



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II – CAMPINA GRANDE

**CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO TENSÃO-
DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DE UM SOLO RESIDUAL
COMPACTADO NÃO SATURADO.**

POR

ANA GHISLANE HENRIQUES PEREIRA

CAMPINA GRANDE

1995

**CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO TENSÃO-
DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DE UM SOLO RESIDUAL
COMPACTADO NÃO SATURADO.**

por

ANA GHISLANE HENRIQUES PEREIRA

Tese apresentada ao Centro de Ciências e
Tecnologia da Universidade Federal da
Paraíba - Campus II - Campina Grande, como
requisito parcial à obtenção do grau de
Mestre em Ciências de Engenharia Civil

**CAMPINA GRANDE, PB-BRASIL
MAIO DE 1995**

PEREIRA, ANA GHISLANE HENRIQUES

Considerações sobre o Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de um Solo Residual Compactado não-Saturado [Campina Grande] 1995.

VII, 124 p. 29,7 (UFPB - Campus II, M.Sc., Mecânica dos Solos, 1995)

Tese - Universidade Federal da Paraíba - Campus II, Campina Grande..

1. Solo Compactado

I. UFPB-Campus II

(série)

II. Título

DIGITALIZAÇÃO:

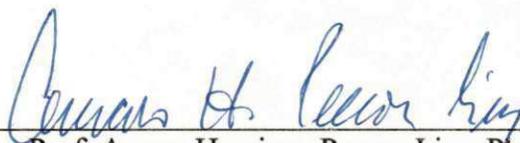
SISTEMOTECA - UFCG

**CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO TENSÃO-
DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DE UM SOLO RESIDUAL
COMPACTADO NÃO SATURADO.**

ANA GHISLANE HENRIQUES PEREIRA

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA-CAMPUS II-CAMPINA GRANDE COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc) DE ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



Prof. Amaro Henrique Pessoa Lins, Ph. D



Prof. Ademir Montês Ferreira, M.Sc



Prof. João Queiroz de Carvalho, Ph. D



Prof. Pedro Murrieta Santos Neto, Ph. D

CAMPINA GRANDE, PB-BRASIL
MAIO DE 1995

A Milton J. Nascimento,
À minha irmã Silvana e sua
princesinha em botão.

“Qualquer caminho é apenas um caminho
e não constitui insulto algum para si mesmo ou para
os outros abandoná-lo quando assim ordena o seu coração. (...)
Olhe cada caminho com cuidado e atenção.
Tente-o tantas vezes quantas achar necessárias...
Então, faça a si mesmo e apenas a si mesmo uma pergunta:
Possui esse caminho um coração?
Em caso afirmativo, o caminho é bom.
Caso contrário, esse caminho não possui importância alguma.”

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor Amaro Lins, pelo crédito de confiança, paciência, dedicação e boas sugestões que foram indispensáveis para a realização deste trabalho.

Ao meu co-orientador, professor Ademir Ferreira, amigo leal e colaborador deste trabalho.

Ao professor Ademilson Ferreira por devolver-me o sonho de poder terminar meu mestrado.

Ao professor Washington, por desvendar-me o mistério de tantas torneiras no sistema auto-compensador de potes de mercúrio e pelas dicas excelentes na execução dos ensaios.

Ao professor Fernando Jucá, pela amizade e carinho que sempre me dispensou.

Ao professor Silvio Romero, companheiro de laboratório da UFPE, por sempre me ajudar nas horas mais necessárias de uma forma tranquila, quase Zen, que sempre me acalmava.

Aos demais professores do laboratório de solos, Bernard,IVALDO, Roberto e o grande Zé Maria, pelo carinho e incentivo que foi e será sempre muito importante para mim.

Ao doce e querido Severino, pela grande ajuda na realização dos ensaios e também por me mostrar que a solicitude é uma virtude nobre e rara no ser humano.

Aos laboratoristas Chico e Antônio, apocalistas do caos, pela amizade e valiosa ajuda na realização dos ensaios. Aos demais João e Joaquim, pela ajuda e amizade.

Ao amigo, engenheiro Athayde Caldas Júnior e o professor Dilson Teixeira pela obtenção das amostras.

Ao prefeito da cidade do Paulista, José de Castro Resende por me dispensar das atividades na Secretaria de Obras, para realizar este trabalho.

Aos colegas e amigos da prefeitura de Paulista, Lucas, Vasco, Fernando, Liege, Amara e Marleide, pelo grande carinho e por não reclamarem minha presença.

À minha família, Mamãe, Peteto, Maquim, Geó, Gesinha, pelo incentivo que foi essencial para a conclusão deste trabalho. E em especial a minha segunda mãe, Nanã, que me gestou na barriga do amor, paciência e dedicação.

As minhas queridas amigas, Digna e Aninha, por serem quem são e por saber que se nada der certo, deu certo tê-las como amigas.

À minha amiga Edith, pelas tardes de sábado perdidas, me ajudando na elaboração deste trabalho.

A Walter Vieira pela valiosa ajuda na configuração deste trabalho.

Aos amigos queridos e colegas, por existirem, Claudinha, Gilma, Márcio, Paulo, Fabrícia, Luciene, Bia, Júnior, Nina, Ana Regina, Veruschka, Edmilson, Lau, Melânia, Vera, Paulo Feitosa, Carlos Pontes, Lícia, Heitor, Flamarion, Kátia, Nelson Caproni, Senhora, Noélia, Íris, Rui, Carlos, Joaõzinho, Suzete, Geraldo, Flávio, Eduardo, Odete, Heleny, Jairo, Ana Érika, Ana Tereza...e tantos outros.

Resumo da Tese apresentada à UFPB/CAMPUS II / Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DE UM SOLO RESIDUAL COMPACTADO NÃO SATURADO.

Ana Ghislane Henriques Pereira

Maio de 1995

Orientadores: Amaro Henrique Pessoa Lins

Ademir Montes Ferreira

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho trata do comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual compactado não saturado.

Utilizou-se duas amostras de solo residual obtidas de diferentes profundidade no local que servirá como área de empréstimo para a construção da Barragem de Pirapama-Pe.

Realizaram-se ensaios de compressão isotrópica com medidas de variação volumétrica e medidas de poro-pressões. Comparou-se os valores de poro-pressões obtidos através destes ensaios com valores obtidos pelos métodos de previsão de HILF (1948), e HASAN e FREDLUND (1980).

Foram realizados ensaios de consolidação unidimensional para obter-se parâmetros a serem utilizados na determinação de poro-pressões usando o método de HILF (1948).

Realizaram-se ensaios triaxiais consolidados drenados (CD), em amostras saturadas e ensaios triaxiais não consolidados não drenados (\overline{UU}), em amostras não saturadas a fim de analisar o comportamento de resistência ao cisalhamento dos solos compactados.

Abstract of Thesis submitted to the Federal University, of Paraíba at Campina Grande, as partial fulfilment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

SOME CONSIDERATION ON THE STRESS-STRAIN-STRENGTH BEHAVIOR OF AN UNSATURATED COMPACTED RESIDUAL SOIL.

Ana Ghislane Henriques Pereira

Maio de 1995

Orientadores: Amaro Henrique Pessoa Lins

Ademir Montes Ferreira

Programa: Engenharia Civil

This thesis deals with the stress-strain-strength behavior of an unsaturated compacted residual soil.

Two samples of a residual soil were obtained, at different depths, from the borrow area of Pirapama Dam, in the state of Pernambuco.

Isotropic compression tests (CIU), with measurements of volume change and pore-pressure, were performed. The measured pore-pressures were compared with theoretical values obtained by the formulations proposed by HILF (1948) and HASAN and FREDLUND (1980).

Some unidimensional consolidation tests were run to obtain the data the estimates of pore-pressures using HILF'S method.

Consolidated drained triaxial test (CD), in saturated samples, and unconsolidated triaxial tests (\overline{UU}), in unsaturated samples, were performed in order to analyse the shear strength behavior of the compacted soil.

SUMÁRIO

Dedicatória.....	iii
Pensamento de Castañeda	iv
Agradecimentos.....	v
Resumo.....	vii
Abstract.....	viii
Lista de Tabelas.....	xi
Lista de Figuras.....	xii
Simbologia e Nomenclatura.....	xvii
CAPÍTULO I INTRODUÇÃO.....	1
II.1 Considerações Gerais.....	1
II.2 Objetivo e Metodologia do Trabalho.....	2
CAPÍTULO II REVISÃO BILIOGRÁFICA.....	4
II.1 Introdução.....	4
II.2 Origem e Formação dos Solos Residuais.....	2
II.3 Perfis de Intemperismo.....	7
II.3.1 Generalidades.....	7
II.3.2 Solo Residual Maduro.....	7
II.3.3 Solo Residual Jovem.....	10
II.3.4 Rocha Alterada.....	10
II.4 Comportamento Tensão-Deformação-Resistência dos Solos Compactados.....	10
II.4.1 Estrutura dos Solos Compactados.....	10
II.4.2 Conceito de Sucção nos Solos.....	13
II.4.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos Compactados.....	14
II.5 Compressibilidade.....	18
II.6 Desenvolvimento de Poro-pressões em Solos Compactados não-Saturados.....	21
CAPÍTULO III PROPRIEDADES DO SOLO ENSAIADO.....	39
III.1 Descrição das Amostras.....	39
III.1.1 Localização.....	39
III.1.2 Aspectos Climáticos.....	39
III.1.3 Aspectos Geológicos.....	40
III.1.4 Retirada das Amostras.....	40
III.1.5 Granulometria.....	42
III.1.6 Limites de Atterberg.....	43
III.1.7 Massa Específica dos Grãos.....	43
III.1.8 Classificação das Amostras.....	43
III.2 Preparação das Amostras.....	46
III.2.1 Curva de Compactação.....	46
III.2.2 Preparação do Material.....	46
III.2.3 Umedecimento e Homogenização.....	46
III.2.4 Compactação dos Corpos de Prova para os Ensaios Triaxiais.....	49
III.2.5 Compactação dos Corpos de Prova para Ensaios Oedométricos.....	50

CAPÍTULO IV EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS DE ENSAIOS.....	55
IV.1 Introdução.....	55
IV.2 Ensaios de Compressão Isotrópica Não Drenados.....	55
IV.2.1 Equipamentos.....	55
IV.2.1.1 Calibração da Variação de Volume da Célula Triaxial.....	58
IV.2.1.2 Medida de Variação de Volume.....	59
IV.2.1.3 Medida de Poro-pressão e Pressão Confinante.....	59
IV.2.2 Procedimento de Ensaio.....	63
IV.2.3 Prevenção de Vazamento.....	63
IV.3 Ensaios de Cisalhamento Triaxial.....	64
IV.3.1 Considerações Gerais.....	64
IV.3.2 Ensaios Consolidados Drenados.....	64
IV.3.2.1 Equipamentos.....	64
IV.3.2.2 Procedimento.....	65
IV.3.3 Ensaios Não Consolidados Não Drenados.....	66
IV.3.3.1 Equipamentos.....	66
IV.3.3.2 Procedimento.....	66
IV.4 Ensaios Oedométricos.....	67
IV.4.1 Considerações Gerais.....	67
IV.4.2 Equipamentos.....	67
IV.4.3 Procedimento.....	67
CAPÍTULO V ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	69
V.1 Introdução.....	69
V.2 Ensaios de Compressão Isotrópica.....	69
V.3 Ensaios Triaxiais.....	72
V.2.1 Ensaios Consolidados Drenados - CD.....	72
V.2.2 Ensaios Rápidos.....	83
V.4 Ensaios Oedométricos.....	95
CAPÍTULO VI ANÁLISE DO DESENVOLVIMENTO DE PORO-PRESSÕES SOB UM CARREGAMENTO COM UMIDADE CONSTANTE.....	97
VI.1 Introdução.....	97
VI.2 Análise de Previsão de Poro-Pressões pelo Método de HILF.....	97
VI.2.1 Ensaios de Compressão Isotrópica Não Drenados.....	97
VI.2.2 Ensaios Oedométricos.....	102
VI.3 Análise de Previsão de Poro-Pressões pelo Método de Hasan e Fredlund.....	103
CAPÍTULO VII CONCLUSÕES E SUGESTÕES PESQUISAS.....	111
VII.1 Introdução.....	111
VII.2 Conclusões.....	111
VII.3 Sugestões para Futuras Pesquisas.....	113
BIBLIOGRAFIA.....	115
ANEXO 1.....	123

LISTA DE TABELAS

TABELA III.1	- Caracterização dos solos.....	43
TABELA III.2	- Ordem dos pistões.....	51
TABELA V.1	- Condições iniciais de compactação - ensaios CIU.....	70
TABELA V.2	- Condições iniciais e finais das amostras na umidade ótima - ensaios CD.....	82
TABELA V.3	- Condições de ruptura dos ensaios CD.....	83
TABELA V.4	- Condições iniciais e finais das amostras - ensaios \overline{UU}	90
TABELA V.5	- Condições de ruptura dos ensaios \overline{UU}	91

LISTA DE FIGURAS

FIGURA II.1	- Extensão e distribuição dos solos residuais no Brasil.....	8
FIGURA II.2	- Perfil de intemperismo para rochas ígneas e intrusivas	9
FIGURA II.3	- Partícula com dupla camada.....	12
FIGURA II.4	- Representação esquemática da água presa no solo.....	14
FIGURA II.5	- Representação gráfica da equação de Fredlund para solos não saturados.....	17
FIGURA II.6	- Modelo físico -Terzaghi - (Apud Lambe, 1987)	18
FIGURA II.7	- Analogia hidromecânica - Terzaghi - (Apud Lambe, 1987).....	19
FIGURA II.8	- Parâmetros de poro-pressões versus m_1^s / m_1^s ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$)	30
FIGURA II.9	- Parâmetros de poro-pressões versus m_1^s / m_1^s ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$)	31
FIGURA II.10	- Curvas u_a , u_w - σ e B_a , B_w - σ ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$) (Apud Hasan e Fredlund, 1980).....	32
FIGURA II.11	- Curvas u_a , u_w - σ e B_a e B_w - σ ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$) (Apud Hasan e Fredlund, 1980).....	33
FIGURA II.12	- Valores de poro-pressões medidos e previstos (Apud Hasan e Fredlund, 1980).....	34
FIGURA II.13	- Modelo mecânico utilizado por Sandroni e da Silva (1988).....	35
FIGURA II.14	- Variação de u_w em função de M e σ (Sandroni, 1985).....	37
FIGURA III.1	- Distribuição dos solos no município do Cabo.....	41
FIGURA III.2	- Curva granulométrica da amostra 01.....	44
FIGURA III.3	- Curva granulométrica da amostra 02.....	45
FIGURA III.4	- Curva de compactação da amostra 01.....	48

FIGURA III.5	- Curva de compactação da amostra 02	48
FIGURA III.6	- Esquema do molde de compactação.....	52
FIGURA III.7	Prensa de compactação.....	53
FIGURA III.8	Cilindro de compactação - Ensaio triaxiais.....	54
FIGURA III.9	Cilindro de compactação - Ensaio oedométricos.....	54
FIGURA IV.1	- Rebaixo da célula triaxial com pedestal modificado.....	56
FIGURA IV.2	Fotografia da célula triaxial com o pedestal modificado.....	57
FIGURA IV.3	- Curvas de variação da pressão no sistema com o tempo de resposta	60
FIGURA IV.4	- Curva de calibração da célula triaxial empregada nos ensaio CIU e \overline{UU}	61
FIGURA IV.5	- Representação esquemática do sistema compensador de potes de mercúrio.....	62
FIGURA IV.6	- Corpos de prova após ruptura.....	66
FIGURA IV.7	- Prensa de adensamento.....	68
FIGURA V.1a	- Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaio CIU - amostra 01.....	73
FIGURA V.1b	- Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaio CIU - amostra 01.....	73
FIGURA V.2a	- Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaio CIU - amostra 01.....	74
FIGURA V.2b	- Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaio CIU - amostra 01.....	74
FIGURA V.3a	- Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaio CIU - amostra 01	75
FIGURA V.3b	- Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaio CIU - amostra 01.....	75
FIGURA V.4a	- Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaio CIU - amostra 01.....	76

FIGURA V.4b	-	Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaios CIU - amostra 01.....	76
FIGURA V.5a	-	Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaios CIU - amostra 02.....	77
FIGURA V.5b	-	Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaios CIU - amostra 02.....	77
FIGURA V.6a	-	Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaios CIU - amostra 02.....	78
FIGURA V.6b	-	Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaios CIU - amostra 02.....	78
FIGURA V.7a	-	Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaios CIU - amostra 02.....	79
FIGURA V.7b	-	Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaios CIU - amostra 02.....	79
FIGURA V.8a	-	Curvas $u_w \times \Delta V$ - ensaios CIU - série 01 e 02.....	80
FIGURA V.8b	-	Curvas $u_w \times \sigma$ - ensaios CIU - série 01 e 02.....	80
FIGURA V.9	-	Curvas $\Delta e \times \log \sigma'$ - ensaios oedométricos.....	84
FIGURA V.10a	-	Curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ - ensaios CD - série 01.....	85
FIGURA V.10b	-	Curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ - ensaios CD - série 01.....	85
FIGURA V.11a	-	Trajetórias de tensões - ensaios CD - série 01.....	86
FIGURA V.11b	-	Envoltória de Mohr Coulomb - ensaios CD - série 01.....	86
FIGURA V.12a	-	Curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ - ensaios CD - série 02.....	87
FIGURA V.12b	-	Curvas $\varepsilon_v \times \varepsilon_a$ - ensaios CD - série 02.....	87
FIGURA V.13a	-	Trajetórias de tensões - ensaios CD - série 02.....	88
FIGURA V.13b	-	Envoltória de Mohr Coulomb - ensaios CD - série 02.....	88
FIGURA V.14a	-	Curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ - ensaios \overline{UU} - série 01.....	92
FIGURA V.14b	-	Curvas $u_w \times \varepsilon_a$ - ensaios \overline{UU} - série 01.....	92

FIGURA V.15a	-	Curvas $\sigma_d \times \varepsilon_a$ - ensaios \overline{UU} - série 02.....	93
FIGURA V.15b	-	Curvas $u_w \times \varepsilon_a$ - ensaios \overline{UU} - série 02.....	93
FIGURA V.16	-	Envoltória de Mohr Coulomb - ensaios \overline{UU} - série 01	94
FIGURA V.17	-	Envoltória de Mohr Coulomb - ensaios \overline{UU} - série 02	94
FIGURA V.18	-	Curvas $\Delta e \times \log \sigma'$ - ensaios oedométricos - amostra 01.....	95
FIGURA V.19	-	Curvas $\Delta e \times \log \sigma'$ - ensaios oedométricos - amostra 02.....	96
FIGURA VI.1	-	Curvas $u_w \times \Delta \sigma$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	99
FIGURA VI.2	-	Curvas $u_w \times \Delta \sigma$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	100
FIGURA VI.3	-	Curvas $u_w \times \Delta \sigma$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - - Previsão de u_w - Método de Hilf	100
FIGURA VI.4	-	Curvas $u_w \times \Delta \sigma$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	101
FIGURA VI.6	-	Curvas $u_w \times \sigma_v$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf	105
FIGURA VI.7	-	Curvas $u_a \times \sigma_v$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	106
FIGURA VI.8	-	Curvas $u_a \times \sigma_v$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	106
FIGURA VI.9	-	Curvas $u_a \times \sigma_v$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	107
FIGURA VI.10	-	Curvas $u_a \times \sigma_v$ e $u_a \times \Delta \sigma$ - Previsão de u_w - Método de Hilf.....	107

FIGURA VI.11	- Módulo de compressibilidade volútrica - Amostra 01.....	108
FIGURA VI.12	- Módulo de compressibilidade volútrica - Amostra 02.....	109
FIGURA VI.13	- Curvas $u_w \times \sigma_c$ e $u_a \times \sigma_c$ - Previsão de u_w - Método de Hasan e Fredlund (1980).....	110
FIGURA VI.14	- Curvas $u_w \times \sigma_c$ e $u_a \times \sigma_c$ - Previsão de u_w - Método de Hasan e Fredlund (1980).....	110

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

- A** = Parâmetro de poro-pressão de Skempton;
- A_a, B_a** = Parâmetro de poro-pressão no ar de Fredlund;
- A_w, B_w** = Parâmetros de poro-pressão na água de Fredlund;
- B** = Parâmetro de poro-pressão de Skempton;
- B_{aw}** = Variação da pressão do ar relativa a uma variação de pressão da água;
- β_m** = Compressibilidade da mistura ar e água;
- β_w** = Compressibilidade da água;
- χ** = Parâmetro que varia com o grau de saturação dos solos;
- c'** = Coesão efetiva;
- C_e** = Compressibilidade do esqueleto sólido;
- C_w** = Compressibilidade do fluido;
- C_v** = Coeficiente de consolidação;
- ΔV/ V** = Variação do esqueleto sólido;
- Δe** = Variação do índice de vazios;
- Δσ₁** = Tensão desviatória;
- Δu** = Variação de poro-pressão na água;
- Δu_f** = Variação de pressão no fluido dos poros;

- e** = Índice de vazios;
- e_w** = Volume de água, considerando um volume total igual a $(1+e_0)$, onde e_0 é o índice de vazios inicial;
- e_{a0}** = Volume inicial de ar;
- E** = Compressibilidade do arcabouço dos grãos de Sandroni;
- ϕ'** = Ângulo de atrito efetivo do solo;
- ϕ'** = Ângulo de atrito em relação às variáveis do estado de tensão $(\sigma-u_a)$ quando (u_a-u_w) permanece constante;
- ϕ_b** = Ângulo de atrito que indica o ganho de resistência em relação à sucção matricial (u_a-u_w) ;
- G_s** = Densidade dos grãos
- γ** = Densidade úmida
- γ_d** = Peso específico seco máximo
- H** = Constante de solubilidade do ar em volume (=0,02);
- K_w** = Permeabilidade;
- M** = $E.n(1-s)$;
- M_a** = Coeficiente de tensões totais de Toll;
- M_w** = Coeficiente de sucção de Toll;
- m_1^a** = Módulo de variação do volume do ar quando $\Delta(u_a-u_w)=0$;
- m_2^a** = Módulo de variação do volume do ar quando $\Delta(\sigma_3-u_a)=0$;
- m_1^s** = Compressibilidade da estrutura do solo quando $\Delta(u_a-u_w)=0$;
- m_2^s** = Compressibilidade da estrutura do solo quando $\Delta(\sigma_3-u_a)=0$;

m_v	=	Coefficiente de variação de volume;
n	=	Porosidade do solo;
N	=	Tensão total aplicada de Sandroni;
N_0	=	Tensão total no momento da oclusão de Sandroni;
p'	=	$(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, (estado crítico);
P_a	=	Pressão atmosférica;
q	=	$\sigma_1 - \sigma_3$; (estado crítico);
R_a	=	m_2^a/m_1^a ;
R_s	=	m_2^s/m_1^s ;
r	=	Raio de curvatura de uma bolha de ar;
s'	=	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$;
S	=	Grau de saturação;
σ	=	Tensão total;
σ'	=	Tensão efetiva do solo;
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	=	Tensões principais;
τ	=	Tensão cisalhante;
t'	=	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$;
T_s	=	Tensão superficial;
u_a	=	Poropressão no ar;
u_{atm}	=	Poropressão atmosférica;
u_c	=	Pressão capilar;

u_a, u_w	=	Sucção matricial;
u_w	=	Poropressão na água;
V	=	Volume total;
V_a	=	Volume de ar;
V_w	=	Volume de água;
W	=	Peso unitário
w	=	Teor de umidade
w_h	=	Teor de umidade higroscópica
ABNT	=	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM	=	“American Society for Testing Materials”;
CD	=	Ensaio Consolidado Drenado;
CIU	=	Ensaio de Compressão Isotrópica;
CIUO	=	Ensaio de Compressão Isotrópica Drenado ao Ar;
CU	=	Ensaio Consolidado não Drenado;
LL	=	Limite de Liquidez;
LP	=	Limite de Plasticidade;
IP	=	Índice de Plasticidade;
Ia	=	Índice de Atividade;
NBR	=	Norma Brasileira registrada no Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial;
PN	=	Ensaio Triaxial com razão σ_1 / σ_3 constante;
UU	=	Ensaio não Consolidado não Drenado;

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 Considerações Gerais

O comportamento dos solos compactados sob condições específicas de estado de tensões e variação de umidade é um tópico que tem sido, ultimamente, muito discutido na literatura internacional. A maior parte dos conhecimentos existentes tem sido tradicionalmente analisados de uma forma empírica, geralmente associada a solução de problemas de projeto e construção de aterros, estruturas de contenção e barragens de terra.

O fato de que os solos compactados compactados estão inicialmente não saturados, na maioria dos casos práticos, acrescenta dificuldades maiores ao seu estudo que precisam ser convenientemente tratadas.

Durante a construção de aterros compactados, submetidos a carregamentos não drenados, desenvolvem-se acréscimos de poro-pressões no ar e na água dos poros. O conhecimento do desenvolvimento dessas poro-pressões é de fundamental importância para analisar-se problemas relacionados com a estabilidade dos taludes dos aterros.

Existem muitos métodos para quantificar as poro-pressões desenvolvidas durante a construção de maciços de terra compactados:

1-Métodos Teóricos - Combinam as características de deformabilidade dos solos com considerações teóricas;

2-Métodos Experimentais - Utilizam diretamente os resultados de ensaios não drenados com medição da poro-pressão;

3- Estimativa Direta a partir de poro-pressões observadas em obras similares

O método de HILF (1948), embora antigo e conservativo ainda tem sido amplamente utilizado em projetos de barragens de terra. O método proposto por HASAN e FREDLUND (1980) baseia-se em formulações recentes sobre o comportamento dos solos não saturados.

A determinação dos parâmetros de resistência de solos compactados necessários para a análise da estabilidade de taludes de aterros deve levar em consideração as condições de drenagem e carregamento a que o maciço estará sujeito no campo.

Para a análise de estabilidade de taludes de aterros compactados durante a construção, podem ser utilizados ensaios drenados do tipo CD ou ensaios não drenados do tipo \overline{UU} . Os primeiros podem ser empregados em análises em termos de tensões efetivas, enquanto que, o segundo é, geralmente utilizados em análises em termos de tensões totais.

I.2 Objetivo e Metodologia do Trabalho

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual dando ênfase aos aspectos relacionados com resistência e desenvolvimento de poro-pressões diretamente envolvidos em projetos de aterros compactados. Analisar a aplicabilidade de métodos de previsão de poro-pressões com resultados experimentais. Os estudos e análises desenvolvidos nesta pesquisa encontram-se distribuídos em sete capítulos que serão descritos a seguir:

No Capítulo II são abordados alguns aspectos sobre os solos residuais como origem e formação, seus perfis e aspectos concernentes ao comportamento tensão-deformação dos solos compactados não saturados, como estrutura, sucção, compressibilidade e resistência. Apresenta-se algumas equações de resistência para solos não saturados, como a equação de BISHOP (1960), FREDLUND (1978) e TOLL (1988) as quais trazem abordagens diferenciadas da resistência destes solos. Discute-se também aspectos com relação ao desenvolvimento de poro-pressões em solos compactados, apresentando-se expressões matemáticas para quantificar as poro-pressões desenvolvidas em aterros na fase de construção. As equações apresentadas são de HILF (1948), BISHOP (1956), HASAN e FREDLUND (1980) e SANDRONI (1985). No item de compressibilidade procurou-se fazer uma breve explanação sobre a compressibilidade dos solos saturados e não saturados.

No Capítulo III, apresenta-se as propriedades do solo ensaiado e a preparação das amostras para a realização dos ensaios.

O Capítulo IV trata basicamente das técnicas de ensaios e equipamentos utilizados.

No Capítulo V faz-se a apresentação e análise de resultados dos ensaios de compressão isotrópica e ensaios triaxiais.

No Capítulo VI, compara-se os valores de poro-pressões obtidos através dos ensaios de compressão isotrópica e ensaios oedométrico, apresentados no Capítulo V, com os valores obtidos através do método de previsão de HILF (1948, 1956) e HASAN e FREDLUND (1980).

O Capítulo VII é dedicado às conclusões sobre os resultados obtidos, apresentando-se algumas sugestões visando a continuidade desta linha de pesquisa.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 Introdução

Nos países tropicais, devido as suas condições climáticas, extensas camadas de solos residuais são desenvolvidas através de processos de intemperização. Os solos residuais compactados são largamente empregados em obras tais como: aterros de rodovias, barragens de terra, pistas de aeroportos, etc.

O comportamento dos solos compactados não saturados tem sido amplamente investigados por diversos pesquisadores de várias partes do mundo. Inicialmente procurou-se analisar o comportamento tensão-deformação-resistência destes solos através do conceito de tensão efetiva proposto por TERZAGHI, englobando-se numa única expressão, pressões referentes às fases ar e água. Nestas equações havia a necessidade de introdução de parâmetros empíricos de grande dificuldade de determinação. Por isto procurou-se adotar uma abordagem alternativa, baseada no conceito de variáveis independentes de tensão, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

Neste capítulo são abordados alguns fatores intervenientes no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos compactados não saturados tais como estrutura, sucção e compressibilidade. Também são discutidos diversos fatores que influenciam na relação $\sigma \times u$, apresentando formulações matemáticas para quantificar as poro-pressões desenvolvidas em aterros compactados durante a fase de construção.

II.2 Origem e Formação dos Solos Residuais

Os solos residuais podem ser encontrados em qualquer parte do mundo, principalmente em regiões de clima tropical úmido. Nestas regiões a abundância de água e elevada temperatura favorecem o intemperismo químico, que ocasionam as mudanças de

volume na rocha matriz.

Embora a ocorrência dos solos residuais seja muito grande, são pouco estudados, pois encontram-se em sua maioria, em regiões de economia subdesenvolvidas ou em desenvolvimento, como é o caso do Brasil.

Um outro fator que limita o estudo dos solos residuais é a dificuldade de se trabalhar experimentalmente com estes materiais, que são bastante heterogêneos, encontram-se no estado não saturado e apresentam problemas na aplicação de modelagens teóricas do comportamento geomecânico (BRAND, 1985).

O Brasil, dado às suas condições climáticas e topográficas, possui horizontes de solo residuais originados de rochas graníticas e gnáissicas, com camadas de até 100m de espessura, (BARATA 1981). A figura II.1 mostra a extensão e distribuição de solos residuais no Brasil.

Muito embora não se tenha uma definição universalmente aceita de solos residuais, é comum dizer que estes solos são produtos do intemperismo in-situ de rochas ígneas metamórficas e sedimentares.

A intemperização é um conjunto de processos físicos, químicos e biológicos que atuam conjuntamente ocasionando variações nas características das rochas.

No processo de intemperização física ocorre a fragmentação mecânica da rocha em grandes blocos, ou até mesmo em pequenos fragmentos. Como consequência, uma maior superfície dos minerais fica exposta ao ataque químico. Os principais fatores que contribuem para a ação do intemperismo físico são: expansão e contração térmica, alívio de tensões, atividade orgânica, esfoliação, congelamento da água nas fraturas e variações de temperatura.

O processo de intemperização química realiza-se com a presença da água acidulada, geralmente com gás carbônico agressivo, proveniente da decomposição dos vegetais, que penetra nas fendas das rochas, provocando a alteração química das espécies minerais que formam a rocha. Quanto maior for a fragmentação da rocha, maiores serão as variações dos

minerais componentes pelo ataque químico.

Através dos processos químicos podem ocorrer o aparecimento de minerais secundários oriundos da alteração *in-situ* dos minerais originais, e também o aparecimento de outros produtos decorrentes de precipitações de soluções que contém material solúvel das meteorizações.

O mineral quartzo dominante nas rochas graníticas e gnáissicas, embora não se altere, solta-se para formar as areias e os pedregulhos. Os feldspatos e algumas espécies de mica, decompõem-se, formando o mineral argila e sais solúveis. A mica, resistente à alteração, formam os solos micáceos.

As principais reações químicas são: hidrólise, (mais importante), hidratação e oxidação, dissolução simples e decomposição por ácido carbônico.

No processo de intemperização biológica à ação dos organismos vivos tais como algas unicelulares, fungos, bactérias, constituem agentes que desenvolvem atividades químicas destrutivas às rochas. Outros agentes como raízes de plantas que penetram nas fraturas das rochas, ao crescerem, desenvolvem uma força tal que ultrapassam a resistência da própria rocha, já enfraquecida por outros processos, rompendo-a.

As algas, musgos e líquens que comumente habitam a parte superficial das rochas, atuam secretando produtos químicos ativos. Outras plantas de ordem superior atacam as rochas pela necessidade de extraírem elementos como o K, Ca, P, S, etc. indispensáveis a sua subsistência.

As rochas submetidas a estes fenômenos desenvolvem uma área de meteorização cuja manifestação mais conspícua é sua descoloração, destruição de certos minerais, perda da coesão estrutural e conseqüente desagregação (POPP, 1987).

Os fatores mais importantes que influenciam na velocidade de intemperização biológica são as condições climáticas de umidade, temperatura, a natureza da rocha matriz, a vegetação, a drenagem e a atividade bacteriana.

II.3 Perfis de Intemperismo

II.3.1 Generalidades

O processo de intemperização produz o desenvolvimento de vários horizontes de solo dentro de uma zona de alteração. Estas camadas, muitas vezes de difícil distinção, podem apresentar espessuras que variam de poucos milímetros até poucos metros.

Na prática, os perfis de intemperização das regiões tropicais, são as vezes categorizados simplesmente por lateríticos, saprolíticos e rochas (BRAND, 1985).

A figura II.2 apresenta um perfil de intemperismo para rochas ígneas intrusivas.

II.3.2 Solo Residual Maduro

É a camada intemperizada mais evoluída e antiga, que perdeu toda a estrutura da rocha matriz. Esta camada superficial, a qual sofreu evolução pedogênica intensiva é por vezes chamada argila vermelha, (mais comum nos basaltos), solo laterítico, latossolo ou simplesmente laterita.

De acordo com a definição usual de BUCHANAN (1807) e SCHELLMANN (1983), os solos lateríticos são produtos do intemperismo intenso da rocha, os quais contém altos teores de óxidos de ferro e, ou óxidos de alumínio. Consistem predominantemente de caolinita, hematita, gibsitita, goetita e quartzo (NOGAMI, 1985).

Os solos lateríticos apresentam boa coesão, para baixos graus de compactação. A coesão desenvolvida através da compactação é parcialmente reduzida pela saturação em ensaios $\bar{C}\bar{U}$, especialmente para altos graus de compactação (NOGAMI, 1985a).

SILVEIRA (1993) observou que VARGAS (1953), verificou que em alguns lugares, especialmente na região sudeste, a parte mais superficial da camada se confunde com o solo coluvionar sobreposto, apresentando-se muito porosa, com arranjo dos grãos e vazios visíveis a olho nu. Nessas circunstâncias, e com grau de saturação inferior a 50%, freqüentemente é colapsível.



TIPOS DE ROCHAS :

	GRANITO - GNAISSE
	BASALTOS
	METAMÓRFICAS NÃO - GNAÍSSICAS
	SEDIMENTARES (CRETÁICAS OU MAIS)
	SEDIMENTOS RECENTES

NOTAS:

- 1- OS CONTORNOS SÃO APROXIMADOS E INDICAM APENAS AS ROCHAS PREDOMINANTES .
- 2- ROCHAS ALCALINAS E VULCÂNICAS ÁCIDAS OCORREM EM VÁRIOS PONTOS ISOLADOS NÃO INDICADOS .
- 3- AS ÁREAS BASÁLTICAS FREQUENTEMENTE ESTÃO ASSOCIADAS A ARENITOS "INTERTRAPEANOS "

FIGURA II.1 - LITOLOGIA DO BRASIL

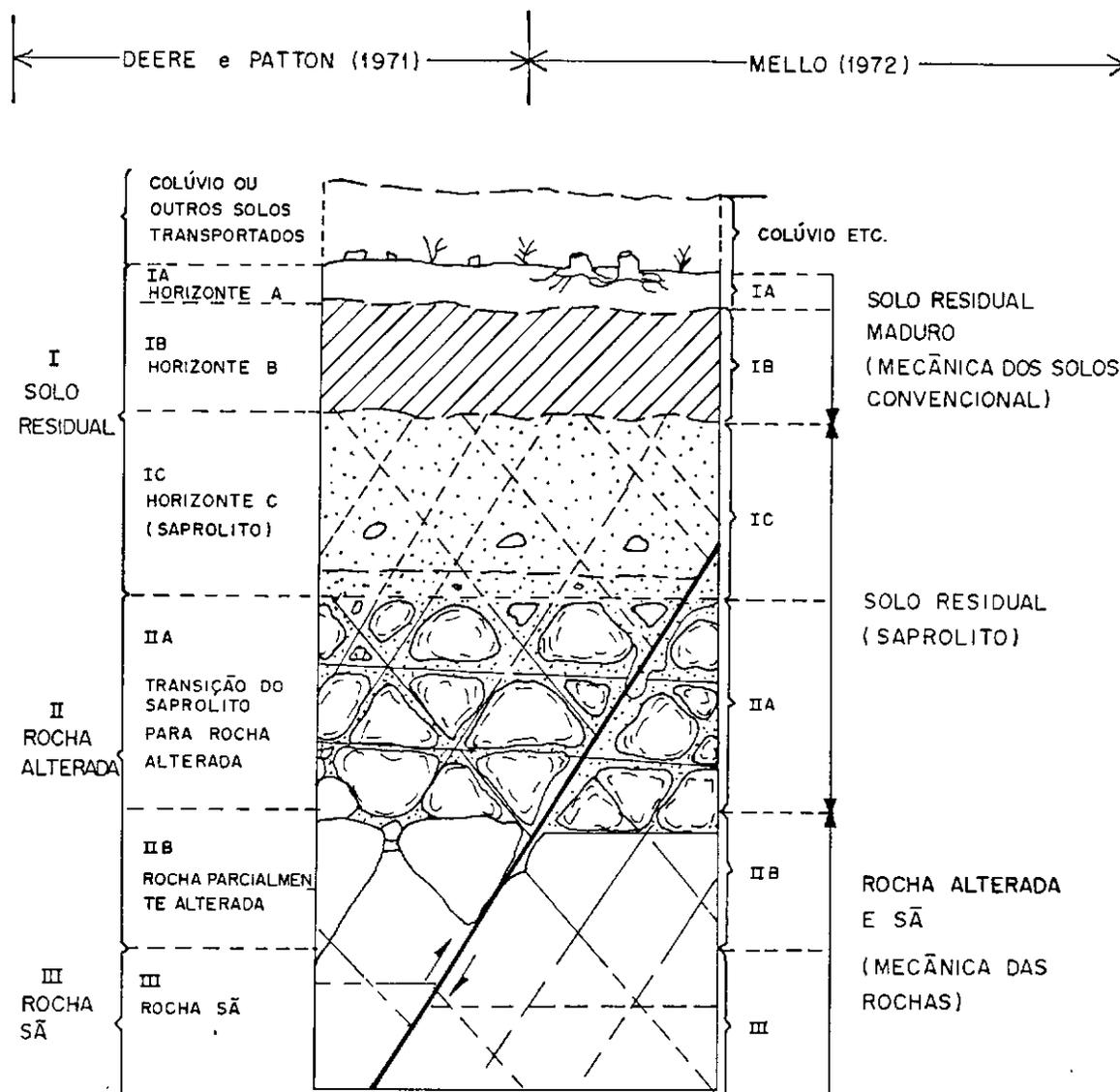


FIGURA II.2 - PERFIL DE INTEMPERISMO PARA ROCHAS ÍGNEAS
(Apud DEERE e PATTON, 1971 - com reagrupamento
pragmático de MELLO, 1972).

II.3.3 Solo Residual Jovem

É a camada de solo mais profunda que mantém a estrutura original da rocha mãe, inclusive veios intrusivos, fissuras, xistosidades, mas perdeu totalmente sua consistência (VARGAS, 1978).

Esta camada é comumente chamada de solo saprolítico ou saibro. O mineral argílico predominante é a caolinita, podendo também apresentar outros minerais mais complexos oriundos da rocha mãe. A camada pode apresentar dois níveis, um superior com solos mais finos, e outro mais baixo, menos intemperizado, contendo pedras e até mesmo matacões (VARGAS, 1985).

II.3.4 Rocha Alterada

É a camada na qual a alteração progrediu, ao longo de fraturas ou zonas de menor resistência, deixando relativamente intactos grandes blocos de rocha original, envolvidos por uma matriz de solo residual (VARGAS, 1978). Esta camada é estudada pela ciência Mecânica das Rochas.

II.4 Comportamento Tensão-Deformação-Resistência dos Solos Compactados

O comportamento Tensão-deformação-resistência dos solos compactados depende de diversos fatores, tais como, umidade e densidade de compactação, mineralogia, tipo de compactação, etc. Esses fatores influenciam significativamente na estrutura do solo.

II.4.1 Estrutura dos Solos Compactados

Chama-se estrutura de um solo o arranjo de suas partículas mantidas em suas posições relativas, pelo equilíbrio das forças internas e externas atuantes, (CRUZ, 1967).

A dimensão e a forma das partículas do solo têm uma grande importância na estrutura do solo.

Nos solos granulares, os grãos geralmente de forma arredondada ou angulosa,

ocupam posições relativas de tal forma que a força predominante é a de contato entre os grãos. A força de contato, é também chamada de força intergranular e é originada das forças gravitacionais.

A estrutura dos solos argilosos, ao contrário dos solos arenosos, é em geral, bastante variável e complexa. Os contatos entre partículas são praticamente inexistentes e as forças atuantes na sua estrutura são de atração e repulsão.

