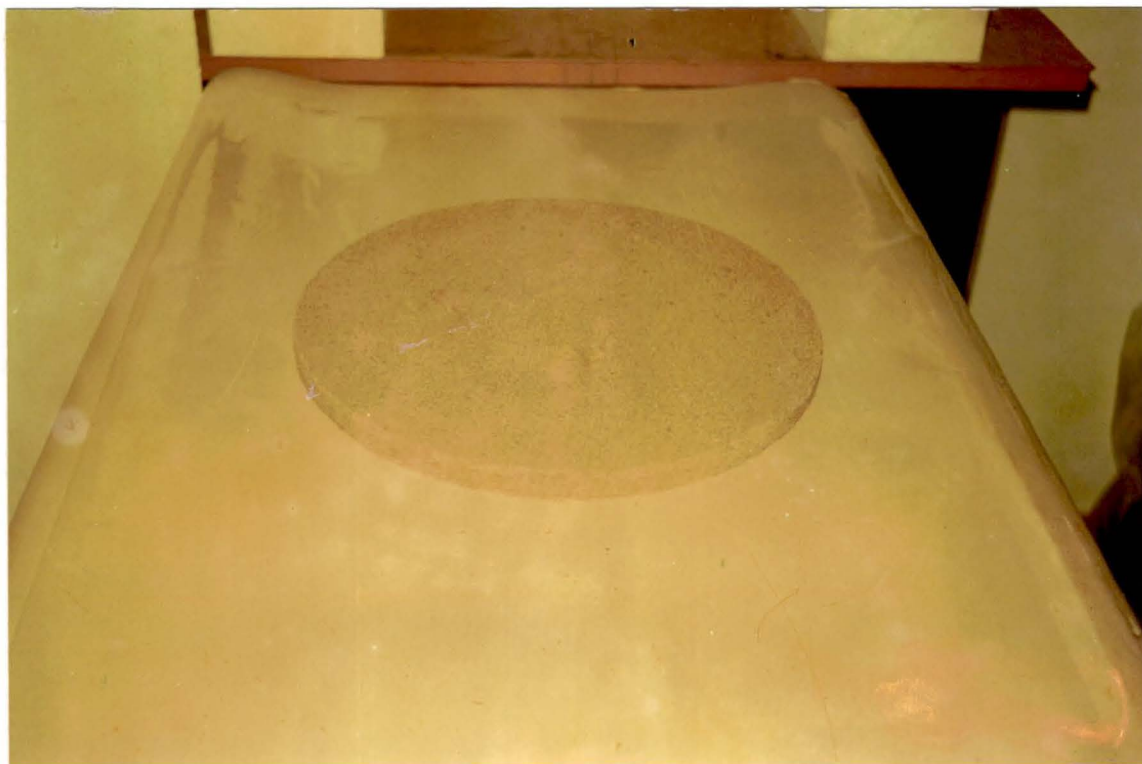


FOTO 4.10 - Pedra Porosa Pronta.

A exposição aos raios infravermelhos já não é mais necessária após 12 horas, e a pedra está pronta para utilização em 24 horas.

Correções de eventuais irregularidades ocorridas na moldagem das pedras porosas e/ou ajustes das bordas das mesmas no disco de base e no pistão foram feitas com manta geossintética.

A eficiência da drenagem mostrou-se bastante satisfatória, sem problemas de perda do material adensado ou colmatação do sistema. Uma das vantagens da execução das pedras porosas foi poder renová-las a cada ensaio, sem grandes dificuldades e a custo reduzido.

4.5 - Conjunto de Compressão Triaxial

A câmara triaxial disponível no laboratório de Geotecnia, com espaço interno suficiente para colocação do equipamento de medida de deformação radial, foi a câmara triaxial Wykeham Farrance modelo WF 11.000. A Foto 4.11 mostra a prensa à deformação controlada da Wykeham Farrance e a câmara triaxial WF 11.000 utilizadas nos ensaios de compressão triaxial.

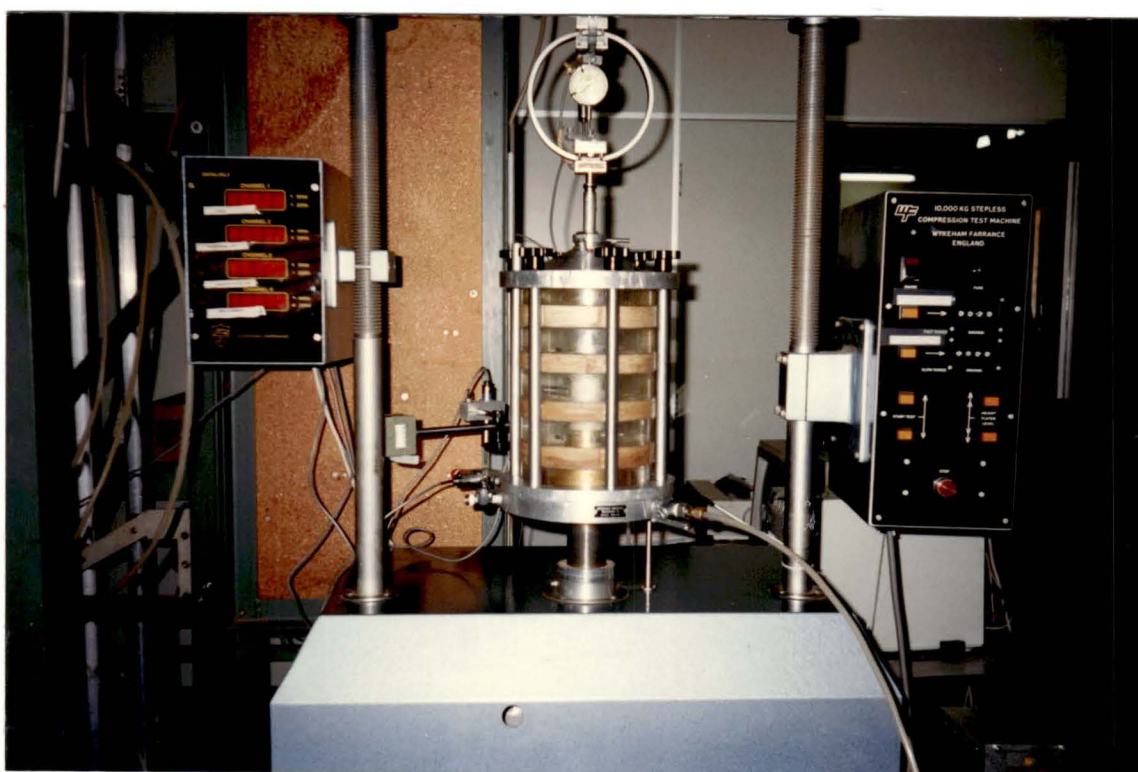


FOTO 4.11 - Câmara Triaxial WF 11.000.

A realização de adaptações foi necessária para que a câmara triaxial servisse aos propósitos deste trabalho, ou seja, procedeu-se a redução da base de apoio da câmara triaxial em latão, de 50 mm para 35 mm de diâmetro, tendo em vista as novas dimensões dos corpos de prova a serem talhados ($\phi =$

35 mm e $h = 87,5$ mm). A Foto 4.12 ilustra a base da câmara triaxial WF 11.000 com a adaptação descrita.

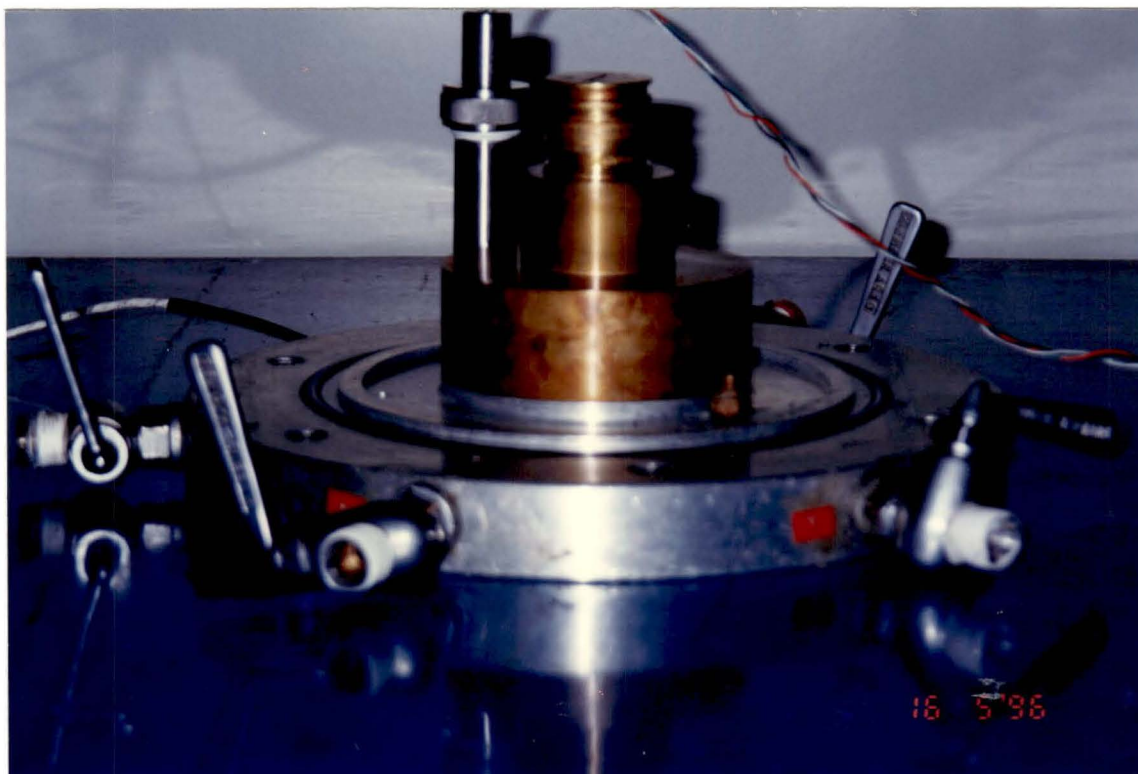


FOTO 4.12 - Base adaptada da Câmara WF 11.000.

4.6 - Células de Carga e Transdutores de Pressão

O uso de transdutores para a medida de forças, tensões e deslocamentos já está bastante difundido entre os laboratórios e os profissionais envolvidos com Mecânica dos Solos.

Uma descrição completa dos princípios de funcionamento e dos diversos tipos de transdutores é apresentada por Morgan e Moore (1968), não cabendo aqui maiores considerações a respeito.

No que diz respeito às medidas de tensões e deformações axiais, estas foram realizadas externamente à câmara triaxial; para as tensões, foi utilizado um anel dinamométrico modelo WF 14.000, com capacidade para 100 kg, no qual se acoplou um transdutor de deslocamento tipo LVDT modelo WF com limite de curso de 25 mm; para as deformações axiais, foi utilizado transdutor de deslocamento indutivo (LVDT) modelo WF-HS 25/4247 com deslocamento máximo de 50mm.

As variações volumétricas foram controladas através de um medidor de variação de volume eletrônico digital da Transdutec, modelo TVT-100 com capacidade de medida até 100 cm³, resolução de 0,05 cm³ e leitura por transdutor de deslocamento tipo LVDT modelo WF.

Já as medidas de pressões neutras desenvolvidas nos ensaios de compressão triaxial foram obtidas por transdutor de pressão (modelo WF 17021) da Wykeham Farrance com capacidade máxima de leitura de 1700 kPa.

Procurando minimizar erros incorporados pelas medições externas aferiu-se todos os transdutores antes da realização dos ensaios triaxiais sob tensões compatíveis às que seriam aplicadas nos ensaios.

O monitoramento das medidas fornecidas pelos transdutores foi realizado por um indicador de medida, de fabricação Wykeham Farrance com quatro canais para leituras simultâneas, sendo estas processadas via microcomputador 486 DX-33, utilizando-se do programa de aquisição de dados desenvolvido no laboratório de Geotecnia da EESC - USP para ensaios de compressão triaxial.

4.7 - Medidor de Deformação Radial

Deformações radiais podem ser estimadas de uma forma indireta, a partir da medição de deformações axiais e volumétricas ou através de medições locais, utilizando instrumentação específica.

Medir deformações radiais em corpos de prova de solo, em ensaios de compressão triaxial, requer o desenvolvimento de equipamentos que não interfiram no desenvolvimento do ensaio; além disso, devem registrar com razoável precisão a magnitude das deformações radiais ocorridas.

Um equipamento de montagem cuidadosa, devido a sua fragilidade, foi desenvolvido por Stancati (1990) em conjunto com a Transdutec Aparelhos Eletrônicos, para medidas de deformação radial em ensaios de compressão triaxial.

O equipamento utilizado por Stancati (1990) modelo TDR-05/2 foi adaptado para atender às necessidades deste trabalho. Pequenas reduções feitas nas dimensões do equipamento possibilitaram a obtenção de um maior número de amostras por processo de adensamento.

O medidor de deformação radial modelo TDR-05/2, ajustado a um calibre cilíndrico de aço, é esquematizado na Figura 4.2.

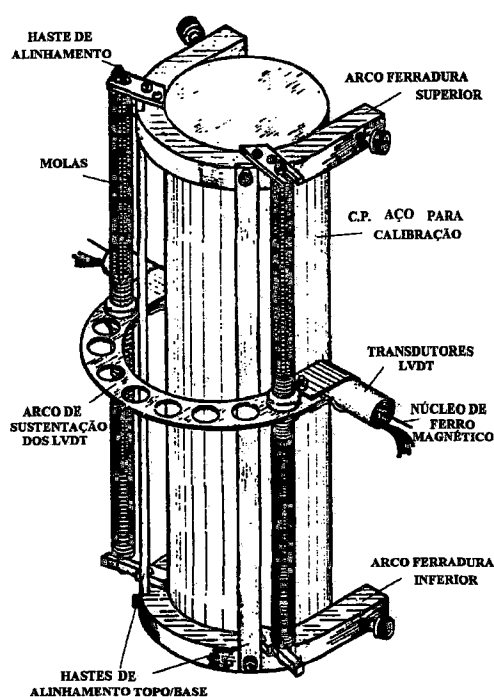


FIGURA 4.2 - Medidor de Deformação Radial TDR-05/2 ajustado ao Calibre.

O equipamento consta basicamente de dois transdutores tipo LVDT, diametralmente opostos em relação ao corpo de prova a ser ensaiado, presos por braçadeiras a um arco de sustentação em alumínio; este por sua vez é suspenso por molas de fios de latão que são presas ao cabeçote do corpo de prova e na base da câmara. Os dois transdutores LVDT com núcleos de ferro magnético estão ligados eletronicamente entre si por pequenos cabos a um conector, localizado na base da câmara, o qual é conectado a um indicador digital modelo TMDL-Transdutec, que possibilitou o monitoramento das medidas de deformação radial.

Os núcleos dos transdutores se movimentam acompanhando as deformações num plano horizontal. O deslocamento máximo dos núcleos é de 5 mm.

Antes de ser posicionado junto ao corpo de prova a ser ensaiado, o equipamento precisa passar pela operação de zero de escala do núcleo com o

seu indicador digital de leitura. Também é necessário o ajuste e alinhamento das molas, para se obter a simetria diametral dos transdutores.

O calibre cilíndrico de aço, ilustrado na Figura 4.2, é utilizado nas fases de calibração, ajuste e alinhamento.

Após os ajustes, o conjunto é retirado do calibre cilíndrico e instalado no corpo de prova de solo, posicionado na base da câmara triaxial e revestido com membrana de látex.

Os semiarcos inferior e superior permanecem prendendo o conjunto na base da câmara triaxial e no cabeçote instalado sobre o corpo, e os transdutores ficam então suspensos apenas pelas molas. A Foto 4.13 ilustra o equipamento instalado.

Finalizando a montagem, os núcleos de ferro magnético são colados à membrana de látex com selante de cura neutra não corrosivo e, principalmente, flexível após secagem, para acompanhar os movimentos dos núcleos e registrar adequadamente as deformações horizontais dos corpos de prova.

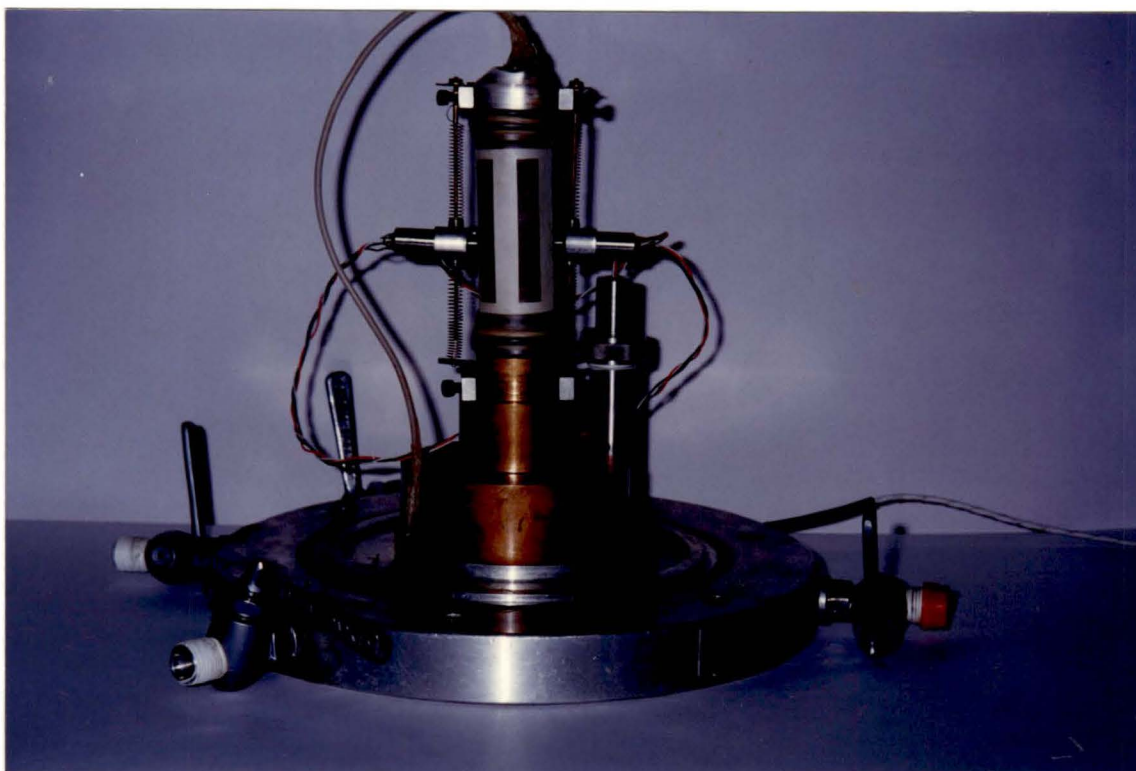


FOTO 4.13 - Corpo de Prova de solo montado na base da Câmara Triaxial

CAPÍTULO 5

CARACTERÍSTICAS DO SOLO ENSAIADO

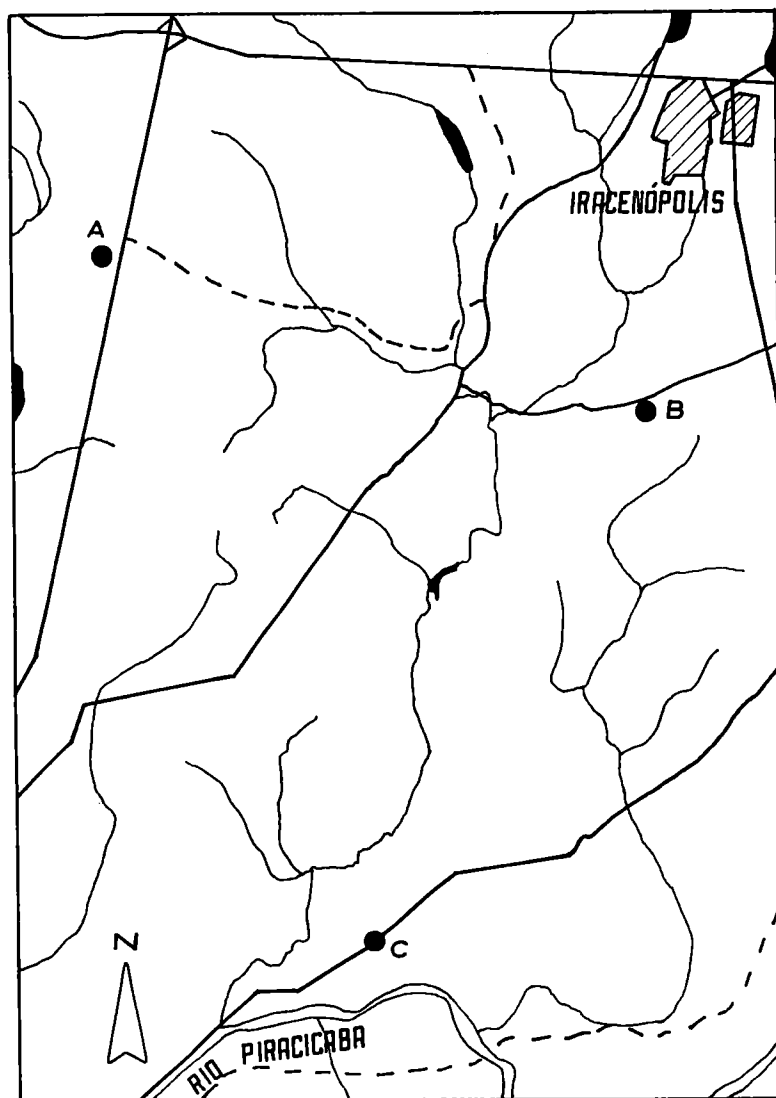
Neste capítulo são apresentados resultados dos ensaios de caracterização das amostras e a sua classificação segundo a metodologia USCS.

5.1 Caracterização do material

As amostras foram submetidas, nesta fase, a ensaios de caracterização preconizados pelas Normas Brasileiras da ABNT. Foram inicialmente preparadas segundo a NBR-6457/86 (Preparação de Amostras de Solo para Ensaios de Caracterização) e posteriormente ensaiadas em conformidade com as normas NBR-7181/84 (Análise Granulométrica de Solos por Peneiramento e Sedimentação), NBR-6459/84 (Limite de Liquidez de Solos), NBR-7180/84 (Limite de Plasticidade de Solos) e NBR-6508/84 (Determinação da Massa Específica dos Grãos de Solo que passam na peneira 4,8 mm).

A pesquisa visou analisar o comportamento de uma argila não industrializada, como focado por Stancati (1990), tendo em vista o já considerável número de trabalhos técnicos utilizando caulim industrializado e amostras indeformadas. Para isto, foi feito um levantamento de solos argilosos pertencentes a região centro-leste do Estado de São Paulo.

Os materiais selecionados, identificados pelas letras A, B e C, foram coletados nos respectivos pontos destacados na Figura 5.1, que refere-se ao Mapa de Documentação da Folha de Piracicaba - S.P. (Pejon, 1992).



Esc. 1:100.000

- Legenda —
- Pontos de Amostragem
 - ▨ Núcleos Urbanos
 - Rodovias Pavimentadas
 - - - Estradas não Pavimentadas
 - ↘ Córregos, Ribeirões e Rios.
 - Lagoas

FIGURA 5.1 - Mapa da área de coleta das amostras (Fonte: Pejon, 1992).

Todas as amostras foram coletadas da camada superficial, em profundidades que variaram de 1 a 2 metros.

Na Tabela 2 estão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização das amostras selecionadas.

TABELA 2 - Caracterização das Amostras

AMOSTRA	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	LIMITE (%)		GRANULOMETRIA (%)		
		LL	IP	AREIA	SILTE	ARGILA
A	2,68	41	14	42	14	44
B	2,58	94	56	13	25	62
C	2,60	44	17	21	23	56

Os resultados dos ensaios de caracterização conduziram à escolha do solo B, que apresentou maior porcentagem de argila.

De acordo com o Mapeamento Geotécnico Regional da Folha de Piracicaba - S.P. realizado por Pejon (1992), o depósito de material utilizado pertence a Formação Serra Geral e Intrusivas Básicas, caracterizando-se por sua gênese residual e textura argilosa.

Suas coordenadas em UTM no Mapa de Documentação da Folha de Piracicaba escala 1:100.000 são 240 e 242 (sentido Leste-Oeste) e 7498 e 7496 (sentido Norte-Sul).

Os aspectos geológicos e geotécnicos das áreas de coleta dos materiais são descritos com maior profundidade em Pejon (1992), já supracitado.

No Sistema de Classificação Unificado, o solo encontra-se na faixa de finos, subgrupo CH, caracterizado por argilas inorgânicas de alta plasticidade. A classificação na carta de plasticidade de Casagrande é ilustrada na Figura 5.2.

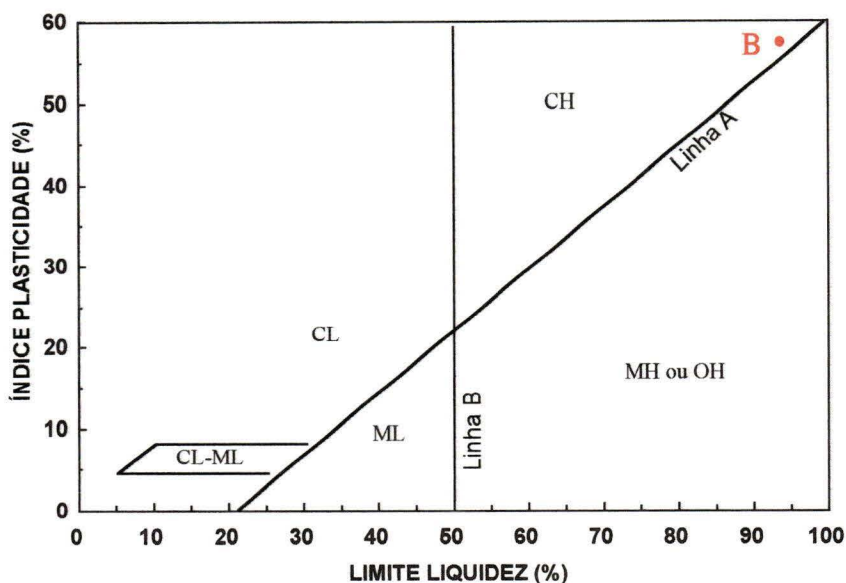


FIGURA 5.2 - Carta de Plasticidade de Casagrande

O valor para a atividade coloidal de 0,90 caracteriza o material dentro do intervalo definido por Skempton (1953) para argilas normais.

Foi utilizado o resíduo seco ao ar para se fazer a análise granulométrica total, isto é, peneiramento do material que passa pela peneira número 4 (abertura de malha de 4,76 mm) e sedimentação do que passa na peneira número 10 (abertura de malha de 2,0 mm).

