

Propriedades de Resistência de Uma Argila

Mole do Mangue de João Pessoa

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - DEC

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE UMA ARGILA
MOLE DO MANGUE DE JOÃO PESSOA

Antonio João da Silva
Engenheiro Civil

TÉSE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNO
LOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA, COMO PARTE DOS RE
QUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS (M.Sc.).

APROVADA POR:



PROF. VALDES B. SOARES
PRESIDENTE



PROF. GUNTHER E. BAUER
EXAMINADOR EXTERNO



PROF. F. B. DE LUCENA
EXAMINADOR INTERNO

DIGITALIZAÇÃO:
SISTEMOTECA - UFCG

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL
JUNHO - 1977

"Todo o meu intuito era conquistar a certeza e rejeitar a terra movediça e a areia para encontrar a rocha e a argila. O que me deu muito bom resultado, pois que, procurando descobrir a falsidade e a incerteza das proposições que examinava - não por meio de fracas conjecturas, mas com raciocínios claros e seguros - não encontrava nenhumas tão duvidosas das quais não tirasse sempre alguma conclusão bastante certa, quando mais não fosse a de não conter ela nada de certo".

(DESCARTES)

Í N D I C E

		Página
CAPÍTULO	- INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	- OBJETIVOS DA PESQUISA	3
CAPÍTULO III	- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
	- Introdução	5
	- Coleta de Amostras Indeformadas	5
	- Fatores que Influenciam a Resistência ao Cisalhamento dos Solos Argilosos	7
	- Relações Entre os Ensaios de Campo e os de Laboratório com Amostras Indeformadas	12
	- Matéria Orgânica	12
	- Relações Entre os Valores de Resistência Medidos com Diferentes Aparelhos	13
CAPÍTULO IV	- LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	19
	- DESCRIÇÃO GEOLÓGICA	24
CAPÍTULO V	- MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS <u>IN</u> SITU	26
	- Introdução	26
	- Ensaio de Vane Test	26
	- Ensaio de Penetração Estática	31
	- Ensaio de Penetração Dinâmica	35
	- Retirada de Amostras	40
CAPÍTULO VI	- MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	42
	- Introdução	42
	- Vane Test de Laboratório	43
	- Ensaio Triaxial	48
	- Teor de Umidade	52

CAPÍTULO VII

	Página
- Granulometria	52
- Peso Específico	53
- Densidade Real	53
- Limites de Atterberg	54
- Teor de Matéria Orgânica	54
- APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	59
- Introdução	59
- Teor de Umidade	60
- Granulometria	60
- Peso Específico Úmido	60
- Peso Específico Aparente Seco	60
- Densidade Real	61
- Limites de Atterberg	61
- Teor de Matéria Orgânica	61
- Triaxial	62
- Vane Test de Laboratório com Amos <u>tr</u> as Indefor <u>m</u> adas	62
- Vane Test de Laboratório com Amos <u>tr</u> as Amol <u>g</u> adas	63
- Penetração Dinâmica (SPT)	63
- Vane Test "In Situ" com Amostras Indefor <u>m</u> adas	63
- Vane Test "In Situ" com Amostras Amol <u>g</u> adas	64
- Penetração Estática (Deep Soun <u>d</u> ing)	64
- Coesão Não Drenada de Amostras <u>A</u> mostras em Função do Teor de Um <u>i</u> dade	64
- Peso Específico Aparente Seco em Função do Teor de Umidade	65

		Página
CAPÍTULO VII	- DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	80
	- Introdução	80
	- Parâmetros de Resistência da Ca mada de Argila Através dos Re sultados Obtidos no Campo	80
	- Parâmetros de Resistência Atra vês dos Resultados Obtidos no Laboratório	82
	- Correlação Entre os Parâmetros de Resistência	87
CAPÍTULO IX	- CONCLUSÕES	99
CAPÍTULO X	- SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTU RAS	101
	- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
	- AGRADECIMENTOS	110
APÊNDICE 1	- TABELAS	111
APÊNDICE 2	- GRÁFICOS	118
APÊNDICE 3	- CÁLCULOS DOS GRAUS DE DEFORMA MAÇÕES DOS TUBOS SHELBY E DAS CONSTANTES DAS PALHETAS DO VANE USADOS "IN SITU" E NO LABORATÓ RIO	137
APÊNDICE 4	- PROGRAMA DE COMPUTADOR PARA CONS TRUIR RETAS DE REGRESSÃO E DE TERMINAR SEUS RESPECTIVOS COEFI CIENTES DE CORRELAÇÃO	147

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

As diferenças entre a teoria e a realidade são muito mais complexas aplicadas no campo da mecânica dos solos do que em algum outro ramo de engenharia civil. A magnitude dos erros nos resultados podem ser aprendidos somente pelas observações e determinações no campo.

O programa de estudo do terreno adequado de uma determinada obra depende do tipo da obra, da importância da mesma e do terreno. Por exemplo, uma barragem requererá geralmente, uma investigação mais completa do terreno do que uma estrada. Igualmente, pode citar-se o caso das argilas moles que requerem uma investigação mais detalhada que os pedregulhos (1).

Na cidade de João Pessoa no Estado da Paraíba, Brasil existe às margens direita do Rio Sanhauã, uma área onde deverá construir-se inúmeras obras de grandes vultos, e de grande interesse aquela cidade, pois, essa região, é considerada como de caráter prioritário em termos de construção civil, visto a necessidade de utilização da mesma, devi

Este trabalho é dedicado aquelas oito pessoas
que, indiretamente deram tudo de si para a realização do
mesmo, por tão pouco em troca.

Meus Pais : João da Silva Dorilêo e,
Luzia Valeriana da Silva Dorilêo

e

Meus Irmão : Maria Conceição da Silva
Sebastião Rodolfo da Silva
Benedito Eraldo da Silva
Luiz Henrique da Silva
Ana Rita da Silva e,
José Tebulcio da Silva.

NOTAÇÕES ADOTADAS

Cu	- coesão não drenada
N	- l normal para M.O., e número de golpes para SPT
R _p	- resistência de ponta
c	- coesão
M	- momento resistente
K	- constante que depende da geometria das palhetas do Vane
Cu1	- coesão não drenada indeformada de laboratório
Cud1	- coesão não drenada deformada de laboratório
Cuic	- coesão não drenada indeformada de campo
Cudc	- coesão não drenada deformada de campo
Ø	- ângulo de atrito
M.O.	- matéria orgânica
h	- umidade
Y _w	- peso específico úmido
Y _s	- peso específico aparente seco
Ar%	- grau de amolgamento (alteração)
A _e	- área externa
A _i	- área interna
σ _{ho}	- tensão de confinamento horizontal inicial
σ _{vo}	- tensão de confinamento vertical inicial
W _p	- limite de plasticidade
W _l	- limite de liquidez
IP	- índice de plasticidade
σ ₁	- pressão axial
σ ₃	- pressão de confinamento
V	- válvula de drenagem
W ₃	- peso da amostra p/det. de M.O.
Y	- volume de sulfato ferroso usado na titulação
X	- volume de sulfato ferroso usado na padronização

IC	- Índice de consistência
S _l	- sensibilidade de laboratório
S _c	- sensibilidade de campo
D _r	- densidade real
σ_r	- tensão de rutura
C _d	- coesão drenada
D _o	- área externa do amostreador
D _s	- área da amostra
C _{ui}	- coesão não drenada indeformada
C _{ud}	- coesão não drenada deformada
V _s	- volume do solo
W _w	- peso do solo + parafina
W _g	- peso do solo + parafina imersos
W	- peso da parafina
γ_p	- densidade da parafina
W _s	- peso do solo
r	- coeficiente de correlação

STRENGTH PROPERTIES OF A SOFT
CLAY FROM THE MANGUE OF JOÃO PESSOA

M.Sc. Dissertation
by
Antonio João da Silva

ABSTRACT

The work presented in this dissertation deals with the determination of strength properties of an organic clay from João Pessoa, Capital of Paraíba State, Brazil.

For a determination of the strength were made. The tests used in situ were as follows:

- a) Dynamic penetration using a SPT madel;
- b) Static penetration using a cone penetrometer Deep Sounding;
- c) Shear strength determination on undisturbed and remoulded soil using a "Field Vane".

In the laboratory the strength determination wew limited to triaxial compression tests and Vane Tests using undisturbed specimens and remoulded specimens. The undisturbed samples were extracted from brass tubes with thin walls and from seamless "Shelby" tubes.

Besides the field and laboratory tests for shear strength determination, the following additional laboratory tests were carried out in order to determine the physical properties and to classify the soil:

- a) Water content
- b) Grain size analysis
- c) Specific gravity
- d) Dry density
- e) Atterberg limits
- f) Organic matter content.

The results of the above mentioned tests have shown that the values of the Standard Penetration Test was less than 1 (N 1). The values of the static penetration varied between $R_p = 2 \text{ kg/cm}^2$ and $R_p = 10 \text{ kg/cm}^2$, likewise the field vane showed an average C_{ui} value of $0,22 \text{ kg/cm}^2$ and an average $C_{ud} = 0,13 \text{ kg/cm}^2$ the laboratory Vane showed a average C_{ui} Value of $0,19 \text{ kg/cm}^2$ and C_{ud} of $0,06 \text{ kg/cm}^2$; the triaxial test (unconsolidated undrained) showed an average C_{ui} Value of $0,15 \text{ kg/cm}^2$ and of 0% , the organic matter content gave a variation between $M.O. = 1,84\%$ and $M.O. = 4,41\%$. The Atterberg limits and the natural water contents decreased slightly with depth while the void weight increased.

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE UMA ARGILA
MOLE DO MANGUE DE JOÃO PESSOA

Tese de Mestrado por

Antonio João da Silva

RESUMO

O trabalho apresentado nesta dissertação, trata-se da determinação das propriedades de resistência de uma "argila orgânica" de João Pessoa Capital do Estado da Paraíba - Brasil.

Para a determinação das propriedades de resistência foram feitas medições "in situ" e no laboratório. Os testes usados "in situ", basearam-se em:

- a) Penetração dinâmica utilizando o equipamento SPT padrão;
- b) Penetração estática, utilizando o penetrometro de ponta cônica Deep Sounding;
- c) Determinação da resistência ao cisalhamento da argila no seu estado indeformado e amolgado, utilizando o equipamento "Vane Test" de campo.

No laboratório, limitou-se aos ensaios de Triaxial e Vane Test, utilizando amostras indeformadas e amostras amolgadas. As amostras indeformadas, foram extraídas

através de tubos de latão de paredes finas e sem costura do tipo Shelby.

Além dos testes usados para a determinação da resistência no campo e no laboratório, efetuou-se também no laboratório, os ensaios necessários à determinação das propriedades físicas e classificação do solo, os quais basearam-se nos seguintes ensaios:

- a) Teor de umidade
- b) Análise granulométrica
- c) Peso específico
- d) Densidade real
- e) Limites de Atterberg
- f) Teor de matéria orgânica.

Com os resultados obtidos dos ensaios acima citados, é mostrado neste trabalho que, os valores de penetração dinâmica foram menor do que 1 (N 1). Os valores de penetração estática variaram entre $R_p = 2 \text{ kg/cm}^2$ e $R_p = 10 \text{ kg/cm}^2$, ao passo que o Vane de campo apresentou um valor médio de $C_{ui} = 0,22 \text{ kg/cm}^2$ e $C_{ud} = 0,13 \text{ kg/cm}^2$. O Vane de laboratório apresentou um valor médio de $C_{ui} = 0,19 \text{ kg/cm}^2$ e $C_{ud} = 0,06 \text{ kg/cm}^2$ o ensaio triaxial não adensado não drenado apresentou um valor médio de $C_{ui} = 0,15 \text{ kg/cm}^2$ e em torno de 0°; o teor de matéria orgânica apresentou uma variação entre M.O. = 1,84% e M.O. = 4,41%; os limites de Atterberg e umidade natural sofreram uma pequena diminuição com a profundidade, enquanto que, o peso específico úmido aumentou.

do ao desenvolvimento cada vez mais crescente da cidade, ha vendo assim, necessidade de eX expandir-se naquela direção. Sabe-se, portanto, que a citada área é predominada por uma ex pessa camada de argila orgânica (ver Figura 2), na qual impossibilita a construção de quaisquer obras de engenharia em caráter econômico, já, que esta argila orgânica além de não oferecer boas condições de resistência apresenta condi ções de recalques, em virtude da existência de uma camada drenante sob a camada de argila.

Este trabalho visa determinar as característi cas de resistência de argila através de testes realizados "in situ", como também de ensaios realizados em laboratório, sendo que, no laboratório é dado maior ênfase a determinação da resistência ao cisalhamento e à classificação da referida argila. É sabido que, quando a tensão de cisalhamento em uma massa de solo excede a um valor crítico, o solo se rompe. Dependendo das condições do solo e da carga, a rutura pode causar um escorregamento, um colapso de um muro de arrimo ou o afundamento de uma sapata no terreno (2). Para que tais acidentes sejam evitados, é necessário, estudar os fatores que determinam a resistência dos solos ao cisalhamento, e as sobrecargas provocadas por acréscimo de tensões.

O local escolhido para a investigação, é mos trado na Figura 1 através, do mapa da cidade de João Pes soa, no prolongamento da Avenida Padre Azevedo com a Aveni da Sanhauã.

CAPÍTULO II

OBJETIVOS DA PESQUISA

Esta pesquisa limitada tem como objetivo estudar as propriedades de resistência, no laboratório e no campo, de uma camada de argila orgânica da cidade de João Pessoa, no Estado da Paraíba, conhecida como "Argila do Mangue de João Pessoa", e avaliar as relações estatísticas obtidas entre os diferentes parâmetros de resistência investigados.

Os testes de laboratório foram limitados aos ensaios de:

- Teor de Umidade
- Análise Granulométrica
- Peso Específico
- Densidade Real
- Limites de Atterberg
- Teor de Matéria Orgânica
- Compressão Triaxial, e
- Vane Test

Os testes de campo constaram de:

- Penetração Dinâmica (SPT)
- Penetração Estática (Deep Sounding)
- Resistência ao Cisalhamento (Vane de Campo)

As medições no campo foram realizadas em intervalos de 1 m, de profundidade ao longo de toda a extensão da camada de argila orgânica.

As amostras indeformadas para os ensaios de laboratório foram retiradas com a utilização de tubos de parede fina e sem costura conhecidos como tubos do tipo "Sheelby".

O objetivo desta pesquisa visa adquirir um conhecimento mais profundo sobre as características de resistência da argila do Mangue, bem como, as relações entre os parâmetros de resistência obtidos pelos diferentes aparelhos para este tipo de solo. Visto que, a referida região onde há ocorrência deste solo, constitui um local prioritário em termo de construção civil, devido ao fato de crescimento da cidade exigir a utilização daquela área.

CAPÍTULO III

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Introdução

A presente revisão bibliográfica analisa cinco partes observadas através deste trabalho, as quais são de real importância para o desenvolvimento do mesmo:

1. Coleta de amostras indeformadas
2. Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos
3. Relações entre os ensaios de campo e os de laboratório com amostras indeformadas
4. Matéria Orgânica
5. Relações entre os valores de resistência meditos com diferentes aparelhos

1. Coleta de Amostras Indeformadas

Para a retirada de amostras indeformadas do solo, generalizou-se o emprego de tubos de parede fina, co

nhecidos como tubos Shelby (Shelby - Tubes), com os quais se obtêm amostras semi-deformadas.

Sowers (3) apresenta para a retirada de amostras indeformadas, que o amostrador deverá obedecer a seguinte relação de áreas:

$$A_r = \frac{D_o^2 - D_s^2}{D_s^2} \times 100\% \quad 3.1$$

A_r - grau de deformação

D_o - área externa do amostrador

D_s - área interna do amostrador

Hvorslev (4), estudou um procedimento muito utilizado, para amostrador com tubos de parede delgada que, pelo menos em solos coesivos, se usam atualmente a forma praticamente única.

O grau de alteração causado pelo amostrador, segundo o próprio Hvorslev, depende principalmente do procedimento usado para sua indicação; e as experiências o comprovou de que se deseja um grau de alteração mínimo aceitável, essa extração deve efetuar-se exercendo pressão contínua e nunca a golpes nem com algum outro método dinâmico. Penetrado o tubo no solo sob pressão, a velocidade constante e para um certo diâmetro do tubo, o grau de alteração parece depender essencialmente da chamada relação de áreas:

$$A_r \% = 100 \times \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \quad 3.2$$

A_r - grau de deformação

D_e - diâmetro externo

D_i - diâmetro interno

Caputo (57) admite $A_r \leq 10\%$

2. Fatores que Influenciam a Resistência ao Cisalhamento dos Solos Argilosos

Vários são os fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento dos solos argilosos.

Valdês (5), no seu trabalho de Determinação das Propriedades de Resistência de uma Argila Orgânica do Recife, observou através de inúmeros trabalhos realizados por vários pesquisadores sobre resistência ao cisalhamento dos solos argilosos que, os investigadores concordam que os principais fatores que influenciam as resistências ao cisalhamento destes solos são: o teor de umidade do solo, a história das tensões do solo, sua macro e micro estrutura, a grandeza do amolgamento na retirada das amostras ou durante a medição da resistência "in situ" e finalmente a geometria dos aparelhos dos testes e o modo de aplicação das tensões.

Perloff e Osterberg (6), admitem que os fatores primordiais que afetam a resistência ao cisalhamento são: coesão, ângulo de atrito interno e tensão efetiva secundária na rutura.

Craig (7), afirma em adição a esses fatores, para condições de drenagem, o fator que influencia a resistência ao cisalhamento de argilas saturadas para uma extensão significativa é a história das tensões da argila.

Capper (8), afirma que, um importante efeito que influencia a resistência ao cisalhamento das argilas, ao sofrerem amolgamento é conhecido como sensibilidade; é o amolecimento ou redução da resistência ao cisalhamento que é provavelmente devido a duas causas: perturbação no arranjo das moléculas das camadas adsorvidas e alteração da estrutura original do solo.

Selig e Vey (9), reportam que, a sensibilidade aumenta significativamente com a diminuição da pressão de confinamento. Isto pode ser predito porque a rigidez da amostra decresce com a diminuição do σ_3 .

Segundo Scott (10), a absorção de matéria orgânica pelas partículas de argila modifica as propriedades do solo, tais como:

- Aumento do poder de absorção de água
- Grande capacidade de troca de cátions
- Impossibilita a estabilização
- Redução da resistência ao cisalhamento

Kézdi (11), acha válida a afirmativa acima e diz que as propriedades dos solos são fortemente influenciadas pela presença de qualquer organismo orgânico; acrescenta ainda que estes solos têm alta compressibilidade e baixa resistência.

Capper (8), afirma que, a resistência ao cisalhamento de argila saturada depende em grande parte da história geológica. Para argila normalmente consolidada a resistência ao cisalhamento não drenada é proporcional à pressão sob o qual o solo tem sido consolidado. Nos solos uniformes a resistência ao cisalhamento não drenado cresce com a profundidade.

Lambe e Whitman (12), admitem que, o programa típico do teste triaxial para estabelecer a influência da tensão de confinamento sobre a resistência envolve os seguintes tópicos:

- a) moldar duas ou mais amostras cilíndricas de um dado solo, todas tendo algumas percentagens de vazios.

- b) Colocar as amostras dentro da célula do aparelho triaxial, e submeter cada amostra para diferentes tensões de confinamento $\sigma_{ho} = \sigma_{vo}$; e
- c) para cada carga axial na amostra, registrar o resultado das deformações verticais e mudança de volume.

Yamanouchi e Yasuhara (13), supõem que o ensaio odométrico como é usado no teste de consolidação standard provoca alguns defeitos sobre as amostras; constantes consolidações são influenciadas pelo atrito nos lados.

Segundo Lambe (1), o aumento da velocidade de deformação em uma amostra de solo saturado faz aumentar a resistência sem drenagem.

A resistência ao cisalhamento sem drenagem, será menor em um teste de grande duração (digamos vários meses) que em um teste de duração convencional (vários minutos), não existe tanta concordância quanto a magnitude do efeito deste tempo (1). Housel (14) havia sugerido que a resistência das argilas normalmente consolidadas podem descer até 50 % de seu valor em provas de duração convencional. Outros resultados por exemplo Bjerrum e Col (15) Peck e Raamont (16), sugerem que a redução não supera 25% sempre que se emprega amostras de boas qualidades.

Nos testes de grande duração em solos sobreconsolidados a resistência sem drenagem pode ser muito baixa (17), sendo que estes resultados podem estar influenciados por entrada de água nas amostras durante os testes.

Em todos os casos em que tenha sido possível medir as pressões intersticiais, durante testes sem drenagem, com diversas velocidades de carga, se tem encontrado que

a variação de resistência ao cisalhamento, sem drenagem se deve a uma diferença de pressão intersticial induzida (18).

O tempo que o solo permanece com baixa pressão de consolidação, tem influência sobre a resistência ao cisalhamento sem drenagem, por exemplo, quanto maior o tempo de consolidação, maior será a resistência sem drenagem. As variações de temperatura, concentração de íons no fluido intersticial e outras mudanças ambientais também podem modificar a magnitude da pressão intersticial induzida no cisalhamento sem drenagem e, portanto, fará variar a resistência ao cisalhamento (1).

Alguns investigadores, como, Lo (19), Protodyakmon e Kojman (20) e Bishop (21), usaram formas modificadas da teoria clássica de Weibull, para interpretar as variações de resistências nas argilas. O fundamento principal dessa teoria é a relação tamanho-resistência, aplicável a todos os materiais, ou seja que para as argilas a resistência é função inversa do tamanho, desde que descontinuidades macro e microscópicas criam pontos fracos onde as tensões são concentradas ocasionando a ruptura na amostra. Essa implicação dentro da finalidade da revisão é que as variações em resistência podem ser interpretadas em termos não somente do tamanho dos instrumentos de teste, como também do modo de aplicação das tensões.

Leonards (22), afirma que, os problemas mecânicos encontrados no teste de Vane estão concernentes com:

- cravação do Vane na zona de argila para ser testado enquanto excessivo amolgamento na argila circula o Vane
- efeito do atrito sobre a haste de torque, e
- controle e medida do torque aplicado

Bjerrum (23), relata uma experiência similar

com argilas Norueguesas de alta sensibilidade. Têm sido obtidas resistências não confinadas compatíveis com resistências do Vane. Gray (24), tem empatado conclusões similares para comparação de Vane de campo, Vane de laboratório e teste de compressão não confinada sob argilas glaciais e marinhas do sul de Maine.

Cadling e Odenstade (25) e Skempton (26), verificaram o aumento na resistência com a profundidade em depósitos normalmente consolidado em que teste de compressão não confinada de amostras indeformadas; foi verificada resistências constantes independentes da profundidade.

Craig (7) afirma que o teste de cisalhamento de Vane "in situ", é usado para a determinação de resistência não drenada de argilas inteiramente saturadas e não fissuradas: o teste não é conveniente para todos os tipos de solo. Num particular o teste é conveniente para argilas moles. Este teste não deve dar resultados dignos de confiança, se a argila contiver areia ou laminação de siltes.

Capper e Cassie (8), dizem que, com argilas moles onde é difícil ou impossível coletar amostra para o teste de laboratório, a resistência ao cisalhamento pode ser obtida pelo teste de Vane "in situ". Este é também um tipo de teste de penetração, acarretado por um tubo, o equipamento de teste é dirigido por um método usual de sondagem para a profundidade estabelecida, e o equipamento de teste faz-se penetrar e cisalhar a camada a ser investigada.

Goughnour e Sallberg (27), reportam que, os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento no ensaio de Vane, estão associados à não uniformidade da estrutura, a pressão neutra durante o cisalhamento, a rutura progressiva e o procedimento do teste usado.

Lambe (1), admite que, o teste de penetração standard constitui um método muito valioso para exploração do terreno. Porém deve utilizar-se a título indicativo, já

que existe muitas razões pela qual os resultados do solo são aproximados. Este método não é aconselhado usar para solos coesivos.

O método do cone de penetração estática (Deep Sounding) consiste em fazer penetrar uma ponta cônica no solo e medir a resistência que o solo oferece. Badillo (28) reporta que este tipo de teste dá o inconveniente de que existem correlações de resistências nas provas de cone estático com valores obtidos por outros métodos de eficácia mais confiáveis; nas argilas, existe o inconveniente adicional de que a resistência destes materiais depende muito da velocidade de aplicação das cargas, porque no teste pode-se obter resultados não representativos com a realidade.

3. Relações Entre os Ensaios de Campo e os de Laboratório com Amostras Indeformadas

Existem dificuldades para obter amostras indeformadas de qualidades, especialmente quando se trata de profundidades importantes. Lambe (1), afirma que, a operação, o transporte das amostras, assim como a preparação dos corpos de prova no lugar a que o solo vai ser submetido aos esforços são muito diferentes dos existentes "in situ".

A variação inevitável do sistema de esforços modifica o comportamento do solo. Por estas razões é muito difícil a determinação das propriedades "in situ" a partir dos testes de laboratório.

4. Matéria Orgânica

Geralmente a matéria orgânica está presente na maioria dos solos naturais, na qual traz aos engenheiros e aos pesquisadores grandes variáveis influentes na resistência ao cisalhamento dos solos.

Sowers e Sowers (3), reportam que a matéria orgânica está presente em muitos solos, particularmente quando o meio ambiente não conduz a uma rápida decomposição. Matéria orgânica é o resultado da decomposição de restos vegetais e animais pela ação de micro-organismos. O apodrecimento orgânico produz ácido húmico que reduz os íons fêrricos para ferrosos e contribui ainda para a decomposição dos minerais de rochas e o desenvolvimento de argilo-minerais do grupo da Caulinita.

Segundo Silfveberg (29), basicamente temos a matéria orgânica nos solos composta de: produtos não decompostos e em fase de decomposição, mais produtos decompostos. Os primeiros referem-se a restos de origem animal e vegetal, inclusive os microorganismos; encontra-se ainda proteínas, celulose, resinas e outros carboidratados. A parte decomposta é formada pelos constituintes não húmicos e produto final da decomposição chamado húmus.

De acordo com o sistema de classificação adotado pelo Hungariam Standards discutido por Kézdi (11), o solo é considerado orgânico se a perda por calcinação for maior que 10 %.

Hosang e Locker (30), discutindo o trabalho de Skempton (31), informaram que W_p e W_l crescem com a percentagem de matéria orgânica, no entanto o IP tende a decrescer; e ainda acrescentam que a presença de matéria orgânica parece contribuir pouco para a plasticidade porém, muito para a capacidade de reter água.

Arman (32), mostra com relação a densidade real que esta decresce quando aumenta a percentagem de matéria orgânica.

5. Relações Entre os Valores de Resistência Medidos com Diferentes Aparelhos

As diferenças entre a teoria e a realidade são mais complexas aplicadas no campo da mecânica dos solos do que em algum outro ramo de engenharia civil. Este fato se deve a inúmeras variáveis que afetam a resistência ao cisalhamento do solo quando se emprega diferentes instrumentos de teste. A anisotropia das camadas de solo faz com que este responda diferentemente a diferentes tipos de instrumentos de teste, principalmente no que se refere a geometria do aparelho empregado, velocidade de aplicação da carga, velocidade de deformação, distribuição não uniforme de tensões de cisalhamento dentro da massa do solo etc. Entretanto os engenheiros utilizam-se dos resultados experimentais para fazer correlações.

Fox (33), cita que as vantagens do Método do Cone de Penetração Sounding tomados sobre intervalos de 20 cm (8") apresentam dados mais completos e detalhados de resistência do que S.P.T., tomados para intervalos de 5 pés (152,4 cm).

Uma comparação feita por Mello (34) entre o ensaio de penetração dinâmica SPT e o cone de penetração estática, diz que, geralmente tem estabelecido que o cone de penetração estática constitui um bom teste para a determinação da resistência ao cisalhamento de argilas saturadas, independente de sua sensibilidade.