A superfície de área por massa, ou seja, a superfície específica das argilas é muito grande e em consequência as forças elétricas são muito importantes.

É sabido que as superfícies das partículas de argila possuem uma carga líquida residual negativa, devida primordialmente à substituição isomorfas (montmorilonitas e ilitas) e à dissociação de hidróxidos no caso das caolinitas. Enquanto que em suas arestas podem ter cargas negativas e positivas, dependendo do meio em que estejam inseridas.

Para contrabalancear estas cargas negativas, cátions trocáveis do meio exterior são atraídos e mantidos seguros às suas superfícies. Na presença de água tanto o argilo mineral como os cátions absorvem água. Ao se hidratarem, aumentam de tamanho, parte fica adsorvida pelo argilo mineral e parte se distancia, ficando em posição de equilíbrio relativo, formando então a dupla camada. A figura esquemática da dupla camada é apresentada na figura II.3.

A dupla camada do mineral argila resulta em potenciais de atração e repulsão. O potencial repulsivo cai com a distância entre partículas enquanto que o potencial atrativo aumenta com a proximidade destas.

LAMBE (1958) utilizou a teoria da dupla camada para propor que os solos compactados no ramo seco da curva de compactação apresentam uma estrutura floculada, pois as duplas camadas não estão totalmente desenvolvidas e predominam forças de atração entre as partículas. Com o aumento do teor de umidade, as duplas camadas estão plenamente formadas, prevalecendo as forças de repulsão. Neste caso as partículas do solo tendem a se orientar paralelamente, resultando numa estrutura denominada por LAMBE (1958) de dispersa.

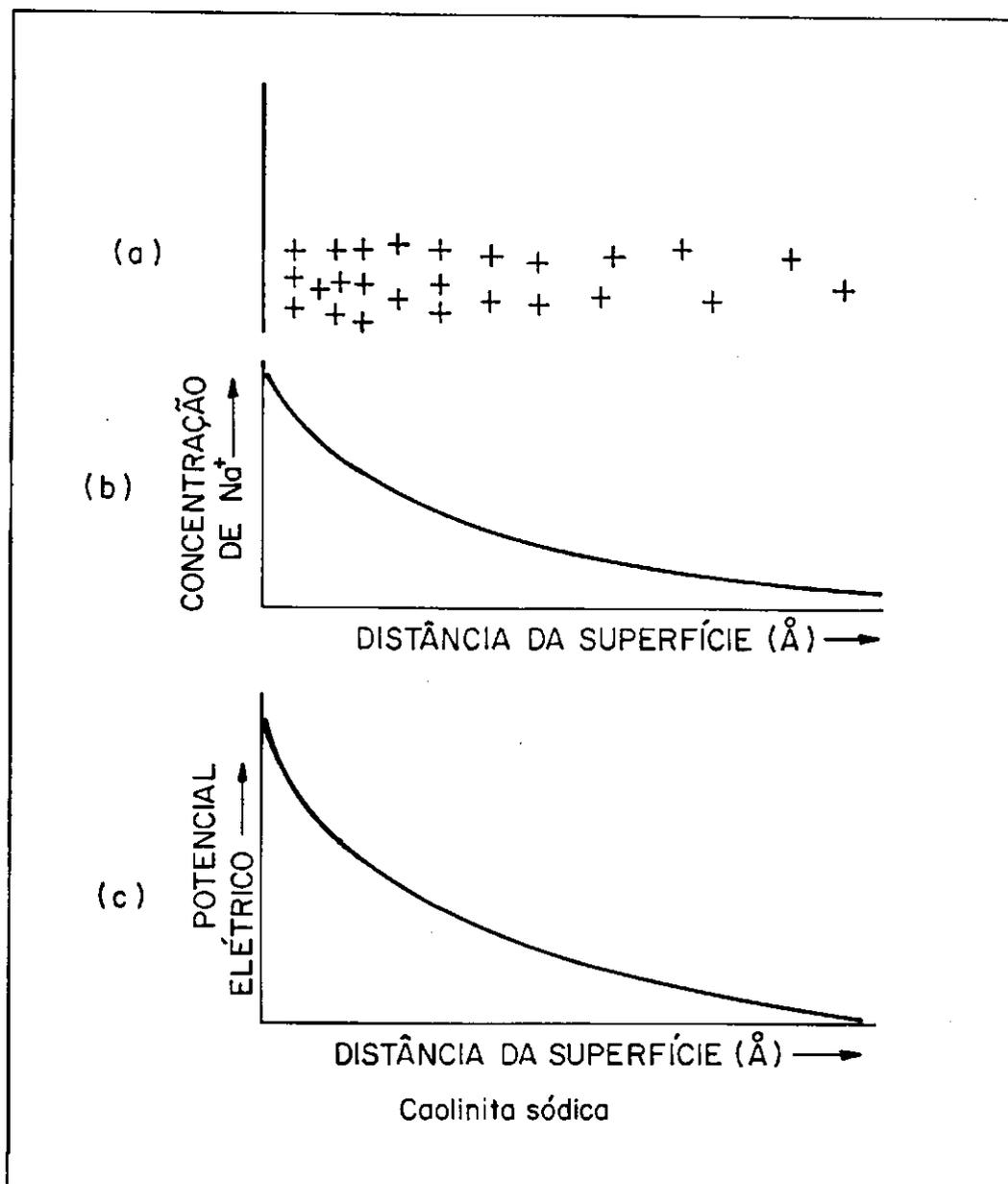


FIGURA II.3 - PARTÍCULA COM DUPLA CAMADA

BARDEN e SIDES (1970), apresentaram um estudo sobre a estrutura de solos argilosos e verificaram que existe uma acentuada diferença na estrutura do solo compactado no ramo úmido e no ramo seco, quando esta amostra é submetida a cargas baixas, porém, para altas cargas a diferença é muito pequena.

LINS (1991), baseado em estudos anteriores (SLOANE e KELL, 1966; DIAMOND, 1971; YONG, 1973), observou que a estrutura de um solo compactado é formada pela interação de diversos agregados de partículas, e não pela interação de partículas isoladas. Este fato torna-se mais evidente em solos compactados abaixo da umidade ótima. Estas diferenças na estrutura do solo compactado faz com que as suas características mecânicas variem significativamente em função das condições de compactação, tais como, umidade de compactação, energia e tipo de compactação, processo de secagem, umedecimento do solo anterior à compactação.

II.4.2 Conceito de Sucção nos Solos

A sucção nos solos não saturados, contribui significativamente para o aumento da resistência ao cisalhamento dos solos em geral e dos solos residuais em particular.

A sucção pode ser dividida em duas parcelas: a sucção osmótica e a sucção matricial.

A sucção osmótica está associada à ocorrência de diferenças de concentração iônica nos diversos pontos do solo.

Existem divergências com relação a importância da sucção osmótica na resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

FONSECA et al. (1994) observaram que alguns autores (e.g. FREDLUND, 1979; ALONSO et al., 1987) entendem que a sucção matricial é suficiente para descrever o comportamento resistente do solo, enquanto que outros (e.g. REGINATO e FERRERO, 1973; RICHARDS et al., 1984) observaram que mudanças na sucção osmótica têm, em alguns solos, provocado relevantes variações volumétricas.

A sucção matricial está associada a fenômenos capilares e forças de adsorção.

CRUZ (1994) apresentou uma análise interessante sobre a sucção nos solos. O autor considerou um cubo de solo argiloso, imerso em água. Retirando-se este cubo de solo da água, é intuitivo imaginar que a água dos macro vazios vai escoar, e que grande parte da água ficará contida nos vazios menores por efeitos capilares, mas também devido às forças elétricas entre

partículas. A soma destes dois fatores, denomina-se sucção matricial e é definida pela relação $u_a - u_w$. Apresenta-se na figura II.4 , uma representação esquemática de duas partículas de solos ligadas pela água “presa”, mencionada por CRUZ.

A sucção na água dos poros varia dependendo de fatores como o tipo de solo, a estrutura, umidade de moldagem e grau de saturação.

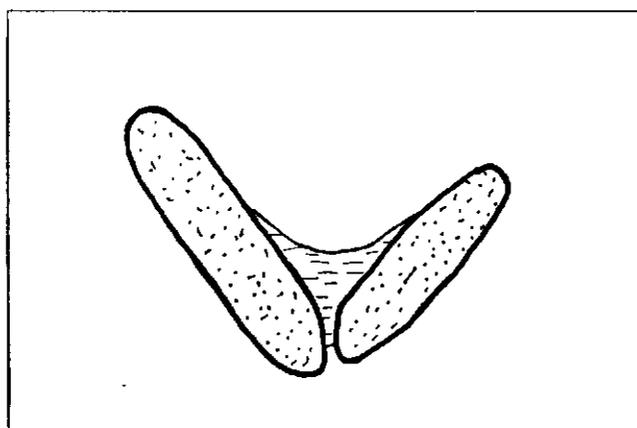


FIGURA II.4 - A ÁGUA “PRESA” NO SOLO.

II.4.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos Compactados

O estudo da resistência ao cisalhamento dos solos compactados não saturados é essencial para o desenvolvimento de projetos de engenharia, tais como, aterros de barragens e rodovias, etc. Este assunto tem despertado o interesse de diversos pesquisadores nos mais destacados centros de pesquisa a nível internacional.

Há aproximadamente três décadas passadas era comum a análise de estabilidade em termos de tensões totais em projetos de aterros compactados.

A partir da década de 60, os pesquisadores preocupados com os altos valores dos coeficientes de segurança utilizados em projetos de barragens de terra, consideraram que a envoltória de resistência adequada para tais projetos seria aquela expressa em termos de tensões efetivas.

Atualmente são utilizadas em geral análises em termos de pressões efetivas. Entretanto, no caso de solos não saturados, essas análises não passam de aproximações de uma realidade pouco conhecida e que na prática conduz a resultados do lado conservador (CRUZ, 1994).

Nos últimos anos tem sido desenvolvidos muitos estudos sobre técnicas de laboratório adequadas para se medir tanto a pressão na água como também a pressão do ar nos poros dos solos compactados não saturados.

A equação de resistência mais comumente usada em projeto de aterros compactados com amostras saturadas é a que se baseia na Teoria de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg}\phi' \quad (\text{II.1})$$

onde: c' = intervalo de coesão efetiva

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo

σ' = tensão efetiva do solo definida com $\sigma' = \sigma - u_w$.

Para a análise de resistência em solo não saturados foram propostas diversas equações.

BISHOP et al. (1960) propuseram uma equação de resistência para solos não saturados, em termos de tensões efetivas, baseados na equação de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w))] \operatorname{tg}\phi \quad (\text{II.2})$$

Sendo, c' = coesão efetiva

σ = tensão total

u_a = poro-pressão do ar

u_w = poro-pressão da água

$\operatorname{tg}\phi$ = ângulo de atrito efetivo

χ = parâmetro que varia com o grau de saturação dos solos.

Para o caso de solos saturados o parâmetro χ seria igual a 1, o termo $u_a - u_w = 0$ e a

equação acima seria análoga a equação de Mohr-Coulomb.

A equação (II.2) proposta por Bishop foi bastante criticada por MORGENSTEN (1979), por apresentar pouca validade para os casos práticos de engenharia e pela limitação na compreensão do comportamento dos solos não saturados.

FREDLUND et al. (1978), propuseram uma equação linear para solos não saturados. A equação era escrita em termos de duas variáveis independentes do estado de tensão, tensão normal, $(\sigma - u_a)$ e sucção $(u_a - u_w)$.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)g\phi' + (u_a - u_w)tg\phi b \quad (II.3)$$

sendo:

c' = coesão efetiva quando as variáveis do estado de tensão são iguais a zero.

ϕ' = ângulo de atrito em relação as variáveis do estado de tensão $(\sigma - u_a)$ quando $(u_a - u_w)$ permanece constante.

ϕb = ângulo de atrito que indica o ganho de resistência em relação a sucção matricial $(u_a - u_w)$

A equação II.3 recai na equação de TERZAGHI para solos saturados quando o solo atinge a saturação, pois nesta condição $u_w = u_a$ e a sucção matricial, $(u_a - u_w) = 0$.

A equação II.3 está representada por um plano no espaço tridimensional na figura II.5. O eixo vertical representa a resistência ao cisalhamento e os eixos horizontais representam as variáveis do estado de tensão, $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

A envoltória de ruptura para os solos não saturados é representada pela linha pontilhada, tangente aos círculos de Mohr. A envoltória de ruptura para os solos saturados é representada pela intersecção do plano frontal com a envoltória de ruptura para os solos não saturados.

TOLL (1988) propôs uma equação para solos não saturados baseados no conceito de Estado Crítico dos solos saturados. O autor inclui na equação do Estado Crítico as variáveis do estado de tensões que regem o comportamento dos solos não saturados. A equação proposta por TOLL (1988) tem a seguinte forma:

$$q = M_a(p - u_a) + M_w(u_a - u_w) \quad (\text{II.4})$$

sendo: M_a = coeficiente de tensões totais

M_w = coeficiente de sucção

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$q = \sigma_1 - \sigma_3$ na ruptura

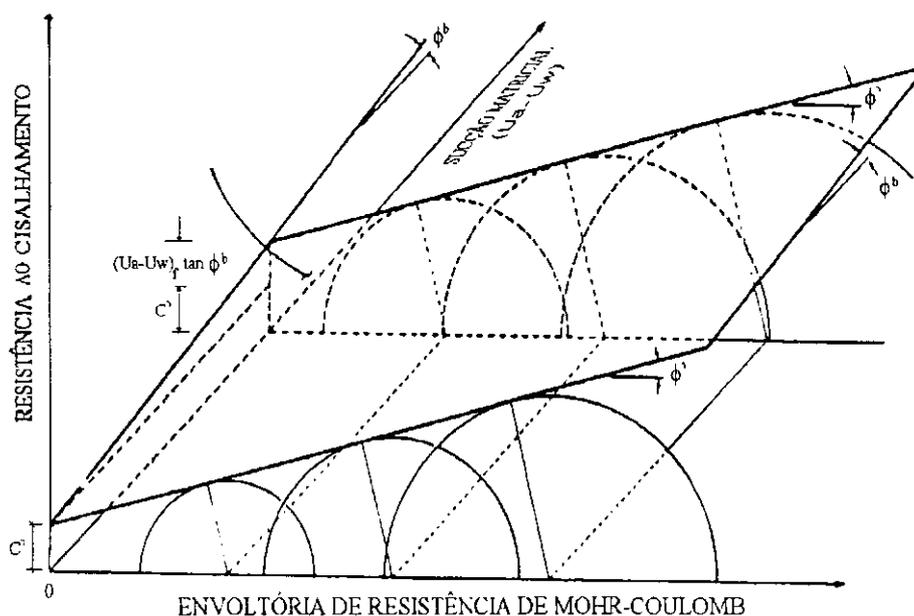


FIGURA II.5 - FORMA GRÁFICA DA EQUAÇÃO II.3.
(Apud FREDLUND et al., 1978)

Os parâmetros M_a e M_w variam com o grau de saturação do solo. Segundo WHEELER (1991) a inclusão do grau de saturação nas relações do Estado Crítico propostas por TOLL (1980, 1990) causava dificuldades na sua utilização para a previsão do comportamento dos solos não saturados, devido ao grande número de variáveis independentes envolvidas. Assim, o autor sugeriu que a tensão desviatória q deveria ser relacionada diretamente com as duas variáveis do estado de tensões $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. A dependência de q em função de $(\sigma - u_a)$ pode ser expressa por um parâmetro M , como no caso dos solos saturados.

As equações propostas por BISHOP (1960), FREDLUND (1978) e TOLL (1988) ainda são pouco utilizadas na prática em projetos de engenharia. Isto pode ser devido aos poucos recursos disponíveis de laboratório para a execução de ensaios com medidas de

pressão no ar e na água; a elevação dos custos e tempos aplicados na execução destes ensaios. Outro fator seria a dificuldade de se avaliar corretamente o valor da sucção *in situ*, seja de solos naturais, seja de solos compactados, sem mencionar ainda a sua variação sazonal com possíveis variações de umidade (CRUZ, 1994 e MAIOLINO 1985).

Em geral, é comum na análise de resistência ao cisalhamento dos solos compactados utilizar ensaios laboratoriais convencionais do tipo \overline{UU} , \overline{CU} e CD.

II.5 Compressibilidade

A compressibilidade é a propriedade dos solos de mudarem de volume quando submetidos a um esforço externo.

Os solos saturados são compostos por um esqueleto sólido cujos vazios são preenchidos por um fluido, geralmente água. O processo de compressibilidade destes solos pode ser explicado facilmente pelo exemplo clássico de um modelo físico hidromecânico adotado por TERZAGHI.

Considere-se um cilindro contendo água e uma mola apoiada por um pistão. A água representa o fluido intersticial e a mola representa o esqueleto sólido, como mostra a figura II.6

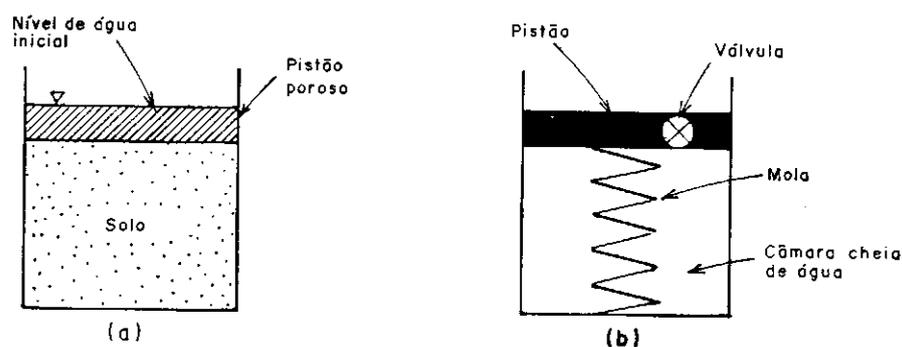


FIGURA II.6 - MODELO FÍSICO - TERZAGHI - (Apud LAMBE, 1987).

Aplicando-se uma carga ao pistão, com a válvula de saída d'água fechada, parte desta carga é suportada pela água e parte é suportada pela mola. Como a água é relativamente incompressível, o pistão se moverá muito pouco, e toda a carga aplicada será resistida pela água, que desenvolve um incremento de pressão, Δu . Ao se abrir a válvula de drenagem esta pressão surgida obriga a água a sair do cilindro e a mola passa a suportar uma maior parte da carga aplicada.

Com o passar do tempo o excesso de poro-pressão é dissipado e a água volta para o seu estado inicial, hidrostático, e a mola passa a suportar toda a carga aplicada. A representação esquemática deste processo pode ser vista na figura II.7.

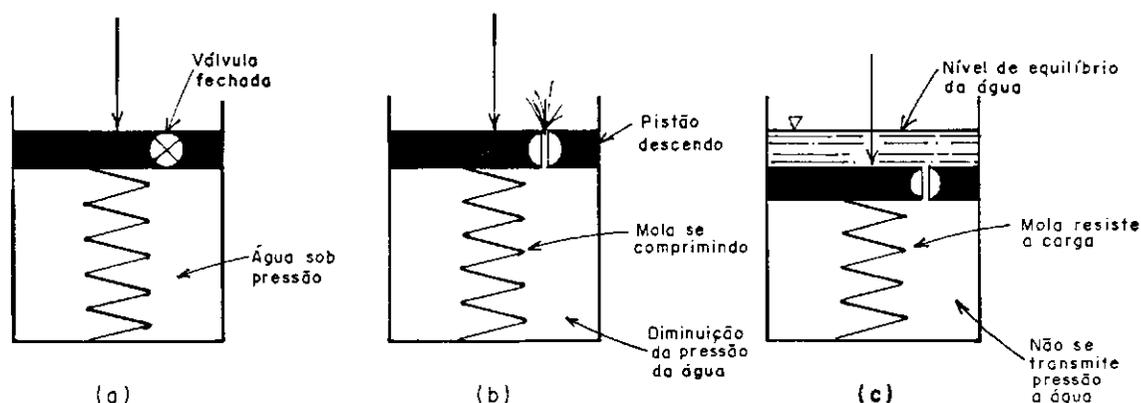


FIGURA II.7 - ANALOGIA HIDROMECÂNICA - TERZAGHI - (Apud LAMBE, 1987).

A diferença entre a pressão total e a pressão intersticial é definida pela tensão efetiva dos solos, $\sigma' = \sigma - u$. De acordo com o princípio das tensões efetivas proposto por TERZAGHI (1936), toda variação de volume e de resistência que ocorre numa massa de solo saturada é decorrente da alteração das tensões efetivas atuantes.

Baseando-se no princípio das tensões efetivas, TERZAGHI (1943) propôs uma teoria de consolidação unidimensional para os solos saturados, considerando as seguintes hipóteses:

- 1 - O solo é homogêneo e saturado;
- 2 - As deformações são pequenas;
- 3 - O coeficiente de variação de volume, m_v , e permeabilidade, K_w , permanecem constantes

durante a consolidação;

4 - A água e as partículas sólidas são incompressíveis.

A expressão matemática que descreve o processo de consolidação, utiliza as equações de equilíbrio de um elemento de solo, as relações tensão-deformação do esqueleto sólido e as equações de continuidade do fluxo intersticial. A equação proposta por TERZAGHI (1943), é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \quad (\text{II.5})$$

A equação II.5 descreve a variação na poro-pressão da água com relação a profundidade e o tempo durante o processo de consolidação. A variação da poro-pressão da água resulta em variação da tensão efetiva.

Ao contrário dos solos saturados que apresentam um sistema bifásico, os solos não saturados apresentam três fases distintas, a fase formada pelo arcabouço dos grãos, a fase fluida e a fase gasosa. FREDLUND e MORGENSTERN (1977) propuseram a inclusão de uma nova fase que seria a interface água-ar, surgida em função da tensão superficial, que se comporta como uma membrana elástica, capaz de suportar apenas esforços tangenciais.

O comportamento mecânico dos solos não saturados é afetado pelas variações das poro-pressões da água e do ar. Em um processo de compressão não drenada, a variação de volume se dá pela compressão do ar e em menor escala, pela compressão da água. As partículas sólidas apresentam compressão negligenciável para o nível de tensão normalmente empregada. Estas podem se deformar elasticamente ou se rearranjar, mas não ocorre variação de volume.

A variação de volume de ar ocorre como um resultado da compressão do ar livre de acordo com a lei de Boyle e a dissolução do ar na água de acordo com a lei de Henry.

Nos solos compactados existem dois estados em que o ar se encontra nos poros do solo. O estado aberto, correspondendo ao ramo seco da curva de compactação onde os vazios de ar são contínuos, e o estado ocluso, correspondendo ao ramo úmido da curva de

compactação onde o ar se encontra na forma de bolhas isoladas. A fronteira entre estes dois estados é próximo do teor ótimo de umidade, (OLSON, 1963; MARSAL, 1979 e SANDRONI, 1985).

De acordo com BARDEN e SIDES (1970), no ramo seco da curva de compactação, devido as baixas poro-pressões induzidas pelo carregamento, a dissipação da poro-pressão do ar é muito rápida. Não existe consolidação no sentido clássico, o que ocorre é uma compressão imediata seguida por um processo de creep.

No ramo úmido, com os vazios de ar oclusos, altas poro-pressões de água podem ser desenvolvidas quando a massa de solo é submetida a um carregamento não drenado. Neste caso a consolidação é o maior problema de estabilidade de aterros compactados.

II.6 Desenvolvimento de Poro-pressões em Solos Compactados não Saturados

Em um maciço de solo compactado, quando submetido a um carregamento não drenado, desenvolvem-se acréscimos de pressões no ar e na água dos poros. É de fundamental importância conhecer o desenvolvimento destas pressões para solucionar problemas relacionados à resistência, à variação de volume e ao fluxo transiente.

Existem muitos métodos para quantificar as poro-pressões desenvolvidas durante a construção de maciços de terra compactados:

1. **Métodos Teóricos** - Combinam as características de deformabilidade dos solos com considerações teóricas (BRUGGEMAN et al., 1939; HILF, 1948, 1956; BISHOP e ELDIN, 1950; KONNING, 1963; SHURMAN, 1966; HASAN e FREDLUND, 1980; LLORET e ALONSO, 1980; SANDRONI, 1985);
2. **Métodos Experimentais** - Utilizam diretamente os resultados de ensaios não drenados com medição da poro-pressão (CASAGRANDE e HIRSCHFELD, 1960; CRUZ, 1967, 1969; SANDRONI e BARBOSA DA SILVA, 1988);
3. **Estimativa direta** a partir de poro-pressões observadas em obras similares (GOULD, 1959).

Em 1939, foi publicado pelo Bureau of Reclamation o primeiro trabalho propondo um método analítico de previsão de poro-pressão em maciços de terra compactados. Este método foi proposto por BRUGGEMAN et al.,(1939) que admitiu que a taxa de variação do volume de ar e água, contidos nos poros do solo é decorrente do fluxo devido a percolação e a variação de volume de ar livre. Os autores admitiram as seguintes hipóteses simplificadoras:

- 1) Desprezou-se a pressão de vapor para as temperaturas usuais;
- 2) Considerou que as pressões no ar e na água eram iguais;
- 3) O módulo de deformação do esqueleto é constante;
- 4) A temperatura é constante em todos os pontos do maciço.

Adotando as leis físicas de compressão e dissolução dos gases os autores baseados no exposto acima, chegaram a uma equação diferencial que rege o estado transiente das poro-pressões.

Como esta formulação envolvia grande complexidade matemática devido ao fluxo transiente, este método foi severamente criticado, embora tenha tido sua importância por ter sido o precursor dos modelos teóricos existentes.

HILF (1948) baseando-se nas mesmas hipóteses simplificadoras de BRUGGEMAN et al. (1939) propôs um método de previsão de poro-pressão em maciços compactados evitando as complexidades matemáticas devidas ao fluxo transiente considerando que a compressão no maciço ocorria sem nenhuma drenagem.

Nos poros dos solos não saturados existem ar e água. O ar contém vapor d'água e a água contém uma certa quantidade de ar dissolvido. O equilíbrio entre a água e a pressão de vapor d'água depende da pressão parcial do ar contido na mistura, da temperatura e da curvatura dos meniscos capilares. Para as pressões usuais em engenharia, o efeito da pressão do ar sobre a pressão do vapor é considerada pequena. HILF (1956) analisou a influência da curvatura dos meniscos capilares e verificou que para um raio de curvatura igual a 0,001mm, para uma temperatura de 20°C, a diferença de pressão considerando a curvatura do menisco é de 1% do valor considerando a superfície plana. O autor também verificou que a pressão de vapor praticamente não varia para valores usuais de temperatura em engenharia. Entretanto a quantidade de ar dissolvido na água depende da pressão do ar existente no solo e deve ser levada em

consideração no estudo analítico de quantificação da poro-pressão nos solos não saturados.

HILF (1956), considerou que os acréscimos de pressão na água dos poros gerados pelo aumento do carregamento, são iguais ao aumento da pressão no ar. O autor utilizou o princípio da translação de eixo para mostrar que aplicando-se uma pressão de ar no interior de uma amostra de solo não saturado com o ar interconectado, no estado aberto, ocorre um aumento idêntico de pressão na água. Segundo HILF, o aumento da pressão de ar não causaria mudança na curvatura dos meniscos capilares uma vez que o processo se daria sem nenhuma drenagem.

A equação de HILF para o cálculo das pressões no ar em um solo não saturado submetido a um carregamento isotrópico é expressa da seguinte maneira:

$$u_a = \frac{P_a \cdot \Delta e}{e_{a0} + H \cdot e_w - \Delta e} \quad (\text{II.6})$$

Onde: P_a = pressão atmosférica;

Δe = variação de índice de vazios;

e_w = volume de água, considerando um volume total igual a $(1 + e_0)$, onde e_0 é índice de vazios inicial.;

e_{a0} = volume inicial de ar;

H = constante de solubilidade do ar na água em volume (= 0,02).

A poro-pressão equivalente na água é dada por:

$$u = u_a + u_c \quad (\text{II.7})$$

Onde: u = poro-pressão equivalente;

u_a = pressão no ar dos poros;

u_c = pressão capilar que deve ser medida ou estimada;

HILF (1948) sugeriu a utilização do ensaio de consolidação unidimensional para que através dos valores de Δe obtidos da curva $\log \sigma' \times e$, fossem calculados os incrementos de poro-pressão Δu . Deste modo, obtém-se a curva $\log \sigma \times \Delta u$ que fornece os valores da poro-pressão em função da tensão total.

HILF (1956) considerou que o tempo de equilíbrio em um processo de dissolução do ar na água é desprezível e adotou o coeficiente de difusão do ar na água pura, considerando que a interface água-ar fosse plana. O autor admitiu que a pressão de ar inicial é igual a pressão atmosférica e que os acréscimos da pressão do ar são iguais aos acréscimos da pressão de água. Desprezou a influência das tensões superficiais, admite que $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$ e que a variação de volume do esqueleto sólido pode ser expressa por $\Delta V/V = mv \cdot \Delta(\sigma_1 - u_a)$. Este procedimento conduz a resultados afastados dos valores reais e esta diferença aumenta com o inverso da saturação.

De acordo com o modelo capilar, a pressão atuante numa bolha de ar imersa na água é maior do que a pressão na água. A diferença entre u_a e u_w pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{r} \quad (\text{II.8})$$

Sendo:

T_s = tensão superficial;

r = raio de curvatura da bolha de ar

No início de um carregamento em um aterro compactado com o ar no estado aberto, ocorrem modificações estruturais do solo e a pressão na água dos poros tende a ser maior do que as variações de u_a até o momento da oclusão do ar (HASAN e FREDLUND, 1980; ALONSO e LLORET, 1982).

Quando o ar encontra-se ocluso, o raio das bolhas de ar tende a diminuir de tamanho e, de acordo com a teoria capilar a diferença $u_a - u_w$ tende a infinito. Porém, segundo SCHURMAN (1966) as bolhas de ar sofrerão um colapso quando esta diferença atingir um determinado valor crítico.

A primeira crítica surgida ao método de HILF de previsão de poro-pressão, veio do próprio HILF, que considerou a afirmação de que não ocorre tensão superficial e que a consolidação no maciço ocorre sem nenhuma drenagem conduz a resultados conservativos de valores de poro-pressão. No entanto, o método de HILF, segundo SHERMAN et al. (1968),

fornece uma razoável estimativa de poro-pressões em um maciço compactado durante a fase construtiva.

SKEMPTON (1954) e BISHOP (1954) propuseram a seguinte equação para previsão de poro-pressões em solos não saturados, geradas durante a compressão triaxial, sob condições não drenadas.

$$\Delta u_w = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (\text{II.9})$$

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} \quad (\text{II.10})$$

$$\bar{B} = B \left[1 - (1 - A) \left(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} \right) \right] \quad (\text{II.11})$$

$$\bar{B} = \frac{1}{[1 + n(C_w / C_c)]} \quad (\text{II.12})$$

Onde: A e B são parâmetros de poro-pressão;

C_w = compressibilidade do fluido;

C_c = compressibilidade do esqueleto sólido;

n = porosidade do solo

O parâmetro A tem como função compensar a discrepância entre o comportamento elástico e o comportamento real do solo no campo. O parâmetro A varia com o tipo de sollicitação a que é submetido o corpo de prova, sendo determinado experimentalmente.

O parâmetro B varia no intervalo de 0 a 1, no caso dos solos completamente secos e nos solos completamente saturados, respectivamente.

BISHOP (1957) observou que para barragens compactadas na umidade ótima, os valores obtidos do parâmetro \bar{B} poderiam ser conservativos se não fosse admitido a ocorrência de drenagem interna, durante a fase construtiva no maciço da barragem. Considerando a dissipação parcial de poro-pressão no maciço, o autor observou que ocorria um duplo efeito

no valor do excesso de poro-pressão no fim da construção. O primeiro efeito, seria o alívio de poro-pressão, e o segundo, seria que depois de um período de dissipação de poro-pressão, o incremento de poro-pressão gerado com o aumento do carregamento subsequente seria menor do que o aumento antes da dissipação.

BISHOP e HENKEL (1962) sugeriram a introdução dos parâmetros A_a , B_a , A_w e B_w na equação de previsão de poro-pressões em solos saturados, para representar o acréscimo de poro-pressão no ar e na água durante o carregamento não drenado em solos não saturados,

$$\Delta u_a = B_a [\Delta \sigma_3 + A_a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (\text{II.13})$$

$$\Delta u_w = B_w [\Delta \sigma_3 + A_w (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (\text{II.14})$$

HASAN e FREDLUND (1980) utilizando os conceitos de FREDLUND e MORGENSTERN (1977) de variáveis do estado de tensão em solos não saturados e usando as equações constitutivas apresentadas por FREDLUND e MORGENSTERN (1976) e FREDLUND (1976) desenvolveram os parâmetros de poro-pressão B_a e B_w para prever as variações de poro-pressão no ar e na água durante um carregamento isotrópico, não drenado de um solo não saturado.

Os autores assumiram que não ocorre drenagem do ar e da água durante o carregamento e que a pressão no ar é uniforme através dos poros. Considerando as exigências de continuidade num elemento de solo não saturado, tem-se:

$$\frac{\Delta V}{V} = \left(\frac{\Delta V_w}{V} \right) + \left(\frac{\Delta V_a}{V} \right) \quad (\text{II.15})$$

onde: V = volume total do elemento;

V_w = volume de água no elemento;

V_a = volume de ar no elemento.

FREDLUND (1976) derivou uma expressão para a compressibilidade da mistura ar e água (β_m)

$$\beta_m = S\beta_w + B_{aw} \left[\frac{(1-S) + HS}{(u_a + u_{atm})} \right] \quad (\text{II.16})$$

onde: S = grau de saturação;

β_w = compressibilidade da água;

B_{aw} = variação na pressão do ar relativa a uma variação na pressão da água;

u_a = pressão manométrica no ar;

u_{atm} = pressão atmosférica;

H = constante de solubilidade do ar na água (= 0,02).

Igualando-se a variação de volume da mistura água-ar com a variação total do volume do esqueleto sólido, obtém-se a seguinte expressão:

$$\frac{\Delta V_w + \Delta V_a}{V} = \beta_m \cdot n \cdot \Delta u_f \quad (\text{II.17})$$

Sendo, n = porosidade

Δu_f = variação da pressão no fluido dos poros,

Substituindo β_m , definido na eq. (II.16), na eq (II.17), obtém-se:

$$\frac{\Delta V_w + \Delta V_a}{V} = Sn\beta_w \Delta u_w + \left[\frac{(1-S)n + HS n}{(u_a + u_{atm})} \right] \Delta u_a \quad (\text{II.18})$$

A variação de volume total deve ser igual à variação de volume do esqueleto sólido obtida pelas equações constitutivas propostas por FREDLUND e MORGENSTERN (1977). Logo, pode se escrever a igualdade,

$$m_1^S (\sigma_3 - u_a) + m_2^S (u_a - u_w) = S \cdot n \beta_w \cdot \Delta u_w + \left[\frac{(1-S)n + HS n}{(u_a + u_{atm})} \right] \Delta u_a \quad (\text{II.19})$$

onde:

m_1^S = compressibilidade da estrutura do solo quando $\Delta(u_a - u_w) = 0$

m_2^S = compressibilidade da estrutura do solo quando $\Delta(\sigma_3 - u_a) = 0$

Fazendo-se $R_s = m_2^S/m_1^S$, e expressando-se a eq. (II.19) em função de u_w tem-se que,

$$\Delta u_w = \left[(R_s - 1) - \frac{(1-S)n + H \cdot S \cdot n}{(u_a + u_{atm})m_1^S} \right] \Delta u_a + \left[\frac{1}{R_s + S \cdot n \cdot \beta_w / m_1^S} \right] \Delta \sigma_3 \quad (\text{II.20})$$

A equação (II.20) tem duas incógnitas e, portanto, precisa-se de uma segunda equação independente. A segunda equação pode ser obtida considerando-se a continuidade do ar dos poros. A variação de volume do ar dos poros precisa ser igual à variação de volume de ar obtida pelas equações constitutivas. Obtém-se então a seguinte equação,

$$\Delta u_a = \left[\frac{R_a}{(R_a - 1) \frac{(1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m_1^a}} \right] \Delta u_w + \left[\frac{R_a}{(R_a - 1) \frac{(1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m_1^a}} \right] \Delta \sigma_3 \quad (\text{II.21})$$

onde:

m_1^a = módulo de variação do volume do ar quando $(u_a - u_w) = 0$

m_2^a = módulo de variação de volume de ar quando $(\Delta \sigma_3 - u_a) = 0$

$R_a = m_2^a/m_1^a$

As equações (II.20) e (II.21) devem ser solucionadas simultaneamente para fornecer os valores de u_a e u_w , resultante do carregamento isotrópico aplicado. Estas equações podem ser aplicadas definindo-se as seguintes variáveis:

$$R_1 = \frac{(R_s - 1) - (1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m_1^S} \quad (\text{II.22})$$

$$R_s + \frac{Sn\beta_w}{m_1^S}$$

$$R_2 = \frac{1}{R_s + S \cdot n \cdot B_w / m_1^S} \quad (\text{II.23})$$

$$R_3 = \frac{R_a}{(R_a - 1) - \frac{(1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m l^S}} \quad (\text{II.24})$$

$$R_4 = \frac{1}{(R_a - 1) - \frac{(1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m l^a}} \quad (\text{II.25})$$

Desta forma, as equações (II.20) e (II.21) reduzem-se a,

$$\Delta u_w = R_1 \Delta u_a + R_2 \Delta \sigma_3 \quad (\text{II.26})$$

$$\Delta u_a = R_3 \Delta u_a + R_4 \Delta \sigma_3 \quad (\text{II.27})$$

Os parâmetros de poro-pressão são definidos, combinando-se as equações (II.26) e (II.27).

$$B_w = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} = \frac{R_2 - R_1 R_4}{1 - R_1 R_3} \quad (\text{II.28})$$

$$B_a = \frac{\Delta u_a}{\Delta \sigma_3} = \frac{R_2 R_3 - R_4}{1 - R_1 R_3} \quad (\text{II.29})$$

As equações (II.28) e (II.29) são ambas não lineares e podem ser solucionadas usando técnicas iterativas. O primeiro passo consiste em adotar $u_a = 0$. Os resultados obtidos considerando-se $u_a = 0$ e assim sucessivamente até obter-se a convergência entre os valores assumidos e os valores calculados.

A equação (II.20) pode ser escrita na seguinte forma,

$$\frac{\Delta u_a}{\Delta \sigma_3} = B_a \left[\frac{R_a}{(R_a - 1) - \frac{(1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m l^a}} \right] B_w \left[\frac{1}{(R_a - 1) - \frac{(1-S)n + HS_n}{(u_a + u_{atm})m l^a}} \right] \quad (\text{II.30})$$

Assumindo-se que o módulo m_2^a é igual a zero, o parâmetro R_a torna-se igual a zero e a equação constitutiva reduz-se a,

$$\frac{\Delta V}{V} = m l^a \Delta(\sigma_3 - u_a) \quad (\text{II.31})$$

Neste caso, o parâmetro B_a de poro-pressão é idêntico ao parâmetro B_w proposto por HILF (1948).

HASAN e FREDLUND (1980) desenvolveram um programa usando técnicas iterativas para avaliar o comportamento dos parâmetros de poro-pressão B_a e B_w em diferentes condições, assumindo nos cálculos de B_a e B_w que existe tempo suficiente para que ocorra dissolução do ar na água.

Através das figuras II.8 e II.9 pode-se concluir que a magnitude de B_a e B_w é significativamente afetada pela compressibilidade do esqueleto sólido e pelo grau de saturação inicial do solo.

