

*Estudo da Resistencia e Consolidação
de uma Argila Mele da Cidade de
João Pessoa*

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - DEC

ESTUDO DA RESISTÊNCIA E CONSOLIDAÇÃO DE UMA ARGILA MOLE
DA CIDADE DE JOÃO PESSOA

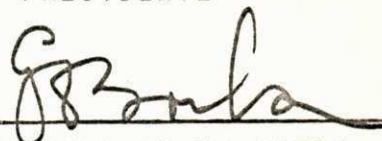
ANTONIO CRISTINO DA CONCEIÇÃO
Engenheiro Civil

TESE 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.).

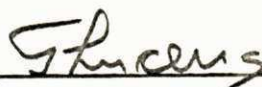
APROVADA POR:



PROF. VALDÊS B. SOARES
PRESIDENTE



PROF. GERALDO R. BORBA
EXAMINADOR EXTERNO



PROF. F. B. DE LUCENA
EXAMINADOR INTERNO

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL
JULHO - 1977*

DIGITALIZAÇÃO:
SISTEMOTECA - UFCG

A memória de meu pai.

A minha mãe e meu irmão Fernando,
pelo incentivo que me deram, tor
nando possível a realização deste
trabalho.

A STUDY OF THE STRENGTH AND CONSOLIDATION OF A SOFT CLAY
FROM THE CITY OF JOÃO PESSOA

M.Sc. Thesis

by

Antonio Cristino da Conceição

SYNOPSIS

This research studies the strength and consoli
dation parameters of a soft clay that forms part of the sub
soil of the city of João Pessoa.

From the literature consulted those topics which
have direct bearing on this study were presented, the funda
mental factors which influence the shear strength and the com
pressibility of this soil were elaborated.

The geological aspects of the sub soil are des
cribed briefly.

From a soil layer of 12.00 m thickness samples
were collected from each meter of depth using thinwalled Shel
by tubes.

The laboratory tests consisted of: vane shear,
consolidation, unconfined compression, unconsolidated undrai
ned and consolidated drained triaxial tests, soil classifica
tion tests were also performed.

In the field: vane shear, static and dynamic pe
netrometer tests were carried out.

The soil was classified as a silty clay, having
a high plasticity and compressibility. The low shear strength
increased slightly with depth. The clay exhibited a low permea
bility:

A linear relationship was used to express the possible correlation between the corresponding field and laboratory parameters. This analysis showed that within the range of parameters investigated a good correlation existed.

ESTUDO DA RESISTÊNCIA E CONSOLIDAÇÃO DE UMA ARGILA MOLE
DA CIDADE DE JOÃO PESSOA

Tese de Mestrado

de

Antonio Cristino da Conceição

SINOPSE

Este trabalho, trata do estudo dos parâmetros de resistência e consolidação de uma argila mole que faz parte do subsolo da cidade de João Pessoa.

Da literatura consultada, apresentam-se dados e conclusões de estudos realizados em outras regiões, relacionados com o presente trabalho, onde destacamos principalmente os fatores fundamentais que influenciam sobre a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade do solos argiloso.

Apresenta-se uma pequena descrição dos aspectos geológicos do subsolo da região em estudo.

Em uma camada de 12.00 metros de espessura, foram colhidas amostras do subsolo a cada metro de profundidade pelo uso de tubos de paredes finas tipo Shelby.

Os ensaios de laboratório consistiram de: ensaio de caracterização do solo, ensaio de palheta (Vane Test), consolidação, compressão não confinada, triaxial não consolidado não drenado e consolidado drenado.

As avaliações de resistência no campo, foram efetuadas através de três tipos de ensaios: ensaio de palheta (Vane Test), penetrômetro estático (Deep Sounding) e o penetrômetro dinâmico (SPT).

O solo é caracterizado como uma argila siltosa, apresentando alta plasticidade e compressibilidade. O estudo mostra ainda, que a argila apresenta um pequeno aumento da resistência ao cisalhamento ao longo da profundidade. A argila exibe baixa permeabilidade.

Utilizou-se o processo estatístico de regressão linear, para analisar possíveis correlações entre os parâmetros encontrados in situ e no laboratório. Esta análise mostra que dentro das limitações do estudo, existem boas correlações entre alguns parâmetros determinados.

LISTA DE SÍMBOLOS

a_s	área de contato entre partículas, por unidade de área do plano
CSD	ensaio de consolidação sem drenagem
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor
$\sigma_1 - \sigma_3$	deviador stress
K	coeficiente de permeabilidade do solo
U	grau de consolidação
T_v	fator tempo
V_s	volume do solo
W_w	peso do solo + parafina
W_g	peso do solo + parafina imersa
W_p	peso da parafina
γ_p	densidade da parafina
γ_s	peso específico aparente seco
γ_w	peso específico aparente úmido
W_s	peso do solo
w	teor de umidade
k	constante que depende da geometria das palhetas do vane

C_u	coesão não drenada
C_{uil}	coesão não drenada indeformada de laboratório
C_{uis}	coesão não drenada indeformada in situ
C_{uds}	coesão não drenada deformada in situ
C_{uu}	coesão não drenada não consolidada
C_{cd}	coesão consolidada drenada
ϕ_{uu}	ângulo de atrito interno no ensaio não drenado não consolidado
ϕ_{cd}	ângulo de atrito interno no ensaio consolidado drenado
σ_r	resistência à compressão simples
P_e	tensão efetiva in situ
a_v	coeficiente de compressibilidade
M_v	compressibilidade volumétrica
C_v	coeficiente de consolidação
C_c	Índice de compressão
σ_a^i	pressão de pré-adensamento
e_o	Índice de vazios inicial
e_s	Índice de vazios in situ
r	coeficiente de correlação
H_o^i	altura da amostra antes do carregamento

P_s	peso da amostra seca
S	área da seção da amostra antes do carregamento
H_o	altura da amostra antes de cada carregamento
H_1	altura da amostra após cada carregamento
G_s	densidade real
Δh	recalque da amostra após cada carregamento
$\Delta \sigma$	variação de esforço aplicado para cada carregamento
H_s	altura do sólido da amostra
e'	Índice de vazios correspondente a tensão σ'
σ'	tensão efetiva normal
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
IP	Índice de plasticidade
γ_w	peso específico da água

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO I	
INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Introdução	4
2.2 Fatores que influenciam a resistên <u>cia</u> ao cisalhamento do solo argilo <u>so</u>	4
2.2.1 Ângulo de atrito	5
2.2.2 Tensão intergranular	6
2.2.3 Coesão	8
2.2.4 História de tensões ou <u>es</u> forços	11
2.2.5 Índice de vazios	12
2.2.6 Teor de umidade	12
2.2.7 Grau de aeração	13
2.2.8 Fluido intersticial	13
2.2.9 Velocidade de deformação	14
2.2.10 Rigidez da estrutura sólida	15
2.2.11 Meio ambiente	18
2.2.12 Duração da consolidação	19
2.2.13 Outros fatores que influê <u>nciam</u> sobre a resistê <u>ncia</u> ao cisalhamento	19
2.2.14 Efeito da membrana de borra <u>cha</u>	20
2.2.15 Amolgamento da amostra	21
2.3 Fatores que influenciam sobre a compressibilidade do solo argiloso	21

	Página
2.3.1 Fatores característicos do solo	22
2.3.2 Fatores inerentes aos ensaios de laboratório	24
2.3.3 Dimensões da amostra	24
2.3.4 Velocidade e grandeza das tensões aplicadas	25
2.3.5 Temperatura do solo	26
2.3.6 Tempo de consolidação	27
2.3.7 Fatores que influenciam no tempo de consolidação	28
2.3.8 Distúrbio da amostra	29
2.3.9 Atrito lateral	30
CAPÍTULO III OBJETIVO DA PESQUISA	32
CAPÍTULO IV LOCALIZAÇÃO E OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS	34
4.1 Aspectos geológicos do subsolo da cidade de João Pessoa	36
4.2 Origem e formação	36
CAPÍTULO V MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU	42
5.1 Introdução	42
5.2 Ensaio de penetração dinâmica	42
5.3 Ensaio de penetração estática	43
5.4 Ensaio vane test	46
CAPÍTULO VI MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO	54
6.1 Introdução	54
6.2 Teor de umidade	54
6.3 Limites de Atterberg	55
6.4 Análise granulométrica por sedimentação e peneiramento	55
6.5 Densidade real	56