Sumariza até aqui dados mais cotados, no qual 1,5 SPT R_p 7,5 SPT existe num exemplo de Malcey (35), onde $R_p = (4 - 6)$ SPT corresponde para o limite de consistência, a argilas de baixa plasticidade, enquanto que $R_p = (2 - 4)$ SPT corresponde a argilas de média e alta plasticidade.

Valdez (5), realizou uma correlação entre R_p e N, onde obteve a equação:

$$R_p = 2,89 N \quad 3.3$$

Uma correlação entre penetração estática R_p e a penetração dinâmica I.R.P. (Índice de resistência à penetração), foi proposta por Barberiam (36), onde $R_p = 1RP + 4,2$, na qual é indicado ser válido para argilas siltosa e porosas não saturadas.

Sanglerat (37) diz que a razão entre a resistência de ponta R_p obtida pelo cone de penetração estática e a coesão não drenada C_u obtida pelo Vane R_p/C_u varia entre 10 e 20.

Uma correlação feita por Valdez (5), entre a resistência de ponta R_p do penetrômetro estático e a coesão não drenada indeformada de campo C_{uic} onde $R_p/C_{uic} = 12,50$, que é da mesma ordem dos resultados apresentados por Skempton, Sanglerat e L' Herminier (citados na referência 38).

Para a determinação da coesão "c" através da resistência de ponta R_p , Meyerhof (39), indica a seguinte equação:

$$c = R_p/10, \quad 3.4$$

e Moraes (40), afirma que nos últimos trabalhos experimentais realizados no laboratório de DELFT, a coesão poderá ser determinada com maior precisão através da fórmula:

$$c = R_p/13,4 \quad 3.5$$

Queiroz (41), estudando o solo do Recife, obteve várias correlações satisfatórias em vários parâmetros investigados entre eles:

- Percentagem de matéria orgânica (%M.O.) determinada pelo uso do bicromato de potássio x teor de umidade, e a equação obtida:

$$\% \text{ M.O.} = 0,364 \text{ W} + 0,128 \quad 3.6$$

- Percentagem de matéria orgânica x limite de liquidez (WI) e a equação obtida:

$$\% \text{ M.O.} = 0,0519 \text{ WI} + 0,057 \quad 3.7$$

Ainda Valdez (5), fez outras correlações entre $Cuic$ e $Cudc$; e $Cuil$ e $Cudl$, onde encontrou os seguintes resultados:

$$Cuic = 3,18 \quad Cudc \quad 3.8$$

$$Cuil = 3,43 \quad Cudl \quad 3.9$$

Verificou-se no estudo feito sobre sensibilidade para as argilas orgânicas da Alemanha, por Leussink e Wenz (42) que a mesma variou seu grau de sensibilidade entre 2 e 3, em casos excepcionais, foi obtido o valor 5.

CAPÍTULO IV

LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

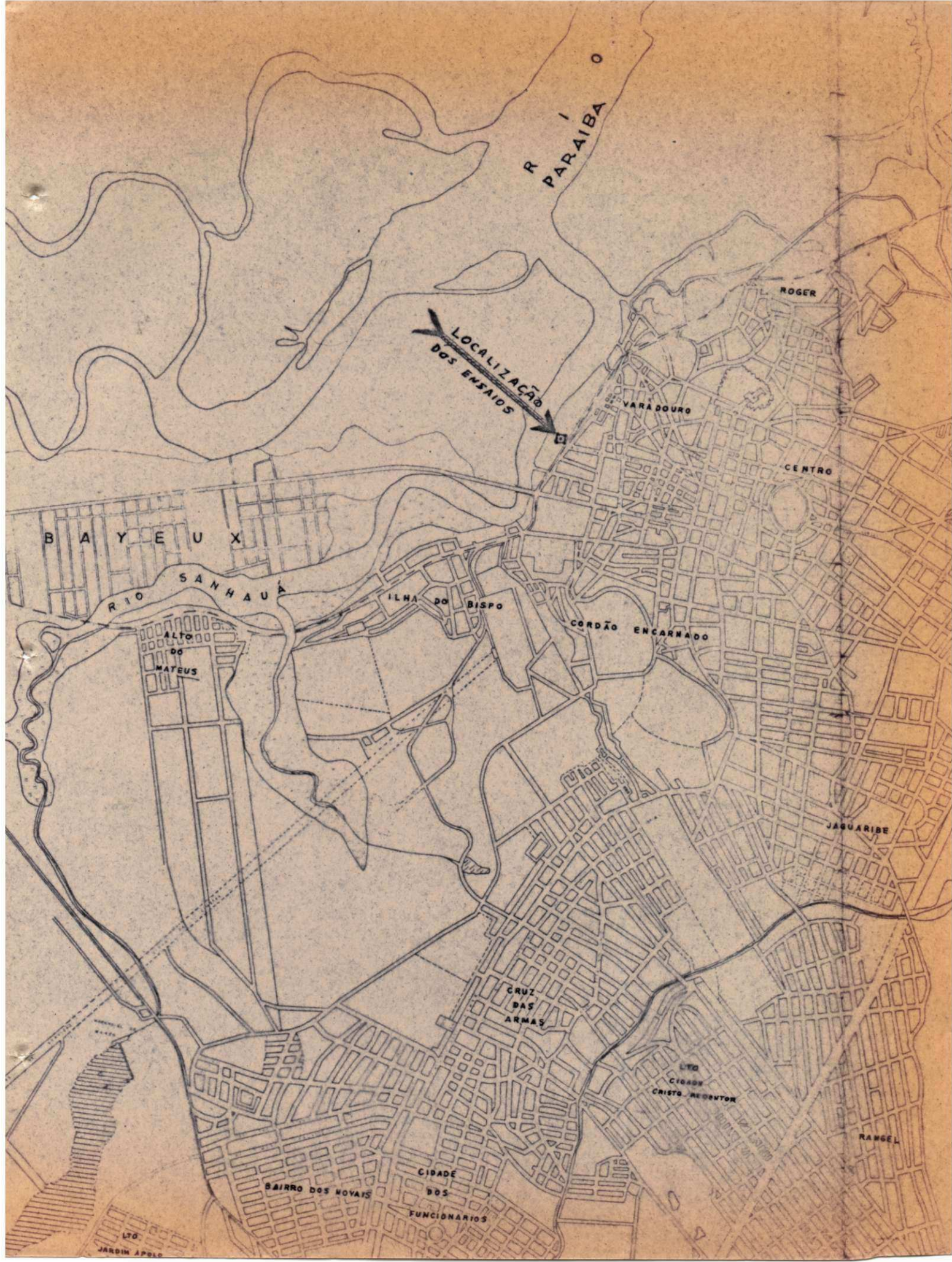
Para os testes de campo, bem como as retiradas de amostras indeformadas para os ensaios de laboratório, escolheu-se um local situado à margem direita do Rio Sanhauá, na intersecção da Avenida Sanhauá com o prolongamento da Rua Padre Azevedo, próximo à Estação Ferroviária da Cidade de João Pessoa na Paraíba.

A distribuição dos furos foram escolhidos, de maneira tal que o solo pudesse apresentar as mesmas características e, com o propósito de minimizar os distúrbios e variações do material investigado. O perfil do local estudado é mostrado na Figura 2a, enquanto que a posição dos furos é mostrada esquematicamente na Figura 2b.

As medições foram realizadas em doze profundidades da camada de argila orgânica, em intervalos de um metro até a profundidade de 15 m. A realização dos ensaios como também a retirada de amostras indeformadas foram efetudas nas mesmas profundidades.

A finalidade da execução de cada furo ficou indicado da seguinte maneira:

Figura 1 - Mapa da Cidade de João Pessoa, com a localização dos ensaios.



R I O
P A R A I B A
D O S
S U L

LOCALIZAÇÃO
DOS ENFAIDS

ROGER

VARADOURO

CENTRO

B A Y E U X

R I O
S A N H A U Á

I L H A
D O
B I S P O

C O R D ã O
E N C A R N A D O

A L T O
D O
M A T E U S

J A G U A R I B E

C R U Z
D A S
A R M A S

L T O
C I D A D E
C R I S T O
R E D O N T O R

R A N G E L

B A I R R O
D O S
N O V A I S

C I D A D E
D O S
F U N C I O N Á R I O S

L T O
J A R D I M
A P O L O



OCEANO ATLÂNTICO

OCEANO ATLÂNTICO

LTO

DO SÍTIO

MANDACARU DO REYD

MANDACARU

BAIRRO DOS ESTADOS

TORRE

EXPEDICIONÁRIOS

TAMBAUZINHO

CONJUNTO CASTELO BRANCO

CIDADE UNIVERSITÁRIA

LOT PLANALTO UNIVERSITÁRIO

LOT AGUA FRIA

AEROCLOUBE

PROPRIEDADE

RIBAMAR

LTO JARDIM PANAMERICA

LTO PROP SAO GONCALO

LTO MANAIRA

TAMBAU

LTO JARDIM BELA VISTA

RESERVA FLORESTAL

Furo nº 1 - Ensaio de Vane Test, com a finalidade de medir-se a coesão não drenada (C_u). O tubo de revestimento possuía 75 mm de diâmetro, e as dimensões das palhetas do Vane são mostradas na Figura 3.

Furo nº 2 - Este furo foi destinado à retirada de amostras indeformadas para o ensaio triaxial no laboratório. O tubo de amostragem de latão (Tubo Shelby) possuía um diâmetro de 40,3 mm e o tubo de revestimento possuía um diâmetro de 63,5 mm.

Furo nº 3 - Este furo foi destinado à retirada de amostras indeformadas com a finalidade de medir a resistência ao cisalhamento através do ensaio de Vane Test de laboratório. O tubo de amostragem de latão (Tubo Shelby), possuía um diâmetro de 101,6 mm.

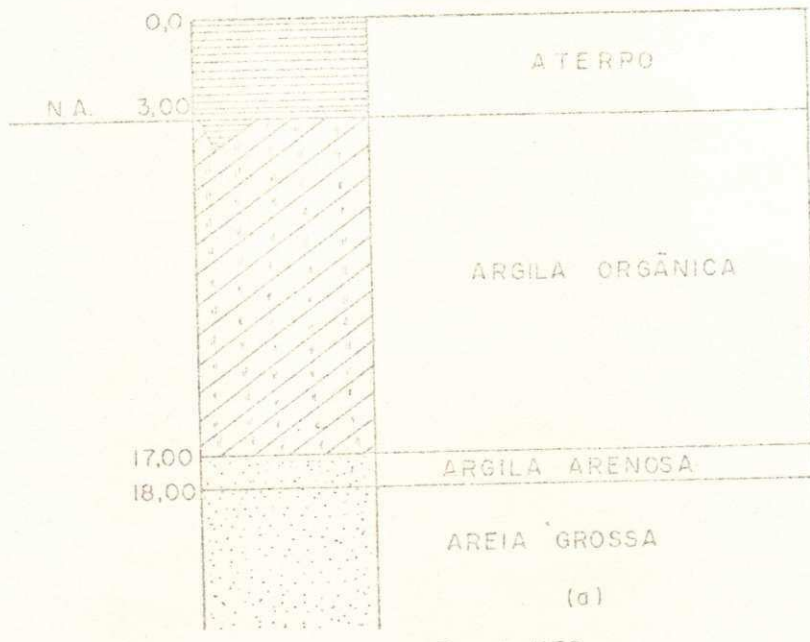
Furo nº 4 - Ensaio de penetração dinâmica. Determinação da Resistência à Penetração (N). O tubo de revestimento possuía um diâmetro de 63,5 mm e as dimensões do amostreador são mostradas na Figura 7.

Furo nº 5 - Ensaio de penetração estática, com a finalidade de medir-se a re

sistência de ponta (R_p), oferecida pelo solo sob a penetração de uma ponta cônica através do aparelho Deep Sounding.

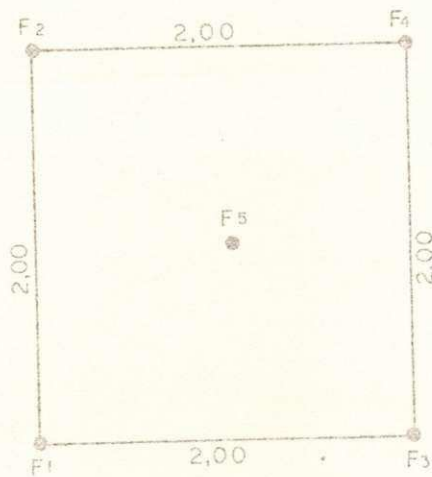
Figura 3 - Geometria e dimensões das palhetas do Vane usado para o ensaio in situ.

PERFIL DOS SOLOS



Escala 1:50

LOCALIZAÇÃO DOS FUROS



(b)

Escala 1:50

DESCRIÇÃO GEOLÓGICA

A cidade de João Pessoa está assente na bacia sedimentar litorânea que abrange os Estados de Pernambuco e Paraíba.

Esta bacia apresenta rochas de idades terciárias e quaternárias, ocupando uma faixa de aproximadamente 40 Km de largura.

No município de João Pessoa a espessura desta bacia não deve exceder de 150m, e acha-se representada pelas seguintes formações:

- 1 - Maria Farinha - De idade terciária - paleocênica (65 milhões de anos), constituída de calcário fossilífero, sob a forma de bancos bem distintos, margas e argilas calcíferas. Esta formação tem espessura máxima de aproximadamente 35 m.
- 2 - Formação Barreiras - Constituída de sedimentos clásticos de origem continental, pouco consolidados, representados por areias e cascalhos de granulometrias variadas, e de argilas de cores variegadas. São, portanto, sedimentos bastante heterogêneos e formam uma paisagem moderadamente ondulada, apresentando superfícies planas de baixa altitude (tabuleiros), entrecortadas por vales de fundo chato que, por vezes, refletem a existência de antigas rias. A formação Barreiras é de idade Terciário Superior ou, mais precisamente, do Plioceno (17 milhões de anos) e tem espessura variada desde zero até 110 m.
- 3 - Sedimentos Quaternários ou Holocênicos - São depósitos

recentes, com camadas irregulares, em geral, não consolidadas de areia, argila e depósitos orgânicos, sobrepostas ou não. Ocorrem na estreita faixa litorânea sob a forma de praias, dunas, restingas, terraços litorâneos, mangues, recifes de coral e de arenito, e, também, em penetrações no continente ocupando vastas áreas ao longo dos vales que entrecortam a formação Barreiras.

Estes dados foram retirados de BARRÓS (56).

CAPÍTULO V

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU

Introdução

O estudo realizado "in situ" constou dos seguintes ensaios: ensaio de Vane; ensaio de penetração estática (Deep Sounding) e ensaio de penetração dinâmica (SPT). Os ensaios de Vane e Deep Sounding, foram realizados utilizando os equipamentos padronizados do Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco ITEP., enquanto que, o ensaio de SPT, foi realizado com o equipamento padrão do Centro de Ciências e Tecnologia - CCT da UFPb. Estes ensaios foram realizados em 12 (doze) profundidades, com intervalos de 1 (um) metro.

Ensaio de Vane

Carlson (43), afirma que um dos dispositivos que tem sido usado com melhores resultados para a determinação da resistência ao cisalhamento de argilas moles é o ensaio de molinete (Vane Test).

Em síntese, o ensaio consiste em cravar no solo um molinete constituído de quatro lâminas (palhetas) na extremidade de um eixo. Girando o molinete, o solo se cisalha. Medindo o torque máximo necessário, para cisalhar o solo, tem-se facilmente, a coesão c do solo. Girando várias vezes o molinete, o solo se amolga, e pode-se, determinar a nova resistência ao cisalhamento, cuja razão para a resistência inicial mede a "sensibilidade" do solo (44).

Em geral, a haste do molinete é protegida por um tubo de sondagem a fim de eliminar o atrito da mesma.

Com o aparelho Vane usado, mede-se o torque máximo necessário, para fazer girarem as palhetas, com velocidade constante. Considerando-se esse torque máximo como sendo igual ao momento resistente oferecido pelo solo, determina-se a coesão do solo através de cálculo analítico, por intermédio da expressão $c = K.M.$, onde c a coesão do solo, M o momento resistente e K uma constante que depende da geometria das palhetas. O cálculo da constante K é mostrado no apêndice III.

As medições no campo foram efetuadas em 12 (doze) profundidades, e em intervalos de 1m, até a profundidade de 15 m. A constante K do aparelho utilizado é igual a $2,66 \text{ pol}^{-3}$ no caso de M ser dado em Lb.Pol. e Cu em Lb/Pé^2 . As palhetas eram introduzidas no interior do tubo de revestimento de 75 mm de diâmetro, até alcançar a profundidade desejada, e de tal modo que as palhetas não mais estivessem dentro do tubo de revestimento e também livre da influência do tubo.

De princípio media-se o torque máximo necessário para fazer as palhetas girarem, obtendo-se então a resistência indeformada. Após a primeira ruptura, e depois de um intervalo de 20 minutos, fazia-se uma segunda medição obtendo-se assim a resistência deformada.

Figura 2a - Perfil do solo

Figura 2b - Posição dos furos

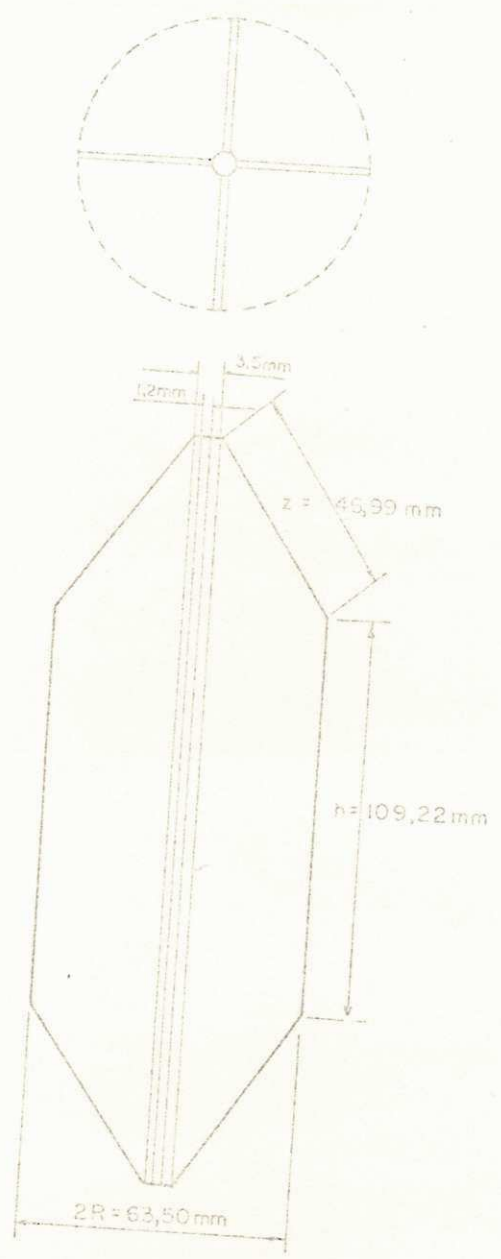




FIG. 4 a



FIG. 4 b

As dimensões das palhetas são mostradas na Figura nº 3.

Ensaio de Penetração Estática (Deep Sounding)

O método do cone de penetração estática (Deep Sounding) consiste em fazer penetrar uma ponta cônica no solo e medir a resistência que o solo oferece. O ensaio consiste em cravar no interior do solo, o conjunto tubo-cone, onde determina-se a resistência total oferecida pelo solo à penetração do conjunto, posteriormente crava-se apenas o cone, obtendo-se então a resistência de ponta (R_p) e por diferença obtêm-se a resistência devido ao atrito lateral.

O aparelho utilizado, possui uma capacidade máxima de 2.000 kg (45). O cone possui uma base de 100 cm^2 e o ângulo do vértice medindo 60° , que correspondem a um diâmetro da base do cone de 37,5 mm (ver Figura 5). No aparelho é adaptado dois manômetros. Um dos manômetros é destinado a medir pequenas pressões variando de 0 kg/cm^2 a 50 kg/cm^2 , e o outro é destinado a medir grandes pressões variando de 50 kg/cm^2 a 250 kg/cm^2 . O aparelho que foi utilizado, possui o diâmetro do tubo menor que, o diâmetro da base do cone, permitindo assim medir apenas a resistência de ponta (R_p) oferecida pelo solo à penetração da ponta cônica. O cone é cravado no solo com uma velocidade constante de 1 cm/s e a leitura é feita no manômetro, que fornece a pressão necessária para que o cone penetre 25 cm no interior do solo. Esta pressão corresponde à resistência oferecida pelo solo à penetração da ponta cônica.

As medições foram efetuadas em 12 (doze) profundidades na camada de argila orgânica em intervalos de 1m, até a profundidade de 15 m. Consequentemente foi possível

Figura 5 - Aspecto geométrico e dimensões do cone usado no ensaio de penetração estática (Deep Sounding).

Figura 4a - Fotografia do aparelho de Vane Test utilizado
do "in situ".

Figura 4b - Fotografia dos acessórios e palhetas utilizados
dos no ensaio de Vane Test "in situ".

plotar um gráfico entre a resistência de ponta versus pro fundidade.

Ensaio de Penetração Dinâmica
(Standard Penetration Test - SPT)

O SPT, é o método mais simples para se obter informações sobre o grau de compacidade do solo "in situ". Este ensaio não é recomendado para solos coesivos, utili zou-se a título de comparação. Este método de ensaio determina a resistência do solo à penetração como sendo o núme ro de golpes N, necessários para que um peso de 65kg, caïn do em queda livre de uma altura de 0,75m, faça um amostrea dor padrão penetrar 30 cm no interior do solo. O amostrea dor utilizado foi do tipo SPT cujas dimensões transversais são as seguintes, 51,00 mm (2") e 35,0 mm \approx 1 3/8", de diâ metros externo e interno respectivamente. O amostreador deve estar simplesmente apoiado no solo, no fundo do furo de sondagem, revestido ou não e sem ocorrência de atrito entre as paredes laterais do furo, o peso é deixado cair no topo da haste de cravação até que o amostreador penetre cerca de 15 cm no solo. A partir daí começa o ensaio de penetração e anota-se o número de golpes necessários para os 30 cm se guintes de penetração. Esse processo é chamado penetração "standard" (2).

As medições foram realizadas em doze profundi dades na camada de argila orgânica em intervalos de um me tro. O amostreador foi introduzido no interior do tubo de revestimento com diâmetro de 63,5 mm = 2.1/2". A ponta do amostreador era colocada na profundidade desejada, livre da influência do tubo de revestimento, e o ensaio foi realiza do como já descrito acima. Além da determinação do número de golpes N, as amostras eram coletadas através do amostrea

Figura 6a - Fotografia do equipamento Deep Sounding utilizado no ensaio de penetração estática.

Figura 6b - Fotografia da ponta cônica e das hastes do equipamento Deep Sounding.



dor e colocadas em sacolas plásticas a fim de serem inspeccionadas. O ensaio foi realizado até a profundidade de 15m.

Figura 7 - Aspecto geométrico e dimensões do amostrador SPT usado no ensaio de penetração dinâmica.

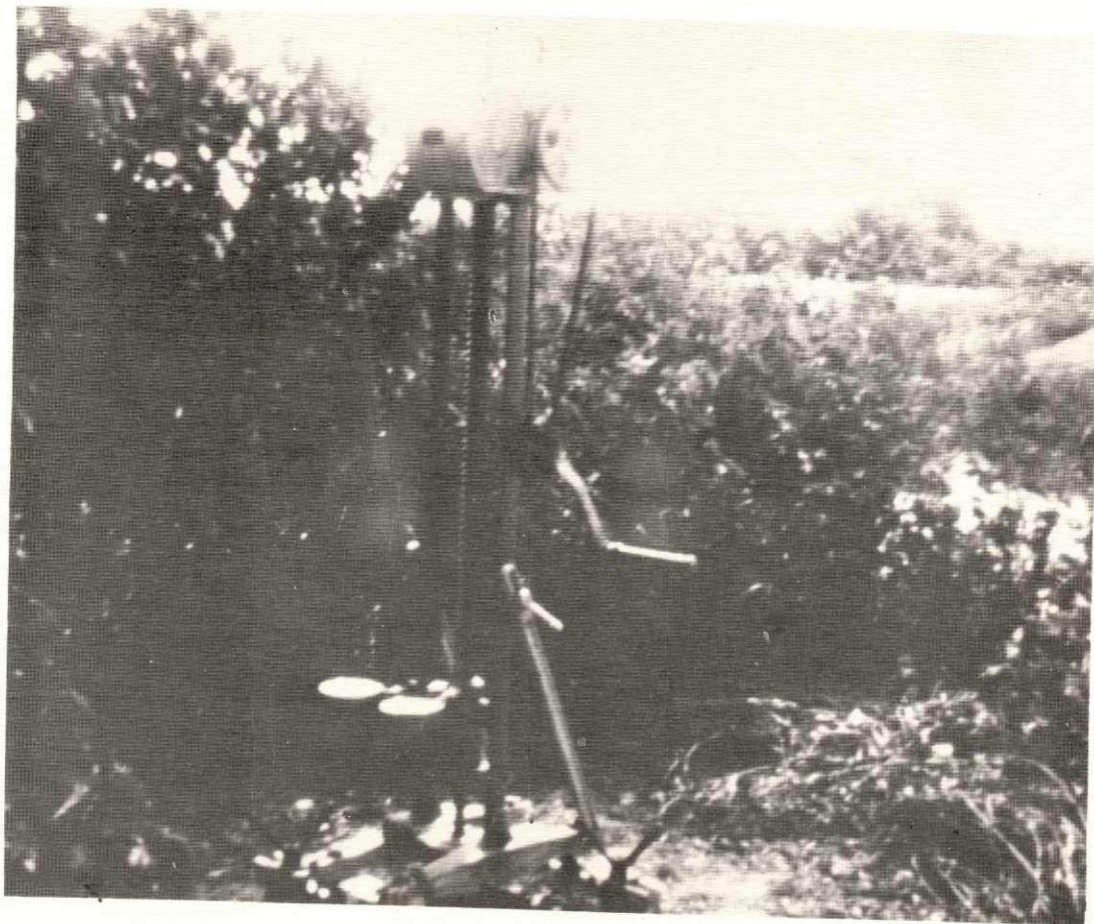


FIG. 6 a



FIG. 6 b

Figura 8a - Fotografia mostrando a operação do ensaio de penetração dinâmica (SPT).

Figura 8b - Fotografia, mostrando um amostrador SPT desmontado.