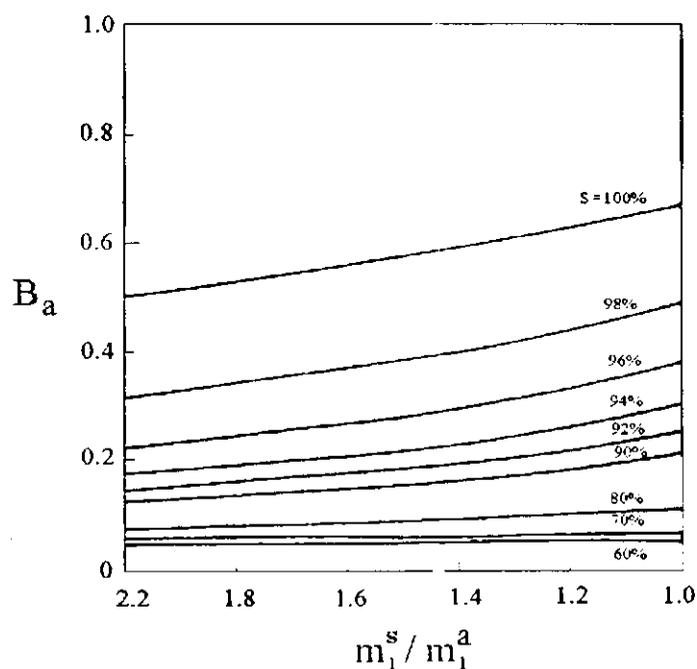


FIGURA II.8 - PARÂMETROS DE PORO-PRESSÃO versus m_1^s/m_1^a ($m_1^s=1,45 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$)

(Apud HASAN e FREDLUND, 1980)

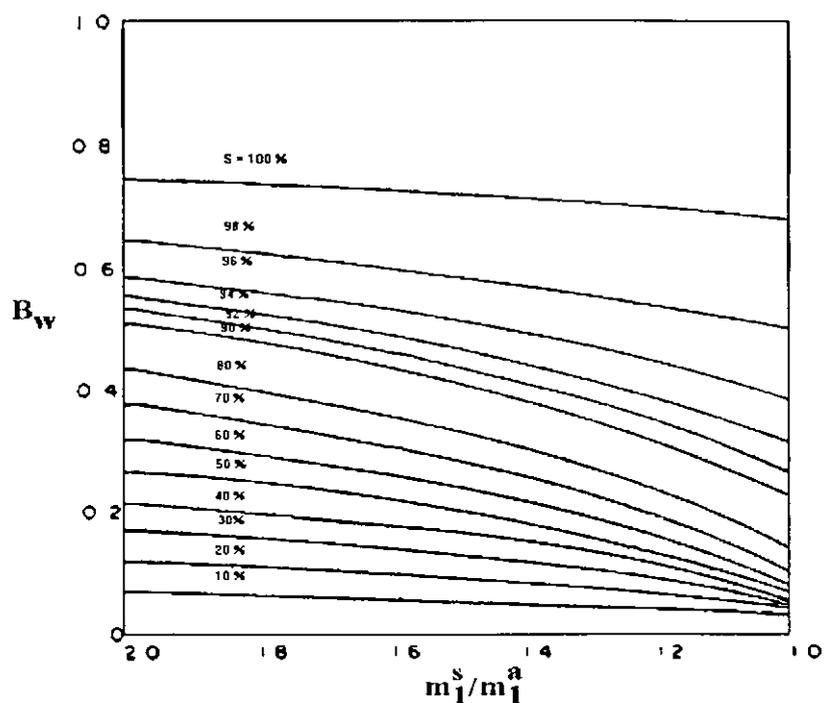


FIGURA II.9 - PARÂMETROS DE PORO-PRESSÃO versus m_1^s/m_1^a ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$)

(Apud HASAN e FREDLUND, 1980)

Quando a relação entre o módulo de variação de volume do esqueleto sólido e o módulo de variação de volume do ar (m_1^s/m_1^a) é igual a unidade, B_a e B_w serão iguais para todos os valores de compressibilidade do esqueleto e para todos os graus de saturação iniciais. Para este caso os valores de B_a e B_w serão iguais aos parâmetro B_a obtido pela equação de HILF (1956).

As figuras II.10 e II.11 indicam o comportamento dos parâmetros de poro-pressão B_a e B_w e das poro-pressões u_a e u_w , com o aumento da tensão total, sob condições não drenadas em dois solos de compressibilidades diferentes. Através dessas figuras, observa-se que, com o aumento da tensão total, B_a e B_w tornam-se iguais em um determinado ponto, e próximos a unidade quando o grau de saturação é 100%. Observa-se também que a forma das curvas das figuras II.10 e II.11 são consideravelmente influenciadas pela compressibilidade do solo. Os parâmetros B_a e B_w , para compressibilidades elevadas, divergem quando submetido a altos valores de tensões aplicadas e se aproximam para baixos valores. Conclui-se, então que os resultados de u_w obtidos da equação de HILF num solo compactado muito abaixo da unidade ótima, são subestimados, uma vez que se considera $B_a = B_w$.

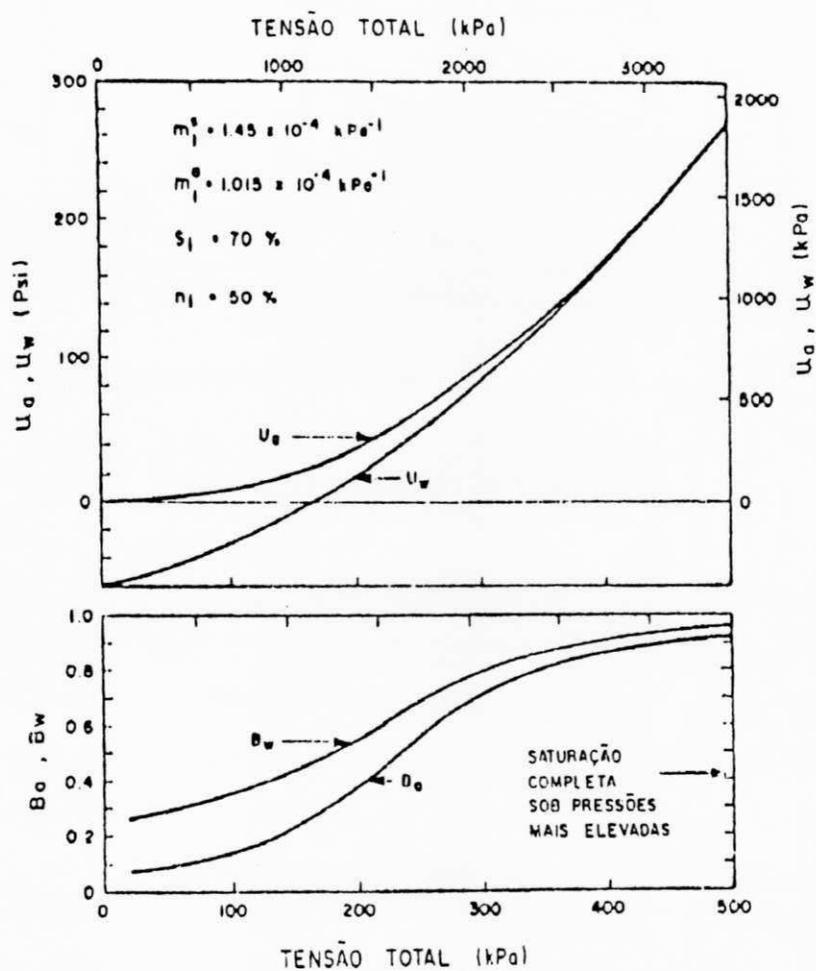


FIGURA II.10 - CURVAS $u_a, u_w - \sigma$ e $B_a, B_w - \sigma$ e $B_a, B_w - \sigma$ ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$)
(Apud HASAN E FREDLUND, 1980).

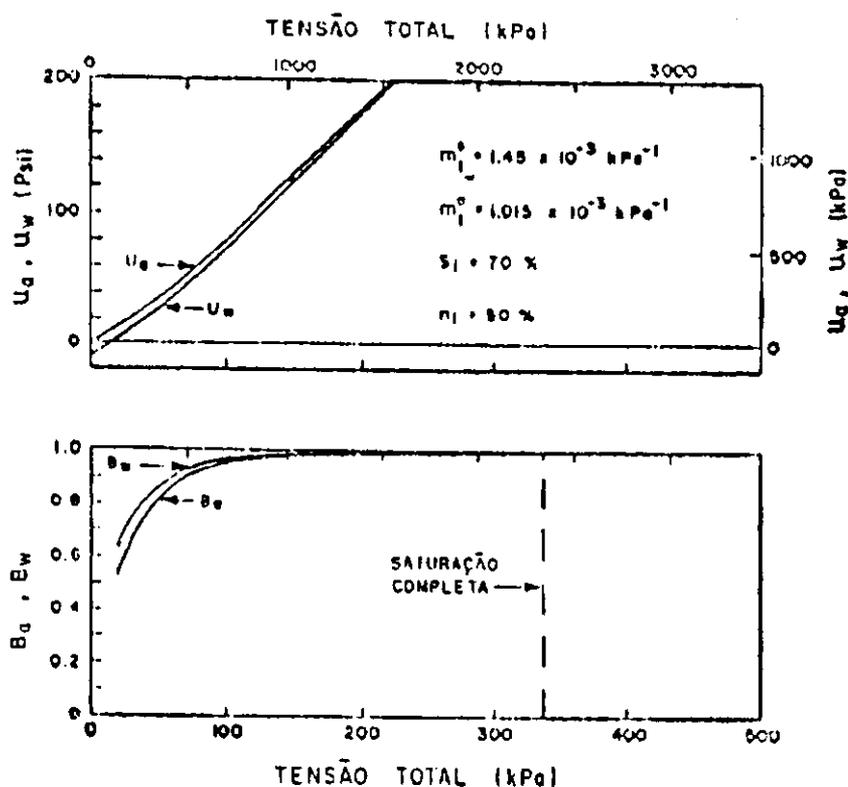


FIGURA II.11 - CURVAS $u_g, u_w - \sigma$ e $B_g, B^w - \sigma$ e $B_g, B_w - \sigma$ ($m_1^s = 1,45 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$)
(Apud HASAN E FREDLUND, 1980).

HASAN e FREDLUND (1980) compararam os resultados de poro-pressão calculados pela equação de HILF, com valores previstos pelas equações proposta por eles e também com resultados de leituras de piezômetro. Observa-se através da figura II.12 que quando a relação entre a variação de volume do esqueleto sólido e a variação de volume do fluido estão muito próxima, há uma concordância entre os valores obtidos por HILF e por FREDLUND.

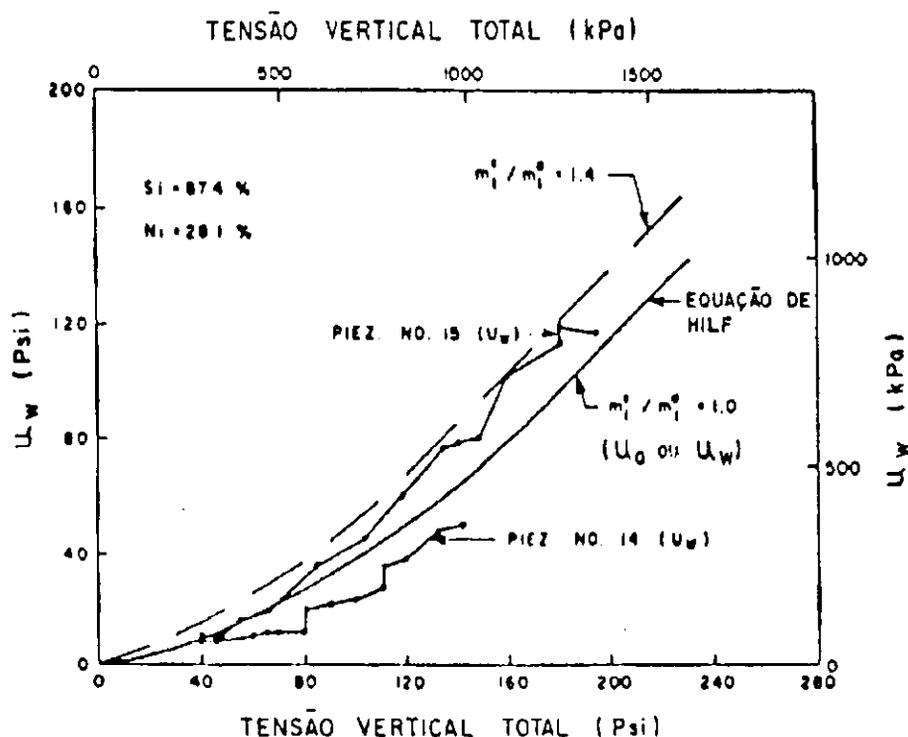


FIGURA II.12 - VALORES DE PORO-PRESSÕES MEDIDOS E PREVISTOS (Apud HASLAN e FREDLUND, 1980).

SANDRONI (1985) propôs um modelo teórico para o cálculo de poro-pressões positivas baseado no conceito de oclusão em maciços compactados.

O autor considera que em um aterro compactado existe 2 (dois) estados, nos quais as poro-pressões do ar e da água se diferenciam. O estado **aberto** antes da oclusão, em que os vazios de ar são contínuos e portanto em contato com a atmosfera. Neste estado a pressão da água é negativa e a pressão do ar é praticamente igual a pressão atmosférica. Com o aumento do carregamento a pressão na água aumenta mais rapidamente que a pressão no ar tornando-se iguais a pressão atmosférica. Este comportamento indica o estado **ocluso** do solo. Depois da oclusão as pressões no ar e na água são iguais e positivas. O esquema apresentado acima é representado graficamente através da figura II.13.

Segundo o autor, o modelo supõe que a oclusão ocorre para um grau de saturação único, característico de cada material e igual ao da condição ótima de curva de compactação, independentemente da técnica e da energia de compactação empregada.

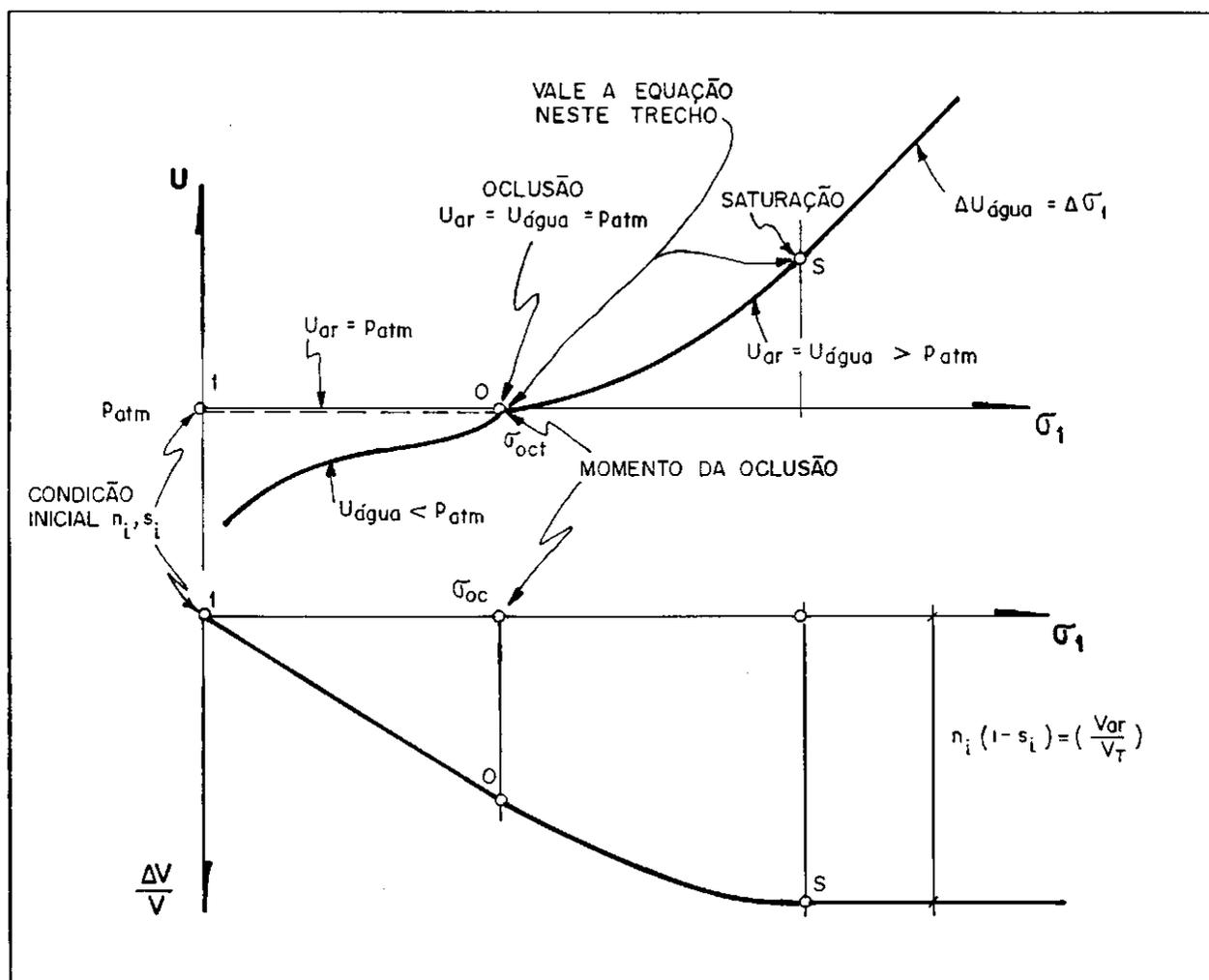


FIGURA II.13 - MODELO MECÂNICO UTILIZADO
 POR SANDRONI E DA SILVA, 1988.

A expressão para a estimativa das poro-pressões positivas sob condições não drenadas do solo proposta por SANDRONI, relaciona a tensão total aplicada e a poro-pressão da seguinte forma:

$$u = \frac{1}{2} \left[N - N_0 + P_a - M + \sqrt{(N - N_0 + P_a - M)^2 + 4MP_a - P_a} \right] \quad (\text{II.32})$$

Onde:

- u = poro-pressão na água;
- P_a = pressão atmosférica;
- N = tensão total aplicada;
- N_0 = tensão total no momento da oclusão;
- $M = E.n(1-s)$;
- E = compressibilidade do arcabouço dos grãos.
- n = porosidade no momento da oclusão; e
- S = grau de saturação inicial.

A equação acima considera que o solo tem comportamento elástico linear e isotrópico, admite a validade do princípio das tensões efetivas, considera que a água e os grãos sólidos são incompressíveis e despreza a dissolução do ar na água de acordo com a lei de Henry.

Segundo o autor o aspecto principal desta formulação reside na determinação e escolha dos valores de 'E' e de 'N' a serem utilizados. Estes valores correspondem a uma condição de carregamento isotrópico. Na prática a solicitação não é isotrópica, mas, segundo uma trajetória de tensões com relação aproximadamente constante entre os acréscimos de tensões principais. Considerando a natureza aproximada do método e o fato de, a poro-pressão positiva se relacionar quase univocamente com a tensão total principal maior, adota-se na aplicação prática do modelo:

σ_v = Tensão total principal maior; e

$$E = \text{Relação entre } \left(\frac{\sigma}{\partial V / V} \right) \text{ ou } \sigma / \partial V / V \quad (\text{II.33})$$

Os valores de 'E' podem ser obtidos idealmente através de ensaios onde se simula as trajetórias de tensão esperáveis no aterro e também podem ser estimados a partir de dados de observação no campo.

Os valores de 'M' podem ser obtidos através de comparações de ensaios com medida de poro-pressão com as curvas de variação de U_w em função de N obtidos a partir da equação (II.32), como mostra a figura II.14.

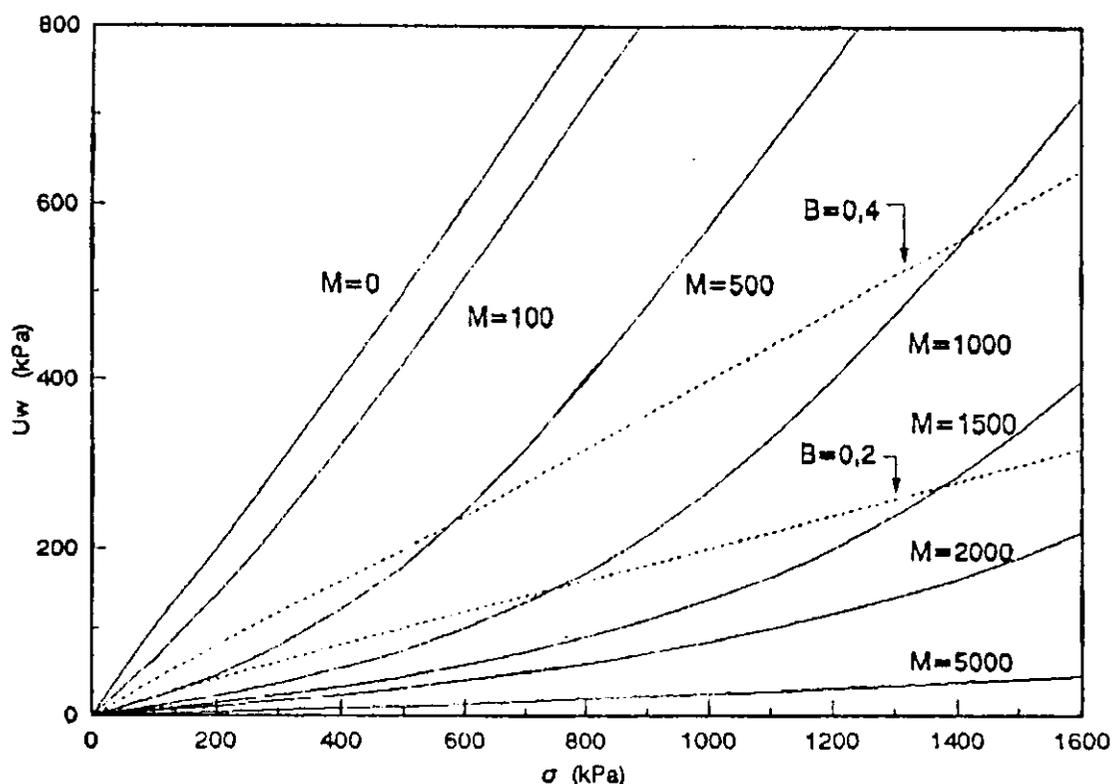


FIGURA II.14 - VARIAÇÃO DE u_w EM FUNÇÃO DE M E σ

Os ensaios propostos por SANDRONI para simularem a condição de campo dos estados aberto e ocluso são os ensaios do tipo PN. Os ensaios PN são ensaios triaxiais em que o corpo de prova é solicitado mantendo uma relação constante entre a pressão confinante e a pressão axial. O ensaio **PN aberto** ou **drenado ao ar** se refere a situação de campo em que a velocidade de construção permite o escape do ar dos vazios do solo. A amostra deste ensaio fica em contato com a atmosfera até a oclusão. O ensaio **PN fechado** ou **não drenado ao ar** se refere a situação de campo em que não há tempo para dissipação do ar dos vazios de solo.

Nos ensaios **PN** tipo **aberto** os registros dos tubos conectados ao topo da amostra são abertos para que o ar fique em contato com a atmosfera e que possa escapar livremente até ser atingida a oclusão. Nos ensaios **PN** fechado não há necessidade da existência dessa tubulação dupla conectada ao topo do corpo de prova, já que neste ensaio, não ocorre drenagem do ar. Esta, portanto, é a única diferença entre os 2 (dois) ensaios.

O modelo proposto por SANDRONI (1985) de estimativa de poro-pressão positiva baseado no conceito de oclusão tem um caráter aproximado e depende da experiência e interpretação dos projetistas.

CAPÍTULO III

PROPRIEDADES DO SOLO ENSAIADO

III.1 Descrição das Amostras

III.1.1 Localização

As amostras de solo utilizadas neste trabalho foram obtidas do furo nº 01 da área de empréstimo da Barragem de Pirapama - PE. Este local foi escolhido em função de já haver um programa de pesquisa com estes solos desenvolvido no laboratório de solos/DEC/UFPE.

III.1.2 Aspectos Climáticos

As informações sobre os aspectos climáticos e geológicos foram obtidas da tese de mestrado em geografia de KATER (1981).

A área em estudo fica situada numa faixa de clima úmido e de antiga cobertura florestal, na zona da mata sul de Pernambuco. Nesta região as chuvas são abundantes, com médias pluviométricas em torno de 1800mm anuais. As chuvas são de outono-inverno características da fachada oriental do Nordeste. Este regime de chuvas permite identificar um clima quente e úmido, pseudo-tropical.

O regime térmico, inclusive pela vizinhança do mar, é de relativa uniformidade. As temperaturas médias anuais situam-se em torno de 24°C, com amplitude de oscilação quase sempre inferior a 4°C. O inverno é, ao mesmo tempo, a estação chuvosa e a menos quente, correspondendo à época em que com mais frequência chegam, embora já atenuados, os efeitos da massa de ar polar deslocada do sul.

III.1.3 Aspectos Geológicos

A zona da mata, constituída em épocas pretéritas por uma cobertura vegetal densa ligada a uma pluviosidade considerável e bem distribuída, permitiu uma intensa alteração bioquímica superficial dando origem a solos argilosos profundos, com espessura de mais de 10 metros.

Os solos são quase todos oriundos do Pré-Cambriano, ou sejam, podzólico vermelho-amarelo orto, fase floresta subperenifolia. Também nas várzeas dos rios principais da região os canais ocupam consideráveis áreas, principalmente em solos aluviais distróficos e eutróficos com textura indiscriminada, fase floresta perenifolia de várzea. São solos com horizontes B textural e argila de atividade baixa não hidromórficas. A distribuição dos solos está aprentada no mapa da figura III.1.

O relevo é fortemente ondulado e montanhoso. É em sua totalidade moldado em rochas do complexo cristalino, predominantemente granito e gnaisse, do escudo pré-cambriano brasileiro.

Predominam na área três classes de relevo :

- o relevo plano representando cerca de 55% da área;
- o relevo suavemente ondulado com 10%;
- o relevo ondulado com aproximadamente 35%, do total da área.

Outro aspecto importante é a influência do relevo no deflúvio superficial. Em certas áreas a água esco superficialmente perdendo gradativamente a velocidade, enquanto que em outras ocorre um aumento de velocidade, a medida em que o gradiente aumenta, impedindo a infiltração e carreando o material superficial.

III.1.4 Retirada Das Amostras

Foram utilizadas amostras deformadas obtidas com furo de trado com $\varnothing = 8''$, até 10m de profundidade. Os primeiros 50cm de solo do furo foram desconsiderados devido a presença de matéria orgânica, proveniente de raízes. A partir dos 50cm, era coletada a cada metro de profundidade todo o solo removido do furo.

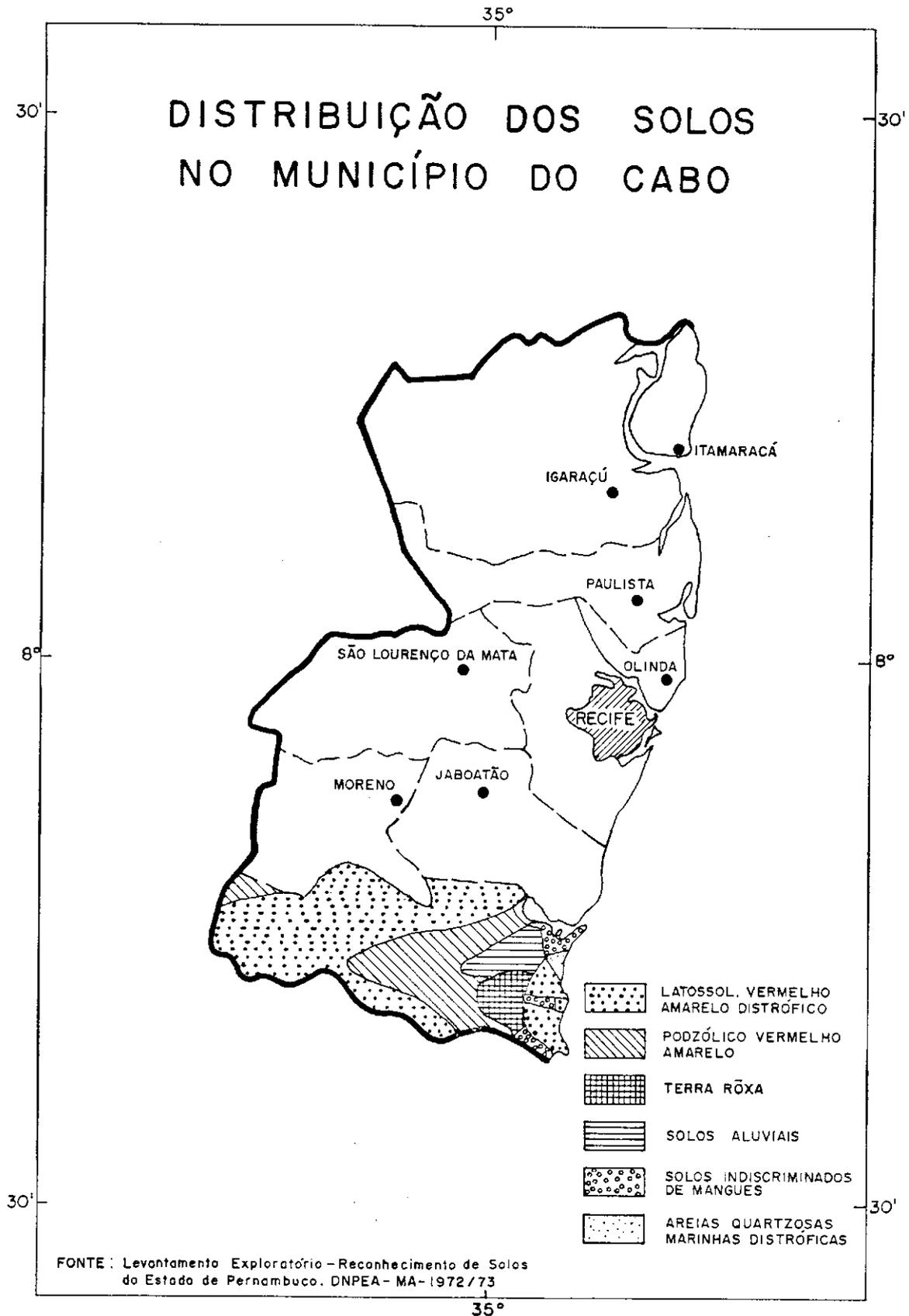


FIGURA III.1 - DISTRIBUIÇÃO DOS SOLOS NO MUNICÍPIO DO CABO.

As amostras de solo foram ensacadas e levadas ao Laboratório. Foram selecionadas, duas amostras, uma mais superficial, na profundidade de 0,50m a 1,50m, designada amostra 02, e outra mais profunda de 8,50m a 9,50m, designada amostra 01. Estas amostras de solo foram secadas ao ar até atingir uma umidade higroscópica em torno de 2%.

III.1.5 Granulometria

Foram realizados ensaios de sedimentação e peneiramento para a determinação da Granulometria, das duas amostras segundo as normas da ABNT, NBR 7181.

A amostra 01 apresentou a seguinte composição.

Pedregulho + Areia Grossa	=	0%
Areia Média	=	16%
Areia Fina	=	30%
Silte	=	33%
Argila	=	21%

A amostra 02 apresentou a seguinte composição:

Pedregulho + Areia Grossa	=	0%
Areia Média	=	11%
Areia Fina	=	22%
Silte	=	14%
Argila	=	53%

As curvas granulométricas das amostras 01 e 02 estão apresentadas nas figuras III.2 e III.3, respectivamente.

III.1.6 Limites de Atterberg

Os ensaios de limite de liquidez e plasticidade foram determinados segundo as normas ABNT NBR 6459 e NBR 7180. Adotou-se como procedimento de ensaio sempre umedecer o solo, ao invés de secá-lo.

Os resultados dos ensaios de limites de Atterberg realizados nas amostras 01 e 02 estão apresentados na Tabela III.1.

TABELA III.1-
CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS.

AMOSTRA	LL	LP(%)	IP(%)	LC(%)	ATIVIDADE
01	41	28	13	25	0,86
02	59	29	30	23	0,68

Com os resultados dos limites de Atterberg e da granulometria determinou-se a atividade das amostras de acordo com a expressão de SKEMPTON (1953).

$$\text{Atividade} = \frac{\text{IP}}{\% < 2\mu} \quad (\text{III.1})$$

III.1.7 Massa Específica dos Grãos

A determinação da massa específica dos grãos foi feita de acordo com as normas da ABNT, NBR 6508. Para estes ensaios utilizou-se o material que passou na peneira nº 4 (4,8mm). Considerou-se como valor da massa específica dos grãos a média de duas determinações sob as mesmas condições. A massa específica das amostras 01 foi de 26,67 kN/m³ e da amostra 02 foi de 26,50 kN/m³.

III.1.8 Classificação dos Solos

Segundo a classificação unificada dos solos a amostra 01 é um silte inorgânico de mediana compressibilidade, ML. A amostra 02 é uma argila inorgânica de plasticidade elevada, CH.

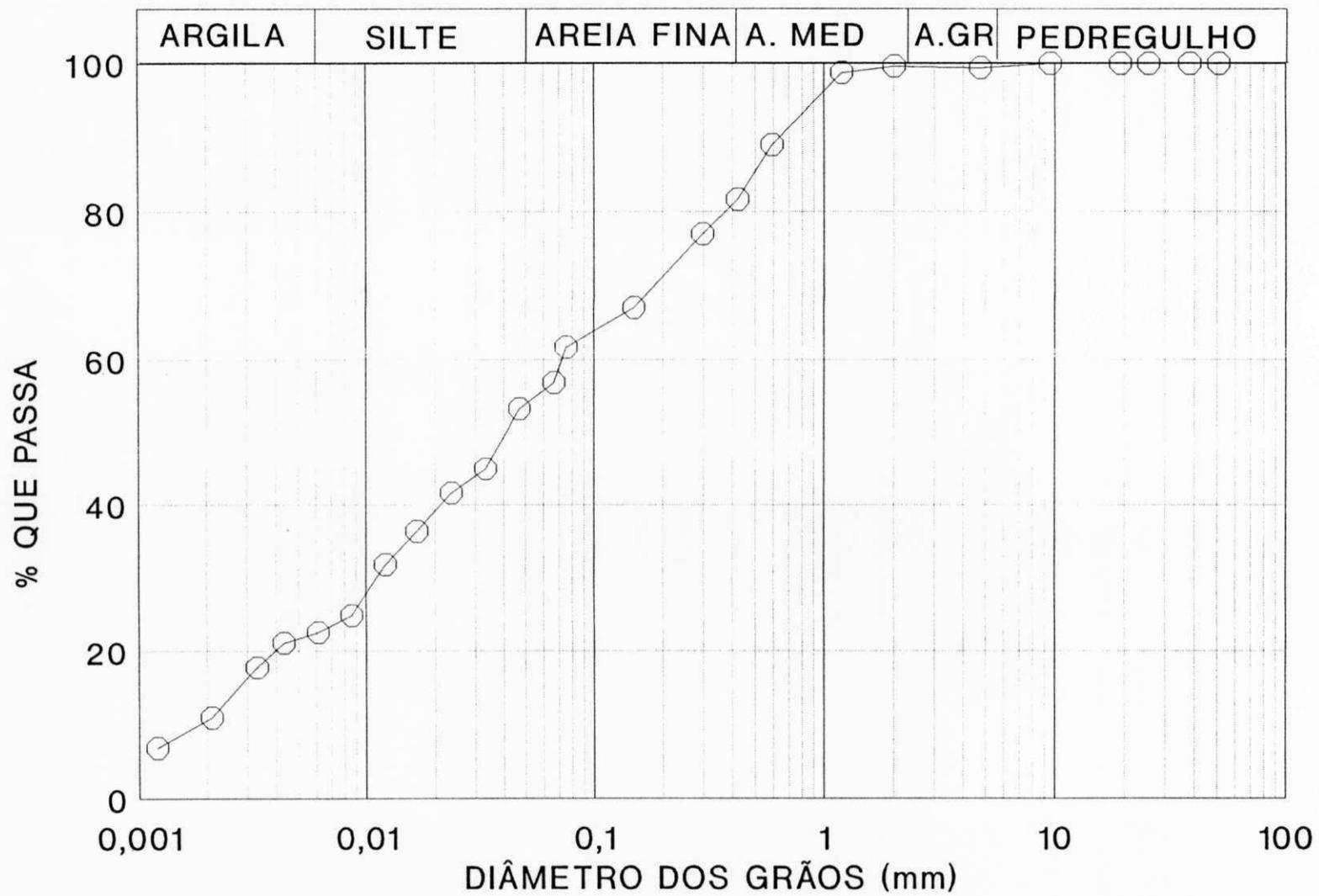


FIGURA III.2 - CURVA GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 01

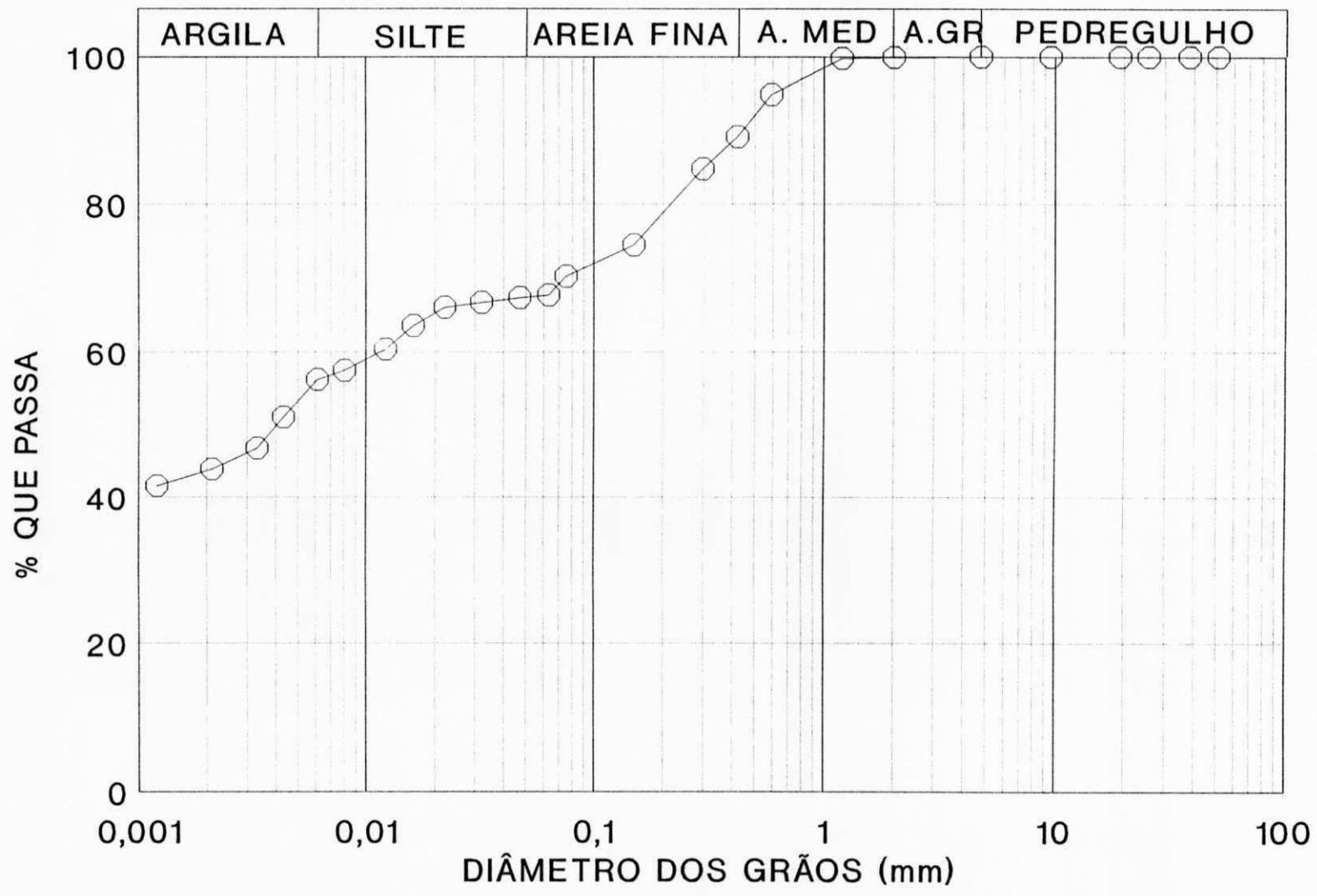


FIGURA III.3 - CURVA GRANULOMÉTRICA - AMOSTRA 02

III.2 Preparação das Amostras

III.2.1 Curva de Compactação

A determinação da curva de compactação do ensaio Proctor normal foi feita seguindo as normas da ABNT, NBR 7182, NBR 6457. Utilizou-se o cilindro de compactação com volume de 991,40 cm³, e o soquete pesando 2,5kg. A compactação foi feita em cinco camadas. Apresenta-se nas figuras III.4 e III.5 as curvas de compactação obtidas para as amostra 01 e 02, respectivamente.

Para todos os ensaios triaxiais os corpos de prova foram compactados estaticamente, com base na curva de compactação Proctor normal. Nos ensaios CD e \overline{UU} os corpos de prova foram moldados na umidade ótima, e para os ensaios CIU e adensamento os corpos de prova foram moldados numa faixa de teores de umidade entre -3,0% a +3,0% da umidade ótima de compactação, com as densidades correspondentes à curva de compactação. Na amostra 02, não foi possível trabalhar com a umidade $w_{ot} + 3,0\%$, porque nesta condição a amostra encontrava-se muito próxima da saturação, o que provocava a expulsão de água da amostra durante o processo de compactação.

III.2.2 Preparação do Material

As amostras 01 e 02 foram secadas ao ar até atingir uma umidade constante. Como elas estavam muito úmidas, demoraram cerca de quinze dias para atingir uma umidade em torno de 2%. Então foram destorroadas e depois de retirada uma fração representativa para os ensaios de caracterização e compactação, foram ensacadas novamente.

III.2.3 Umedecimento e Homogeneização

O umedecimento e homogeneização das amostras foram feitos da seguinte forma:

1. Pesava-se uma quantidade de solo suficiente para fazer os corpos de prova necessários numa determinada umidade;

2. O peso da água a ser adicionado ao peso do solo na umidade higroscópica, era calculado pela expressão

$$W_w = \frac{W}{1 + w_h} \cdot (w - w_h) \quad (\text{III.2})$$

sendo, W_w = Peso de água a adicionar

W = Peso do solo úmido

w = Teor de umidade de compactação

w_h = Teor de umidade higroscópica

O solo secado ao ar era colocado numa bandeja com dimensões 1,00 x 0,50m. À medida que a água era adicionada em pequenos volumes, a amostra era homogeneizada manualmente.

Verificou-se que a amostra 01 era de fácil homogeneização nas umidades ótima, $w_{ót}$, e $w_{ót} - 3\%$. Já na umidade $w_{ót} + 3\%$ tornava-se trabalhosa, devido aos grumos muito plásticos, formados com a adição da água.