Para verificar o comportamento da fração fina durante os processos de adensamento unidirecional das lamaz, foram realizados dois tipos de ensaios de sedimentação. O primeiro tipo, utilizando defloculante (Hexametáfosfato de Sódio) e o segundo, apenas água destilada, visto que na preparação das lamaz foi utilizado apenas solo e água.

As curvas granulométricas obtidas, apresentadas na Figura 5.3, mostram uma clara tendência de agregação da fração fina (argila), ou seja, para ensaio sem defloculante temos 0% de fração argila e um considerável acréscimo de fração areia. Portanto, é de se esperar que a distribuição granulométrica do

material no processo de adensamento unidirecional siga o padrão da curva (2) da Figura 5.3.

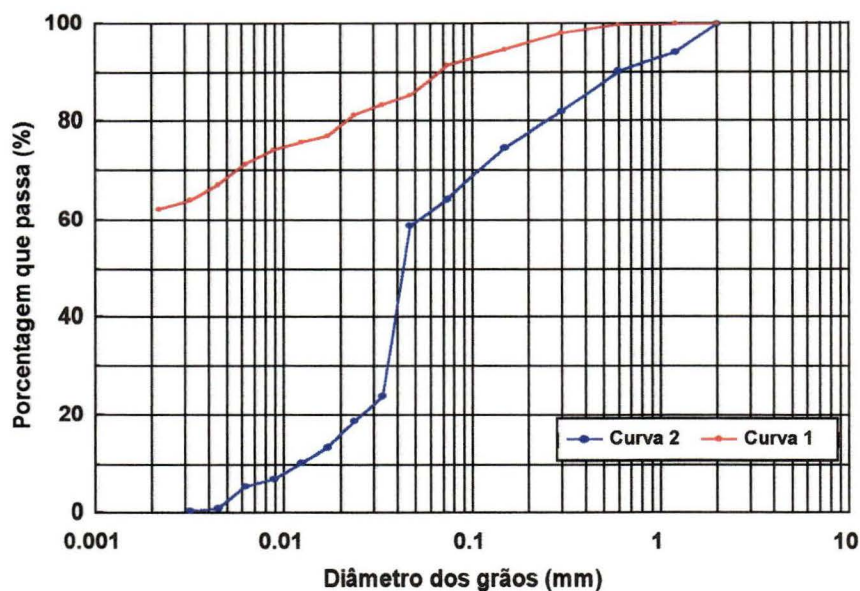


FIGURA 5.3 - Curvas Granulométricas do solo B, curva 1 - sedimentação realizada com defloculante e curva 2 - sedimentação realizada sem defloculante.

Sabendo-se que a análise granulométrica não fornece grandes informações sobre o comportamento dos materiais de granulometria fina, foram feitas análises mineralógicas no Departamento de Química da EESC - USP, baseadas na técnica de Difração de Raios X.

Entretanto, conforme mostrado na Figura 5.4, não foi possível encontrar argilo-minerais característicos desse tipo de material, provavelmente devido a alta concentração de óxido de ferro não eliminada e/ou a não orientação das amostras, prejudicando consideravelmente a interpretação dos resultados.

No entanto, segundo Pejon (1992), a mineralogia da fração fina deste material constitui-se basicamente por minerais do grupo caulinita.

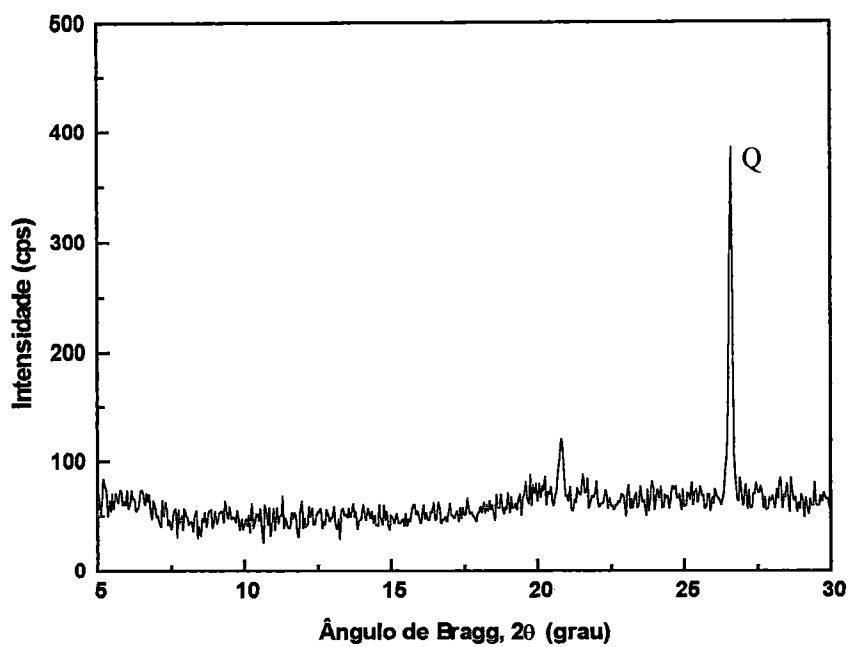


FIGURA 5.4 - Difração de Raios X da fração com diâmetro inferior a 0,075mm.

CAPÍTULO 6

TÉCNICA EXPERIMENTAL

6.1 - Introdução

O programa experimental pertencente a este trabalho concentrou-se principalmente na realização de ensaios triaxiais consolidados não drenados (CIU), com a finalidade de obter variáveis tensão-deformação a serem utilizadas em equações elásticas lineares, para determinação dos parâmetros elásticos (E, ν) do solo em análise.

Outros ensaios realizados cujos resultados contribuíram para as análises e conclusões foram:

- a) Ensaios de caracterização (Cap. 5);
- b) Ensaios oedométricos convencionais, com a finalidade principal de avaliar o histórico de tensões das amostras após adensamento unidirecional;
- c) Ensaios oedométricos com medida de tensões horizontais para verificação dos valores de K_0 .

Portanto, da amostragem à realização de ensaios de compressão triaxial, para determinação dos parâmetros elásticos, o solo utilizado no trabalho passou por diversas etapas de preparação.

6.2 - Homogeneização e Adensamento

Para a obtenção da argila homogênea a ser analisada, usou-se o processo de mistura de solo e água na relação de volume de sólido para volume de água igual a 1/3.

O processo de homogeneização do solo seco com água em forma de lama e seu posterior adensamento unidirecional foi realizado em consolidômetro de grandes dimensões, com medida de tensão horizontal (σ_h), metodologia e equipamento projetado e proposto por Stancati (1990), como descrito no capítulo 4.

O solo, amostrado em grande quantidade e inicialmente seco ao ar, foi desagregado em uma galga de moagem e posteriormente peneirado na malha # 4 (4,8 mm), evitando-se assim a presença de corpos estranhos. Do solo peneirado, foi determinado o teor de umidade. Para a massa específica de sólidos $\rho_s = 2,58 \text{ g/cm}^3$, as misturas foram processadas com massa de solo seco em torno de 19 kg e volume de água em torno de 24 ℓ .

Considerando o número de ensaios, oedométricos e de compressão triaxial, a serem executados, foi necessário a realização de dois processos de adensamento unidirecional, resultando em dois grandes corpos de prova cilíndricos denominados bolos. Nestes dois procedimentos, realizados em ocasiões diferentes, procurou-se manter a maior similaridade possível na execução técnica, para que a uniformidade entre os bolos obtidos não ficasse comprometida.

Para a preparação das lamas, tomou-se o cuidado de ir adicionando solo e água em dez partes iguais, enquanto o batedor processava a homogeneização, que pode ser observada na Foto 6.1.

Após o processamento da lama, o batedor era retirado de dentro do cilindro, e uma ou mais amostras da lama eram retiradas para determinação dos índices físicos e início imediato da execução dos ensaios oedométricos. Estes ensaios forneceram características de compressibilidade das lamas, servindo para monitorar o processo de adensamento unidirecional realizado no consolidômetro.

As lamas eram então regularizadas dentro do cilindro, como mostra a Foto 6.2, antes de se ajustar o pistão de adensamento e fechar o cilindro com o disco de topo, conforme descrito no capítulo 4.



FOTO 6.1 - Mistura solo com água.



FOTO 6.2 - Regularização da lama após a mistura homogênea do solo com água.

Com a finalidade de reduzir o atrito entre a parede do cilindro e o pistão de adensamento, foi utilizado graxa de lubrificação nas faces de contato dessas peças. Com o cilindro fechado pelo disco tampa e pelas hastes de travamento, um defletômetro era posicionado no topo da haste do pistão de adensamento; os tubos de drenagem do disco de base e do pistão eram conectados a recipientes para medida do volume de água drenado durante o adensamento; e o tubo de ar comprimido, com controle por manômetro de precisão, era conectado ao disco de topo do cilindro. O conjunto, desta forma, estava pronto para o adensamento unidirecional da lama, a ser processado com o pistão sendo pressionado para baixo, pela injeção de ar comprimido no topo do

cilindro. A drenagem da lama foi feita através do topo e da base do sistema, conforme descrito anteriormente no capítulo 4.

A metodologia de aplicação das pressões verticais nas lamas preparadas foi realizada em estágios até atingir o limite final estipulado em torno de 1000 kPa, isto é, o carregamento foi realizado em seis estágios: 25, 50, 100, 250, 550 e aproximadamente 1000 kPa.

Iniciado o carregamento vertical, que se processou em estágios, para o adensamento unidirecional da lama, as seguintes variáveis foram controladas:

- pressões verticais aplicadas;
- pressões laterais resultantes, medidas pelo Transdutor TLT-0.5.
- deformações verticais com o tempo decorrido;
- volume de água drenado.

O acompanhamento dos deslocamentos verticais foi feito por um defletômetro mecânico instalado sobre a haste do pistão.

Os estágios de carregamento para adensamento da lama foram considerados finalizados pela estabilização das deformações verticais por um prazo mínimo de 48 horas.

Terminada a fase de carregamento da lama, a etapa seguinte foi de descarregamento. Nesta etapa, foram controladas as pressões verticais, as pressões laterais resultantes e as deformações verticais com o tempo. O critério de alívio de cargas processou-se também em estágios.

O encerramento das fases de carregamento e descarregamento das lamas foi acompanhado também pela estabilização das pressões laterais medidas na célula de carga (TLT-0.5).

Após a retirada dos bolos do consolidômetro, ou seja, durante o tempo de realização dos demais ensaios, estes foram parafinados e conservados em câmara úmida sob condições apropriadas, mantendo-se assim suas características físicas originais de pós-adensamento.

A Foto 6.3 mostra o bolo obtido do processo de adensamento unidirecional da lama.



FOTO 6.3 - Bolo de solo após adensamento da lama.

Para a execução de ensaios oedométricos e de compressão triaxial em corpos de prova talhados do bolo adensado, o mesmo foi convenientemente subdividido.

A Figura 6.1 mostra o esquema de subdivisão utilizado nos bolos. Os corpos de prova foram talhados em duas posições de eixo em relação às pressões verticais de adensamento aplicadas às lamas. Obteve-se corpos de prova com 2,0 cm de altura e 7,5 cm de diâmetro para realização de ensaios oedométricos; e corpos de prova com 8,75 cm de altura e 3,5 cm de diâmetro para ensaios de compressão triaxial.

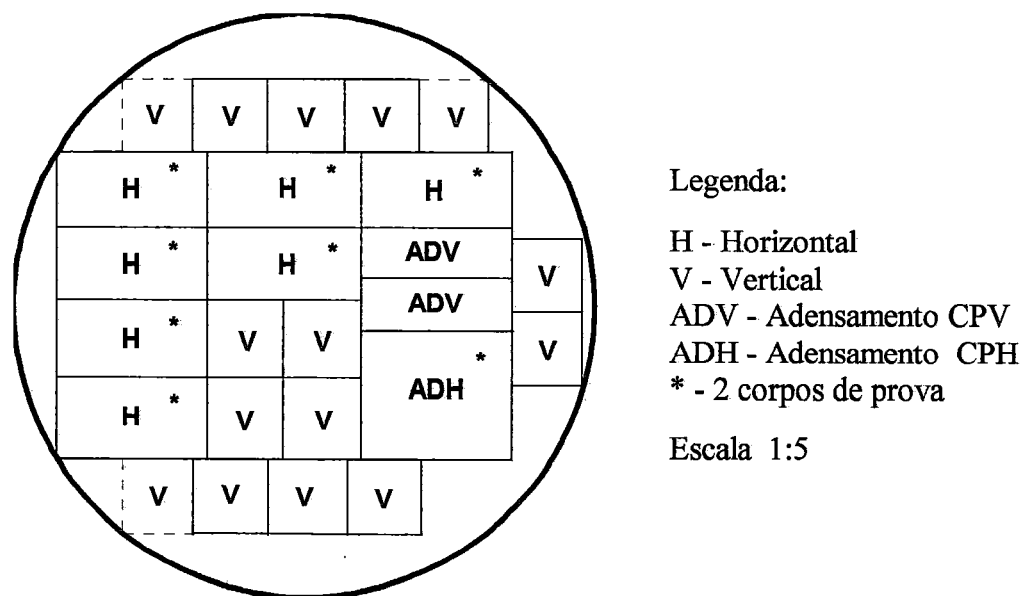


FIGURA 6.1 - Esquema de fatiamento e divisão dos bolos de solo.

6.3 - Ensaios Oedométricos

Com o intuito de complementar as informações sobre as propriedades dos bolos adensados, foram realizados ensaios oedométricos que permitiram determinar os valores das tensões de pré-adensamento dos bolos, assim como demais parâmetros indispensáveis ao estudo do comportamento mecânico da argila adensada: coeficientes de compressibilidade (a_v) e adensamento (c_v), índices de recompressão (C_r), compressão (C_c) e expansão (C_s), além de possibilitar a estimativa do coeficiente de permeabilidade do material (k).

Os corpos de prova utilizados nos ensaios oedométricos tiveram suas talhagens em posições de eixo vertical e horizontal em relação ao eixo de adensamento unidirecional da lama. Os ensaios oedométricos, convencionais e

com medida de K_0 , foram executados em prensas de adensamento tipo Bishop seguindo rotinas normalizadas.

Após o ajuste do conjunto (anel + corpo de prova) na prensa de adensamento aplicava-se inicialmente a pressão de 6,25 kPa e, em seguida, procedia-se a saturação da célula e a leitura inicial. Caso houvesse tendência ao inchamento da amostra, a carga era aumentada gradualmente para evitá-lo.

Na maioria dos ensaios, os incrementos de carga utilizados eram iguais às cargas já aplicadas; as tensões verticais aplicadas foram: 6,25; 25; 50; 100; 200; 400; 800; 1600 e 2000 kPa. O tempo de atuação de cada carregamento foi de 24 a 48 horas, sempre procurando-se definir, na curva deformação vs. log tempo, o trecho inicial da compressão secundária.

Os descarregamentos eram feitos em 3 ou 4 estágios de 24 horas.

Os seguintes cuidados foram tomados para a obtenção de boa precisão nas cargas aplicadas:

- a relação dos braços de alavanca das prensas foi verificada;
- os pesos utilizados foram aferidos;
- procurava-se sempre manter o braço de alavanca na direção horizontal.

Dos resultados destes ensaios, procurou-se extrair o maior número de informações possível, com o intuito de compreender os condicionantes do comportamento dos bolos adensados.

No que diz respeito aos ensaios oedométricos com medida de K_0 , estes foram realizados em câmaras específicas desenvolvidas por Machado (1995) no laboratório de Geotecnia EESC/USP.

O corpo da câmara oedométrica com medida de K_0 é constituído de duralumínio, sendo o pistão e o anel de moldagem, de aço inoxidável.

A câmara oedométrica com medida de K_0 possui altura de 125 mm e um diâmetro externo de 135 mm, de modo que esta pode ser usada em prensas convencionais, sem a necessidade de adaptações.

A medida dos valores da tensão lateral é realizada a partir das deformações do anel que contém o corpo de prova, através de uma ponte de “strain gages” instalada no mesmo.

Os valores de K_0 fornecidos em cada estágio de carregamento, e obtidos a partir de valores das deformações tangenciais do anel de adensamento, tem como base a Teoria da Elasticidade; o solo é suposto homogêneo e isotrópico e as tensões radiais internas agindo sobre o anel de adensamento são supostas constantes em todo perímetro interno do mesmo.

Maiores detalhes sobre as características dos “strain-gages” utilizados, assim como desenhos mecânicos contendo as especificações necessárias à reprodução de todos os componentes da câmara oedométrica encontram-se pormenorizados em Machado (1995).

A metodologia utilizada para talhagem dos corpos de prova e aplicação de cargas foi a mesma empregada na realização dos ensaios convencionais.

6.4 - Compressão Triaxial

Atendendo ao objetivo principal da pesquisa, foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, com e sem medida de deformação radial.

Nos corpos de prova cilíndricos talhados em duas posições de eixo, vertical e horizontal, os níveis de tensões confinantes utilizados foram: 50, 100 e 200 kPa, mantidos constantes durante todas as etapas dos ensaios.

Durante a moldagem dos corpos de prova, tomou-se o cuidado de não perder as orientações de topo e base, de obter sua altura segundo duas direções ortogonais e de levantar a seção transversal medindo-se o diâmetro da amostra, no mínimo, na base, topo e centro do corpo de prova.

Após estes procedimentos, foi determinado, em cada ensaio, o teor de umidade referentes ao topo, base e lateral dos corpos de prova; sendo o teor de umidade adotado como a média destes três valores. Observou-se que a variação da umidade era pouco significativa para corpos de prova talhados de um mesmo bolo.

Antes da instalação do corpo de prova na base da câmara triaxial, todo o sistema era cuidadosamente saturado com água destilada e deaerada (conexões de drenagem e de pressão neutra, pedras porosas e papéis-filtro).

Para acelerar a drenagem, durante a fase de adensamento, devido ao baixo valor de c_v da argila ensaiada (Anexo A), foi utilizado papel filtro lateral, conforme recomendação de Bishop e Henkel (1962). Na colocação deste papel filtro lateral, tomou-se o cuidado de evitar contato do mesmo com a pedra porosa inferior, de forma a permitir o controle de equalização de pressão neutra medida pelo transdutor de pressão conectado nesta face. Cabe frisar que este último procedimento foi rotina para os ensaios realizados em corpos de prova talhados do bolo 2.

A amostra era, então, envolvida por membrana de látex, esta sendo fixada nas extremidades por 2 ou 3 anéis de borracha (“o-rings”).

Quando os ensaios foram realizados com medida de deformação radial, procedia-se a devida instalação da instrumentação interna (TDR-05/2), conforme descrito e ilustrado no capítulo 4.

Realizava-se, então, o enchimento da câmara triaxial com água deaerada, com cuidados usuais para retirada de ar de seu interior.

A fase de adensamento foi executada com a aplicação da tensão confinante, mantida constante durante todo o ensaio, simultaneamente com a abertura da drenagem do topo do corpo de prova para a atmosfera.

Durante a fase de adensamento isotrópico, a drenagem nos corpos de prova foi feita pelo cabeçote de topo e a medida das pressões neutras, pela base.

O monitoramento do volume de água drenado, durante a fase de adensamento dos ensaios triaxiais, foi feito através de uma bureta graduada. A deformação vertical do corpo de prova avaliada, nesta fase, pelo programa de aquisição de dados, considerou iguais as deformações específicas nos eixos principais, ou seja :

$$\epsilon_{\text{vertical}} = \epsilon_{\text{vol}}/3$$

A fase de adensamento foi considerada encerrada quando da total dissipação do excesso de pressão neutra e da estabilização das variações de volume.

Ao final da fase de adensamento, operando-se manualmente o deslocamento do prato da prensa, encostava-se o pistão no cabeçote do topo do corpo de prova.

Iniciava-se, então, a fase de cisalhamento com velocidade de deformação constante e igual a 0,045 mm/min, admitida como a décima parte da velocidade estimada pela formulação de Bishop e Henkel (1962) (Anexo B). Nesta fase, as leituras foram de acompanhamento das tensões axiais, deformações axiais e radiais, e pressões neutras.

Todas as medidas e determinações usuais do teor de umidade dos corpos de prova, após o ensaio, foram realizadas.

Para uma maior representatividade estatística dos parâmetros a serem obtidos foram ensaiados três corpos de prova para cada tensão confinante e para cada posição de eixo, totalizando 36 ensaios (18 com medida de deformação radial e 18 sem medida de deformação radial).

CAPÍTULO 7

OBTENÇÃO E ANÁLISE DE DADOS

7.1 - Introdução

Apresentam-se a seguir os resultados das fases de Adensamento, Compressão Triaxial e aplicação do Modelo Teórico adotado, sequencialmente.

O objetivo deste capítulo é ajustar os parâmetros obtidos de modo que possam representar da melhor maneira possível o comportamento do material, segundo o modelo teórico adotado.

Complementando a compreensão do comportamento da argila analisada, através das correlações estatísticas expostas no capítulo 3, obteve-se os parâmetros elásticos (Módulos de Elasticidade e Coeficientes de Poisson).

Finalmente, para atingir o objetivo proposto de analisar a representatividade e as variações destes parâmetros, confrontamos pontos de vista de outros autores na tentativa de justificar alguns valores obtidos.

7.2 - Adensamento

Como anteriormente citado, foram preparadas misturas de água mais solo B (lamas) que, após adensamento unidirecional, resultaram em dois bolos. Na Tabela 3 estão apresentadas as principais características das duas lamaz homogeneizadas: massa de solo seco (M_s); teor de umidade inicial do solo (w_i); volume de água utilizado (V_w); teor de umidade final da lama (w_f); índice de vazios da lama (e_o) e tempo de adensamento da lama (t), isto é, do início do ensaio até a estabilização das deformações verticais, após o último descarregamento.

TABELA 3 - Características das Lamas

LAMA	M_s (kg)	w_i (%)	V_w (l)	w_f (%)	e_o	t (horas)
1	18,86	10,4	23,04	122,2	3,152	1772
2	19,82	11,2	24,19	122,1	3,149	1630

Confirma-se, pelo exposto, que a relação de volume de solo seco para volume de água na execução das misturas foi mantida nas duas lamaz com razoável precisão.

O acompanhamento dos deslocamentos verticais das lamaz com o tempo decorrido em cada estágio de carregamento, teve como objetivo principal monitorar a estabilização dos deslocamentos verticais nos carregamentos e descarregamentos. O gráfico da Figura 7.1 ilustra os deslocamentos verticais vs. tempo decorrido durante o adensamento completo das lamaz 1 e 2 em função dos carregamentos aplicados.

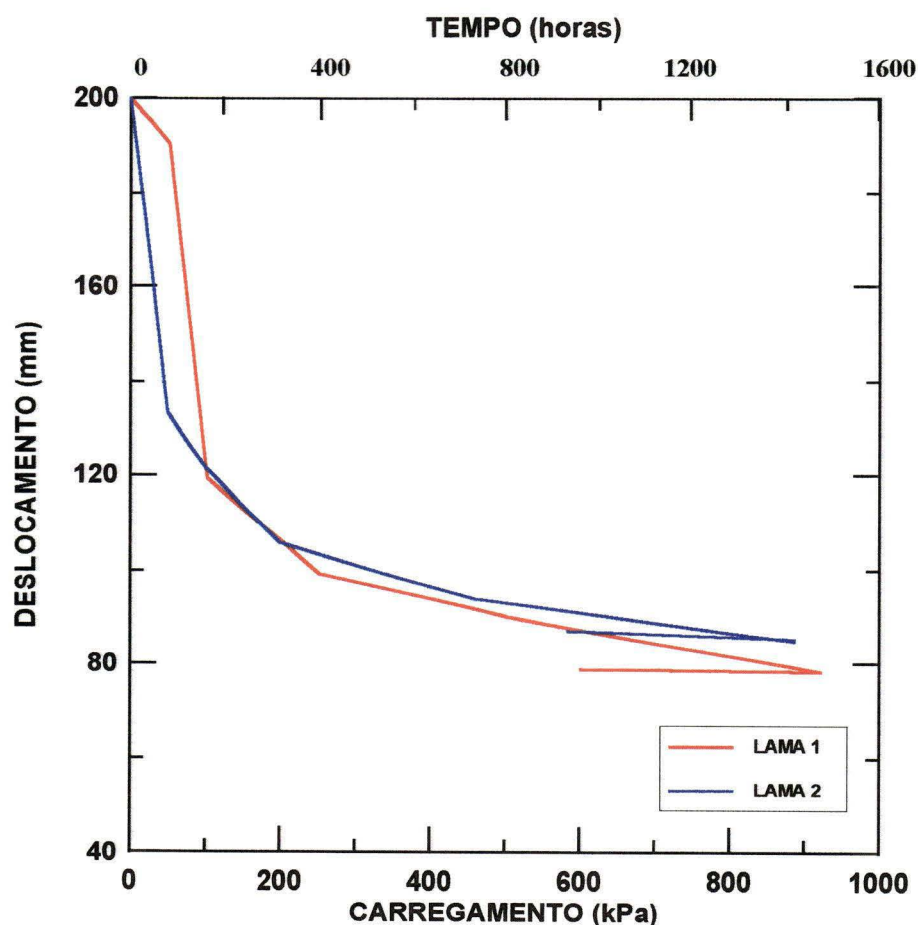
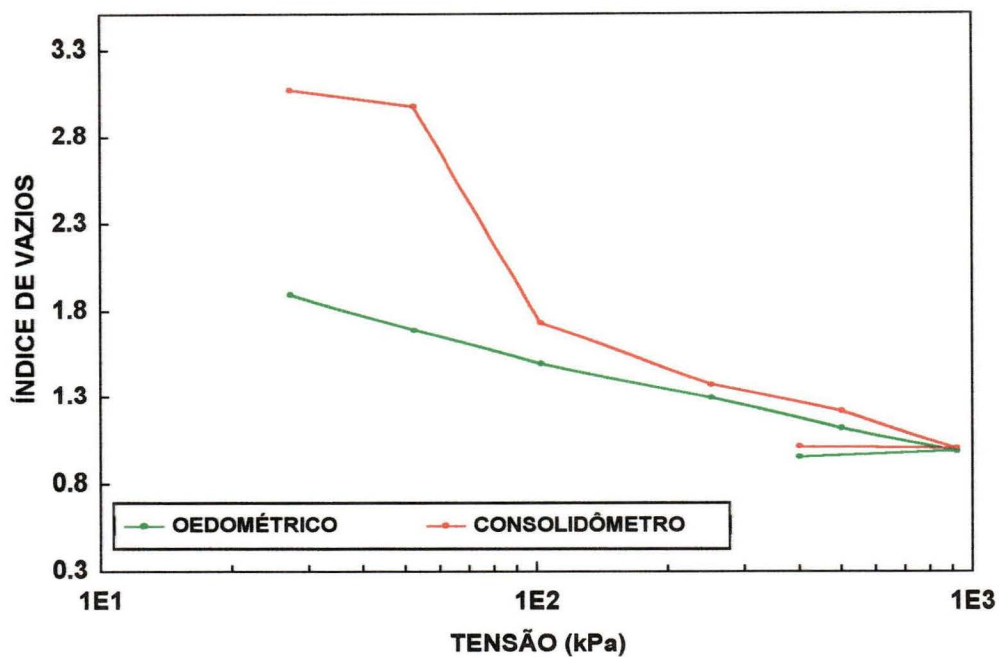


FIGURA 7.1-Curvas Deslocamentos Verticais vs. Tempo para lamas 1 e 2.