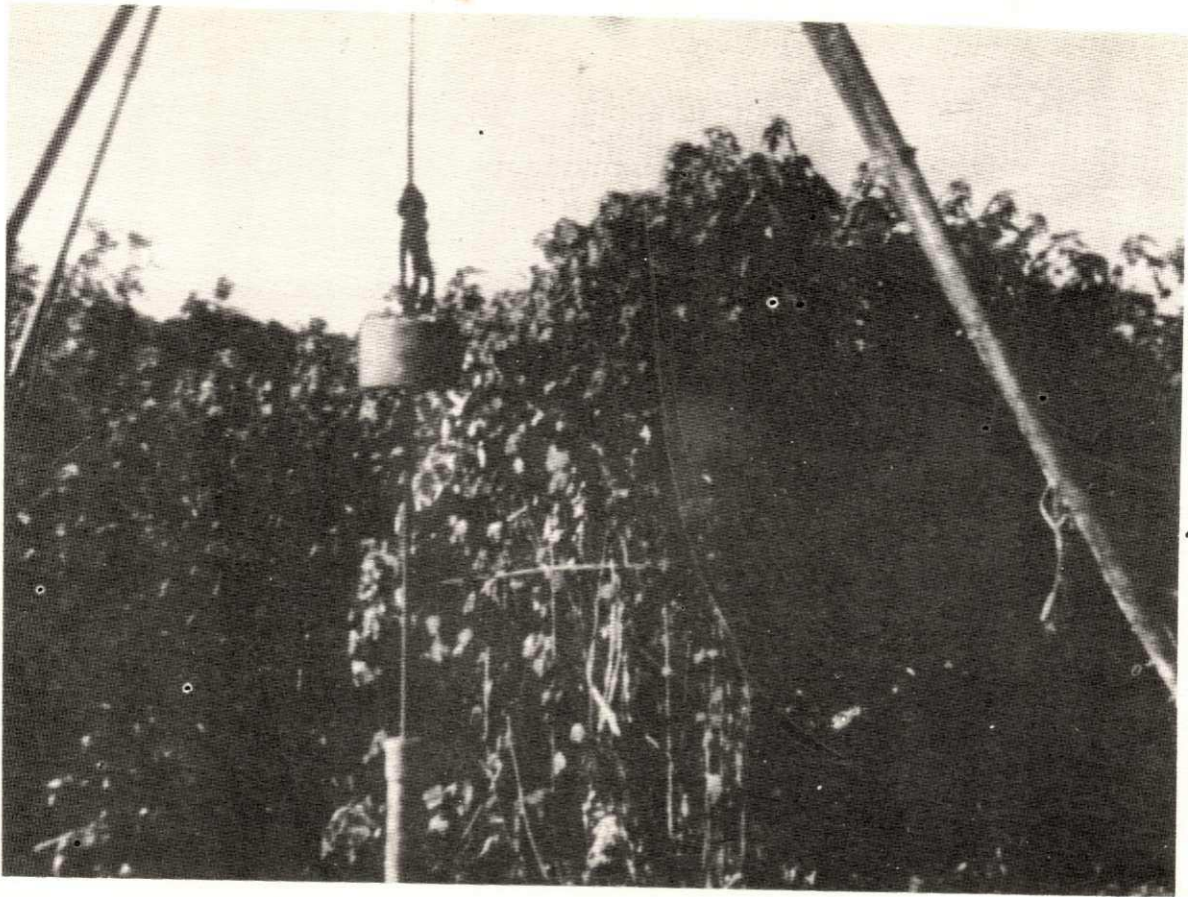


FIG. 8 a

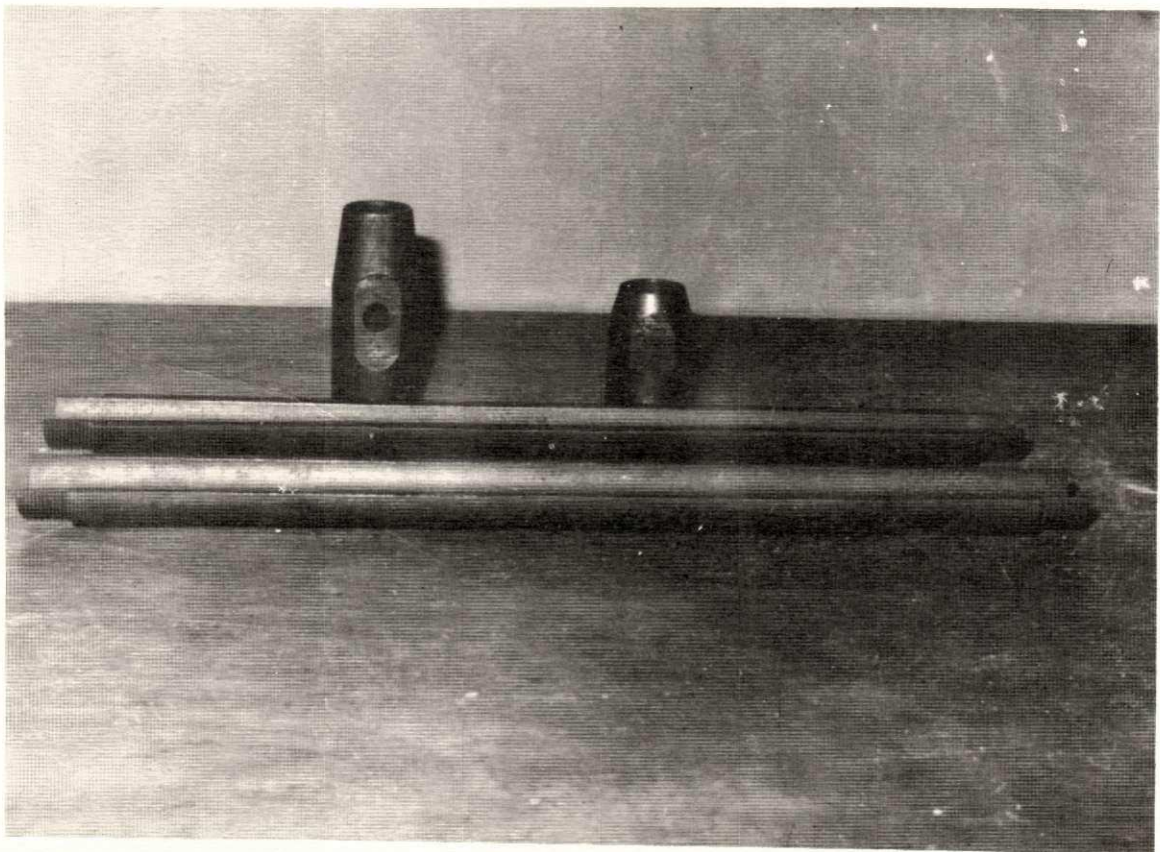


FIG. 8 b

RETIRADA DAS AMOSTRAS

As amostras indeformadas necessárias para os ensaios de laboratório, foram retiradas utilizando-se tubos Shelby (Figura 9) com um cuidado todo especial a fim de que as mesmas fossem extraídas praticamente intactas. No furo nº 2 o tubo de revestimento tinha um diâmetro de 63,5 mm e o tubo Shelby 40,3 mm de diâmetro interno e 2,4 mm de espessura. No furo nº 3 o tubo de revestimento tinha diâmetro de 101,6 mm e o tubo Shelby 58,6 mm de diâmetro interno e 2,8 mm de espessura. O grau de deformação desses tubos são mostrados no apêndice III.

Os tubos Shelby eram de paredes finas de latão, e colocados no interior dos tubos de revestimento os quais já estavam cravados até a profundidade na qual se desejava retirar a amostra.

A descida do tubo Shelby se fazia através de uma haste que a ele era presa, até que o mesmo se encostasse no solo desejado e então cravava-se o tubo Shelby com uma velocidade lenta e constante procurando com isso evitar ao máximo, o amolgamento da amostra. A aderência entre o solo e as paredes do Shelby prendia a amostra no interior do tubo que ao ser retirado trazia consigo a amostra do solo desejado.

Depois de extraída a amostra, fazia-se imediatamente a vedação em ambos os lados do tubo Shelby com parafina, para impedir o contato do solo com o ar atmosférico e conseqüentemente a perda de umidade do seu estado natural.

Figura 9 - Fotografia mostrando os Tubos Shelby utiliza
dos nos ensaios de Vane Test e triaxial.

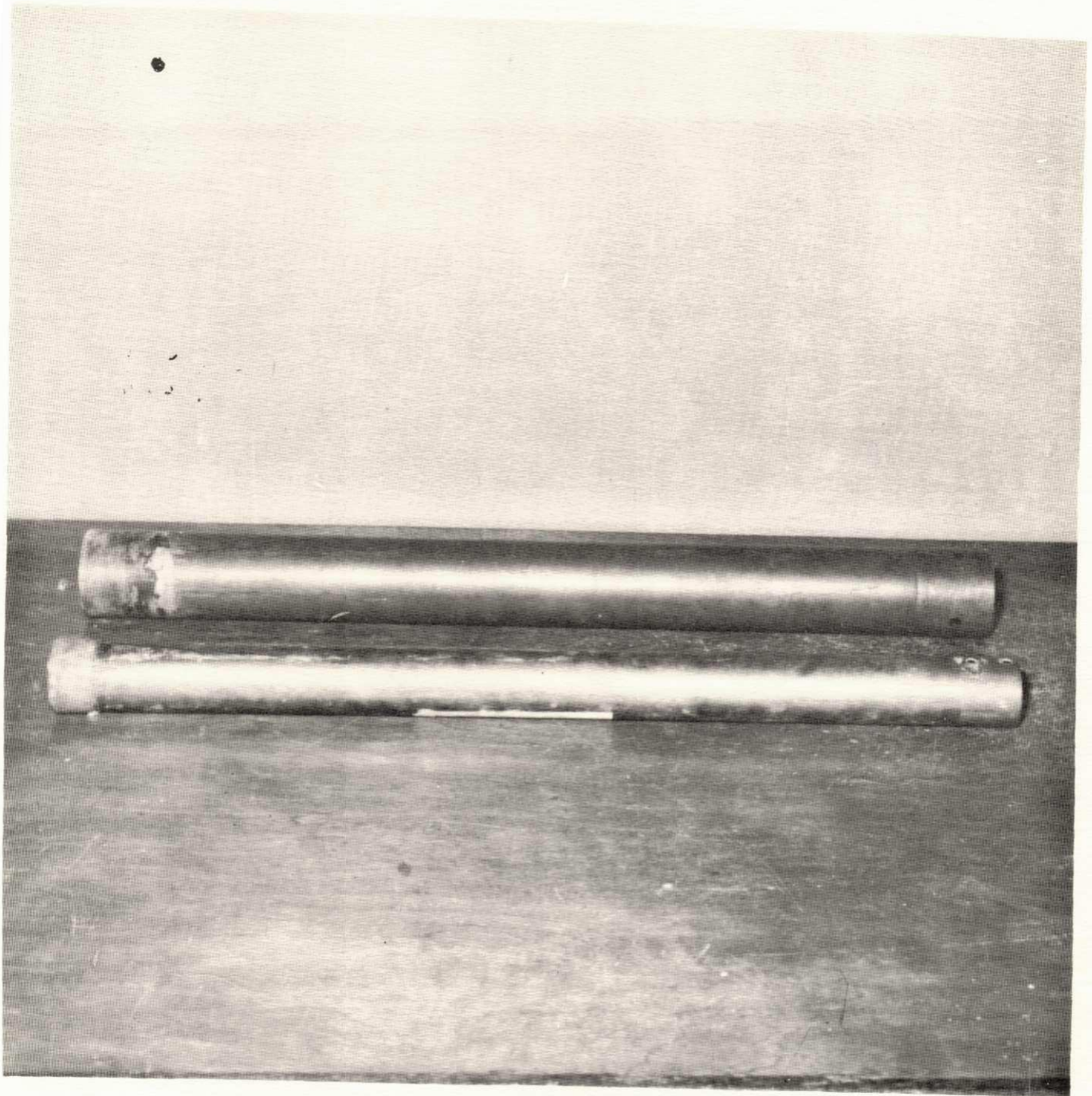


FIG. 9

CAPÍTULO VI

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Introdução

O estudo realizado no laboratório, foi tomado por base para os testes de resistência ao cisalhamento, nos ensaios de Vane Test utilizando amostras indeformadas e amolgadas; triaxial rápido (não consolidado, não drenado); triaxial lento (consolidado drenado).

Utilizou-se o equipamento do CCT da UFPb, na retirada das amostras indeformadas, a fim de serem submetidas aos testes acima citados. O equipamento constava de tripé e hastes de lavagem com suporte para adaptação do tubo Shelby. Além dos testes acima citados, realizou-se no laboratório os seguintes ensaios: teor de umidade, granulometria, peso específico úmido, peso específico aparente seco, densidade real, limites de Atterberg e teor de matéria orgânica.

Os ensaios acima citados foram realizados para doze profundidades de camada de argila orgânica, em intervalos de 1 (um) metro, porém, o ensaio de Vane Test foi rea

lizado em apenas onze profundidades e o de teor de matéria orgânica somente em dez.

Vane Test de Laboratório

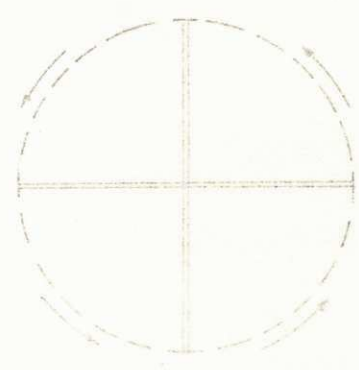
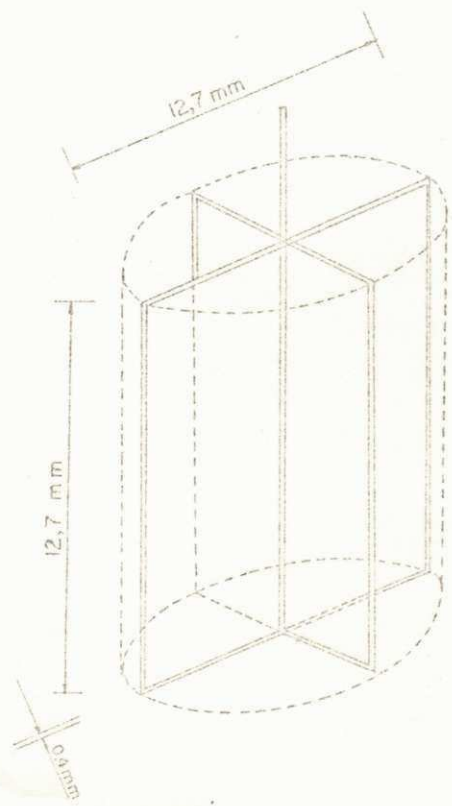
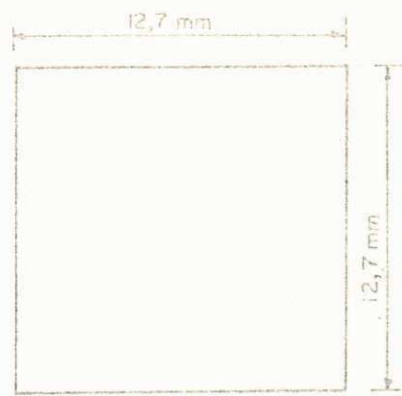
Como já foi visto no Capítulo anterior que o ensaio de Vane, consiste basicamente em fazer girar no interior do solo, um par de palhetas idênticas.

No ensaio de Vane Test de laboratório, utilizou-se um aparelho que permitiu aplicar uma rotação com velocidade angular constante de 2,4 rotações por minuto. As palhetas do Vane utilizada possuíam as seguintes dimensões: 12,7 mm de diâmetro por 12,7 mm de altura (ver Figura 10).

De princípio, com os tubos Shelby de diâmetro igual a 58,6 mm, contendo as amostras indeformadas, fixados um por um no aparelho Vane Test. Introduziu-se as palhetas do Vane no interior da amostra contida no tubo de Shelby, e mediu-se o torque máximo necessário para cisalhar a amostra. Depois com o mesmo tubo cravou-se novamente as palhetas do Vane na amostra em mais dois pontos equidistantes do primeiro, obtendo-se com isto as medidas de um segundo e um terceiro. Com o valor médio desses três torques máximos, obteve-se o torque máximo necessário, que determinou a coesão não drenada C_u , das amostras indeformadas, através da expressão que se segue: $C_u = K.M$, onde M é o torque máximo médio dado em Lb.Pol, C_u dado em Lb/pol² depois convertida para Kg/cm² e $K = 3,816 \text{ pol}^{-3}$ era a constante da mola do aparelho. O cálculo da constante K , é mostrado no apêndice III. Este processo se repetiu para cada uma das demais profundidades da camada de argila orgânica, dando condições satisfatórias para plotar o gráfico entre a coesão não drenada de amostras indeformadas e a profundidade.

Efetuada o ensaio de Vane para as amostras in

Figura 10 - Aspecto geométrico e as dimensões das palhetas do Vane usado no laboratório.



deformadas, amolgou-se as amostras posteriormente para cada tubo Shelby, conservando-se o seu estado natural de umidade. Colocou-se as amostras amolgadas em um cilindro apropriado com o mesmo diâmetro do tubo Shelby de maneira tal que as amostras ficassem praticamente nas mesmas condições de compacidade das amostras indeformadas.

Colocado o cilindro contendo a amostra já amolgada no aparelho Vane Test, cravou-se as palhetas na amostra e mediu-se o torque máximo necessário para cisalhar a amostra. Depois com o mesmo cilindro cravou-se novamente as palhetas do Vane na amostra em mais dois pontos equidistantes do primeiro, obtendo-se com isto às medidas de um segundo e um terceiro torque. Com o valor médio desses três torques máximos, obteve-se o torque máximo necessário, que determinou a coesão não drenada C_u , das amostras amolgadas para cada uma das profundidades, seguindo o mesmo critério já descrito para as amostras indeformadas. Este processo foi efetuado para cada uma das demais profundidades das camadas da argila orgânica, dando condições satisfatórias de plotar um gráfico entre a coesão não drenada de amostras amolgadas e a profundidade.

Estudou-se posteriormente a variação da coesão não drenada de amostras amolgadas, com o teor de umidade. Efetuando-se o amolgação das amostras e posteriormente adicionando-se água, começando de baixos teores de umidade para depois ir aumentando gradativamente, e fez-se a sua homogeneização. Após este processo, realizou-se a compactação da amostra no interior de um cilindro que possuía o diâmetro correspondente ao tubo Shelby 58,6 mm e altura de 83,0 mm. Feito isso cravou-se as palhetas na amostra, e efetuou-se o processo anterior, determinando-se três torques máximos necessários para cada teor de umidade.

De posse desses resultados plotou-se um gráfico

co que permitiu estudar a variação da coesão não drenada de amostras amolgadas no laboratório em função do teor de umidade.

TRIAxIAL

Ensaio não Adensado e não Drenado (Rápido)

Com as amostras indeformadas em tubos Shelby de diâmetro de 40,3 mm, cujo diâmetro coincide com o diâmetro dos tubos, foram retiradas três corpos de provas cilíndricos, de diâmetros constantes correspondentes ao do tubo Shelby e altura de 76,2 mm. Estes corpos de provas foram submetidos ao ensaio triaxial, onde foram aplicadas consequentemente as tensões de confinamento σ_3 de 1,0 kg/cm², 2,0 kg/cm² e 3,0 kg/cm², e a tensão axial era aplicada até a ruptura do corpo de prova.

Estes ensaios foram realizados com uma velocidade correspondente a 0,030 pol/min.

De posse dos resultados do ensaio triaxial, plotou um gráfico entre o deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) e as percentagens de deformações, que através deste gráfico foi tomada a deformação de 4% para posterior traçado dos círculos de Mohr para cada tensão de confinamento já citada anteriormente, onde obteve-se os valores da coesão c e do ângulo de atrito da argila estudada.

Ensaio Adensado Drenado

Para este estudo cada corpo de prova foi submetido também às mesmas tensões de confinamento que no ensaio não adensado e não drenado, apenas com uma velocidade de

Figura 11a - Fotografia mostrando o equipamento necessá
rio para a realização do ensaio Vane Test.

Figura 11b - Fotografia mostrando a realização do ensaio
Vane Test com amostra indeformada diretamen
te do Tubo Shelby.

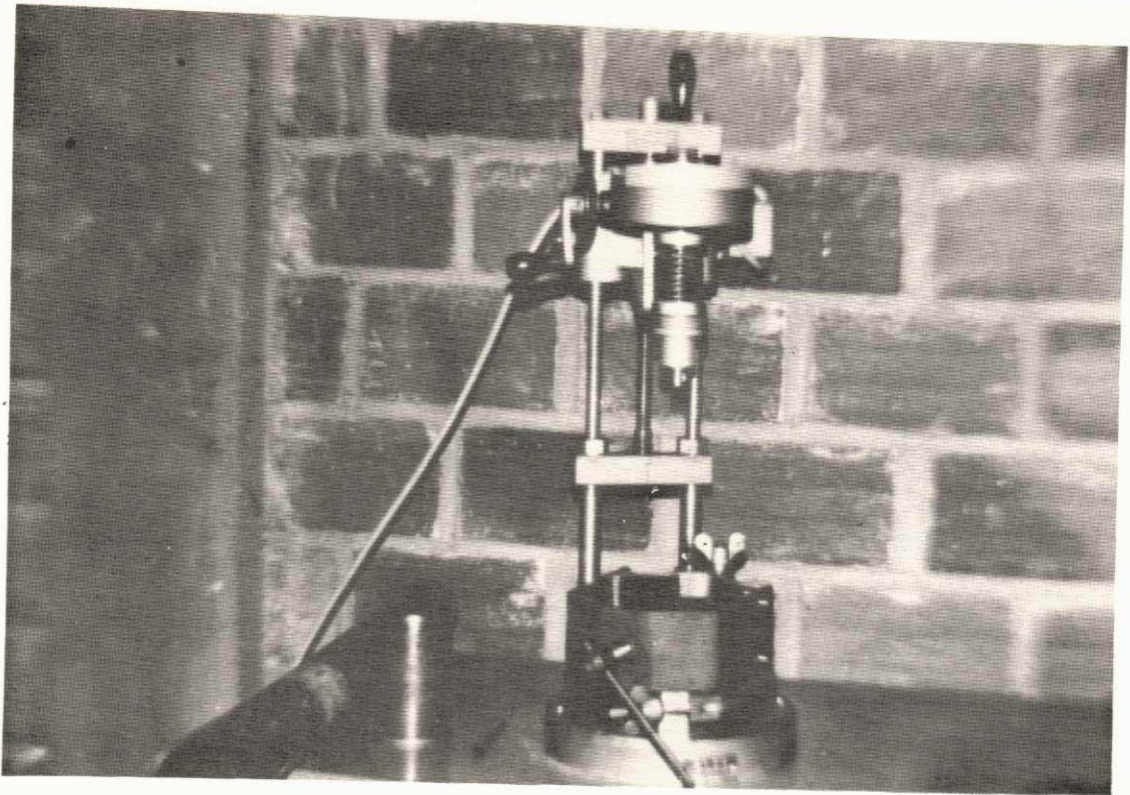


FIG. 11 a

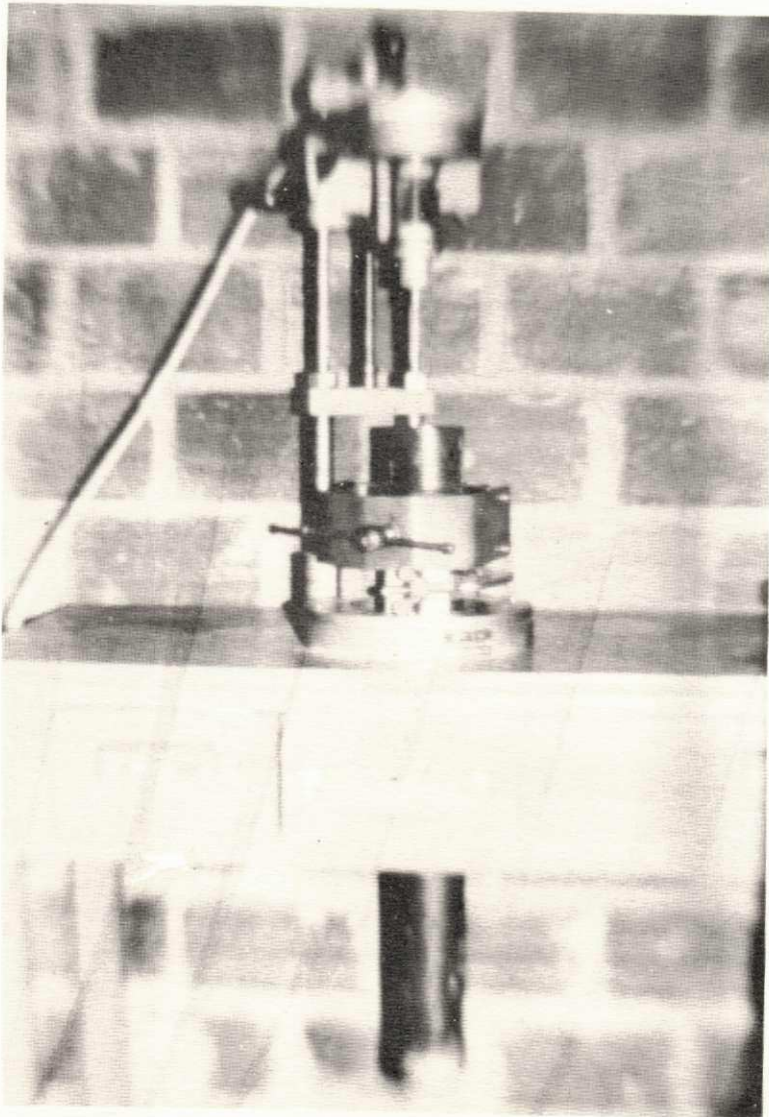


FIG. 11 b

Figura 12a - Fotografia das amostras utilizadas no ensaio de compressão triaxial mostrando o plano de ruptura.

Figura 12b - Fotografia o aparelho realizando um ensaio de compressão triaxial.

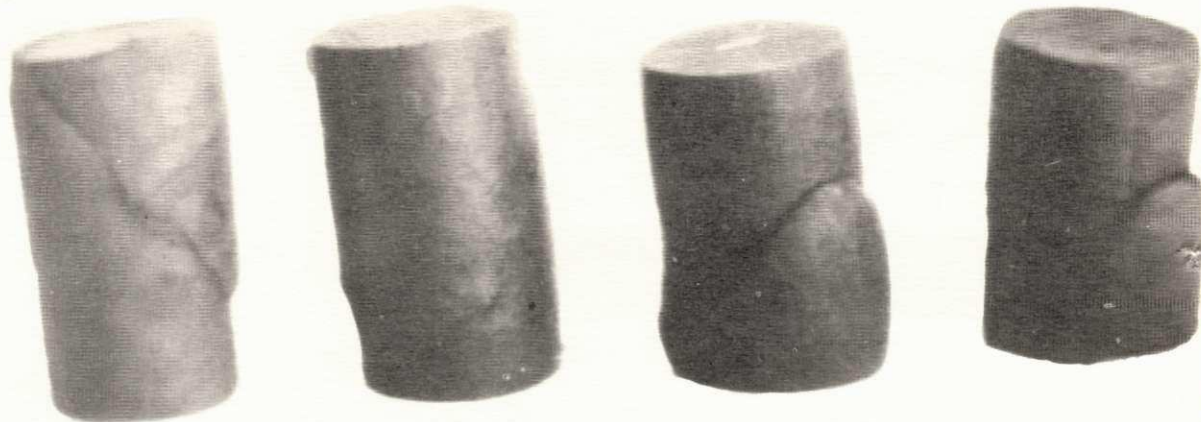


FIG. 12 a

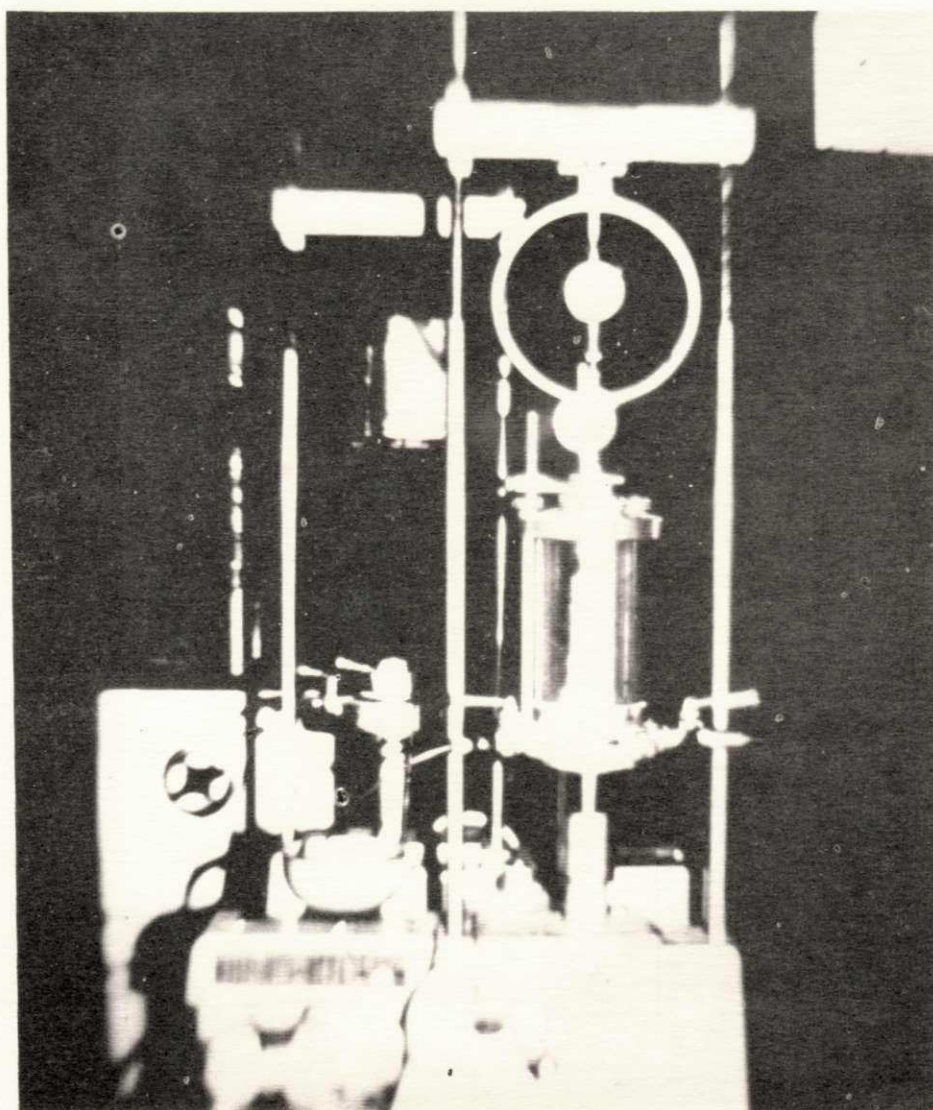


FIG. 12 b

Figura 13a - Fotografias de amostras rompidas, através do teste de compressão triaxial utiliza dos no ensaio adensado drenado, e uma amostra não rompida devido a existência de mariscos, como mostra a figura.