Ao final da homogeneização passava-se a amostra na peneira nº 10 e desprezava-se os pequenos grumos retidos. Depois de peneirada, retiravam-se três amostras em diversos pontos da massa de solo úmido para a determinação do teor de umidade. Caso o teor de umidade diferisse de mais ou menos 0,5% da umidade desejada, realizava-se uma nova homogeneização do material. Este processo era repetido até ser atingido o teor de umidade na faixa de valores desejados. Após este processo, as amostras eram acondicionadas em 3 sacos plásticos e colocadas sobre um estrado de madeira que se encontrava dentro de um tonel com pó de serra úmido. Este tonel era mantido dentro da câmara úmida.

Concluído o processo de homogeneização, o material era deixado em repouso, no mínimo três dias, para atingir o equilíbrio de umidade. Eram feitas novas determinações de umidade 24 horas antes de proceder-se a compactação das amostras.

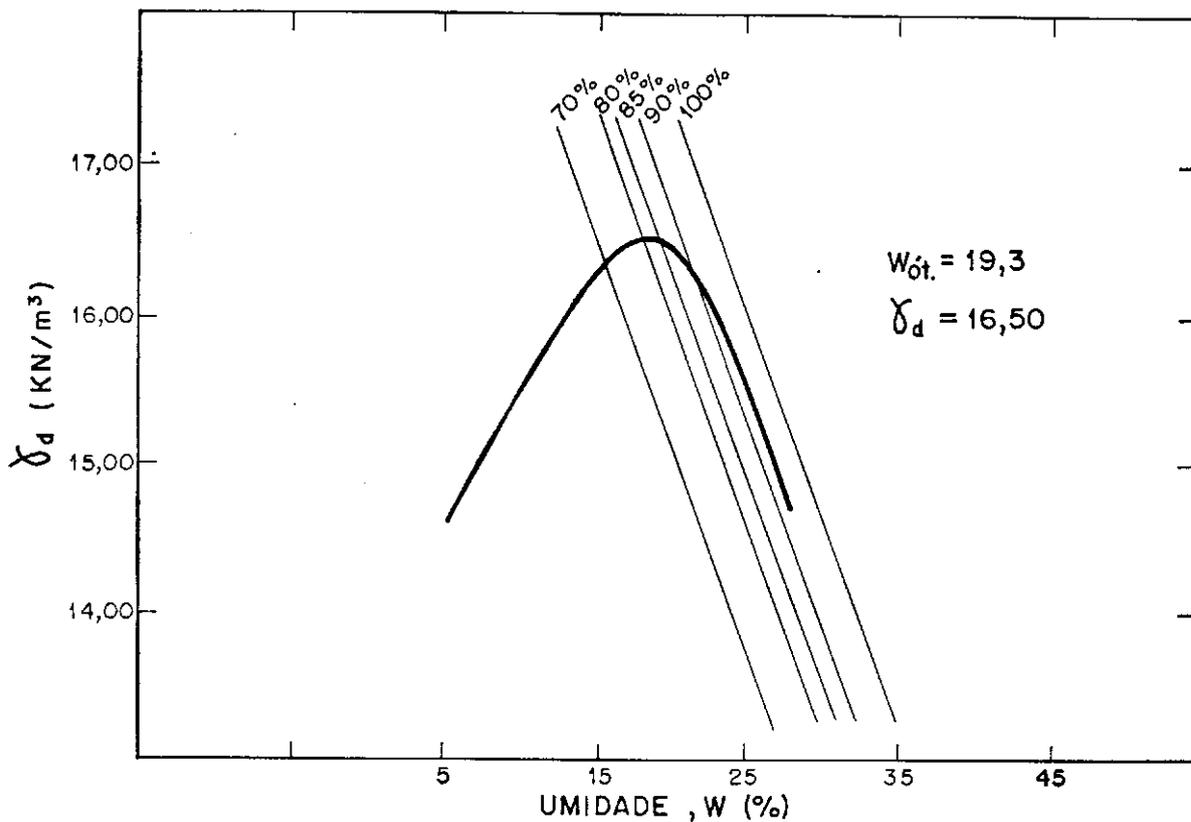


FIGURA III.4 - ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL - AMOSTRA 1

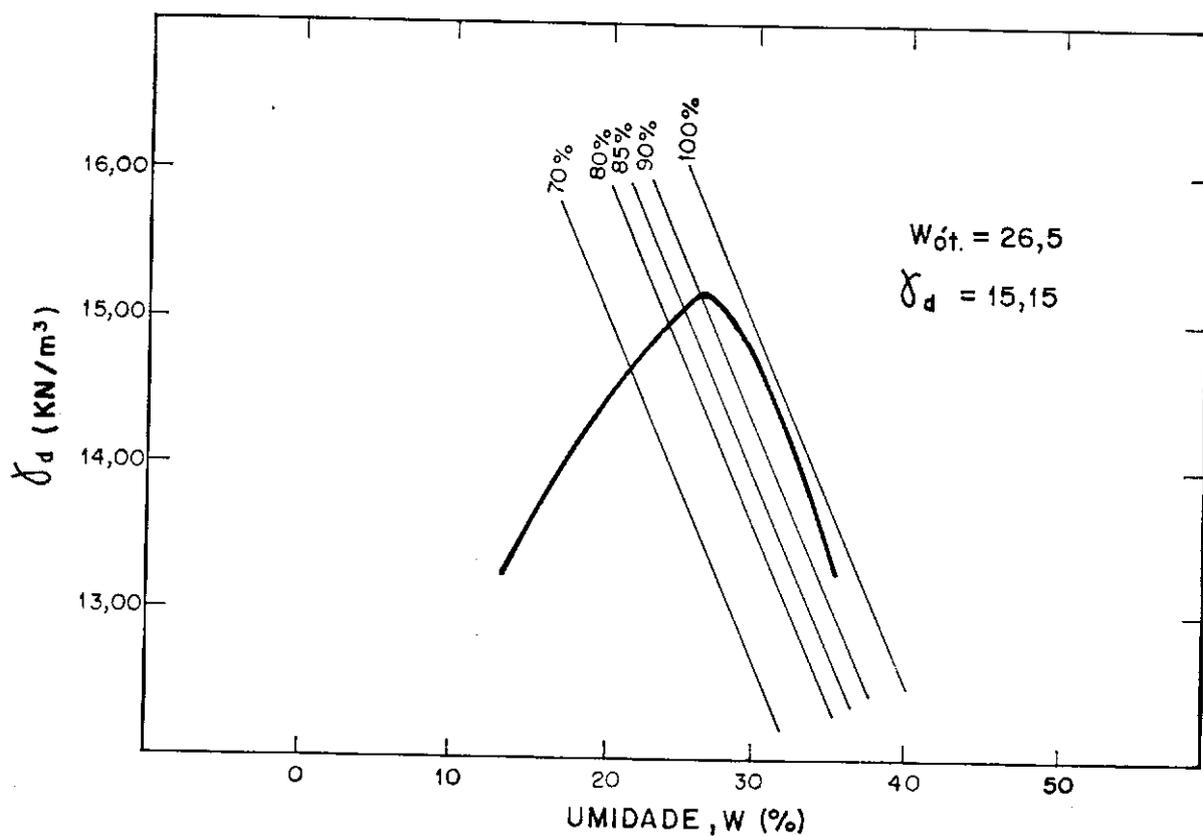


FIGURA III.5 - ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL - AMOSTRA 2

III.2.4 Compactação dos Corpos de Prova para os Ensaio Triaxiais

Todos os corpos de prova foram compactados estaticamente. É condição indispensável para ensaios mecânicos em solos compactados em laboratório que as amostras ensaiadas sejam uniformes. No processo de compactação estática a pressão de compactação é distribuída uniformemente sobre o topo de cada camada. A distribuição da pressão ao longo da camada depende do atrito lateral. O efeito do atrito pode ser reduzido pela lubrificação das paredes do molde ou pela redução na espessura das camadas.

Na figura III.6 apresenta-se um esquema do molde utilizado na compactação das amostras. A compactação foi feita nas seguintes etapas:

- I. Calculava-se o peso úmido do solo com base nos valores de umidade (w) e densidade seca aparente (γ_d) da curva de compactação.

$$W = \gamma \times V_c \quad (\text{III.3})$$

onde: $\gamma = \gamma_d(1 + w)$

W = Peso úmido do solo;

γ = densidade úmida;

V_c = volume do cilindro.

Dividia-se o peso do solo úmido por seis, já que o processo de compactação era feito em 6 (seis) camadas, e acondicionava estas frações em pequenos sacos plásticos.

2. Lubrificava-se levemente as paredes internas do molde e dos pistões com pomada de vaselina;
3. Procedia-se à compactação na seguinte ordem;
 - a) O pistão 3 era colocado numa extremidade do cilindro. Colocava-se uma quantidade de solo de peso W_1 . Socava-se o solo levemente com uma espátula, tomando-se cuidado para que não ficasse grãos de solo nas paredes do cilindro para não dificultar a entrada do outro pistão. O pistão 1 era introduzido no topo do cilindro. A prensa utilizada tinha capacidade para 10 ton. A velocidade empregada foi de 2,45mm por minuto. Ao final, ajustava-se a prensa para manter a carga constante por um período de 1 minuto. Apresenta-se na foto da figura III.7 a prensa utilizada para a compactação estática dos

corpos de prova.

- b) Concluída a compactação da camada central, invertia-se o molde, retirava-se o pistão 3 da base, escarificava-se a superfície da camada, colocava-se outra quantidade de solo W_2 e introduzia-se o pistão 2.
- c) Concluída a segunda camada, repetia-se o mesmo procedimento do item anterior. A ordem dos pistões está indicada no tabela III.2. Ao final da última camada mantinha-se a pressão constante sob a amostra durante quatro minutos. Retirava-se o molde da prensa e procedia-se a extrusão da amostra utilizando-se um extrator manual. Em seguida, pesava-se a amostra e media-se altura e o diâmetro com um paquímetro de precisão 0,01mm. As amostras eram, então, acondicionadas em dois sacos plásticos e mantidas no interior de um tonel contendo pó de serra úmido. O tempo de cura de cada amostra era de, no mínimo, 3 dias.

A foto da figura III.8 mostra o cilindro de compactação empregado para a confecção dos corpos de prova para os ensaios triaxiais.

III.2.5 Compactação dos Corpos de Prova para Ensaio Oedométricos

O processo de compactação empregado nas amostras para ensaios oedométricos, foi o estático. Foi utilizado um cilindro de 30 mm de altura e 80,7 mm de diâmetro.

Neste processo, calculava-se o peso úmido do solo com base nos valores do teor de umidade ótimo e densidade seca máxima da curva de compactação das amostras e, após a lubrificação do anel, o solo era colocado em pequenas quantidades, uniformizando-se as camadas com ajuda de uma espátula. O molde era colocado numa prensa com capacidade para 10 ton. A velocidade empregada inicialmente, para as duas amostras, era de 1,226mm por minuto. Verificou-se que ocorria variação de umidade na amostra 02 durante o processo de compactação. A fim de minimizar este problema, a velocidade foi reduzida para 0,798mm por minuto.

Concluída a compactação, determinava-se o peso e, a altura da amostra, e verificava-se o grau de compactação. Admitiu-se como aceitável um grau de compactação superior a 97%. A amostra era acondicionada em dois sacos plásticos e guardada dentro de um tonel com pó de serra úmido. Também para estes corpos de prova o tempo de cura era de, no mínimo

três dias.

Estes corpos de prova após o tempo de cura, eram moldados em um anel para fossem ensaiados nas células de adensamento.

Os corpos de prova foram compactados em um cilindro de maior diâmetro do que o anel utilizado na célula de adensamento. Deste modo procurava-se diminuir as pressões residuais que o corpo de prova estava submetido durante o processo de compactação. O cilindro utilizado apresenta-se na foto da figura III.9

TABELA III.2

ORDEM DOS PISTÕES

Camada 1- Pistão 3 + 1
Camada 2- Pistão 1 + 2
Camada 3- Pistão 2 + 4 com anel
Camada 4- Pistão 4 + 3 com anel
Camada 5- Pistão 3 + 1 com anel
Camada 6- Pistão 1 + 2 com anel

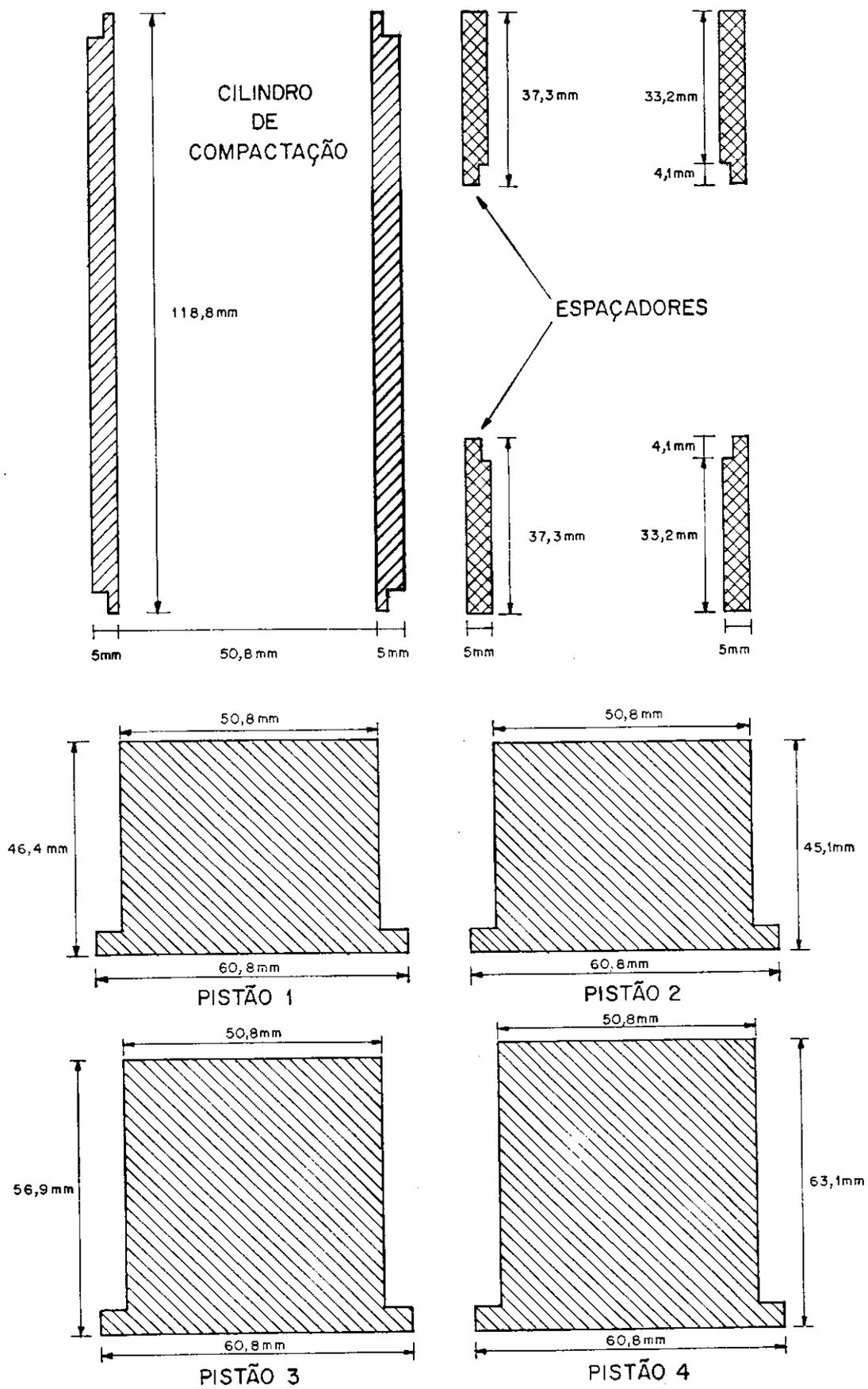


FIGURA III.6 - MOLDE DE COMPACTAÇÃO ESTÁTICA.
(6 CAMADAS)

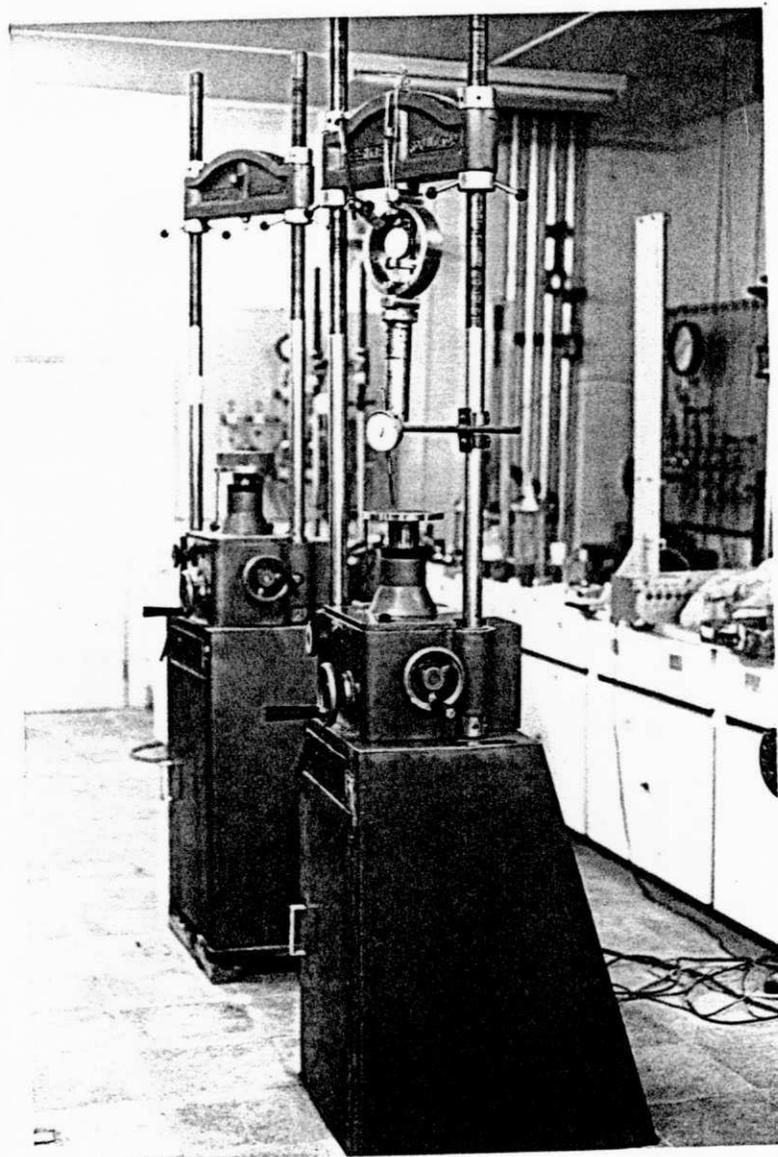


FIGURA III.7 - FOTOGRAFIA DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO.



FIGURA III.8 - FOTOGRAFIA DO MOLDE DE COMPACTAÇÃO ESTÁTICA -
ENSAIOS TRIAXIAIS

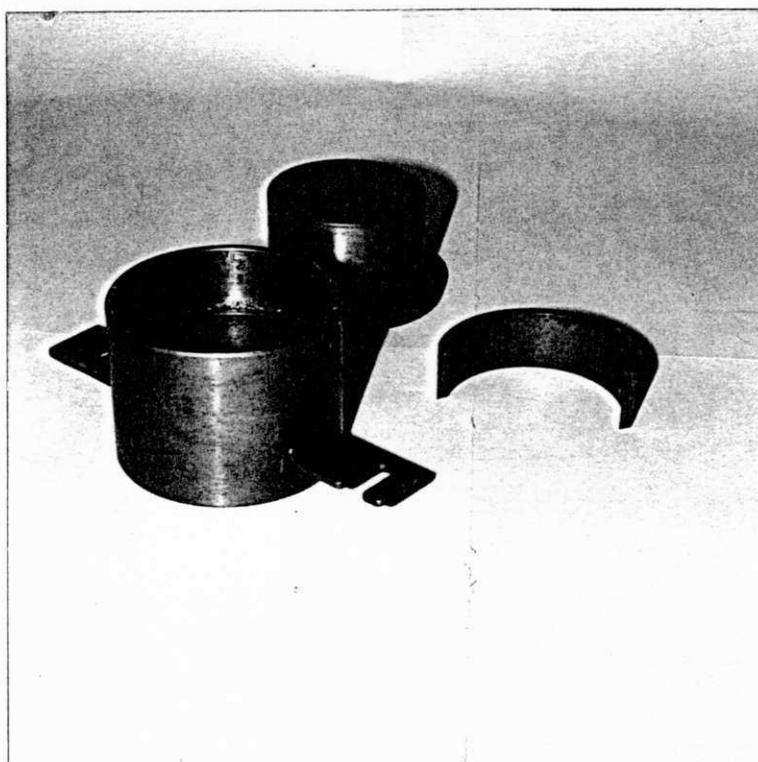


FIGURA III.9 - FOTOGRAFIA DO MOLDE DE COMPACTAÇÃO ESTÁTICA- ENSAIO
DE ADENSAMENTO

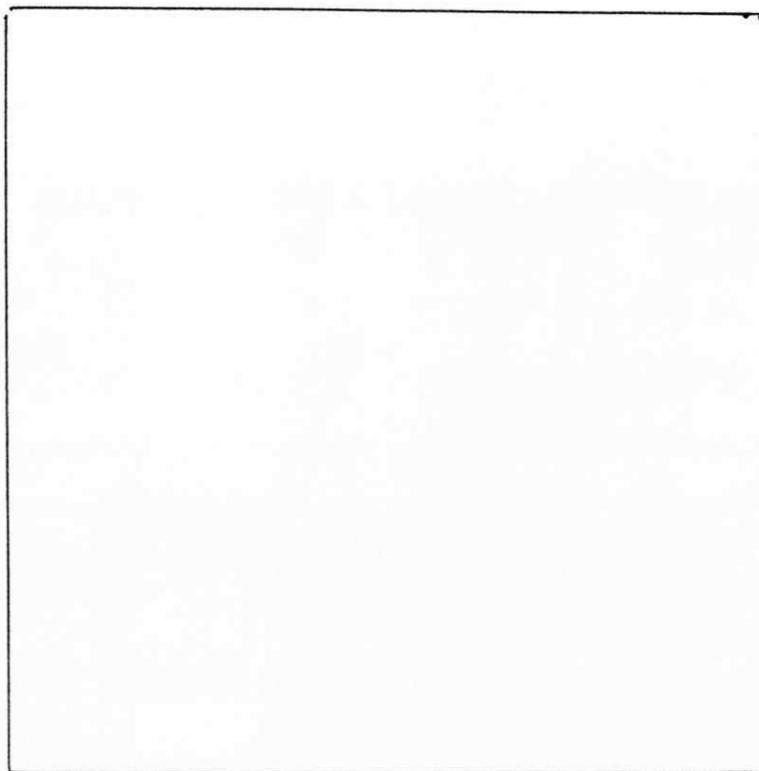


FIGURA III.8 - FOTOGRAFIA DO MOLDE DE COMPACTAÇÃO ESTÁTICA -
ENSAIOS TRIAXIAIS

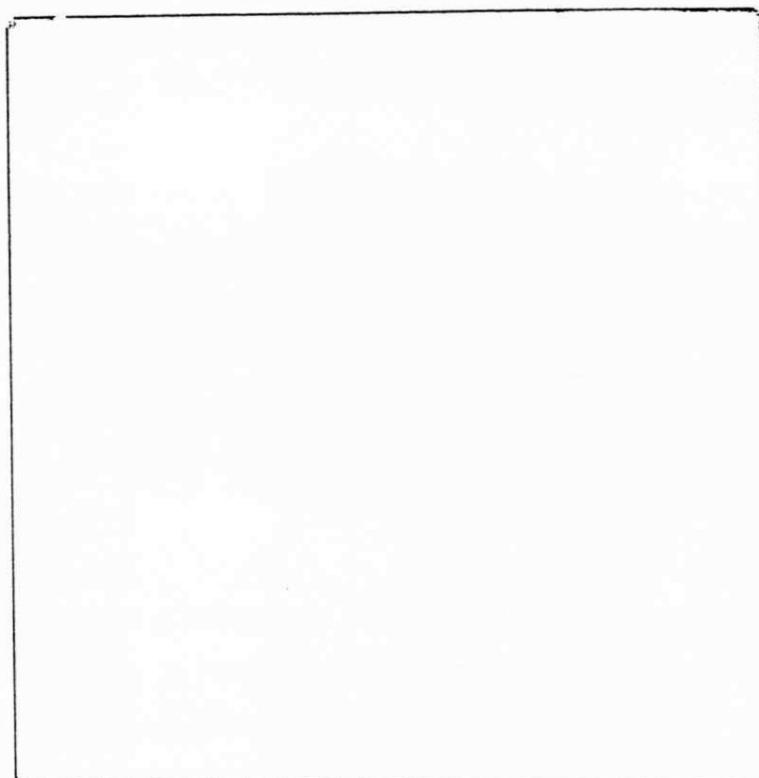


FIGURA III.9 - FOTOGRAFIA DO MOLDE DE COMPACTAÇÃO ESTÁTICA- ENSAIO
DE ADENSAMENTO

CAPÍTULO IV

EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS DE ENSAIOS

IV.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os equipamentos e as técnicas de ensaio que foram utilizadas na realização dos ensaios de compressão isotrópica não drenada, (CIU), ensaios de cisalhamento triaxial, (CD) e (\overline{UU}) e ensaios oedométricos.

IV.2 Ensaios de Compressão Isotrópica não Drenados

IV.2.1 Equipamentos

Utilizou-se nestes ensaios uma célula triaxial convencional da marca Testop de fabricação nacional. Nos ensaios CIU montou-se no pedestal uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento.

As pedras porosas utilizadas tinham pressão de borbulhamento superior a 500 kPa. Esta pedra de alta pressão é considerada uma membrana semi-permeável, ou seja, é permeável a água e impermeável ao ar, quando saturada.

As pedras porosas foram importadas da Soil Moisture Inc.-USA. O diâmetro da pedra era de 30,8mm. As pedras porosas eram fixadas em um rebaixo no pedestal da célula, como mostra a figura IV.1.

Antes de iniciar a colagem da pedra porosa, a base da cavidade do pedestal devia estar completamente lisa. A presença de qualquer irregularidade poderia causar fissuramento na interface da pedra com a resina ou o fissuramento da própria pedra. Apresenta-se na figura IV.2 a fotografia da célula triaxial com a pedra porosa colada ao seu pedestal.

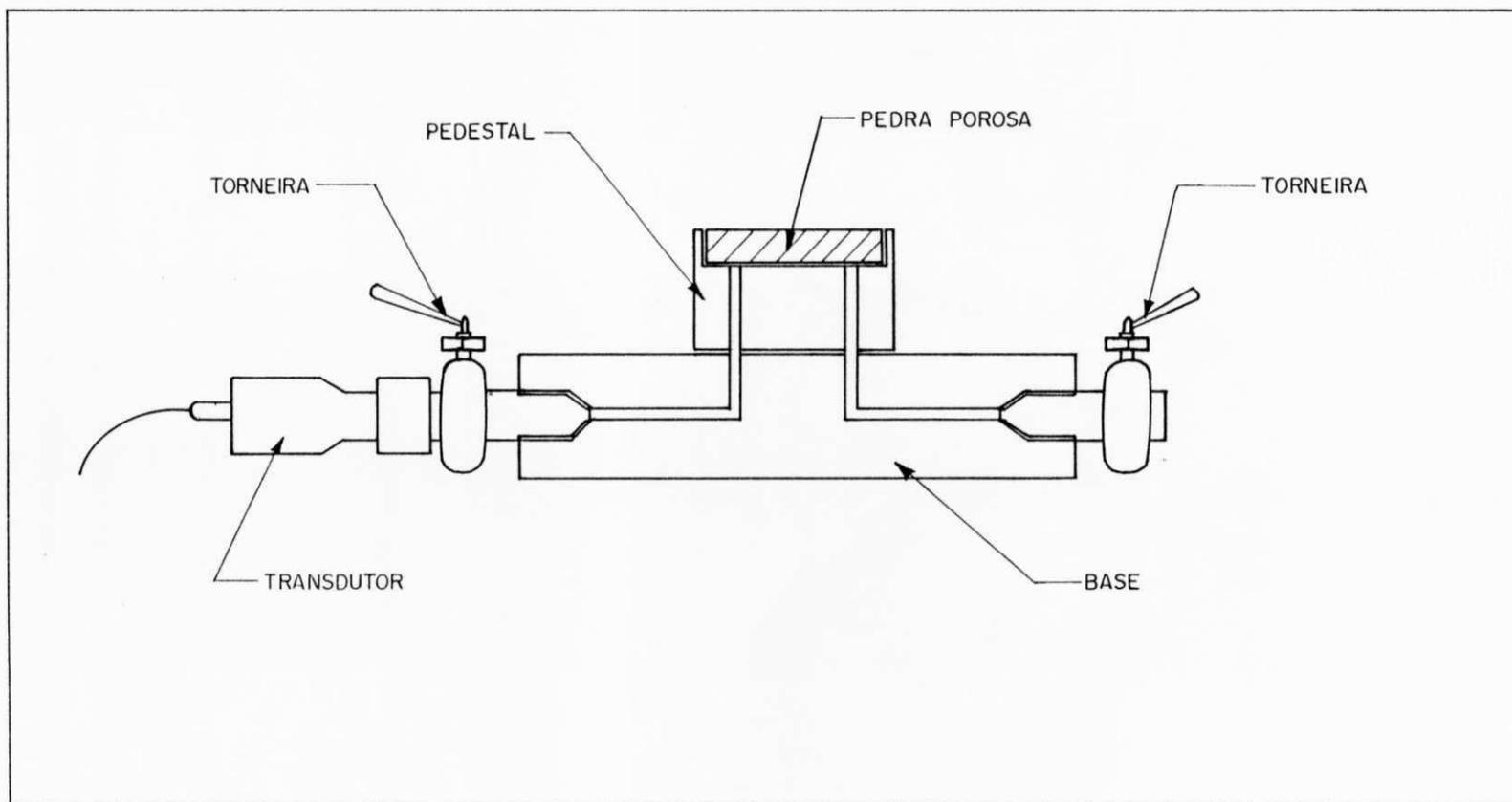


FIGURA IV.1 - REBAIXO DA CÉLULA TRIAXIAL COM PEDESTAL MODIFICADO

A colagem da pedra ao pedestal foi feita com resina epoxi (araldite líquida). Durante a colagem, a pedra era mantida sob pressão contra a base por meio de um grampo. A resina era injetada na ranhura entre a pedra e as paredes da cavidade por meio de uma seringa hipodérmica. A pedra era mantida sob pressão por 24 horas para permitir o endurecimento da resina.

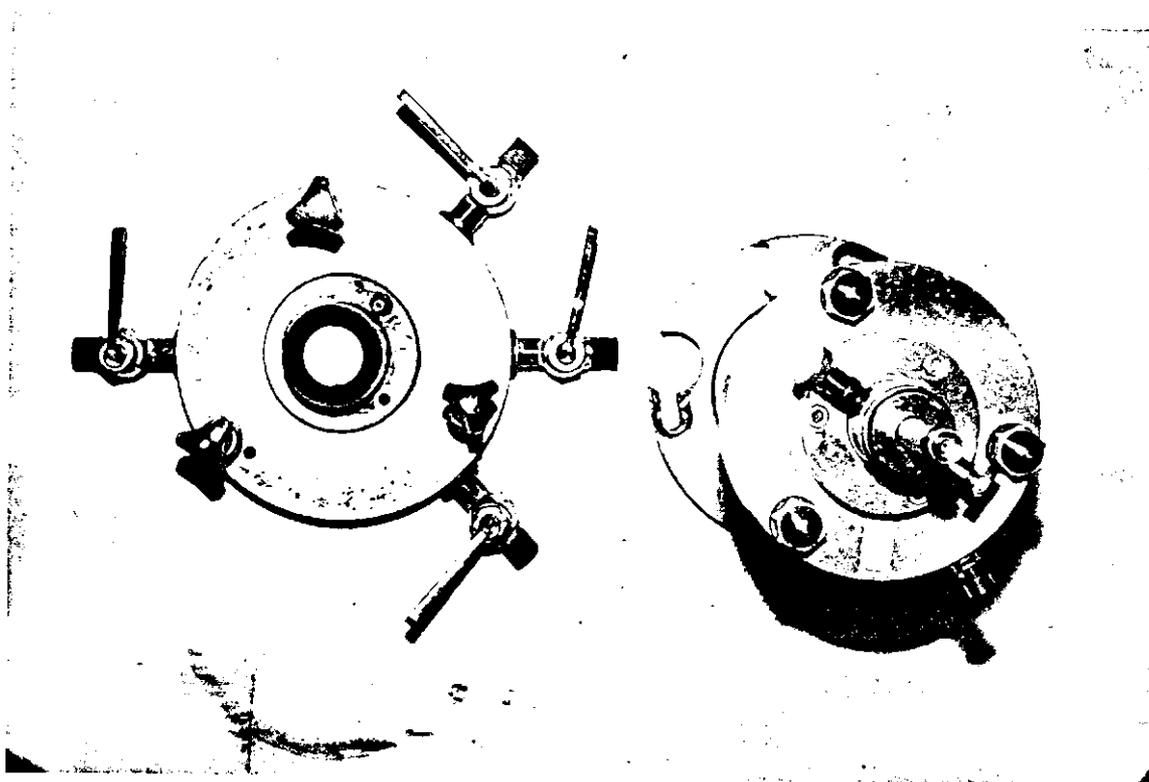


FIGURA IV.2 - FOTOGRAFIA DA CÉLULA TRIAXIAL COM A PEDRA POROSA COLADA AO SEU PEDESTAL

A saturação da pedra porosa foi feita de acordo com o procedimento adotado por Lins (1991).

1. A câmara de acrílico era montada sobre a base da célula triaxial. Enchia-se a câmara com água desaerada, tomando-se o cuidado de remover qualquer bolha de ar que tivesse ficado retida;
2. Aplicavam-se simultaneamente uma sucção na base da pedra de -100 kPa e uma pressão na câmara de 400 kPa. Deste modo ocorria uma drenagem através da pedra no sentido da linha do vácuo. A duração deste estágio era de aproximadamente 24 horas.
3. A cada estágio de 24 horas descrito acima, era aberta a torneira de drenagem, para que a água fluísse sob a pedra e carresse as bolhas de ar que estivessem dentro do sistema.

Neste momento mantinha-se a pressão na câmara constante. Este processo era feito em um período de 40min a 1 hora. Depois fechava-se a torneira e continuava-se a aplicar a pressão de confinamento, como descrito no item 02, sem aplicar sucção.

4. Estes processos eram mantidos até que houvesse completa saturação da pedra. A autora trabalhou com 03 pedras porosas e verificou que nem sempre a pedra saturava com dez dias como apresentado por LINS (1991). Mesmo usando processos semelhantes a pedra da célula 27 passou três semanas para saturar.

A verificação da saturação da pedra porosa era feita da seguinte forma:

1. Fechavam-se todas as torneiras da base da célula, exceto a torneira de drenagem;
2. Aplicava-se uma determinada pressão na câmara;
3. Fechava-se a torneira de drenagem e acompanhava-se o desenvolvimento da pressão na linha de drenagem com o tempo;
4. Fazia-se o gráfico da função da variação da pressão lida em função do tempo.

Nas figuras IV.3 apresentam-se curvas de variação da pressão no sistema com o tempo de resposta.

IV.2.1.1 Calibração da Variação de Volume da Célula Triaxial

Tendo em vista que as medições de variação de volume das amostras eram feitas através do volume de água que entrava ou saía da câmara triaxial, foi necessário calibrar-se a expansão da célula, em função da aplicação de pressão na câmara. Esta expansão deve-se às deformações elásticas ocorridas durante o carregamento, ao "creep", a compressão do volume de água da câmara e a absorção d'água pelo acrílico. Considerando-se a baixa absorção d'água pelo acrílico (LINS, 1991), e os curtos tempos de ensaio, desprezou-se a influência da absorção d'água na câmara.

A célula triaxial foi calibrada seguindo os mesmos estágios de carregamento e variação de tempo adotados para os ensaios CIU. Seguiu-se o seguinte procedimento de calibração:

1. Montava-se a célula da mesma forma como foi descrito anteriormente para a saturação da pedra porosa.

2. Aplicava-se os estágios de carregamento com variações de 50 kPa até o estágio final que era de 800 kPa. A duração de tempo para cada estágio de carregamento era de 10 min, com leituras feitas a cada minuto.
3. Faziam-se as medidas de pressão confinante através de um transdutor do tipo Wykeham-Farrance ligado a um indicador digital.
4. As medidas de variação volumétrica eram feitas através de uma bureta interligada a célula triaxial.
5. Ao final do carregamento, procedia-se o descarregamento com variações de 100kPa e duração de 5 min.

As calibrações eram feitas antes do início de cada série de ensaios. Na figura IV.4 é apresentada a curva de calibração da célula triaxial empregada nos ensaios CIU e \overline{UU} .

IV.2.1.2 Medição da Variação de Volume

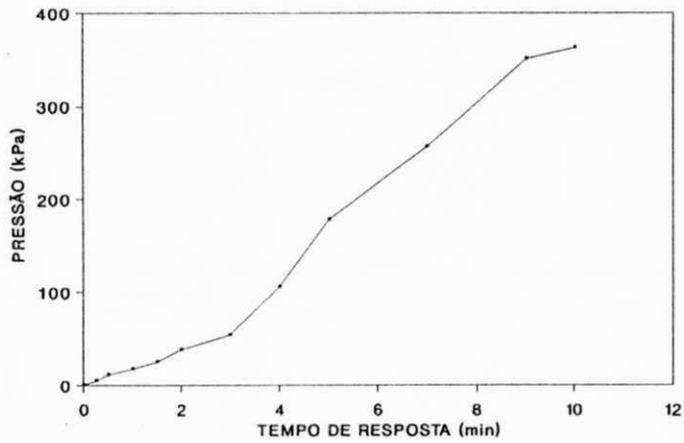
As medições de variação de volume total em ensaios triaxiais podem ser feitas de três maneiras:

- a) Medição de água que entra ou sai da amostra;
- b) Medições interna diretamente na amostra, com instrumentação eletrônica;
- c) Medida da água que entra ou sai da câmara.

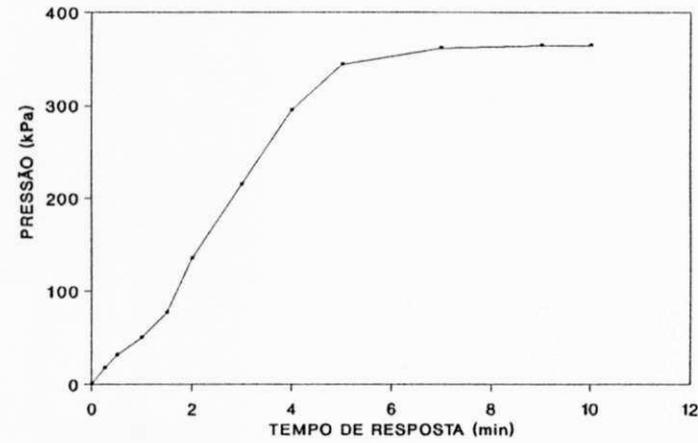
No caso dos solos não saturados a variação de volume de água que entra ou sai da amostra não corresponde a variação de volume total da amostra. Neste trabalho, as medidas de variação de volume foram feitas através do controle do volume de água que entrava ou saía da câmara. Estas variações foram determinadas através de uma bureta dupla com interface quero-sene-água conectada à linha de aplicação de pressão na câmara. A bureta tinha capacidade de 50ml e precisão de 0,1ml. Não se utilizou a reversão do fluxo em nenhum dos ensaios.

IV.2.1.3 Medida de Poro-pressão e Pressão Confinante

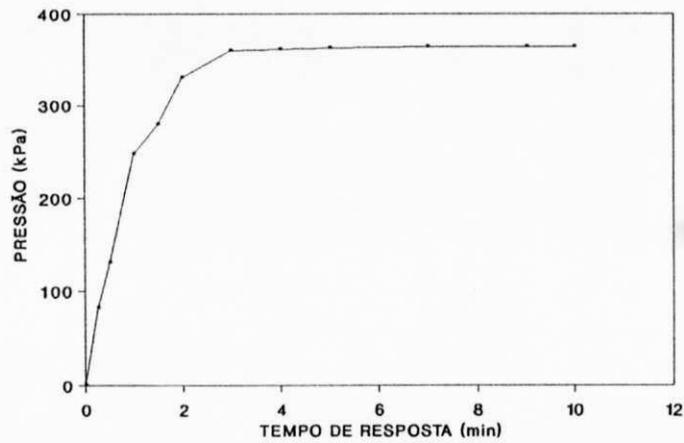
As medidas de poro-pressão eram feitas através de um transdutor do tipo Wykeham-Farrance acoplado a um indicador digital com capacidade para 5 transdutores.