Foram retiradas amostras das lamas para adensamento oedométrico convencional.

Estes ensaios serviram para monitoramento do processo de adensamento das lamas no consolidômetro, fornecendo antecipadamente uma estimativa das condições finais dos bolos obtidos. Os resultados dos ensaios oedométricos e do processo de adensamento das lamas no consolidômetro estão reunidos em um único gráfico de variação de índice de vazios vs. log de tensão, apresentados nas Figuras 7.2 e 7.3, respectivamente para as lamas 1 e 2.



FIF

FIGURA 7.2 - Curvas de Adensamento Oedométrico e Consolidômetro
lama 1.

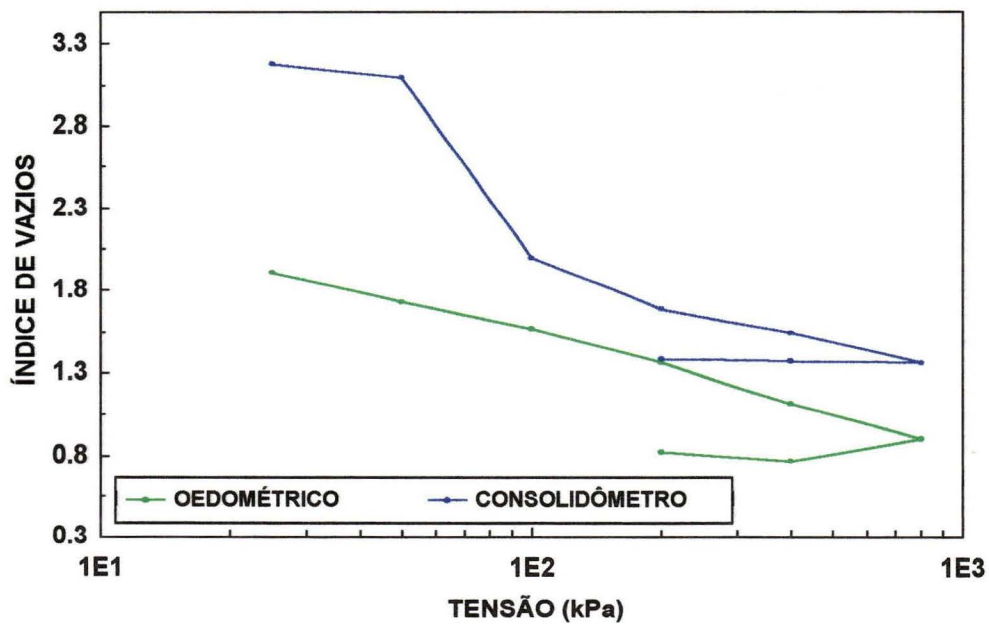


FIGURA 7.3 - Curvas de Adensamento Oedométrico e Consolidômetro
lama 2.

Observa-se, pelo exposto nos gráficos 7.2 e 7.3, que para os primeiros estágios de carregamento no consolidômetro, praticamente não ocorreu variação do índice de vazios das lamias 1 e 2, o que foi constatado pelo irrelevante volume de água drenado nestes estágios. Tal fato pode ser justificado tendo em vista as grandes dimensões e inércia do próprio equipamento, que parecem ter influenciado o processo de adensamento nos estágios de menor carga.

Na Figura 7.4 estão apresentadas as variações das tensões horizontais resultantes em relação às tensões verticais aplicadas durante o processo de adensamento das lamias no consolidômetro, para os trechos de carregamento e descarregamento. As amostras foram adensadas em estágios de valores crescentes de tensão vertical (σ'_v) até a tensão de 900 kPa aproximadamente (trecho AB de carregamento). Em seguida, descarregou-se em estágios até a pressão de 300 kPa (trecho BC), que corresponde ao comportamento pré-adensado da argila em estudo.

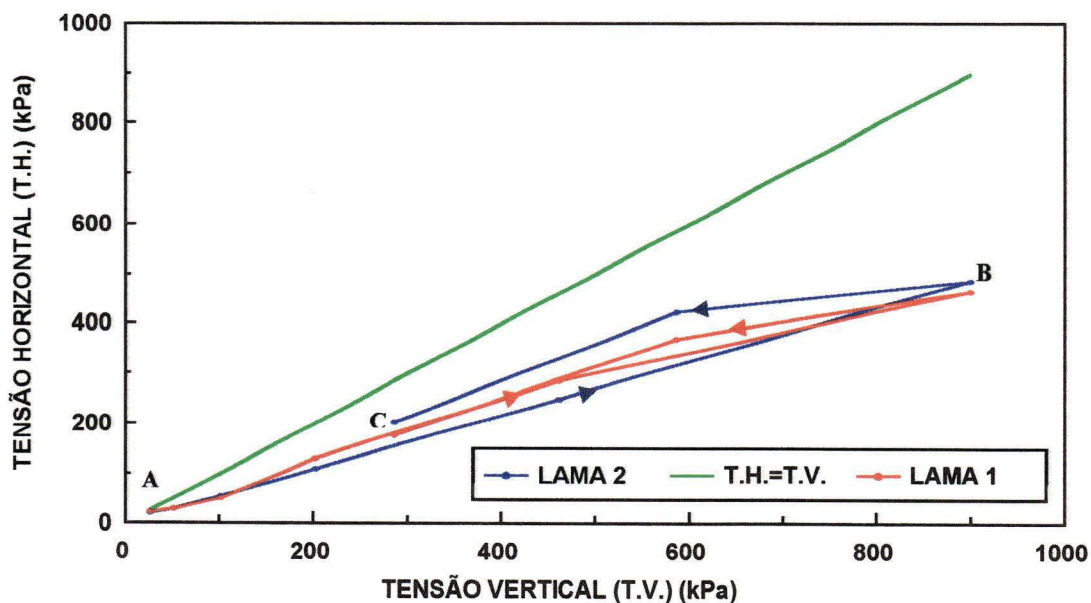


FIGURA 7.4 -Tensão Horizontal (σ'_h) vs. Tensão Vertical (σ'_v), lamias 1 e 2.

Da relação entre as tensões horizontais resultantes (σ'_h) e as tensões verticais aplicadas (σ'_v), foram determinados os valores de K_o durante o adensamento das lamas no consolidômetro.

O gráfico da Figura 7.5 apresenta as variações dos valores de K_o versus tensão vertical (σ'_v) durante todo o processo de adensamento. Nota-se que para o trecho de carregamento, os valores de K_o praticamente não variaram ($K_o \cong 0,5$ para lama 1 e $K_o \cong 0,55$ para lama 2). No entanto, no trecho de descarregamento, as relações entre σ'_h e σ'_v não são constantes e K_o aumentou sensivelmente.

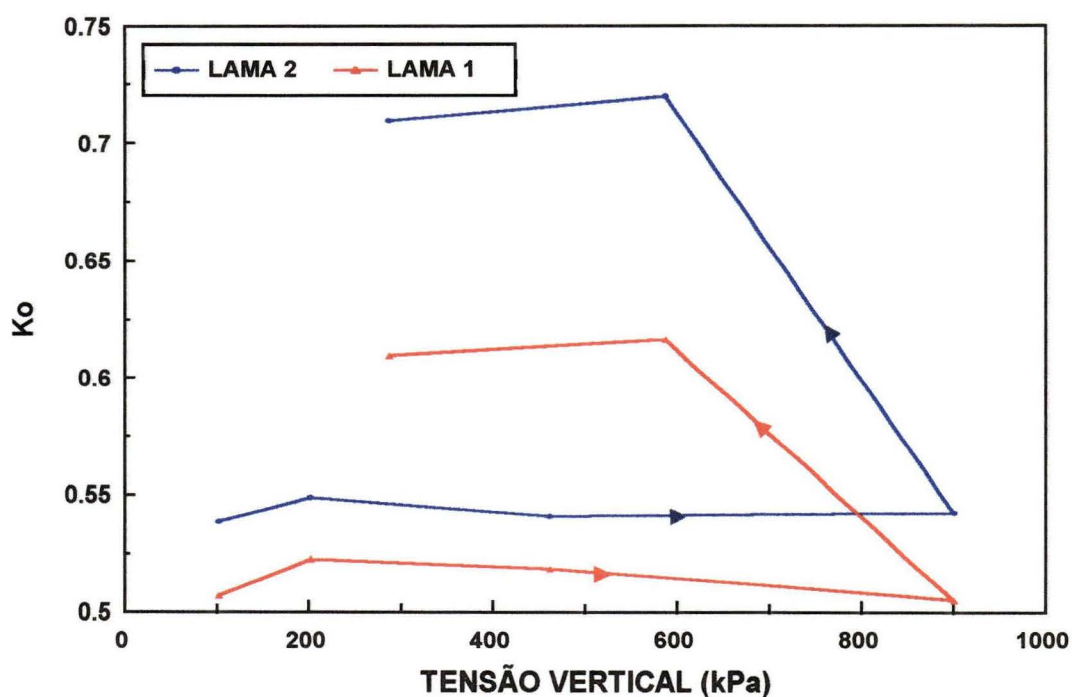


FIGURA 7.5 - Variação de K_o vs. Tensão Vertical (σ'_v), lamas 1 e 2.

Na Tabela 4 estão apresentadas as seguintes características dos bolos resultantes dos processos de adensamento: volume de água drenada (V_w); massa final (M); teor de umidade (w); altura (h); diâmetro (ϕ); índice de vazios

(e); grau de saturação (S_r); tensão vertical máxima aplicada no adensamento (σ'_v) e tensão horizontal máxima medida durante o adensamento (σ'_h).

TABELA 4 - Características dos bolos

BOLO	V_w (l)	M (kg)	w (%)	h (cm)	ϕ (cm)	e	S_r (%)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)
1	14,94	24,57	41,9	12,00	38,5	1,040	100	922,0	466,0
2	12,40	22,54	44,3	11,00	38,5	1,084	100	887,0	488,0

Ensaio oedométrico foram realizados em corpos de prova talhados dos bolos 1 e 2, em duas posições de eixo ,vertical e horizontal, como citado no item 6.2-capítulo 6. As Figuras 7.6 e 7.7 apresentam as curvas resultantes destes ensaios, respectivamente para os bolos 1 e 2.

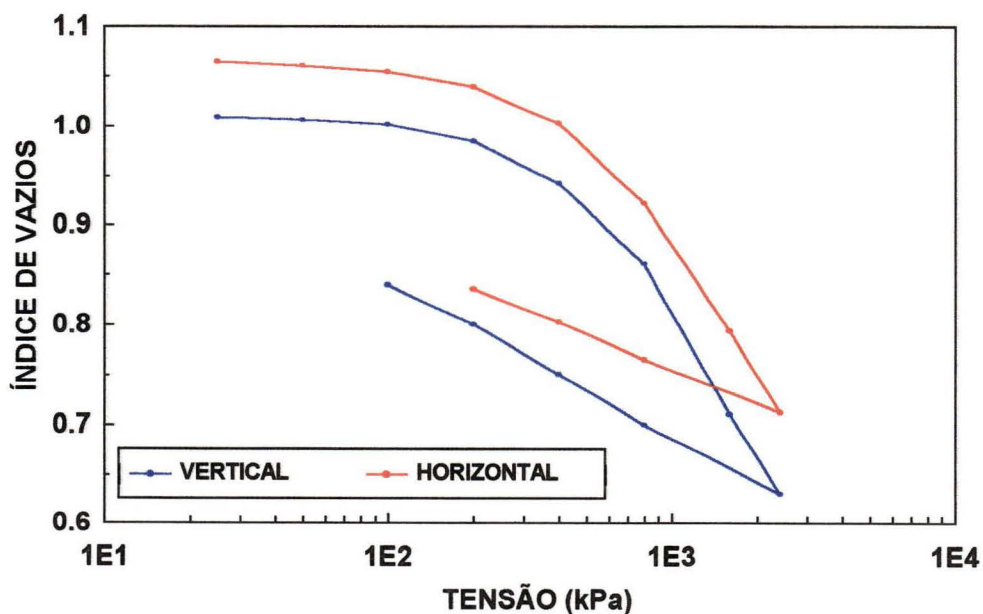


FIGURA 7.6 - Curvas de Adensamento Oedométrico para corpos de prova vertical (V) e horizontal (H), bolo 1.

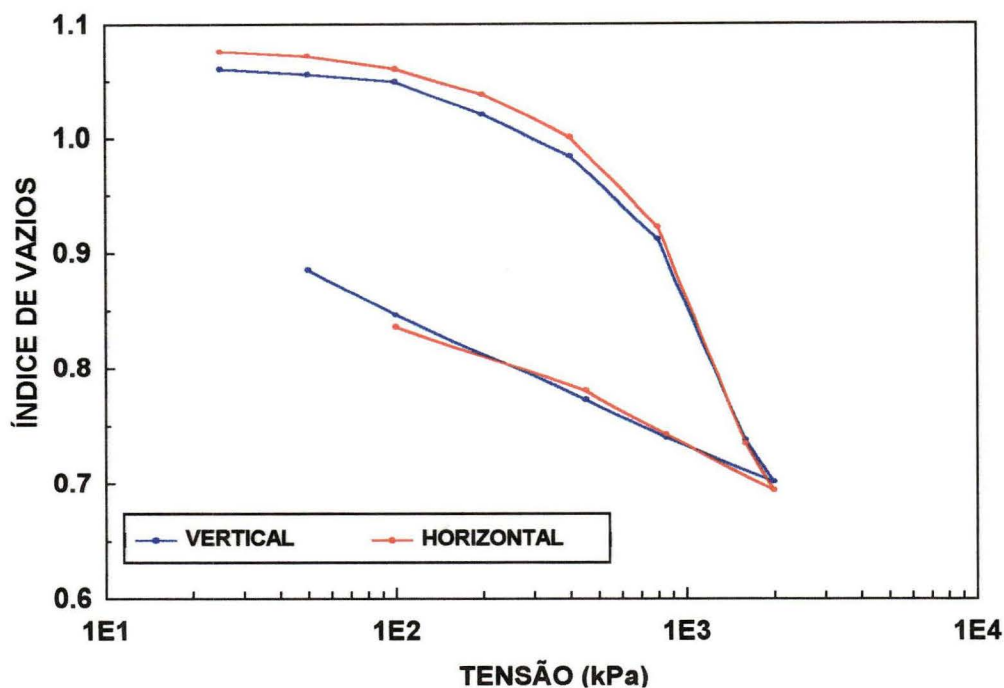


FIGURA 7.7 - Curvas de Adensamento Oedométrico para corpos de prova vertical (V) e horizontal (H), bolo 2.

Na Tabela 5 estão apresentados parâmetros obtidos das curvas resultantes dos ensaios oedométricos realizados nos corpos de prova (C.P.) nas posições de eixos vertical (V) e horizontal (H): tensões de pré-adensamento σ'_p (*) por dois processos gráficos (Casagrande, 1936 e Pacheco Silva, 1970) e índices de compressão (C_c), recompressão (C_r) e expansão (C_s). Destaca-se a necessidade de melhor conhecer o trecho de recompressão, uma vez que iremos trabalhar sob condições de reconsolidação, ou seja, o material será carregado abaixo de σ'_p , onde as deformações são pequenas e admitidas reversíveis e o material apresenta comportamento supostamente elástico.

(*) O professor Carlos Sousa Pinto sugere o termo "pressão de sobre-adensamento" para definir σ'_p , em lugar do termo "pressão de pré-adensamento".

TABELA 5 - Parâmetros obtidos nos ensaios oedométricos realizados em C.P. talhados dos bolos 1 e 2, com posições de eixo vertical (V) e horizontal (H).

BOLO	POSIÇÃO C.P.	σ'_p (kPa) CASAGRANDE	σ'_p (kPa) PACHECO SILVA	C_c	C_r	C_s
1	V	575	538	0,48	0,05	0,15
1	H	560	525	0,44	0,04	0,14
2	V	575	528	0,53	0,09	0,12
2	H	570	525	0,57	0,08	0,10

Na Figura 7.8, a título de ilustração, apresentam-se as determinações gráficas desses parâmetros, para ensaios oedométricos em corpos de prova vertical e horizontal pertencentes ao bolo 2.

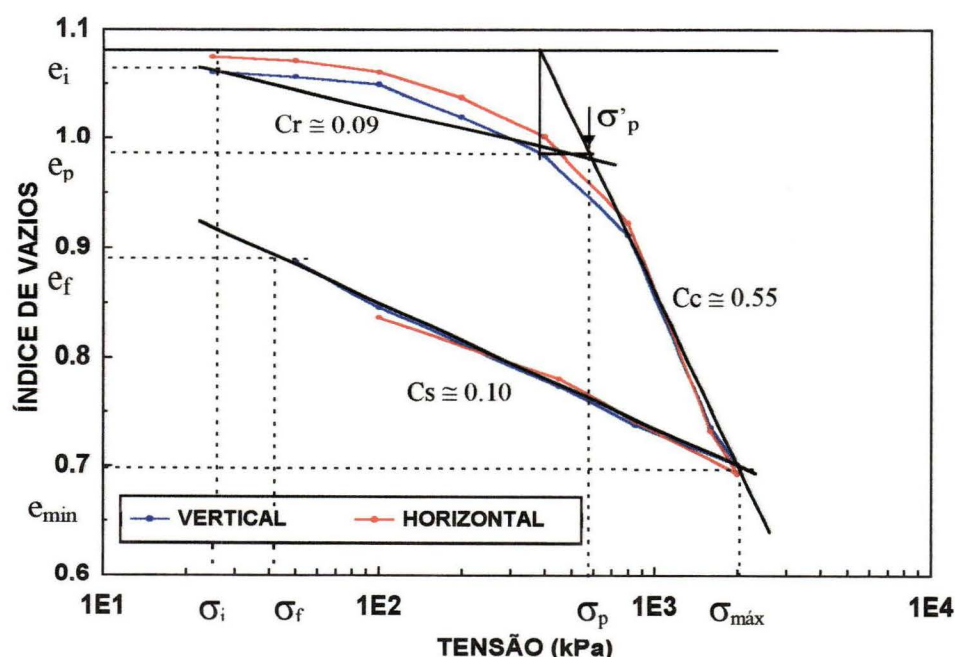


FIGURA 7.8 - Determinação gráfica dos índices de compressibilidade (C_c, C_r, C_s) e das tensões de pré-adensamento (σ'_p) pelo método de Pacheco Silva (1970), para corpos de prova vertical e horizontal, bolo 2.

A determinação da tensão de pré-adensamento (σ'_p), baseada no processo proposto por Pacheco Silva (1970), ou no processo clássico de Casagrande (1936), exige boa definição da reta de compressão virgem, pois esta tensão é decisiva para a classificação das argilas quanto ao seu estado de adensamento (pré, normal ou parcialmente adensado). Para a argila fortemente pré-adensada em análise, o trecho reto de compressão apresentou-se razoavelmente caracterizado sendo, entretanto, de curta extensão, como pode ser observado pelos gráficos das Figuras 7.6 e 7.7.

Foram calculadas as tensões octaédricas máximas (σ'_{oct}), obtidas no processo de adensamento unidirecional dos bolos 1 e 2, segundo a expressão:

$$\sigma'_{oct} = 1/3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 1/3 (\sigma_v + 2\sigma_h) \dots \dots \dots (8)$$

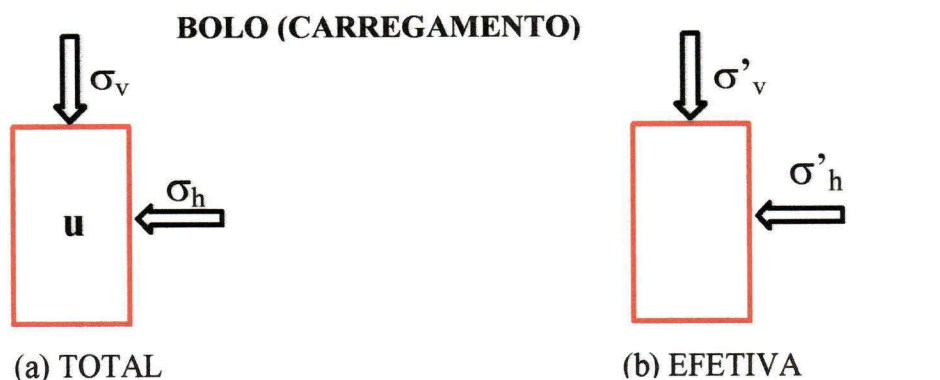
Conforme os dados da Tabela 4, os valores obtidos para estas tensões foram: 618 kPa para o bolo 1 e 621 kPa para o bolo 2.

As tensões de pré-adensamento médias (Tabela 5), tanto para corpos de prova verticais como horizontais, podem ser consideradas coerentes com as tensões octaédricas máximas obtidas. As diferenças podem ser atribuídas não só as perturbações introduzidas na amostra durante a moldagem dos corpos de prova assim como à subjetividade envolvida nos processos gráficos utilizados para a determinação de σ'_p .

Parece notável que as diferentes posições dos corpos de prova em relação ao eixo de adensamento unidirecional não foram evidenciadas nos resultados obtidos. Isto é, embora a razão entre as tensões horizontais (σ'_h) e verticais (σ'_v) no adensamento das lamelas (K_o) tenha sido aproximadamente 0,5, como pode ser observado no gráfico da Figura 7.5 e na Tabela 4; as tensões de pré-adensamento fornecidas na Tabela 5, nos corpos de prova talhados dos bolos para posições ortogonais entre si não retratam a mesma relação, ficando na verdade mais próximas da unidade.

Isto pode ser justificado pelo estado hidrostático de tensões gerado nos bolos ao término do processo de adensamento e subsequente “amostragem” dos mesmos

Esquemáticamente o que ocorreu está ilustrado na Figura 7.9, a seguir:



$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (\text{I})$$

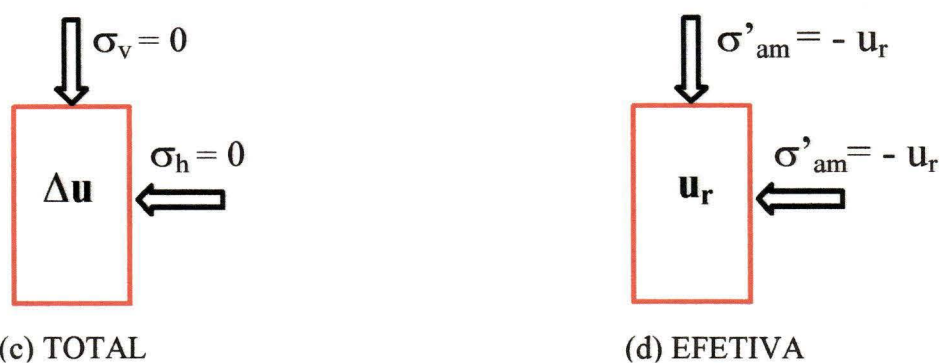
$$\sigma'_h = \sigma_h - u \quad (\text{II})$$

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v \quad (\text{III})$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (\text{IV})$$

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma'_v + u \quad (\text{V})$$

BOLO DESCARREGAMENTO (AMOSTRAGEM)



$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A.(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

$$(VI) \quad (\text{Skempton, 1954})$$

para $B=1$, pode-se obter:

$$(u+\Delta u) = -K_o \cdot \sigma'_v + A.(K_o - 1).\sigma'_v = \sigma'_{am} \quad (\text{VII})$$

FIGURA 7.9 - Etapas do Processo de Carregamento e Descarregamento dos bolos

Inicialmente temos o bolo sob carregamento, Figura 7.9 esquemas (a) e (b), adensado sob uma tensão efetiva vertical (σ'_v) que está em uma relação K_o com a tensão efetiva horizontal (σ'_h), equação (III). Em termos de tensões totais, pode-se escrever a equação (V).

No processo de descarregamento, Figura 7.9 esquemas (c) e (d), as tensões totais σ_v e σ_h igualam-se a zero; conseqüentemente, as tensões efetivas passam a equivaler às tensões residuais de capilaridade, ou seja, função da pressão neutra residual (u_r).

Supondo que a amostra no carregamento possuía uma pressão neutra de valor igual a u e após o descarregamento esta pressão passa a equivaler a $(u+\Delta u)$, define-se Δu , segundo Skempton (1954), pela equação (VI). Substituindo nesta última equação os valores das variações das tensões verticais e horizontais ($\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$) e para $B=1$ ($Sr=100\%$), a equação (VI) pode ser escrita da forma expressa em (VII). Portanto, a equação (VII) nos fornece o valor da tensão normal média da amostra após descarregamento (σ'_{am}), que para certos valores de A e de K_o equivale ao valor da tensão octaédrica normal da amostra (σ'_{oct}).

Como exemplo, admitindo o parâmetro de pressão neutra $A = 1/3$ (solos com comportamento elástico) e para $K_o \cong 0,5$, a equação (VII) passa a equivaler a: $\sigma'_{am} = \sigma'_v$, o que fornecerá valores da ordem de 600 kPa, como anteriormente calculado pela equação (8) e segundo dados da Tabela 4.

Justifica-se, então, os valores encontrados para as tensões de pré-adensamento (Tabela 5), tanto em corpos de prova verticais como horizontais pertencentes aos dois bolos adensados.

Visando complementar as análises obtidas nesta etapa, sobre as características de compressibilidade dos bolos adensados, foram realizados ensaios oedométricos suplementares, agora com medidas de K_o .

Para esta série, foram talhados dois corpos de prova de cada bolo, de forma análoga aos corpos de prova talhados anteriormente, isto é, em posições de eixo vertical e horizontal em relação ao eixo de adensamento dos bolos.

O gráfico da Figura 7.10 apresenta a média da variação da relação entre as tensões verticais (σ'_v) e horizontais (σ'_h), para os trechos de carregamento e descarregamento, durante a realização dos ensaios oedométricos com medida de K_o , em corpos de prova talhados dos bolos 1 e 2.