	Página	
6.7	Ensaio não consolidado não drenado	57
6.8	Ensaio consolidado drenado	58
6.9	Compressão simples	59
6.10	Vane test	60
6.11	Adensamento	60
CAPÍTULO VII	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	69
7.1	Introdução	69
7.2	Teor de umidade	69
7.3	Limites de Atterberg	70
7.4	Peso específico aparente úmido	70
7.5	Peso específico aparente seco	70
7.6	Densidade real	70
7.7	Análise granulométrica	71
7.8	Não consolidado não drenado	71
7.9	Consolidado drenado	71
7.10	Compressão simples	71
7.11	Vane test de laboratório	72
7.12	Vane test in situ	72
7.13	Penetração dinâmica	72
7.14	Penetração estática	72
7.15	Tensão efetiva in situ	73
7.16	Coefficiente de compressibilidade volumétrica	73
7.17	Coefficiente de consolidação	73
7.18	Índice de compressão	73
7.19	Pressão de pré-adensamento	74
7.20	Coefficiente de permeabilidade	74
7.21	Índice de vazios inicial	74
7.22	Índice de vazios in situ	75
CAPÍTULO VIII	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	88
8.1	Introdução	88
8.2	Parâmetros de caracterização da capacidade de argila	88

	Página
8.3 Parâmetros de resistência da camada de argila obtidos pelos ensaios de laboratório e in situ	89
8.4 Parâmetros de consolidação da camada de argila	92
8.5 Correlações obtidas com parâmetros determinados neste estudo	94
8.6 Resumo das equações lineares obtidas nesta pesquisa	99
CAPÍTULO IX CONCLUSÕES	122
CAPÍTULO X SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128
AGRADECIMENTOS	136
APÊNDICE A - QUADROS RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS	138
APÊNDICE B - GRÁFICOS	143
APÊNDICE C - CÁLCULO DAS CONSTANTES DO VANE TEST IN SITU E NO LABORATÓRIO	156
APÊNDICE D - PROGRAMA FORTRAN UTILIZADO PARA CONSTRUIR RETAS DE REGRESSÃO E DETERMINAR SEUS RESPECTIVOS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO	164

CAPÍTULO I

Introdução

Os problemas de construções civis onde se encontra a argila mole tem sido objeto de um grande número de estudos teóricos e experimentais, conduzindo atualmente um somatório dos resultados obtidos em alguns casos particulares, a um conhecimento satisfatório das características de deformação e resistência deste tipo de solo, no campo da engenharia de fundações.

Sendo nos resultados da investigação experimental que a resolução dos problemas práticos correntes vai procurar as bases indispensáveis, é desnecessário sublinhar a importância de tais investigações. A substituição de ensaios de rotina por tais métodos, que recorrem em geral a um grau elevado de elaboração e precisão, assenta no compromisso entre a margem de segurança suficiente para um problema em questão e o custo dessa experimentação mais elaborada. No entanto, a aplicação dos resultados obtidos em análises expeditas só será válida na medida em que exista um conhecimento adequado dos diversos fatores que influenciam o comportamento do solo.

O estudo do comportamento das argilas em função de um comportamento físico não pode ser feito com relativa facilidade ou sucesso. Em primeiro lugar deve-se assinalar que uma grande diversidade de materiais se acha agrupada dentro dessa classificação de tipo de solo, caracterizado principalmente pelas propriedades de plasticidade, que possui dentro de certos limites do seu teor de umidade natural; assim encontramos argilas cujos limites de liquidez variam de 30% até 500%, e deve-se prever comportamentos sensivelmente diferentes para materiais não muito próximos um do outro nessa escala de limites de Atterberg, extremamente relevante em aferir a afinidade do solo pela água. Em segundo lugar, a complexidade física dos fenômenos do atrito, em decorrência da argila ser constituída por partículas muito finas, a contribuição suplementar da coesão, atribuída a atrações de natureza coloidal ainda pouco esclarecidas, sua importância aumenta muito, podendo concluir-se que nas mais altamente coloidais e hidrofílicas a resistência passa a dever-se exclusivamente a essa coesão intrínseca. Por fim, um fator que dificulta grandemente o enquadramento do comportamento dos solos argilosos dentro de um raciocínio físico e simples, é o fenômeno de estrutura cujas manifestações quali e quantitativas são sobejamente conhecidas, mais ainda pouco compreendidas, sendo aparentemente decorrentes de fenômenos coloidais.

Este solo, tão susceptível a grandes deformações e com baixa capacidade de carga, tem recebido crescente interesse no estudo de suas propriedades, especialmente aqueles relacionados com a resistência ao cisalhamento e aos seus recalques.

É justificável, portanto, que o estudo do comportamento de solos argilosos sobre depósitos específicos sejam necessários para fornecer dados com os quais um projeto no Campo da Engenharia de Fundações possa ser executado.

Pretende-se assim, investigar no presente trabalho, diversos fatores eventualmente responsáveis pelo comportamento exibido por uma argila mole da cidade de João Pessoa no seu estado indeformado.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Esta revisão bibliográfica analisa diversas propriedades que influenciam no comportamento do solo argiloso, os fatores inerentes aos ensaios que mais afetam os parâmetros neles determinados e algumas informações e resultados encontrados por vários estudiosos em suas pesquisas atinentes ao referido solo. Estes aspectos são apresentados tanto para o estudo da resistência ao cisalhamento como ao estudo do recalque deste tipo de solo.

2.2 Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos

Inúmeros são os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento do solo argiloso. Taylor (1), elaborou uma lista de alguns fatores dos quais dependem a resistência ao cisalhamento do solo argiloso, assim tem-se:

Fatores fundamentais que afetam a resistência ao cisalhamento

Ângulo de atrito, tensão intergranular, tensão principal intermediária, coesão, rigidez da estrutura sólida, velocidade de deformação.

Fatores alternos ou inter-relacionados

História das tensões, condições de drenagem, pressão de consolidação, ângulo de atrito aparente, índice de vazios, teor de umidade, grau de aeração, parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Diversos destes fatores serão analisados nesta seção.

2.2.1 Ângulo de atrito

O deslizamento tangencial entre as partículas do solo constitui o mecanismo mais importante de deformação de uma massa de solo. Disto resulta que, a resistência de um solo vem fortemente influenciada pela resistência tangencial nos contactos entre as partículas.

É necessário ressaltar, que a resistência tangencial entre as superfícies minerais constitui somente uma parte da resistência de um solo ao cisalhamento ou a compressão. Tem grande importância, a acomodação entre as partículas a qual é função direta da compacidade do sistema.

A resistência por fricção entre duas partículas é fundamentalmente da mesma natureza que a resistência ao cisalhamento de material sólido intacto (2).

Bowden e Tabor (3,4), estudaram a "Teoria da

Fricção por Aderência" de uma ampla variedade de materiais, dando um ponto de partida para todos os estudos sobre fricção.

Para lâminas argilosas paralelas cujas faces são superlisas, o ângulo de atrito pode ser inferior a 8° , sendo seu valor típico próximo a 13° .

Pelo exposto, o ângulo de atrito entre partículas é um dos fatores que contribuem à resistência real do solo (2).

Para corpos sólidos que estão em contacto porém não tem adesão ou ligação entre eles, o termo fricção é um sinônimo à resistência ao cisalhamento. Na maioria dos solos, a fricção representa uma parte importante da resistência ao cisalhamento, porém outros fenômenos contribuem a essa resistência, em forma particular em certos solos de grãos finos.

Os ângulos de atrito interno para os solos em geral, dependem em certo grau de um número de fatores que são as propriedades dos grãos. Um valor maior do ângulo de atrito ocorrerá em solos de grãos angulares que nos solos com grãos arredondados. O conteúdo mineralógico dos grãos, tem algum efeito sobre o valor do ângulo de atrito (1).

Para a maioria das argilas naturais, a resistência ao atrito é provavelmente mais próxima a das partículas granulares que a das partículas coloidais de faces paralelas (2).

Os coeficientes de atrito medidos em minerais, tem resultados independentes da carga normal. A partir de ensaios em que a carga normal variava na relação de 1 a 50, Rowe (5) obteve que o ângulo de atrito entre partículas permanecia constante, com uma dispersão de $\pm 1^{\circ}$.

2.2.2 Pressão intergranular

Ao ser aplicado um certo carregamento ao solo, esta

força se transmite através do mesmo e desenvolve forças de contacto entre as partículas adjacentes. As partículas individuais se deformam como resultado destas forças de contacto. O tipo mais comum de deformação, é de natureza elástica ou plástica nas imediações do ponto de contacto. Estas deformações produzem um aumento da área de contactos entre as partículas. Além disso, se a força tangencial em um ponto de contacto supera a resistência tangencial em algum ponto, produzindo-se então um deslizamento relativo entre as partículas.