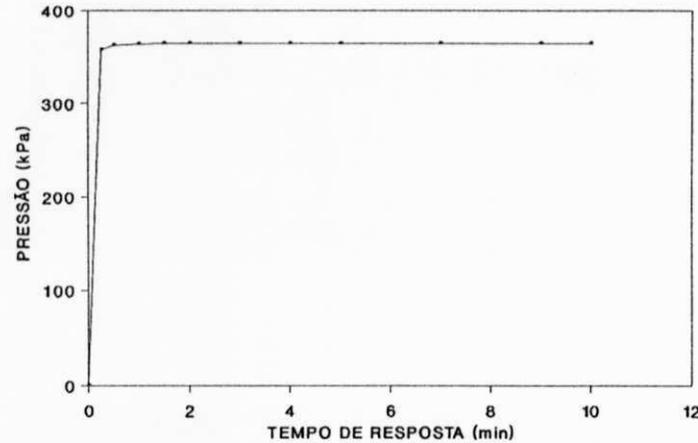
a. CURVA DE SATURAÇÃO APÓS 3 DIAS DE APLICAÇÃO DE PRESSÃO



b. CURVA DE SATURAÇÃO APÓS 8 DIAS DE APLICAÇÃO DE PRESSÃO



c. CURVA DE SATURAÇÃO APÓS 15 DIAS DE APLICAÇÃO DE PRESSÃO



d. CURVA DE SATURAÇÃO APÓS 20 DIAS DE APLICAÇÃO DE PRESSÃO

FIGURA IV.3 - TEMPO DE RESPOSTA DAS PRESSÕES NA CÂMARA

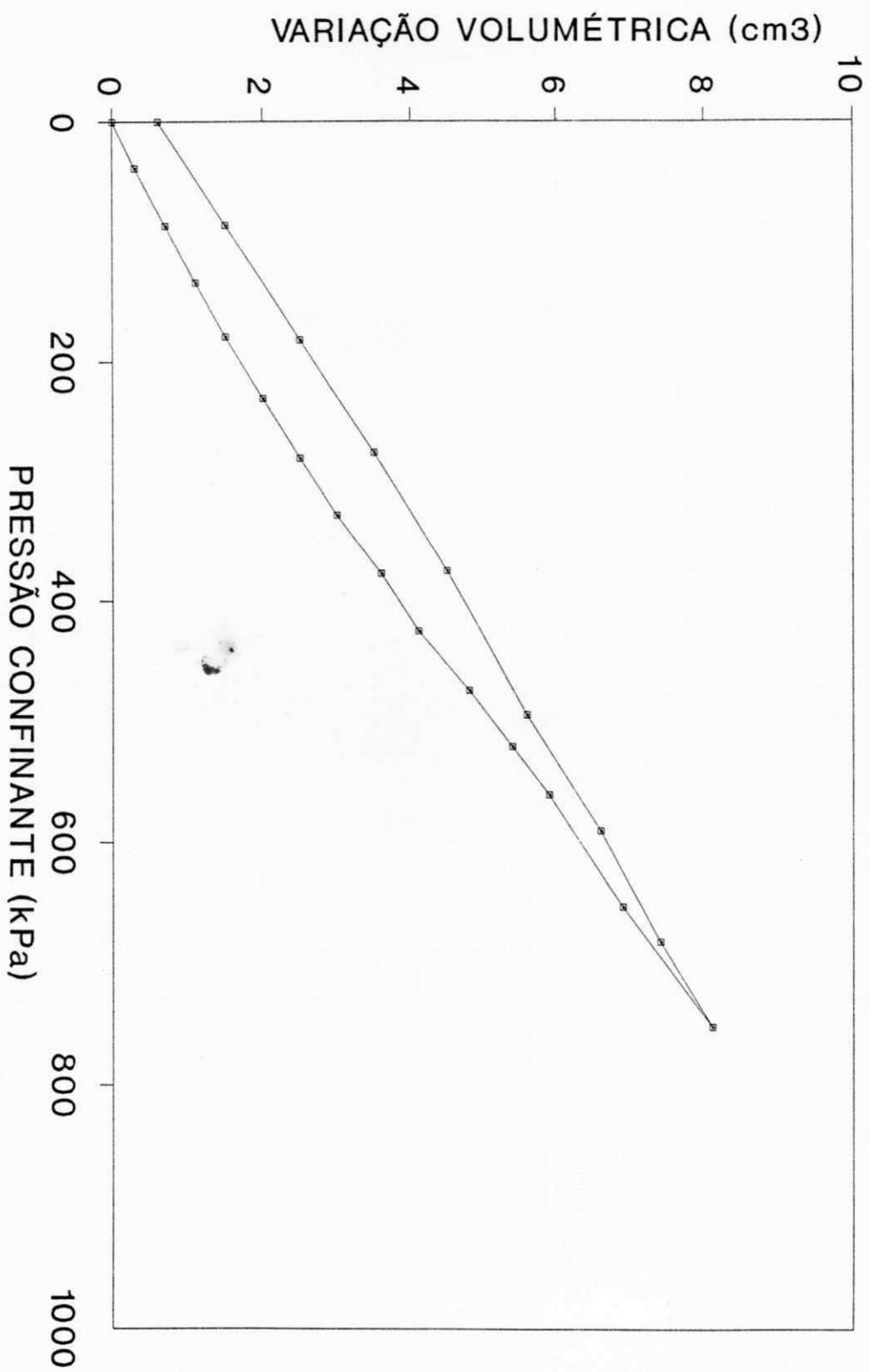


FIGURA IV.4 - CALIBRAÇÃO DA CÉLULA TRIAXIAL

As medidas da pressão confinante eram feitas através de um transdutor Wykenham-Farrance ligado ao sistema de aplicação de pressão através de potes de mercúrio.

A calibração dos transdutores era feita através de uma bomba de teste tipo Budenberg. O manômetro utilizado tinha capacidade de 100 kPa com precisão de 0,05 kPa. Para cada transdutor eram feitas 3 calibrações. A média das três calibrações era considerada a calibração adotada.

Apresenta-se na figura IV.5 a representação esquemática do sistema auto-compensador de potes de mercúrio, empregado na realização destes ensaios.

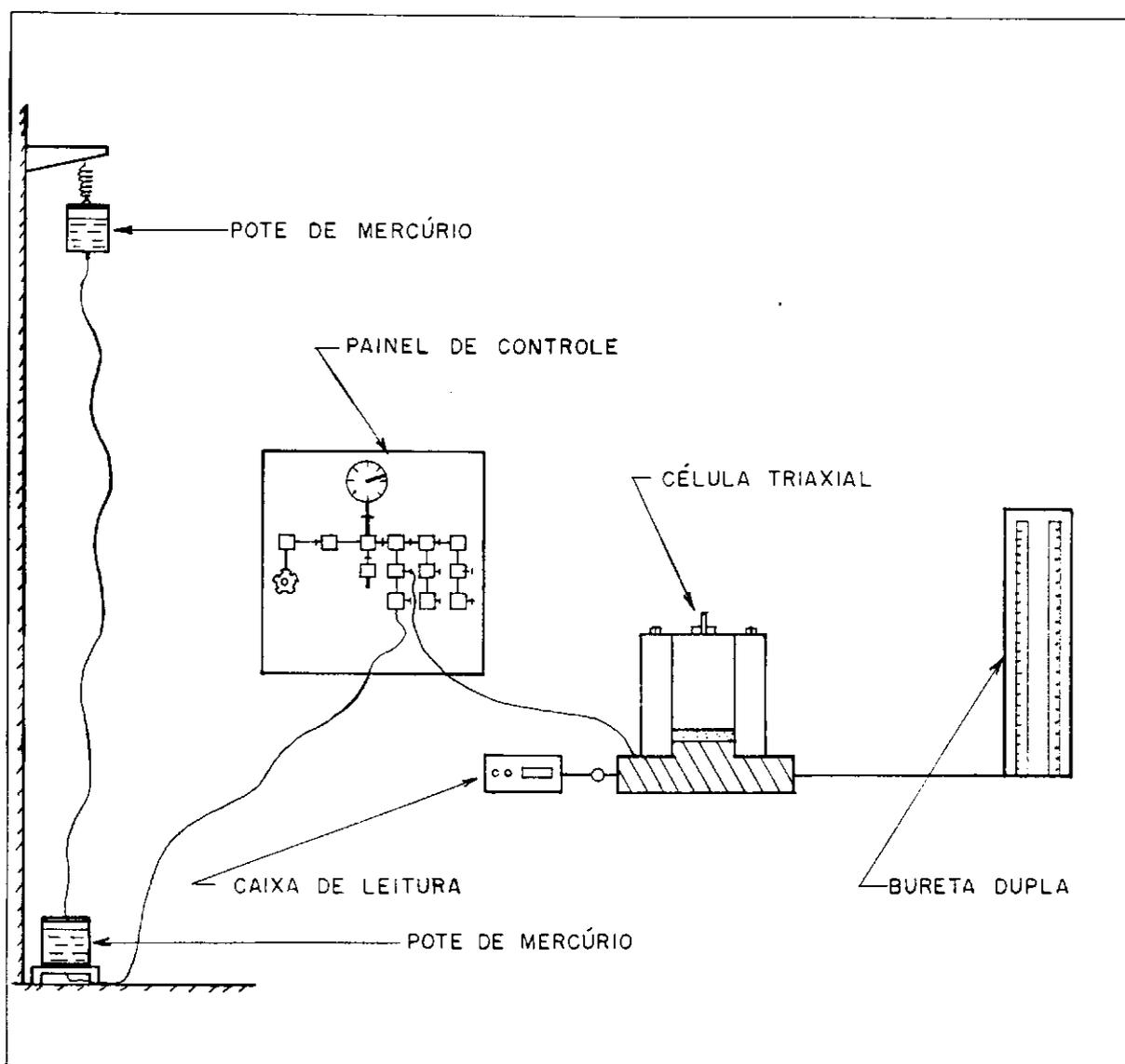


FIGURA IV.5 - SISTEMA AUTO-COMPENSADOR COM POTES DE MERCÚRIO.

IV.2.2 Procedimento de Ensaio

Empregou-se o seguinte procedimento de ensaio:

1. Verificação da saturação da pedra porosa;
2. Montagem da amostra no pedestal - Após verificar a saturação da pedra porosa, retirava-se o copo da célula, e envolvia a pedra porosa com um papel toalha molhado. Em seguida, pesava-se a amostra com balança de precisão de 0,01g. Retirava-se, então, o papel do topo da pedra porosa e enxugava-a com um lenço de papel. Zerava-se o transdutor de medida de poro-pressão e colocava-se então a amostra sobre o pedestal, girando-a lentamente para melhorar o contato na base. Envolvia-se a amostra com a membrana de borracha. Fixava-se a amostra com 3 pares de ligas de borracha no topo e na base da célula. Colocava-se, então, o copo da célula, enchia-a com água desaerada e retirava-se as bolhas de ar da mesma.
3. Aplicação da Pressão - A aplicação da pressão na câmara era feita em estágios, com incremento de 50 kPa até atingir-se 600 kPa e aumentava-se para 100 kPa até o estágio final de carga de 800 kPa. A duração de cada estágio era de 10 min, e a leitura de ΔV e u_w era feita a cada minuto. O descarregamento era feito em estágios com incremento de 100kPa com duração de 5,0 min.
4. Após o término do ensaio, desmontava-se a célula, retirava-se a amostra, dividindo-a em três partes, base, meio e topo, a fim de determinar o teor de umidade.

IV.2.3 Prevenção de Vazamentos

Os ensaios de compressão isotrópica são aparentemente de fácil realização. Porém na sua execução muitos problemas podem ocorrer. Os problemas mais comuns são vazamentos e presença de bolhas de ar no sistema de leitura de poro-pressões. Durante o procedimento de ensaio, tudo deve ser feito cuidadosamente, pois qualquer falha acarreta resultados insatisfatórios. De acordo com as experiências relatadas em outros trabalhos e pelos resultados obtidos neste trabalho, observa-se que o tempo de duração dos ensaios em solos não saturados é muito superior aos tempos verificados em ensaios convencionais devido a complexidade dos ensaios.

A maior incidência de vazamentos ocorrido nos ensaios de compressão isotrópica não drenado foram:

1. Vazamento pela membrana que envolvia o corpo de prova;
2. Vazamento pelos cabos de ligação da bureta;
3. Vazamento pelas torneiras da célula;
4. Vazamento pelos cabos de ligação do sistema de aplicação de pressão a célula.

IV.3 Ensaios de Cisalhamento Triaxial

IV.3.1 Considerações Gerais

Foram realizados ensaios triaxiais consolidados drenados (CD) e ensaios rápidos, não consolidados não drenados, \bar{U} nas amostras 01 e 02, compactadas com teor de umidade próximo do ponto ótimo da curva de compactação Proctor normal. A amostra 01 foi compactada com teor de umidade de 19,3% e a amostra 02 com 26,5%. A variação de umidade permitida era de 0,5%.

As tensões confinantes empregadas foram de 100, 200, 400 e 600 kpa.

Adotou-se nestes ensaios o procedimento recomendado por HEAD (1987).

IV.3.2 Ensaios Consolidados Drenados-CD

IV.3.2.1 Equipamentos

As células triaxiais empregadas nos ensaios CD eram do tipo convencional WYKEHAM-FARRANCE de fabricação nacional Ronald Top.

As pressões confinantes eram aplicadas através de um sistema hidráulico, auto-compensante de potes de mercúrio. A medida das pressões confinantes era feita através de um transdutor de membrana marca Interface conectado a uma caixa de leitura com capacidade para 02 transdutores.

A determinação da variação de volume era feita através da medição do volume de água que entrava ou saía da amostra. Utilizou-se uma bureta graduada de uma coluna, com capacidade de 50 ml e precisão de 0,1 ml, conectada a linha de drenagem.

A ruptura dos corpos de prova foi realizada em prensa com velocidade de deformação constante, de fabricação nacional Ronald top, com capacidade para 10t. A carga vertical era medida através de anéis dinamométricos com capacidade variável, dependendo da carga máxima esperada. As deformações verticais eram medidas através de um deflectômetro com sensibilidade de 0,01mm.

IV.3.2.2 Procedimento

Os ensaios foram conduzidos seguindo as seguintes etapas:

1. Montagem dos corpos de prova- Os corpos de prova foram montados nas células triaxiais sobre pedras porosas grossas, previamente saturadas através de fervura. Os cps eram envolvidos com membranas de borracha e fixados no topo e na base com ligas de borracha. A drenagem era feita através da base e lateralmente por meio de drenos de papel filtro.
2. Saturação dos corpos de prova- A saturação dos cps era feita por contra pressão. Inicialmente, aplicava-se simultaneamente uma c ontra pressão de 50 kPa e uma pressão confinante de 90 kPa de modo a manter-se uma diferença entre a pressão confinante e a contrapressão de 40 kPa. As pressões eram aumentadas em estágios de 50 kPa, com intervalos de 4 horas, até um valor máximo de contrapressão de 200 kPa. Ao final de cada estágio media-se o valor do parâmetro B de Skempton. O valor do parâmetro B, no final da saturação variou entre 0,98 a 1,0.
3. Consolidação dos corpos de prova- quando o parâmetro B estava próximo da unidade, aumentava-se a pressão confinante para valor especificado para o ensaio. Em seguida abriam-se as torneiras de drenagem e registrava-se a variação de volume de água que saía da amostra, até atingir-se o final da consolidação primária.
4. Cisalhamento - Os cps eram levados a ruptura com uma velocidade de cisalhamento constante igual a 0,05943mm/min. A deformação axial dos cps era de no máximo 20%. Ao final do ensaio os cps eram divididos em três partes, topo, meio e base, colocados em capsulas, e levados a estufa para determinação do teor de umidade.

IV.3.3 Ensaios não Consolidados não Drenados

IV.3.3.1 Equipamentos

Utilizou-se neste ensaio uma célula triaxial convencional de fabricação nacional, com a base modificada para a colocação de uma pedra porosa com pressão de borbulhamento superior a 500 kpa. A saturação da pedra porosa foi explicada no item IV.2.1.

As medidas de poro-pressão eram feitas através de um transdutor de pressão conectado a um indicador digital de pressão.

IV.3.2 Procedimento

Os corpos de prova eram montados na célula triaxial seguindo os mesmos procedimentos adotados para o ensaio CIU. O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado em prensa com velocidade de deformação constante de 0.05943mm/min. A deformação máxima permitida era de 20%. Apresenta-se na figura IV.6 alguns corpos de prova das amostras 01 e 02, após a ruptura.

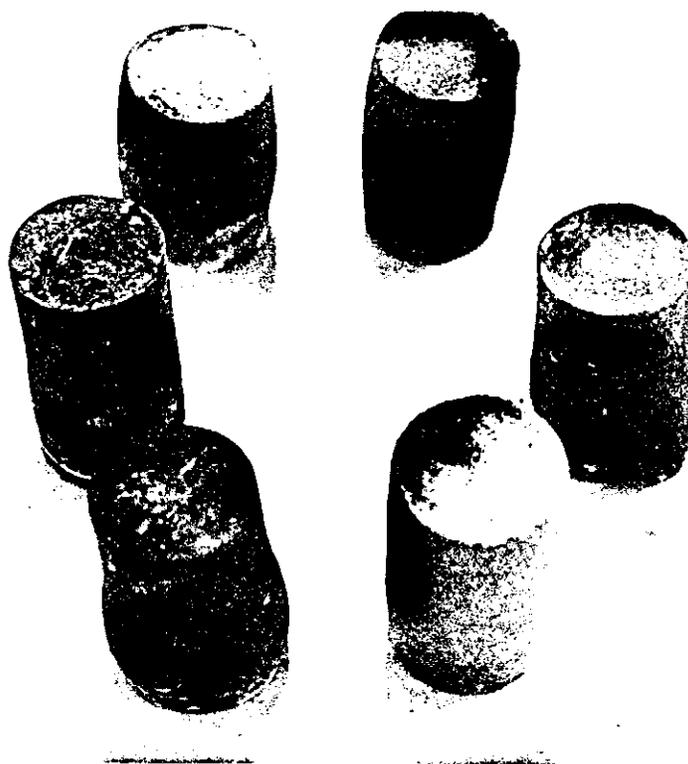


FIGURA IV.6 - CORPOS DE PROVA ANTES E APÓS A RUPTURA

IV.4 Ensaios Oedométricos

IV.4.1 Considerações Gerais

Foram realizados ensaios oedométricos nas amostras 01 e 02 com corpos de prova compactados estaticamente. Na amostra 01 os teores de umidade utilizados foram de 16,3%, 19,3% e 22,3%, correspondendo a $w_{ót}-3\%$, $w_{ót}$ e $w_{ót}+3\%$ da umidade de compactação. Na amostra 02 os corpos de prova foram compactados com teores de umidade de 23,5% e 26,5% correspondendo a $w_{ót}-3\%$ e $w_{ót}$ da umidade de compactação.

Em todos os ensaios as amostras foram carregadas em estágio de carga de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200, 6400, e 12800 kPa. A duração de cada estágio era de 24 horas. O incremento de carga era igual a carga anterior ($\Delta p/p = 1$).

Todos os ensaios foram realizados com amostras compactadas não saturadas.

IV.4.2 Equipamentos

As prensas de adensamento utilizadas foram do tipo BISHOP, fabricadas por Ronald Top S.A., com sistema de carga através de peso em pendural e relação de braço 10:1. As deformações verticais dos corpos de prova foram medidas através de deflectômetros que permitem leituras com sensibilidade de 0,01. A prensa utilizada é mostrada na foto da figura IV.7.

As células de adensamento eram do tipo anel de anel fixo. O diâmetro médio dos anéis foi de 80mm.

IV.4.3 Procedimento

Inicialmente os corpos de prova eram moldados, a partir de uma amostra compactada com diâmetro superior ao do anel de consolidação, da seguinte forma: Desbastava-se a camada superficial da amostra com ajuda de uma faca e cravava-se o anel. O anel avançava na amostra à medida que os excessos laterais e a superfície inferior eram desbastadas. Com o material que sobrava da moldagem retirava-se três cápsulas para a determinação do teor de umidade.

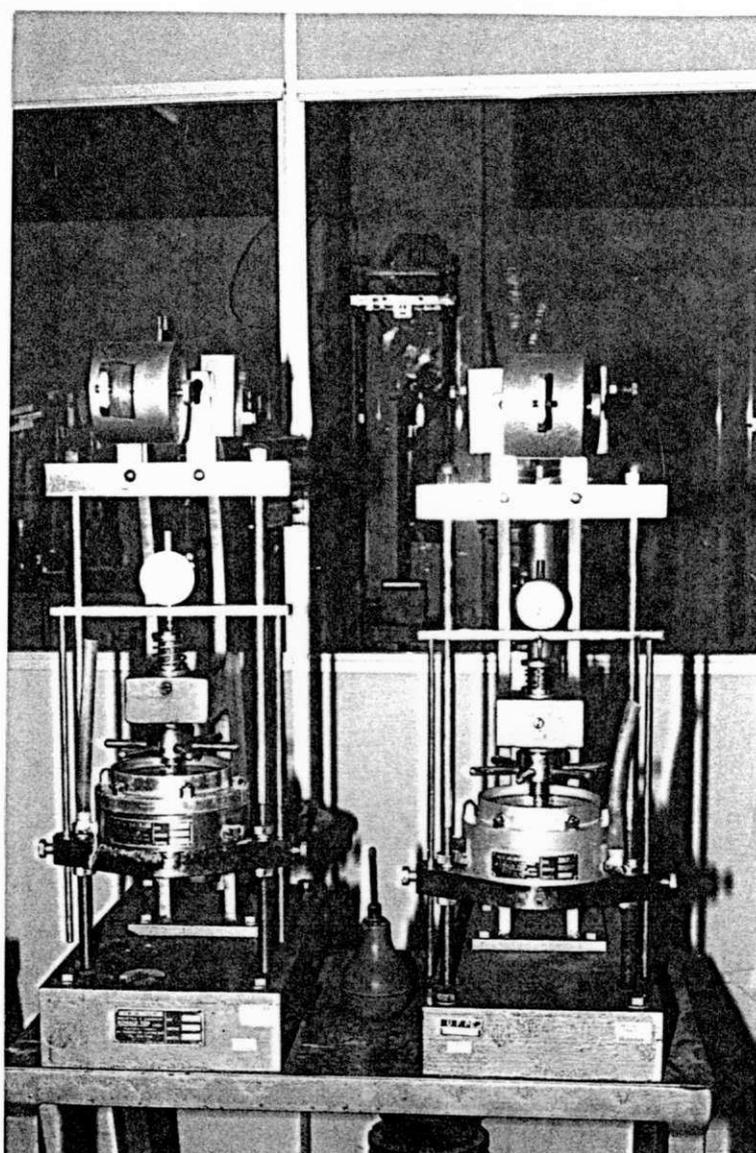


FIGURA IV.7 - PRENSA DE ADENSAMENTO

Para reduzir o atrito entre o anel e o corpo de prova, passava-se vaselina nas paredes do anel de adensamento.

Após a pesagem do conjunto anel + solo, montava-se a célula de adensamento utilizando-se sempre papel filtro entre a amostra e as pedras porosas. A drenagem vertical dos corpos de prova era feita pelo topo e base.

Antes de colocar as células nas prensas de adensamento verificava-se a relação dos braços de alavanca e mantinha-se o braço de alavanca na direção horizontal.

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

V.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados de ensaios de compressão isotrópica não drenada, CIU, ensaios de cisalhamento triaxial tipo CD e \overline{UU} e ensaios oedométricos.

V.2 Ensaio de Compressão Isotrópica não Drenada

Apresenta-se na tabela V.1 as condições das amostras utilizadas nos ensaios CIU, após a compactação. O teor de umidade de compactação para a amostra 01, variou de +3,0% a -3,2% do teor de compactação ótimo. O grau de compactação variou entre 97% e 98% em relação ao ponto ótimo da curva de compactação Proctor normal. O grau de saturação variou entre 88% e 65% para a faixa de valores de umidades e densidades empregadas.

A amostra 02 foi compactada com umidades correspondentes a -3,2% do teor ótimo de compactação. O grau de compactação variou de 97% a 98%. O grau de saturação variou de 75% a 89%.

A variação entre os teores de umidades desejados e os obtidos na compactação foi de aproximadamente 0,3%. Admitia-se uma variação de umidade de 0,5%. Isto indica que trabalhou-se com faixas de umidades muito próximas da desejada. Os valores dos pesos específicos seco máximos obtidos após a compactação dos corpos de prova apresentaram uma pequena margem de diferença, em torno de 2,0% a 3,0%, com relação as curvas de compactação. Esta variação ocorreu em função da perda de umidade durante o processo de compactação e também pela variação de volume que os corpos de prova sofreram após a extrusão do molde de compactação.

As figuras V.1 a V.8 representam as curvas de variação da pressão na água dos poros e variação de volume em função da pressão confinante, para todos os ensaios CIU.

TABELA V.1
 CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS - ENSAIOS CIU.

Ensaio N°	Amostra N°	Corpo de Prova N°	Umidade (%)	Volume (cm ³)	Peso Um. (g)	γ_d (kn/m ³)	e	S (%)
CIU2A	01	2A	19,48	206,14	395,95	16,08	0,655	79,11
CIU3A		3A	19,48	206,14	395,30	16,05	0,666	78,00
CIU4B		1B	16,31	205,94	383,83	16,02	0,661	65,80
CIU5B		2B	16,31	206,14	384,16	16,02	0,661	65,80
CIU6B		3B	16,31	205,94	384,13	16,04	0,659	66,00
CIU7C		4C	22,48	205,74	399,63	15,87	0,677	88,55
CIU8C		2C	22,48	205,94	399,98	15,86	0,678	88,42
CIU9A		02	1A	26,55	205,94	385,90	14,81	0,789
CIU10A	2B		26,55	206,14	385,75	14,79	0,792	88,86
CIU11B	2B		23,36	205,74	368,65	14,53	0,824	75,0
CIU12B	1B		23,36	205,94	368,59	14,51	0,826	74,92

- e - índices de vazios
 γ_d - peso específico seco máximo
 S - grau de saturação

Nota-se que as curvas de poro-pressão em função da pressão confinante, nas duas amostras, apresentaram uma boa concordância. Isto demonstra a boa qualidade do sistema de medição de poro-pressões utilizado. As curvas de variação de volume apresentaram dispersões nos resultados dos ensaios. Como foi mencionado anteriormente, ocorriam nos ensaios CIU vazamentos que podiam interferir nos resultados dos ensaios.

Observa-se que os ensaios realizados na amostra 01 não apresentam uma repetibilidade tão boa como os da amostra 02. Os ensaios feitos com a amostra 01 foram os primeiros e, como foi mencionado anteriormente, na realização dos ensaios ocorriam muitos problemas de vazamentos que iam sendo solucionados à medida em que surgiam. Então com a experiência adquirida durante a realização dos primeiros ensaios, os ensaios da amostra 02 apresentaram uma melhor repetibilidade.

Nota-se na figura V.1a, que a curva de variação volumétrica apresenta um degrau na pressão de 450 kPa. Este desnível é consequência da inversão da bureta neste ensaio. Nos

demais ensaios procurou-se evitar este processo.

Na figura V.2 mostra-se os resultados de três ensaios de compressão isotrópica. Dois destes ensaios, apresentaram uma boa concordância. A poro-pressão máxima nestes dois ensaios são próximas de 100 kPa, e a variação volumétrica em torno de 15cm^3 .

A figura V.3, indica um bom funcionamento do sistema utilizado para medir poro-pressão. Nos dois ensaios, as poro-pressões máximas foram praticamente iguais, em torno de 400 kPa. A variação volumétrica variou entre 7cm^3 para o ensaio realizado com o corpo de prova 2C e próximo de 15cm^3 para o corpo de prova 4C. Isto evidencia a imprecisão na medição de variação de volume em câmaras triaxiais convencionais.

As figuras V.5 e V.6 representam as curvas de poro-pressão e variação volumétrica em função da pressão confinante para os ensaios realizados com a amostra 02, com teores de umidade, w_{ot} e $w_{ot}-3\%$, respectivamente. Nota-se que as curvas são praticamente coincidentes para idênticos teores de umidade. Na umidade ótima a poro-pressão máxima foi de 350 kPa e a variação de volume máximo foi 7cm^3 . Na umidade $w_{ot}-3\%$ a poro-pressão máxima foi de 90 kPa e a variação de volume em torno de 11cm^3 .

Nas figuras V.4 e V.7 apresentam um resumo das curvas mais representativas de variação de poro-pressão e variação volumétrica em função da pressão confinante para as duas séries de ensaios realizados. Observa-se que as amostras compactadas com teores de umidade abaixo da umidade ótima de compactação, sofreram maiores variações volumétricas. Sabe-se que em um processo de compressão não drenada, toda a variação de volume que ocorre no solo, deve-se a compressão e dissolução do ar dos poros de acordo com as leis de BOYLE e HENRY. As amostras com umidades mais elevadas estão muito próximas da saturação e, como os ensaios foram realizados com umidade constante, a variação de volume tende a ser menor. Através das figuras V.4b e V.7b, verifica-se que as variações de poro-pressões nas amostras compactadas na umidade ótima e acima desta tendem a ser maiores do que em amostras com umidades inferiores. Isto mostra que as variações de poro-pressões são função do grau de saturação das amostras.

Apresentam-se na figura V.8 curvas de variação de poro-pressões e variações volumétricas das duas séries de ensaios realizados. Como pode ser observado, a amostra 01 é

mais compressível do que a amostra 02.

A amostra 02, na umidade ótima, apresentou poro-pressões mais elevadas do que a amostra 01, na mesma umidade. Os valores de poro-pressão na umidade ótima da amostra 02 são próximos aos valores da amostra 01 na umidade, $w_{ot}+3\%$. O grau de saturação da amostra 02 na umidade ótima é praticamente igual ao grau de saturação da amostra 01 na umidade $w_{ot} + 3\%$. Na umidade, $w_{ot}-3\%$, para baixas pressões confinantes, as curvas das duas amostras são muito próximas. Porém, verifica-se uma tendência de aumento de poro-pressão na amostra 02 com o aumento da pressão de confinamento.

Os gráficos de poro-pressão em função da pressão confinante indicam que todas as amostras partiram de um valor negativo de poro-pressão. Esta pressão de água negativa é a poro-pressão residual existente nas amostras compactadas. LAMBE (1961) define a poro-pressão residual do solo, como a pressão negativa na água dos poros de uma amostra após a compactação, sem a aplicação do carregamento nem alteração do seu teor de umidade. A pressão de compactação pode ser considerada como uma pré-tensão do solo. Quando a pressão de compactação é removida, o solo tende a se expandir e, em contrapartida, surgem pressões negativas na água dos poros que tendem a estabilizar este processo.

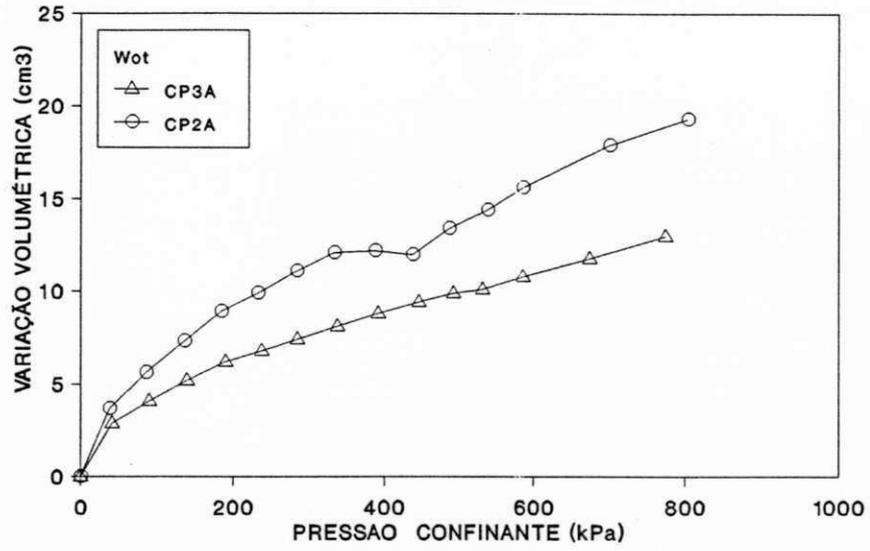
V.3 Ensaios Triaxiais

V.3.1 Ensaios Consolidados Drenados - CD

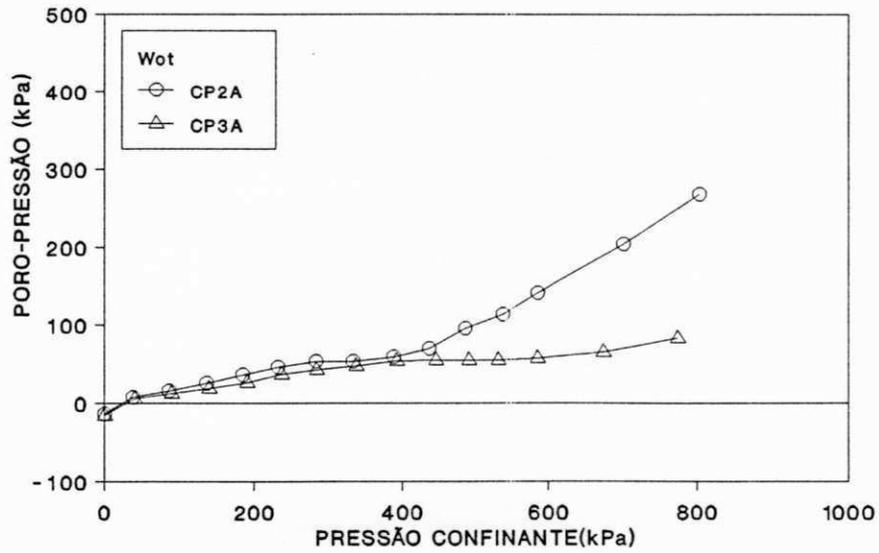
Foram realizadas duas séries de ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado nas amostras 01 e 02, compactadas estaticamente com teor de umidade próximo da umidade ótima.

Encontra-se na tabela V.2 as condições de compactação das amostras. As condições de ensaios na ruptura, nas ensaios encontram-se na tabela V.3.

Apresenta-se na figura V.9 as curvas $\log \sigma' \times e$ e obtidas de ensaios oedométricos. De acordo com esta figura, a tensão de pré-adensamento das amostras 01 e 02 são aproximadamente iguais a 380 kPa e 350 kPa, respectivamente.

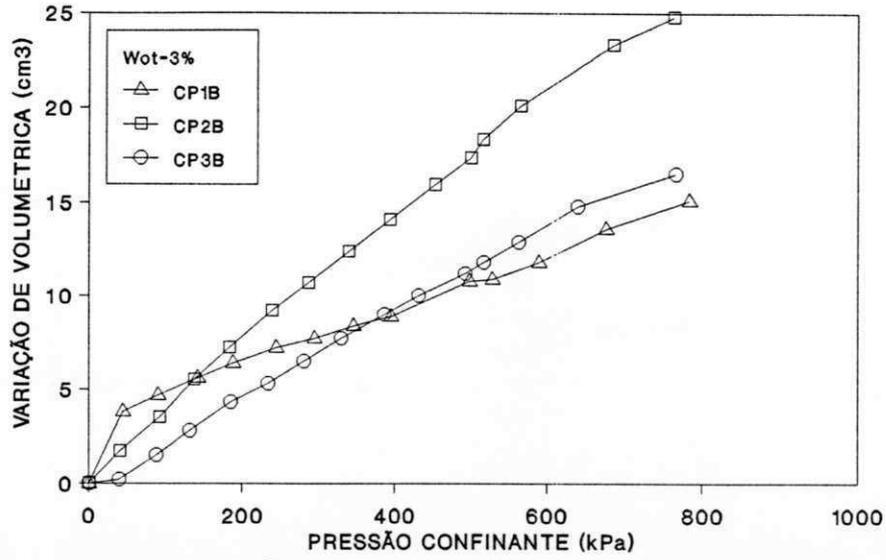


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

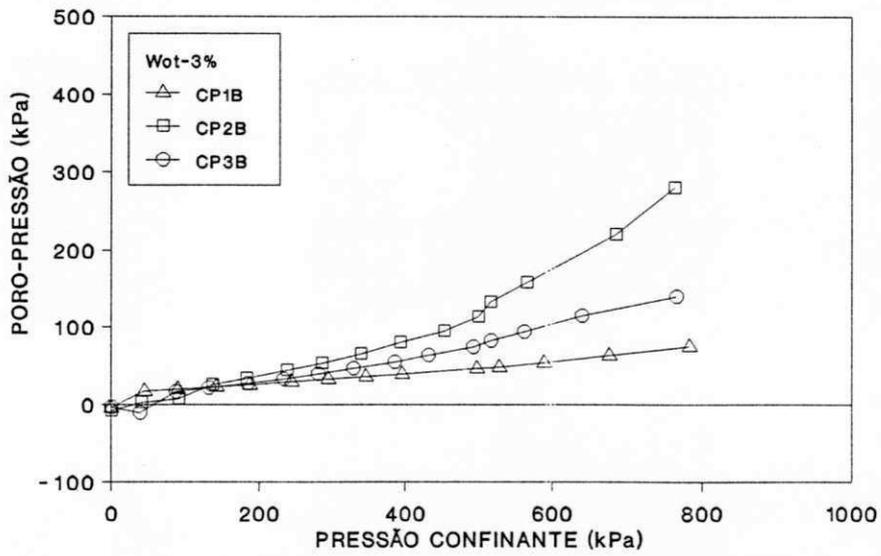


b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.1 ENSAIOS CIU - AMOSTRA 01

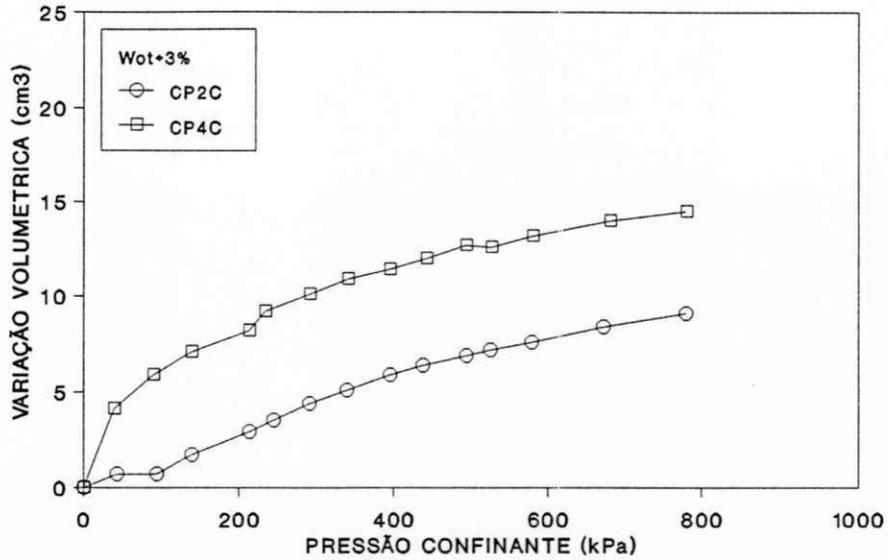


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

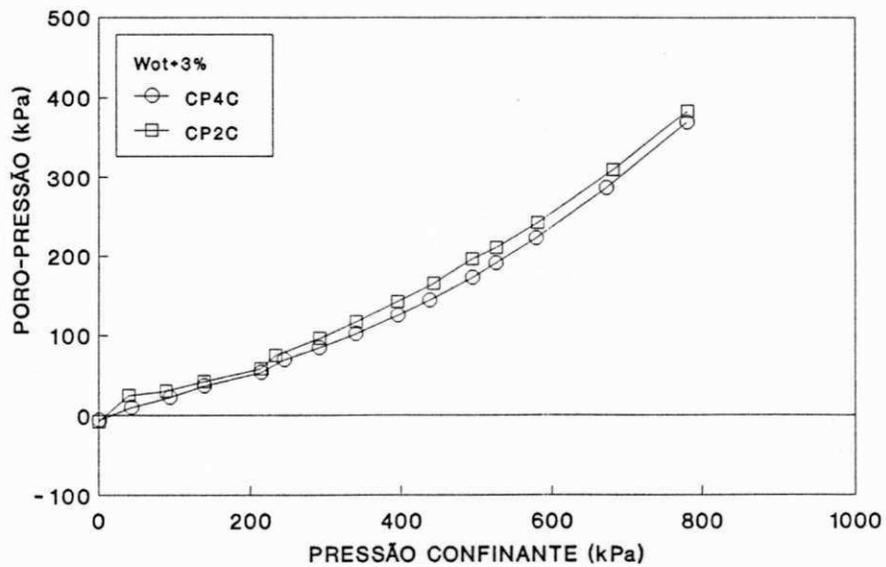


b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.2 ENSAIOS CIU - AMOSTRA 01