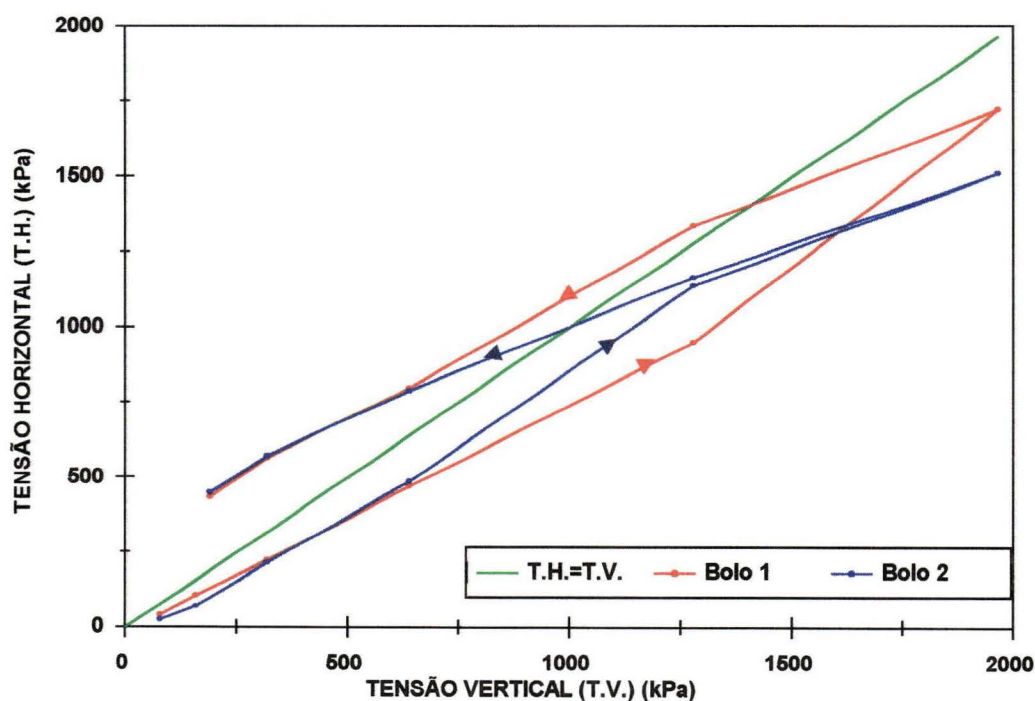


FIGURA 7.10 - Relação entre σ'_h e σ'_v para os Estágios de Carregamento e Descarregamento (bolos 1 e 2).

As curvas da Figura 7.11 mostram as variações de K_o para os corpos de prova talhados dos bolos 1 e 2, respectivamente. Os resultados referem-se também à média dos valores obtidos para os dois corpos de prova, vertical e horizontal, talhados de cada bolo.

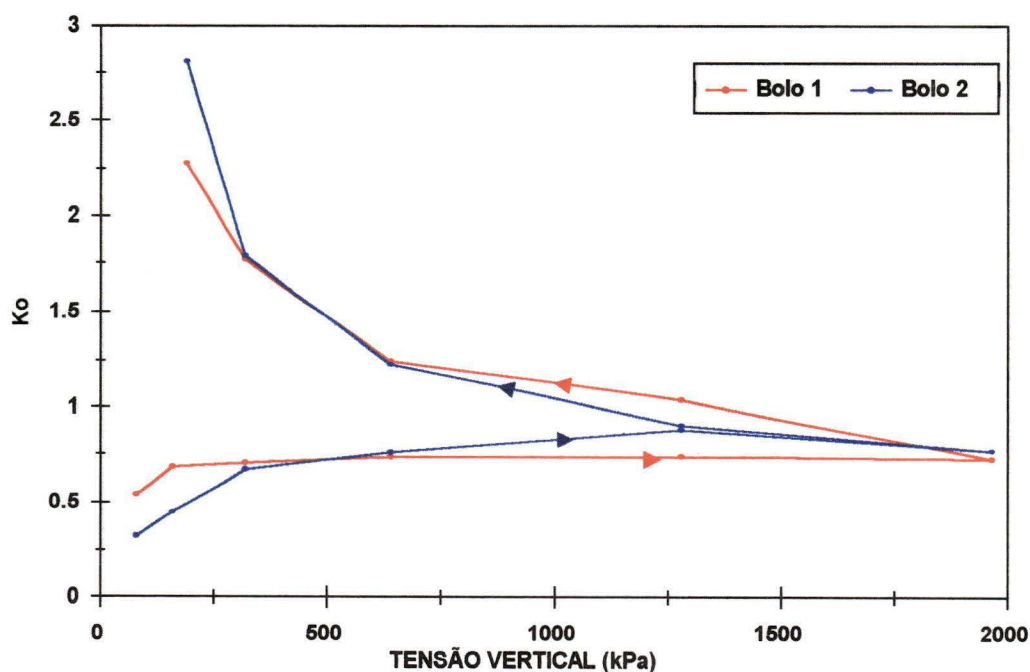


FIGURA 7.11 - Variação de K_0 versus σ'_v durante Compressão Oedométrica (bolos 1 e 2).

Pela Figura 7.11, observa-se que durante o carregamento os valores de K_0 foram superiores a 0,5, para valores de tensão vertical (σ'_v) próximos às tensões de pré-adensamento dos bolos ($K_0 \cong 0,70$ para os bolos 1 e 2). Estes valores mostram-se coerentes com os valores obtidos para K_0 no descarregamento dos bolos 1 e 2 (Figura 7.5).

Entretanto, segundo Pinto & Nader (1991) restrições devem ser feitas sobre a extrapolação de valores de K_0 medidos em laboratório para aqueles esperados em campo. Os autores destacam que, após a amostragem, há uma degeneração das tensões de campo, servindo os ensaios laboratoriais somente para indicar o que ocorre em novos carregamentos, não podendo reaver as informações perdidas no decorrer da amostragem.

7.3 - Compressão Triaxial

Os ensaios triaxiais do tipo adensado rápido (CIU), com e sem medida de deformação radial, foram realizados em 24 corpos de prova talhados do bolo 1 e em 12 corpos de prova talhados do bolo 2, em duas posições distintas de eixo (vertical e horizontal), submetidos a três níveis de confinamento (50, 100 e 200 kPa), como esquematizado na Figura 7.12 a seguir:

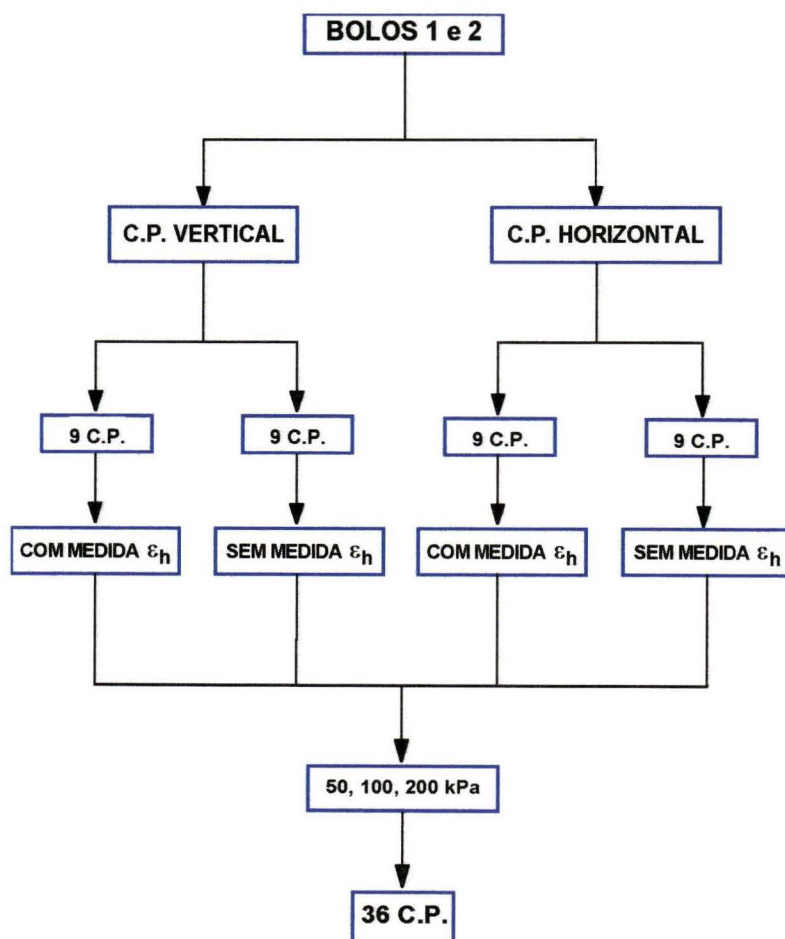


FIGURA 7.12 - Esquema da distribuição dos ensaios de Compressão Triaxial em Corpos de Prova talhados dos bolos 1 e 2.

Os ensaios de compressão triaxial adensados rápidos foram conduzidos em suas duas fases, adensamento e cisalhamento, com monitoramento do maior número possível de variáveis.

Na Tabela 6 estão relacionados os principais parâmetros controlados nas fases de adensamento dos ensaios de compressão triaxial, além dos valores das tensões confinantes totais e efetivas (σ_3 e σ'_3). Nesta fase, foram controladas a redução e a estabilização das pressões neutras até atingirem um valor constante (u_{min}), o tempo necessário para que isto ocorresse (t), a variação do volume de água do corpo de prova (V_w), isto é, entrada \uparrow ou saída de água \downarrow , e o parâmetro B de Skempton (1954).

TABELA 6 - Parâmetros Controlados nas Fases de Adensamento dos Ensaios de Compressão Triaxial (bolos 1 e 2).

BOLO	CP	NÚMERO DE ENSAIOS	σ_3 (kPa)	σ'_3 (kPa)	V_w bureta (cm ³)*	u_{min} (kPa)	t (horas)	B
1	V	4	50	58,9	1,25 \uparrow	- 8,9	16,50	0,134
1	V	4	100	10,2	1,44 \uparrow	- 6,2	15,75	0,105
1	V	4	200	202,9	0,46 \downarrow	- 1,6	16,87	0,056
1	H	4	50	67,5	2,60 \uparrow	- 17,5	15,75	0,132
1	H	4	100	105,0	1,70 \uparrow	- 5,0	16,83	0,147
1	H	4	200	203,3	0,54 \downarrow	+ 0,4	17,37	0,101
2	V	2	50	58,8	1,40 \uparrow	- 8,8	15,25	0,112
2	V	2	100	106,0	0,68 \uparrow	- 6,0	19,00	0,196
2	V	2	200	193,8	2,20 \downarrow	+ 4,0	15,75	0,105
2	H	2	50	68,0	1,38 \uparrow	- 18,0	17,50	0,124
2	H	2	100	112,6	0,35 \uparrow	- 12,6	15,25	0,124
2	H	2	200	193,6	0,90 \downarrow	+ 6,9	16,25	0,147

* \downarrow SAÍDA ÁGUA \uparrow ENTRADA ÁGUA

Nas fases de adensamento dos ensaios triaxiais, as variações volumétricas foram controladas tanto por uma bureta graduada, que registrava a água drenada dos corpos de prova, como pelas leituras do medidor de variação volumétrica, que controlava o volume de água que entrava e saía da

câmara triaxial. Entretanto, pela grande expansibilidade da câmara triaxial e baixa compressibilidade do solo, as variações de volume registradas pelo medidor de variação volumétrica ao longo do tempo foram numericamente superiores as variações de volume sofridas pelos corpos de prova. Embora, descontando-se as variações volumétricas peculiares da câmara triaxial, calibrada para tensões idênticas às utilizadas nos ensaios, a medida da real variação volumétrica sofrida pelos corpos de prova nesta fase do ensaio ficou prejudicada.

Como consequência teve-se o comprometimento do controle das variações de altura (h) dos corpos de prova, na fase de adensamento dos ensaios triaxiais, realizado a partir das leituras do medidor de variação volumétrica.

Nota-se, também pela Tabela 6, que praticamente não houve drenagem dos corpos de prova na fase de adensamento. Além da amostra encontrar-se fortemente pré-adensada possuía um coeficiente de permeabilidade muito baixo ($k=10^{-8}$ cm/s, Anexo A). Somava-se a isso pressões neutras negativas, estimadas pelo Método do Papel Filtro em torno de 200 kPa, portanto, na maioria dos ensaios, superiores aos valores das tensões de confinamento utilizadas (Anexo C). Registrava-se, portanto, nesta fase do ensaio, a necessidade do corpo de prova atrair água para seu interior na tentativa de aliviar as pressões internas de capilaridade. Tal fato pode ser observado, principalmente, em amostras mais fortemente pré-adensadas ($4 \leq OCR \leq 12$), onde as tensões confinantes empregadas ($\sigma_3=50$ kPa e 100 kPa) eram inferiores ao valor estimado para a pressão neutra negativa.

Enfatiza-se novamente que a existência destas pressões neutras negativas é atribuída ao processo de descarregamento, com alívio de cargas verticais e horizontais no adensamento dos bolos, como anteriormente exposto no item 7.2 e Figura 7.9.

Embora, os corpos de prova ensaiados estivessem com grau de saturação 100%, o parâmetro B de Skempton (1954) manteve-se inferior a um

(Tabela 6). Confere-se esta ocorrência a fatores inerentes ao próprio solo (por ex.: sua baixa compressibilidade), e aos níveis de confinamento impostos; ou seja, os ensaios triaxiais foram realizados em condições de acentuado pré-adensamento ($OCR > 4$) para a maioria das amostras ensaiadas. A falta da aplicação de contra-pressão para alívio da pressão neutra negativa nos corpos de prova e registro adequado das pressões neutras despertadas pelo confinamento contribuiu apreciavelmente para a obtenção de baixos valores para o parâmetro B de Skempton (1954).

Finalizada a fase de adensamento dos ensaios triaxiais, iniciava-se a etapa de cisalhamento com velocidade controlada e tensões confinantes constantes. Nesta etapa, como já mencionado, as medidas de deformação e tensão axial foram realizadas externamente à célula triaxial, pelo emprego de transdutores de deslocamento indutivo (LVDT) e transdutores de carga (Anel Dinamométrico).

A Tabela 7 fornece os valores dos índices físicos médios dos corpos de prova (C.P.) utilizados nos ensaios de compressão triaxial: teor de umidade, w_i ; índice de vazios, e_i ; massa específica, ρ_i , que referem-se às condições iniciais dos corpos de prova; teor de umidade final, w_f , bem como os valores médios de tensões e deformações (diferença de tensões ($\sigma_1 - \sigma_3$), deformação axial, ϵ_a ; deformação radial, ϵ_h) máximas atingidas na ruptura. No Anexo D, estão relacionados estes parâmetros individualmente para cada ensaio de compressão triaxial realizado em corpos de prova talhados dos bolos 1 e 2, assim como as pressões neutras ($u_{máx}$) atingidas na ruptura. Diagramas p' - q com as envoltórias correspondentes às médias dos resultados obtidos na compressão triaxial (Tabela 7) para os bolos 1 e 2 estão apresentados no mesmo Anexo D.

A convenção usada neste trabalho, para identificar os diferentes corpos de prova e conseqüentemente os ensaios triaxiais realizados, foi a seguinte: primeiro, os corpos de prova foram identificados pelos números dos bolos (B1, bolo 1 ou B2, bolo 2) seguindo-se de sua posição de eixo (vertical, V ou horizontal, H) e posteriormente pelo número do ensaio realizado (1, 2, 3, etc.).

Finalizando, a letra R indica que o ensaio foi realizado com medida de deformação radial (ϵ_h).

TABELA 7 - Características médias dos corpos de prova (CP) e respectivos parâmetros de ruptura.

BOLO	C.P.	NÚMERO DE ENSAIOS	e_i	w_i (%)	ρ_i (g/cm ³)	w_f (%)	PARÂMETROS RUPTURA		
							$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	ϵ_a (%)	ϵ_h (%)
1	V	6	1,031	42,2	1,808	43,1	258,55	4,26	-
1	V*	6	1,038	42,8	1,807	42,9	246,69	4,53	1,65
1	H	6	1,041	42,1	1,797	43,2	237,05	5,92	-
1	H*	6	1,030	42,5	1,812	42,1	265,70	6,55	2,47
2	V	3	1,068	44,8	1,808	42,9	153,83	4,54	-
2	V*	3	1,060	43,7	1,802	43,7	148,88	4,21	1,73
2	H	3	1,062	43,2	1,792	43,2	183,72	5,81	-
2	H*	3	1,055	43,5	1,802	41,8	170,85	5,07	1,89

*ensaio com medida de deformação radial (ϵ_h).

O processo de homogeneização e adensamento da argila permitiu que o grau de saturação dos corpos de prova ensaiados fosse de 100%.

Observa-se, pela Tabela 7, que as variações dos índices físicos entre os corpos de prova, foram pequenas, tendo-se em vista as tensões de adensamento das lamaz.

Todos os ensaios foram conduzidos até a ruptura dos corpos de prova, sem que as deformações radiais ultrapassassem o limite do equipamento. Como citado no capítulo 4, o medidor de deformação radial tem um limite máximo de deslocamento de 5 mm.

Os gráficos das Figuras 7.13 e 7.14 agrupam curvas tensão vs. deformação axial para as três tensões confinantes (50, 100 e 200 kPa) utilizadas no trabalho, em corpos de provas verticais e horizontais para os

bolos 1 e 2; referindo-se aos ensaios B1V1, B1V5, B1V3R, B1H1R, B1H2, B1H3 e B2V7R, B2V8, B2V9R, B2H7R, B2H8 e B2H9R respectivamente. As curvas apresentadas podem ser consideradas representativas da totalidade dos ensaios, uma vez que houve coerência de resultados e uniformidade nos corpos de prova ensaiados.

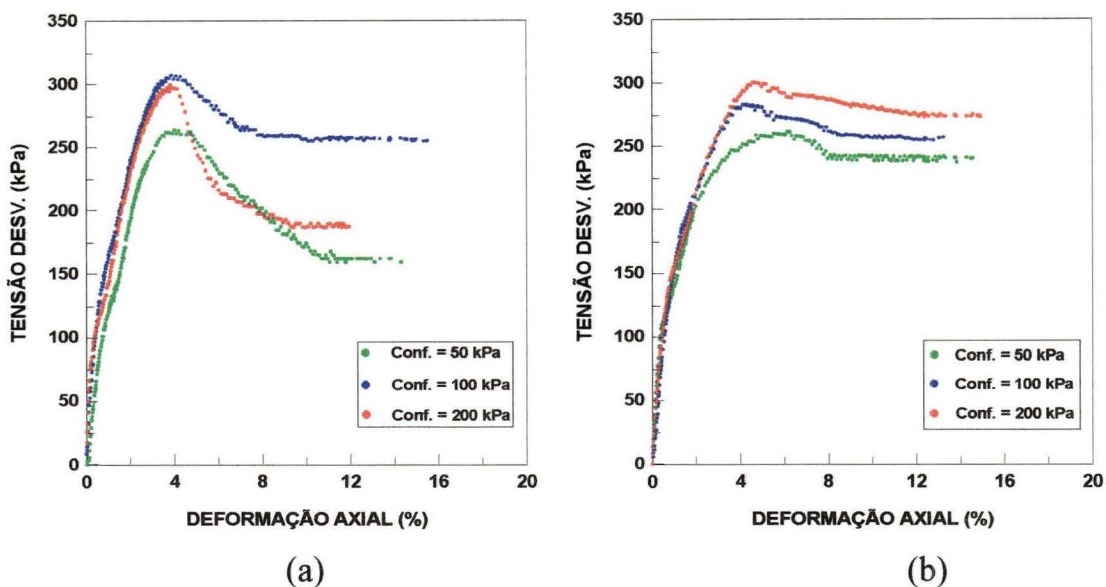


FIGURA 7.13 - Curvas Tensão vs. Deformação - bolo 1, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B1V4,B1V5,B1V3R) e (b) Horizontal (ensaios: B1H1R,B1H2,B1H3).

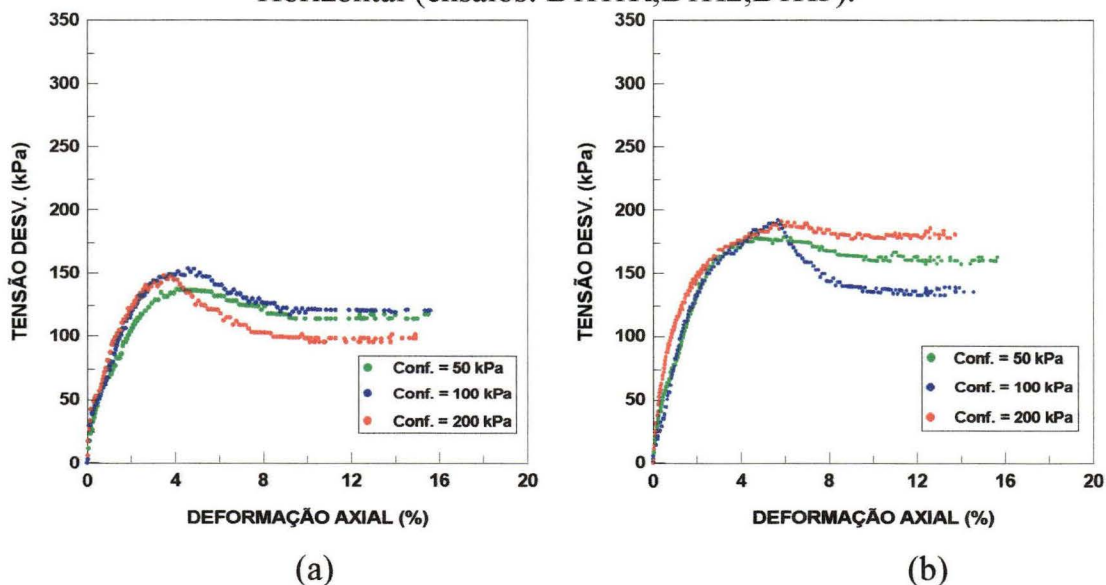


FIGURA 7.14- Curvas Tensão vs. Deformação - bolo 2, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B2V7R, B2V8, B2V9R) e (b) Horizontal (ensaios: B2H7R,B2H8,B2H9R).

Nos gráficos das Figuras 7.15 e 7.16 estão plotados curvas pressão neutra vs. deformação axial (u vs. ϵ_a), referindo-se aos mesmos ensaios anteriormente expostos nas Figuras 7.13 e 7.14, representando, também para a totalidade de ensaios realizados, o desenvolvimento desta variável durante a fase de cisalhamento.

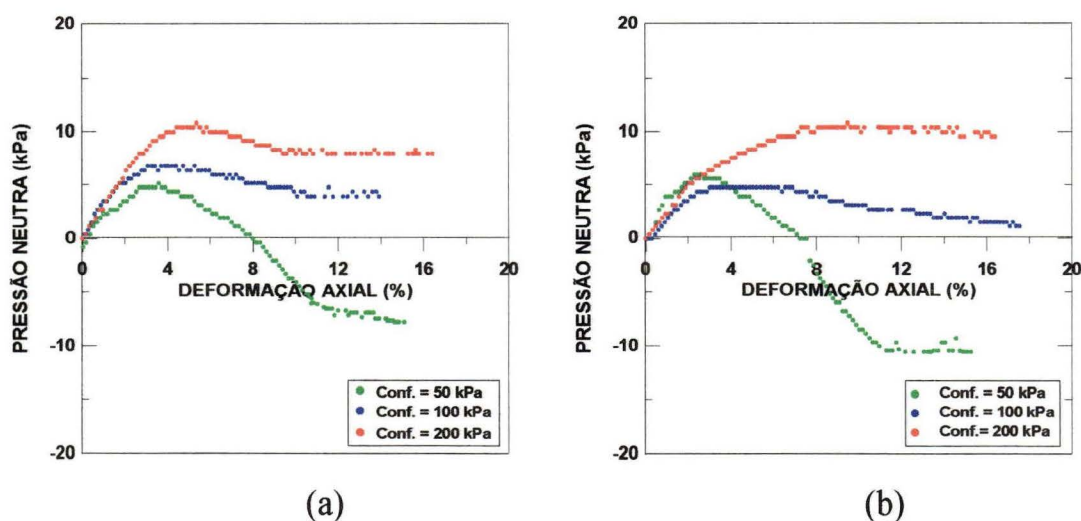


FIGURA 7.15 - Desenvolvimento de Pressões Neutras - bolo 1, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B1V4,B1V5,B1V3R) e (b) Horizontal (ensaios: B1H1R,B1H2,B1H3).

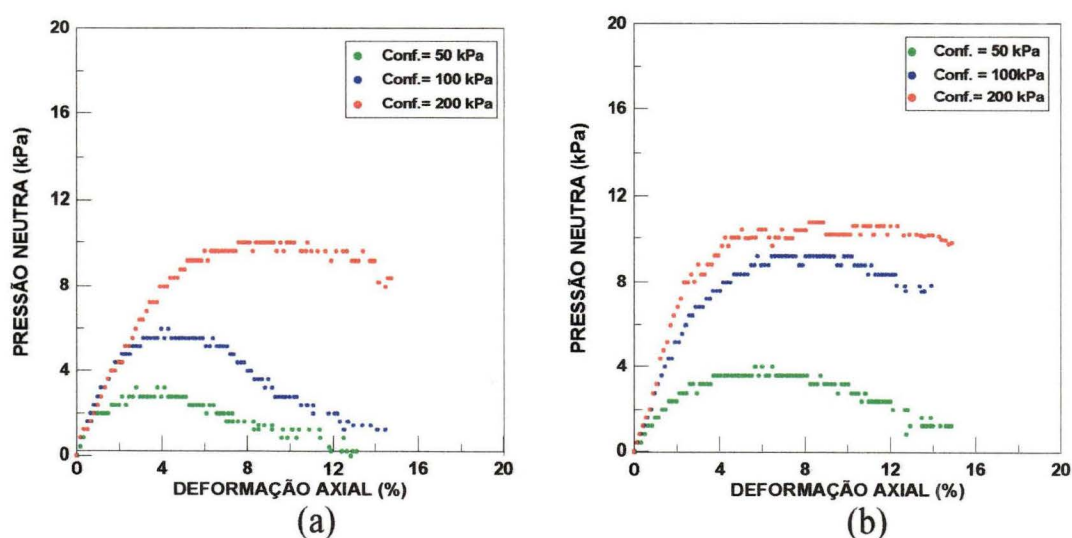


FIGURA 7.16 - Desenvolvimento de Pressões Neutras - bolo 2, para corpos de prova nas posições de eixo (a) Vertical (ensaios: B2V7R,B2V8,B2V9R) e (b) Horizontal (ensaios: B2H7R,B2H8,B2H9R).