A deformação geral de uma amostra de solo será em parte, o resultado das deformações individuais e em parte, a consequência do deslizamento entre as partículas. Pelo exposto, a deformação de uma massa de solo vem controlada pelas interações entre as partículas individuais, especialmente pelo deslizamento entre as mesmas (2).

Quando se retira do solo uma amostra de argila rígida, carregada e comprimida por uma camada superior durante sua história geológica, e se protege dita amostra da evaporação ou de um aumento de teor de umidade, se reterá uma grande parte de sua tensão intergranular por meio de ação capilar na superfície da amostra. Nesta condição, o poro de água está em tensão.

Algumas argilas quando são submersas em água perdem praticamente toda sua tensão intergranular, e outras quase não perdem nada.

O diagrama de Mohr em sua forma básica, representa unicamente os esforços intergranulares (1).

A tensão intergranular embora seja uma função das áreas de contacto entre as partículas, as deformações do solo apenas dependem da diferença entre a tensão total aplicada e a pressão da água existente nos poros, qualquer que seja o valor de a_s (7).

A existência de áreas de contacto é comprovado

no caso de solos granulares (5). No entanto, a consideração da existência de um contacto real entre as partículas de argila, pode suscitar dúvida. Com efeito, antes que tais partículas podessem entrar em contacto, haveria que afastar a película de água adsorvida, cujas características parecem ser bastante diferentes das da água livre. A comprovação da existência de tais contactos, existe apenas no caso de solos argilosos sobre-consolidados e no caso de solos submetidos a consolidação química.

Ainda que haja controvérsia acêrca da natureza da água situada na vizinhança da partícula, reconhece-se que a camada imediata é atraída pela superfície da partícula, não só por troca iônica, mais também pela sua própria natureza polar. (8).

Resulta interessante fazer-se notar que, em princípio, não é evidente a priori que a tensão intergranular seja a que efetivamente governa os cálculos de resistência e compressibilidade, isto é, seja a tensão efetiva (9).

2.2.3 Coesão

Existem alguns casos em que parte da resistência tangencial total entre as partículas, é independente da força normal aplicada, isto é, se a força normal se anula, pode medir-se ainda uma certa resistência ao deslizamento tangencial. Em tais casos, se diz que existe uma coesão verdadeira ou real entre as partículas. Em alguns casos, esta coesão pode ser muito importante, entretanto, em geral a grandeza da coesão verdadeira entre partículas é muito pequena e sua contribuição à resistência do solo é também muito reduzida.

Se as lâminas argilosas estão em contacto bordoface, é muito provável que se desenvolva uma coesão verdadeira, em especial se se tem produzido enlace na maior parte da

superfície de contacto. A coesão verdadeira em um ponto qual quer de contacto é geralmente pequena, de forma que o efeito total, só tem importância quando existem muitos contactos, como é o caso dos solos argilosos.

As lâminas argilosas em contactos face a face, podem estar em contacto tão firme que não se separa ao aliviar a carga. Isto representa certamente uma coesão verdadeira, e pode chegar a formar novas partículas mais grossas mediante este processo. O tempo, a meteorização e a secagem contribuem para criar esta coesão verdadeira.

Quando se extrai de um solo saturado uma amostra de argila, se desenvolve nesta a coesão aparente, isto é, tensões capilares devido aos meniscos que se formam nas faces exteriores da amostra. Por isto, se produzirão no interior da argila, esforços efetivos com uma magnitude de uma atmosfera ou inclusive muito maiores, e como consequência, a argila possuirá uma resistência considerável (2).

A influência da velocidade do processo de cisalhamento sobre a medida da coesão aparente, é uma das questões que não estão elucidadas. Parece que a coesão aparente decresce ao aumentar a duração dos ensaios de cisalhamento. Casagrande, comprovou que a resistência ao cisalhamento em um ensaio que durava dias, não representava mais que 40% a 80% da resistência medida em um ensaio de um minuto de duração. Taylor por sua vez, tem comprovações idênticas, como é o caso da argila azul de Boston que segundo este, a variação da coesão aparente tem uma perda de 5% quando a duração de ensaio se multiplica por dez.

Skempton, tem investigado correlações entre as características das argilas estudadas e o valor da relação: coesão aparente versus tensão principal menor para amostras normalmente consolidadas. Com efeito, tem encontrado uma correspondência bastante estreita com o índice de plasticidade (IP).

Esta correlação se traduz na seguinte fórmula (10):

$$\frac{C_u}{\sigma_3} = 0.11 + 0.37 IP \quad 2.1$$

em que:

C_u - Coesão aparente

σ_3 - Tensão principal menor

Segundo Sanglerat (10), Bjerrum estudando as relações entre coesão efetiva (C') e umidade, e umidade e pressão de consolidação, chegou a seguinte fórmula empírica (5):

$$C' = K (LL - w) \quad 2.2$$

O coeficiente K depende dos grãos, de sua rugosidade e da uniformidade da granulometria. Caquot e Kérisel (12), tem indicado que K pode variar de 0.40 a 0.60 e que um valor 0.55 é aconselhável para areias de grãos rugosos bastante uniformes.

Habib (11), estudando a argila de Provines (argila plástica da região parisiense) também concluiu que a coesão aparente, é proporcional a pressão de consolidação, e obteve para essas argilas a seguinte correlação:

$$C_u = (0.34 \pm 0.04) \sigma_3 \quad 2.3$$

2.2.4 História das tensões ou esforços

Em geral o aumento da tensão sobre um elemento do solo produz um incremento da resistência ao cisalhamento uma diminuição da compressibilidade e uma redução da permeabilidade, os efeitos contrários se processam se as pressões diminuem.

Durante a formação de um solo sedimentar a tensão total a uma cota determinada continua crescendo com o aumento da altura do solo sobre o ponto considerado. Assim pois, as propriedades de um solo sedimentar a uma determinada profundidade estão mudando continuamente ao formar-se o depósito. A eliminação das camadas superiores da lugar a uma redução das pressões.

Em um solo sedimentar normalmente consolidado o índice de vazios e a umidade diminuem com a profundidade, enquanto que a resistência ao cisalhamento aumenta como consequência, isto foi verificado na argila marinha da Noruega, argila do estuário do Tamisa e em uma argila canadense. A argila de Londres está pré-consolidada e não mostra uma redução apreciável da umidade ou um aumento da resistência com a profundidade (2).

Vargas (13), estudando a argila residual brasileira reporta que, ela mostra indícios de pré-consolidação na metade superior do estrato e de normalmente consolidada na metade inferior: pois é duvidoso que se possa utilizar os termos pré-consolidados e normalmente consolidado no caso de solos residuais como é o caso.

O comportamento de um solo coesivo pode depender muito mais da história geológica e de sua estrutura, que do tamanho das partículas (2).

2.2.5 Índice de vazios

A resistência ao cisalhamento de qualquer solo é sob todas as condições dependente em um alto grau do índice de vazios na rutura. Quando as mudanças de volume ocorrem livremente, a resistência depende do índice de vazios e das pressões que existiram anteriormente. Em um corte a volume constante, quer seja em solos sem coesão ou em solos altamente coesivos, o índice de vazios é determinado pelo tipo de estrutura quer seja densa ou solta, e pela pressão que atuou sobre a amostra antes de que se inicie a rutura ao cisalhamento. A resistência ao cisalhamento a volume constante é uma quantidade predeterminada, às únicas pressões que podem ser consideradas como que afetando a esta resistência serão as mesmas que levaram a amostra a seu índice de vazios.

A relação linear existente entre o índice de vazios e o logaritmo da resistência em um ensaio de laboratório, é independente de todas as outras variáveis, enquanto não tenha havido distúrbio da estrutura (1).

Em uma argila consolidada que nunca tenha sido précomprimida, se submetida a um ensaio de cisalhamento direto, é relativamente grande a diminuição do índice de vazios na rutura (1).

2.2.6 Teor de umidade

A presença da água faz diminuir as forças de atração entre as partículas argilosas. A água intersticial pode suportar os esforços aplicados, modificando assim o comportamento do solo. Uma amostra de argila seca que pode ter uma resistência próxima ao do concreto magro, pode transformar-se em lama ao ser submersa em água. Assim pois, o aumento da umidade de um solo reduz em geral, a resistência do mesmo.

Quanto maior seja a quantidade de água que contém o solo, menor será a interação entre as partículas adjacentes e mais se aproximará o solo em seu comportamento ao de um líquido (2).