Figura 13b - Fotografias de amostras rompidas, através de compressão triaxial, mostrando o plano de ruptura e também a redução de tamanho depois de perder umidade.

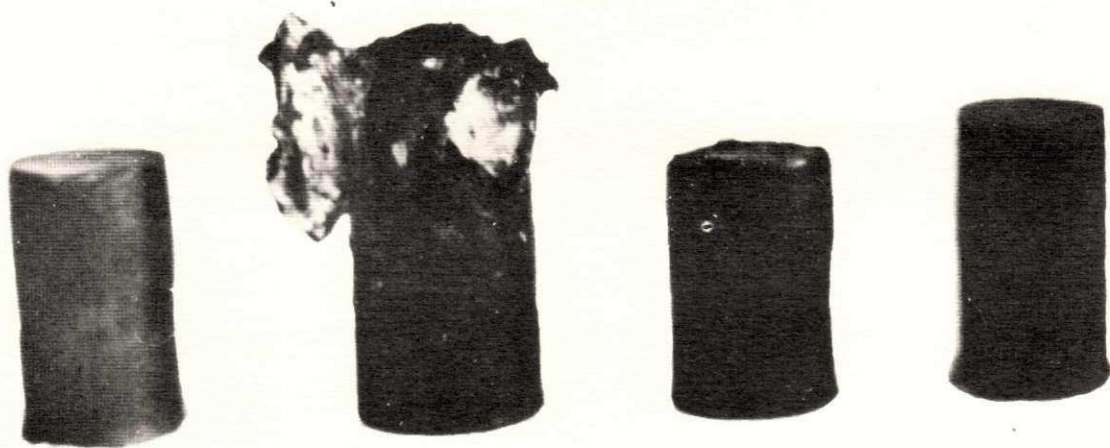


FIG. 13 a

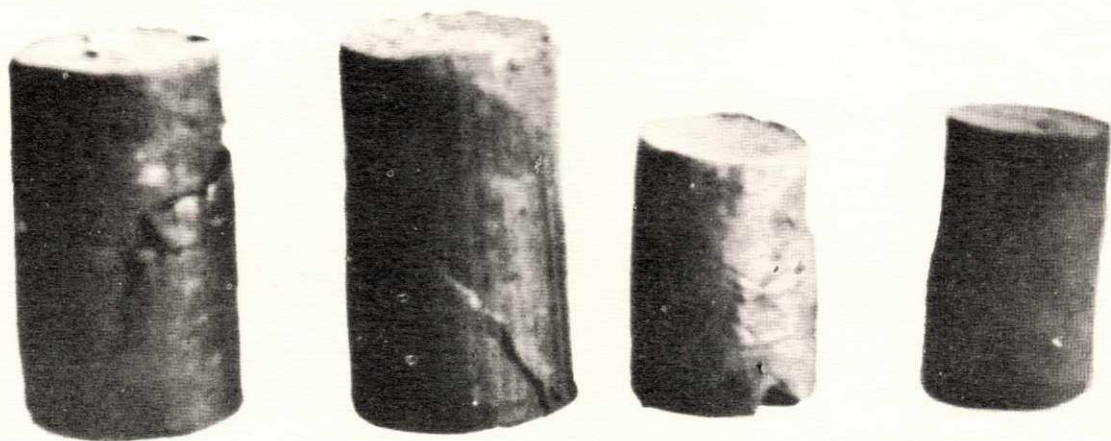


FIG. 13 b

carregamento correspondente à 0,0005 pol/min (velocidade lenta), e com a válvula V aberta para permitir a drenagem do solo. De posse dos resultados deste ensaio, plotou-se um gráfico entre o deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) e as percentagens de deformações, que através deste gráfico foi tomada a deformação de 5% para posterior traçado dos círculos de Mohr para cada tensão de confinamento já citadas anteriormente, onde obtiver-se os valores da coesão c e do ângulo de atrito, da argila orgânica.

Com o solo retirado nos tubos Shelby de 40,3 mm de diâmetro foram efetuados ainda os ensaios de: teor de umidade, granulometria, peso específico, densidade real, limites de Atterberg, e teor de matéria orgânica.

Teor de Umidade

O teor de umidade do solo foi determinado em cada uma das profundidades, com um mínimo de 5 (cinco) amostras retiradas dos tubos Shelby no estado natural pesadas e colocadas em estufas com uma temperatura de 60°C, deixadas secar com o mínimo de cinco dias, para posterior pesagem, e determinação desse parâmetro (46).

Análise Granulométrica

Foi tomado para a análise granulométrica do solo uma quantidade em peso do material de 500 g, deixado secar em estufa à 60°C.

Depois de seco, o solo foi destorroado e submetido a um peneiramento através de uma série de peneiras da ASTM. Do material que passou na peneira nº 200 (0,074 mm) foi tomado 100 g para o ensaio de sedimentação. Com os resultados obtidos através dos ensaios de peneiramento e sedimentação

tação foi traçada a curva granulométrica do solo.

Peso Específico

Retirada a amostra do tubo Shelby, ainda com umidade natural, efetuou-se rapidamente a pesagem a fim de que o solo não perdesse a umidade, em uma balança com precisão de 0,0001 g, e posteriormente recoberta com parafina de densidade igual a 0,921 g/cm, efetuou-se a pesagem por imersão em uma balança hidrostática com precisão de 0,001 g. Com estes resultados determinou-se o peso específico do solo, através das fórmulas:

$$1 - V_s = (W_w - W_g) - \frac{W}{\gamma_p} \quad 6.1$$

$$2 - \gamma_w = \frac{W_s}{V_s} \quad 6.2$$

$$3 - \gamma_s = \frac{\gamma}{1 + h} \quad 6.3$$

Com os resultados deste ensaio, plotou-se um gráfico entre o peso específico úmido e a profundidade.

Posteriormente estudou-se a variação do peso específico aparente seco com o teor de umidade, onde, com os resultados obtidos foi possível plotar um gráfico para diferentes teores de umidades.

Densidade Real

Do material que passou na peneira nº 10, ou seja de malhas 2,0 mm, foi tomado uma quantidade equivalente a 70 g, para a determinação da densidade real do solo. Este material foi seco em estufa a 60°C, posteriormente colocado

em bomba de vácuo, afim de retirar o ar existente na amostra. Com pesagens sucessivas dos picnômetros; vazio; picnômetro + amostra; picnômetro + amostra + água e picnômetro + água, determinou-se a densidade real do solo seguindo a orientação do Método do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) (46).

Para estes ensaios foram efetuados um mínimo de duas determinações para cada profundidade.

Determinação dos Limites de Atterberg

Limite de Líquidez (W_L)

Este parâmetro foi determinado seguindo a orientação do método D.N.E.R. (46). Neste ensaio foram realizados um mínimo de 6 (seis) pontos em umidades diferentes, para cada profundidade, dando condições de plotar um gráfico, limite de liquidez versus profundidade.

Limite de Plasticidade (W_p)

Para determinar este parâmetro foram utilizadas as recomendações do método D.N.E.R. (46). Este ensaio foi realizado para cada profundidade.

Determinação do Teor de Matéria Orgânica

Para este ensaio foi utilizado o método do bicromato de potássio seguindo a orientação do método British Standard BS 1377 (47). O procedimento deste método é o seguinte: a amostra é seca em estufa a $104 - 110^\circ$, até constância de peso; toma-se aproximadamente 5 g do material que passa na peneira nº 36 (20 microns), coloca-se num vidro de relógio

e seca-se novamente em estufa à mesma temperatura já citada anteriormente. A amostra é considerada seca quando a diferença entre sucessivas pesagens em intervalos de quatro horas não exceda 0,1% do peso original da amostra. A amostra é retirada da estufa e colocada em um dessecador. A pesagem da amostra para o ensaio, é feita com precisão de 0,001 g e este peso (W_3) anotado.

Coloca-se a amostra em um backer e adiciona-se 10 ml de uma solução N de bicromato de potássio e 20 ml de ácido sulfúrico concentrado, agita-se esta mistura por um minuto e coloca-se sobre uma chapa de amianto, a uma temperatura constante, durante 30 minutos, para permitir a oxidação. Após este período 200 ml de água destilada é adicionada à mistura seguido de 10 ml de ácido orto fosfórico e 1 ml do indicador; a mistura é agitada e se o indicador for absorvido mais 1 ml é adicionado, sulfato ferroso é então adicionado de uma segunda bureta em incrementos de 0,5 ml até a cor da solução mudar de azul para verde; 0,5 ml de bicromato de potássio é adicionado voltando a solução à cor azul. O sulfato ferroso novamente adicionado gota a gota até a cor voltar a verde pela simples adição de uma só gota. O volume (Y) de sulfato ferroso usado na titulação é anotado com precisão de 0,05 ml. Calcula-se o teor de matéria orgânica (%M.O.), pela expressão; $\%M.O. = (0,67 \cdot V/W_3) \times 100$, sendo $V = 10,5 (1 - Y/X)$ em ml; X é o volume de sulfato ferroso usado na padronização do sulfato ferroso (solução padrão).

A solução padrão é feita da seguinte maneira: 10 ml da solução N de bicromato de potássio é colocada em um Erlenmeyer de 500 ml; 20 ml de ácido sulfúrico é adicionado seguido de 200 ml de água destilada, 10 ml de ácido ortofosfórico e 1 ml do indicador. Faz-se a titulação com o sulfato ferroso. O indicador citado neste método é obtido dissolvendo-se 0,25 g de difenilaminosulfanato de sódio em 100 ml de

Figura 14a - Fotografia, apresentando as substâncias utilizadas no ensaio de determinação do teor de matéria orgânica.

Figura 14b - Fotografia, apresentando o bicromato de potássio e sulfato ferroso utilizados na padronização da solução necessária à determinação do teor de matéria orgânica.

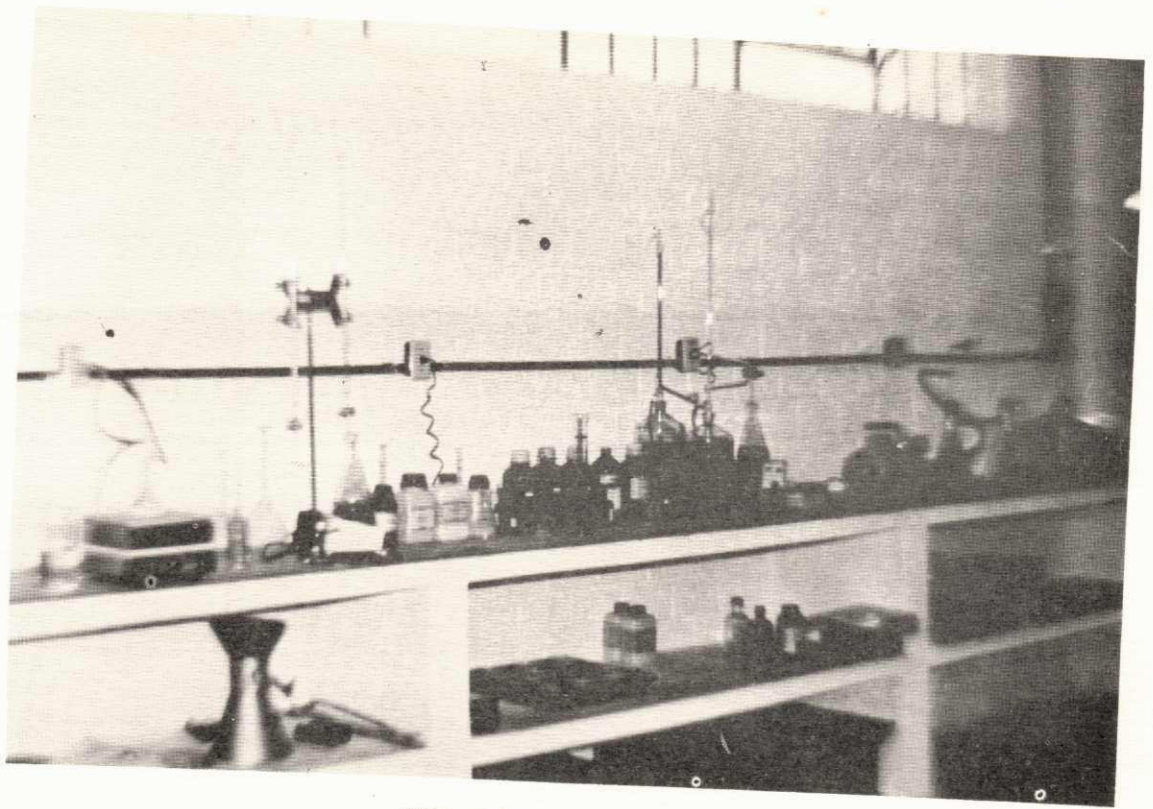


FIG. 14 a

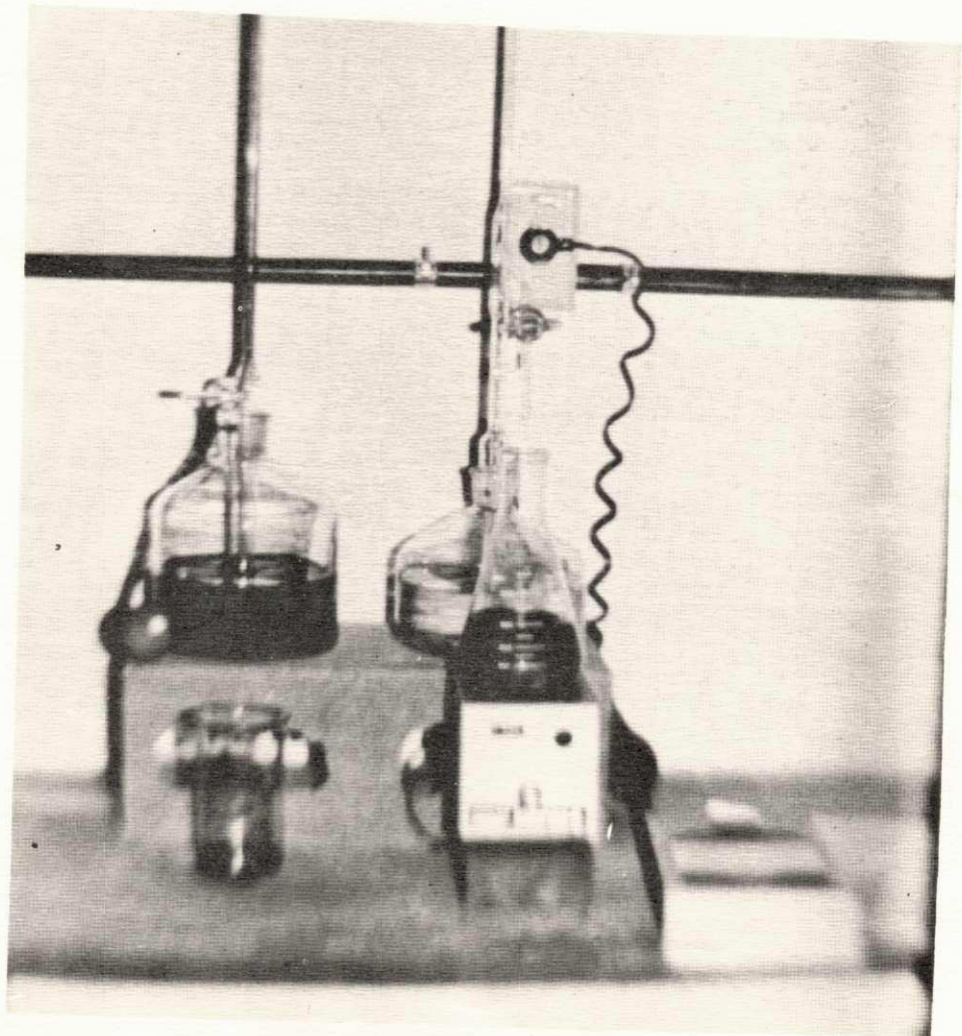


FIG. 14 b

água destilada.

Neste estudo foram feitas um mínimo de três determinações para cada solo.

As preparações das soluções, bem como as titulações seguiram as orientações dos autores citados nas referências (48, 49 e 50).

CAPÍTULO VII

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

Em toda a extensão da camada de argila orgânica propriamente dita, realizou-se os ensaios de campo e de laboratório em intervalos de 1 m, em doze profundidades consecutivas. Serão citados neste capítulo, os resultados numéricos encontrados de diversos parâmetros de resistência, determinados através de diferentes tipos de ensaios já citados nos capítulos V e VI.

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de teor de umidade, granulometria, peso específico, densidade real, limites de Atterberg, teor de matéria orgânica, triaxial, Vane Test de laboratório indeformado e amolgado, penetração dinâmica, Vane Test "in situ" indeformado e amolgado, penetração estática, coesão não drenada de amostras amolgadas em função do teor de umidade, peso específico aparente seco em função do teor de umidade; com a finalidade de determinar todos os parâmetros de resistência e classificação de uma argila orgânica da Cidade de João

Pessoa no Estado da Paraíba, Brasil.

Teor de Umidade

Nas duas primeiras profundidades estudadas conforme Tabela 1, o solo apresentou uma umidade natural bem elevada, depois permanecendo praticamente constante, e apresentando um valor mais baixo na última profundidade. O maior valor encontrado foi 127,6%, correspondente a profundidade de 3,60 m e o menor valor foi 47,9% correspondente a profundidade de 15,0 m.

Granulometria

Conforme Figura 1 do Apêndice 2, a argila orgânica estudada apresentou uma porcentagem correspondente a 0,22% retida na peneira de malhas 0,6 mm e uma porcentagem de 2,09% retida na peneira de malhas 0,074 mm. No ramo correspondente a diâmetros inferiores a 0,074 mm, o solo apresentou, em maior escala, a presença de silte e argila, com predominância de argila.

Peso Específico Úmido

Verifica-se através da Figura 15c, que o peso específico úmido aumentou consideravelmente com a profundidade. O seu máximo valor foi de $1,65 \text{ g/cm}^3$ referente a profundidade de 15 m, e o mínimo de $1,30 \text{ g/cm}^3$ referente a profundidade de 3,60 m.

Peso Específico Aparente Seco

O peso específico aparente seco aumentou consi

deravelmente com o aumento da profundidade. Para uma profundidade de 3,60 m, foi encontrado um peso específico aparente seco de $0,59 \text{ g/cm}^3$ e para uma profundidade de 15,0 m o valor do peso específico aparente seco foi $1,12 \text{ g/cm}^3$. Os demais dados numéricos são fornecidos pela Tabela 1.

Densidade Real

Nas duas primeiras profundidades do solo a densidade real apresentou valores muito baixos (ver Tabela 1), posteriormente a densidade real elevou-se em seus valores nas duas outras profundidades seguintes (6,0 m e 7,0 m) e posteriormente sofreu uma pequena queda nas demais profundidades.

A densidade real apresentou seu mínimo valor de 2,43 e seu máximo valor de 2,65.

Limites de Atterberg

A Figura 15b mostra que os limites de liquidez e plasticidade sofreram uma pequena diminuição nas seis primeiras profundidades e tiveram um ligeiro aumento nas 3 profundidades intermediárias posteriores e depois sofreram uma considerável diminuição nas três últimas profundidades. Os resultados numéricos destes parâmetros são fornecidos pela Tabela 2.

Teor de Matéria Orgânica

O teor de matéria orgânica do solo, conforme Figura 16c, apresentou consideráveis variações de uma profundidade para outra. A porcentagem de matéria orgânica contida no solo apresentou seu máximo valor 4,40% e seu mínimo valor

de 1,49%. Os demais dados numéricos são fornecidos pela Tabela 5.

Triaxial

a) Não Adensado e Não Drenado

Foi observado no ensaio não adensado não drenado conforme mostra as Figuras 16a e 16b, onde apresentou um valor de C_u aumentando com a profundidade e ϕ apresentando em torno de 0°. Para este ensaio não drenado rápido foram encontrados, o máximo valor para C_u de $0,2 \text{ kg/cm}^2$ e o mínimo de $0,03 \text{ kg/cm}^2$, e para o máximo valor de ϕ de 3° e o mínimo de 0°. Os demais valores numéricos para C_u e ϕ são encontrados na Tabela 5, e as curvas de tensão-deformação, assim como os cálculos de Mohr são fornecidos pelo Apêndice 2.

b) Adensado Drenado

O ensaio adensado drenado, foi realizado em uma profundidade média (ã 10,0 m), conforme mostra Figura 2 do Apêndice 2, onde apresentou um valor de C_d , bem reduzido com $0,02 \text{ kg/cm}^2$ e ϕ com 7,2°. Estes resultados são mostrados em observação na Tabela 5.

Vane Test de Laboratório (Amostras Indeformadas)

Na Figura 17, observa-se um ligeiro aumento da coesão não drenada de amostras indeformadas C_u medida no laboratório com a profundidade, a partir da profundidade de 8 m.

A C_u apresentou um valor máximo de $0,27 \text{ kg/cm}^2$

e um valor mínimo de $0,11 \text{ kg/cm}^2$. Os demais dados numéricos são fornecidos pela Tabela 6.

Vane Test de Laboratório (Amostras Amolgadas)

Na Figura 17, observa-se que, nas quatro primeiras profundidades houve uma distorção nos resultados de Cud. A partir da profundidade de 8,0 m em diante houve um considerável aumento na coesão não drenada de amostras deformadas medidas no laboratório. A Cud apresentou um valor máximo de $0,10 \text{ kg/cm}^2$ e um valor mínimo de $0,04 \text{ kg/cm}^2$. Os demais dados numéricos são fornecidos pela Tabela 6.

Penetração Dinâmica (SPT)

O número de golpes N necessários para penetrar 30 cm no solo estudado foi muito baixo, e menor do que 1 (um), em todas as profundidades da camada de argila orgânica. $N < 1$.

Vane Test In Situ (Amostras Indeformadas)

Conforme Figura 18b, a coesão não drenada de amostras indeformadas medida no campo Cui, em função da profundidade apresentou de uma maneira geral um pequeno aumento nas partes mais profundas, porém, com alguns valores mais elevados em determinadas profundidades intermediárias.

A Cui, apresentou seu máximo valor de $0,35 \text{ kg/cm}^2$, e seu mínimo valor de $0,16 \text{ kg/cm}^2$. Os demais resultados numéricos são fornecidos pela Tabela 6.

Vane Test In Situ (Amostras Amolgadas)

A Figura 18b, mostra que a coesão não drenada de amostras deformadas C_{ud} , medida "in situ" em função da profundidade, apresentou um pequeno aumento nas partes mais profundas, porém em algumas profundidades intermediárias foram verificados pequenos acréscimos no seu valor.

A coesão não drenada de amostras deformadas apresentou seu máximo valor de $0,20 \text{ kg/cm}^2$ e seu mínimo valor de $0,05 \text{ kg/cm}^2$, os demais resultados numéricos são dados pela Tabela 6.

Penetração Estática (Rp)

Conforme Figura 18a, a resistência de ponta R_p aumentou com a profundidade. O máximo valor encontrado para R_p foi de 10 kg/cm^2 , enquanto que o mínimo foi de 2 kg/cm^2 . Os demais dados numéricos de R_p são fornecidos pela Tabela 6.

Coesão não Drenada de Amostras Amolgadas em Função do Teor de Umidade

Observa-se através da Figura 19, que a coesão não drenada diminui sensivelmente com o aumento do teor de umidade. Para um teor de umidade de 77,4% foi encontrada uma coesão de $0,06 \text{ kg/cm}^2$ e para um teor de umidade de 97,0% foi encontrada uma coesão de $0,03 \text{ kg/cm}^2$. Os demais dados numéricos são fornecidos pela Tabela 5.

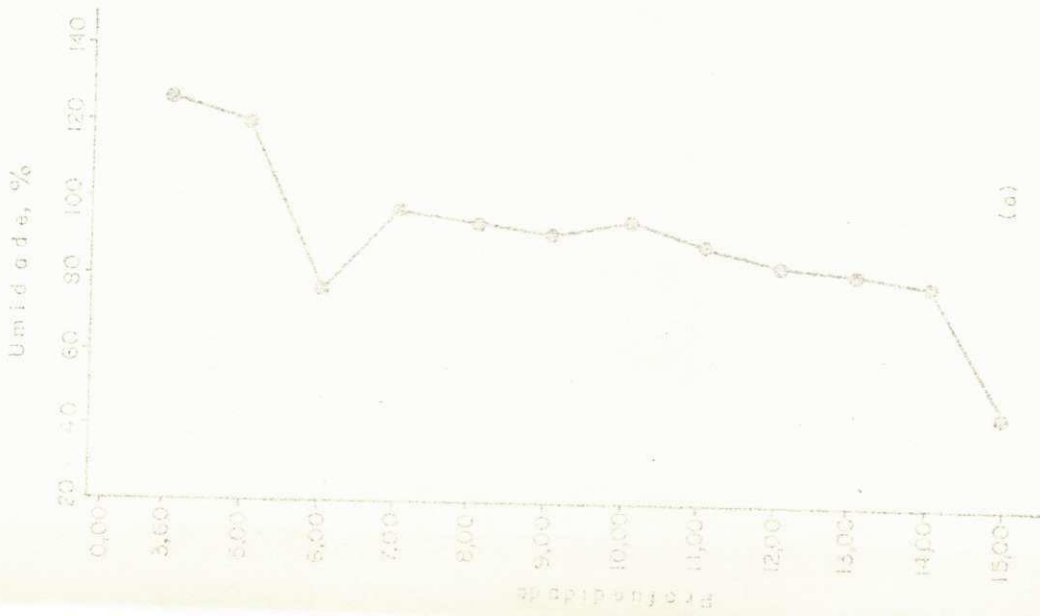
Peso Específico Aparente Seco
em Função do Teor de Umidade

O peso específico aparente seco diminuiu consideravelmente com o acréscimo do teor de umidade (ver Figura 20). Para um teor de umidade de 77,3% o peso específico aparente seco correspondente é de $0,92 \text{ g/cm}^3$ e para um teor de umidade de 127,6% o peso específico aparente seco correspondente é de $0,59 \text{ g/cm}^3$. Os demais dados numéricos não apresentados na Tabela 3.