Observa-se nas curvas das Figuras 7.13 e 7.14, particularmente as que se referem aos corpos de prova talhados do bolo 1, o nítido comportamento pré-adensado do material, marcado por um pico de ruptura acentuado e bem definido, ou seja, um máximo acréscimo de tensão desvio para pequenas deformações, e um comportamento pós-pico de amolecimento ou enfraquecimento, isto é, a resistência do material diminui com o acréscimo da deformação (resistência residual).

No que diz respeito a ordem de grandeza das pressões neutras, esta variou em função da tensão confinante; em ensaios com tensões de confinamento igual a 200 kPa, as pressões neutras foram superiores às desenvolvidas nos ensaios realizados com tensões confinantes de 50 e 100 kPa, como exposto nos gráficos das Figuras 7.15 e 7.16. O intervalo de valores para as pressões neutras máximas atingidas durante o cisalhamento foi de: $1,20 < u_{m\acute{a}x} < 10,0$ kPa.

Devido ao acentuado pré-adensamento das amostras, durante o cisalhamento, estas tendem a se expandir ou inchar e com a drenagem impedida, originam-se pressões neutras negativas como pode ser observado para as amostras confinadas a 50 kPa pertencentes ao bolo 1, ou seja, com uma razão de pré-adensamento (OCR) igual a 10, Figura 7.15.

Observa-se tanto nos resultados apresentados na Tabela 7, como nos gráficos das Figuras 7.13 e 7.14 que os corpos de prova, verticais e horizontais, dos bolos 1 e 2 sofreram deformabilidade de mesma magnitude. O mesmo não ocorreu em relação à diferença de tensões, sendo esta inferior para os corpos de prova obtidos do bolo 2.

Explicação para esta desigualdade de comportamento estaria relacionada ao tempo de repouso (armazenamento) dos bolos, tendo em vista que os processos de adensamento das lamas foram iguais e as tensões de pré-adensamento obtidas possuíam a mesma ordem de grandeza (Tabela 5).

Quando da realização dos ensaios triaxiais, os índices de vazios obtidos para amostras talhadas do bolo 1 foram inferiores aos valores obtidos para amostras talhadas do bolo 2 (Tabela 7), além disso, existe a possibilidade das pressões neutras residuais, devido a amostragem, serem em valor absoluto maiores para o bolo 1. Como consequência, este passa a apresentar maior resistência ao cisalhamento, pois ao término do processo de adensamento, iniciou-se de imediato a realização dos ensaios triaxiais; o mesmo não ocorreu com o bolo 2, que permaneceu armazenado em câmara úmida por um período aproximado de três meses. Isto confirmaria o comportamento pré-adensado mais acentuado para os corpos de prova talhados do bolo 1, como apresentado anteriormente nos gráficos da Figura 7.13.

Resumindo, é provável que a manutenção das tensões internas nas amostras influenciou consideravelmente os resultados finais.

Tal fato já havia sido verificado por Lambe & Ladd (1960), sendo atribuído a não permanência da pressão neutra negativa nas amostras. Segundo estes autores, a pressão neutra negativa em amostras de boa qualidade, depois de algum tempo após a coleta, não ficam em níveis superiores a 40% dos valores que seriam correspondentes ao alívio das tensões decorrentes da amostragem. A resistência, em consequência, cai a valores da ordem de 60 a 70% da resistência de campo, não sendo a queda da mesma intensidade da correspondente à pressão neutra, por ficar a amostra pré-adensada em relação a tensão efetiva atuante.

Bjerrum & Berre (1972) mostraram que ensaios de compressão simples, realizados em corpos de prova de argilas moldados imediatamente após a amostragem, apresentaram resistência superior aos corpos de prova moldados alguns dias após a amostragem. Kirkpatrick (1984) demonstrou este fenômeno ensaiando amostras amolgadas em laboratório, constatando a redução da pressão neutra com o tempo de armazenagem de corpos de prova aliviados das tensões de confinamento e a perda da resistência correspondente.

7.4 - Aplicação do Modelo Teórico

Para a determinação dos parâmetros elásticos do solo, Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν), utilizaram-se as variáveis medidas nos ensaios de compressão triaxial no Modelo Elástico Linear Anisotrópico apresentado no Cap. 3 nas equações (4) a (7) para ensaios com medida de deformação radial (ϵ_h), e nas equações (4) e (6) para ensaios sem medida de deformação radial.

A aplicação do Modelo Teórico, para pontos pertencentes ao trecho elástico linear da curva tensão vs. deformação, foi possível através da análise proposta por Atkinson (1973).

O autor parte do princípio que em materiais elásticos ideais, as deformações são reversíveis durante o processo de alívio de cargas, isto é, a energia suprida para o material sobre um ciclo de carregamento concluído é zero; considera, então, as deformações como trajetórias independentes dos estados atuais de tensão, e dependentes apenas dos incrementos de tensão que as causam. No que diz respeito aos materiais plásticos, as deformações são irreversíveis, sendo, portanto, dependentes do estado atual de tensão; ou seja, a energia suprida durante um acréscimo de carregamento é dissipativa dentro do material.

Atkinson (1973), enfatiza a necessidade de uma distinção entre elasticidade e plasticidade que não dependa de ciclos de descarregamento e que não envolva, desta forma, conceitos de conservativismo ou reversibilidade. Isto devido a existência de inúmeros ensaios laboratoriais e problemas práticos de mecânica dos solos que estão sujeitos apenas a acréscimos e decréscimos de carregamentos monotônicos, ou seja, carregamentos e descarregamentos são em geral uniformes, conseqüentemente não surgem questões de reversibilidade ou conservativismo.

No Anexo E estão detalhados as considerações mencionadas, justificando as hipóteses levantadas pelo autor e adotadas neste trabalho.

Segundo Atkinson (1973), o comportamento elástico do solo seria observado na linearidade das trajetórias de tensões efetivas (σ'_1 vs. σ'_3) dos ensaios triaxiais não drenados.

Neste trabalho, em cada ensaio de compressão triaxial, para a linearidade (σ'_1 vs. σ'_3), utilizou-se o trecho correspondente aos mesmos pontos no gráfico (σ_1 . σ_3) vs. ϵ_a , para aplicação do Modelo Teórico. Para verificação matemática do trecho elástico, os pontos de leitura (σ_1 - σ_3) vs. ϵ_a dos ensaios foram correlacionados linearmente, sendo considerados pertencentes ao trecho linear aqueles que apresentaram coeficiente de correlação (R) superior a 0,98.

A Tabela 8 fornece os valores médios das tensões e deformações (diferença de tensões (σ_1 - σ_3); deformação axial, ϵ_a e deformação radial, ϵ_h) atingidas no trecho admitido como elástico, de acordo com as considerações de Atkinson (1973). O Anexo F apresenta estes valores para cada ensaio realizado, isto é, para cada corpo de prova (CP) talhado dos bolos 1 e 2 (B1 e B2) nas posições de eixo vertical (V) e horizontal (H).

TABELA 8 - Parâmetros médios pertencentes ao "Trecho Elástico"

BOLO	CP	NÚMERO DE ENSAIOS	PARÂMETROS "TRECHO ELÁSTICO"		
			(σ_1 - σ_3) (kPa)	ϵ_a (%)	ϵ_h (%)
1	V	6	146,68	1,38	-
1	V*	6	180,98	1,87	0,48
1	H	6	144,64	1,81	-
1	H*	6	178,35	2,01	0,55
2	V	3	101,25	1,62	-
2	V*	3	110,95	1,91	0,53
2	H	3	127,84	2,19	-
2	H*	3	135,62	1,61	0,51

* ensaios com medida de deformação radial (ϵ_h).

No caso da argila em estudo, o trecho linear ficou definido para um intervalo de deformação axial (ϵ_a) de 0% a um máximo variando de 1,5% a 2%, e para níveis de tensão desvio entre 100 e 180 kPa, sendo o limite inferior característica de corpos de prova pertencentes ao bolo 2 e o superior, de corpos de prova talhados do bolo 1. As deformações radiais (ϵ_h) ficaram em torno de 0,5%, como pode ser observado na Tabela 8.

Os gráficos das Figuras 7.17 e 7.18 referem-se respectivamente às trajetórias de tensão σ'_1 vs. σ'_3 e a curva tensão-deformação ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs. ϵ_a para o ensaio identificado como B2H9, realizado com tensão confinante (σ_3) igual a 200 kPa. Na Figura 7.17 temos a distinção entre os trechos admitidos como elástico e plástico de acordo com as considerações de Atkinson (1973). No gráfico da Figura 7.18, observam-se os pontos da curva ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs. ϵ_a correspondentes a trajetória linear de tensões efetivas (σ'_1 vs. σ'_3), isto é, pontos pertencentes ao segmento AB, para o mesmo ensaio.

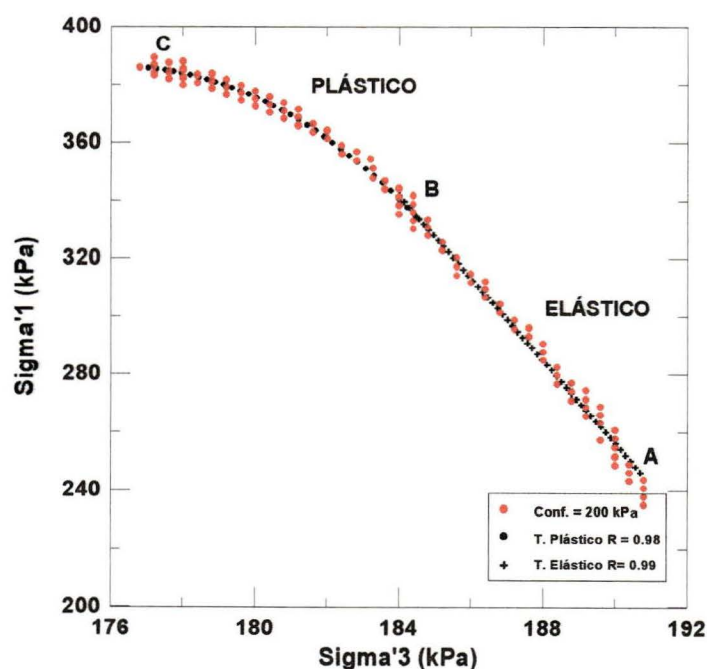


FIGURA 7.17 - Curva σ'_1 vs. σ'_3 ; $\sigma_3 = 200$ kPa (ensaio: B2H9).

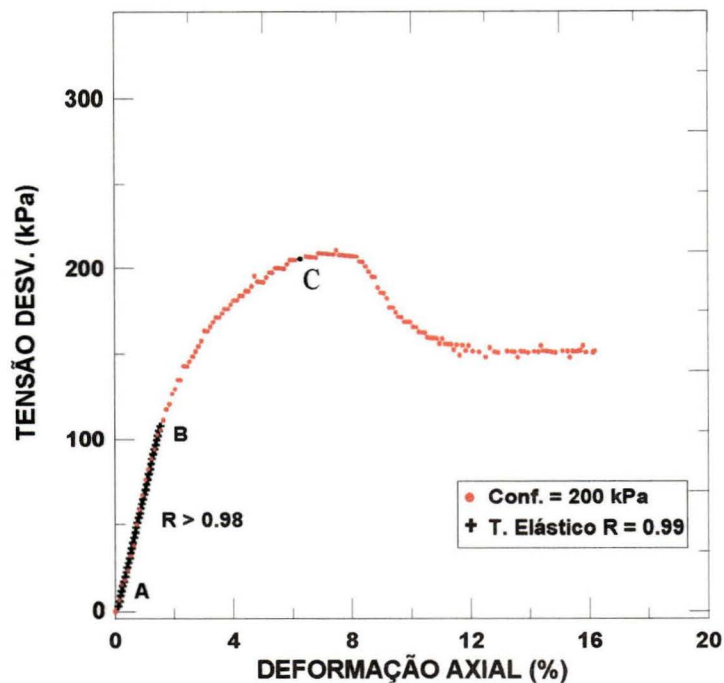
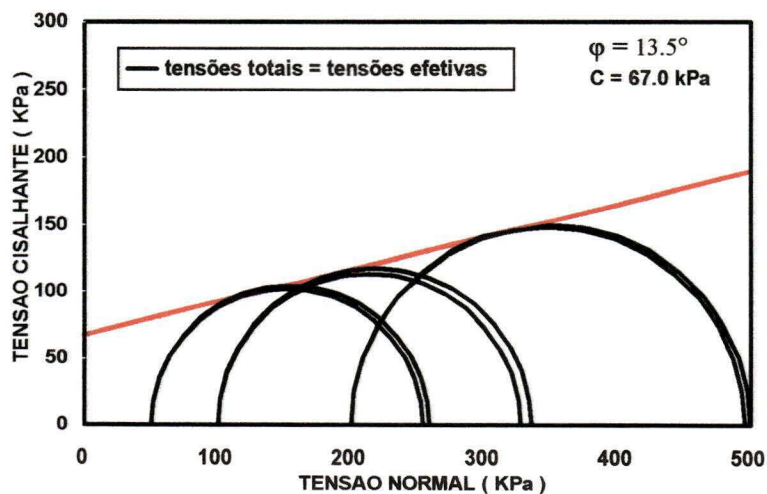


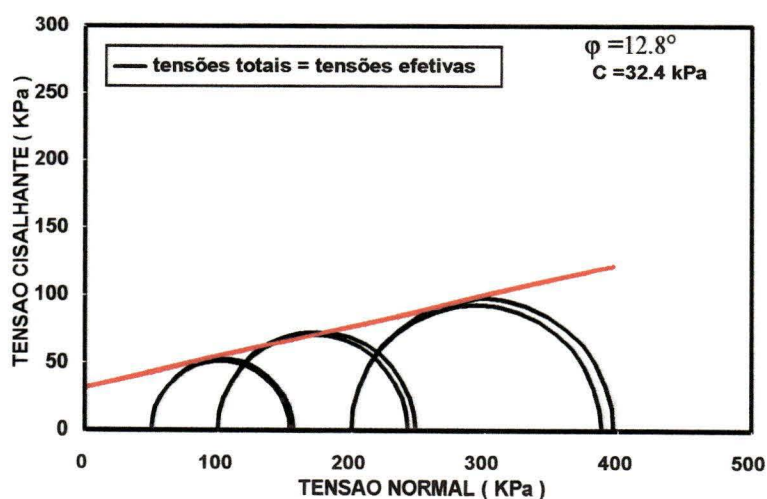
FIGURA 7.18 - Curva ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs. ϵ_a ; $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ (ensaio: B2H9).

As variáveis adotadas para aplicação do modelo matemático referem-se a estados de tensões totais, uma vez que o desenvolvimento de pressões neutras durante a fase de cisalhamento dos corpos de prova foi irrelevante, ou seja, praticamente não houve variações entre tensões totais e efetivas. A Figura 7.19 (a) e (b) ilustra, como exemplo, círculos de Mohr de tensões totais e efetivas dos ensaios identificados como: B1H1, B1H5 e B1H3, para corpos de prova pertencentes ao bolo 1, e dos ensaios: B2V7, B2V8 e B2V9, para corpos de prova talhados do bolo 2. Os círculos de Mohr praticamente coincidiram, ficando os valores de coesão e ângulo de atrito equivalentes em termos totais e efetivos, para os bolos 1 e 2.

Problemas na definição da pressão neutra durante o cisalhamento dos corpos de prova justificam-se pela ausência da aplicação de contrapressão quando da realização dos ensaios triaxiais, o que favoreceria o alívio das pressões neutras negativas existentes na amostra, e conseqüentemente medições adequadas de pressão neutra durante o ensaio.



(a)



(b)

FIGURA 7.19 - Círculos de Mohr para ensaios com $\sigma_3=50, 100$ e 200kPa , ensaios: a) B1H1, B1H3, B1H5 (bolo 1) e b) B2V7, B2V8, B2V9 (bolo 2).

O equacionamento teórico adotado foi aplicado separadamente para corpos de prova dos bolos 1 e 2, em função dos coeficientes de correlação (R)

terem sido mais favoráveis nestas condições do que no agrupamento das variáveis obtidas para os dois bolos.

Nas Tabelas 9 e 10 estão relacionados os valores de E_v , E_h , ν_{vh} , ν_{hh} , n , obtidos pela aplicação dos equacionamentos propostos no capítulo 3 item 3.2 aos resultados dos ensaios triaxiais executados em corpos de prova talhados dos bolos 1 e 2. Na Tabela 9, os resultados apresentados são relativos ao equacionamento para ensaios com medida de deformação radial; e na Tabela 10, relativos aos ensaios sem medida de deformação radial.

Os coeficientes de correlação obtidos das Regressões Lineares Múltiplas para os dois equacionamentos empregados (Tabelas 9 e 10) ficaram no intervalo:

$$0,94 < R < 0,99$$

TABELA 9 - Parâmetros Elásticos Lineares Anisotrópicos para ensaios com medida de deformação radial obtidos segundo a proposta de Stancati, (1990).

BOLO	E_v (kPa)	E_h (kPa)	ν_{vh}	ν_{hh}	n
1	8209	7403	0,14	0,21	0,90
2	6002	6258	0,27	0,26	1,03

TABELA 10 - Parâmetros Elásticos Lineares Anisotrópicos para ensaios sem medida de deformação radial obtidos segundo proposta de Souto & Silveira, (1970).

BOLO	E_v (kPa)	E_h (kPa)	ν_{vh}	ν_{hh}	n
1	6109	5731	0,52	0,69	0,93
2	6173	6062	0,48	0,53	0,98

Para a determinação dos parâmetros elásticos, quando da realização de ensaios com medida de deformação radial, foram utilizados apenas os coeficientes **b** das Regressões Lineares Múltiplas, equações 4 a 7 (capítulo 3). Os coeficientes **c** possuem significância estatística mínima quando comparados à importância dos coeficientes **b**, na previsão de valores dos parâmetros elásticos. Isto pode ser averiguado através de testes de hipótese e significância pela distribuição “t-Student”. No Anexo G estão expostos exemplos de análise de significância estatística para os coeficientes **b** e **c** na determinação dos parâmetros elásticos; os exemplos referem-se a resultados obtidos do emprego do modelo teórico em ensaios triaxiais com medida de deformação radial realizados em corpos de prova horizontais pertencentes ao bolo 2.

O Anexo H fornece os valores dos coeficientes **a**, **b** e **c** das Regressões Lineares Múltiplas obtidos em função das posições dos corpos de prova, segundo as referências do modelo teórico adotado, para as equações 4 a 7 do capítulo 3. Relacionam-se também os coeficientes de correlação linear (**R**) destas Regressões e o número de pontos (**N**) envolvidos no processo de cálculo.

Os valores determinados para o Grau de Anisotropia (n) nas análises realizadas (Tabelas 9 e 10) aproximam-se da unidade, dificultando a constatação de comportamento anisotrópico no material em estudo, ou seja, tanto o plano horizontal como o plano vertical ficaram sujeitos a níveis de tensões e deformações de mesma magnitude.

Pode-se atribuir o detrimento do comportamento anisotrópico à situação de alívio de tensões provocada pelo processo de descarregamento dos bolos adensados, gerando um estado de tensões isotrópico dentro da massa de solo, como citado no item 7.1 e esquematizado na Figura 7.9.

Uma analogia ao comportamento apresentado pela argila pré-adensada em análise, desde o processo de adensamento das lamas até o alívio de cargas e subsequente descarregamento (“amostragem”) dos bolos, isto é, retirada dos

mesmos do consolidômetro, poderia justificar os valores do Grau de Anisotropia (n) relacionados nas Tabelas 9 e 10.

Para esta analogia, considerou-se a trajetória de tensões, representada num diagrama p' - q (Figura 7.20), com as respectivas representatividades das fases de carregamento e descarregamento, no adensamento unidirecional das lamias.

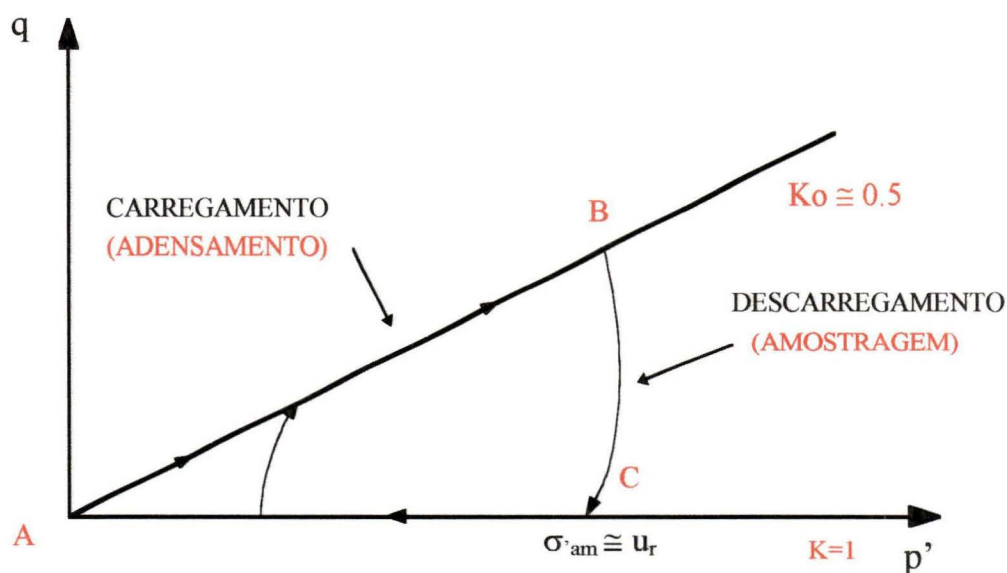


FIGURA 7.20 - Trajetória de Tensão durante Carregamento e Descarregamento dos bolos.

Durante o acréscimo das tensões verticais, ou seja, no adensamento unidirecional das lamias, a trajetória de tensões seria similar a trajetória AB da Figura 7.20, ficando a relação entre tensões horizontais e verticais (K_0), durante o adensamento, próximo do valor 0,5 obtido. Quando se inicia o processo de descarregamento com alívio das tensões verticais e subsequente retirada (“amostragem”) do bolo do consolidômetro, ocorre, portanto, um decréscimo de tensões, devido a tensão de sobrecarga (σ_v) ser removida. A trajetória de tensões, neste instante, seguiria aproximadamente a linha BC da

Figura 7.20 e a amostra (bolo) terminaria em algum ponto do eixo de tensões hidrostáticas ($\sigma_h = \sigma_v$) ou eixo $K=1$.

Em relação aos valores para os Coeficientes de Poisson (Tabelas 9 e 10), obtidos pelos dois equacionamentos propostos no capítulo 3, nota-se que apresentam diferenças significativas. Estas diferenças apontam para dois tipos de considerações. De um lado, a determinação indireta dos valores de Poisson pela estimativa dos coeficientes c das Regressões Lineares Múltiplas apresentadas nas equações (4) e (6) capítulo 3 por Souto & Silveira (1970). De outro lado, a estimativa direta destes valores utilizando-se as medidas de deformações radiais (ϵ_h), executadas durante a realização dos ensaios triaxiais, como sugerido por Stancati (1990), equações (5) e (7) do capítulo 3.

Independente disso, a verificação experimental pelo equacionamento sugerido por Stancati (1990) (Tabela 9) levou a valores diferentes de 0,5 para os Coeficientes de Poisson em condições não drenadas, não condizendo com este valor usual empregado em cálculos práticos para solos isotrópicos, saturados e deformados sem drenagem.

Na tentativa de justificar estes valores foi realizado uma análise mais ampla das considerações pertinentes ao trabalho desenvolvido por Bishop & Hight em 1977.

Bishop & Hight (1977), destacam a possibilidade de se incorrer em erros ao assumir Coeficiente de Poisson ($\nu=0,5$) em condições não drenadas; enfatizando que nestas circunstâncias estamos tratando com a interação de duas fases (sólida + fluída) possuindo distintas, mas finitas compressibilidades. Os autores sugerem, então, formas mais corretas para estimativas dos Coeficientes de Poisson em condições não drenadas, dadas pela expressão:

$$v_u = \frac{\left[3\nu + (1-2\nu) \left(1 - \frac{C_s}{C} \right) B \right]}{\left[3 - (1-2\nu) \left(1 - \frac{C_s}{C} \right) B \right]} \dots \dots \dots (9)$$

onde :

v_u - Coeficiente de Poisson não drenado;

ν - Coeficiente de Poisson efetivo;

C_s - compressibilidade das partículas do solo;

C - compressibilidade da estrutura do solo;

B - parâmetro de pressão neutra em condições não drenadas;

O parâmetro B pode ser expresso como:

$$B = \frac{1}{1 + \eta \left(\frac{C_w - C_s}{C - C_s} \right)} \dots \dots \dots (10)$$

sendo:

C_w - compressibilidade da água.

η - porosidade do solo.

Para ensaios triaxiais consolidados não drenados em solos de baixa compressibilidade, onde o valor de C aproxima-se do valor de C_s , ou seja, para valores de C até mesmo inferiores a valores de C_w , tendo B significativamente menor que a unidade ($B \cong 0$), neste caso a equação (9) simplifica-se, tal que:

$$v_u = \nu \dots \dots \dots (11)$$

Bishop & Hight (1977) demonstraram as hipóteses formuladas através do gráfico exposto na Figura 7.21, onde estão plotados valores de v_u vs. valores de compressibilidade (C), para vários valores de porosidade η . Os valores de v_u foram obtidos pela equação (9) para valores de Coeficiente de Poisson efetivo dentro do intervalo: $0,15 < v < 0,30$ (usualmente adotados na prática).