2.2.7 Grau de aeração

Muitas argilas em seu estado natural tem uma pequena percentagem de seus espaços vazios ocupados por ar ou outros gases. Devido a compressibilidade deste ar, é possível que ocorra mudanças apreciáveis no índice de vazios durante o cisalhamento.

Existem casos nos quais existem quantidades consideráveis de ar nos poros do solo, um exemplo é um talude típico compactado por meio de rolos, nos quais o ar pode ocupar mais de 10% do espaço poroso (1).

2.2.8 Fluido intersticial

A natureza do fluido intersticial, tem influência sobre a magnitude da resistência ao deslizamento entre duas partículas, dada a natureza química da superfície de contacto. No caso de partículas muito delgadas, o fluido intersticial pode penetrar completamente entre as partículas. Ainda que estas partículas já não estejam em contato, ainda permanecem muito juntas, e podem transmitir forças normais e possivelmente também tangenciais. Então, a água pode circular através do solo exercendo um efeito sobre o esqueleto mineral que modifica a magnitude das forças nos pontos de contacto entre partículas, e influe sobre a resistência do solo à compressão e ao cisalhamento.

Quando a carga aplicada a um solo varia

repentinamente, esta variação é absorvida conjuntamente pelo fluido intersticial e pelo esqueleto mineral. A variação de tensão intersticial obriga a água a mover-se através do solo, com o qual as propriedades do solo varia com respeito ao tempo (2).

2.2.9 Velocidade de deformação

Todos os materiais viscosos e todos os materiais plásticos têm uma resistência a deformação que varia com a velocidade a qual dita deformação ocorre (33).

O aumento da velocidade no instante em que rompe uma amostra de solo saturado faz aumentar a resistência sem drenagem. Whitman (14), cita que a resistência sem drenagem pode aumentar ao dobro se o tempo transcorrido até a ruptura se reduz de 1 hora a 5 min.

Pode não existir acordo em que a resistência ao cisalhamento sem drenagem é menor em um ensaio de longa duração (vários meses) que em um ensaio de duração convencional (vários minutos). Entretanto não existe tanta discordância quanto a magnitude deste efeito do tempo. Housel (15), tem sugerido que a resistência das argilas normalmente consolidadas podem baixar até 50% de seu valor em ensaios de duração convencional. Outros pesquisadores como Bjerrum (16), Peck e Raymond (17), sugerem que a redução não supera 25% sempre que se emprega amostras de boa qualidade.

Segundo Casagrande e Wilson (18), em ensaios de longa duração em solos pré-consolidados a resistência sem drenagem pode ser muito baixa embora estes resultados possam estar influenciados por entradas de água nas amostras durante os ensaios.

Richardson e Whitman (19), citam que em todos

os casos em que tem sido possível medir as tensões intersticiais durante ensaios sem drenagem com diversas velocidades de carga, se tem encontrado que a variação de resistência ao cisalhamento sem drenagem se deve a uma diferença da tensão intersticial induzida. O aumento da velocidade de deformação implica em leituras de tensão intersticiais induzidas menores do que as que seriam realmente desenvolvidas pelas cargas aplicadas (2).

Taylor (1), acredita que o efeito da velocidade de deformação sobre a resistência, é causado pelas características de viscosidade ou de plasticidade do material nas zonas de absorção vizinhas aos pontos de contato ou quase contato das partículas de argilas, portanto sendo este efeito um fenômeno coloidal.

Como nos escoamentos plásticos e viscosos há dissipação de energia e deformações permanentes, no escoamento viscoso a energia mecânica dissipada para produzir uma dada deformação, depende da velocidade de deformação, enquanto no escoamento plástico ideal tal energia é independente dessa velocidade (2).

Costet e Sanglerat (10), aconselham que se realize o ensaio a compressão simples para determinar a resistência das argilas, uma velocidade de deformação controlada de 0.5 a 2.0% da altura por minuto durante o ensaio de 5 a 20 minutos.

2.2.10 Rigidez da estrutura sólida

A quantidade de distúrbio estrutural que é causada pela perturbação depende da deformação imposta, e um completo amolgamento pode requerer uma grande quantidade de deformação, ajudada possivelmente por deformações reversíveis. Entretanto uma quantidade apreciável de distúrbio pode ocorrer

rer em um ensaio de cisalhamento, o qual é levado até uma de formação relativamente grande.

As mudanças típicas de volume que ocorrem durante ensaios drenados de cisalhamento em argilas, provocam mais diminuições que aumentos na resistência ao cisalhamento. A alta resistência no ponto máximo em argilas, é o resultado da resistência estrutural, e a diminuição em resistência que ocorre depois que os pontos máximos são ultrapassados em um ensaio de cisalhamento, é o resultado do decréscimo da rigidez da estrutura sólida devido ao distúrbio da amostra.

Algumas argilas possuem grandes quantidades de rigidez da estrutura sólida, outros muito pouca. Contudo, as argilas completamente amolgadas que tenham sido consolidadas depois da perturbação, possuem pequena rigidez da estrutura sólida.

A rigidez da estrutura sólida é tão susceptível a modificar-se, que as mudanças de esforços e deformações ao cisalhamento que ocorrem nos mais refinados métodos de moldagem, são suficientes para destruir uma parte desta resistência. É bastante difícil entender a razão pela qual uma argila quando submetida a uma rutura natural, pode perder menor rigidez da estrutura sólida que quando se molda e se submete posteriormente a rutura do laboratório (1).

Em muitos solos existe uma grande diferença entre a resistência ao cisalhamento máxima do solo tal como existe no terreno, e a resistência máxima do solo depois de amolgada sem variação de umidade.

Desafortunadamente, o processo de extração, corte e montagem da amostra do solo no aparelho de ensaio, pode ter uma influência muito importante sobre a estrutura do solo. Muitos pesquisadores tem estudado a perturbação de um solo, tais como, Hvorslev (21), Schertmann (22), Ladd e Lambe (23), Skempton e Sowa (24).

Os resultados apresentados pela argila de Kawasaki, mostram que o esforço medido é aproximadamente 1/3 da obtida com amostra perfeita. Em outras palavras, a perturbação durante a extração da amostra, dá lugar a uma destruição de quase 2/3 da tensão máxima na amostra alterada.

O ensaio de compressão simples dá uma resistência ao cisalhamento sem drenagem de somente 40% de existente in situ. Dando portanto, só uma idéia da coesão.

Devido a perturbação por extração das amostras, os ensaios de compressão simples, inclusive podem subestimar a resistência ao cisalhamento in situ.

O emprego de ensaios CSD compensa os efeitos da perturbação, tais ensaios podem subestimar a resistência já que o peso específico do solo aumenta na reconsolidação devido a que, a perturbação faça aumentar a compressibilidade do esqueleto mineral.

O ensaio de penetração dinâmica, proporciona uma avaliação tosca da resistência. Também existem problemas com o ensaio Vane Test devido à perturbação criada ao introduzir o aparelho no terreno, a velocidade de deformação, etc. Geralmente tem-se encontrado que os ensaios de Vane Test realizados adequadamente e os ensaios de compressão simples sobre amostras inalteradas de boa qualidade, dão resistências que concordam com um erro de 25%. O ensaio Vane Test pode indicar, ainda que nem sempre, uma maior resistência para um certo solo que o ensaio de compressão simples.

Em resumo, devido a resistência ao cisalhamento sem drenagem de um solo ser bastante sensível às condições do ensaio, é difícil estabelecer uma resistência sem drenagem com um erro inferior a $\pm 20\%$.

Para argilas uniformes, normalmente consolidadas, o melhor método consiste em consolidar as amostras sobre esforços efetivos superiores ao dobro do existente in situ, cor

rigindo assim a resistência ao cisalhamento sem drenagem no quociente entre o esforço efetivo in situ e o esforço de consolidação utilizado em laboratório. Este método corrige os erros devido a perturbação da tomada da amostra (2).

O comportamento mecânico de um elemento de solo dependerá em grande parte da estrutura que possui. Em geral, um elemento de solo flocculado tem uma maior resistência, uma menor compressibilidade e uma maior permeabilidade que o mesmo solo com o mesmo índice de vazios, porém em estado disperso. A maior resistência e menor compressibilidade em estado flocculado se deve a atração entre as partículas e a maior dificuldade para separá-la quando se encontra em disposição desordenada.

Em geral um aumento da pressão sobre um elemento do solo, produz um aumento da resistência ao cisalhamento, uma diminuição de compressibilidade e uma redução da permeabilidade, os efeitos contrários se produzem se as pressões diminuem.