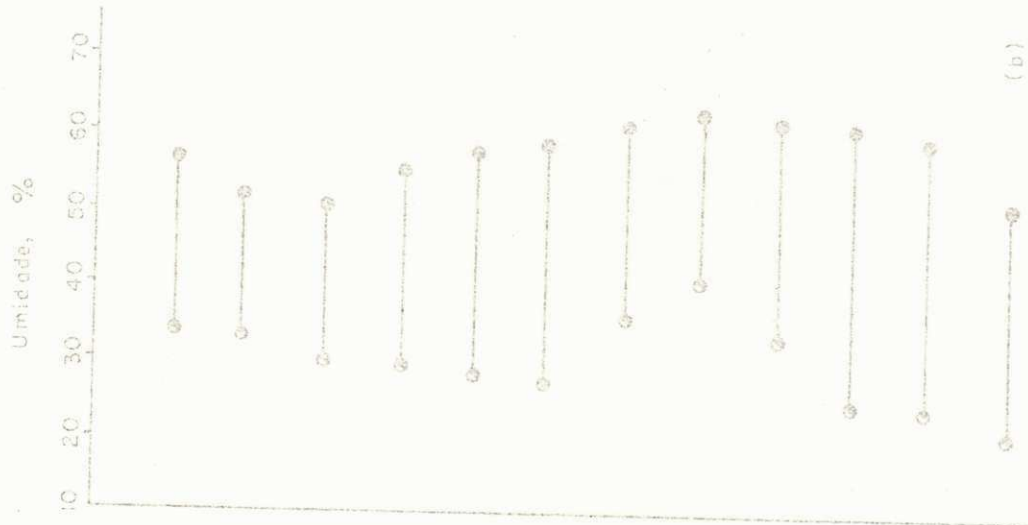
Figura 15c - Variação do peso específico úmido com a profundidade.

Figura 15b - Variação da umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade e Índice de plasticidade com a profundidade.

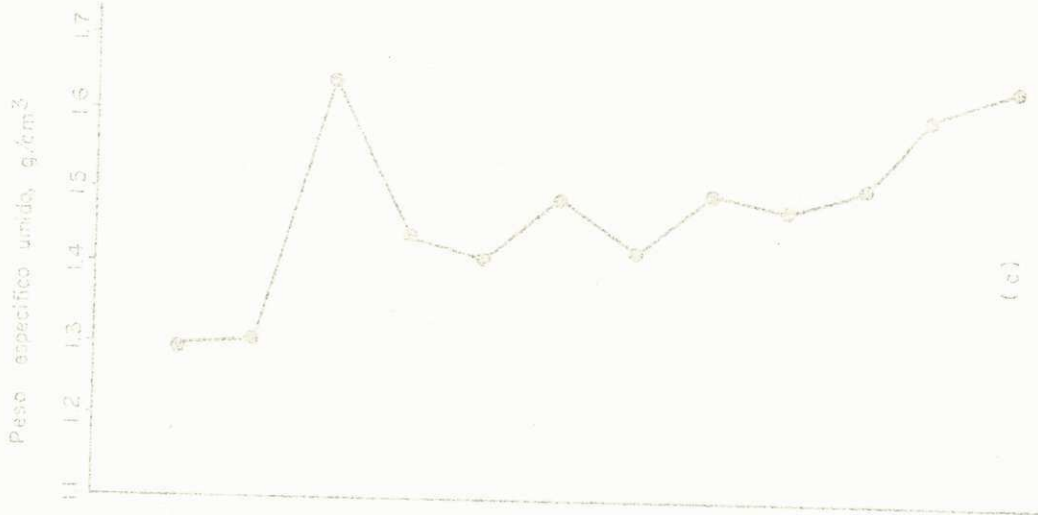
Figura 15a - Variação da umidade natural com a profundidade.



● Umidade natural



● Limite de Liquidez
● Limite de Plasticidade
— Índice de Plasticidade



(c)

(b)

(a)

Figura 16c - Variação da porcentagem de Matéria Orgânica com a profundidade.

Figura 16b - Variação do ângulo de atrito com a profundidade.

Figura 16a - Variação da coesão não drenada indeformada obtida através do ensaio triaxial com a profundidade.

Figura 17 - Variação da coesão não drenada indeformada e amolgada obtida através do Vane Test de laboratório em função da profundidade.

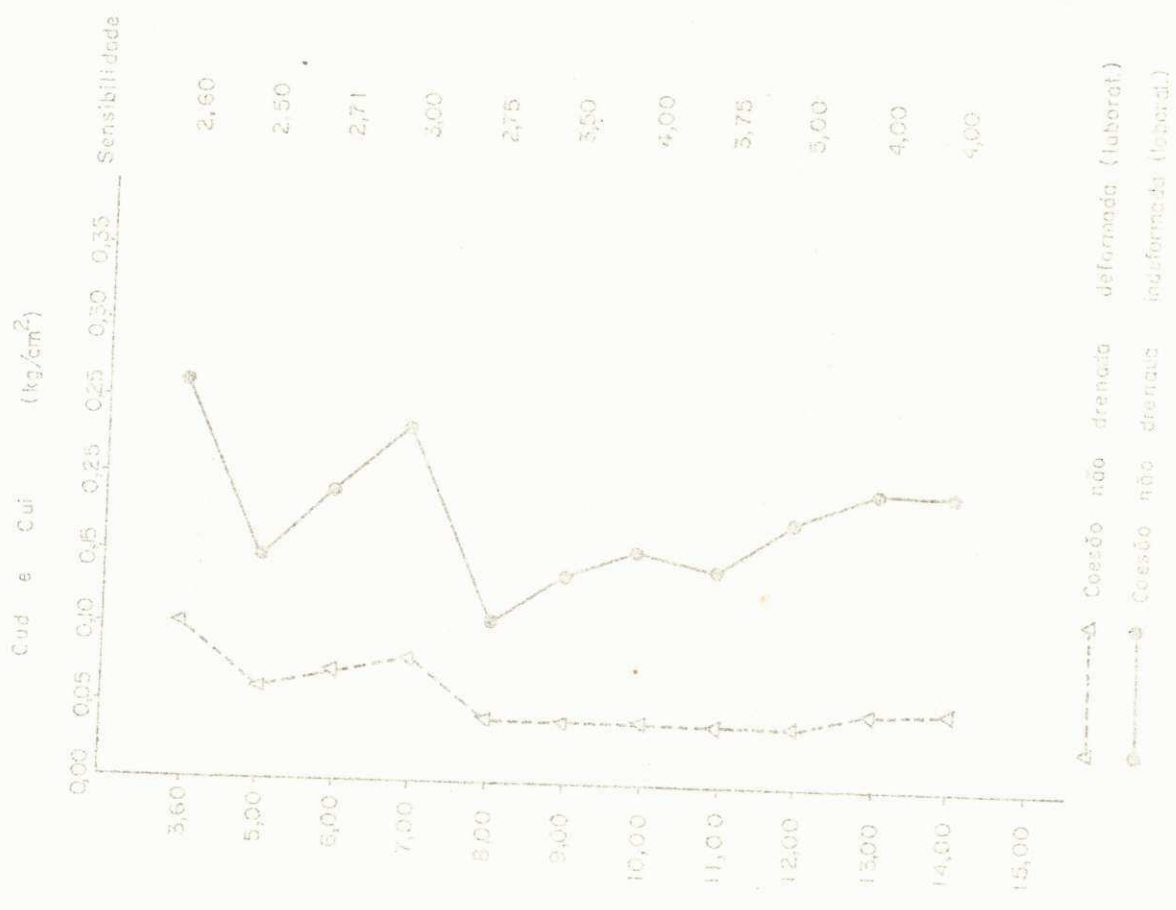
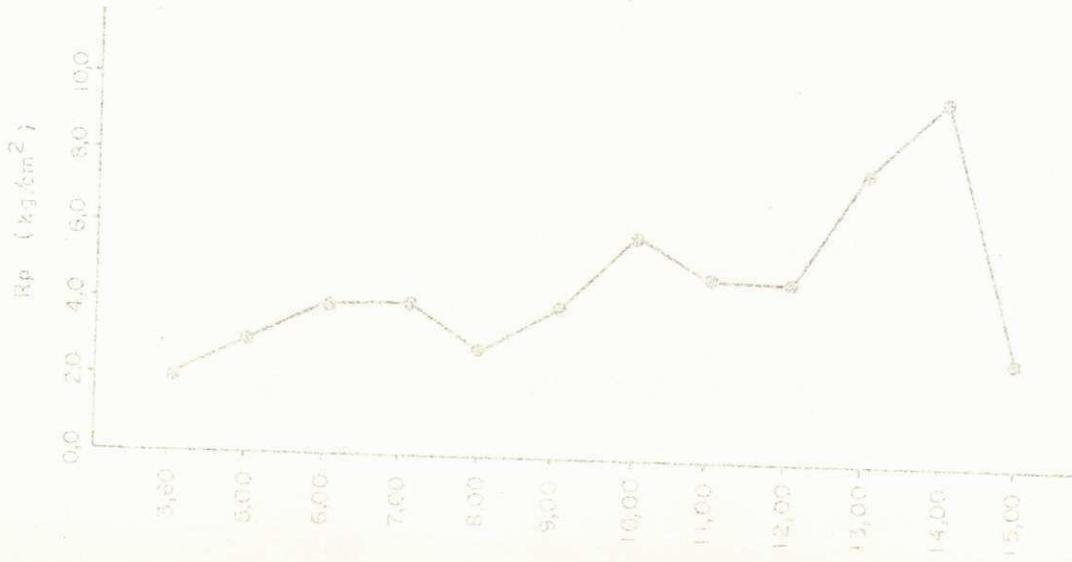
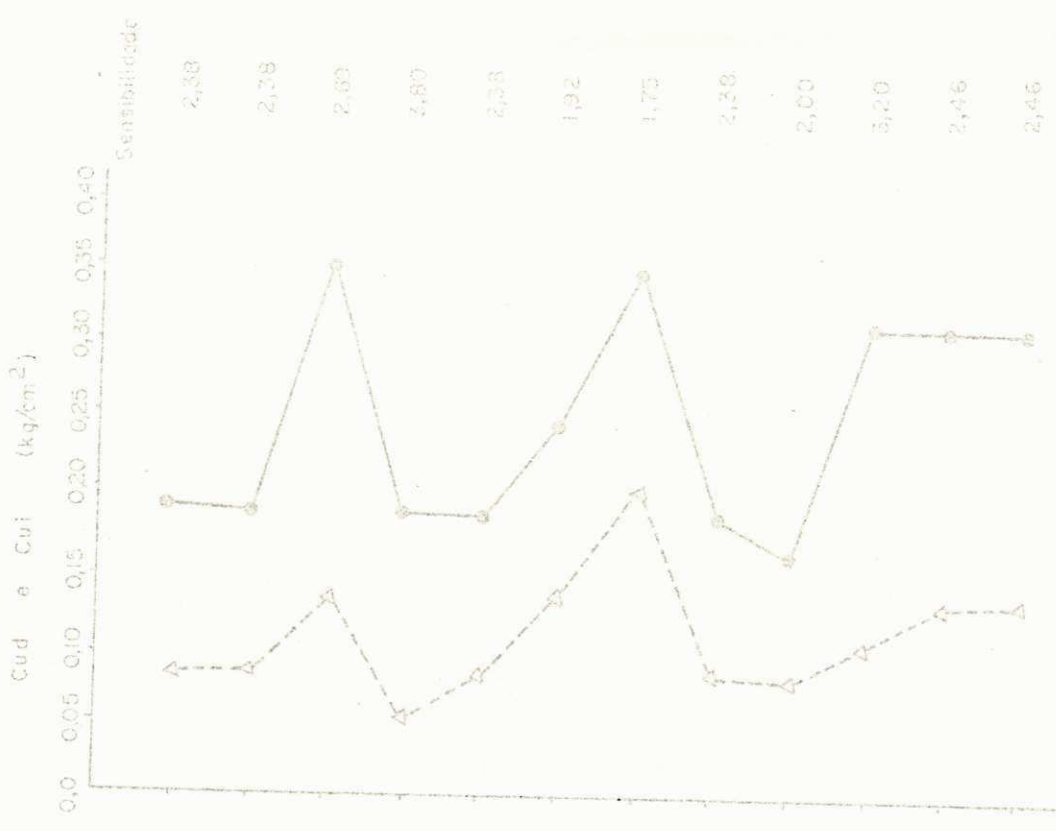


Figura 18b - Variação da coesão não drenada indeformada e amolgada obtida através do Vane de Campo em função da profundidade.

Figura 18a - Variação da resistência de ponta obtida através do ensaio de penetração estática com o equipamento Deep Sounding em função da profundidade.



(c)



Δ---Δ Coesão não drenada deformada (campo)
 ●---● Coesão não drenada indeformada (campo)
 (b)

Figura 19 - Variação da coesão não drenada de amostras amolgadas de laboratório com o teor de umidade.

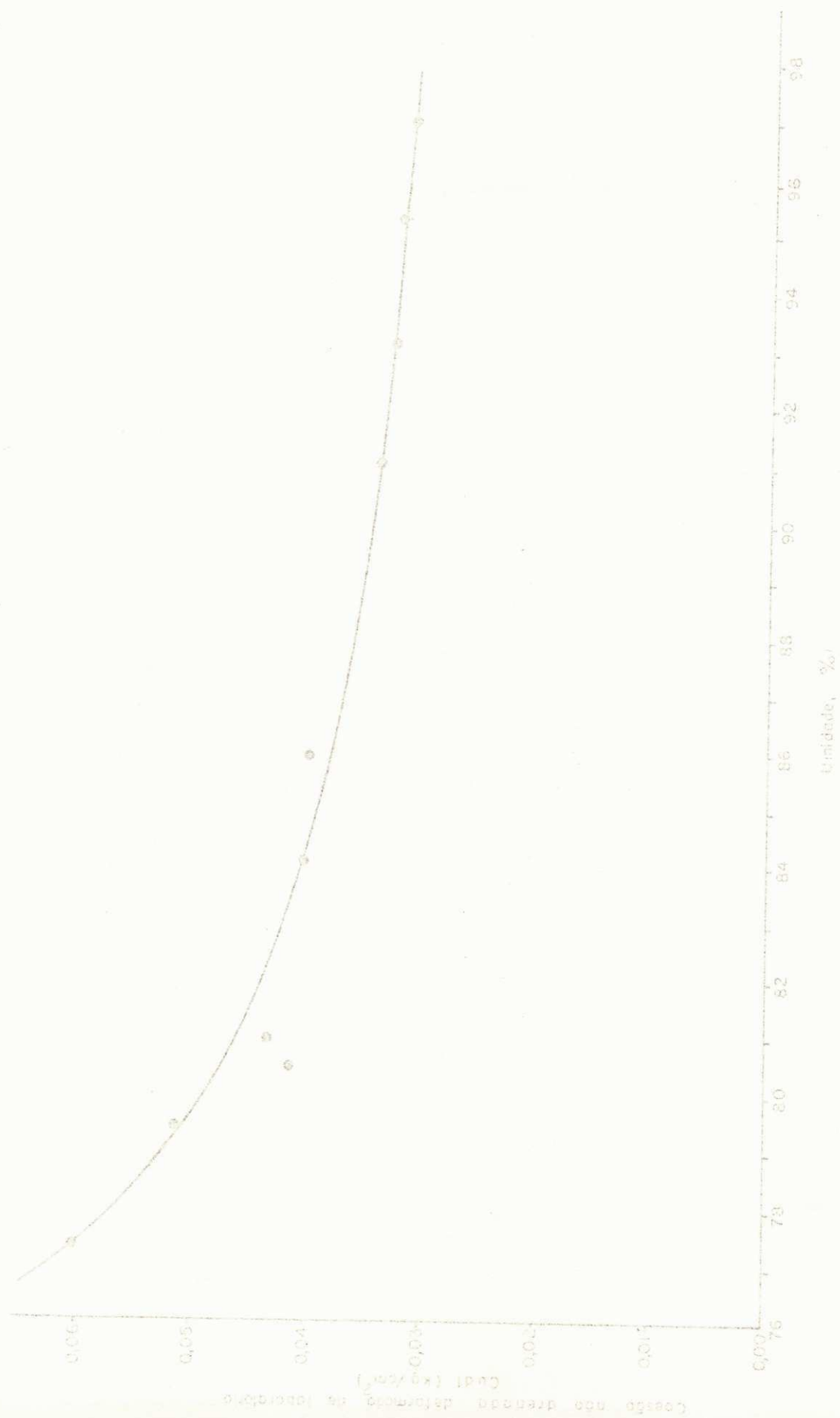


Figura 20 - Variação do peso específico aparente seco com o teor de umidade.

Figura 21 - Variação do índice de consistência com o teor de umidade.

CAPÍTULO VIII

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Introdução

A discussão será feita com a finalidade de analisar os parâmetros de resistência da camada de argila orgânica estudada e classificá-la segundo a consistência e sensibilidade assim como, analisar as possíveis correlações que poderão existir entre os parâmetros medidos durante a pesquisa.

Parâmetros de Resistência da Camada de Argila Através dos Resultados Obtidos no Campo

Verificou-se através dos ensaios de resistência à penetração dinâmica feito com o equipamento SPT, em que o número de golpes N necessários para fazer o amostrador padrão penetrar 30 cm no solo sob ação de golpes, apresentou pequenas variações com a profundidade. A argila orgânica estudada oferece resistência muito pequena à penetração do amostrador padrão, onde foi ob

servado que a resistência oferecida pela argila foi de $N = 1,0$ com isto verificou-se que, a argila estudada apresenta baixa consistência, e Lambe (1), Caquot (51) e Moraes (40) classificam este solo segundo a consistência, como uma argila muito mole.

O ensaio de Vane Test "in situ" foi executado em duas fases: com o solo no seu estado indeformado, e no seu estado amolgado consecutivamente para o teste de resistência ao cisalhamento no campo.

A coesão não drenada indeformada medida no campo, Cui aumentou levemente com a profundidade; foram observados neste ensaio que, em duas partes da camada de argila orgânica nas profundidades de 6,0 m e 10,0 m, a argila ofereceu maiores resistências ao movimento das palhetas do Vane. Na profundidade de 6,0 m, supõe-se que este fato se verificou devido a existência de uma leve porção de areia; já, na profundidade de 10,0 m, acredita ser devido a existência de diversas conchas e mariscos encontrados nessa profundidade. No ensaio de Vane Test, foi verificado que a coesão não drenada deformada de campo C_{ud} , em função da profundidade, apresentou as mesmas configurações do estado indeformado da argila, apenas com valores de resistência bem inferiores (ver Figura 18 b). O fato da coesão não drenada deformada de campo apresentar seus valores inferiores aos indeformados, acredita-se, que é devido a perturbação no arranjo das moléculas e alteração da estrutura original do solo (8).

Através da razão entre a resistência ao cisalhamento da argila indeformada e a amolgada, foram determinados diferentes graus de sensibilidade "in situ", ora existentes em todas as profundidades estudadas na camada de argila orgânica.

O termo "Sensibilidade", indica o efeito do

amolgamento na consistência de uma argila sem considerar a natureza física das causas da mudança (2). Neste trabalho, os graus de sensibilidade encontrados, para as diversas profundidades estudadas na camada da argila orgânica, apresentaram valores um tanto variáveis. Terzaghi e Peck (2) afirmam que, o grau de sensibilidade é diferente para as diferentes argilas e, pode ser também, diferente para a mesma argila a diferentes teores de umidade. Foi encontrado para o grau de sensibilidade um valor mínimo de 1,7 e um máximo de 3,8. Segundo Terzaghi e Peck (2), estes resultados correspondem a uma argila de baixa sensibilidade, já que, as argilas sensíveis eles admitem quando o grau de sensibilidade varia de 4 a 8.

A resistência de ponta aumentou consideravelmente com a profundidade (ver Figura 18 a). Isto mostra que a argila orgânica estudada é mais consolidada à medida que aumenta a profundidade, proporcionando assim, uma maior resistência ao penetrômetro estático (Deep Sounding). Os valores de R_p variaram de 2 kg/cm^2 a 10 kg/cm^2 . Os valores 8,0 e $10,0 \text{ kg/cm}^2$ de R_p foram obtidos nas profundidades de 13,0 e 14,0 m respectivamente, onde o solo ofereceu maiores resistências à penetração da ponta cônica (ver Tabela 6).

Parâmetros de Resistência Obtidos Através dos Resultados Obtidos no Laboratório

A coesão não drenada em função da profundidade apresentou um valor alto na profundidade de 3,60 m medida na camada argila, supõe-se, que é devido a existência de restos vegetais e influência da camada de aterro, depois, baixando-se para posterior acréscimo à medida que a profundidade vai aumentando.

O ângulo de atrito apresentou pequenos acrés

cimos com a profundidade, porém, obteve valores mais elevados nas profundidades de 6,0m e 7,0m, presume-se, que é devido a existência de uma leve porção de areia existente nessas profundidades. No ensaio não adensado não drenado (rápido) foi encontrada uma coesão média de $0,12 \text{ kg/cm}^2$ ao passo que, no ensaio adensado drenado (lento) o ângulo de atrito encontrado foi de $7,4^\circ$ (ver Figuras 2 e 4, do apêndice 2). Verificou-se que a argila apresentou maior resistência quando foi submetida a boas condições de drenagem. Isto justifica-se pelo fato de que, a existência de um sistema drenante dissipa mais rapidamente as sobrepressões da água fazendo, a transferência das tensões para a estrutura sólida; aumentando desta forma, contactos intergranulares e, conseqüentemente aumentando o ângulo de atrito interno da argila. Esse fato foi comprovado através de observação resultante de um aumento de $7,2^\circ$ do ângulo de atrito ao passar das condições não drenada para as condições drenantes.

A tensão de ruptura σ_r verificado através do teste de compressão simples (ver Figura 3 do apêndice 2), apresentou um valor de $0,34 \text{ kg/cm}^2$ que, corresponde a $\sigma_r = 2c$ onde $c = 0,17 \text{ kg/cm}^2$ e Moraes (40) classifica a referida argila segundo sua consistência como muito mole.

Para os testes de resistência ao cisalhamento empregado no Vane Test de laboratório, foram executados conseqüentemente testes, empregando amostras indeformadas e amostras amolgadas com a umidade da argila ainda no estado natural. A coesão não drenada indeformada, medida no laboratório, aumentou consideravelmente com a profundidade (conforme Figura 17 b), porém, nas quatro primeiras profundidades (3,60m; 5,0m; 6,0m e 7,0m) foram encontrados valores muito mais elevados, acredita-se, que é devido a existência de detritos orgânicos, restos vegetais e influência de materiais da camada de aterro, os quais proporcionaram à argila condições de resistir ao movimento das palhetas do Vane no

interior do solo, assim sendo, esse resultado representaria a resistência ao cisalhamento do solo incluindo a parcela correspondente ao atrito. Considerando os resultados obtidos pelo Vane Test de laboratório a partir da profundidade de 8,0m da camada de argila, a coesão não drenada indeformada, medida no laboratório, apresentou um valor médio de $0,15 \text{ kg/cm}^2$. Quando se realiza o Vane Test de laboratório para amostras deformadas, amostras estas, amolgadas no local de ensaio, observa-se que, estas perdem grandes resistências devido ao efeito do amolgamento, e apresentam valores da coesão menores que os das profundidades correspondentes aos ensaios realizados com amostras indeformadas. Esta perda de resistência é devido a perturbação no arranjo das moléculas e alteração da estrutura original do solo (8). Conforme o fato citado em que as quatro primeiras profundidades da camada de argila orgânica ofereceram maiores resistências ao movimento das palhetas do Vane, fato este que, se repetiu também nos ensaios com amostras amolgadas. Considerando também os resultados a partir da profundidade de 8,0 m da camada de argila orgânica, a coesão não drenada de amostras deformadas apresentou um valor médio correspondente a $0,043 \text{ kg/cm}^2$.

Através da razão entre a resistência ao cisalhamento da argila indeformada e amolgada, foram determinados os diferentes graus de sensibilidades de laboratório existente em todas as profundidades da camada de argila orgânica. Da mesma maneira já descrita neste capítulo para os ensaios "in situ". Observa-se pela Tabela 6, que o grau de sensibilidade determinado no laboratório, apresentou um ligeiro aumento com a profundidade. Os resultados obtidos para os graus de sensibilidade nas diversas profundidades da camada de argila orgânica apresentaram como valor mínimo 2,50 e valor máximo 5,0. No caso do grau de sensibilidade

da argila medido no laboratório, pode-se classificá-la como uma argila de baixa sensibilidade segundo a classificação feita por Terzaghi e Peck (2), já descrita neste capítulo para os ensaios "in situ". A sensibilidade da argila apresentou um valor médio de 2,38 "in situ" e um valor de 3,30 no laboratório. Através desses resultados encontrados pode-se constatar a baixa sensibilidade da argila orgânica. Essa diferença observada entre a sensibilidade "in situ" e a sensibilidade de laboratório, é atribuída ao fato de que seja provocada pelas diferenças de tamanho e formato das palhetas usadas no campo e no laboratório.

Os resultados observados no Capítulo VI, mostram que os índices de consistência da argila orgânica estudada, aumentou com a profundidade. Com exceção da última profundidade à 15m o IC, apresentou valores negativos nas demais profundidades. Com bases nos valores de IC negativos, a argila estudada é classificada como uma argila muito mole (52).

A consistência do solo através dos limites de Atterberg conforme já citado no Capítulo VII, é mostrado pela Figura 15 b em que os limites de liquidez e plasticidade em relação à profundidade, sofreram uma pequena diminuição nas primeiras profundidades e tiveram um ligeiro aumento nas profundidades intermediárias posteriores e depois sofreram uma considerável diminuição nas três profundidades de 10 m, 11 m e 12 m, e o aumento nos limites de plasticidade foi maior que nos limites de liquidez. Por esta razão, os índices de plasticidade sofreram maiores quedas nessas profundidades. Com um valor do limite de liquidez médio de 59,06% e um índice de plasticidade médio de 31,45% a argila estudada é classificada como uma argila orgânica de alta plasticidade (2).

O teor de umidade diminui consideravelmente

com a profundidade. A umidade natural do solo apresentou valores bem elevados nas duas primeiras profundidades da camada de argila orgânica, depois permanecendo praticamente constante (ver Figura 15 a). Foi observado uma queda de teor de umidade na profundidade de 6 m e uma queda brusca na profundidade de 15 m.

O peso específico úmido (γ), aumentou consideravelmente com a profundidade (ver Figura 15 c). Em relação ao peso específico úmido, o valor médio encontrado foi de $1,51 \text{ g/cm}^3$, que, segundo Terzaghi e Peck (2) a argila é classificada como argila mole ligeiramente orgânica.

Pela Tabela 1, nota-se que a densidade real do solo apresentou valores relativamente baixos. Nas duas primeiras profundidades (3,60 e 5,0 m), o solo apresentou valores de densidade real bem inferiores às demais. Isto deve-se atribuir a maiores quantidades de turfas e restos vegetais em decomposição existentes nessas profundidades. Nas profundidades de 6,0m e 7,0m a densidade real apresentou valores mais elevados. O valor médio encontrado para densidade real foi de 2,63.

Conforme a Figura 1 do apêndice 2, a argila orgânica estudada apresentou uma percentagem correspondente a 0,22% retido na peneira de malhas 0,6mm e uma percentagem de 2,087% retida na peneira de malhas 0,074mm (esse intervalo corresponde a areias média e fina, com maiores predominâncias de areias finas). No ramo correspondente à diâmetros inferiores a 0,074mm o solo apresentou em maior escala a presença de silte e argila, com predominância de argila. Pela curva granulométrica (Figura nº 1 citada) pode-se notar que o solo consiste de silte e argila, com uma fração muito pequena correspondente à faixa das areias médias e finas.