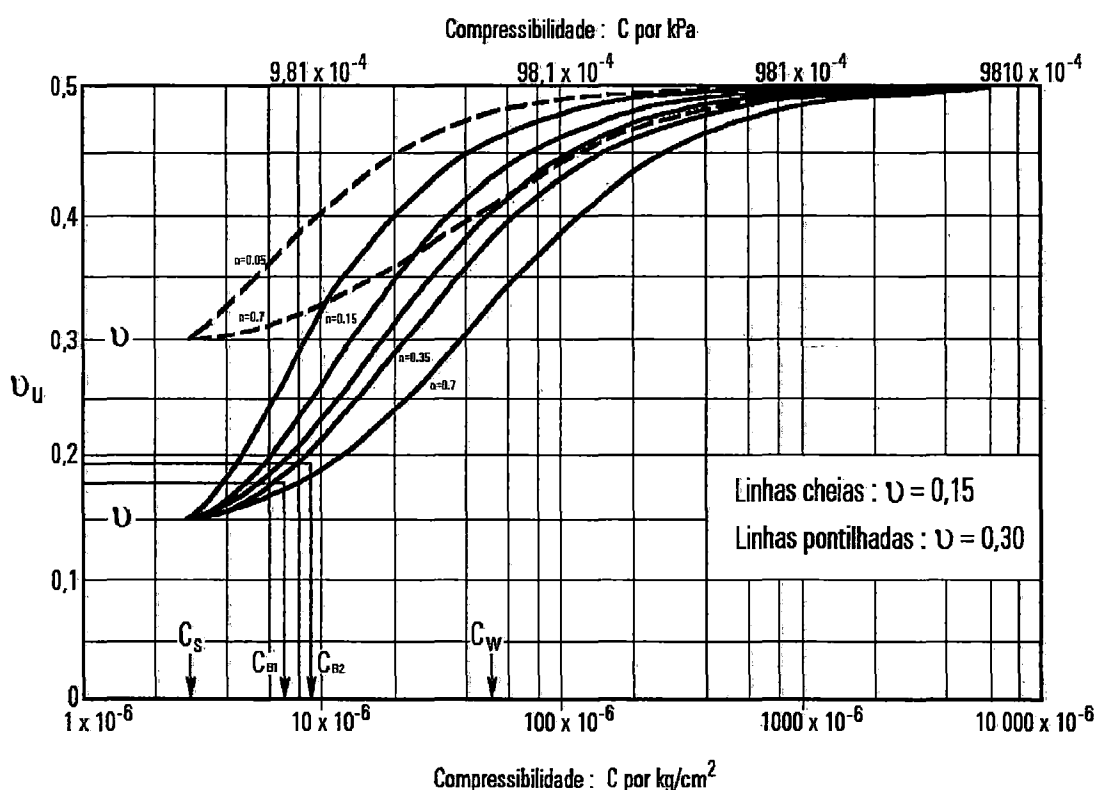


FIGURA 7.21 - Variação v_u com valor C para diversos valores η ,
($0,15 < v < 0,30$) (Fonte: BISHOP & HIGHT, 1977)

As curvas mostram o efeito significativo da baixa compressibilidade da fase fluida nos valores de v_u sobre uma larga escala de valores de compressibilidade C . Para valores de C maiores que $98,1 \cdot 10^4$ kPa, o valor de v_u é em geral maior que 0,43 e aproxima-se de 0,5 assintoticamente, para valores muito mais altos de C .



Entretanto, para valores de C menores que $9,81 \cdot 10^{-4}$ kPa, o valor de ν_u cai rapidamente até que para $C \cong C_s$ temos $\nu_u = \nu$. O Anexo I sumariza o desenvolvimento do equacionamento proposto por Bishop & Hight (1977).

No gráfico da Figura 7.22 estão plotados os valores de ν_u , obtidos pela equação (9) para as características de compressibilidade da argila em estudo (bolos 1 e 2), *versus* valores de Poisson efetivo, ν ($0,15 < \nu < 0,30$).

Os valores de C utilizados nos cálculos foram estimados pelas variações volumétricas ocorridas durante a fase de adensamento dos ensaios de compressão triaxial, para as tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. Para a estimativa dos valores da compressibilidade (C) da argila analisada as variações volumétricas registradas foram devidamente corrigidas, como exposto mais adiante.

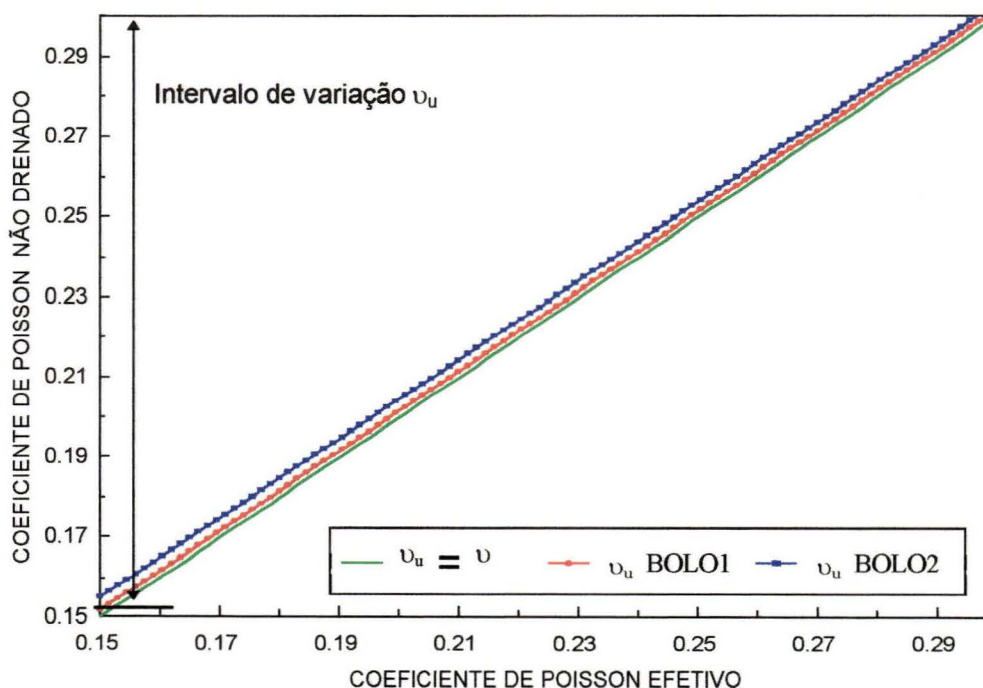


FIGURA 7.22 - Variação no valor do Coeficiente de Poisson para condições não drenadas (ν_u), com valores de Coeficientes de Poisson efetivo (ν), para o solo em estudo.

Observa-se pelo gráfico da Figura 7.22 que os valores de ν_u obtidos através da equação (9) estão próximos dos valores de ν adotados na prática, ou seja, ν_u tende a aproximar-se de ν mesmo em condições não drenadas. Os valores dos Coeficientes de Poisson obtidos pelo equacionamento proposto por Stancati (1990), contidos na Tabela 9, mostram-se coerentes com o intervalo de valores de ν_u obtidos pela equação (9), especificados no gráfico da Figura 7.22.

Presume-se que este comportamento característico de tão baixa compressibilidade ($C < C_w$ e $C \cong C_s$) seja consequência da existência de consideráveis pressões neutras negativas na amostra e do forte pré-adensamento da mesma, como relatado anteriormente, pois em primeira análise admitir tais condições poderia parecer controverso e incoerente.

Sob este aspecto, parece que os valores dos Coeficientes de Poisson determinados a partir do equacionamento sugerido por Stancati (1990) são mais significativos e representativos do comportamento da argila em estudo.

No que diz respeito aos Módulos de Elasticidade determinados pelo equacionamento teórico, equações 4 e 6 do capítulo 3 e fornecidos nas Tabelas 9 e 10, estes apresentaram valores apreciavelmente baixos, não condizendo com a usual ordem de grandeza dada a este parâmetro. Isto nos leva a crer que a precisão desses valores teria sido prejudicada, e que nas medidas das variáveis utilizadas para o equacionamento teórico, estariam embutidos erros difíceis de serem quantificados. Em geral, estes erros são relacionados às condições de contorno da amostra e características associadas aos tipos de equipamento e instrumentação utilizados nos ensaios triaxiais.

Tendo em vista o exposto, a realização de ensaio e análise adicionais tiveram como objetivo averiguar as causas e fatores que conduziram aos

resultados apresentados. A seguir são descritas possíveis condicionantes destes resultados.

Na fase de adensamento dos ensaios triaxiais o controle das medidas de variação de altura (h) e diâmetro (ϕ) dos corpos de prova, este último quando da não realização de medidas de deformação radial, ficou apreciavelmente comprometido.

A expansibilidade da câmara triaxial, que influi nas medidas de variações volumétricas e conseqüentemente no controle das deformações verticais durante a fase de adensamento dos ensaios triaxiais, deve ser conhecida e se possível controlada para as devidas correções.

O gráfico da Figura 7.23 ilustra a alta expansibilidade da câmara WF 11.000 utilizada nos ensaios de compressão triaxial e a baixa compressibilidade da argila analisada.

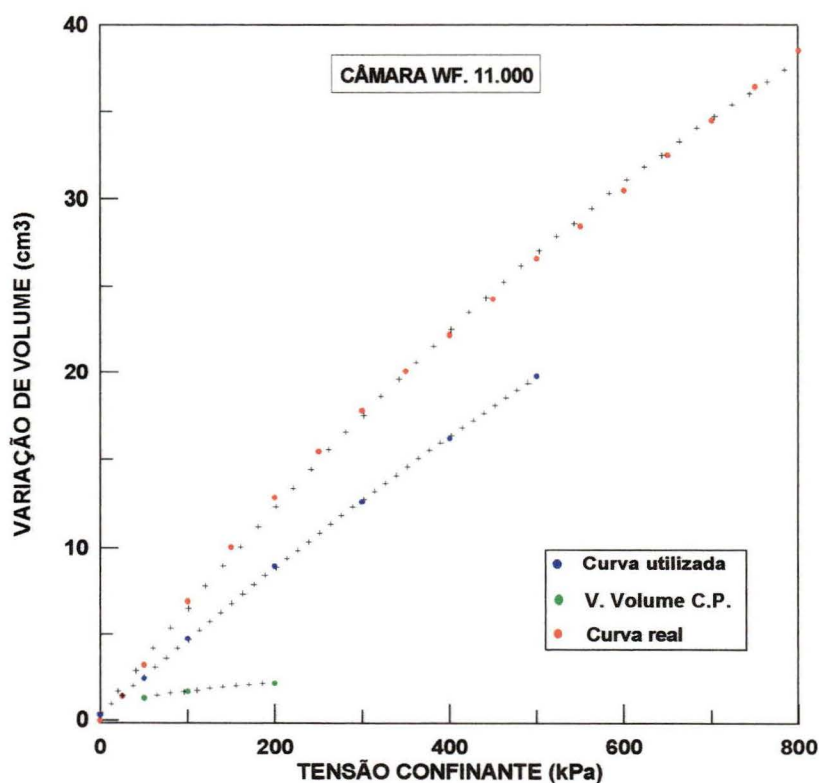


FIGURA 7.23 - Curvas de Variação de Volume da Câmara e do Corpo de Prova

Observa-se na Figura 7.23 que a curva de calibração real da câmara, isto é, realizada após o término dos ensaios de compressão triaxial, retratou uma expansibilidade maior que a curva utilizada nos cálculos, e conseqüentemente uma maior discrepância em relação às variações volumétricas sofridas pelos corpos de prova.

Portanto, como já mencionado, houve um controle inadequado das variações de altura (h) dos corpos de prova, na fase de adensamento nos ensaios triaxiais, realizado através das variações registradas pelo medidor de variação volumétrica e da utilização da curva de menor expansibilidade da câmara triaxial.

Cabe ainda frisar que não foram realizadas correções nos resultados, devido ao efeito da membrana e papel filtro, como proposto, por exemplo, por Bishop & Henkel (1962) e Duncan & Seed (1967). Segundo estes últimos autores, a não introdução destas correções em ensaios triaxiais pode levar a erros nos resultados da ordem de 10%; sua importância relativa no entanto tenderia a diminuir com o aumento das pressões de adensamento.

Além disso, os efeitos da correção do papel filtro, que parecem mais importantes que os da membrana em ensaios triaxiais, investigados por exemplo por Olson & Kiefer (1963), requerem a realização de uma série preliminar de ensaios, em vista das dificuldades de aplicações de correções adequadas.

Em contrapartida, Ortigão (1979) analisando resultados de campo via ensaios de laboratório, constatou que os erros envolvidos são em geral maiores que 10%, o que, de certa forma, invalidaria um excesso de zelo nas correções.

No que se refere a realização de medidas de deslocamento axial através de instrumentação externa à câmara triaxial, pode-se mencionar erros decorrentes não só a problemas associados às condições de contorno do ensaio e influências de atrito no topo e base da amostra, mas também a erros oriundos

da deformação do sistema de forças axiais. De Campos (1988) relata que estes erros podem atingir até 200 % dependendo do tipo de solo e das características do ensaio, em particular para baixos níveis de deformação axial, $\epsilon_a < 2\%$.

Outro erro frequente que se manifesta, principalmente na fase de cisalhamento, é a medição externa de forças axiais devido ao atrito entre o pistão e o topo da câmara triaxial, principalmente em ensaios envolvendo amostras de pequena dimensão, além das dificuldades de se garantir um alinhamento vertical do eixo de transmissão de esforços. Portanto, o uso de células de carga internas à câmara triaxial é altamente recomendável, independente do tipo de ensaio a ser realizado.

Segundo De Campos (1988), quando o interesse é a determinação das características tensão vs. deformação do solo, em particular quando este apresenta um comportamento inicial rígido, medidas internas à câmara triaxial são imprescindíveis.

Considerando-se ainda as variações dos Módulos de Elasticidade tangentes à origem, em função dos ensaios de compressão triaxial realizados, elaborou-se uma ampliação da escala dos trechos iniciais das curvas tensão vs. deformação.

Os trechos iniciais, admitidos como elásticos, das curvas tensão vs. deformação, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs. ϵ_a , estão apresentados nos gráficos da Figura 7.24 (a) e (b) para os ensaios: B1H1R, B1H2, B1H3 e B2V7R, B2V8, B2V9R, respectivamente.

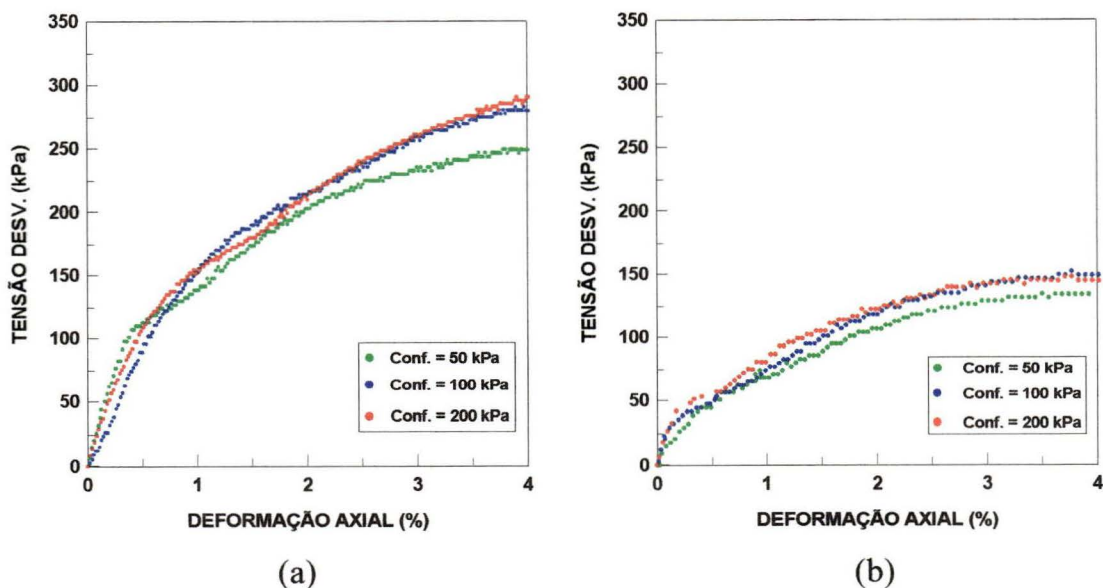


FIGURA 7.24 - Trecho Inicial das Curvas $(\sigma_1-\sigma_3)$ vs. ϵ_a (a) ensaios: B1H1R, B1H2, B1H3 (bolo 1). (b) ensaios: B2V7R, B2V8, B2V9R (bolo 2).

Observa-se que as curvas tiveram desenvolvimento praticamente em sobreposição, entretanto é visualmente inadequado atribuir um Módulo de Elasticidade tangente inicial, principalmente às curvas pertencentes ao bolo 2, sendo mais sensato, admitir Módulos de Elasticidade variáveis com incrementos de deformação.

Com o objetivo de melhor compreender o comportamento do material frente as condições impostas durante a realização dos ensaios de compressão triaxial e de levantar argumentos que justificassem os valores dos Módulos de Elasticidade obtidos, foi realizado um ensaio adicional tipo CIU-SAT para tensões confinantes de 200, 500 e 700 kPa. Procedeu-se este ensaio em uma câmara triaxial de dimensões reduzidas e expansibilidade inferior à utilizada nos demais ensaios triaxiais. O corpo de prova utilizado possuía maiores dimensões em relação aos corpos de prova empregados nos demais ensaios,

isto é, diâmetro (ϕ) igual a 5,0 cm e altura (h) de 12,5 cm, sendo talhado do bolo 2 e posição de eixo horizontal, identificado como: B2H*.

O gráfico da Figura 7.25 mostra as curvas tensão vs. deformação (σ_1 - σ_3) vs ϵ_a para os três estágios de confinamento utilizado.

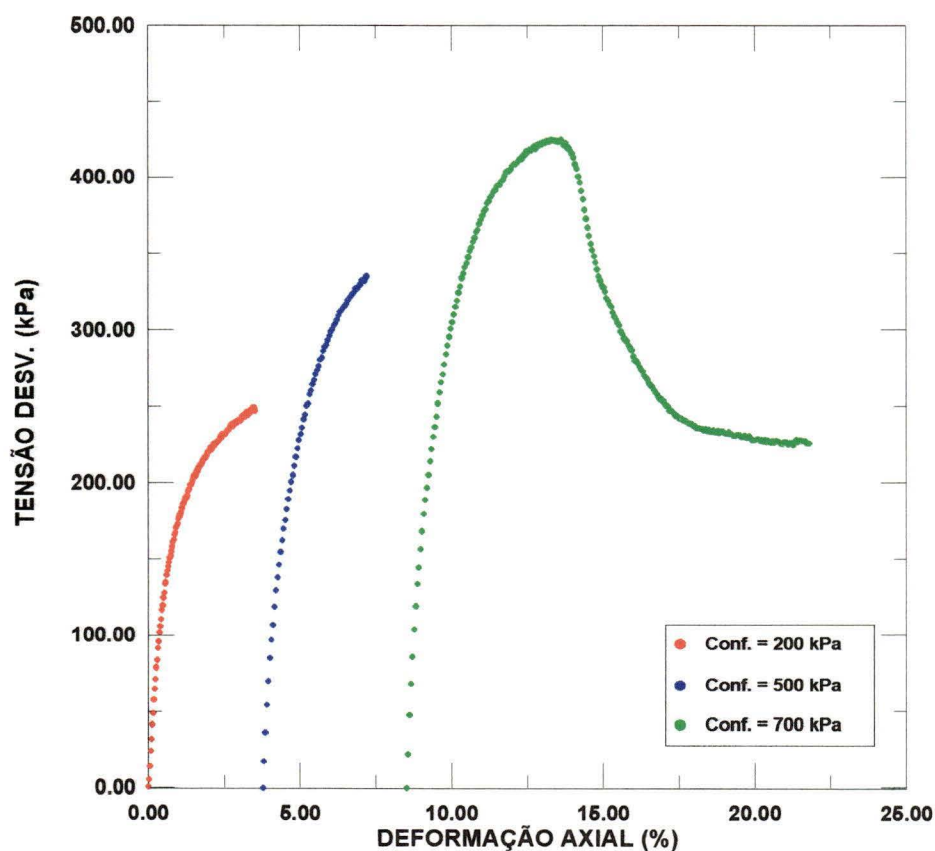


FIGURA 7.25 - Ensaio Múltiplos Estágios tipo CIU-SAT, ensaio: B2H*.

No gráfico da Figura 7.26 estão plotados curvas pressão neutra vs. deformação axial (u vs. ϵ_a) referindo-se ao ensaio de múltiplos estágios tipo CIU-SAT, exposto na Figura 7.25.

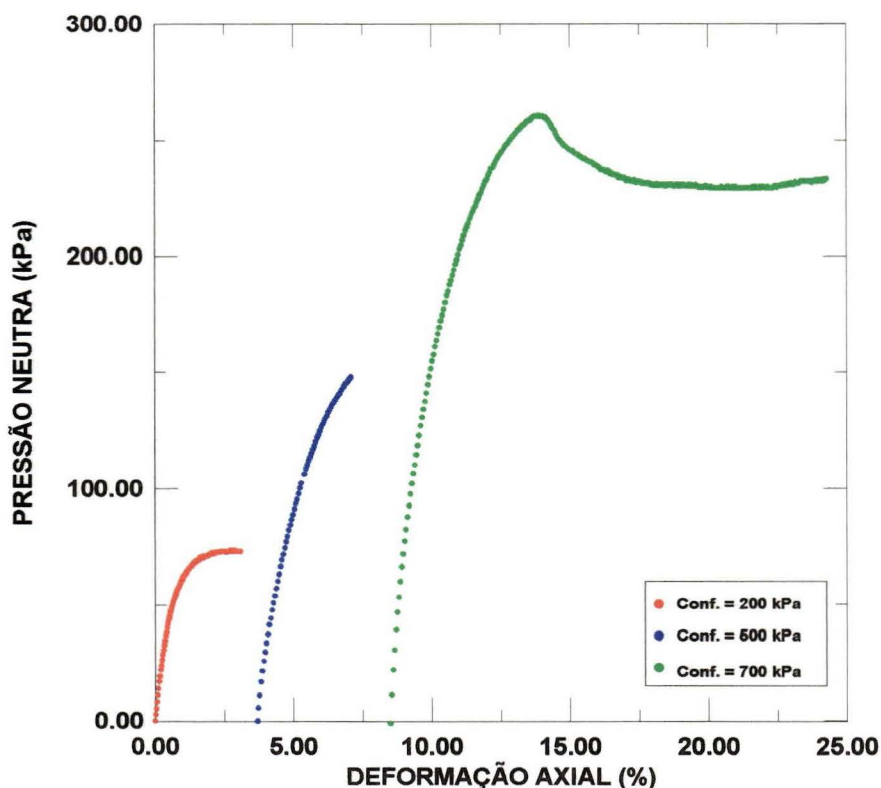


FIGURA 7.26 - Desenvolvimento de Pressões Neutras-Ensaio Múltiplos Estágios tipo CIU-SAT, ensaio: B2H*.

Observa-se nas curvas (u vs. ϵ_a) do gráfico da Figura 7.26 um considerável desenvolvimento da pressão neutra durante a fase de cisalhamento do corpo de prova. O alívio das pressões neutras negativas pela aplicação da contra-pressão na amostra impediu problemas na definição desta variável, o que não ocorreu nos demais ensaios triaxiais realizados.

Ao se realizar a análise do trecho inicial de cada curva tensão vs. deformação ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs. ϵ_a , admitido como elástico segundo as considerações de Atkinson (1973), os valores encontrados para o Módulo de Elasticidade foram superiores aos valores anteriormente obtidos.

Enquanto os valores anteriormente determinados para os Módulos de Elasticidade ficaram em torno de 8000 kPa, os obtidos a partir da análise deste último ensaio resultaram em valores da ordem de 19000 kPa (Anexo H).

Isto deve-se ao fato do procedimento utilizado neste ensaio ter provavelmente diminuído as discrepâncias nas variações volumétricas (redução da câmara e aumento das dimensões do corpo de prova), além do alívio das pressões neutras negativas pela aplicação da contra-pressão no topo e base do corpo de prova.

Nota-se, então, que minimizar erros inseridos nas medidas obtidas, quando da realização dos ensaios de compressão triaxial, favorece a obtenção de valores mais coerentes para os Módulos de Elasticidade, isto é, valores que numericamente tendem a aproximar-se da ordem de grandeza dada a esse parâmetro, em circunstâncias similares a da argila pré-adensada em análise.

CAPÍTULO 8

COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

8.1 - Introdução

Neste capítulo estão apresentados e ordenados os resultados mais representativos do estudo desenvolvido, para a compreensão do comportamento tensão vs. deformação e o conhecimento dos valores dos parâmetros elásticos (E, ν) de um solo argiloso no estado pré-adensado.

De acordo com as justificativas levantadas no capítulo 7, sugere-se também neste capítulo recomendações para pesquisas futuras.

8.2 - Conclusões

- A comprovação experimental da existência de um estado hidrostático de tensões nos bolos adensados, após descarregamento, parece ser um argumento desfavorável à utilização de processos de adensamento unidirecional com posterior alívio de cargas, para indução de características mecânicas anisotrópicas aos solos argilosos.

- A anisotropia de deformação é função do tipo de carregamento imposto, ou seja, relativa principalmente à diferença entre tensões efetivas verticais e horizontais. O ideal, neste caso, seria estudá-la em ensaios triaxiais adensados não drenados (CU), em corpos de prova readensados sob condições pré-estabelecidas de K_0 . Este readensamento deve ser feito pela aplicação lenta e gradual de incrementos drenados de $\Delta\sigma'_h$ e $\Delta\sigma'_v$, de forma que a trajetória de tensões efetivas siga rigorosamente a linha K_0 , garantindo-se deformações radiais nulas na amostra, ou pela aplicação de pequenos incrementos não drenados de pressão vertical ou horizontal seguidos de consolidação. Pode-se aplicar, por exemplo, um acréscimo $\Delta\sigma'_h$ não drenado seguido de consolidação e, em seguida, aplicar $\Delta\sigma'_v$ ou aplicá-los simultaneamente.

- A verificação experimental pelo emprego do medidor de deformação radial mostrou que ao se admitir Coeficiente de Poisson igual a 0,5 para condições de ensaios não drenados, pode-se estar incidindo em erros, particularmente em solos pré-adensados e de baixa compressibilidade, ficando, portanto, a estimativa deste coeficiente vinculada ao histórico de tensões do solo analisado. Por exemplo: para uma argila sedimentar, pré-adensada e de baixa compressibilidade, parece ser coerente esperar um valor para o Coeficiente de Poisson (ν) em condições não drenadas diferente do valor teórico de 0,5.

- A realização de medidas de deformação radial nos ensaios de compressão triaxial em associação a medidas internas, mais representativas das deformações e tensões na amostra, poderiam pelo equacionamento sugerido por Stancati (1990), reproduzir melhor as características de deformabilidade da argila analisada.

- A confirmação do trecho elástico-linear em estágios de descarregamento seria sem dúvida mais seguro para a aplicação dos equacionamentos propostos.

- Em vista do nível de tensões e deformações atingidas, para ensaios com e sem medida de deformação radial, pode-se concluir que a instrumentação empregada para a realização desta medida não interferiu na resposta dos corpos de prova às solicitações do ensaio.

- Cabe ressaltar as limitações da análise, particularmente no que diz respeito a consideração quantitativa da influência das pressões neutras negativas nos valores encontrados para os parâmetros elásticos, principalmente na magnitude das deformações radiais.