A diminuição do conteúdo de eletrólitos da água em torno das partículas do solo pode reduzir a força de atração entre as mesmas. Com isto, o arraste do sal dos poros, pode causar uma redução da resistência ao cisalhamento (2).

2.2.11 Meio ambiente

Existem várias características do meio ambiental que podem ter influência sobre seu comportamento, tais como, a natureza do fluido intersticial, temperatura.

Pode ocorrer que ao longo da história de um sedimento argiloso, pode produzir-se uma lavagem gradual do sal que ocupa os poros, de forma que o fluido intersticial pode ser muito diferente do que existia no instante da formação do sedimento. Portanto, a diminuição do conteúdo de eletrólitos da

água em torno das partículas do solo pode reduzir a força de atração entre as mesmas. Em outras palavras, o arraste do sal dos poros pode dar lugar a uma redução da resistência ao cisalhamento. Estas argilas são conhecidas como argilas sensíveis.

O tempo, as variações de pressão e condições ambientais desde o instante da formação, podem dar lugar a que um solo tenha uma maior resistência em estado inalterado que no estado remoldado (2).

2.2.12 Duração da consolidação

O tempo que o solo permanece sob a pressão de consolidação tem influência sobre a resistência sem drenagem, pois, quanto maior o tempo da consolidação, maior será a resistência sem drenagem. Isto também se deve a que, as pressões intersticiais induzidas no processo de cisalhamento são diferentes em ensaios com o tempo de consolidação variável. Provavelmente este efeito está associado com a consolidação secundária. Quanto mais tempo permanece uma amostra sob a pressão de consolidação mais compacta resulta e, portanto, menores são as tensões intersticiais induzidas no processo de cisalhamento (25).

2.2.13 Outros fatores que influenciam sobre a resistência ao cisalhamento

As variações de temperatura, concentração de íons no fluido intersticial e outras mudanças ambientais, também podem modificar a grandeza da tensão intersticial induzida no cisalhamento sem drenagem, e portanto, fazem variar a resistência ao cisalhamento.

O estado de esforços antes da rutura, não tem uma influência decisiva sobre a resistência sem drenagem.

É oportuno dizer-se, que o esforço tangencial

adicional desenvolvido no corte sem drenagem, é uma parte bastante pequena da resistência ao cisalhamento.

No ensaio sem drenagem a resistência ao cisalhamento aumenta:

- ao diminuir a umidade
- ao aumentar a pressão de consolidação
- ao aumentar a pressão de préconsolidação

A trajetória de esforços efetivos no corte sem drenagem de um solo, depende da tendência a expansão ou contração no processo de cisalhamento, isto é, depende da compactação inicial considerada em relação ao esforço efetivo inicial (2).

Atrito do Pistão - Se houver qualquer atrito do pistão na célula triaxial, podem surgir erros, que segundo Warlam (26), os mesmos não tem grande importância, e concluiu que o atrito usando um pistão de 3/4", está compreendido entre 1% a 3% da carga axial aplicada. Bishop e Henkel (27) citando Houssler informam, que este projetou uma célula em que o atrito do pistão na mesma, está compreendido entre 1% a 2% da carga axial.

2.2.14 Efeito da membrana de borracha

Em ensaios de longa duração, a permeabilidade da membrana torna-se muito importante, sendo muito maior para o ar para a água. A membrana ao absorver água, pode amolecer durante prolongada imersão (27).

Warlam (26), estudando as argilas moles de Chicago, observou que a membrana aumentava a rigidez da amostra em 10% a 20%.

Chen (28), afirma que a membrana tem muito pouca influência sobre o valor da tensão máxima, em contraste, tem importante efeito sobre a declividade e forma da curva tensão deformação.

Bishop e Henkel (27) propõem a seguinte correção para o cálculo das tensões principais:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_3)_m - \frac{\pi D M \epsilon}{a} \quad 2.4$$

onde:

- $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$ - Tensão de compressão medida
 a - Área corrigida da amostra para a deformação axial ϵ
 D - Diâmetro inicial da amostra
 M - Módulo de compressão da membrana por unidade de comprimento.

2.2.15 Amolgamento da amostra

Finalmente, analisa-se o amolgamento da amostra, que parece ser o mais importante dos fatores que afetam a resistência ao cisalhamento dos solos.

La Rochelle e Lefebvre (29), mostram que o amolgamento reduz de 50% a 60% a resistência não drenada, quando as amostras são obtidas por "Shelbies" quando comparadas com as obtidas por blocos. Conlon e Issacs (30), estudando a resistência não drenada das argilas de Welland (Ontario-Canadá), encontraram que a resistência decresce rapidamente com o aumento do grau de amolgamento, e conseqüente aumento da percentagem de deformação para a rutura.

2.3 Fatores que influenciam sobre a compressibilidade do solo argiloso

Quando uma amostra de solo é submetida a esfor

ços de tal maneira que seu volume diminua, esta diminuição pode ser atribuída a três fatores:

- 1 - Compressão da matéria sólida
- 2 - Compressão da água e do ar dos vazios
- 3 - Escape da água e do ar dos vazios.

Existem outros fatores que influenciam sobre a compressibilidade de uma argila. Alguns destes se apresentam tanto no terreno como nos ensaios de laboratório, enquanto que outros são característicos das condições de ensaio no laboratório. Entre eles podem ser citados (2).

- temperatura do solo durante o processo de consolidação
- tamanho da amostra (relação diâmetro-altura da amostra)
- distúrbio na preparação da amostra
- atrito da amostra na parede do anel
- história das tensões (31).
- grandeza das tensões aplicadas (31)
- atrito da amostra na parede do anel (32).

Alguns destes fatores, especialmente os que se processam durante o ensaio de laboratório tem sido estudados por Lambe (32), Taylor (1) e Simons (33).

2.3.1 Fatores característicos do solo

A compressibilidade de uma massa de solo depende da rigidez do esqueleto do mesmo. A rigidez, por sua vez,

depende do arranjo estrutural das partículas, e em solos de grãos finos, no grau ao qual as partículas adjacentes estão ligadas entre si.

Uma estrutura do tipo favo de abelha, ou em geral, qualquer estrutura com alta porosidade, é mais compressível que uma estrutura densa. Um solo que está composto predominantemente de grãos planos, será mais compressível que um solo que contenha uma maioria de grãos esféricos (1).

O efeito da compressão secundária aumenta com o conteúdo de matéria orgânica do solo; esta é uma razão pela qual a consolidação primária das argilas orgânicas se desvia mais da curva teórica que as das inorgânicas. Há, entretanto, outra razão responsável por este maior desvio, é que nas argilas orgânicas C_v e e variam grandemente, em contraposição com as hipóteses da teoria.

Para solos altamente orgânicos e as vezes bastante porosos, tais como turfas, a compressão primária ocorre normalmente em forma simultânea com a aplicação da carga (9).

Segundo Sanglerat (10), a importância relativa da consolidação primária e da consolidação secundária, dependem muito do tipo de solo considerado. Na maioria das argilas minerais, o recalque primário, é mais elevado que o recalque secundário. Podemos admitir que a consolidação secundária só se manifesta de forma apreciável, depois de finalizar a consolidação primária.

Para solos de origem orgânica e certos siltes minerais, o recalque secundário, ao contrário, é muito mais importante e de uma ordem de grandeza comparável as do recalque primário. Torna-se muito difícil distinguir os fenômenos, e em certos casos, a consolidação secundária emascara, inclusive totalmente, o efeito primário.

Lambe e Martin (34) mostram que a compressibili

dade de solos compostos de uma mistura de ilita e montmorilona varia com a troca de cátions, na seguinte ordem decrece: Na, Ca, Mg, K e H.

Bjerrum (35), saturou com diferentes cátions, amostras da argila marinha amolgada da Noruega, os cátions da amostra foram substituídos por outros e os resultados dos ensaios indicaram que a resistência e o índice de plasticidade aumentarem segundo a ordem dos cátions: H^+ , Na^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{++} , F^{+++} e K^+ . Ao mesmo tempo, a compressibilidade diminuiu segundo a mesma ordem dos cátions. Pelo exposto, a rigidez da estrutura sólida depende de suas condições ambientais; o fator básico que governa a estabilidade química dos minerais de argila, é o valor do potencial hidrogênio (pH) de sua carga intersticial. Assim, qualquer mudança que reduza o pH, aumenta a velocidade de desintegração dos minerais e vice-versa.

Outro fator que modifica a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento das argilas, é a precipitação de agentes cimentantes quimicamente estáveis, constituídos a partir de certos agentes químicos solúveis, tais como: matéria orgânica, carbonetos, gesso, alumínio e compostos de ferro, que sob certas condições dão lugar aos primeiros, estes cimentantes possuem considerável resistência.