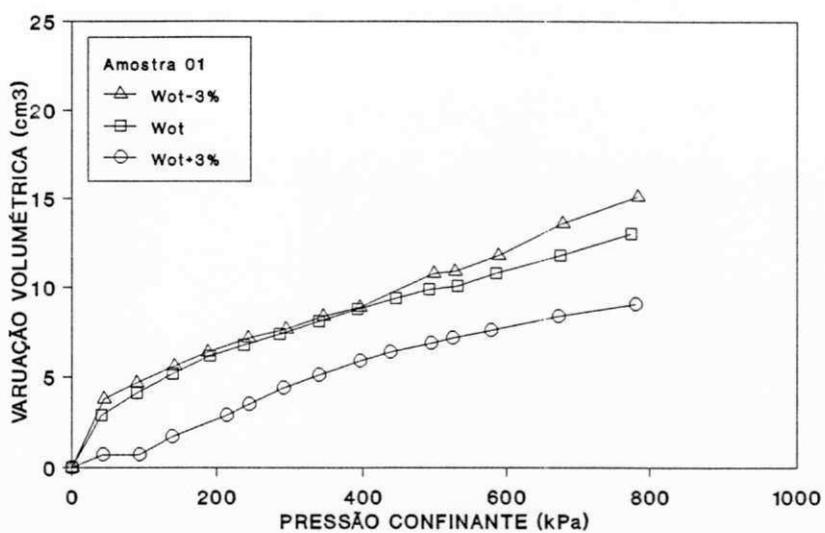


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

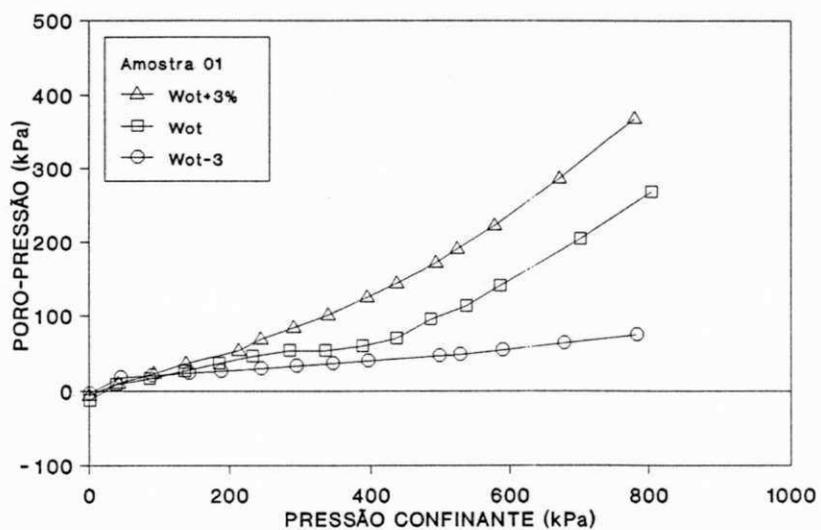


b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.3 ENSAIOS CIU - AMOSTRA 01

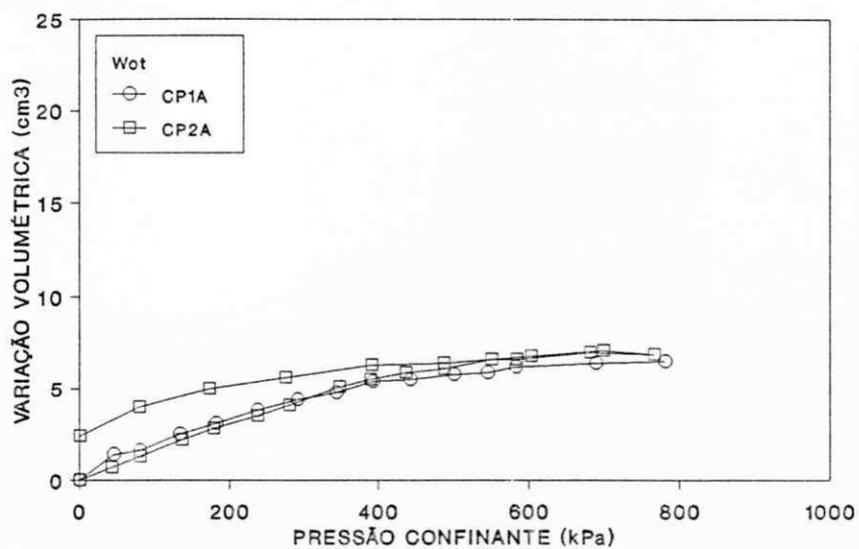


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

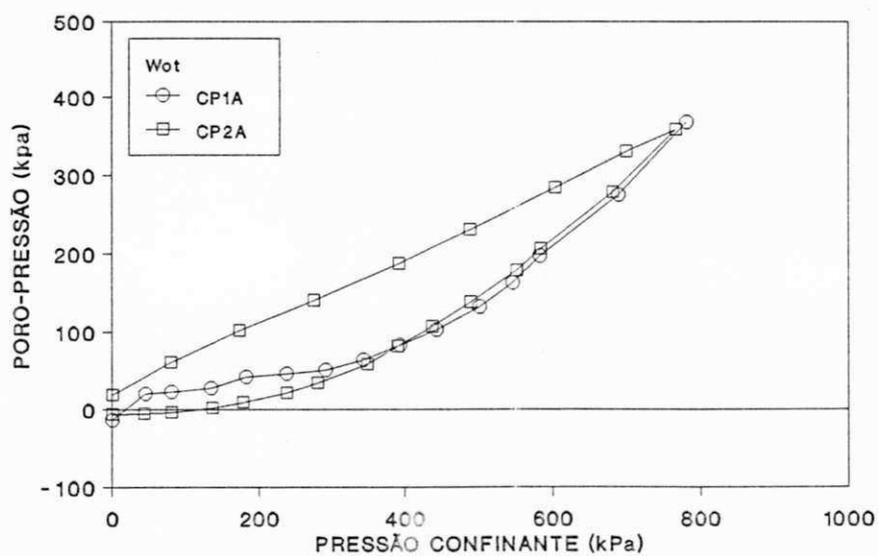


b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.4 ENSAIOS CIU - SERIE 01

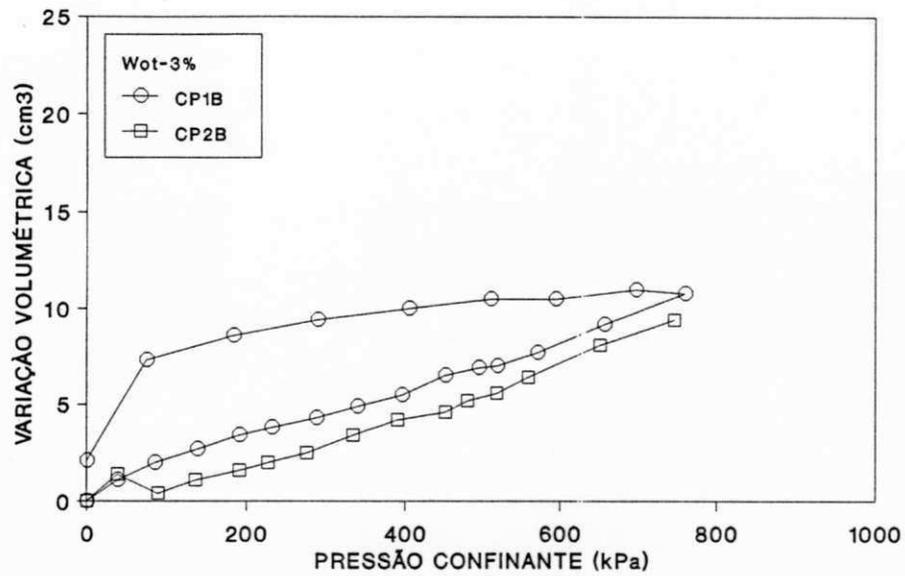


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

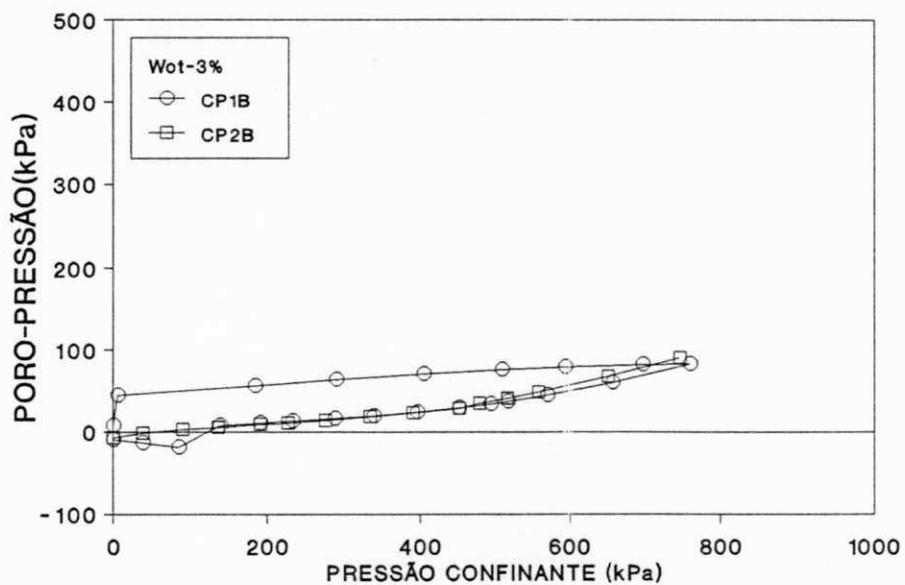


b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.5 ENSAIOS CIU - AMOSTRA 02

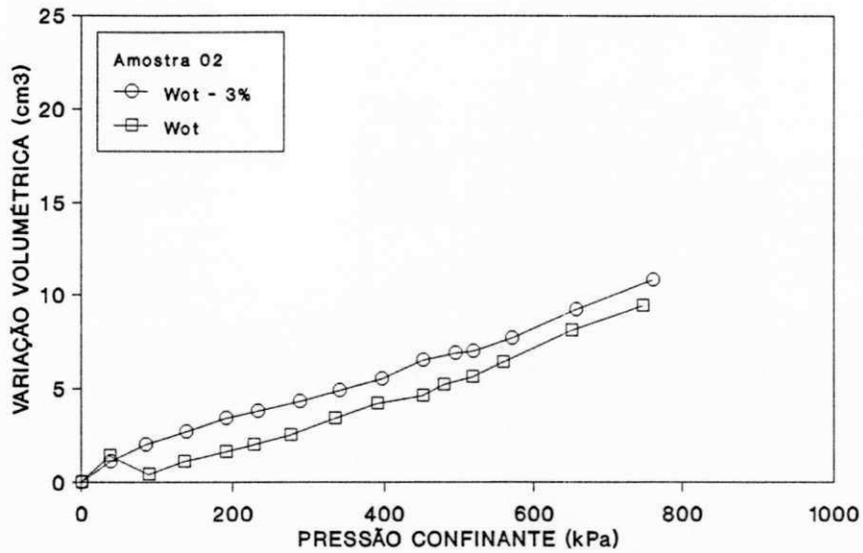


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

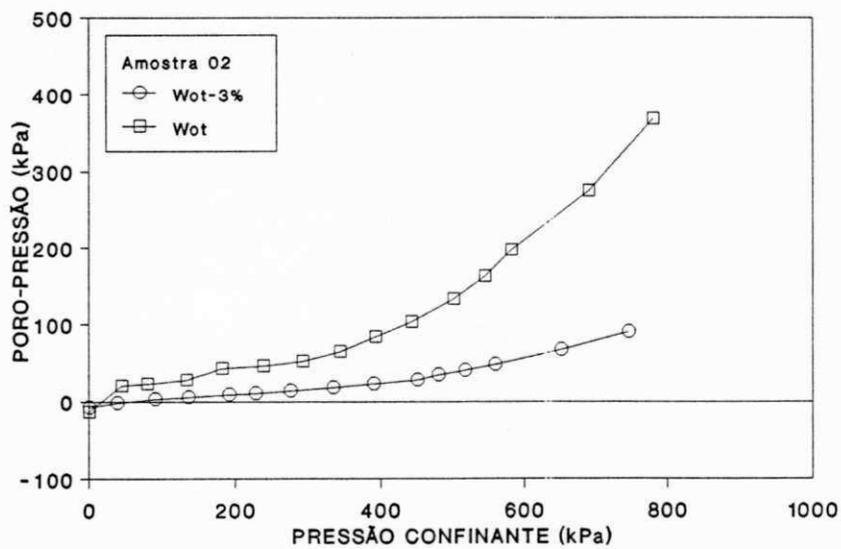


a. CURVA PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.6 ENSAIOS CIU - AMOSTRA 02

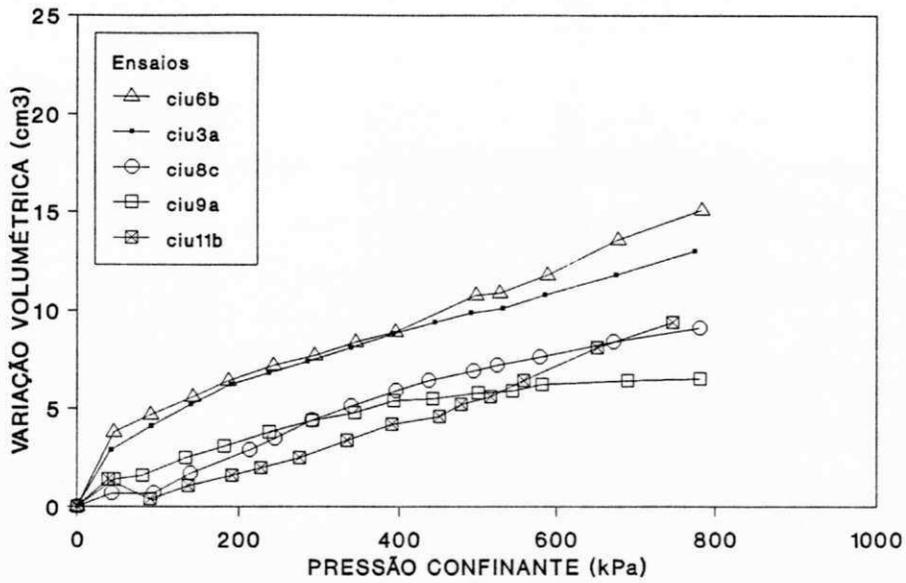


a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

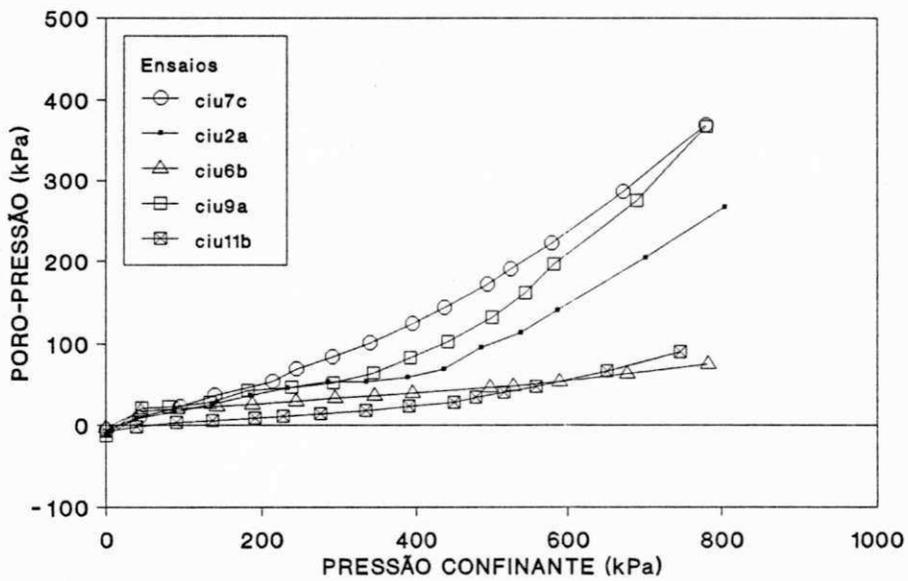


b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.7 ENSAIOS CIU - SERIE 02



a. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA



b. CURVAS PRESSÃO CONFINANTE VERSUS PORO-PRESSÃO

FIGURA V.8 ENSAIOS CIU - SERIE 01 E 02

De acordo com os resultados de YOSHIMI e OSTERBERG (1963) a pressão de pré-adensamento situa-se muito próxima da pressão de compactação estática. Não foi possível comparar os valores da pressão de compactação com a pressão de pré-adensamento porque não se mediu a parcela correspondente ao atrito entre o molde e as amostras.

Estão apresentadas nas figuras V.10 a V13 as curvas tensão-deformação, variação de volume-deformação axial específica, trajetória de tensões e envoltórias de resistência referentes às duas séries de ensaios realizadas. Utilizou-se as coordenadas $s' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ e $t' = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$ nos gráficos referentes às trajetórias de tensões.

Através das curvas tensão-deformação das duas séries de ensaios, verifica-se que a resistência compressiva aumenta em função da pressão confinante. Para valores de pressão confinante de 400 kPa e 600 kPa a resistência compressiva máxima mobilizou uma deformação de ruptura entre 18% e 20%.

Nota-se que as curvas tensão-deformação das duas amostras para pressões confinantes de 400 e 600 kPa não apresentaram comportamento de pico, caracterizando-se um comportamento típico de amostras com baixa razão de pré-adensamento ou amostras normalmente adensadas.

Nas curvas de deformação volumétrica em função da deformação axial das duas séries de ensaios verifica-se que na série 01, para uma tensão de confinamento de 100 kPa ocorreu uma tendência de expansão da amostra. Para este nível de pressão a amostra apresenta um OCR de 3,8, estando portanto pré-adensada. Embora a amostra 02, para a tensão de confinamento de 100 kPa, apresente um OCR de 3,5 não se verifica o mesmo comportamento da amostra 01. No entanto nota-se que para deformações maiores ocorre uma diminuição da compressão do solo. Para os demais carregamentos, verifica-se que as amostras sofreram compressão durante os ensaios. As amostras submetidas a pressões confinantes mais elevadas apresentaram maiores variações de volume do que sob baixas pressões de confinamento. As variações volumétricas, na ruptura, na série 01 variaram de -0,39% a 4,8%, na série 02, variaram de 0,53% a 4,60%.

TABELA V.2
CONDIÇÕES INICIAIS E FINAIS DAS AMOSTRAS NA UMIDADE ÓTIMA - ENSAIOS CD

Amostra Nº	Corpo de Prova Nº	σ_c (kPa)	Peso Úmido (g)	Dimensões		Parâmetros Iniciais				Parâmetros Finais	
				d (mm)	h (mm)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	c	S (%)	w (%)	e
01	1	100	396,76	50,9	101,5	19,55	16,07	0,655	79,42	26,90	0,663
	2	200	396,72	50,9	101,7	19,55	16,10	0,653	79,67	23,43	0,624
	3	400	396,83	50,8	101,8	19,55	16,09	0,654	79,57	20,61	0,548
	4	600	396,74	50,8	101,5	19,55	16,13	0,650	80,03	19,97	0,505
02	1	100	385,95	50,8	101,6	26,43	14,82	0,788	88,88	27,31	0,723
	2	200	385,90	51,0	101,7	26,43	14,69	0,804	87,12	28,42	0,753
	3	400	385,86	50,9	101,7	26,43	14,75	0,797	87,92	29,00	0,768
	4	600	385,93	50,9	101,5	26,43	14,87	0,793	88,33	24,00	0,636

σ_c - tensão confinante
d - diâmetro
h - altura
w - umidade

e - índice de vazios
S - grau de saturação
 γ_d - peso específico seco máximo

TABELA V.3
CONDIÇÕES DE ENSAIOS CD NA RUPTURA - UMIDADE ÓTIMA.

Amostra Nº	Corpo de Prova Nº	σ_c (kPa)	ε_{ar} (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ (kPa)	s'	t'
01	1	100	4,77	238,34	179,45	119,17
	2	200	18,36	429,50	343,17	214,75
	3	400	17,98	936,31	712,10	468,15
	4	600	16,34	1026,17	942,06	513,09
02	1	100	12,63	231,25	177,08	115,62
	2	200	16,44	360,76	320,25	180,30
	3	400	19,12	725,39	641,80	362,70
	4	600	19,75	1160,84	986,95	290,42

$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ - tensão desviatória na ruptura;

$s' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2}$ - trajetória de tensões;

$t' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2}$ - trajetória de tensões.

Nas figuras V.11 e V.13 estão plotadas as trajetórias de tensões e os círculos de Mohr, para as duas séries de ensaios. O ângulo de atrito efetivo da série 01 foi de 32,5°, e para a série 02 foi de 29°. Relacionando-se as envoltórias obtidas nos eixos $\tau \times \sigma$ e $s' \times t'$, tem-se que: $\sin \phi = \operatorname{tg} \alpha$ e $a = c \cdot \cos \phi$. Logo, para a amostra 01, $\alpha = 28^\circ$ e $a = 0$ kPa; para a amostra 02, $\alpha = 26^\circ$ e $a = 0$ kPa.

V.3.2 Ensaios Rápidos - \overline{UU}

Os ensaios não consolidados não drenados \overline{UU} são comumente utilizados para avaliar a resistência ao cisalhamento de solos de aterros compactados na condição de final de construção, quando não há tempo suficiente para a dissipação das poro-pressões construtivas.

Apresentam-se na tabela V.4 as condições iniciais de compactação das amostras e na tabela V.5 as condições de ruptura das amostras, para duas séries de ensaios \overline{UU} .

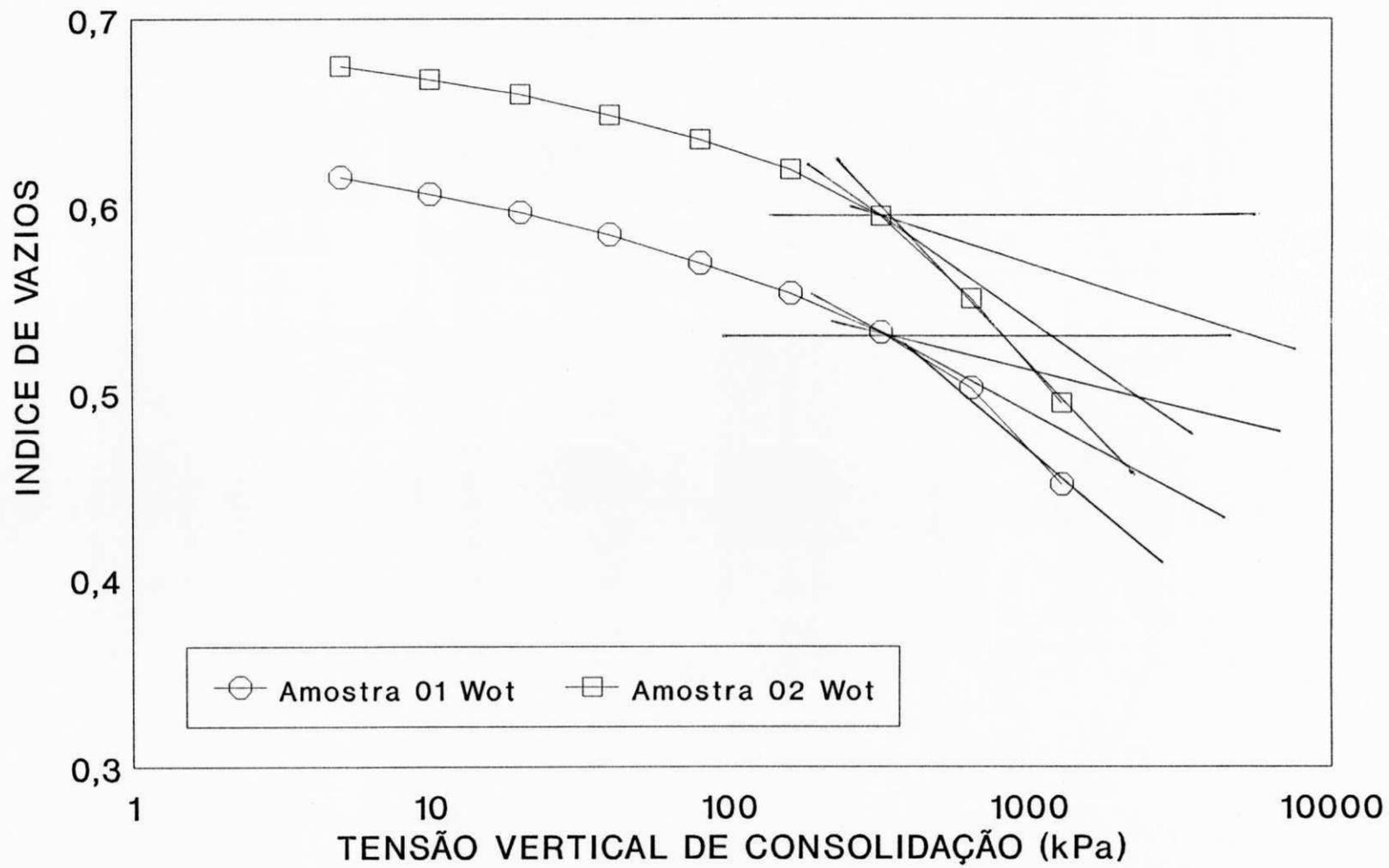


FIGURA V.9 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

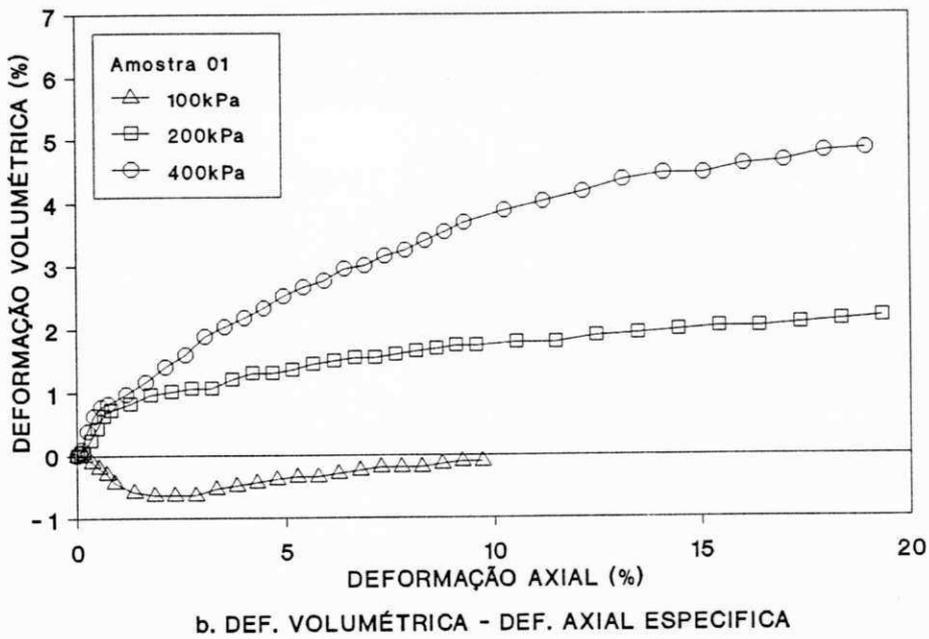
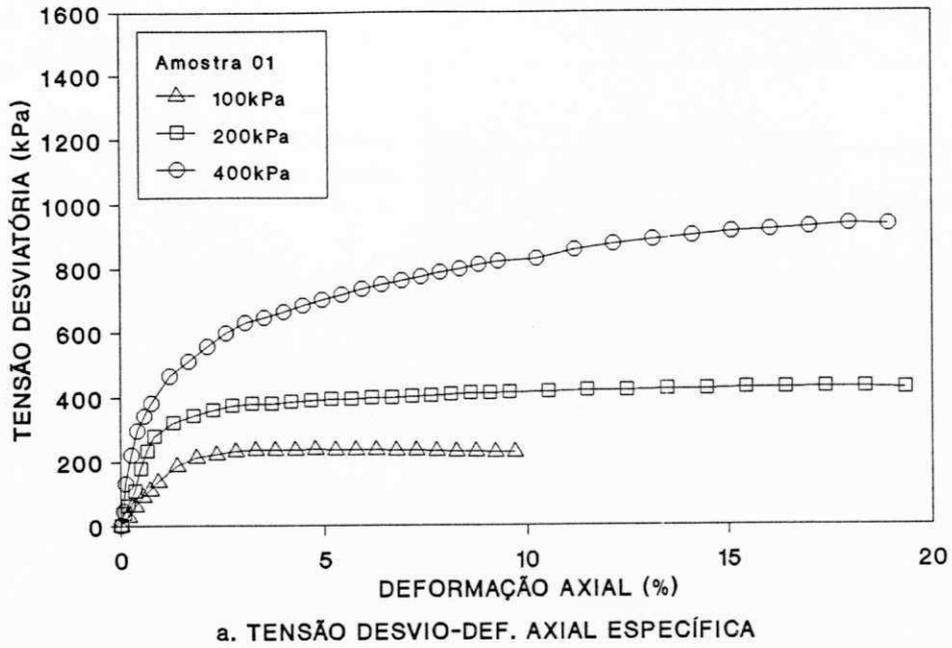


FIGURA V.10 - ENSAIOS CD - SÉRIE 01

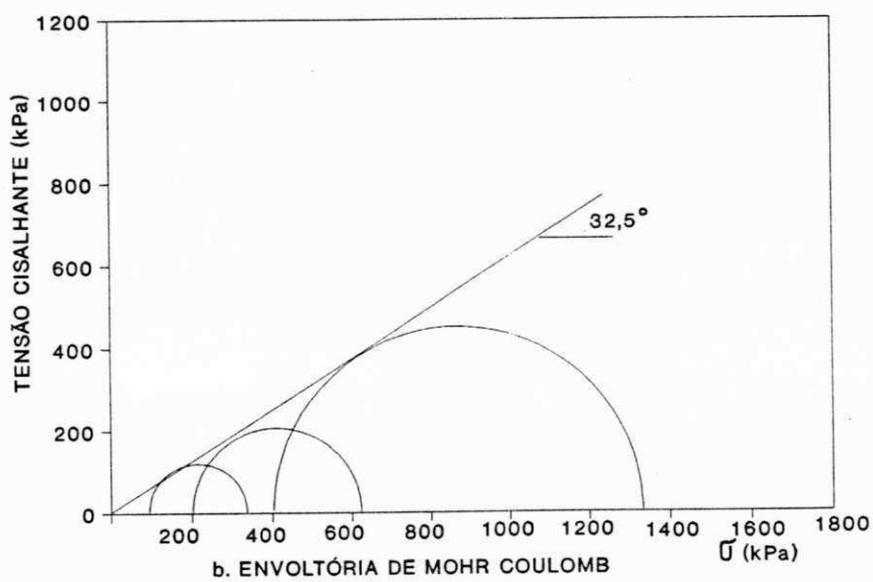
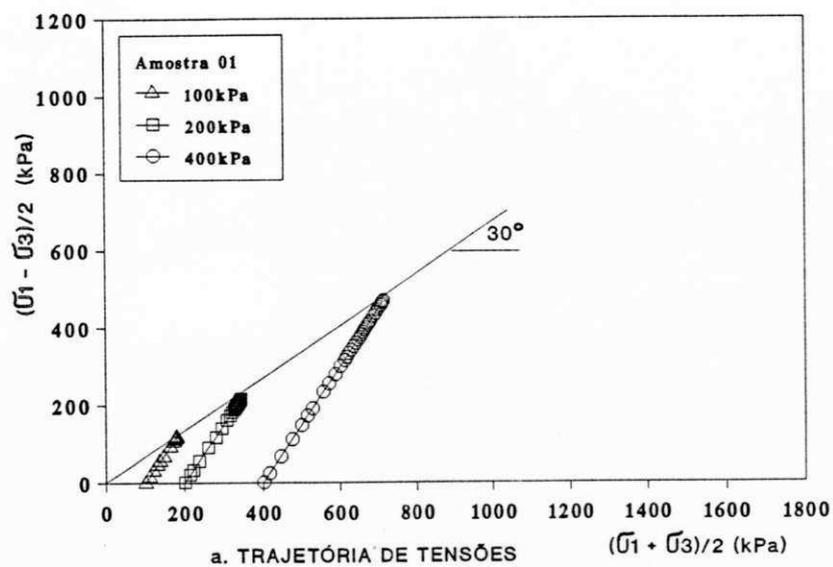
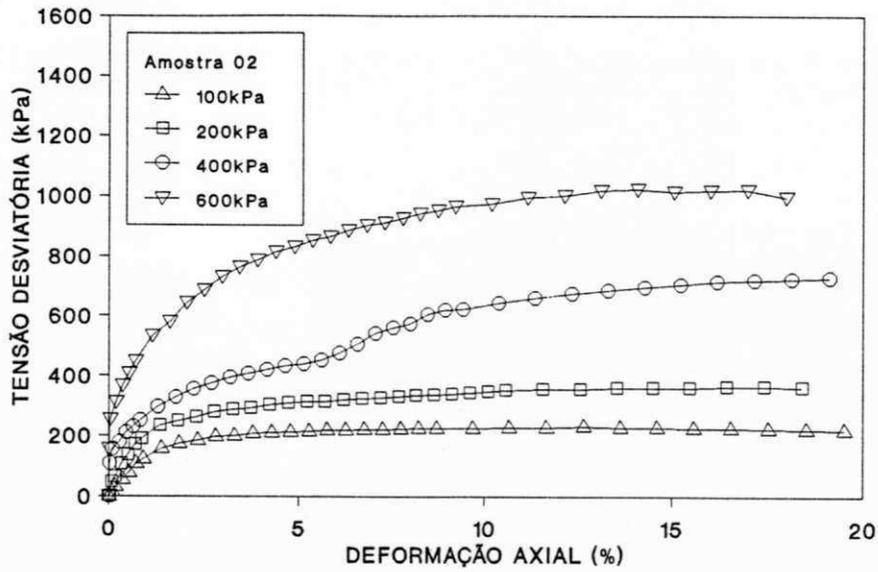
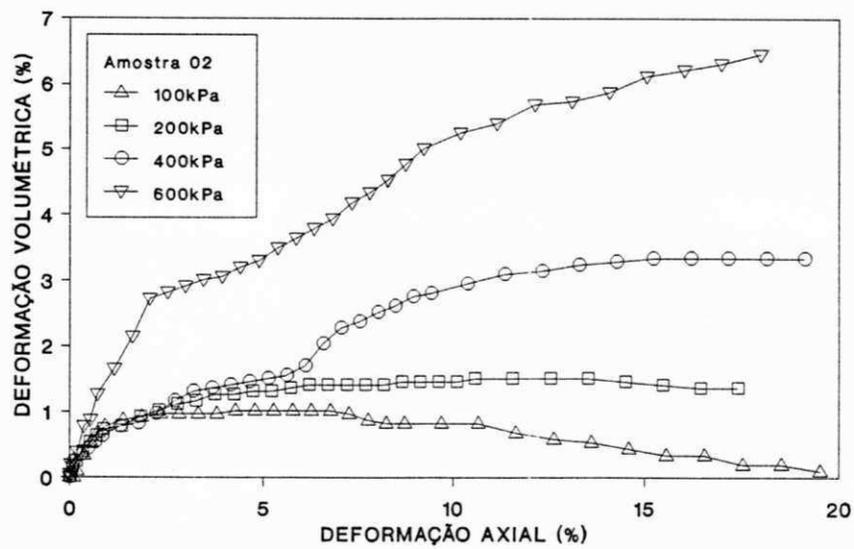


FIGURA V.11 - ENSAIOS CD - SÉRIE 01



a. TENSÃO DESVIO-DEF. AXIAL ESPECÍFICA



b. DEF. VOLUMÉTRICA - DEF. AXIAL ESPECÍFICA

FIGURA V.12 - ENSAIOS CD - SERIE 02

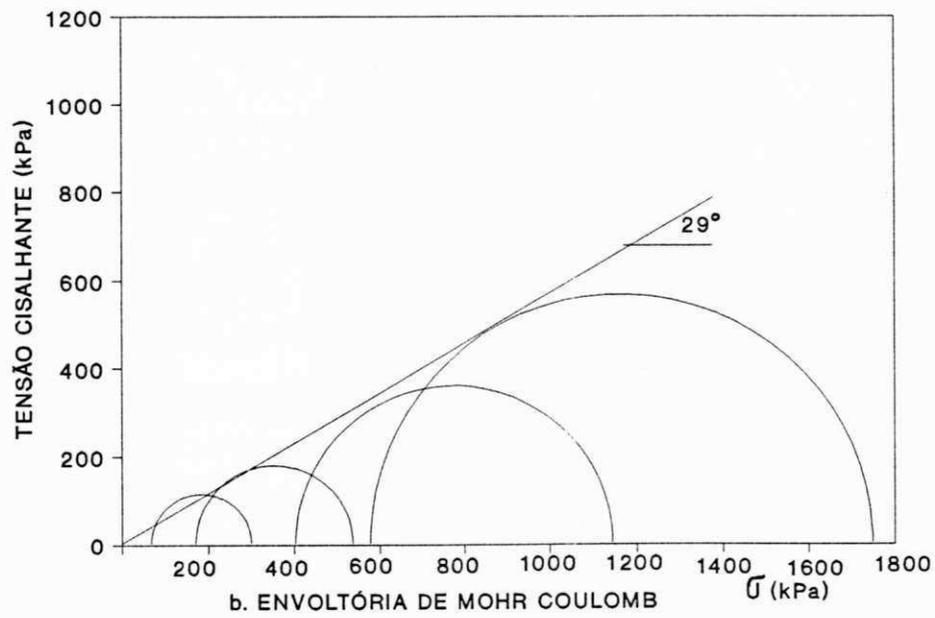
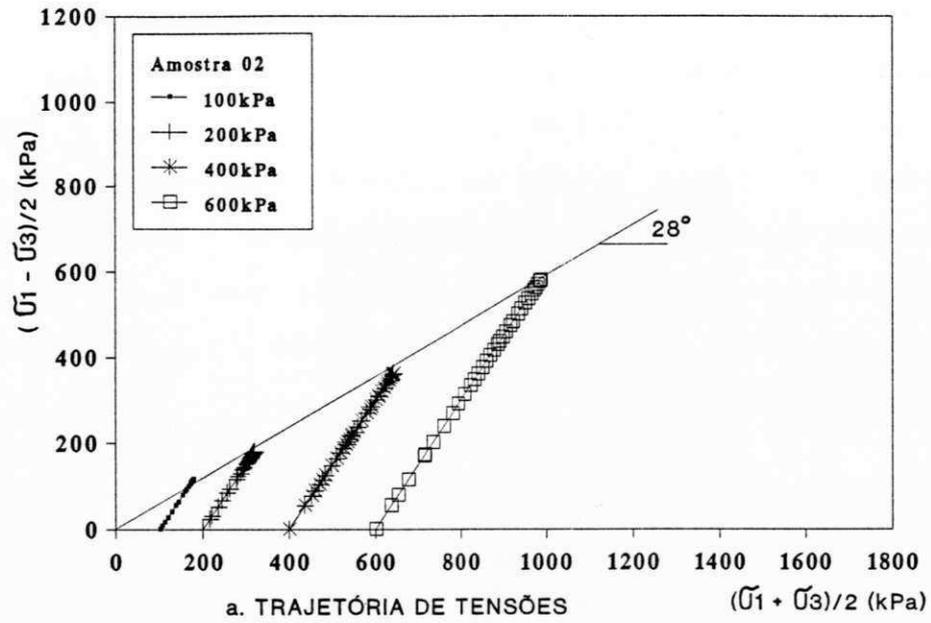


FIGURA V.13 - ENSAIOS CD - SÉRIE 02

As curvas típicas $\sigma \times \varepsilon_a$, $u_w \times \varepsilon_a$ e envoltórias de resistência são apresentadas nas figuras V.14 a V.17, para as duas séries de ensaios.

Observa-se através das figuras V.14a e V.15a que ocorre um aumento significativo da resistência com o aumento da pressão confinante nas duas séries de ensaios. Apesar do pequeno número de ensaios, verifica-se uma tendência de estabilização da tensão cisalhante máxima à medida em que se aumenta a tensão confinante, com o conseqüente aumento do grau de saturação. A série 01 apresenta uma maior resistência à compressão do que a série 02. A resistência compressiva máxima da série 01 ocorreu sob baixas deformações. Na série 02, apenas para a pressão confinante de 600 kPa verificou-se que a resistência compressiva ocorreu sob uma alta deformação de ruptura.

Verifica-se através das curvas de poro-pressão em função da deformação axial que para valores de pressão confinante de 100 kPa, as amostras apresentam poro-pressões negativas, demonstrando o caráter pré-adensado do solo. Na série 01, obteve-se para a tensão desviatória máxima, poro-pressão da ordem de -41,5 kPa e para a série 02, poro-pressão de -65,4kPa.

Verifica-se que para valores crescentes de pressão confinante, ocorre um aumento significativo das poro-pressões. Este aumento pode ser explicado pela tendência de aumento do grau de saturação dos corpos de prova quando submetido a pressões mais elevadas.

As figuras V.16 e V.17 apresentam as envoltórias de resistência em termos de tensões totais para as duas séries de ensaios. Observa-se que a envoltória de resistência da série 01 apresenta um ganho de resistência com o aumento da pressão de confinamento, indicando que para este nível de pressão as amostras não estão saturadas. Na série 02, verifica-se que as amostras estão não saturadas para um nível de tensão de confinamento de 400 kPa. A partir deste ponto, o solo está próximo da saturação e a resistência depende menos da pressão de confinamento.