- Para se ter melhor amplitude das conclusões, seria interessante o acompanhamento das mudanças estruturais da argila microscopicamente.

- Como aprimoramento da pesquisa, uma instrumentação mais adequada e ajustada a novas técnicas de ensaio favoreceria o aperfeiçoamento da parte experimental.

- Finalmente, estudar e descobrir as intrincadas propriedades das argilas pré-adensadas, assim como valores para os parâmetros elásticos (E e ν) deve continuar sendo objeto de constante interesse do meio geotécnico.

ANEXO A

DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE ADENSAMENTO (c_v) E PERMEABILIDADE (k)

Foram feitos cálculos dos coeficientes de adensamento (c_v) e de permeabilidade (k) da argila em estudo pelos métodos $\log t$ e \sqrt{t} .

Os valores foram calculados pelas expressões:

1 - Método de Casagrande ($\log t$).

$$c_v = (T_{v50} \times H_d^2) / t_{50} = (0,197 \times H_d^2) / t_{50}$$

2 - Método de Taylor (\sqrt{t}).

$$c_v = (T_{v90} \times H_d^2) / t_{90} = (0,848 \times H_d^2) / t_{90}$$

sendo:

$$k = (c_v a_v w) / (1 + e_m), \text{ para ambos os métodos}$$

onde:

c_v = coeficiente de adensamento com drenagem e compressão vertical (cm^2/seg)

k = coeficiente de permeabilidade (cm/seg)

T_{v50} = fator tempo correspondente a 50% de adensamento com drenagem apenas na direção vertical

T_{v90} = fator tempo correspondente a 90% de adensamento com drenagem apenas na direção vertical

t_{50} = tempo para ocorrer 50% do adensamento (min)

t_{90} = tempo para ocorrer 90% do adensamento (min)

$a_v = de/d\sigma' =$ coeficiente de compressibilidade (cm^2/kg)

$\gamma_w =$ peso específico da água (g/cm^3)

$e_m =$ índice de vazios médio

A velocidade com a qual o volume varia ou o adensamento ocorre, em um solo, é diretamente relacionada à facilidade da água escoar (drenar) através do solo. Quando o mesmo é pouco permeável ou praticamente impermeável, como é o caso da argila em estudo, e/ou possui uma grande espessura em relação à velocidade de carregamento, pouca drenagem ocorrerá e a variação de volume será bastante lenta.

Desta forma, para o valor médio de c_v obtido de ensaios oedométricos para corpos de prova verticais e horizontais (bolos 1 e 2) igual a $7,3 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, e o valor médio de m_v igual a $1,63 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{g}$, obteve-se um valor para k igual a $1,19 \cdot 10^{-8} \text{ cm}/\text{s}$. O que caracteriza esta argila como um material de permeabilidade muito baixa.

ANEXO B

ESTIMATIVA DA VELOCIDADE DE CISALHAMENTO

Segundo a formulação de Bishop & Henkel (1962), temos duas condições distintas de drenagem em ensaios consolidados não drenados (CIU), que são:

DRENAGEM	η'	λ (*)
Topo ou base	0,75	$r^2/4$
Topo e base	3,0	r^2

(*) onde: $r = L/D$

Fonte:(Head,1984)

L = altura do corpo de prova

D = diâmetro do corpo de prova

η' , λ = fatores que dependem das condições de drenagem

Portanto, para drenagem realizada pelo topo ou base, circunstâncias em que foram adensados os corpos de prova e sabendo que:

$$v = (\varepsilon_f . L) / (100 t_f) \dots \dots \dots (I)$$

$$t_f = (0,4L^2) / c_v \dots \dots \dots (II)$$

$$c_v = (\pi D^2) / (\lambda t_{100}) \dots \dots \dots (III)$$

onde:

v = velocidade estimada para a realização do ensaio

t_f = tempo até a ruptura

ε_f = deformação para ruptura

c_v = coeficiente de adensamento

para $t_{100} = 2333,33$ s

$D = 35,0$ mm

$$L = 87,5 \text{ mm}$$

De (II) e (III) temos: $c_v = 1,31 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $t_f = 2337,75 \text{ s}$.

adotando $\varepsilon_f = 20\%$ na equação (I), obtemos um valor de v igual a $0,45 \text{ mm/min}$.

ANEXO C

MÉTODO DO PAPEL FILTRO

O método do papel filtro basea-se no princípio de que um solo, com alguma umidade, quando é posto em contato com um material poroso (papel filtro) que possui capacidade de absorver água, com umidade menor, a mesma irá passar do solo para o papel filtro até que o sistema entre em equilíbrio.

Foi utilizada a equação para o papel Whatman nº 42 de acordo com Chandler et al.¹ apud Marinho (1994), ou seja, para a umidade do papel filtro $\leq 47\%$, tem-se:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622w)}$$

Após moldados os corpos de prova, foram feitos arranjos como de sanduíche, 3 papéis filtro - amostra - papel filtro, envolvidos por uma película protetora (filme transparente de PVC) e colocados em recipientes fechados, na câmara úmida, por um período de 30 dias, para que o sistema solo - papel filtro entrasse em equilíbrio.

Satisfeito o tempo para o equilíbrio, foram pesados solo e papel filtro, e posteriormente secos em estufa. Para pesagem do papel filtro, foi usada uma balança de precisão de milésimo de grama.

A Tabela a seguir expõe os valores de peso e umidade para os papéis filtros de um corpo de prova ensaiado: Peso inicial (P_i), Peso após câmara úmida (P_c úmida), Peso Seco (P_s), umidade dos papéis filtros (w_f) e o valor da sucção estimada.

¹Chandler et al. (1991) "A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings" - Proc. of the Institute of Civil Engineering, 92 - no.2 - pp. 82-89.

Papel filtro n°	Pi papel filtro (g)	Pc.úmida(após30dias)(g)	Pseco(g)	w _f (%)	Sucção (kPa)
1	0.320	0.269	0.183	46.99	191.72
2	0.302	0.263	0.181	45.30	202.23
3	0.256	0.262	0.178	47.19	190.48
4	0.325	0.273	0.188	45.21	202.79

ANEXO D

ÍNDICES FÍSICOS DOS C.P. ENSAIOS TRIAXIAIS (CIU)

CORPO DE PROVA	e_i	w_i (%)	ρ_i (g/cm ³)	w_i (%)
B1V1	1,001	42,5	1,838	43,3
B1V2	1,020	41,3	1,812	41,7
B1V3	1,065	42,7	1,782	44,4
B1V4	1,035	42,8	1,810	43,4
B1V5	1,004	41,8	1,825	42,1
B1V6	1,060	42,0	1,781	43,4
B1V1R	1,071	43,1	1,782	42,4
B1V2R	1,046	42,1	1,792	42,4
B1V3R	1,036	42,0	1,799	42,6
B1V4R	1,064	42,7	1,815	44,1
B1V5R	1,031	42,7	1,810	43,3
B1V6R	1,000	42,9	1,846	42,6

(GRAU DE SATURAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA: $S_r = 100\%$)

ANEXO D

ÍNDICES FÍSICOS DOS C.P. ENSAIOS TRIAXIAIS (CIU)

CORPO DE PROVA	e_i	w_i (%)	ρ_i (g/cm ³)	w_f (%)
B1H1	1,037	43,3	1,814	43,3
B1H2	1,022	41,5	1,806	41,7
B1H3	1,043	41,7	1,789	44,4
B1H4	1,016	41,8	1,818	43,4
B1H5	1,077	42,9	1,774	42,1
B1H6	1,049	41,7	1,783	41,5
B1H1R	1,043	41,9	1,793	44,6
B1H2R	0,991	41,7	1,805	43,0
B1H3R	1,043	41,6	1,835	41,8
B1H4R	1,001	41,7	1,827	44,1
B1H5R	1,025	43,6	1,829	41,3
B1H6R	1,092	44,5	1,782	40,2

(GRAU DE SATURAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA: $S_r = 100\%$)

ANEXO D

ÍNDICES FÍSICOS DOS C.P. ENSAIOS TRIAXIAIS (CIU)

CORPO DE PROVA	e_i	w_i (%)	ρ_i (g/cm ³)	w_f (%)
B2V7	1,113	45,1	1,772	42,6
B2V8	1,077	44,3	1,793	42,9
B2V9	1,014	45,1	1,858	43,3
B2V7R	1,056	44,6	1,815	44,7
B2V8R	1,076	43,7	1,785	44,7
B2V9R	1,040	42,9	1,807	41,7
B2H7	1,101	44,1	1,768	41,8
B2H8	1,068	42,7	1,780	42,3
B2H9	1,016	42,8	1,828	45,5
B2H7R	1,084	44,1	1,784	42,8
B2H8R	1,023	44,3	1,841	41,3
B2H9R	1,057	42,0	1,780	41,3

(GRAU DE SATURAÇÃO DE TODOS OS CORPOS DE PROVA: $S_r = 100\%$)

ANEXO D

VARIÁVEIS MEDIDAS NA FASE DE CISALHAMENTO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (CIU)

CORPO DE PROVA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ (kPa)	ε_a (%)	ε_h (%)	$u_{\text{máx}}$ (kPa)
B1V1	50	204,10	4,32	–	5,20
B1V2	100	233,13	4,01	–	4,00
B1V3	200	288,23	4,02	–	1,20
B1V4	50	262,82	3,72	–	4,40
B1V5	100	307,63	4,00	–	6,80
B1V6	200	255,39	5,51	–	4,40
B1V1R	50	185,76	4,02	1,25	4,40
B1V2R	100	234,11	3,72	1,40	5,20
B1V3R	200	297,05	4,01	1,50	10,00
B1V4R	50	235,49	4,90	1,84	4,90
B1V5R	100	260,74	5,90	2,21	4,40
B1V6R	200	267,01	4,61	1,72	7,20

ANEXO D

VARIÁVEIS MEDIDAS NA FASE DE CISALHAMENTO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (CIU)

CORPO DE PROVA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ (kPa)	ε_a (%)	ε_h (%)	$u_{\text{máx}}$ (%)
B1H1	50	208,81	5,91	–	4,80
B1H2	100	281,89	4,92	–	4,80
B1H3	200	299,90	4,91	–	4,00
B1H4	50	160,89	3,40	–	1,20
B1H5	100	235,43	8,41	–	8,00
B1H6	200	235,35	8,02	–	7,20
B1H1R	50	260,11	5,90	2,22	5,20
B1H2R	100	293,18	7,32	2,75	1,20
B1H3R	200	291,12	8,00	2,97	5,40
B1H4R	50	162,11	4,91	1,84	4,00
B1H5R	100	263,29	6,60	2,53	4,80
B1H6R	200	324,39	6,62	2,51	8,80

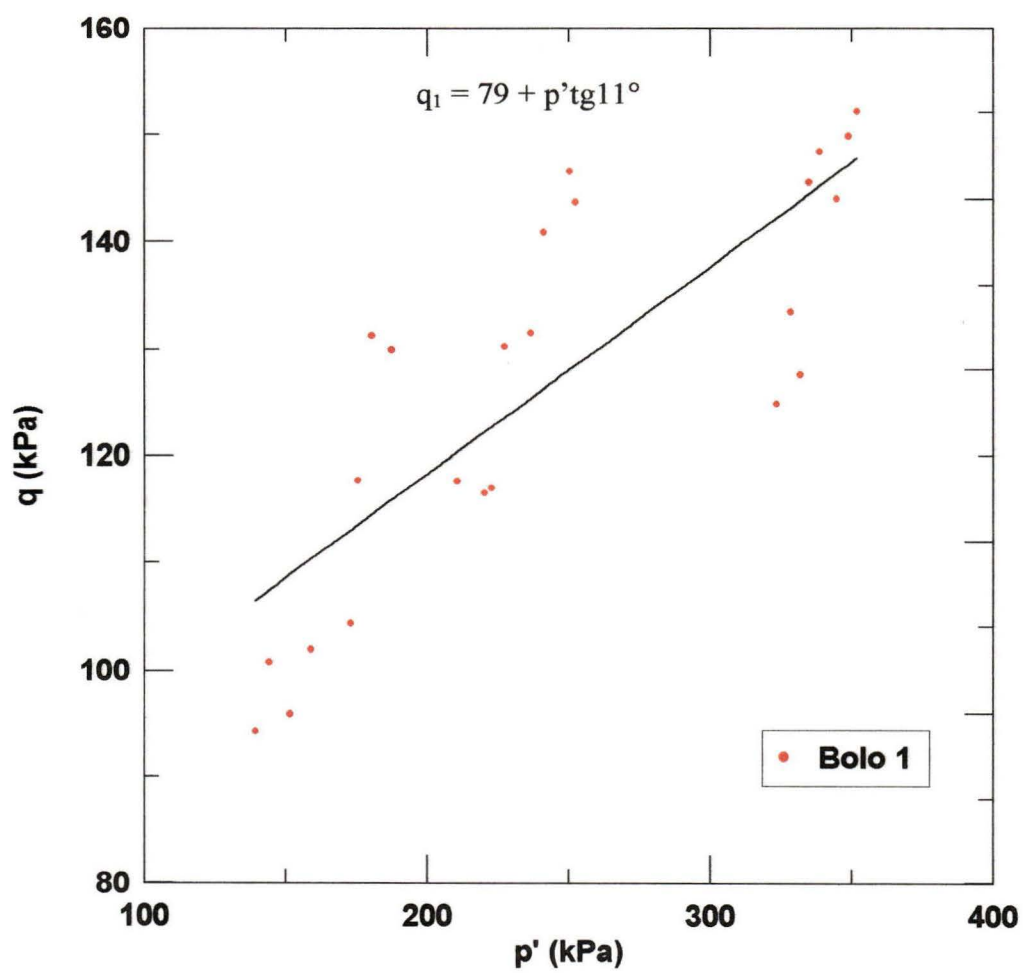
ANEXO D

VARIÁVEIS MEDIDAS NA FASE DE CISALHAMENTO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (CIU)

CORPO DE PROVA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ (kPa)	ε_a (%)	ε_h (%)	$u_{\text{máx}}$ (kPa)
B2V7	50	106,57	4,62	–	4,00
B2V8	100	158,07	4,08	–	5,59
B2V9	200	196,86	4,91	–	9,19
B2V7R	50	141,67	4,31	1,62	2,79
B2V8R	100	154,19	4,62	1,74	10,00
B2V9R	200	150,78	3,69	1,83	8,40
B2H7	50	152,03	4,91	–	4,00
B2H8	100	190,51	5,21	–	8,80
B2H9	200	208,64	7,32	–	10,00
B2H7R	50	181,25	5,30	1,96	4,00
B2H8R	100	141,31	4,00	1,50	1,60
B2H9R	200	190,0	5,90	2,20	10,00

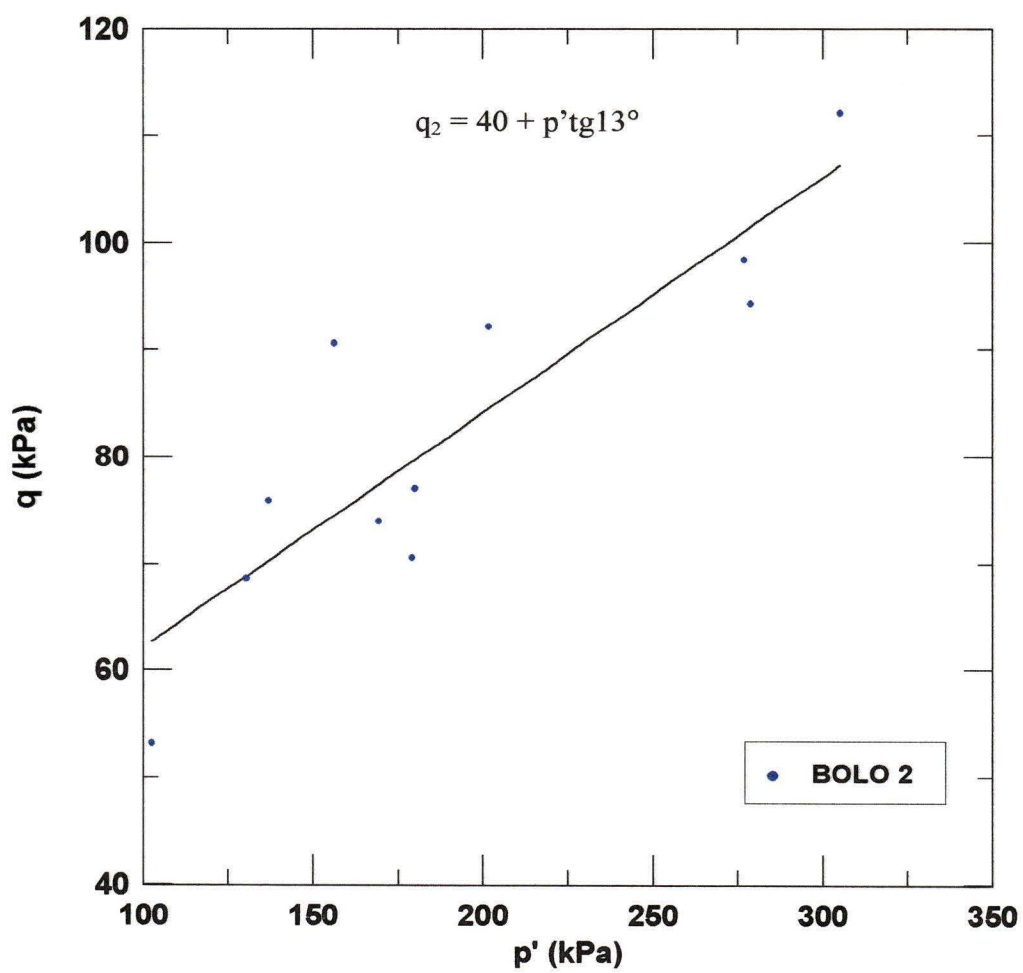
ANEXO D

Envoltória da média dos resultados obtidos na compressão triaxial para
bolo 1



ANEXO D

Envoltória da média dos resultados obtidos na compressão triaxial para
bolo 2



ANEXO E

ELASTICIDADE E PLASTICIDADE EM SOLOS

Atkinson (1973) apresentando uma análise teórica sobre a distinção entre os comportamentos elástico e plástico em solos, partiu do princípio que na prática usual, em geral, ocorrem somente trajetórias de carregamento que crescem ou decrescem monotonicamente. Assim, o comportamento elástico do solo seria reconhecido, sem necessidade da reversibilidade ou linearidade do comportamento tensão-deformação.

E ainda, a energia suprida para um material elástico durante um ciclo de carregamento concluído é zero.

Tomando como base estes conceitos, sugere que equações constitutivas para materiais elásticos e plásticos, podem ser escritas da seguinte forma:

$$d\varepsilon_{ij} = F (d\sigma'_{kl}) \dots \dots \dots (1) \text{ (Materiais Elásticos)}$$

$$d\varepsilon_{ij} = G (d\sigma'_{kl}) \dots \dots \dots (2) \text{ (Materiais Plásticos)}$$

onde: i, j e $k, l = 1, 2, 3 \dots$

Na equação (1), a função F convenientemente toma a forma de um sistema de parâmetros, constantes ou não, cujo número dependerá do grau de anisotropia do material. Já a função G na equação (2) refere-se à função de escoamento do material.

Comenta que equações (1) e (2) podem ser adaptadas como definições para Elasticidade e Plasticidade respectivamente, portanto, sendo esclarecedoras para examinar a espécie de comportamento que cada ensaio de compressão triaxial drenado ou não implica.

Continuando, cita que os dados dos ensaios de compressão triaxial podem ser examinados nos desvios das trajetórias de deformação em ensaios drenados e em termos de desvios das trajetórias de tensão em ensaios não drenados. Estes podem ser definidos por dois parâmetros, que são:

$$D = 1 - d\varepsilon_v/d\varepsilon_a \dots \dots \dots (3) \text{ (ensaios drenados)}$$

$$M = d\sigma'_a/d\sigma'_h \dots \dots \dots (4) \text{ (ensaios não drenados)}$$

onde a e h referem-se aos eixos axial e radial da amostra cilíndrica e ε_v , a deformações volumétricas.

O símbolo D (Rowe, 1962) descreve a declividade da curva ε_v vs. ε_a e M (Henkel, 1971), a declividade da trajetória de tensões efetivas em um plano σ'_a vs. σ'_h . Ambos podem ser obtidos perfeitamente de ensaios de compressão triaxial.

Voltando à função F, para materiais elásticos ideais, se esta é escrita como um sistema formado pelo Módulo de Elasticidade (E_{ij}) e Coeficiente de Poisson (ν_{ij}), então pode ser mostrado por manipulação da equação (1) que:

$$D_e = F_1(\nu_{ij}, n_{ij}, d\sigma'_h/d\sigma'_a) \dots \dots \dots (5)$$

$$M_e = F_2(\nu_{ij}, n_{ij}) \dots \dots \dots (6)$$

onde o subscrito e refere-se ao comportamento elástico do solo, e $n_{ij} = E_{ii}/E_{jj}$.

Assumindo, agora, que ambos ν_{ij} e n_{ij} são constantes para um estado particular de tensões, desta forma, em um ensaio de compressão triaxial drenado $d\sigma'_h = 0$, as equações (5) e (6) ficam:

$$D_e = \text{constante} \dots \dots \dots (7)$$

$$M_e = \text{constante} \dots \dots \dots (8)$$

O que significa que as trajetórias de deformação e tensão são lineares em ensaios de compressão triaxial em solos elásticos.

O autor aplica argumento similar para materiais plásticos. Agora, a função G na equação (2) contém apenas σ'_{kl} e conseqüentemente D_p , onde o subscrito p refere-se ao comportamento plástico, podendo ser escrita na forma:

$$D_p = G_1 (\sigma'_a, \sigma'_h) \dots \dots \dots (9)$$

onde G_1 refere-se a função de escoamento do solo.

Assume-se que a forma da função G_1 é não linear, mas continua inalterada sobre a trajetória de tensões, devido σ'_h ser uma constante em um ensaio de compressão triaxial drenado enquanto σ'_a é aumentada. É evidente que D_p pode não ser uma constante e, conseqüentemente, a trajetória de deformação para um material plástico deve ser não linear.

Já em um ensaio de compressão triaxial não drenado não há deformação volumétrica, tem-se: $D_p = 1$. Sendo $G_1 (\sigma'_a, \sigma'_h)$ uma função contínua, derivando-se, fica:

$$\begin{aligned} (\partial G_1 / \partial \sigma'_a) d\sigma'_a + (\partial G_1 / \partial \sigma'_h) d\sigma'_h &= 0 \\ M_p = G_2 (\sigma'_a, \sigma'_h) \dots \dots \dots (10) \end{aligned}$$

onde G_2 refere-se a uma nova função de escoamento do solo.

Em geral, σ'_a e σ'_h não são constantes em um ensaio não drenado, e M_p sendo variável a trajetória de tensões efetivas não drenada será não linear para um solo plástico ideal.

As equações (9) e (10) demonstram que ensaios triaxiais em solos que são deformáveis plasticamente a trajetória de deformação drenada e a trajetória de tensão não drenada em geral serão não lineares

Resumindo, o autor relata que para um solo que primeiro se deforma elasticamente, em seguida plasticamente e então rompe de acordo com o critério de Mohr Coulomb, as declividades das trajetórias de tensão e deformação podem ser prognosticadas por ensaios de compressão triaxial não drenado. As trajetórias são mostradas nas Figuras E1 e E2, onde os trechos A-B, B-C e C-D representam estágios de deformação elástica, plástica e ruptura respectivamente.

Concluindo, destaca que em ensaios de compressão triaxial em argilas pré-adensadas a trajetória de deformação drenada segue fielmente trajetórias como as da Figura E1, e as trajetórias de tensões não drenadas tem uma forma similar a da Figura E2.

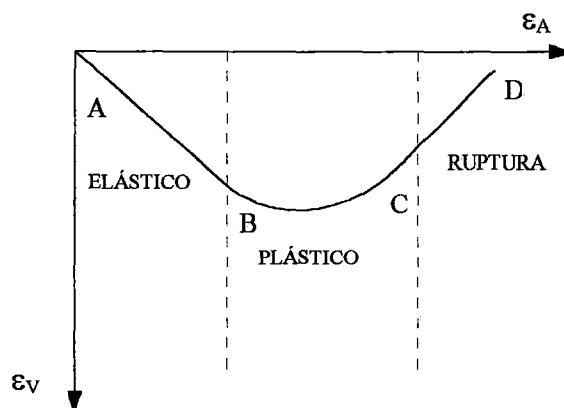


FIGURA E1 - Trajetória de Deformação em Compressão Triaxial Drenada
(Fonte: Atkinson, 1973).

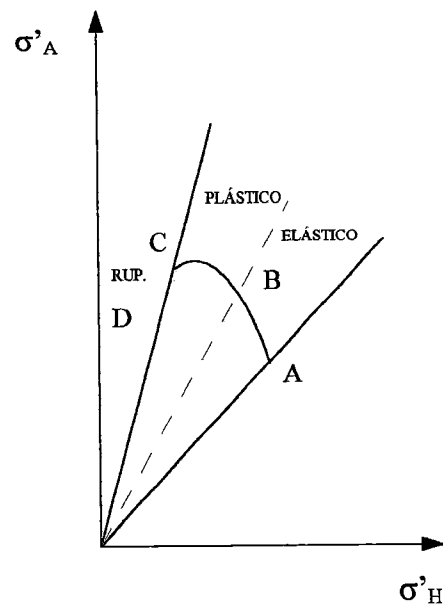


FIGURA E2 - Trajetórias de Tensão em Compressão Triaxial não Drenada
(Fonte: Atkinson, 1973).