Comparando o limite de liquidez de diferentes argilas e seu índice de compressão C'c (medido em amostras amolgadas), Skempton propôs para amostras amolgadas e indeformadas as seguintes correlações (19):

$$C'c = 0.007 (LL - 10) \quad 2.5$$

$$Cc = 0.009 (LL - 10) \quad 2.6$$

2.3.2 Fatores inerentes aos ensaios de laboratório

2.3.3 Dimensões da amostra

Segundo Badillo (9), o estudo no laboratório do efeito primário deve ser feito usando amostras delgadas, afim de evitar o efeito distorcional da consolidação secundária.

Tuma e Abdel-Hady (36), asseguram que o diâmetro da amostra deve variar de 4,57 cm a 11,27 cm, enquanto que a altura varia de 1,90 cm a 3,81 cm, os mesmos autores informam ainda que a relação altura/diâmetro deve ser geralmente igual a 0,4.

Lambe (2) mostra que, o efeito da espessura da amostra sobre a importância relativa das consolidações secundária e primária para um dado solo, é que, quanto mais delgada é a amostra, menor é o tempo necessário para a dissipação das sobrepressões intersticiais.

Lambe (32), pesquisando amostras com alturas e diâmetros respectivamente de 10,79 cm e 3,18 cm, 6,99 cm e 2,16 cm; encontrou que a relação de compressão depende das dimensões da amostra, e que com amostras maiores foram encontrados altos valores para o coeficiente de adensamento. Pelo exposto, ele sugere que o diâmetro da amostra seja maior que 6,35 cm e a relação altura/diâmetro esteja compreendida entre 0,25 a 0,33.

Enkeboll (37), indica que um resultado satisfatório pode ser obtido sobre amostras com diâmetros e alturas de respectivamente: 6,985 cm e 1,905 cm.

Sanglerat (10), diz ser necessário que a altura da amostra seja grande em relação ao tamanho dos grãos, para que se possa admitir que o repartimento de cargas seja homogêneo; e que também deve ser grande a relação entre o diâmetro e a altura, para que o efeito do atrito nas paredes laterais possa ser desprezível.

2.3.4 Velocidade e grandeza das tensões aplicadas

3.1 = 8.1
1 - 2.54
3.1

No ensaio de consolidação deve-se usar incrementos de cargas os maiores possíveis, com o objetivo de obter curvas de consolidação que não resultem distorcidas pelo efeito secundário. Esta conclusão entretanto, deve atenuar-se pelo fato de que se se usam incrementos muito grandes, os valores de K , a_v e índice de vazios, podem variar o suficiente para produzir discrepâncias importantes nos resultados. A experiência tem demonstrado que a melhor maneira, é usando uma série de incrementos de cargas, em que cada uma duplique a carga total precedente (9).

A grandeza da resistência plástica do solo depende principalmente da velocidade de compressão. Entretanto, outras variáveis podem ter algum efeito sobre seu valor; a muito baixas velocidades de compressão é possível que algum tipo de cimentação ou ação ligante possa ocorrer, e a compressão introduzirá possivelmente alguma mudança estrutural que possa afetar a resistência (1).

Taylor (38), tem demonstrado que o uso de relações de incrementos de cargas muito pequenas deve ser evitado.

Com a argila de Boston, foi comprovado que o módulo edométrico aumentava em 30% quando a carga era triplicada a cada 24 horas, em lugar de somente duplicar (10).

2.3.5 Temperatura do solo

Segundo Badillo (9), as mudanças de temperatura da amostra durante o ensaio, refletem também nas formas da curva de compressibilidade e de consolidação. Se os ensaios se realizam a temperatura maior que a do terreno, a curva virgem se desloca para a esquerda, obtendo-se valores de carga de pré-consolidação errôneos, este efeito segundo Casagrande, é particularmente notável em siltes e argilas orgânicas, porém não tem sido ainda suficientemente investigado para permitir

afirmações mais detalhadas.

Quando são efetuados ensaios com intervalos de tempos suficientes para definir o trecho da consolidação secundária, em todos os incrementos de carga e evitando variações apreciáveis da temperatura, tem sido observado sistematicamente que o declive destes trechos é consideravelmente menor para pressões no trecho de recompressão para as correspondentes ao trecho virgem, Casagrande, tem informado que a relação entre estes declives é, aproximadamente, de 1:3.

Segundo Lambe (32), a temperatura em que se realiza o ensaio, influe sobre a permeabilidade e esta por sua vez influe sobre o coeficiente de consolidação.

Gray (39) informa, que um aumento na temperatura parece não ter importante influência sobre a compressão primária, porém, ocasiona um decréscimo na compressão secundária. Como a compressão secundária é muito mais importante em solos orgânicos, o efeito é provavelmente mais sério sobre as curvas de compressão de solos orgânicos.

2.3.6 Tempo de consolidação

O tempo necessário para o processo de consolidação (t), está relacionado com dois fatores:

1 - O tempo transcorrido deve ser diretamente proporcional ao volume de água que tem de escapar do solo. Porém, este volume de água, está por sua vez relacionado com a variação de esforços ($\Delta\sigma$), com a compressibilidade do esqueleto mineral (M_v) e com o volume do solo.

2 - O tempo será inversamente proporcional à velocidade com que a água pode circular através do solo, isto é, está relacionado com o produto da permeabilidade (K) do solo

pelo gradiente hidráulico ($\Delta\sigma/H$), e que o gradiente é proporcional a perda de carga do fluido através do solo dividido pela distância que deve percorrer o fluido intersticial (H).

$$t = \frac{\Delta\sigma M_v \cdot H}{K \cdot \Delta\sigma/H} \quad 2.7$$

A duração da consolidação secundária é máxima para solos muito plásticos e especialmente para solos orgânicos.

A consolidação secundária se processa devido a que, a relação entre a relação de vazios do solo e o esforço efetivo possa depender do tempo; quanto mais tempo permanece a argila sob um esforço efetivo constante, maior compacidade alcança (2).

2.3.7 Fatores que influenciam no tempo de consolidação

1 - O tempo varia em forma diretamente proporcional ao quadrado da espessura efetiva do estrato, se ambos têm as mesmas características de drenagem.

É a espessura do estrato que governa a evolução do processo de consolidação unidimensional com fluxo de água vertical, isto é, a trajetória física real que a água tem que percorrer para abandonar o estrato.

2 - O tempo necessário para que um solo alcance um certo grau de consolidação é inversamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade (K).

3 - O tempo necessário para que um solo alcance um certo grau de consolidação é diretamente proporcional ao coeficiente de compressibilidade a_v (9).

Segundo Sanglerat (10), Brinch Hansen encontrou a seguinte expressão algébrica aproximada, válida para todos

os valores do fator tempo.

$$U = \sqrt[6]{\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0.5}} \quad 2.8$$

e diz, que os erros são inferiores a 1%. Terzaghi, por sua vez encontrou a seguinte expressão aplicável quando o fator tempo está compreendido entre 0 e 2, e portanto, quando o grau de consolidação for inferior a 0.5:

$$U = 1.128 \sqrt{T_v}$$

2.3.8 Distúrbio da amostra

Mesmo que tenha o máximo de cuidado para obter amostras inalteradas, não se pode impedir que a amostra se deforme ligeiramente, devido os esforços principais que tinha in situ. Sempre a amostra extraída dará lugar a certa expansão. Isto se deve a que, as partes exteriores da amostra em contato com os mostreadores se alteram, ficando sujeitas a pressões internas menores que no meio da amostra, muito menos alterados.

A curva de recompressão que se obtem de uma amostra extraída e carregada no laboratório, não é idêntica a obtida de um ensaio realizado sem manipulação prévia da amostra.

Quando se extraem amostras inalteradas de poços de amostras, é frequente obter curvas de recompressão com declives iniciais altas, que se ligam ao trecho virgem de um modo gradual.(2).

Van Zelst (40) tem apresentado dados sugerindo, que a espessura da zona de distúrbio causada pelo corte da amostra é essencialmente independente da espessura da amostra.

tra. Ele encontrou que para a argila por ele pesquisada, uma zona de 0.1 in em cada face da amostra se mostrava alterada pelo referido corte. Este distúrbio tende a diminuir o resultado da curva índice de vazios-pressão. De ensaios de laboratório, ele concluiu que os parâmetros encontrados dependem das dimensões da amostra.