TABELA V.4

CONDIÇÕES INICIAIS DAS AMOSTRAS - ENSAIOS \overline{UU} - UMIDADE ÓTIMA

Amostra Nº	Corpo de Prova Nº	σ_c (kPa)	Peso Úmido (g)	Dimensões		Parâmetros Iniciais dos Corpos de Prova			
				d (mm)	h (mm)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e	S (%)
01	1	100	396,92	50,8	101,7	19,50	16,11	0,652	79,59
	2	200	396,86	50,9	101,6	19,50	16,06	0,657	78,98
	3	600	395,48	50,9	101,5	19,50	16,10	0,653	79,46
02	1	100	385,40	50,8	101,3	26,52	14,83	0,787	89,30
	2	200	385,52	50,9	101,7	26,52	14,73	0,799	87,96
	3	400	385,90	50,9	101,6	26,52	14,75	0,797	88,18
	4	600	385,30	50,9	101,7	26,52	14,72	0,800	87,85

σ_c - tensão confinante
d - diâmetro
h - altura
w - umidade

e - índice de vazios
S - grau de saturação
 γ_d - peso específico seco máximo

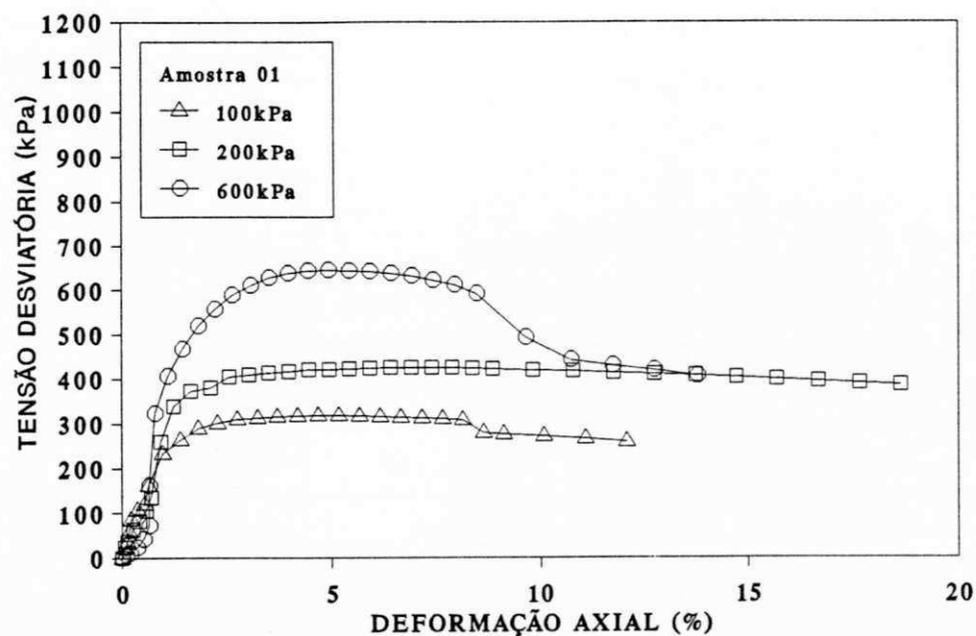
TABELA V.5
 CONDIÇÕES DOS ENSAIOS $\bar{U}\bar{U}$ NA RUPTURA - UMIDADE ÓTIMA.

Amostra Nº	Corpo de Prova	σ_c (kPa)	ϵ_{ar} (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ (kPa)	Δu_{wr} (kPa)	$A_r \Delta u / \sigma_d$	s (kPa)	s' (kPa)	t (kPa)
01	1	100	4,68	318,05	-41,49	0,130	259,02	247,51	159,03
	2	200	7,36	424,97	18,86	0,044	412,48	322,75	212,48
	3	600	4,93	643,48	300,49	0,467	1243,48	514,0	321,74
02	1	100	3,44	226,87	-65,38	0,288	213,44	241	113,44
	2	200	13,13	253,83	60,35	0,238	326,92	224,26	96,74
	3	400	7,36	429,41	305,52	0,711	614,70	237,61	214,70
	4	600	18,60	396,76	480,29	1,21	798,37	251,96	198,37

$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ - tensão desviatória na ruptura

Δu_{wr} - acréscimo de poro-pressão

$A_r = \Delta u / \sigma_d$ - parâmetro de poro-pressão



a. TENSÃO DESVIO VERSUS DEF. AXIAL

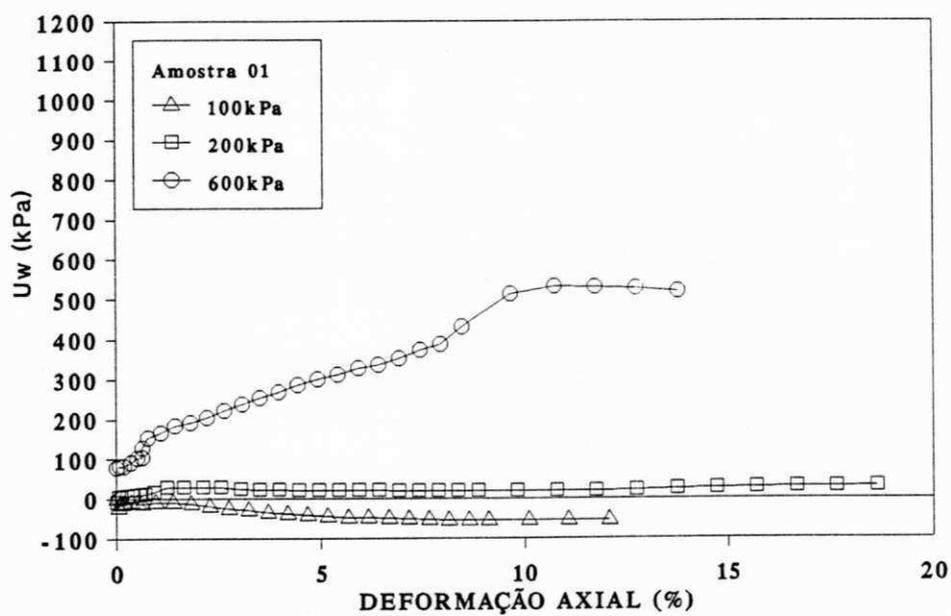
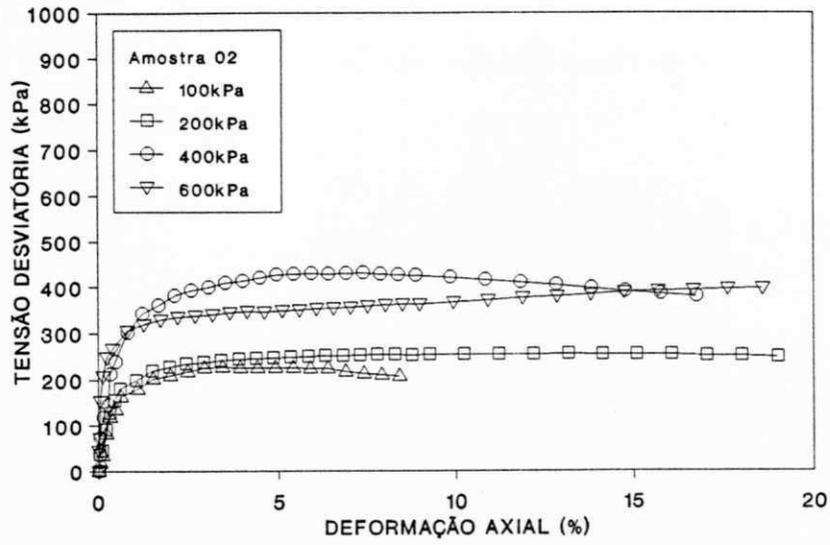
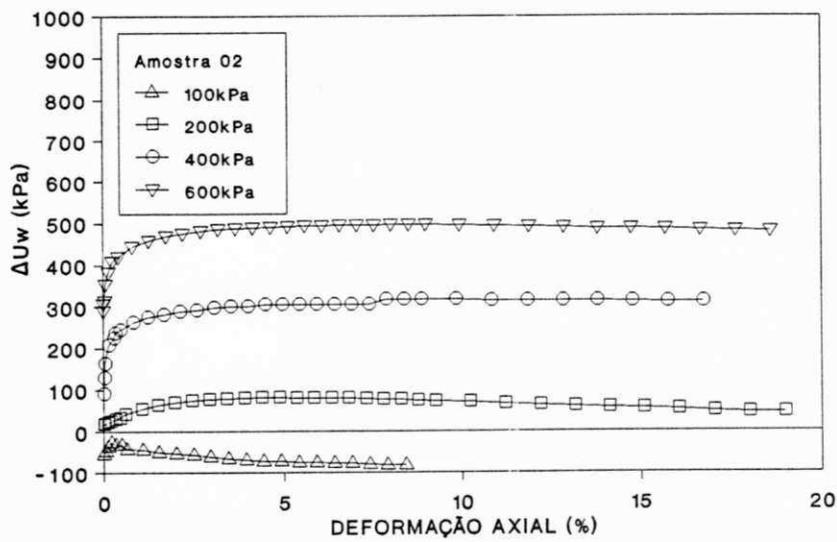
b. CURVAS U_w VERSUS DEF. AXIAL

FIGURA V.14 - ENSAIOS UU - SÉRIE 01

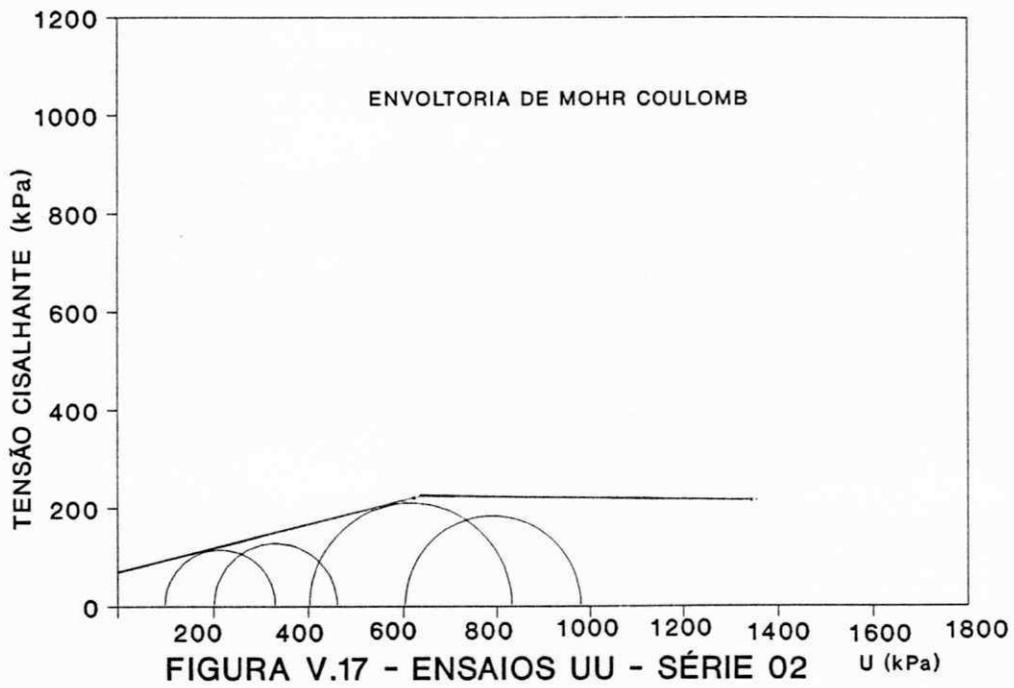
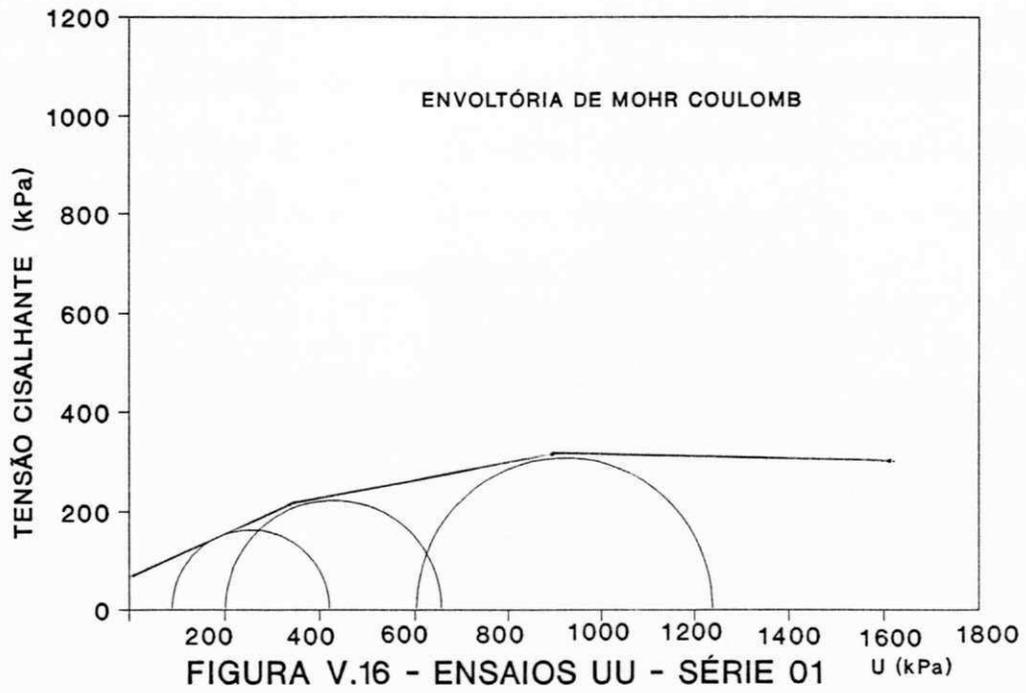


a. TENSÃO DESVIO VERSUS DEF. AXIAL



b. CURVAS U_w VERSUS DEF. AXIAL ESPECÍFICA

FIGURA V.15 ENSIOS UU - SERIE 02



V.3 Ensaios Oedométricos

Apresentam-se nas figuras V.18 e V.19 as curvas $\log \sigma' \times e$ e obtidas através dos ensaios oedométricos realizados em amostras não saturadas com teores de umidades variando de -3% a +3% da umidade ótima de compactação. Utilizou-se estes ensaios para calcular os valores de poro-pressão através do método de HILF (1948). O procedimento consiste em utilizar os valores de e e obtidos das curvas $\log \sigma' \times e$ e calcular os incrementos de Δu . Deste modo, obtêm-se a curva $\log \sigma \times \Delta u$ que fornece os valores da poro-pressão em função da tensão total.

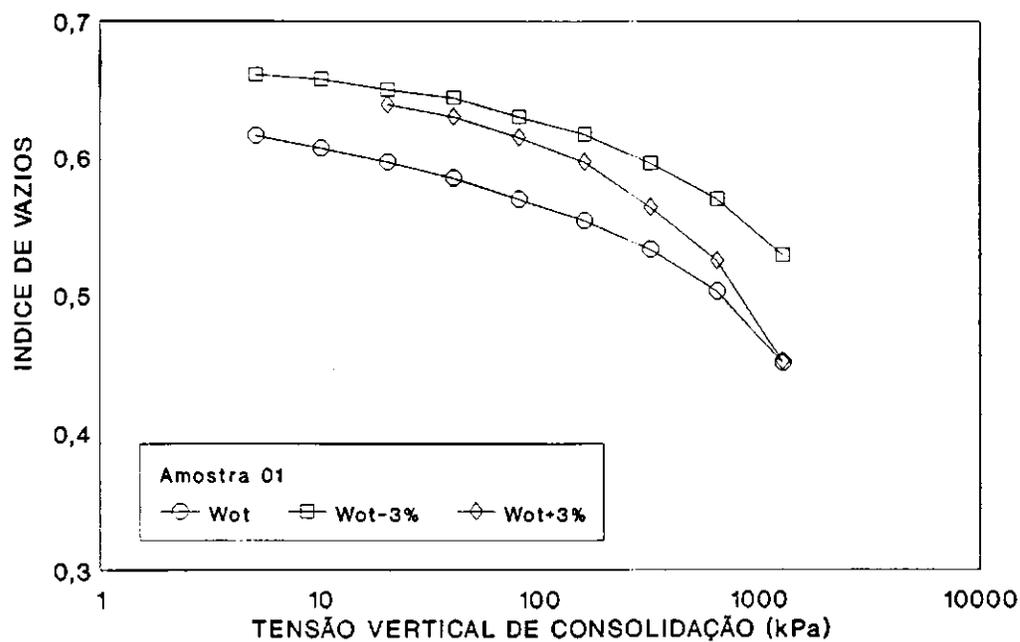


FIGURA V.18 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

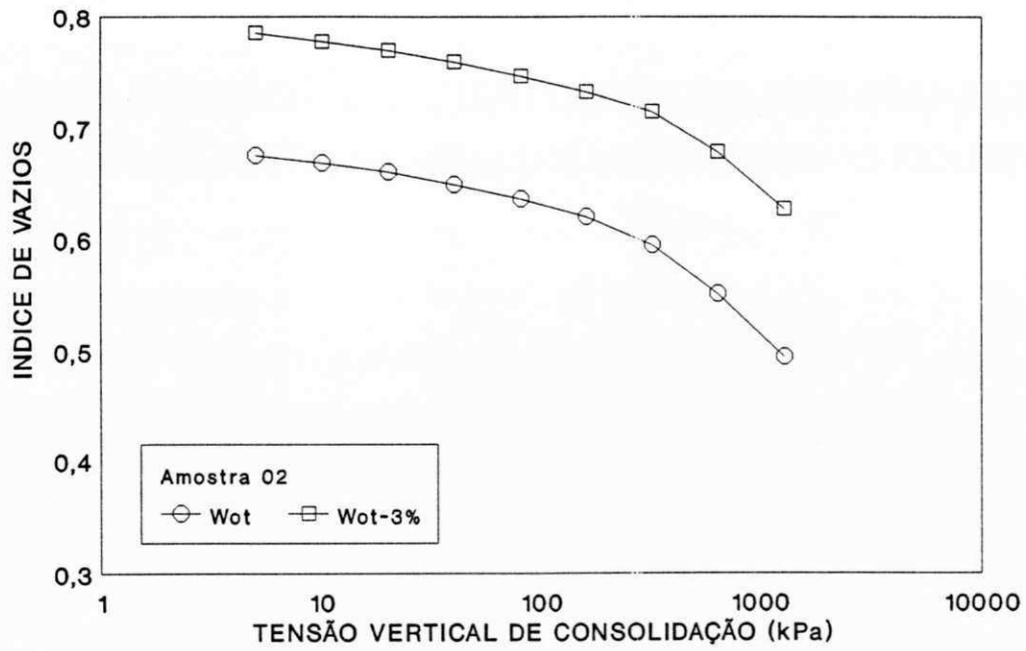


FIGURA V.19 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

CAPÍTULO VI

ANÁLISE DO DESENVOLVIMENTO DE PORO-PRESSÕES DURANTE UM CARREGAMENTO COM UMIDADE CONSTANTE

VI.1 Introdução

Neste capítulo faz-se uma análise comparativa entre os valores de poro-pressões obtidos através de ensaios CIU e os valores de poro-pressões obtidos pelo método de HILF (1956) e HASAN e FREDLUND (1980). São também apresentadas previsões de poro-pressões obtidas pelo método de HILF (1948) utilizando resultados de ensaio oedométricos.

VI.2 Comparação dos Valores de Poro-Pressões Medidos com os Valores Calculados pelo Método de HILF (1948, 1956)

VI.2.1 Ensaios de Compressão Isotrópica não Drenados

Para se fazer uma análise comparativa dos dados de poro-pressões obtidos com o método de HILF, utilizou-se duas séries de ensaios de compressão isotrópica em amostras compactadas, nos quais se fez medições de poro-pressões e variações volumétricas. Calculou-se os valores de poro-pressões teóricos pela seguinte expressão:

$$u_a = \frac{P_a \cdot \Delta e}{e_{a0} + H \cdot e_w \cdot \Delta e} \quad (\text{VI.1})$$

Sendo: P_a = pressão atmosférica, considerada 100 kPa;

e_{a0} = volume inicial de ar;

Δe = variação de índice de vazios, (= $e_0 - e$);

H = constante de solubilidade do ar na água em volume (= 0,02);

e_w = volume unitário de água.

Através dos valores de variação volumétrica obtidos dos ensaios CIU, calculava-se os valores do índice de vazios para cada estágio de carga pela equação:

$$e = \frac{(V_t - \Delta V_c)}{(P_s / \delta)} - 1 \quad (\text{VI.2})$$

Onde:

e = índice de vazios para cada estágio;

V_t = volume total da amostra;

ΔV_c = variação de volume corrigido = variação de volume da amostra menos variação de volume de calibração da célula triaxial;

P_s = peso do solo seco;

δ = densidade dos grãos.

Através dos valores de índice de vazios para cada estágio de carga, calculava-se a variação de índice de vazios Δe .

$$\Delta e = e_0 - e \quad (\text{VI.3})$$

Sendo,

e_0 = índice de vazios inicial.

O volume de água era dado pela seguinte expressão:

$$e_w = \delta \cdot w \quad (\text{VI.4})$$

Onde,

δ = densidade dos grãos;

w = teor de umidade do solo.

São apresentadas nas figuras VI.1 a VI.5 as curvas de variação da pressão na água dos poros com o aumento da pressão confinante isotrópica, obtidas em algumas amostras

representativas de cada série de ensaios CIU, e as respectivas curvas de variação da poropressão do ar através do método de HILF (1956).

Verifica-se através das curvas apresentadas que os valores de u_w obtidos com o método de HILF são maiores do que os valores obtidos através dos ensaios de compressão isotrópica, demonstrando o caráter conservativo do método.

Observa-se através das figura VI.1 e VI.4, onde apresentam-se valores de poropressões medidos e calculados, nas amostras compactadas na umidade ótima, que para baixas pressões confinantes a diferença entre os valores medidos e os calculados são pequenos. Para pressões confinantes superiores a 400 kPa a diferença entre os valores medidos e os valores calculados tende a crescer. Na figura VI.3, apresenta-se os resultados obtidos em ensaios com uma amostra compactada acima do umidade ótima. Neste ensaio também verificou-se que, para valores crescentes de pressão confinante, a diferença entre os valores medidos e calculados cresceram. Estes resultados concordam com a equação da capilaridade que prevê um aumento na diferença ($u_a - u_w$) com a diminuição do raio de curvatura das bolhas, (r), à medida que ocorre a compressão do ar dos poros.

Na figura VI.2 e VI.5, apresentam-se os resultados obtidos com amostras compactadas na umidade 3% abaixo da ótima. Verifica-se que as curvas referentes aos valores medidos e calculados, são paralelas para toda a faixa de pressões confinantes empregada nos ensaios.

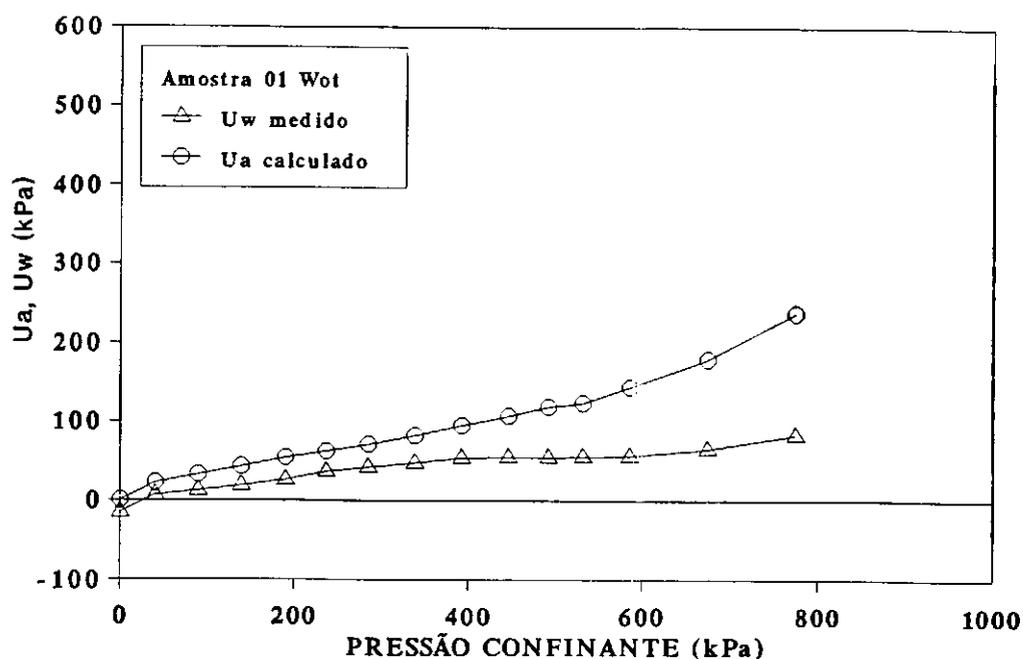


FIGURA VI.1 PREVISÃO DE U_w - MET. DE HILF - ENS. CIU3A

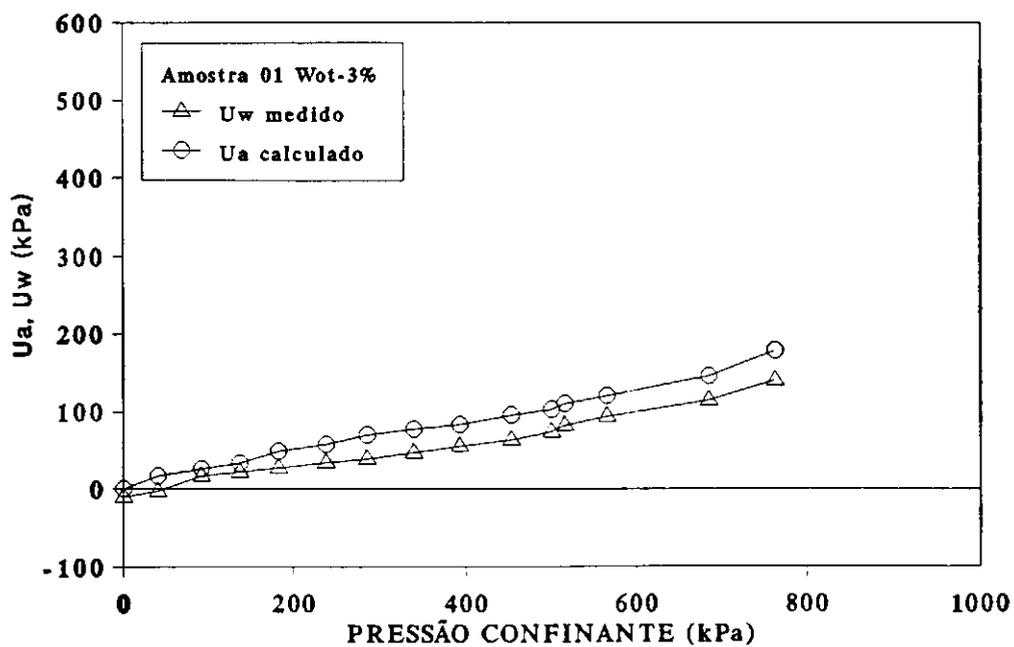


FIGURA VI.2 PREVISÃO DE U_w - MET. de HILF - ENS. CIU5B

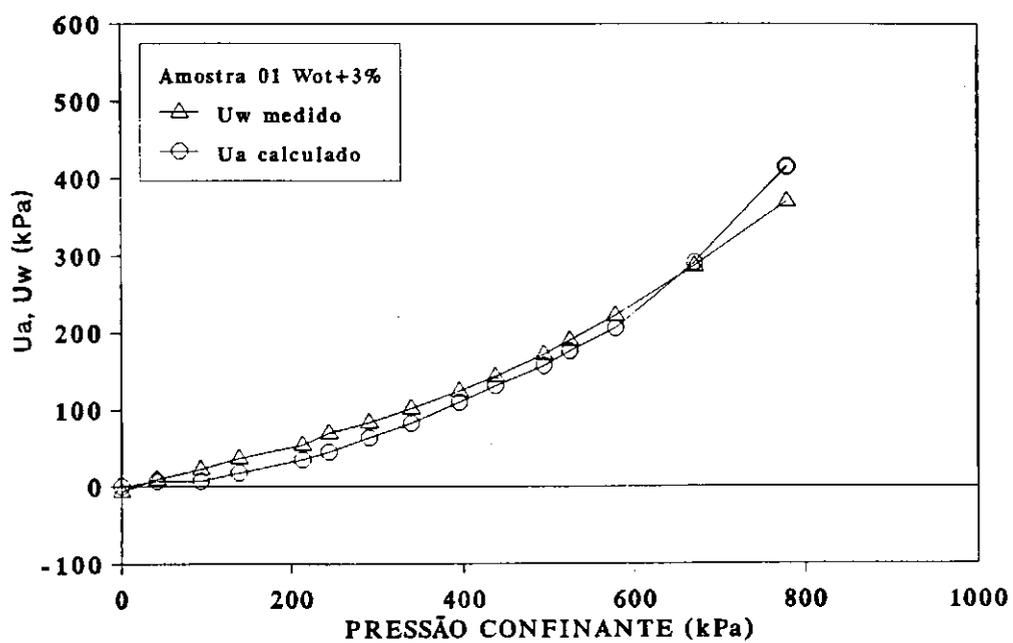


FIGURA VI.3 PREVISÃO DE U_w - MET. DE HILF - ENS. CIU8C

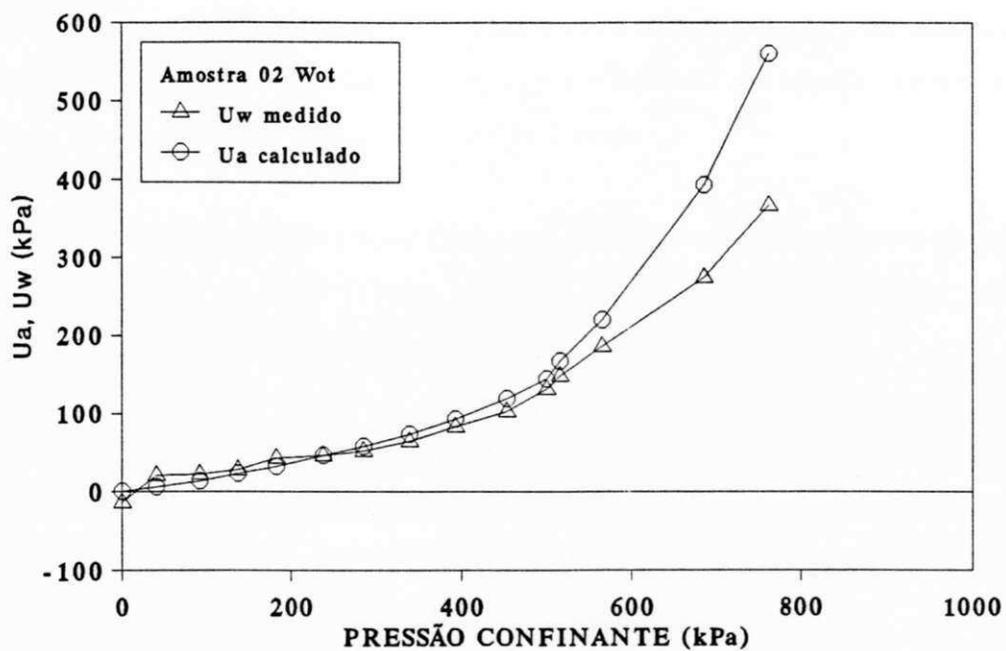


FIGURA VI.4 PREVISÃO DE U_w - MET. de HILF - ENS. CIU10A

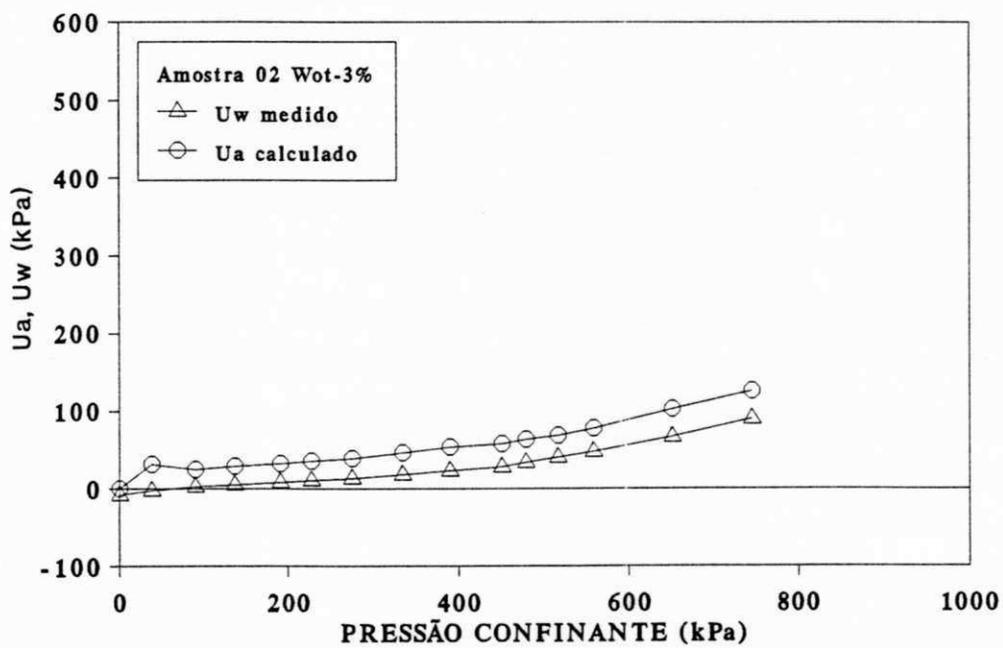


FIGURA VI.5 PREVISÃO DE U_w - MET. HILF - ENS. CIU11B

VI.2.2 Ensaio Oedométricos

Comumente são feitas previsões do desenvolvimento de poro-pressões durante a fase de construção de aterros compactados, empregando-se o método proposto por HILF (1948). Nesta proposta está implícita uma correlação entre a tensão aplicada e as variações do índice de vazios obtidos em ensaios oedométricos com a relação entre a tensão total e as variações do índice de vazios durante um carregamento não drenado.

Neste trabalho procurou-se fazer uma análise dos valores de poro-pressões obtidos através do método de HILF (1948), utilizando-se ensaios de consolidação unidimensional realizados em amostras compactadas em diversos teores de umidades.

Apresentam-se nas figuras VI.6 a VI.10 as curvas de variação de poro-pressões em função da tensão total, obtidas a partir dos resultados de ensaios oedométricos com amostras compactadas utilizando-se o método de HILF (1948). Estas curvas são comparadas com as curvas obtidas através de ensaios de compressão isotrópica não drenada.

Observa-se que as curvas de poro-pressões obtidas através do método de previsão de HILF (1948), apresentam uma boa concordância com as curvas de poro-pressões obtidos dos ensaios CIU para o nível de pressões empregados nos ensaios.

Verifica-se que, para as amostras com teores de umidade correspondente a umidade ótima ou acima da ótima, as variações de poro-pressões obtidas pelo método de previsão de HILF, para cargas superiores a 600 kPa, tornam-se praticamente iguais as variações de tensões aplicadas. Observa-se que neste caso, a consolidação do solo Δe , é próxima do volume de ar livre mais o ar dissolvido contido no solo, representado por $e_{s0} + H.e_w$ na equação de HILF, indicando que as amostras estão próximas de atingir a saturação.

CASAGRANDE e HIRSCHFELD (1960) realizaram uma série de ensaios triaxiais de compressão isotrópica e outra série de compressão anisotrópica em amostras compactadas com teores de umidades variando entre -3% a +3% da umidade ótima de compactação Proctor normal. Os autores observaram que, em amostras compactadas com teores de umidades maiores, as poro-pressões apresentavam-se mais elevadas do que nas amostras com umidades menores.

A equação proposta por HILF (1948) é de fácil utilização na prática, já que despreza muita das complicações matemáticas existentes em métodos anteriores, porém seu uso é restrito para a condição não drenada. Estas simplificações conduzem geralmente a uma superestimação dos valores de u_w desenvolvidos no campo (BISHOP, 1961). Em seu método HILF não discute a influência da razão entre as tensões principais. CASAGRANDE e HIRSCHFELD (1960) verificaram que a razão entre as tensões principais não influenciam o desenvolvimento de poro-pressões em amostras compactadas não saturadas ensaiadas sob condição isotrópica e sob carregamento unidimensional. Entretanto, PELLIS (1973), observou que a razão entre as tensões principais tem influência marcante sobre o desenvolvimento de poro-pressões durante a compressão não drenada.

VI.3 Comparação dos Valores de Poro-pressões Medidos com os Calculados pelo Método de HASAN e FREDLUND (1980)

De acordo com o que foi apresentado no item II.6, a determinação das poro-pressões U_a e U_w , pelo método de HASAN e FREDLUND (1980), é obtida através da solução do sistema de equações não lineares apresentado abaixo:

$$\Delta u_w = R_1 \cdot \Delta u_a + R_2 \cdot \Delta \sigma_3 \quad (\text{VI.5})$$

$$\Delta u_a = R_3 \cdot \Delta u_w + R_4 \cdot \Delta \sigma_3 \quad (\text{VI.6})$$

Os coeficientes R_1 , R_2 , R_3 , R_4 , dependem dos parâmetros de definição das superfícies constitutivas m_1^s , m_2^s , m_1^a , m_2^a propostos FREDLUND e MORGESTERN (1977), do módulo de compressibilidade volumétrica da água, da porosidade e do grau de saturação inicial do solo. Segundo HASAN e FREDLUND (1976), a determinação destes coeficientes é feita através de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica, com variações independentes das variáveis do estado de tensões $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

LINS (1991) observou que os ensaios para a determinação dos coeficientes envolvidos nas equações (VI.5) e (VI.6) requerem um tempo muito longo, e adotou um procedimento alternativo que permitisse a aplicação do método.

Adotou-se neste trabalho, procedimento semelhante ao utilizado por LINS (1991). Escolheu-se para a análise os ensaios de compressão isotrópica CIU2A e CIU10A, realizados em amostras compactadas com umidades próximas da ótima. Como as amostras nessas umidades encontravam-se com grau de saturação acima de 85%, adotaram-se valores baixos, próximo de 0, para o coeficiente R_a , e valores altos próximos de 1, para o coeficiente R_s , e admitiu-se que a relação m_1^s / m_1^a devia estar próxima da unidade.

Determinou-se o coeficiente de compressibilidade volumétrica, $\Delta \varepsilon_v / \Delta \sigma$, do esqueleto sólido das amostras na umidade ótima, através de ensaios de compressão isotrópica. Apresentam-se nas figuras VI.11 e VI.12, as curvas $\Delta V/V \times \sigma_c$. Obteve-se $m_v = 1,50 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ para a amostra 01 e $m_v = 1,30 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$, para a amostra 02. De acordo com WHEELER (1986) o módulo de compressibilidade volumétrica definido como a relação entre a pressão aplicada e a variação volumétrica específica, de um solo contendo bolhas de gás independe da compressibilidade das bolhas em si, e relaciona-se com o módulo de compressibilidade volumétrica do esqueleto sólido proporcionalmente ao volume de ar na amostra. Considerou-se neste trabalho $m_v = m_1^s$.

Para solucionar o sistema de equações não lineares (VI.5) e (VI.6), utilizou-se um programa de computação em linguagem BASIC, elaborado por LINS(1991). Este programa solucionava as equações iterativamente. Inicialmente considerava-se $u_a = 0$, $\sigma_3 = 0$ e u_w igual ao valor obtido no ensaio CIU. Os valores de grau de saturação e porosidade iniciais correspondiam aos os valores obtidos após a compactação da amostra. Com estes dados, o programa calculava os valores de u_a e u_w . Para a segunda iteração o programa utilizava os valores de u_a e u_w obtidos na iteração anterior até obter-se a convergência entre os valores adotados e os valores calculados.

Após várias combinações dos parâmetros pré-definidos, chegou-se aos seguintes resultados: $R_a = 0,1$ e $R_s = 0,9$; e $m_1^s / m_1^a = 1,1$.

Apresentam-se nas figuras (VI.13) e (VI.14) as curvas obtidas pelo método de HASAN e FREDLUND (1980) e as correspondentes curvas experimentais. Observa-se que, em todos os ensaios, houve uma boa concordância entre os valores teóricos e os experimentais. As curvas obtidas pelo método de HASAN e FREDLUND, ao contrário do que

foi obtido com o método de HILF (1956), tendem para um mesmo valor com o aumento do grau de saturação.

LINS (1991) observou que a razão desta discrepância reside em que no método de HILF (1956), considera-se que o ar encontra-se imerso numa massa de água, e não se considera a diferença de compressibilidade da mistura água-ar e do esqueleto sólido.