O teor de matéria orgânica aumentou com a pro

fundidade (ver Figura 16 c). Nota-se então que a matéria orgânica está concentrada em maior quantidade nas camadas mais profundas. O mínimo valor de %M.O. encontrado foi de 1,84% enquanto que o maior foi de 4,41%. Na profundidade de 9,0m foi verificado uma queda na %M.O., onde a camada de argila estudada apresentou seu valor mínimo (ver Tabela 5).

Correlações entre os Parâmetros de Resistência

As correlações efetuadas tem a finalidade de analisar as relações lineares existentes entre os parâmetros de resistência. Estas correlações efetuadas neste capítulo, tomaram por base os resultados numéricos obtidos durante a pesquisa. Foi observado inicialmente, equações, do tipo $(Y = A_2 x + A_1)$ com a finalidade de obter relações lineares na mesma profundidade para cada conjunto de pontos; e do tipo $(Y = B x)$. Para cada equação do tipo $(Y = A_2 x + A_1)$ foi obtido também um coeficiente de correlação (r) através de programas de computador com a finalidade de analisar a validade dessas relações lineares efetuadas para cada conjunto de pontos (53, 54, 55).

De uma maneira geral as correlações efetuadas possuem validades estatísticas discutíveis, devido ao fato de seus coeficientes de correlações apresentarem valores relativamente baixos (54).

As relações lineares encontradas para cada conjunto de pontos são apresentadas a seguir, com seus respectivos valores de r , através das equações do tipo $(Y = A_2 x + A_1)$ e do tipo $(Y = Bx)$, respectivamente;

Coesão não Drenada indeformada de Campo (Cui) e Coesão Não Drenada Deformada de Campo (Cud)

$$Cui = 2,27 Cud + 0,11 \quad r = 0,81 \quad (\text{Fig. 22}) \quad 8.1$$

$$Cui = 2,38 Cud \quad 8.2$$

Coesão Não Drenada Indeformada de Lab. e Coesão
Não Drenada Indeformada de Campo

$$Cui_{(lab)} = - 0,06 Cui_{(campo)} + 0,19 \quad r = 0,09 \quad 8.3$$

$$Cui_{(lab)} = 0,69 Cui_{(campo)} \quad (\text{Figura 23 a}) \quad 8.4$$

Limite de Liquidez (W_1) e Percentagem de
Matéria Orgânica (%M.O.).

$$\text{Equação 4 a \% M.O.} = 0,11 W_1 - 3,08 \quad r = 0,53 \\ (\text{fig. 23 b}) \quad 8.5$$

$$\text{Equação 4 b \% M.O.} = 0,06 W_1 \quad 8.6$$

Coesão Não Drenada Indeformada de Laboratório (Cui e
Coesão Não Drenada Deformada de Laboratório (Cud)

$$Cui = 1,77 Cud + 0,08 \quad r = 0,81 \quad (\text{Fig. 24}) \quad 8.7$$

$$Cui = 3,30 Cud \quad 8.8$$

Coesão Não Drenada Indeformada de Campo (Cui) e
Resistência de Ponta do Deep Sounding (R_p)

$$Cui = 0,02 R_p + 0,17 \quad r = 0,48 \quad (\text{Fig. 25 a}) \quad 8.9$$

$$Cui = 0,05 R_p \quad 8.10$$

Coesão Não Drenada Indeformada de Laboratório (Cui)
e Resistência de Ponta do Deep Sounding (R_p)

$$\text{Equação 9 a } C_{ui} = 0,001 R_p + 0,17 r = 0,07$$

(Fig. 25 b)

$$8.11$$

$$\text{Equação 9 b } C_{ui} = 0,03 R_p$$

$$8.12$$

Verifica-se através da equação 8.2 e Figura 22, que, a sensibilidade da argila encontrada, como sendo a razão entre a coesão não drenada indeformada e deformada oriundas do Vane de campo, apresentou um valor de 2,38, podendo ser considerada como uma argila de baixa sensibilidade. Fato este que mostra pequenas variações no comportamento das argilas orgânicas de João Pessoa e Recife no que tange ao aspecto de sensibilidade, para as mesmas condições. Valdez (5) encontrou uma sensibilidade de 3,18 para as argilas do Recife.

Observa-se através da equação 8.4 e Figura 23a que, a coesão indeformada de laboratório é cerca de 69% da coesão indeformada de campo, havendo assim uma perda de resistência da ordem de 31% quando se analisa essa resistência no laboratório e isso atribui-se ao fato das amostras sofrerem perturbações no processo de retirada e transporte.

A sensibilidade da argila medida no laboratório apresentou um valor de 3,30. Acredita-se que esse valor foi superior a sensibilidade "in situ" 2,38, devido ao fato de que, as amostras consideradas deformadas no laboratório possuem um grau de amolgamento superior ao das amostras deformadas "in situ".

A razão entre a Resistência de Ponta obtida do Deep Sounding e coesão não drenada indeformada do Vane "in situ" R_p/C_{ui} , apresentou um valor igual a 20 concordando com os valores obtidos por Sanglerat (37) onde ele admite que,

$$10 \leq R_p/C_u \leq 20,$$

apesar de estar dentro desse intervalo discorda um pouco dos valores encontrados por Valdez (5) $R_p/Cu_{ic} = 12,5$, Meyerhof (39) $R_p/c = 10$ e Moraes (40) $R_p/c = 13,4$.

Dessas correlações efetuadas, as que apresentaram boas relações lineares de acordo com seus respectivos valores de r , foram entre:

$$Cud_{(campo)} \text{ e } Cui_{(campo)} \quad r = 0,81 \text{ (eq. 8.1)}$$

$$Cud_{(lab)} \text{ e } Cui_{(lab)} \quad r = 0,81 \text{ (eq. 8.7)}$$

$$W_1 \text{ e } \% \text{ M.O.} \quad r = 0,53 \text{ (eq. 8.5)}$$

$$Cui_{(campo)} \text{ e } R_p \quad r = 0,48 \text{ (eq. 8.9)}$$

Essas relações apesar de não possuírem um elevado grau de precisão em termos de validade estatística, as mesmas constituem importante informação para os problemas de engenharia de fundações, desde que sejam utilizadas por especialistas que tenham condições de discernir prováveis situações nas quais elas possam ser utilizadas.

Figura 22 - Coesão não drenada indeformada de campo (C_{ui}) e
coesão não drenada deformada de campo (C_{ud})

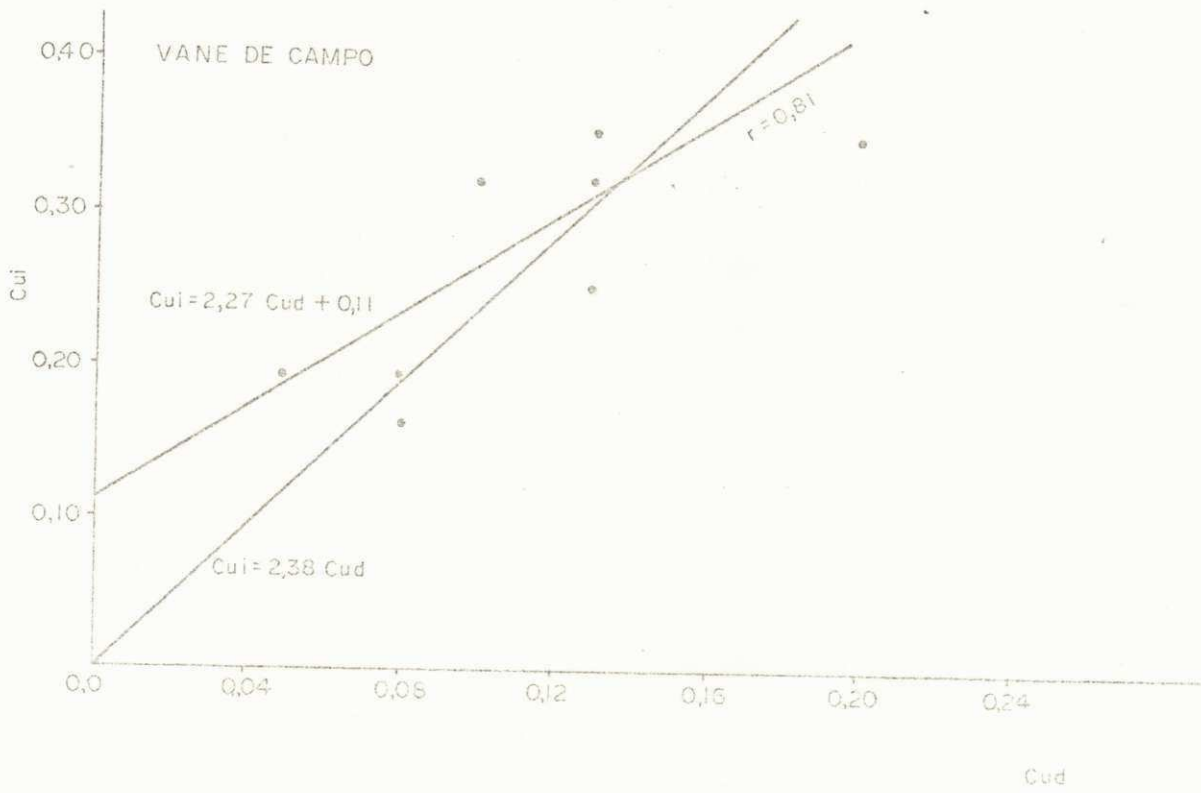


Figura 23 a - Coesão não drenada indeformada de laboratório
e coesão não drenada indeformada de campo

Figura 23 b - Limite de Liquidez (W_L) e Percentagem de Matéria Orgânica (% M.O.)

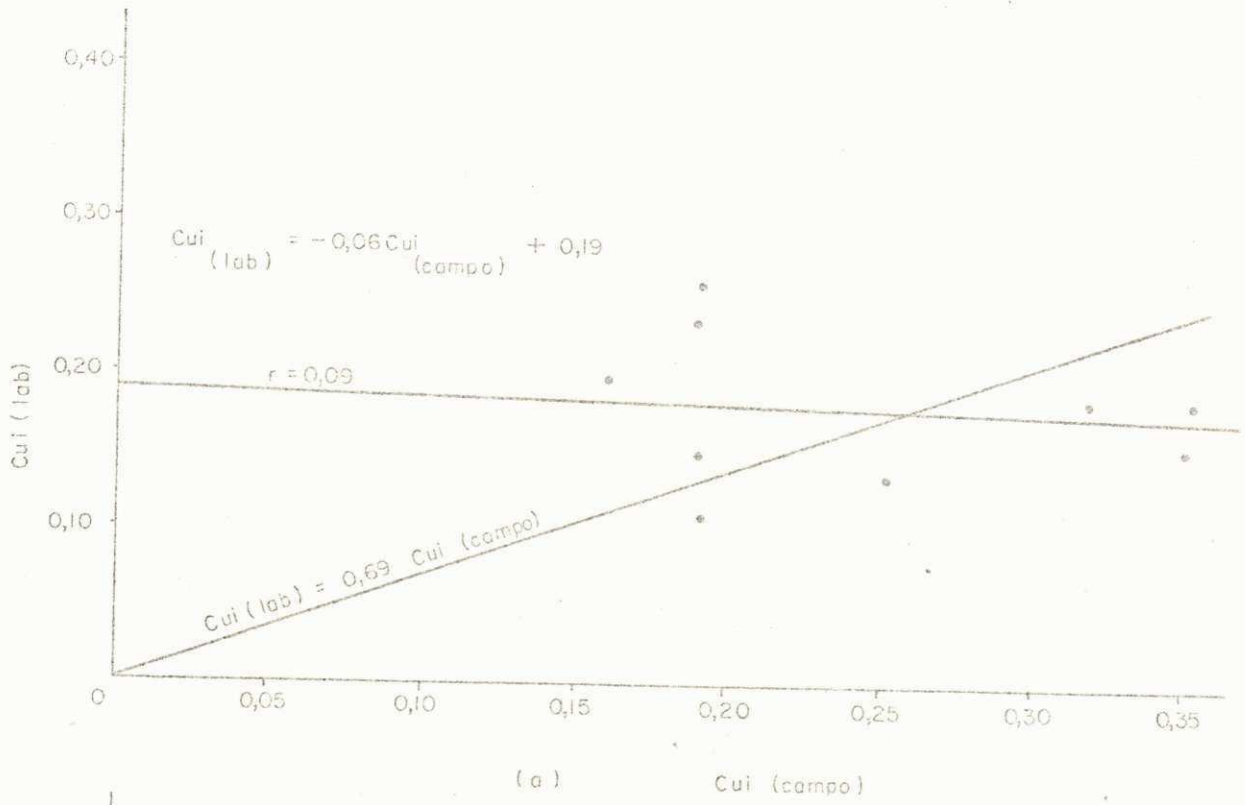
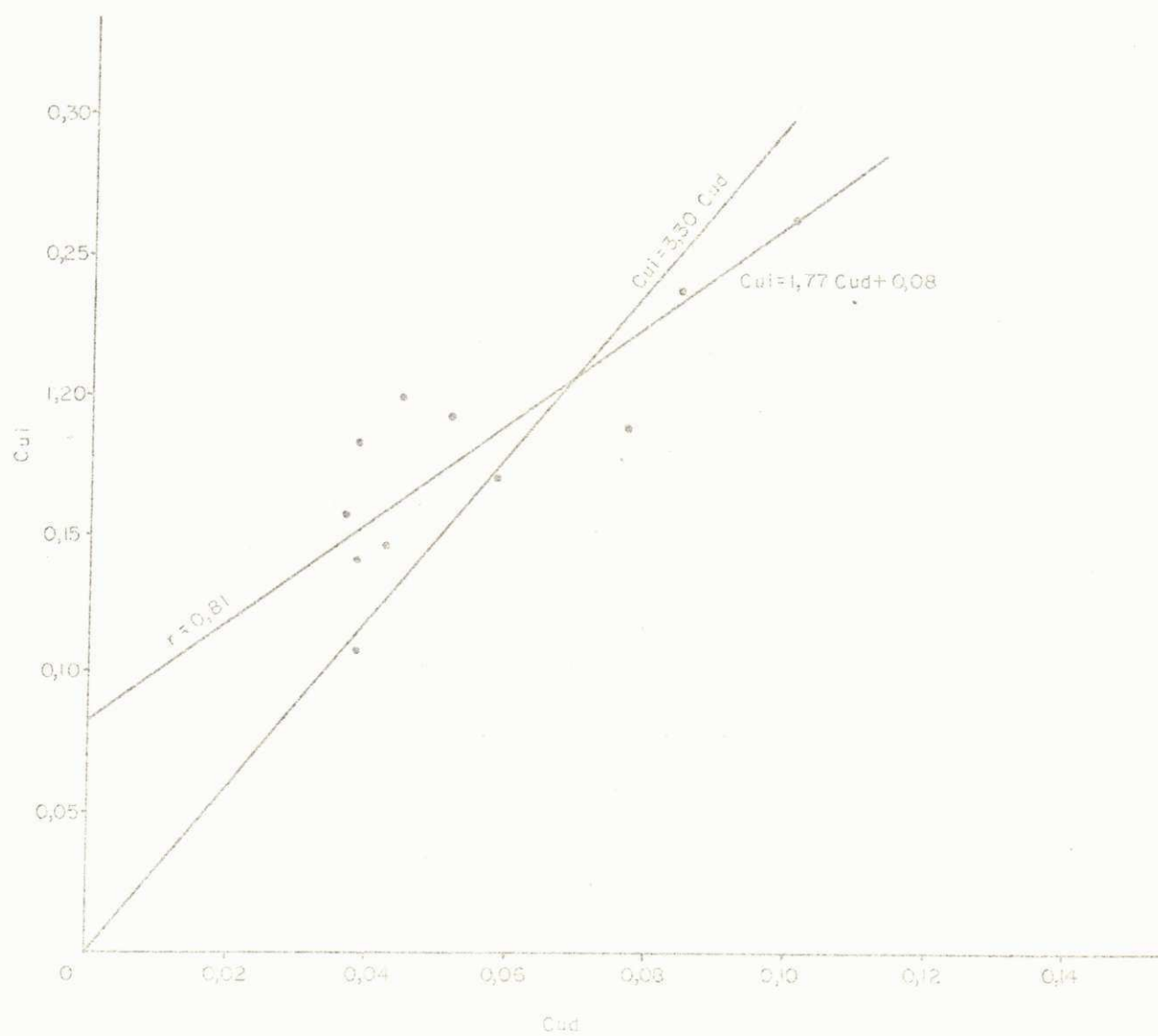


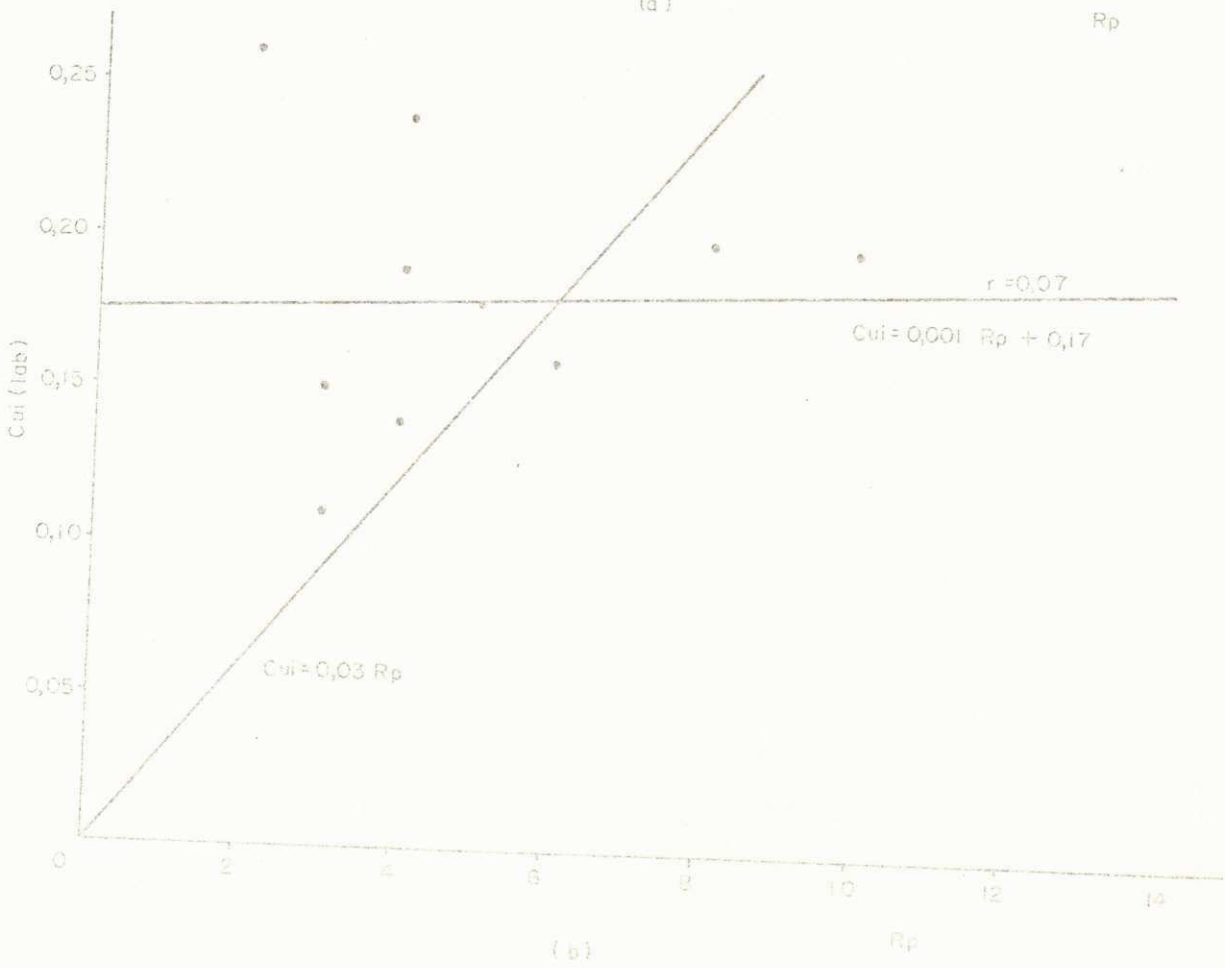
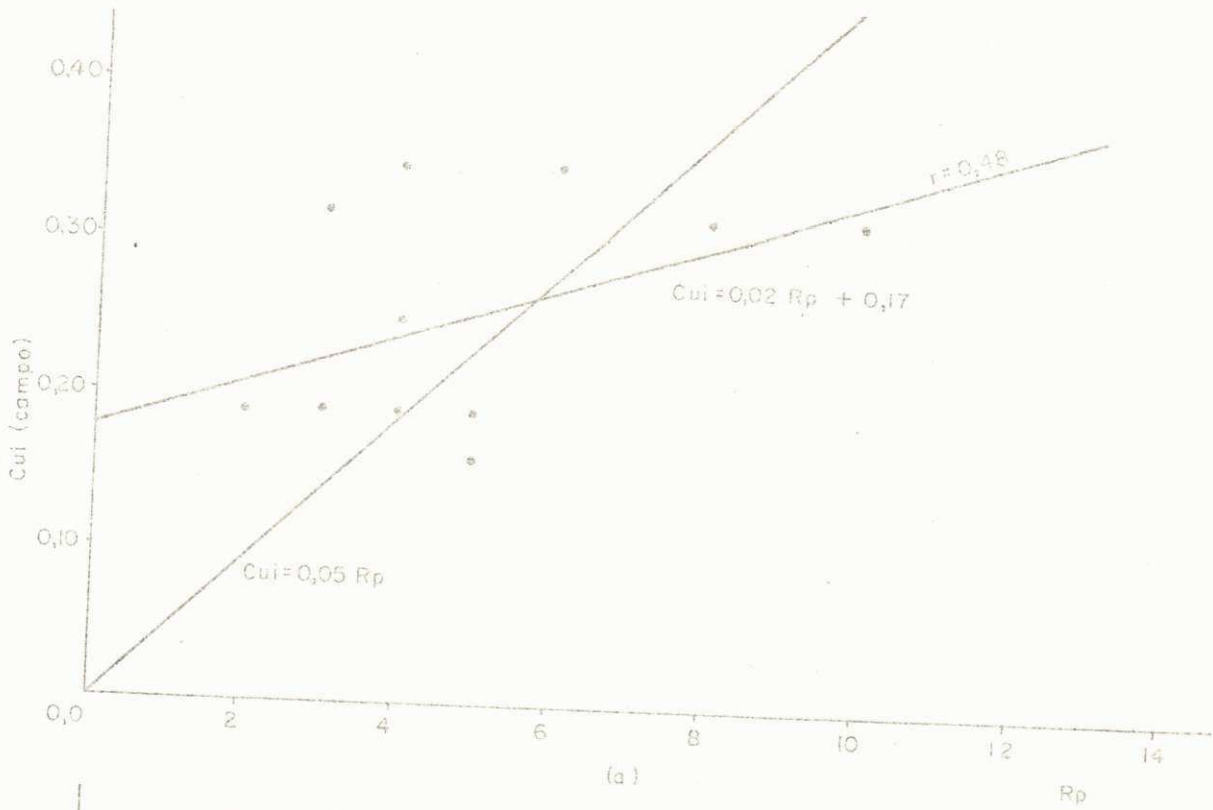
Figura 24 - Coesão não Drenada Indeformada de Laboratório (Cui) e Coesão não Drenada Deformada de Laboratório (Cui)



VANE DE LABORATÓRIO

Figura 25 a - Coesão não Drenada Indeformada de Campo (C_{ui})
e Resistência de ponta do Deep Sounding (R_p)

Figura 25 b - Coesão não Drenada Indeformada de Laboratório
(C_{ui}) e Resistência de ponta do Deep Sounding
(R_p)



CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES

Os resultados apresentados e discutidos neste trabalho permitem apresentar as seguintes conclusões:

- 1 - A argila orgânica investigada é classificada quanto a sua consistência, como sendo uma argila muito mole.
- 2 - Quanto a plasticidade é considerada como sendo altamente plástica.
- 3 - A argila possui baixa sensibilidade.
- 4 - O teor de matéria orgânica apresentou um valor mínimo de 1,49% e um valor máximo de 4,40%.
- 5 - O ângulo de atrito interno da argila apresenta um valor de 0° em um comportamento a curto prazo e um valor de $7,2^{\circ}$ em um comportamento a longo prazo.
- 6 - As resistências encontradas no laboratório representam

cerca de 70% da resistência real da argila in situ.

- 7 - As relações encontradas entre os diversos parâmetros de resistência, podem ser utilizadas na engenharia desde que se tenha bastante cautela e conhecimento sobre o assunto, devido ao fato de que a maioria delas não apresentam validade estatística.
- 8 - No teste de penetração dinâmica SPT foi encontrado $N < 1$.
- 9 - Os valores da penetração estática R_p , variaram de 2 kg/cm^2 a 10 kg/cm^2 .
- 10 - O teor de umidade da argila diminui com a profundidade.
- 11 - No caso da realização de obra de engenharia sobre essa camada de argila, aconselha-se devido ao fato da mesma possuir pequena resistência, a utilização de sistemas drenantes com a finalidade de levá-la a um comportamento de longo prazo, no qual a resistência da argila é aumentada consideravelmente.

CAPÍTULO X

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nos resultados observados através desta pesquisa limitada, é necessário que sejam feitos alguns estudos para a complementação global desta pesquisa e dar maiores esclarecimentos a respeito da "Argila Orgânica da Cidade de João Pessoa" razão pela qual sugere-se que, para a complementação desta pesquisa sejam feitos os seguintes estudos:

- 1 - Executar o mesmo trabalho feito nesta região específica, em outros locais da Cidade de João Pessoa onde há predominância desta Argila Orgânica a fim de aumentar a disponibilidade de dados a respeito da referida Argila.
- 2 - Fazer um estudo mais profundo das características da argila, em um comportamento a longo prazo.
- 3 - Estudar as características físico químicas e mineralógica da Argila Orgânica.

- 4 - Fazer um estudo completo sobre recalque de fundações, a fim de obter dados disponíveis para as fundações das futuras construções a serem realizadas nesta área.

- 5 - Fazer um estudo detalhado sobre a influência do "atrito negativo" proporcionado pela argila orgânica nas fundações em estacas, já que a camada de argila está compreendida entre uma camada incompressível e uma camada de aterro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. LAMBE T.W. Mecânica de Suelos - Editora Limusa México 1974 - Capítulo 29.
02. TERZAGHI K. e PECK Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia - Ao livro Técnico S.A. - Rio - 1961. Capítulos 1 e 2.
03. SOWERS, G. B. and Sowers, G.F. "Introductory Soil Mechanics and Foundations", Callier Macmillan International Editions - London - 1970. Capítulo 6.
04. HVORSLEV, M. J. Sub Surface Exploration and Sampling of Soils - U. S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station - Vicksburg, Miss - 1949.
05. VALDÊZ, B. S. Propriedades de Resistência de uma Argila Orgânica do Recife - Tese MSc - UFPb - Campina Grande - 1975.
06. PERLOFF, W. H. e OSTEBERG, J. O. - Effect of Stress History on Strength of Cohesive Soils - Highway Research Board - 1964 pp. No. 48.