Starnes e Bennett (4), realizando uma série de ensaios sobre cinco diferentes argilas, com 4 1/4 de diâmetro por 1 1/4 de espessura e 2 3/4 in de diâmetro por 0.85 in, os resultados indicaram que a curva índice de vazios-pressão, era sensivelmente independente das dimensões da amostra. Desafortunadamente, a razão de compressão foi grandemente dependente das dimensões, altos coeficientes de consolidação foram obtidos sobre muitas amostras.

Em vista disto, ele recomenda uma razão diâmetro-espessura em torno de 3 a 4, e ainda, que diâmetros maiores que 2 1/2 a 2 3/4 in, são aconselháveis.

Milovic (42) estudando as argilas de St-Simon e Nicolet em Quêbec-Canadá, encontrou que os parâmetros de resistência ao cisalhamento, índice de compressão e módulo de elasticidade, obtidos com amostras extraídas por Shelby's são menores que aquelas obtidas com amostras de blocos; e sugere que um estudo das características anisotrópicas do meio é necessário para uma correta interpretação dos resultados, tanto de laboratório quanto in situ.

2.3.9 Atrito lateral

Parte da carga aplicada à consolidação da amostra é transferida a parede do anel pelo atrito entre a parede e a amostra. O efeito do atrito é menor no oedometro de anel flutuante que no de anel fixo (32). Taylor (38), encontrou para as argilas azul de Boston que a força de atrito variava de

12% a 22% da carga aplicada para argilas amolgadas, e 10% a 15% para argilas não amolgadas. O mesmo autor informa ainda, que para essas argilas, o atrito lateral não afeta muito o coeficiente de consolidação e o coeficiente de compressibilidade.

Borrows (43) aconselha dar um acréscimo de 10% na carga de consolidação para compensar o atrito. Lambe (32) porém, enfatiza que o atrito é função da tensão intergranular, e por conseguinte, varia durante o processo de consolidação e depende também da aderência do solo ao anel, e que a característica friccional é diferente para diferentes tipos de solos.

Para reduzir o efeito do atrito lateral, Lambe (2) sugere que a relação altura-diâmetro da amostra seja em geral de 1:3 a 1:4, e que seja empregado o oedômetro de anel flutuante.

CAPÍTULO III

OBJETIVO DA PESQUISA

Na investigação do tipo de solo, tem-se a notar que a Mecânica dos Solos tem de aceitar o solo como ele existe, e determinar suas propriedades em cada local e em cada situação. Sabemos que na natureza os solos podem se apresentar nos estados mais heterogêneos possíveis, com comportamentos extremamente diferentes. Cumpre pois, investigar as condições em que ocorrem os solos, quer por meio de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas ou por meio de ensaios de campo. Com a finalidade de precisar as condições físicas de um determinado tipo de solo, são definidos os índices físicos pretendendo estabelecer relações entre as várias fases constituintes de um solo. Deste modo, o principal objetivo desta pesquisa, foi estudar as propriedades de resistência e recalque in situ e em laboratório, de um depósito de argila da cidade de João Pessoa, e por conseguinte, de grande importância para fins práticos de engenharia, pois trata-se de uma área prioritária para expansão da cidade, e portanto, para a elaboração de futuros projetos nesta zona onde a camada da argila se faz presente em espessura considerável.

A pesquisa objetiva particularmente os seguintes aspectos:

1 - Estudar as variações das propriedades do solo com a profundidade e ao mesmo tempo avaliar a homogeneidade do depósito de argila.

2 - Adquirir um conhecimento mais profundo sobre as características de resistência e recalque da argila em estudo.

3 - Obter-se correlações estatísticas entre os diversos parâmetros encontrados da argila. Estas correlações são, obviamente, somente válidas para este solo em particular, e para as condições de estudo.

CAPÍTULO IV

LOCALIZAÇÃO E OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

O local escolhido para a realização dos ensaios in situ, como também para a retirada das amostras indeformadas, foi a 5.00 m da margem direita do Rio Jaguaribe, na interseção da Avenida Beira Rio com o prolongamento da Avenida Panorâmica, na cidade de João Pessoa na Paraíba, na Figura 1 é apresentada a localização dos furos.

A escolha do local e a distribuição dos furos de sondagem foi arbitrária, procurando-se todavia, elaborar um programa com o propósito de minimizar os distúrbios e variações do material investigado. Nas Figuras 2a e 2b, são mostrados o perfil do solo no local estudo e a posição dos furos.

Para a retirada das amostras indeformadas, foram utilizados tubos Shelby's de latão de parede fina sem costura.

Ao longo da camada de argila foram retiradas amostras a cada metro de profundidade. Para os ensaios de adensamento e triaxial não houve praticamente preparação de amostras uma vez que os Shelby's já possuíam os diâmetros requeri

dos para estes ensaios.

Para a retirada da amostra, foram cravados no solo tubos de revestimento, o furo por eles produzidos foi limpo por lavagem e seco. O amostrador conectado a extremidade de uma haste, foi introduzido no fundo do furo até uma profundidade de 15 cm menor que o seu comprimento, fazendo-se então a cravação do Shelby com um movimento lento e contínuo, procurando-se assim evitar ao máximo o amolgamento da amostra. Quando o amostrador estava cravado, rodava-se a haste para cisalhar a ponta da amostra e retirava-se o amostrador. As faces da amostra de solo eram regularizadas e isoladas com parafina, para impedir o contato do solo com o ar atmosférico e consequentemente a perda de umidade do seu estado natural.

Furo nº 1 - Ensaio de penetração dinâmica (SPT), para estimar o grau de consistência das camadas. O tubo de revestimento possuía um diâmetro de 63,5 mm.

Furo nº 2 - Retirada de amostras indeformadas através dos tubos Shelbies com 40.2 mm de diâmetro e tubos de revestimento de 63.5 mm de diâmetro, para realização dos ensaios triaxiais e de determinação dos limites de consistência, peso específico aparente seco e úmido, densidade real e umidade do solo.

Furo nº 3 - Ensaios de consolidação, Vane Test indeformado e análise granulométrica. Os tubos Shelby possuíam diâmetro de 101.6 mm.

Furo nº 4 - Ensaio de penetração estática, afim de medir-se a resistência que o solo oferece a penetração da ponta cônica (R_p); através do aparelho Deep Sounding.

Furo nº 5 - Ensaio de Vane Test in situ, com o objetivo de determinar-se a resistência ao cisalhamento do solo. O tubo de revestimento possuía diâmetro de 75 mm.

4.1 Aspectos geológicos do subsolo da cidade de João Pessoa

Sob este título, procura-se dar um resumo da descrição minuciosa apresentada por Barros (44). Este informa que a cidade de João Pessoa, está assente na bacia sedimentar litorrânea que compreende os Estados de Pernambuco e Paraíba. Esta bacia ocupa uma faixa de aproximadamente 40 km de largura, e nessa cidade a espessura da bacia não ultrapassa de 150 m.

4.2 Origem e formação

A bacia sedimentar da cidade de João Pessoa apresenta rochas de idades terciárias e quaternárias, e acha-se representada pelas seguintes formações:

Maria Farinha - De idade terciária - paleocênica (65 milhões de anos), constituída de calcário fornífero, sob a forma de bancos bem distintos, margas e argilas calcíferas. Esta formação tem espessura máxima de aproximadamente 35 m.

Formação Barreira - Constituída de sedimentos

clásticos de origem continental, pouco consolidados, representados por areia 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 antigos rios. 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.

Sedimentos Quaternários ou Holocênicos - São de 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.

FIGURA 1 - Mapa da cidade de João Pessoa, mostrando a localização dos furos.