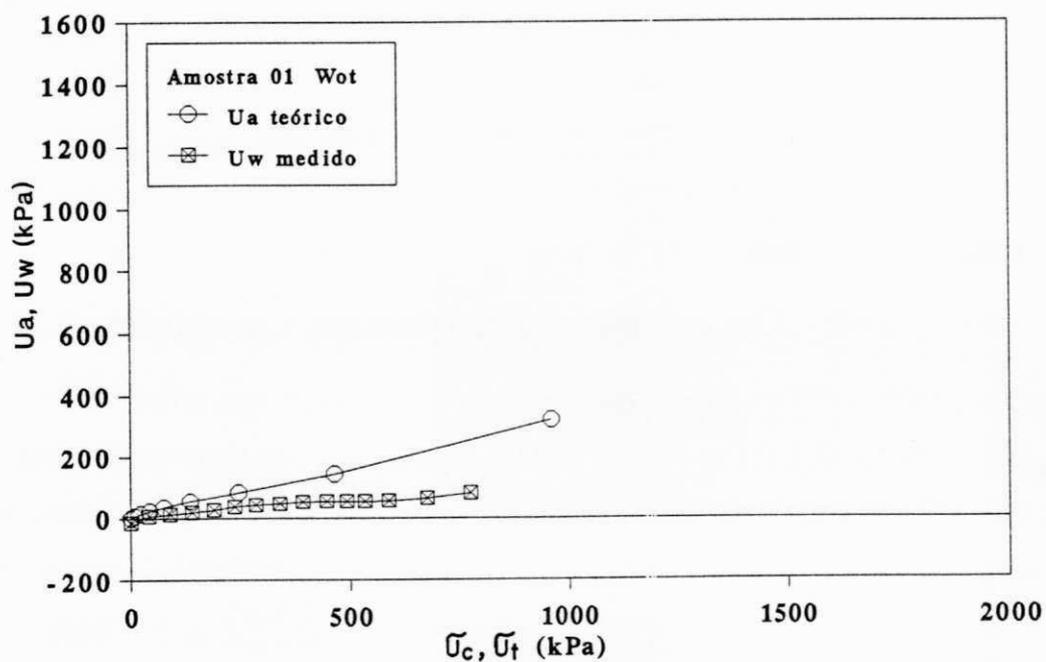


FIGURA VI.6 PREVISÃO DE U_w - MET. DE HILF - ENS. CIU3A

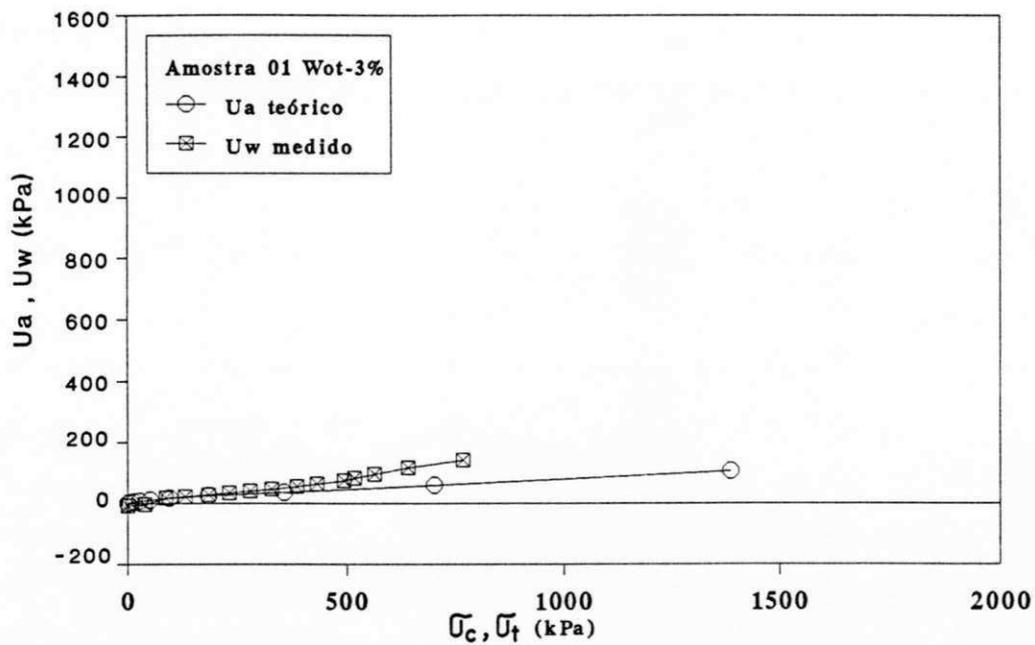


FIGURA VI.7 PREVISÃO DE Uw - MET. de HILF - ENS. CIU5B

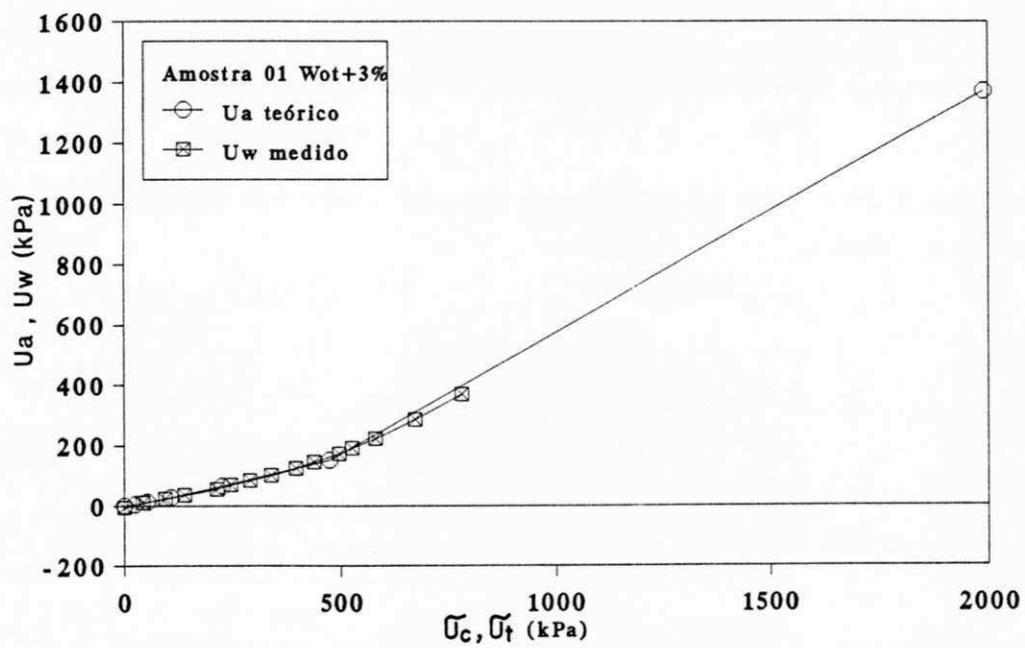


FIGURA VI.8 PREVISÃO DE Uw - MET. de HILF - ENS. CIU8C

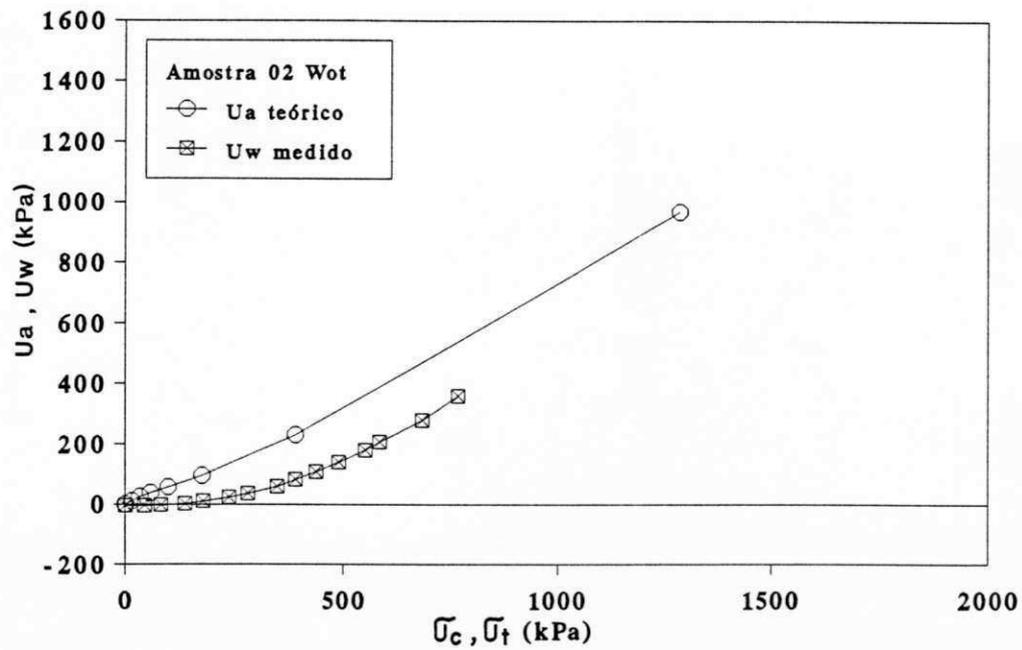


FIGURA VI.9 PREVISÃO DE Uw - MET. DE HILF - ENS. CIU10A

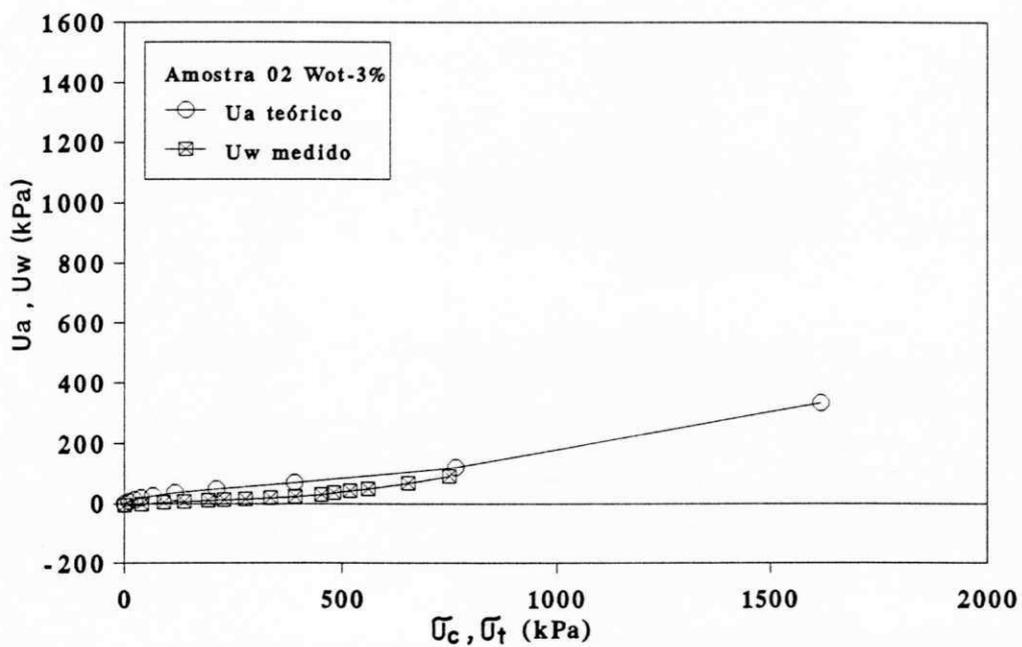


FIGURA VI.10 PREVISÃO DE Uw - MET. de HILF - ENS. CIU11B

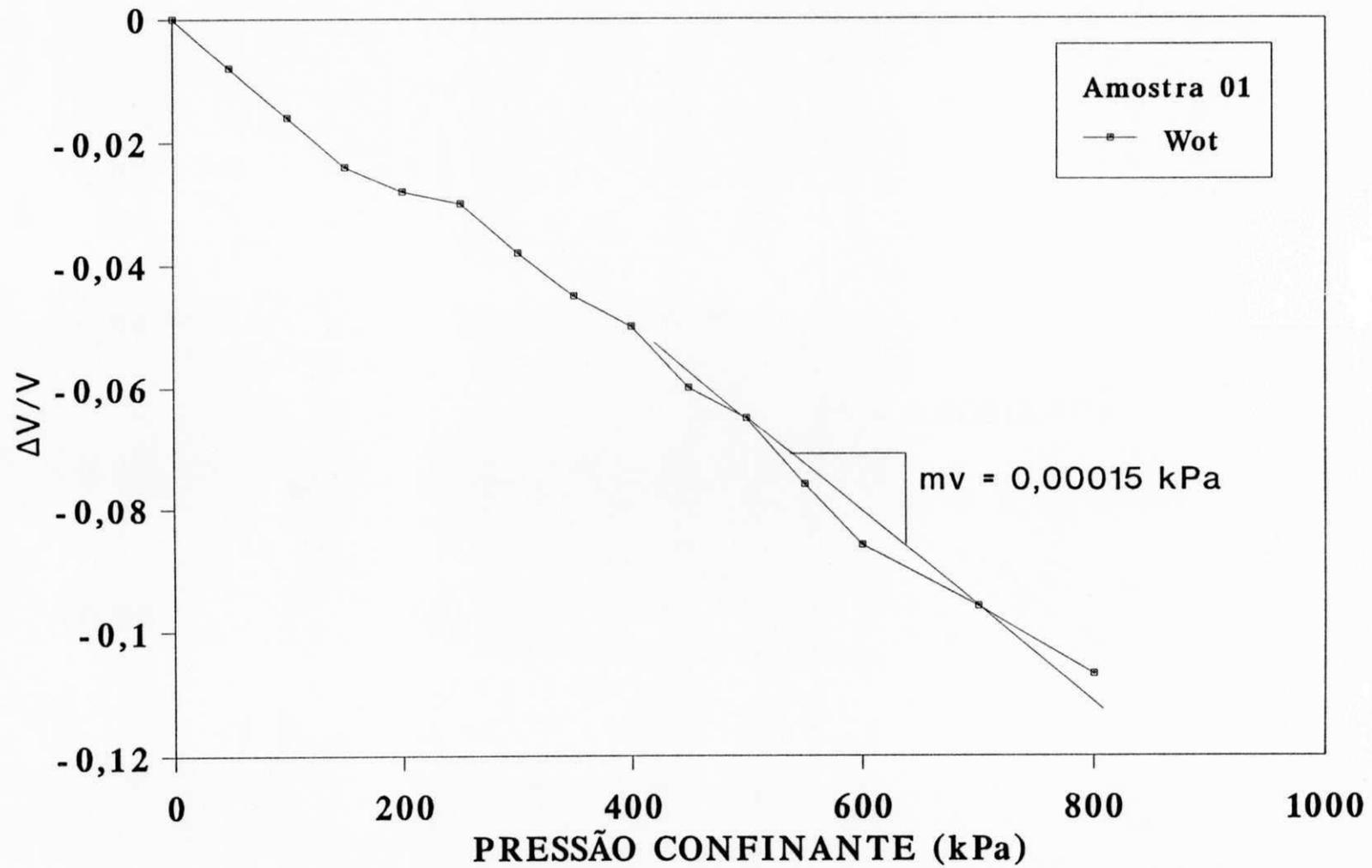


FIGURA VI.11 MÓDULO DE COMPRESSIBILIDADE VOLUMÉTRICA

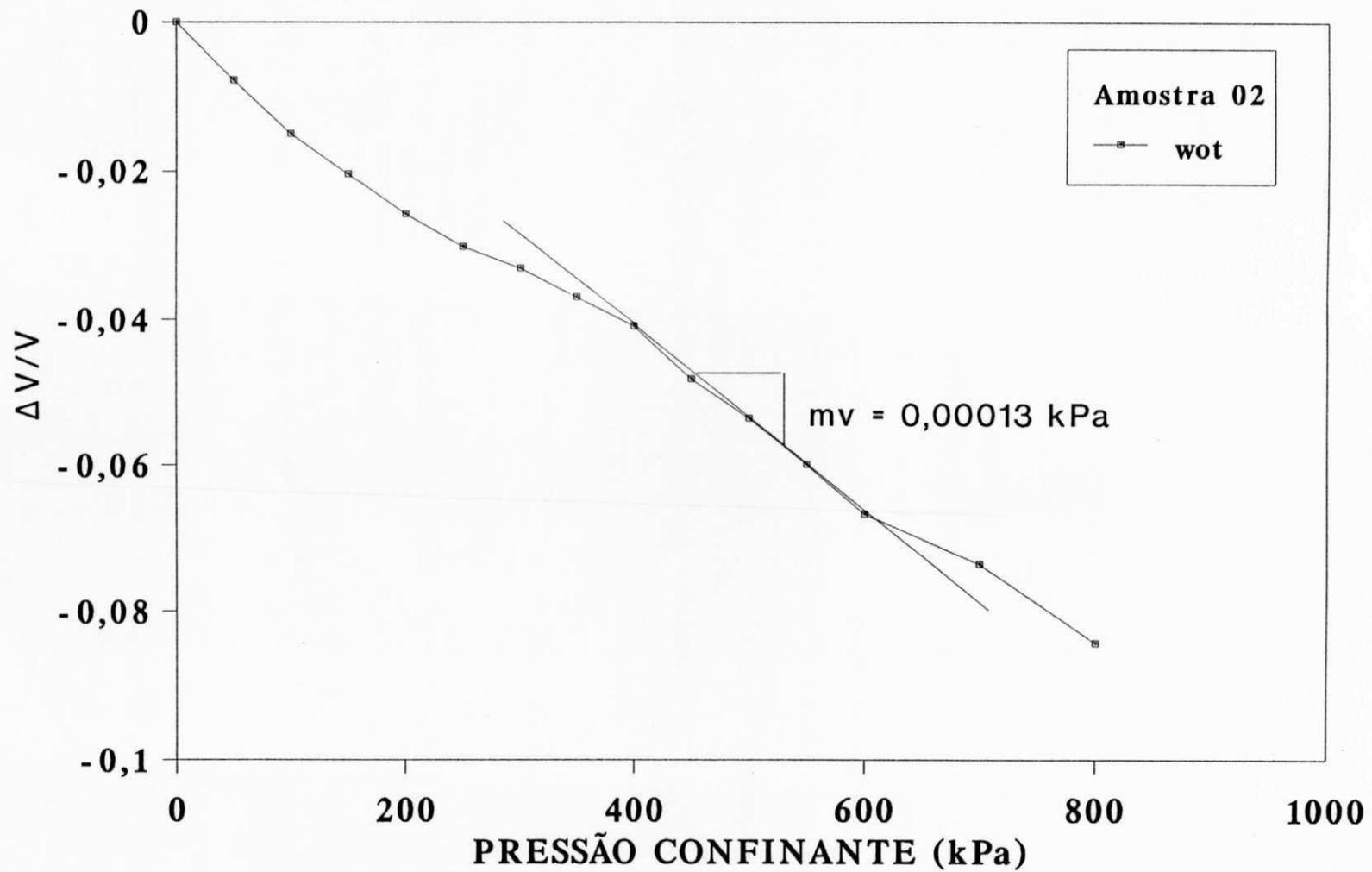


FIGURA VI.12 MÓDULO DE COMPRESSIBILIDADE VOLUMÉTRICA

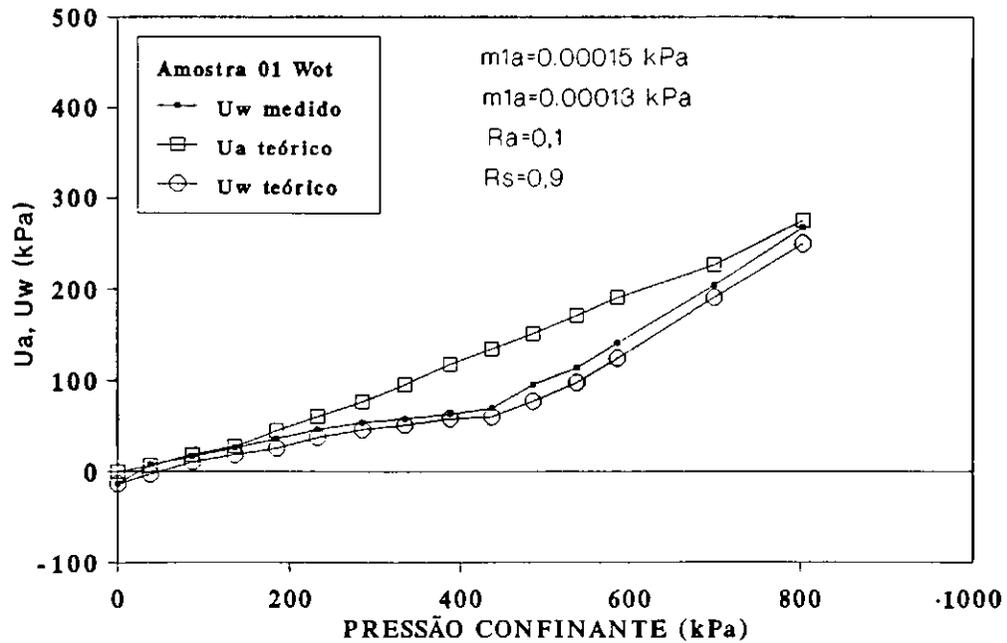


FIGURA VI.13 PREVISÃO DAS PORO-PRESSÕES - HASAN E FREDLUND

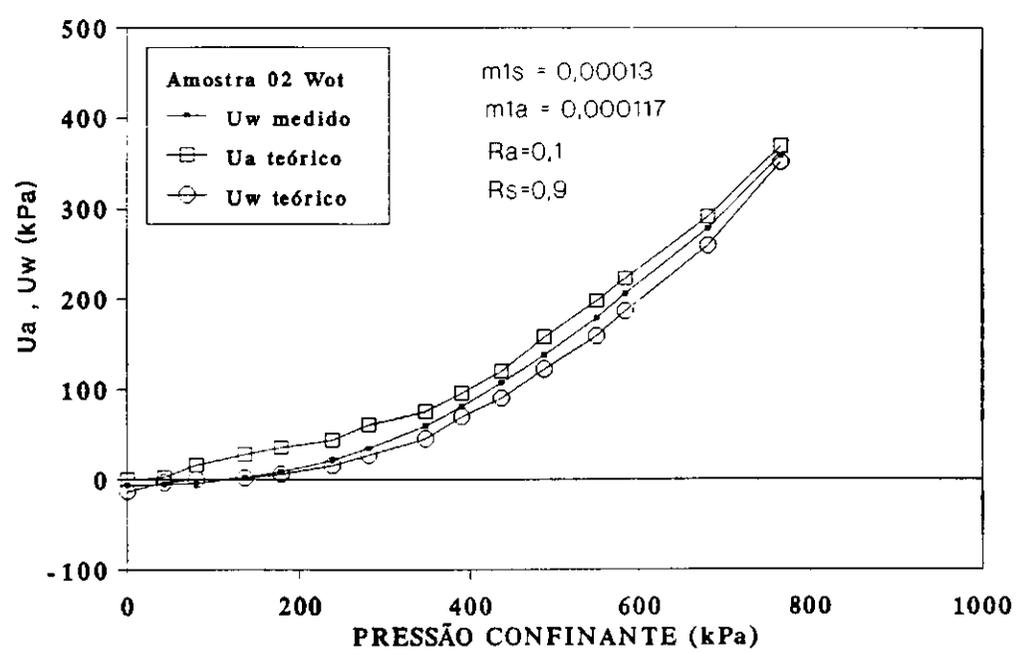


FIGURA VI.14 PREVISÃO DAS PORO-PRESSÕES - HASAN E FREDLUND

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS

VII.1 Introdução

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas com o presente trabalho. A programação de ensaios de laboratório consistiu de ensaios de compressão isotrópica, ensaios triaxiais convencionais e ensaios oedométricos. Todos os ensaios foram realizados com amostras compactadas estaticamente. Os resultados destes ensaios foram apresentados e discutidos nos dois últimos capítulos. As conclusões mais relevantes serão apresentadas a seguir, juntamente com recomendações para futuras pesquisas na área de solos compactados

VII.2 Conclusões

- i. Os ensaios de caracterização das amostras indicaram que o solo da camada mais profunda, amostra 01, é um silte inorgânico de compressibilidade mediana, ML. Este solo apresentou índice de plasticidade, $IP = 13\%$ e $LL = 41\%$. Através do índice de atividade do solo verifica-se que o mesmo apresenta índice de atividade normal, $0,75 < I_a < 1,25$. O solo da camada superficial, amostra 02, apresentou um teor de argila da ordem de 53%. Segundo a classificação unificada este solo é uma argila orgânica de plasticidade elevada, CH, apresentando $LL = 59\%$, $IP = 30\%$ e $I_a = 0,68$.
- ii. O processo de compactação estática empregado conduziu à obtenção de amostras uniformes e reprodutíveis sob condições idênticas de umidade e densidade. O procedimento reduz a influência do operador nos resultados finais de compactação.
- iii. Deve-se tomar cuidados especiais na montagem da pedra porosa e no sistema de drenagem das câmaras triaxiais para evitar a retenção de bolhas de ar. Para isto, deve-se utilizar conexões com perfeito ajuste, evitando-se a presença de saliências ao longo de

todo o canal de drenagem. Com isto minimiza-se a presença de bolhas de ar na linha de drenagem ou embaixo da pedra porosa..

- iv. O contato da amostra com a pedra porosa e a umidade da pedra são fatores determinantes nos tempos de equilíbrio das poro-pressões. A presença de água em excesso sobre a pedra porosa conduz a uma subestimação da poro-pressão residual, e aumenta os tempos de equilíbrio.
- v. A análise das curvas de variação das poro-pressões em função das pressões confinantes indica que houve uma boa repetibilidade das medições de u_w em ensaios sob condições idênticas. Isto comprova o bom desempenho do sistema de medição de poro-pressões.
- vi. As curvas de variação de volume em função da pressão confinante, sob condições idênticas, não apresentaram repetibilidade adequada. Isto reforça as observções já feitas por outros autores de que as variações volumétricas da câmara triaxial induzem a erros nas determinações de variação de volume das amostras.
- vii. Amostras com umidades mais baixas sofrem maior variação de volume do que amostras com umidades mais elevadas. Isto deve-se a maior quantidade de ar contido nas amostras com baixas umidades. Em um processo de compressão não drenada, toda a variação de volume do solo é decorrente da compressão e dissolução do ar de acordo com as leis de BOYLE e de HENRY.
- viii. As variações de poro-pressões dependem do teor de umidade o qual está relacionado com o grau de saturação do solo. Amostras mais úmidas apresentaram maiores poro-pressões do que amostra com baixa umidade.
- ix. A amostra 02 apresentou poro-pressões mais elevadas do que a amostra 01, para os mesmos teores de umidades. Isto pode ser devido ao fato da amostra 02 ser um solo do tipo CH, com uma elevada quantidade de finos..
- x. As envoltórias de resistência em amostras compactadas obtidas com ensaios \overline{UU} , indicam que quando a amostra está não saturada a resistência aumenta em função da pressão

confinante. Quando esta atinge a saturação e aumentando a pressão confinante não mais influencia na resistência do solo.

- xi. As comparações dos valores de u_w medidos, nos ensaios CIU em amostras compactadas na umidade ótima e acima da ótima, com os valores previstos pelo método de HILF (1956), indicaram que as poro-pressões no ar tendiam a crescer mais do que as poro-pressões na água. Nas amostras compactadas abaixo da umidade ótima a diferença permaneceu constante para toda a faixa de pressão empregada no ensaio.
- xii. A comparação das curvas de variação de poro-pressão dos ensaios CIU, para o nível de pressões empregados neste ensaio, com valores de poro-pressões obtidos pelo método de HILF (1948), utilizando ensaios oedométricos, apresentaram uma boa concordância, apesar das condições de carregamentos serem diferentes para os dois ensaios.
- xiii. Os valores de poro-pressões medidos através dos ensaios CIU, apresentaram uma boa concordância com os valores obtidos pelo método de HASAN e FREDLUND (1980).

VII.3 Sugestões para Futuras Pesquisas

Dentre os vários enfoques que podem dar origem a novas investigações e continuidade a esta pesquisa, sugere-se o seguinte:

- i. Estudar a influência dos processos de compactação, realizando ensaios CIU com amostras compactadas por diferentes processos.
- ii. Realizar ensaios de compressão isotrópica drenados ao ar, CIUO, e comparar com os resultados de ensaios CIU.
- iii. Comparar resultados de poro-pressões obtidos por instrumentação de campo com resultados obtidos através de métodos de previsão de poro-pressões.
- iv. Analisar o comportamento tensão-deformação-resistência à luz do estado crítico dos solos.
- v. Desenvolver equipamentos que permitam maior precisão na determinação das variações

volumétricas, tais como, célula de câmara dupla ou utilização de instrumentação interna.

- vi. Analisar a influência do carregamento anisotrópico não drenado sobre a variação das poropressões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M. (1988), 'Resistência ao Cisalhamento de Solos Não Saturados: Considerações Teóricas e Estudo Experimental sobre Solo Coluvionar das Encostas da Serra do Mar', Tese de Mestrado, Escola Politécnica da USP, São Paulo.
- ALONSO, E. E. e LLORET, A. (1982), 'Behaviour of Partially Saturated Soil in Undrained Loading and Step by Step Embankment Construction', IUATAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials. Delft, Holland.
- BARATA, F. E., (1981), 'Elucubrações sobre Aspectos Geotécnicos Interessantes, Específicos e Diferenciáveis dos solos Tropicais em Geral, Particularmente os do Brasil', Simp. Bras. de Solos Trop. em Eng, COPPE/UFRJ - CNPq - ABMS, Vol.2, pp. 7-29.
- BARDEN, L. and SIDES, G. R. (1969), 'Volume Change Characteristics of Unsaturated Clay', Journal S.M.F.D., ASCE, vol. SM1, pp. 33-51.
- BARDEN, L. and SIDES, G. R. (1970), 'Engineering Behaviour and Structure of Compacted Clay', Journal S.M.F.D., ASCE, vol. 96, SM4, pp. 1171-1200.
- BISHOP, A. W. (1954), 'The Use Pore-pressure Coefficients in Practice', Geotechnique, Vol.4, pp. 148-152.
- BISHOP, A. W. (1957), 'Some Factors Controlling the Pore pressures Set up During the Construction of Earth Dams', Proc.4th. ICSMFE, London, Vol.II, pp. 294-300.
- BISHOP, A. W. (1959), 'The Principle of Effective Stress', Tecknisk Ukeblad, 106, pp. 859-853.

- BISHOP, A. W. e ELDIN, G. (1950), 'Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and their Significance in the General Theory of Shear Strength', *Geotechnique* 2, pp.13-32.
- BISHOP, A. W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G.E. e DONALD, I. B. (1960), 'Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils', *ASCE Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils*, pp.503-532.
- BISHOP, A. W. e HENKEL, D.J. (1962), 'The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test', 2nd ed., Arnold.
- BRAND, E. W., (1985), 'Geotechnical Engineering in Tropical Residual Soil', *TROPICAL'S* 85, Vol. 3, Brasilia, pp. 23-91.
- BRUGGEMAN, J.R.; ZANGER, Z.N e BRAHTZ, J.H.A. (1939), 'Notes on Analytical Soil Mechanics', Technical Memorandum N°.592, U.S. Bureau of Reclamation. Denver, Colorado.
- BUCHANAN, F. (1807), 'Journey from Madras Through the Countries of Mysore, Canara and Malabar', East India Company, London, pp. 436-460.
- CASAGRANDE, A e HIRSCHFELD, R. C. (1960), 'Stress-Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight', *RCSSCS*, Boulder, Colorado, USA, PP.359-417.
- COSTA FILHO, L. M.; OGLER, B. e CRUZ, P.T. (1982), "Algumas Considerações sobre a Previsão de Pressões Neutras no Final de Construção de Barragens por Ensaios de Laboratório", VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Recife, Vol. vi, pp.11-27.
- CRUZ, P. T. (1967). 'Propriedades de Engenharia de Solos Residuais Compactados da Região Centro-Sul, Brasil', Departamento de Livros e Publicações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- CRUZ, P. T. (1969), 'Propriedades de Engenharia de Solos Residuais Compactados da Região Centro-Sul, Brasil', Vol.2, Departamento de Livros e Publicações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- CRUZ, P. T. (1985). 'Peculiarities of Tropical Soils used as Construction Materials', Progress Report, Topic 4.1, First. Int. Conf. On Geom. In Tropical Lateritic and Saprolitic Soils.
- CRUZ, P. T. (1994), 'Pressões Efetivas e Sucção em Solos não Saturados de Origem Residual, II Simpósio sob Solos não Saturados, Recife, pp. 153-166.
- De MELO, L. V.(1986), 'Comportamento Tensão-deformação-resistência de Solos Compactados dos Núcleos das Barragens Eng. Armando Ribeiro Gonçalves e Bocaina', Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- FONSECA, E. E.; CAMPOS, L. E. P.; PRESA, E. P. e MACHADO, S. L.(1994), 'Ensaio Triaxiais de Estágios Múltiplos com Controle da Sucção em Solos Residuais de Granilito', II Simpósio sob Solos não Saturados, Recife, pp. 45-51.
- FREDLUND, D. G. (1976), 'Densidade and Compressibility of Air-Water Mixtures', Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, N° 4, pp. 386-396.
- FREDLUND, D. G. e MORGENSTERN, N.R. (1976), 'Constitutive Relations for Volume Change in Unsaturated Soil', Can. Geot. Jnl., Vol.13, N° 3, pp. 261-276.
- FREDLUND, D. G. e MORGENSTERN, N.R. (1977), 'Stress State Variables for Unsaturated Soils', JSMFD, ASCE, Vol.103, GT5, pp. 447-446.
- FREDLUND, D. G. e RAHARDJO, H. (1993), 'Soil Mechanics for Unsaturated Soils', John Wiley & Sons, Inc. 517 pp.

- FREDLUND, D. G. e MORGENSTERN, N.R. e WIDGER, R. S. (1978), "The Shear Strength of Unsaturated Soils", *Can. Geot. Jnl.*, Vol.15, Nº 3, pp. 313-321.
- GOMES, R. C.,(1991), "Estudo Experimental sobre a Geração de Poro-pressões Positivas em Solos Compactados", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GOULD, J. P. (1959), "Construction Pore Pressures Observed in Rolled Earth Dams", *Tech. Memorandum Nº. 650*, U. S. Bureau of Reclamation.
- HEAD, K. H. (1987), "Manual of Soil Laboratory Testing", Vol.1, Pentech Press, London, 320 pp.
- HEAD, K. H. (1987), "Manual of Soil Laboratory Testing", Vol.3, Pentech Press, London, 339 pp.
- HILF, J. W. (1948), "Estimating the Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams", 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol.3, pp.234-240.
- HILF, J. W. (1956), "An Investigation of Pore water Pressure in Compacted Cohesive Soils", *Technical Memorandum, Nº. 654*, U.S. Bureau of Reclamation. Denver, pp.109.
- HASAN, J. V. and FIEDLUND, D. G. (1980), "Pore pressure Parameters for Unsaturated Soils", *GEOTECHINIC*, Vol. 17, pp. 395-404.
- KATER, M. G. L. (1981), "Uma Experiência Colonizadora na Mata Sul de Pernambuco, Tentativa de Interpretação", Tese de Mestrado, DH/ UFPE, Recife.
- KONING, H. L. (1963), "Some Observations on the Modulus of Compressibility of Water", *Conf. on Settlement and Compressibility of Soils*, Weisbaden, W. Germany, pp.33-36.

- LAMBE, T. W. (1961), 'Residual Pore Pressure in Compacted Clay', 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Paris, Vol. 1, pp. 207-211.
- LAMBE, T. W. e WHITMAN, R., (1987), 'Mecânica de Suelos', versão autorizada em espanhol da edição em inglês (1969) por John Wiley & Sons Inc, Editorial Limusa, quinta reimpressão, México.
- LEE, L. K. e BLACK, K. D. (1972), 'Time to Dissolve Air Bubble in Drain Line', Journal S.M.F.D., ASCE, California, Vol. 98, pp. 181-195.
- LINS, A. H. P. (1991), 'Desenvolvimento de poro-pressões em solos compactados não-saturados', Ph.D. Tese, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- LINS, A. H. (1994), 'Comportamento Tensão-Deformação em Solos Compactados não Saturados', II Simpósio sob Solos não Saturados, Recife, pp. 167-183.
- LLORET, A. e ALONSO, E. E. (1980), 'Consolidation of Unsaturated Soil Including Swelling and Collapse Behaviour', Geotechnique 30, Nº. 4, pp. 449-477.
- MAIOLINO, A. L. G. (1985), 'Resistência a Cisalhamento de Solos Compactados: Uma Proposta de Tipificação', Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MARSAL, R. J. (1979), 'Compactacion de Suelos y Propiedades de Suelos Cohesivos', Instituto de Ingenieria, UNAM.
- MITCHELL, J.K.(1976), "Fundamentals of Soil Behavior", John Wiley & Sons, Inc.
- MORGESTERN, N. R. (1979), 'Properties of Compacted Soils', Contr. to Panel Discussion, Session IV, Proc. of the 6th Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng. Lima, Peru, Vol. 3, pp.349-354.

- NOGAMI, J. S. e HACHICH. W., (1985), "Characterization, Identification and Classification of Tropical Soils", Progress Report, Topic 4.1, FIRST Int.Conf. on Geom. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils.
- NOGAMI, J. S. e HACHICH. W., (1985a), "Peculiarities of Tropical Soil Used as Constrution Materials", Progress Report, Topic 4.2, FIRST Int. Conf. on Geom. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils.
- OLSON, R. E. (1963), "Effective Stress Theory of Soil Compaction", ASCE, Vol. 89 SM2, pp. 27-47.
- OLSON, R. E. and LANGFELDER, J. L. (1965), "Pore pressures in Usaturated Soils", Journal S.M.F.D., ASCE, vol. 91, pp. 127-150.
- PELLS, P. J. N. (1973), "Stress Ratio Effects on Construction Pore pressures", VIII ICSMFE, Moscow, Vol. II, pp. 327-332.
- PINTO, C. S. (1972), "Resistência ao Cisalhamento dos Solos", Escola Politécnica, USP.
- POPP, J. H., (1987), "Geologia Geral ", 4º Edição, Livros Técnicos Científicos Editora Ltda, Rio de Janeiro, 299p.
- SANDRONI, S. S. (1985), "Estimativa de Poro-pressões Positivas em Maciços de Terra Compactada Durante a Fase de Construção", XIV Seminário Nacional Grandes Barragens, Tema III, Belo Horizonte.
- SANDRONI, S. S. e BARBOSA da SILVA, S. R. (1989), "Estimativa de Poro-pressões Construtivas em Aterros Argilosos: Os ensaios PN abertos", Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnica, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.279-292.

- SANTOS NETO, P. M. (1994), "Coeficientes de Poro-pressão em Solos não Saturados", II Simpósio sobre Solos não Saturados, Recife, pp.32-36.
- SCHURMAN, E. (1966), "The Compressibility of an Air/Water Mixture and a Theoretical Relation between the Air and Water Pressures", *Geotechnique* 16, N°. 4, pp. 269-281.
- SHERMAN et al. (1968), "Embankment Pore Pressures during Construction", *Journal S.M.F.D., Asce*, vol. 94, pp. 527.
- SILVEIRA, G. C.(1993), "Características Geomecânicas dos Solos Residuais e Coluvionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista-Rio de Janeiro", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SKEMPTON, A. W. (1954), "The Pore-pressure Coefficients A and B", *Geotechnique*, Vol.4, pp.143-147.
- TERZAGHI, K. (1936), "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear", *Proc. First Int. Conf. Soil Mech.*, Vol.1, pp. 54- 56.
- TERZAGHI, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", New York: Wiley, 510p.
- TOLL, D. G. (1988), "A Framework for Unsaturated Soil Behavior", *Geotechnique*, Vol.40, N°.1, pp.31-44.
- VARGAS, M., (1978), "Introdução a Mecânica dos Solos", Mc. Graw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- VARGAS, M., (1985), "The Concept of Tropical Soils", *TROPICAL's 85*, VOL. 3, Brasília, pp 101-134.

WITHIAM, J. L. e KULHAWY, F. H. (1976), "Ündrained Volume Change in Compacted Cohesive Soil", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Vol.1, pp.407-411.

WHEELER, S. J. (1986), "The Stress-strain Behavior of Soils Containing Gas Bubbles", Geotechnique, Vol. 38, N° 3, pp. 389-397.

WHEELER, S. J. (1991), "An Alternative Framework for Unsaturated Soil Behavior", Geotechnique, Vol. 40, N°1, pp. 31-44.

YOSHIMI, Y. e OSTERBERG, J. O. (1963), "Compression of Partially Saturated Soils", JSMFD, Vol. 89, SM4.

ANEXO I

PROGRAMA PARA A PREVISÃO DAS PORO-PRESSÕES PELO MÉTODO DE HASAN E FREDLUND (1980)

```

10 'PROGRAMA PARA A PREVISÃO DE PORO-PRESSÕES
20 'PELO MÉTODO DE HASAN E FREDLUND (1980).
30 '
40 KEY OFF: OPTION BASE 0: CLS:INPUT "ma, ms,Ra, Rs"; MA,MS,RA,RS
50 CLS:INPUT "QUAL O VALOR INICIAL DE SIGMA3"; D1SIGMSA3:CLS:INPUT
"QUAL O VALOR INICIAL DE ua e uw; UAIN,UWIN
60 CLS:INPUT "NOME DO ARQUIVO:"; A$:A$=A$+".PRN
70 CLS:DIM UA (250), UW(250), BA(250),BW(250)
80 INPUT "2Dsigma3, Si, e, : "; D2SIGMA3,SI1,E
90BETAW=4.7E-07:UATM=100:H=0.02:NI=E/(1+E):DSIGMA3=D2SIGMA3-D1SIGMA3:
SIGMA3=D2SIGMA3:SI+SI1/100
100 FOR N=1 TO 250 STEP 1
110 UA (N) = UA (N-1)
120 R1=((RS-1)- ((1-SI)*NI+H*SI*NI)/((UA(N)+UATM)*MS))/(RS+SI*NI*BETAW/MS)
130 R2=1/ (RS+SI*NI*BETAW/MS)
140 R3= RA/((RA-1)-((1-SI)*NI+H*SI*NI)/((UA(N)+UATM)*MA))
150 R4= R3/RA
160 BW(N)=(R2-R1*R4)/(1-R1*R3)
170 BA(N)= (R2*R3-R4)/(1-R1*R3)
180 UW(N)= BW(N)*DSIGMA3
190 UA(N)= BA(N)*DSIGMA3
200 IF ABS(UA(N)-UA(N-1)),= 0.0001 THEN K=N:GO TO220
210 NEXT N
220 UA(K)=UAIN+UA(K):UW(K)=UWIN+UW(K)
230 PRINT UA(K),UW(K),BA(K),BW(K),SIGMA3
240 OPEN A$ FOR APPEND AS$1
250 PRINT $1, USING "####>$$$"; UA(K),UW(K),BA(K),BW(K),SIGMA3

```

260 CLOSE\$1

270 PRINT :PRINT:PRINT: INPUT "END(1) OR NEW(2)"; VRF:IF VRF<>1 THEN
D1SIGMA3 = D2SIGMA3:UAIN= UA (K):CLS:GOTO80

280 END