07. CRAIG, R. F. Soil Mechanics - Van Nostrand Reinhold Company, New York - 1974.
08. CAPPER, P. L. and CASSIE W. F. The Mechanics of Engineering Soils E. & F. N. SPON - LONDON, 1971. Cap. 5.
09. SELIG, E. T. e Vey, e E. Piezoelectric Gages for Dynamic Soil Measurement - Highway Research Board - 1964 p.p. No. 48.
10. SCOTT, R. F. "Principles of Soil Mechanics", Wesley Publishing Comp. Inc. - London - 1965.
11. KÉZDI, A. "Handbook of Soil Physics", Vol. 1, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - 1974.
12. LAMBE, T. V. and WHITMAN, R. V. Soil Mechanics - Massachusetts Institute of Technology - 1969. Cap. 29.
13. YAMANOUCHI, T. and YASUHARA, K. Soils and Foundations Vol. 15, No. 1 - Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering - 1971.
14. HOUSEL, W. S., Discussion, Proc. ASCE, Vol. 91. SMI (comunicação privada Prof. Nishida).
15. BJERRUM, L., N. SIMONS and I. TORBLA - "Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay", Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems Vol. 1 - 1958.
16. PECK, R. B., y T. RAAMONT, "Foundation Behavior of Iron Ore Storage Yards" duscussion final. Proc. ASCE, Vol. 91. No. SM4 - 1965.

17. CASAGRANDE, A. and S. D. WILSON "Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content" - Geotechnique - Vol. 2. 1951.
18. RICHARDSON, A. H. Jr. and R. V. Whitman "Effect of Strain - Rate upon Undrained Shear Resistance of Saturated Remolded Fat Clay", Geotechnique, Vol. 13 No. 4 - 1964.
19. LO, K. Y. The Operational Strength of Fissured Clays, Geotechnique, Vol. 20, No. 1 - 1970.
20. PROTODYAKNOV, M. M. and Kofman, M. I. - Über Den Maßstabs effect Bei Untersuchung Von Glimmen and Kohle - 5 Landertreffen Int. Euros des Gebirgs Mechanik., Deutsche Akademie der Wissenschaften, 1964.
21. BISHOP, A. W. Discussion on Shear Strength of Stiff Clay. Proc. Geotechnical Conf. Oslo 2, - 1967.
22. LEONARDS, G. A. Foundation Engineering, Mac Graw-Hill, Civil Engineering Serie - London, 1962. Cap. 13.
23. BJERRUN, L. "Geotechnical Properties of Norwegian, Marine Clays", Geotechnique, Vol. 4, No. 2 - 1954.
24. GRAY, HAMILTON "Field Vane Shear Test of Sensitive Cohesive Soils" - Trans. American Society of Civil Engineers, Vol. 122 - 1957.
25. CAOLING, L and S. ODENSTAD "The Vane Borer: An Apparatus for Determining the Shear Strength of Clay Soils Directly in the Ground" - Royal Swedish Geotechnical Institute No. 2, Stockholm - 1950.

26. SKEMPTON, A. W. "Vane Tests in the Alluvial Plane of the River Forth Near Graugemouth" *Geotechnique*, Vol. 1, No. 2 - Paris - 1948.
27. GOUGHNOUR, R. D. and SALLBERG, J. R. - Evolution of the Laboratory Vane Shear Test - H. R. B. - pp. No. 48 1964.
28. BADILLO E. J. y RODRIGUEZ, A. R. *Mecánica de Suelos* Editorial Limusa - Wiley, S. A. - México - 1972.
29. SILFVEBERG, L. "Influence of Organic Matter on Differential Thermal Analysis of Clays" - A Critical Review of Existing Methods - Royal Swedish Geotechnical Institute Proceeding, No. 15, Stockholm - 1957.
30. HOSANG, J. R. and Locker, J. G. Discussion About Skempton, A. W. and Petley, D. J., "Ignition Loss and other properties of Peats and clays from Avonmouth, King's Lynn and Gramberry Moss", *Geotechnique* 20, No. 4 - 1970, *Geotechnique* 21, No. 4 - 1971.
31. SKEMPTON, A. W. and Petley, D. J. "Ignition Loss and other properties of Peats and Clays from Avonmouth, King's Lynn and Cramberry Moss" *Geotechnique* 20, No. 4 - 1970.
32. ARMAN, A. Discussion of the paper: Skempton, A.W. and Petley, D. J., 1970, 1971.
33. FOX, G. W. *Foundation Facts* - Vol IX, No. 1 - 1973.

34. MELLO, V. F. B. The Standard Penetration Test - Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Soil Mechanics and Foundations Engineering Vol. 1 - San Juan, Puerto Rico - 1971.
35. MALCEV, A. T. "Interpretation of Standard Spoon Penetration Test", Midland Soil Mechanics Soc. Symposium, Univ. of Birmingham. (comunicação privada).
36. BARBERIAM, D. Notas sobre investigação do sub-solo para fins de Engenharia - U.F.R.J. (COPPE) - 1971.
37. SANGLERAT, G. Le Penetrometre et la Reconnaissance des Sols. Dunod (Quoted by Cassan, Ref. 38).
38. CASSAN, M. Les Essais In Situ em Mecanique des Sols. Construction. Vol. 23, No. 10, 1968 and Vol. 24. No. 5. No. 8 - 1969.
39. MEYERHOF, G. G. Journal of the Soil Mechanics and Foundation A. S. C. E. - 1956.
40. MORAES, M. C. Estruturas e Fundações - Ed. Mc Graw Hill - Rio de Janeiro - 1976.
41. QUEIROZ, J. B. C. Algumas Propriedades Físico-Químicas e de Engenharia de uma Argila do Recife - Tese MSc UFPb - 1975.
42. LEUSSINK, H and WENZ, K.P. - Comparison of field Vane and Laboratory Shear Strengths of Soft Cohesive Soils. Karlsruhe Germany. (comunicação privada).

43. CARLSON, L. Determination in situ of the Shear Strength of Undisturbed Clay by means of a Rotating Auger - Sec. Int. Conf. Soil. Mech. - Rotterdam, 1948 Vol. 1.
44. NUNES, A. J. C. Curso de Mecânica dos Solos e Fundações Ed. Globo - Rio de Janeiro - 1958.
45. GOUDSCHE MACHINEFABRIK Sounding Apparatus Apparatus Suitable for a Maximum Load of 2.000 Kg. Goudsche Machinefabrick, N.-Y., Goonda, Netherlands, 1972.
46. D.N.E.R. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem Métodos de Ensaio - Divisão de Pesquisa Tecnológica - 1964.
47. BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BS. 1377 - Methods of Testing Soils For Civil Engineering Purposes - 1967.
48. JACKSON, M. L. - Análises Químicas de Suelos, Ediciones Omega, S. A., Barcelona 1970.
49. ASSUNÇÃO, R. M. V. e MORITA, T. Manual de Soluções, Reagentes e Solventes - Ed. Edgard Blucher Ltda. 1968.
50. KOLTHOFF, I. M. Y SANDELL E. B. Tratado de Química Analítica Cuantitativa - Editorial Nigar, S.R.L., Buenos Aires 1943.
51. CAQUOT, A e JERISSEL, J. Tratado de Suelos Interacción - Madrid - 1969.

52. MANUAL DO ENGENHEIRO, GLOBO Mecânica dos Solos e Fun-
dações - 4º Volume - Ed. Globo - Porto Alegre. 1975.
53. PARADINE, C. G. Métodos Estatísticos para Tecnólogos
Ed. Polígono - USP - 1974.
54. SPIEGEL MURRAY R. Estatística - Coleção SCHAUM Ed.
Mc Graw-Will do Brasil - Ltda. - 1970.
55. RUY AGUIAR Curso de Estatística - Ed. Ao Livro Técni-
co S.A. - Rio de Janeiro - 1970.
56. BARROS, H. D., Aspectos Geológicos da Cidade de João
Pessoa (inédito) - UFPb - 1969 - Campina Grande.
Pb.
57. CAPUTO, H.P. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações Vol.
1 - Livros Técnicos e Científicos S.A. - Rio de
Janeiro - RJ. - 1974.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Valdêz Borges Soares, pela orientação dada na realização deste trabalho.

Ao BNDE, através do Departamento de Engenharia Civil, pela ajuda financeira dada para as viagens durante a coleta de amostras.

À ATECEL, através do Professor Francisco Barbosa de Lucena, pela obtenção de materiais e equipamentos para a realização dos ensaios de laboratório e ajuda financeira para a realização dos ensaios de campo.

À Universidade Federal de Mato Grosso pela oportunidade oferecida, para a realização do curso de Mestrado.

Ao ITEPE (Instituto Tecnológico de Pernambuco), através do Engenheiro Dilson Teixeira, pela concessão dos equipamentos, para a realização dos ensaios de campo.

Ao colega José Airton de Paula, pela ajuda prestada durante a elaboração dos programas de Computador.

À todos os funcionários da UFPb, que participaram diretamente na realização deste trabalho.

TABELA 2

PROFUNDI DADE (m)	W_1	W_P	I.P.	I.C.
3,60	56,03	33,44	22,59	- 3,17
5,00	51,97	30,76	21,21	- 3,30
6,00	50,94	29,82	21,12	- 1,25
7,00	55,40	29,36	26,04	- 1,66
8,00	57,02	28,70	28,32	- 1,36
9,00	59,06	27,61	31,45	- 1,11
10,00	60,18	35,12	25,06	- 1,46
11,00	63,19	40,94	22,25	- 1,24
12,00	62,73	33,76	28,97	- 0,78
13,00	62,40	25,43	36,97	- 0,57
14,00	60,20	24,97	35,23	- 0,59
15,00	51,40	21,25	30,15	- 0,12

TABELA 4

Nº	PROFUNDIDADE (m)	% h	Cud (kg/cm ²)
1	10	77,43	0,059
2	10	79,41	0,053
3	10	80,68	0,041
4	10	81,66	0,043
5	10	84,16	0,041
6	10	86,61	0,041
7	10	91,13	0,038
8	10	93,11	0,035
9	10	95,38	0,035
10	10	97,00	0,032

TABELA 5

PROFUNDIDADE (m)	% M.O.	Cu _i (kg/cm ²)	φ
3,60	-	0,14	0,5°
5,00	-	0,07	0°
6,00	2,01	0,04	3°
7,00	3,48	0,03	2,1°
8,00	4,27	0,09	0,3°
9,00	1,84	0,14	0,3°
10,00	3,07	-	-
11,00	4,41	0,15	0,7°
12,00	4,34	0,14	0,5°
13,00	4,26	0,12	1,2°
14,00	3,05	0,12	1,2°
15,00	3,26	0,20	0,2°

Observação - O ensaio triaxial na profundidade de 10 m, foi executado com drenagem, onde:

$$C_d = 0,02 \text{ e } \phi = 7,2^\circ$$

TABELA - 6

QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

SÍMBOLOS	Cui (Kg/cm ²)		SI	Cud (Kg/cm ²)		S1	Cui (Kg/cm ²)		Sc	Rp (Kg/cm ²)		
	VANE TEST. LABORATORIO			VANE TEST IN SITU			SENSIBILIDADE LABORATORIO				SENSIBILIDADE IN SITU	
	COESÃO INDEFORMADA	COESÃO DEFORMADA		COESÃO INDEFORMADA	COESÃO DEFORMADA		NO LABORATORIO	COESÃO INDEFORMADA			COESÃO DEFORMADA	
3,60	0,26	0,10	2,60	0,19	0,08	2,60	0,19	0,08	2,58	2,00		
5,00	0,15	0,06	2,50	0,19	0,08	2,50	0,19	0,08	2,30	3,00		
6,00	0,19	0,07	2,71	0,35	0,13	2,71	0,35	0,13	2,60	4,00		
7,00	0,24	0,08	3,00	0,19	0,05	3,00	0,19	0,05	3,00	4,00		
8,00	0,11	0,04	2,75	0,19	0,08	2,75	0,19	0,08	2,58	3,00		
9,00	0,14	0,04	3,50	0,25	0,13	3,50	0,25	0,13	1,92	4,00		
10,00	0,16	0,04	4,00	0,35	0,20	4,00	0,35	0,20	1,75	6,00		
11,00	0,15	0,04	3,75	0,19	0,08	3,75	0,19	0,08	2,38	5,00		
12,00	0,18	0,04	3,00	0,16	0,06	3,00	0,16	0,06	2,00	5,00		
13,00	0,20	0,05	4,00	0,32	0,10	4,00	0,32	0,10	3,20	6,00		
14,00	0,20	0,05	4,00	0,32	0,13	4,00	0,32	0,13	2,15	10,00		
15,00	---	---	---	0,32	0,13	---	0,32	0,13	2,46	3,00		

Fig. 4 - Curvas tensões deformações e círculos de Mohr com suas respectivas profundidades do ensaio não adensado não drenado.

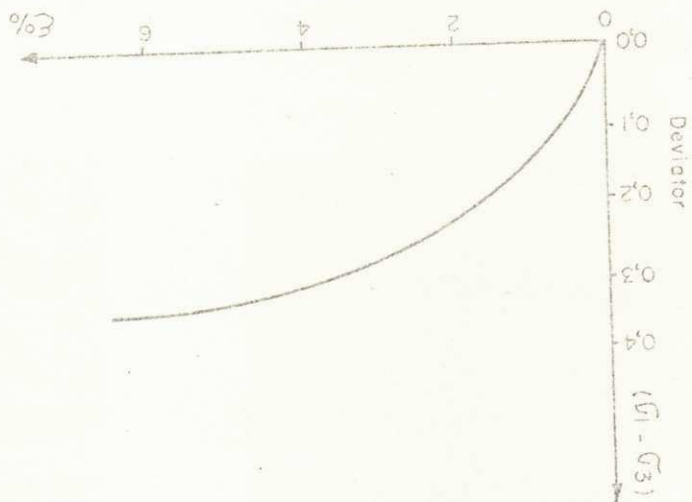
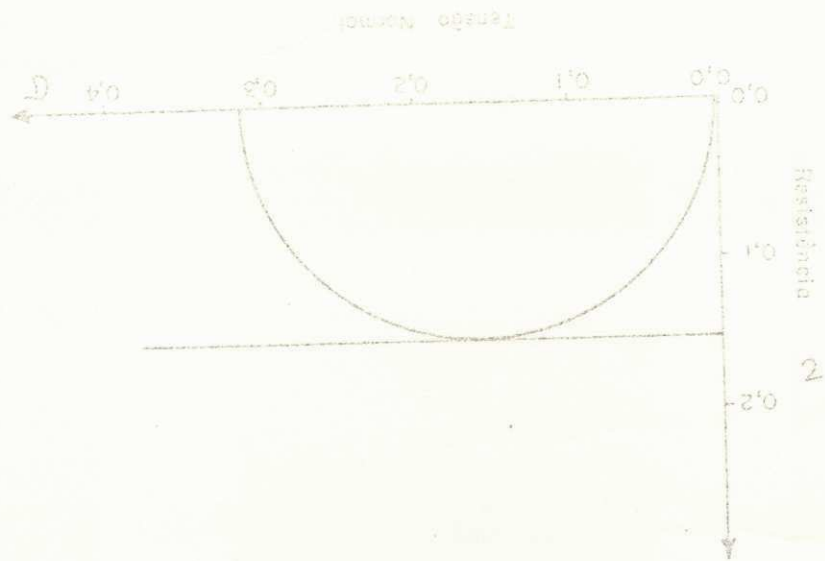


Fig. 3 - Curvas tensões-deformações e círculos de Mohr do ensaio de compressão simples

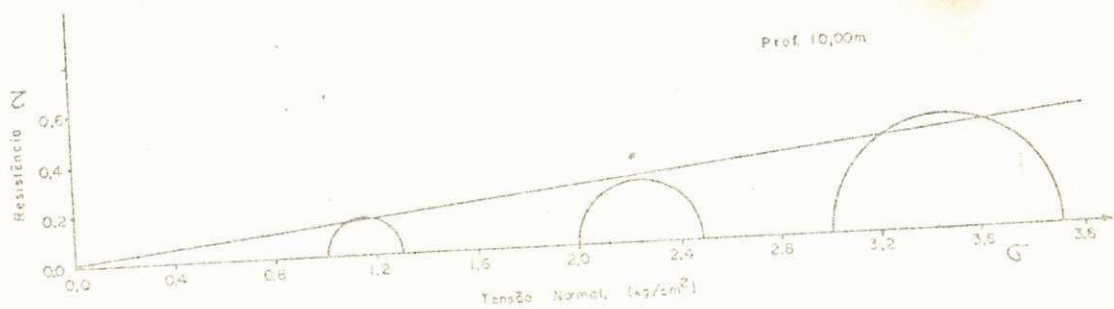
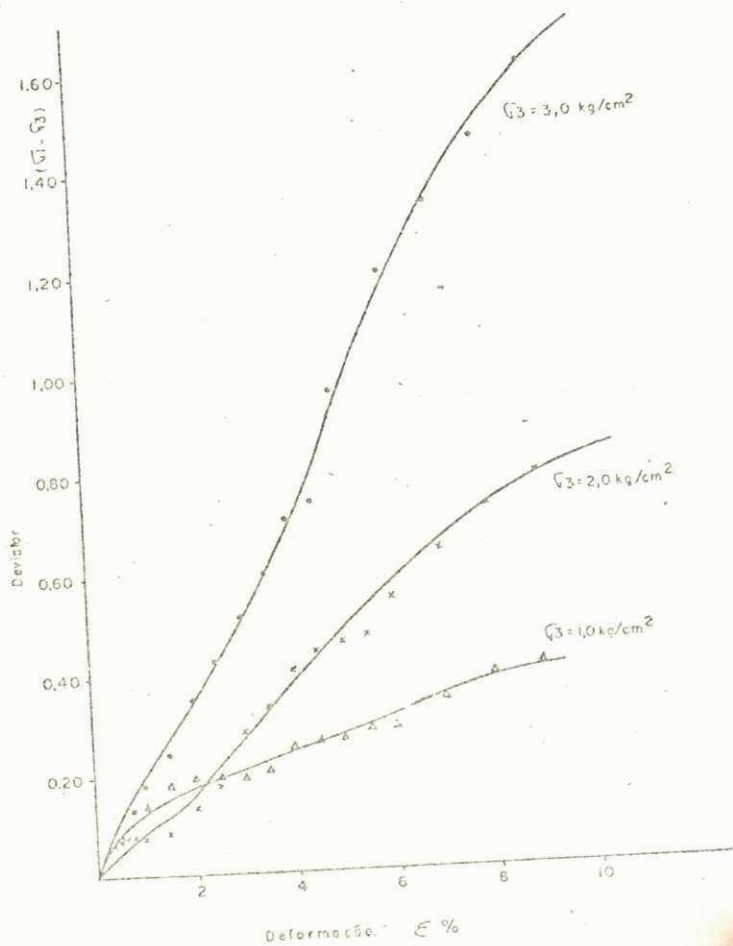
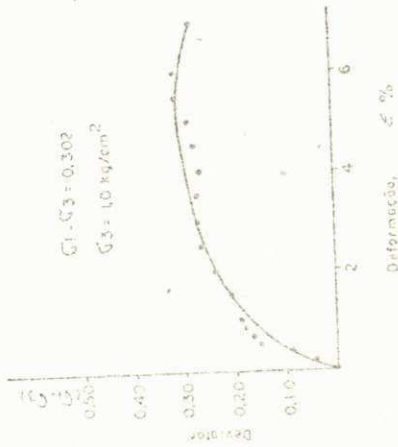
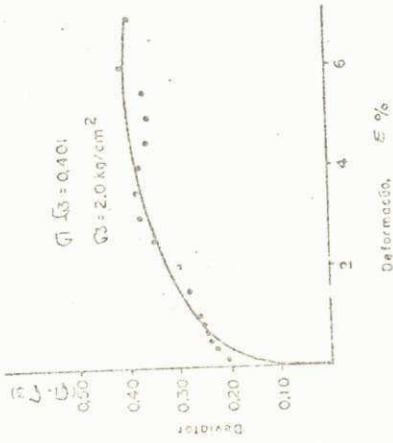
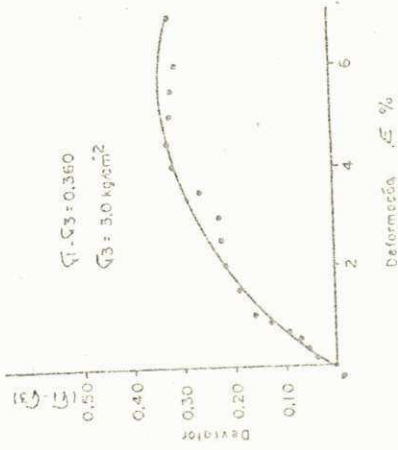
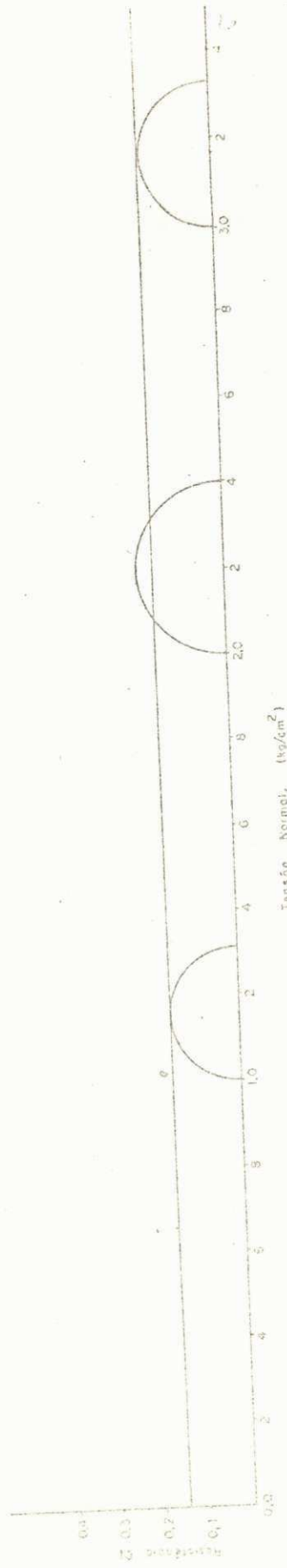
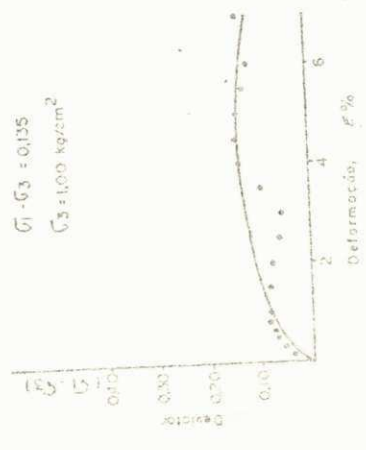
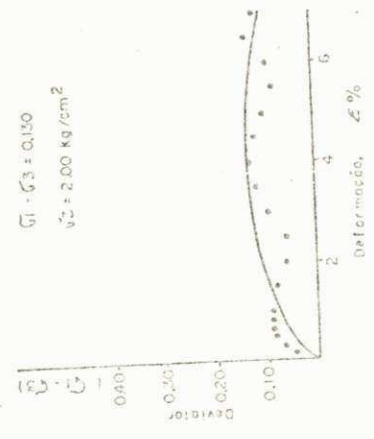
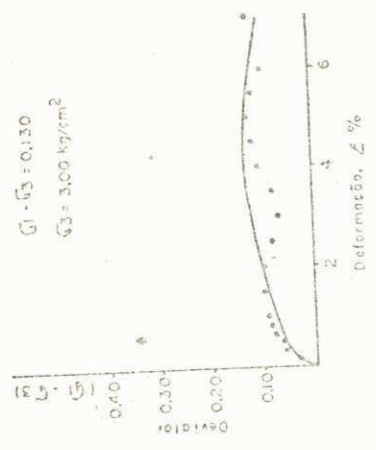


Fig. 2 - Curvas tensões-deformações e círculos de Mohr do ensaio adensado drenado

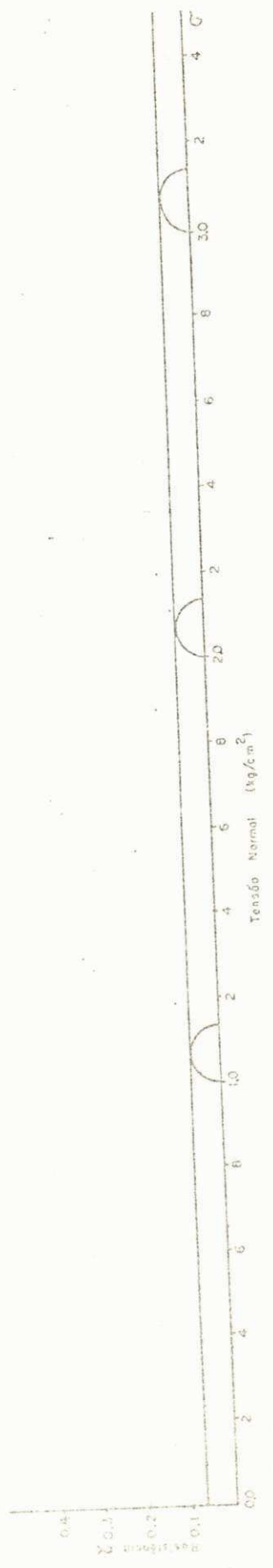


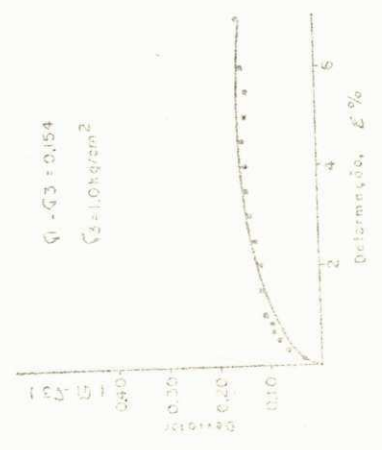
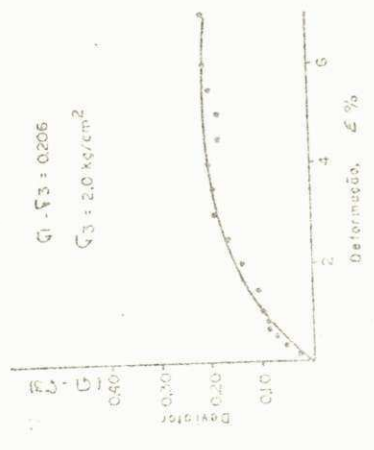
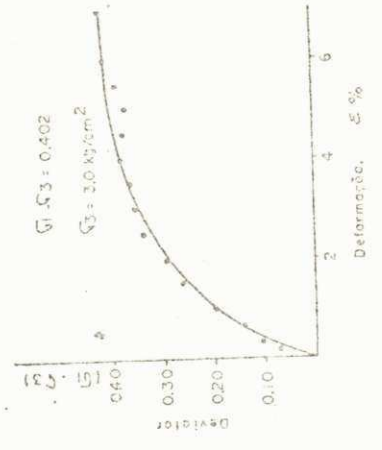
Prof. 360 m