ANEXO F

VALORES DE DIFERENÇA DE TENSÕES ($\sigma_1 - \sigma_3$), DEFORMAÇÕES AXIAIS (ϵ_a) E RADIAIS (ϵ_h) MÁXIMOS ATINGIDOS NO “TRECHO ELÁSTICO”

CORPO DE PROVA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	ϵ_a (%)	ϵ_h (%)
B1V1	50	127,43	1,57	–
B1V2	100	156,53	1,49	–
B1V3	200	150,12	1,19	–
B1V4	50	115,42	0,93	–
B1V5	100	201,58	1,69	–
B1V6	200	128,99	1,39	–
B1V1R	50	123,23	1,42	0,31
B1V2R	100	185,0	1,80	0,47
B1V3R	200	208,54	1,85	0,49
B1V4R	50	193,71	2,41	0,65
B1V5R	100	168,24	1,75	0,45
B1V6R	200	207,15	1,96	0,52

ANEXO F

VALORES DE DIFERENÇA DE TENSÕES ($\sigma_1 - \sigma_3$), DEFORMAÇÕES AXIAIS (ϵ_a) E RADIAIS (ϵ_h) MÁXIMOS ATINGIDOS NO “TRÉCHO ELÁSTICO”

CORPO DE PROVA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	ϵ_a (%)	ϵ_h (%)
B1H1	50	136,07	1,82	–
B1H2	100	148,18	1,50	–
B1H3	200	171,54	1,66	–
B1H4	50	134,79	1,94	–
B1H5	100	139,87	2,49	–
B1H6	200	137,40	1,47	–
B1H1R	50	171,43	1,46	0,31
B1H2R	100	197,93	2,64	0,47
B1H3R	200	193,40	1,85	0,69
B1H4R	50	105,84	1,69	0,50
B1H5R	100	158,26	2,84	0,47
B1H6R	200	243,23	1,57	0,85

ANEXO F

VALORES DE DIFERENÇA DE TENSÕES ($\sigma_1 - \sigma_3$), DEFORMAÇÕES AXIAIS (ϵ_a) E RADIAIS (ϵ_h) MÁXIMOS ATINGIDOS NO “TRECHO ELÁSTICO”

CORPO DE PROVA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	ϵ_a (%)	ϵ_h (%)
B2V7	50	72,77	1,36	–
B2V8	100	108,30	1,71	–
B2V9	200	122,67	1,79	–
B2V7R	50	107,05	2,00	0,54
B2V8R	100	115,80	1,88	0,52
B2V9R	200	110,00	1,85	0,53
B2H7	50	102,94	1,70	–
B2H8	100	138,50	2,79	–
B2H9	200	142,07	2,09	–
B2H7R	50	133,33	1,65	0,57
B2H8R	100	136,75	1,67	0,51
B2H9R	200	136,77	1,50	0,45

ANEXO G

TEORIA DA DECISÃO ESTATÍSTICA

Testes de Hipótese e Significância

c= 9.002E-05	b= -0.2622	a= -0.0207
ep=7.127e-05	ep=0.0092756	ep=0.014118
R²=0.95	ey=0.06086	
F=422.126	φ=133	
Σreg=3.1280	Σresd=0.4927	

erro padrão
coeficientes
erro p/ estimativa de y
estatística F
Soma quadrados regressão
Soma quadrados resíduo
Coeficiente de Determinação

Cálculo do dado estatístico t

Tendo como exemplo os resultados da regressão acima, podemos determinar se o coeficiente **c** é útil ou não para prever o valor do parâmetro elástico (ν).

A equação a seguir representa o valor de t observado:

$$t = c / ep$$

onde: ep = erro padrão, então:

$$t = 9,002E-05/7,127E-5 \rightarrow t = 1,2630$$

Consultando uma tabela para distribuição de Student¹, para grau de liberdade ($\phi = 133 \therefore \infty$), o valor absoluto de t ($t=1,2630$) é menor que os valores críticos de t para qualquer valor de $\alpha \leq 20\%$.

Testando agora a significância estatística do coeficiente b , temos:

$$t = b/ep = 0,2622/0,009279 \rightarrow t = 28,25$$

Consultando novamente a tabela para distribuição de Student para grau de liberdade ($\phi = 133$), para qualquer valor de α ($0,1\% < \alpha < 90\%$) o valor absoluto de t ($t = 28,25$) é maior que os respectivos valores de t crítico.

Portanto, a significância estatística do coeficiente c é inferior a significância estatística do coeficiente b . Desta forma, os coeficientes b das regressões lineares múltiplas são consideravelmente mais úteis para prever o valor estimado para os parâmetros elásticos.

¹(*) Guerra, M. J. & Denis, D. (1982) Estatística Indutiva. Cap. 8 pág.143.

ANEXO H

COEFICIENTES DAS REGRESSÕES LINEARES MÚLTIPLAS (a, b, c), COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO (R), NÚMERO DE PONTOS CORRELACIONADOS (N)

CORPO DE PROVA	No. PONTOS	COEFICIENTES			R
		a	b	c	
B1VR	404	6,41	8209	1,21	0,99
		0,03	0,14	7,2E-5	0,96
B1HR	448	27,53	7403	1,08	0,97
		0,02	0,21	4,9E-4	0,94
B2VR	213	2,73	6002	1,12	0,99
		0,008	0,27	2,67E-5	0,99
B2HR	253	8,776	6258	1,16	0,99
		0,02	0,26	9,00E-5	0,94
B1V	502	47,49	6109	1,043	0,94
B1H	541	20,53	5731	1,17	0,96
B2V	250	22,39	6173	0,95	0,99
B2H	208	9,57	6021	0,99	0,99
B2H*	211	439	19000	1,03	0,99

ANEXO I

DERIVAÇÃO DA EXPRESSÃO DO COEFICIENTE DE POISSON EM MEIOS ELÁSTICOS, HOMOGÊNEOS, POROSOS E SATURADOS.

A derivação envolve, entre outros, a derivação do parâmetro de pressão neutra B . Isto é discutido com detalhes em Bishop & Eldin (1950), Skempton (1954) e Bishop (1973).

Considerando um elemento de solo cuja estrutura é elástica, isotrópica e totalmente saturada, supõe-se que a condição não drenada de alteração das tensões principais, intermediárias maior e menor de $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$ respectivamente, resume-se em alteração de Δu .

Assumindo a forma simplista da equação de tensões efetivas, que pode ser considerada válida para solos sob baixas tensões efetivas e baixos valores de pressão neutra, temos:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma'_1 &= \Delta\sigma_1 - \Delta u \\ \Delta\sigma'_2 &= \Delta\sigma_2 - \Delta u \\ \Delta\sigma'_3 &= \Delta\sigma_3 - \Delta u\end{aligned}\tag{1}$$

onde $\Delta\sigma'_1$, $\Delta\sigma'_2$ e $\Delta\sigma'_3$ são as alterações correspondentes as 3 tensões efetivas principais. Admitindo e_1 , e_2 , e_3 , as deformações correspondentes; E o Módulo de Elasticidade e ν o Coeficiente de Poisson, então em termos de tensões efetivas tem-se:

$$\begin{aligned}e_1 &= 1/E [\Delta\sigma'_1 - \nu (\Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3)] \\ e_2 &= 1/E [\Delta\sigma'_2 - \nu (\Delta\sigma'_3 + \Delta\sigma'_1)] \\ e_3 &= 1/E [\Delta\sigma'_3 - \nu (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2)]\end{aligned}\tag{2}$$

e

$$e_1 + e_2 + e_3 = 1/E (1 - 2\nu) \cdot (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3) \quad (3)$$

Para pequenas deformações:

$$e_1 + e_2 + e_3 = - \Delta v/v \quad (4)$$

então:

$$- \Delta v/v = 1/E (1 - 2\nu) \cdot (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3) \quad (5)$$

Para uma alteração da tensão efetiva ($\Delta\sigma'$) igual em todas as direções, por definição:

$$- \Delta v/v = C (\Delta\sigma') \quad (6)$$

De (5) :

$$- \Delta v/v = 1/E (1 - 2\nu) \cdot (3\Delta\sigma') \quad (7)$$

onde:

$$C = 3(1 - 2\nu)/E \quad (8)$$

e pode-se escrever a eq.(3) como :

$$- \Delta v/v = C 1/3 (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3) \quad (9)$$

Da eq. (1) tem-se:

$$\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3 = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) - 3\Delta u \quad (10)$$

que substituindo na equação (9) fica:

$$- \Delta v/v = C 1/3 \cdot (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) - 3\Delta u \quad (11)$$

Para um elemento de solo de volume V , o volume da água dos poros é ηV , onde η denota a porosidade (isto é, o volume de vazios por unidade de volume de solo). A alteração no volume da água dos poros devido a alteração nas tensões totais é:

$$-\Delta v = \eta V c_w \Delta u \quad (12)$$

onde:

$C_w \rightarrow$ denota a compressibilidade da água dos poros.

Para drenagem zero, o decréscimo de volume do elemento (Δv na eq (11)) deve equivaler ao decréscimo no volume da água dos poros (Δv na eq (12)).

$$\eta V C_w \Delta u = V C \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) - 3 \Delta u \quad (13)$$

rearranjando:

$$\Delta u = \frac{1}{(1 + \eta C_w / C)} \cdot \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \quad (14)$$

$$\Delta u = B \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \quad (15)$$

Usando a notação de Skempton (1954):

$$B = \frac{1}{[1 + \eta (C_w / C)]} \quad (16)$$

Usando a equação (16), pode-se escrever as deformações e_1 , e_2 , e_3 em termos de tensões totais.

Da equação (2) segue que:

$$e_1 = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_1 - \Delta u - \nu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3 - 2\Delta u)]$$

$$e_1 = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_1 - \nu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) - (1 - 2\nu)\Delta u] \quad (17)$$

substituindo o valor de Δu da eq. (14):

$$e_1 = 1/E \{ \Delta\sigma_1 - \nu (\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) - (1-2\nu) [B/3 (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)] \}$$

isto é:

$$e_1 = \{ [3 - (1-2\nu) B]/3 \} \cdot \{ \Delta\sigma_1 - [3\nu + (1-2\nu)B] / [\nu + (1-2\nu)B] \cdot (\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \}$$

idem para as deformações e_2, e_3 .

Agora, se E_u é o Módulo de Elasticidade com respeito as alterações de tensões totais não drenadas e ν_u é o Coeficiente de Poisson não drenado, tem-se que:

$$e_1 = 1/E_u [\Delta\sigma_1 - \nu_u (\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)]$$

idem para as deformações e_2, e_3 .

Portanto segue que:

$$E_u = 3E / [3 - (1-2\nu)B]$$

e

$$\nu_u = [3\nu + (1-2\nu)B] / [3 - (1-2\nu)B]$$

BIBLIOGRAFIA CITADA:

AMERASINGHE SRINATH, F.; PARRY RICHARD, H. G. (1975) *Anisotropy in Heavily Overconsolidated Kaolin*, ASCE-JGED, Vol. 101, GT 12, p. 1277-1293.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) *NBR 7181/84 Solo. Análise Granulométrica Conjunta*. Método de Ensaio, 13p.

————— (1984) *NBR 6459/84 Solo. Determinação do Limite de Liquidez dos Solos*. Método de Ensaio, 6p.

————— (1984) *NBR 7180/84 Solo. Determinação do Limite de Plasticidade dos Solos*. Método de Ensaio, 13p.

————— (1984) *NBR 6508/84 Solo. Determinação da Massa Específica dos Grãos de Solo*. Método de Ensaio, 8p.

————— (1986) *NBR 6457/86 Amostra de Solo. Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*. Método de Ensaio, 9p.

ATKINSON, J. H. (1973) *Elasticity and Plasticity in Soils*, **Geotechnique**, Vol. 23, No.4, Technical Notes, p. 565-571.

————— (1975) *Anisotropic Elastic Deformation in Laboratory Tests on Undisturbed London Clay*, **Geotechnique**, Vol. 25, No.2, p. 357-374.

BARDEN, L. (1963) *Stresses and Displacements in a Cross Anisotropic Soil*, **Geotechnique**, Vol 13, No.3, p. 198-210.

————— (1972) *The Influence of Structure on Deformation and Failure in Clay Soil*, **Geotechnique**, Vol. 22, No.1, p. 159-163.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. (1962) *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, 2ª Edição, Edward Arnold (Publishers) Ltd., Londres, 190 p.

————— ; HIGHT, D. W. (1977) *The Value of Poisson's Ratio in Saturated*

- Soils and Rocks Stressed Under Undrained Conditions*, **Geotechnique**, Vol. 27, No.3, p. 369-384.
- BJERRUM, L.; BERRE, W. (1972) *Embankment on Soft Ground*, **ASCE Conf. on Perf. of Earth Sup. Structures**, v.2, p. 1-45.
- BONAZ, RENÉ (1976) *Quantification des Corrélations entre L'Anisotropie de Structure et L'Anisotropie Mécanique des Argiles Tese (Doutorado)*, L'Université et Médicale et L'Institut National Polytechnique de Grenoble-Grenoble, 126 p.
- CAIRNCROSS, A. M.; JAMES, R. G. (1977) *Anisotropy in Overconsolidated Clays*, **Geotechnique**, Vol. 27, No.1, p. 31-36.
- CASAGRANDE, A. (1936) *The determination of the preconsolidation load and its practical significance*, **1st ICSMFE**, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Vol. 3, p. 60.
- CHOWDHURY, R. N. (1978) *Effective-Stress Parameters of Anisotropic Soil*, **ASCE-JGED**, Vol. 104, GT 1, p. 124-128.
- DE CAMPOS, T. M. (1988), *Instrumentação especial em ensaios triaxiais*. In **Anais do Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia**, Rio de Janeiro, v.1. p.29-55.
- DUNCAN, J. M. (1972) *Finite Element Analysis of Stress an Movements in Dams, Excavations and Slopes*. State of the Art Report. **Synposium on Application of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering**, Mississipi, VI, 267-326.
- ; SEED, H. B. (1967) **Correction for Strenght Test Data - ASCE-JSMFD**, SM5, Sept., p. 121-137.
- GAZETAS G. (1982) *Axisymmetric Parabolic Loading of Anisotropic Halfspace*, **ASCE, JGED**, Vol. 108, GT 4, p. 654-661.
- GIACHETI, H. L. (1987) *Aplicabilidade de Modelos Elásticos para Previsão do Comportamento Tensão - Deformação de um Solo Compactado*, **Dissertação**

- (Mestrado), EESC - USP, 158 p.
- GRAHAM, J; HOULSBY, G. T. (1983) *Anisotropic Elasticity of a Natural Clay*, **Geotechnique**, Vol. 33, No. 2, p. 165-180.
- KIRKPATRICK, W. M. (1972) *Directional Properties of Consolidated Kaolin*, **Geotechnique**, Vol. 22, No. 1, p. 166-169.
- ; KHAN, A. J. (1984) *The Reaction of Clay to Sampling Stress Relief*, **Geotechnique**, v.34, n° 1, p. 29-42.
- LADD, C.C. (1964) *Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear*, **ASCE - JSMFD**, Vol. 90, SM 5, p. 103-132.
- ; LAMBE, T. W. (1963) *The Strength and Undisturbed Clays Determined from Undrained Tests*, **ASTM SPT 361**, Laboratory Shear Tests of Soils, p. 342-371.
- LEFREVE FRANCIS (1980) *Corrélations Quantitatives entre L'Anisotropie de Structure et L'Anisotropie Mécanique d'un Kaolin. Evolutions au Cours d'une Déformation Irréversible Tese (Doutorado)*, Université Scientifique et Médicale et Institut National Polytechnique de Grenoble-Grenoble, 119 p.
- LO, K. Y.; LEONARDS, C. A.; YEM, C. (1977) *Interpretation and Significance of Anisotropic Deformation Behavior of Soft Clays*, **Norwegian Geotechnical Institute**, No.177, p.1- 16.
- LOVE, A. E. H. (1927) *Mathematical theory of elasticity*, Cambridge: Cambridge University Press, 643 p.
- MACHADO, S. L. (1995) *Estudo da Compressão Confinada e do Colapso de um Solo arenoso Compactado em Edômetro com Sucção Controlada*. São Carlos, 1995. **Dissertação (Mestrado)**- EESC- Universidade de São Paulo, 183 p.
- MITCHELL, J. K. (1972) *Some Deviation from Isotropy in a Lightly Overconsolidated Clay*, **Geotechnique**, Vol 22, No. 3, p. 459-467.
- MORGAN, J.R.; MOORE, P. J. (1968) *Experimental Techniques* - cap. 5 - Soil Mechanics, Selected Topics edit by I. K. Lee.

- OLSON, R. E.; KIEFFER, M. L. (1963) *Effect of Lateral Filter Paper Drains on the Triaxial Shear Characteristics of Soil*, ASTM STP 361, Laboratory Shear Testing of Soils - p. 482-491.
- ORTIGÃO, J. A. R. (1979) *Propriedades Geotécnicas da Argila Cinza do Rio de Janeiro*, DNER Relatório de Pesquisas, VI, 228 p.
- PEJON, O. J. (1992) *Mapeamento Geotécnico da Folha de Piracicaba - S.P. (escala 1:100.000): Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos*, Tese (Doutorado), EESC -USP, v1, 224 p.
- PICKERING, D. J. (1970) *Anisotropic Elastic Parameters for Soil*, **Geotechnique**, Vol. 20, No. 3, p. 271-276.
- PINTO, C. de S.; NADER, J.J. (1991) *Ensaio de Laboratório em Solos Residuais*. **2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais**, S.P., vol 2, p.166-202.
- POPOV, E. P. (1978) *Introdução a Mecânica dos sólidos*. Mário O. C. Amorelli, Edgard Blucher, São Paulo/S. P., 126 p.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1974) *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, John Wiley e Sons Inc., 15 p.
- PRÉVOST, J. H. (1978) *Anisotropy Undrained Stress - Strain Behavior of Clays*, **ASCE-JGED**, Vol. 104, GT 8, p. 1075-1090.
- SANKARAN, K. S.; BHASKARAN, R. (1973) *Deformation and Failure Pattern in an Anisotropic Kaolinite Clay*, **Geotechnique**, Vol. 23, No.1, Technical Notes, p. 113-117.
- PACHECO SILVA, F. (1970) *Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo*, **4o. CBMSEF**, Anais, Vol II, tomo I, p. 219-223.
- SILVEIRA, A.; SOUTO SILVEIRA, E. B. (1970) *Considerações sobre Anisotropia*

- Transversal em Solos Compactados*, 4o. CBMSEF, Rio de Janeiro, Vol. 1, p. 101-111.
- SKEMPTON, A. W. (1954) *The pore-pressure coefficients A and B*, **Geotechnique**, Vol. 4, p. 143-147.
- SOUTO SILVEIRA, E. B. (1967) *Thoughts Concerning the Applicability of the Theory of Elasticity to Soils*, 3o. CPAMSIF, Caracas, Vol. I, p. 3-27.
- STANCATI, G. (1990) *Estudo Experimental do Comportamento Tensão - Deformação de uma Argila Adensada Unidirecionalmente*, Tese (Doutorado), EESC - USP, 244 p.
- WOLF, K. (1935) *Ausbreitung der kraft in der halbebene und im halbraum bei anisotropen material*, (Distribution of stress in a half-plane and a half-space of anisotropic material), *Zeit. angew. Math. u. Mech.* 15: p. 249-254.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA:

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995) *NBR 6502/95 Simbologia.CB - 2 - Comitê Brasileiro de Construção Civil*, Rio de Janeiro, 12p.
- BALLESTER, F.; SAGASETA, C. (1979) *Anisotropic Elastoplastic Undrained Analysis of Soft Clays*, **Geotechnique**, Vol. 29, No. 3, pp. 323-340.
- BARDEN, L. (1964) *Stress and Displacements in a Cross Anisotropic Soil*, **Geotechnique**, Vol.14, pp.278-279.
- (1965) *Stress and Displacements in a Cross Anisotropic Soil*, **Geotechnique**, Vol. 13, pp. 198-210.
- ; SIDES, G. (1971) *Sample Disturbance in the Investigation of Clay Structure*, **Geotechnique**, Vol. 21, No.3, pp. 211-222.
- BARREIRO, J. C. (1971) *Aplicação da Teoria da Elasticidade ao Estudo dos Maciços de Terra*, Publicações EESC-USP, 7 pp.
- BHASKAHAN, R. (1974) *Strength Anisotropy in Kaolinite Clay*, **Geotechnique** 24, No.4, Technical Notes, pp 674-678.
- BOEHLER, J. P.; GIROUD, J. P. (1971) *Measurements of Soil Anisotropy*, **Proc. 9th Engineering Geology Soils Symposium - Boise - Idaho**, Vol. 16, pp. 175-187.
- BRINCH HANSEN, J.; GIBSON, R. E. (1949) *Undrained Shear Strengths of Anisotropically Consolidated Clays*, **Geotechnique**, Vol. 1, No. 3, pp.189-204.
- CLOUGH, G. H. ; HANSEN, L. A. (1981) *Clay Anisotropy and Braced Wall Behavior*, **ASCE-JGED**, Vol 107, GT 7, pp. 893-913.
- COSTA FILHO, L. M., et. all. (1985) *Disc. em Embankment Failure on Clay near Rio de Janeiro*. **ASCE, JCDE**, v.111, n. 2, p. 259-262.

DUNCAN, J. M. ;CHANG, C.-Y. (1970) *Nonlinear Analysis of Stress and Soils*, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, Vol. 96, No. SM 5, pp. 1629-1653.

————— (1972) (Closure to Discussion on). *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*. **JSMFD-ASCE**, Vol. 98, N° SM5, p. 495-498.

————— ; SEED, H. B. (1966) *Anisotropy and Stress Reorientation in Clay*, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, Vol. 92, No. SM5, pp. 21-50.

GAZETAS, G. (1981) *Variational Estimation of the Settlement of a Circular Raft on Anisotropic Soil*, **Soil and Foundation, Japanese Society of SMFE**, Vol. 21, No.4, pp. 109-116.

————— (1982) *Axisymmetric Parabolic Loading of Anisotropic Halfspace*, **ASCE, JGED**, Vol. 108, GT 4, pp. 654-661.

GIBSON, R. E. (1974) *The Analytical Method in Soil Mechanics*, **Geotechnique**, Vol. 24, No.2, pp. 115-140.

GUERRA, M. J.; DONAIRE, D. (1982) *Estatística Indutiva: Teoria e Exercícios*. Liv. Ciência e Tecnologia, São Paulo-S.P., 311p.

HANSEN, J. B.; GIBSON, R. E. (1949) *Undrained Shear Strengths of Anisotropically Consolidated Clays*, **Geotechnique**, Vol. 1, No. 3, pp. 189-204.

HARR, M. E. (1966) *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill Book Company, 381 pp.

HEAD, K. H. (1984) - *Manual of Soil Laboratory Testing VI, Soil Classification and Compaction Tests*. London, Pentech, 335p.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D.(1981) *An Introduction to Geotechnical Engineering* Prentice - Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, New Jersey, 733 p.

- LAMBE, T. W. (1951) *Testing for Engineers*, New York, J. Wiley & Sons, 195p.
- ; WHITMAN, R. V. (1969) *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 553p.
- LAIER, J. E.; BARREIRO, J. C. (1983) *Complementos de Resistência dos Materiais*, Publicações EESC-USP, 44 pp.
- LEKHNITSKII, S. G. (1963) *Theory of Elasticity of Anisotropic Elastic Body*, Mir Publishers, Moscou, 102 pp.
- MARINHO, F. A. M. (1994) *Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro*, X COBRAMSEF, vol 3, pp 515-522.
- MITCHEL, J. K. (1976) *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, New York, 422p.
- MORGAN, J. R. ;GERRARD, B. E. (1973) *Anisotropy an Nonlinearity in Sand Properties*, 8o. ICSMFE, Moscou, Vol. 1, pp. 287-292.
- POPOV, E. P. (1984) *Resistência dos Materiais*. Moacyr de Freitas, Prentice Hall do Brasil, Rio de Janeiro/R.J., 2 edição, 507p.
- POULOS, H.G. (1978) *Normalized Deformation Parameters for Kaolin*, **Geotechnical Testing Journal**, Vol. 1, No. 2, pp. 102-106.
- PROENÇA, SERGIO P. B. (1986) *Noções Básicas de Reologia* Publicações EESC-USP, 27 pp.
- ROSCOE, K. H. (1970) *The Influence of Strains in Soil Mechanics*. **Geotechnique** vol 20, N° 2, 129-170 p.
- et al. (1963) *The Determination of Strains in Soils by an X-ray Method*. **Civ. Engng. and Pub. Wks Review** 58, p. 1009 - 1012.
- SCHIEL, F. (1970) *Introdução à Resistência dos Materiais*, Publicações EESC-USP, Vol. II.

- (1973) *Material Monótopo como Modelo de Solo*, Publicações EESC - USP, 12 pp.
- SILVEIRA, A.; SOUTO SILVEIRA, E. B. (1973) *Elastic Parameters for Soils with Cross Anisotropy*, **8o. ICSMFE**, Moscou, Vol. 12, pp. 361-365.
- (1953) *The colloidal activity of clays*, Proc 3rd ICSMFE, Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 57-61.
- SOUTO SILVEIRA, E. B. (1964) *Pesquisa sobre a Variação de Algumas Características do Comportamento Tensão-Deformação de um Solo Arenoso em Função dos Parâmetros de Compactação*, **Tese (Doutorado)**, Escola Politécnica-USP, S. P., 64 p.
- (1964) *Pesquisa sobre a Variação dos Parâmetros de Elasticidade com os Parâmetros de Compactação de dois Solos Típicos*, **Tese (Livre Docência)**, EESC - USP, São Carlos, S.P., 75 p.
- (1965) *Statistical Research on Stress - Strain Characteristics of a Typical Compacted Soil Under Different Moulding Parameters*, **6o. ICSMFE**, Canadá, Vol. I, pp.364-368.
- (1965) *Considerações sobre os Parâmetros Elásticos do Solo*, **Journal dos Solos**, São Paulo, pp. 45-56.
- SPIEGEL, M. R. (1971) *Estatística*, Pedro Cosentino. McGraw - Hill, Rio de Janeiro-R.J., 580 p.
- STANCATI, G. (1978) *Estudo dos Parâmetros Hiperbólicos da Curva Tensão-Deformação de Solos Compactados*, **Dissertação (Mestrado)**, EESC - USP, 146 p.
- TIMOSHENKO, S. (1948) *Resistência dos Materiais*, Trad. de A. A. Noronha, Editora Tecnopint Gráfica S. A., Vol. 1, 447 pp.



- URIEL, A. O.; CANIZO, L. (1971) *On the Elastic Anisotropy of Soil*, **Geotechnique**, Vol. 21, No. 3, pp. 262-267.
- VAN LANGENDONCK, T. (1960) *Resistência dos Materiais - Deformações*, Editora Científica, R. J., Vol. II, 250 pp.
- YEN, C. M. K. et al (1978) *A New Apparatus for Measuring the Principal Strains in Anisotropic Clay*, **Geotechnical Testing Journal**, Vol. 1, No. 1, pp. 24-33.
- WROTH, C. P. (1971) *Some Aspects of the Elastic Behaviour of overconsolidated Clay*. Proc. Roscoe Memorial Symp., Cambridge, p. 347-361.
- WROTH, C. P. (1972) *General Report: Session I General Theories of Earth Pressure*. Proc. 5th European Conf. Soil Mech., Madrid 2, p. 33-52.
- (1973) *Abrief Review of the Application of plasticity to Soil Mechanics*. Proc. Symp. Plasticity and Soil Mechanics, Cambridge, p1-11.