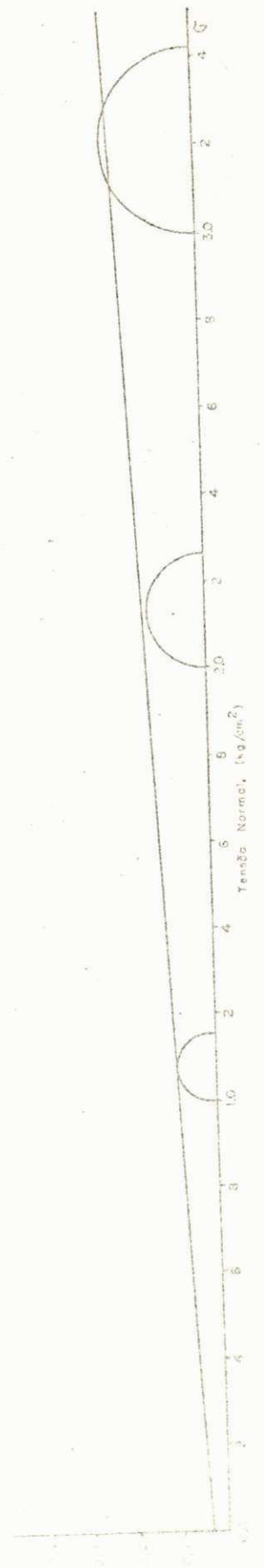


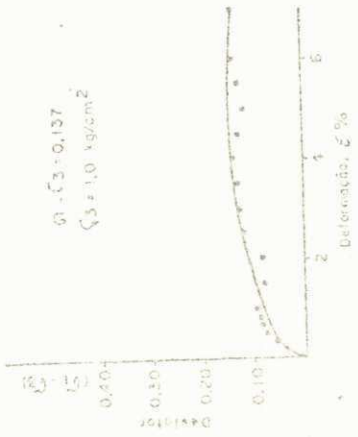
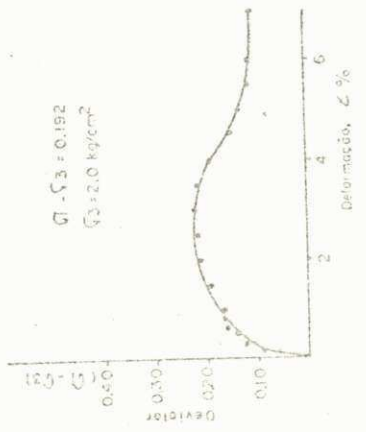
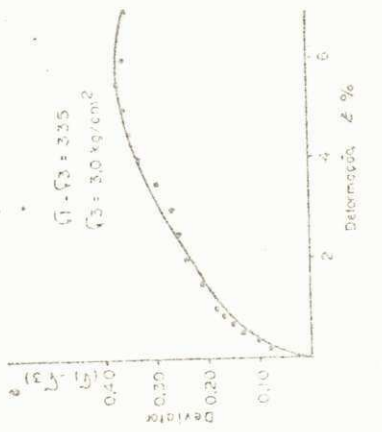
Prof. 5,00m



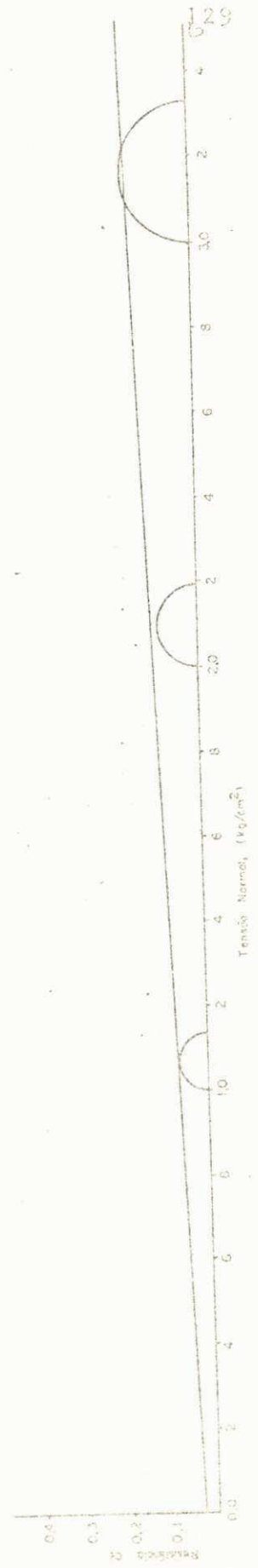


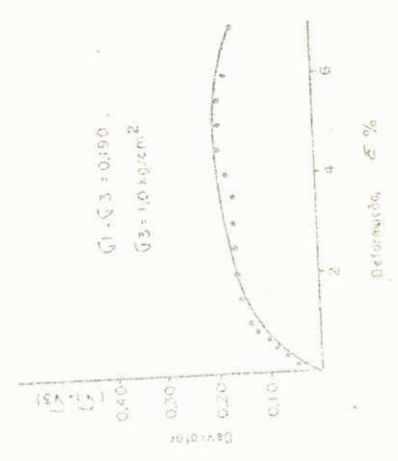
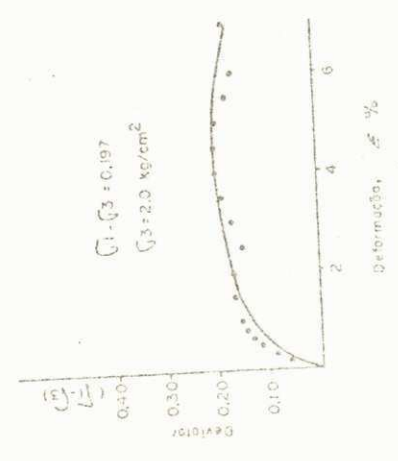
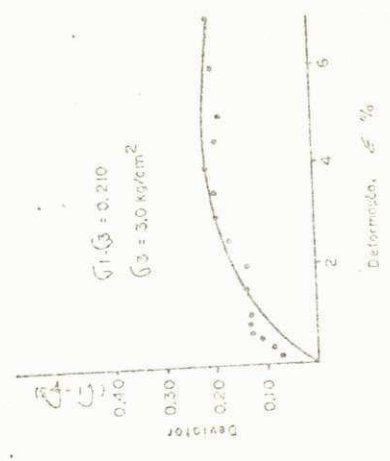
Prot. 6,00 m



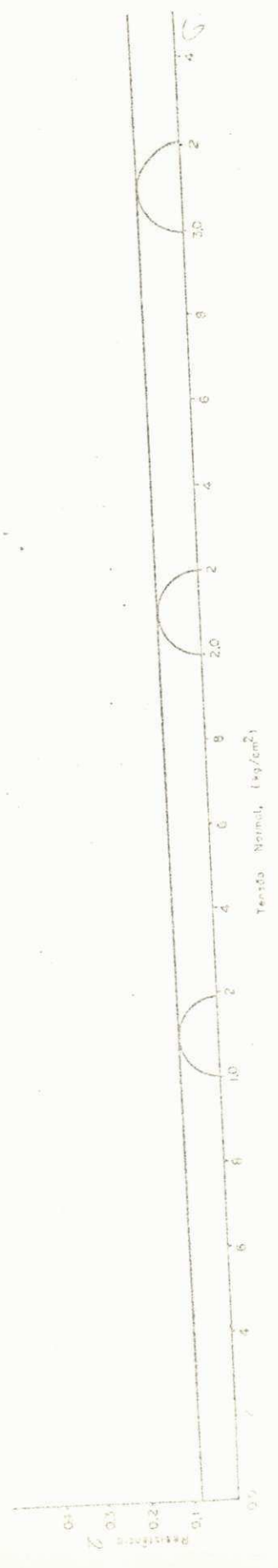


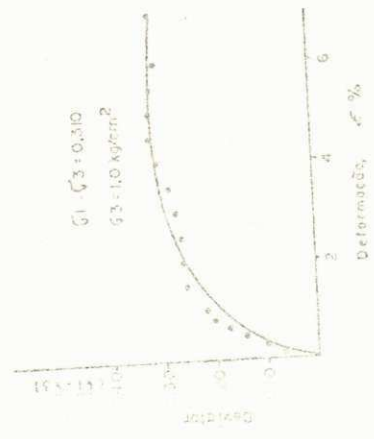
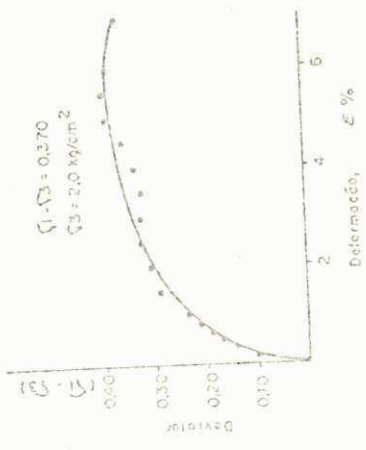
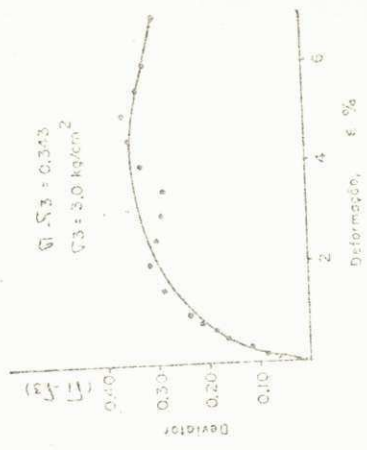
Prof. 7,00m



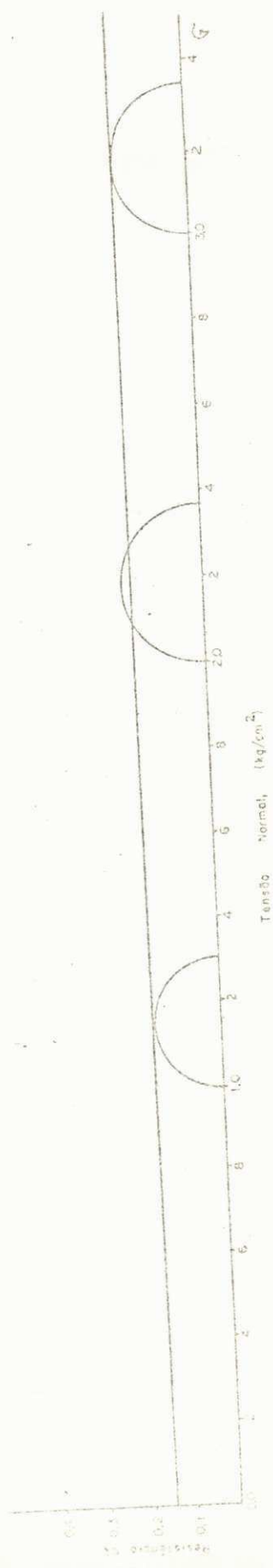


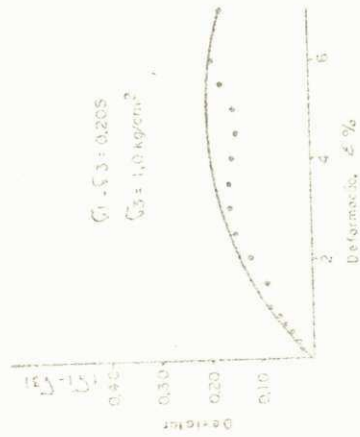
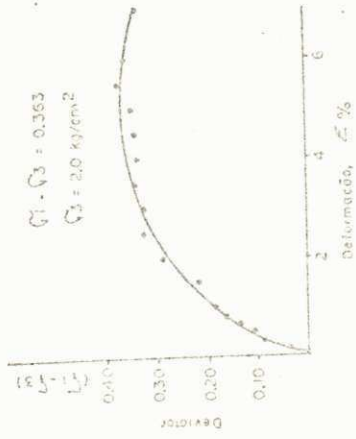
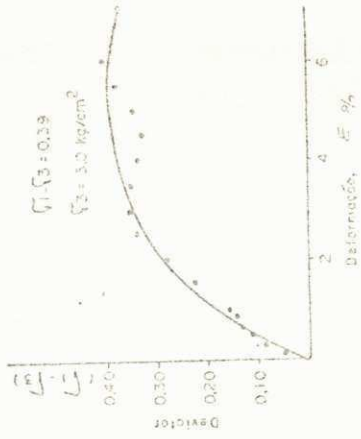
Prof. 8,00 m



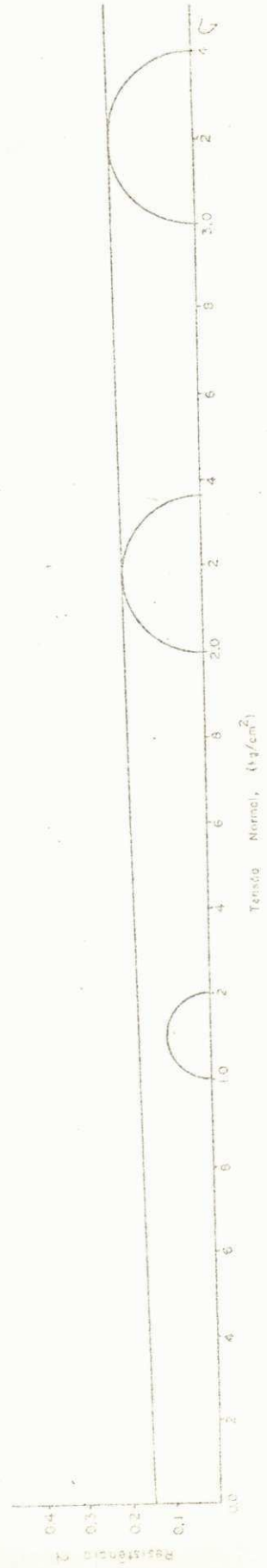


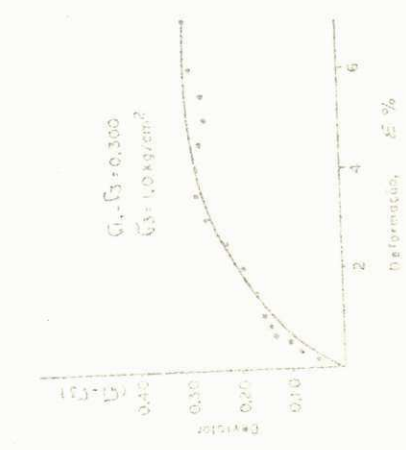
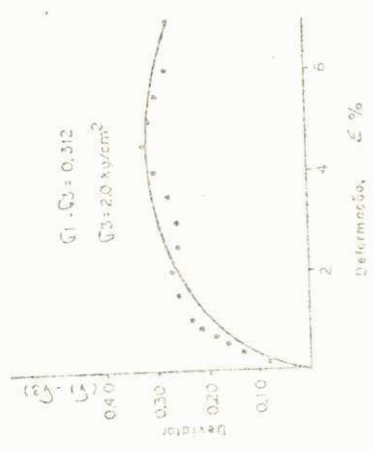
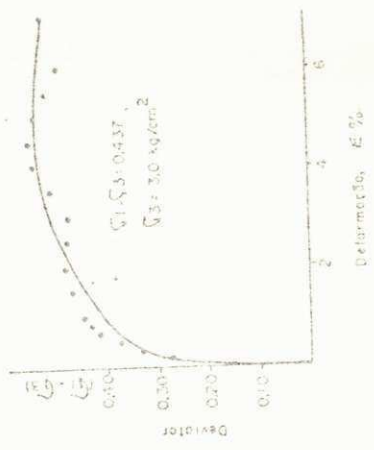
Prof. 9,00m



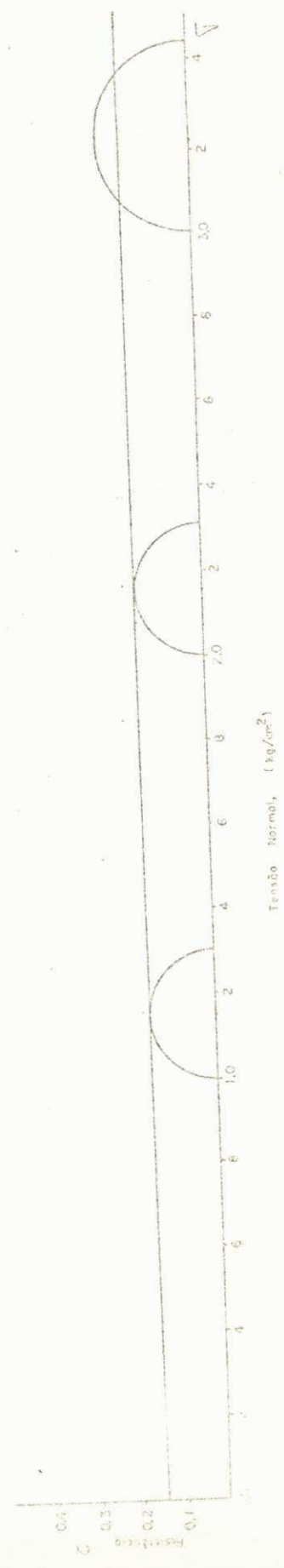


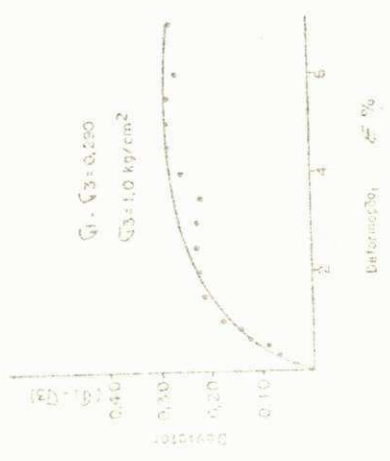
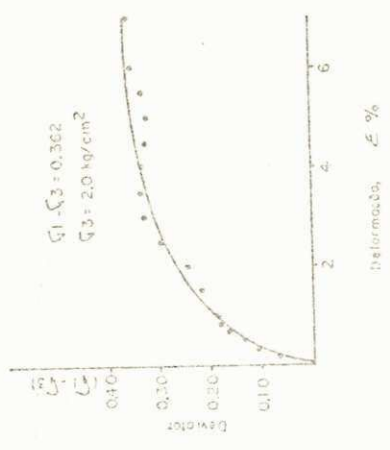
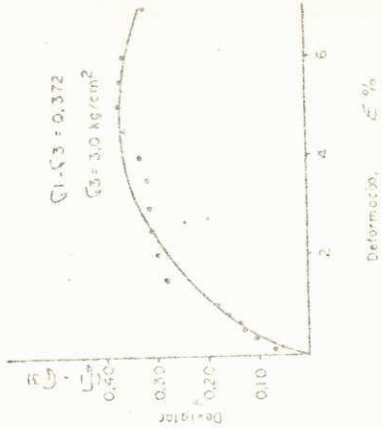
Pref 1,000m



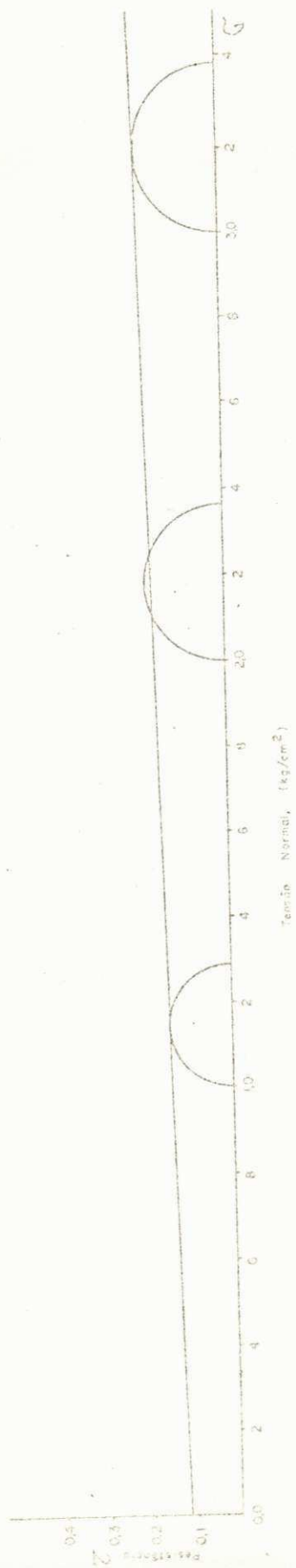


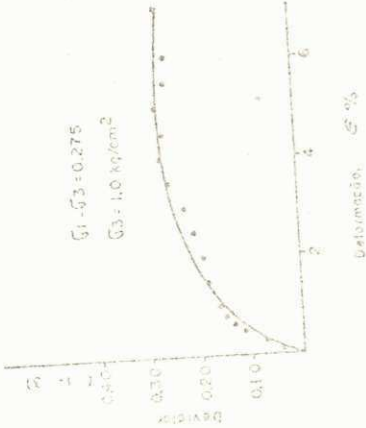
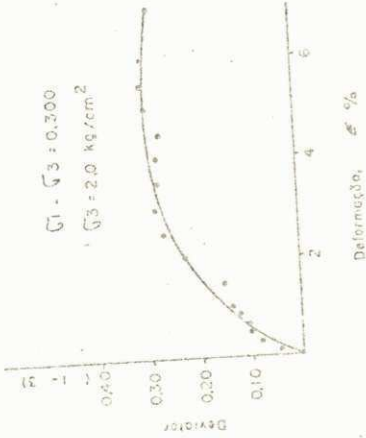
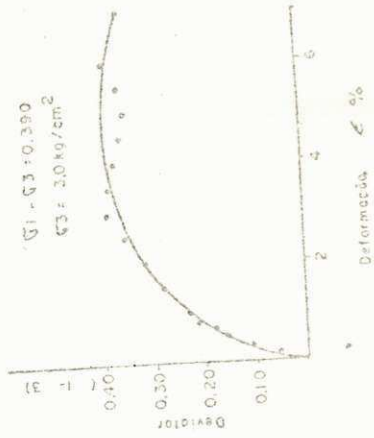
Prof. 12,00 m



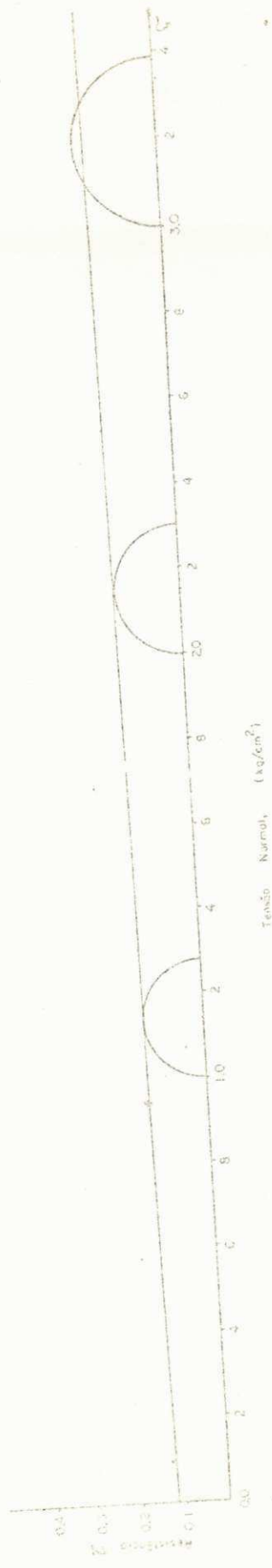


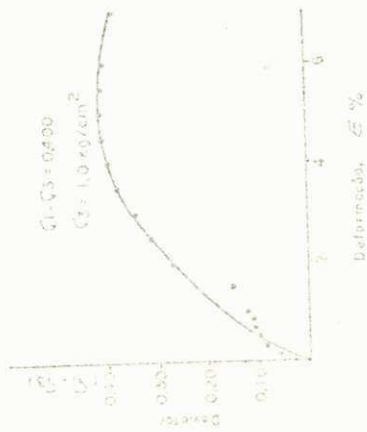
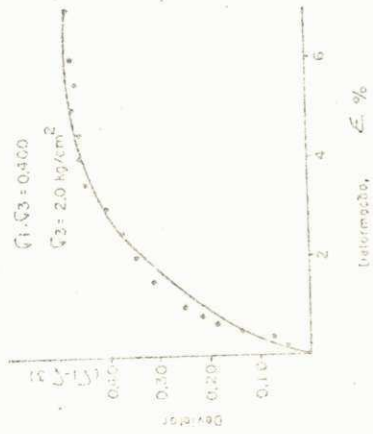
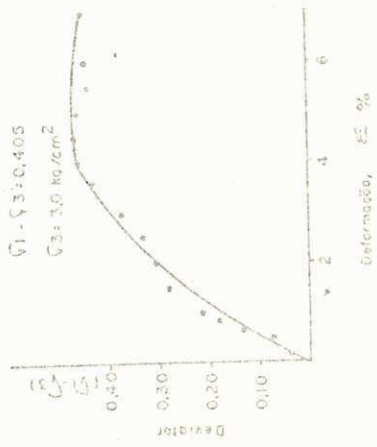
Prof. 13.00 m



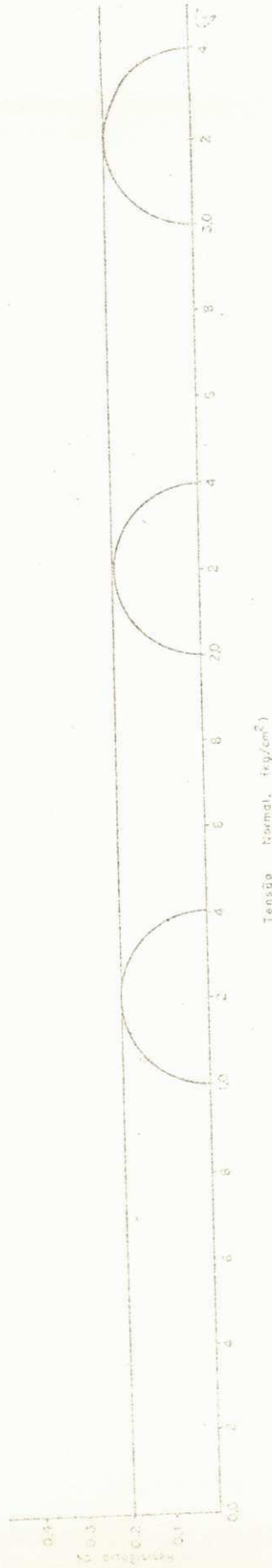


Prof. 14.00m





Prot. 15.00 m



Cálculo do Grau de Deformação

Tubos empregados nos ensaios de compressão triaxial

$$A_r = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

Onde:

 A_r = grau de deformação D_e = diâmetro externo D_i = diâmetro interno D_e = 42,7 mm D_i = 40,3 mm

$$A_r = \frac{(42,7)^2 - (40,3)^2}{(40,3)^2} \times 100$$

$$A_r = \frac{1823,29 - 1624,1}{1624,1} \times 100$$

$$A_r = \frac{199,2}{1624,1} \times 100 = 0,09,7 \times 100 \therefore A_r = 9,7\%$$

Tubos empregados nos ensaios de Vane de Laboratório

$$A_r = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100$$

Onde:

$$D_e = 61,4 \text{ mm}$$

$$D_i = 58,6 \text{ mm}$$

$$A_r = \frac{(61,4)^2 - (58,6)^2}{(58,6)^2} \times 100$$

$$A_r = \frac{3769,9 - 3433,9}{3433,9} \times 100$$

$$A_r = \frac{336}{3433,9} \times 100$$

$$A_r = 9,9 \%$$

Figuras - 1a e 1b - Palhetas do Vane usadas no Laboratório

Figura 1c - Palhetas do Vane usados "in situ"

CÁLCULO DA CONSTANTE DO VANE TEST USADO IN SITU

Sendo C_{uh} coesão não drenada no plano horizontal e C_{uv} coesão não drenada no plano vertical (Figura 1c, do Apêndice 3).

Na suposição da isotropia do solo tem-se que:

$$C_{uh} = C_{uv} = C_u$$

Determinação dos momentos resistentes nas superfícies superior (M_1) e inferior (M_2).

Considerando-se uma fatia infinitesimal onde dA é o elemento infinitesimal da área e dF é o elemento infinitesimal de força, e daí o elemento infinitesimal de momento, tem-se que:

$$dA = 2 \pi x dx$$

$$dF = 2 \pi x dz C_u$$

$$dM = 2 \pi C_u x^2 dz$$

$$\text{Como } dx = dz \cos \theta \quad \therefore \frac{dx}{\cos \theta} \quad \therefore dz = \frac{dx}{\cos \theta}$$

$$dM = \frac{2 \pi C_u x^2 z dz}{r}$$

$$M_1 = \int_0^r \frac{2 \pi z C_u x^2 dx}{r} = \frac{2 \pi z C_u}{r} \int_0^r x^2 dx$$

$$M_1 = \frac{2 \pi z C_u [x^3]_0^r}{r} \quad \therefore \quad M_1 = \frac{2 \pi z C_u}{r} \cdot \frac{r^3}{3}$$

$$M_1 = \frac{2 \pi z C_u r^2}{3}$$