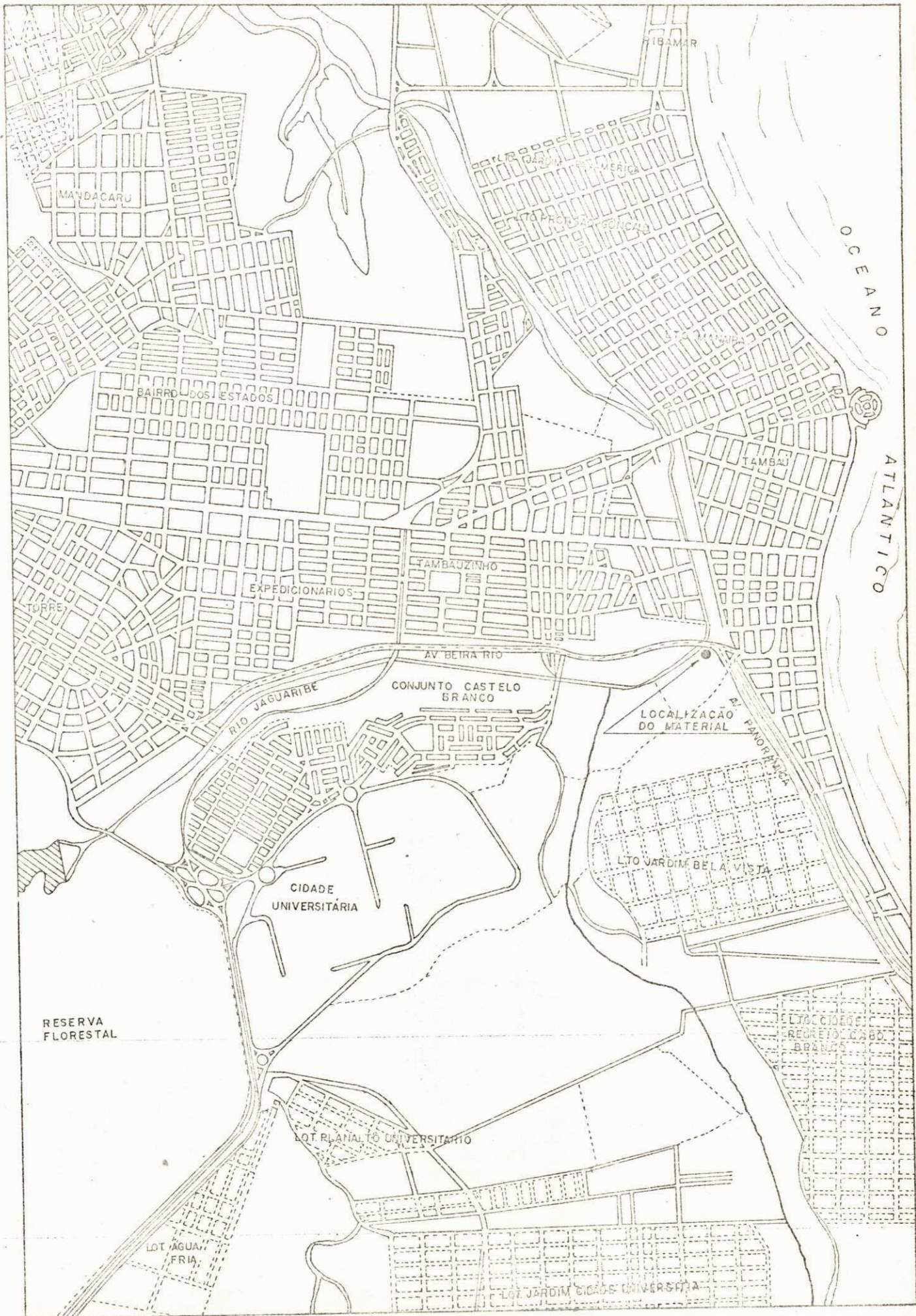
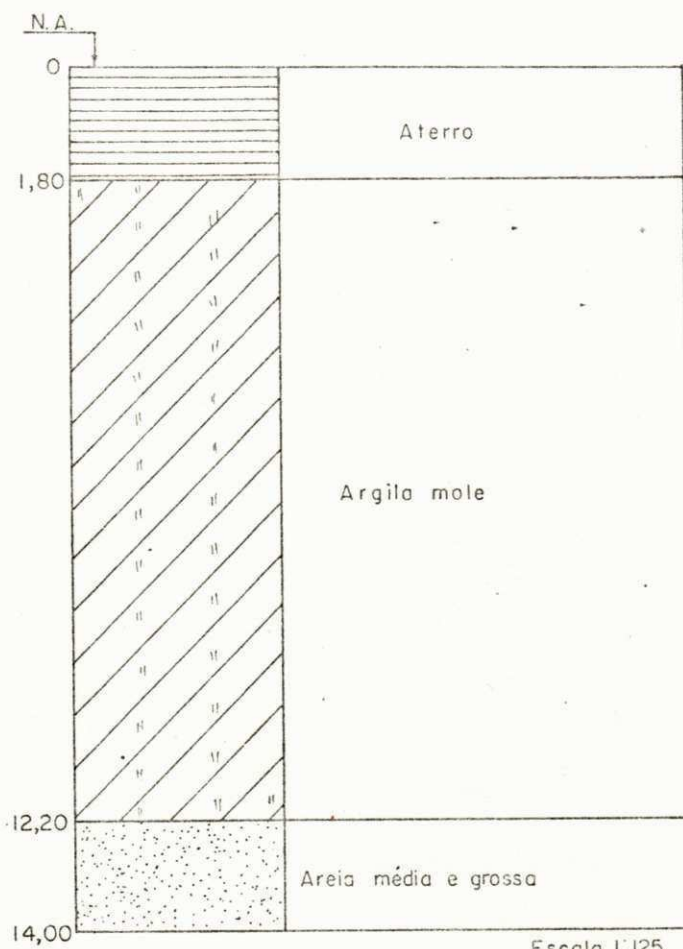
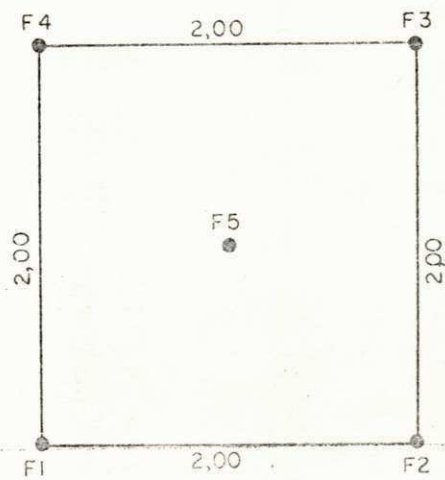


FIGURA 2a - Perfil do solo no local da retirada das amostras

FIGURA 2b - Posição dos furos



(a)



(b)

CAPÍTULO V

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS IN SITU

5.1 Introdução

Este estudo do solo, foi realizado no próprio local onde foram retiradas amostras indeformadas, por conseguinte, estes tipos de ensaios evitam a extração de amostras adquirindo uma grande importância nos solos susceptíveis a perturbação e quando as condições do terreno variam em sentido horizontal ou vertical, como é o caso do solo argiloso.

Para esta investigação foram realizados os seguintes ensaios: Vane Test, ensaio de penetração estática (Deep Sounding) e ensaio de penetração dinâmica (SPT). Os ensaios Vane Test e Deep Sounding, foram realizados utilizando os equipamentos padronizados do Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco - ITEP, enquanto que o ensaio SPT, foi realizado com o equipamento padrão do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

5.2 Ensaio de penetração dinâmica

O ensaio consiste em fazer-se penetrar um amostrador padrão, a golpes dados por um peso de 65 Kg que cai em queda livre de uma altura de 0.75 m, contando o número de golpes necessários para alcançar uma penetração de 30 cm no interior do solo. Este ensaio foi realizado utilizando o amostrador conforme a geometria e dimensões indicadas na Figura 3. Este é ligado a haste e colocado no fundo do furo de sondagem após ter este sido limpo por jato d'água. Depois que o amostrador atinge o fundo, o peso é deixado cair no topo da haste de cravação até que o amostrador penetre cerca de 15 cm no solo, a partir daí começa-se o ensaio de penetração, anotando-se o número de golpes para os 30 cm seguintes de penetração.

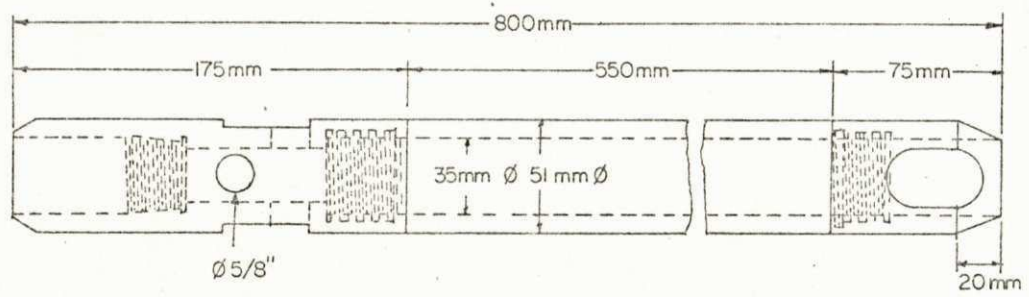
As medições foram realizadas em cada metro da camada argilosa, até a profundidade de 12.00 m.

A utilidade e importância maiores do ensaio de penetração dinâmica, radicam nas correlações realizadas no campo e no laboratório em diversos solos.

5.3 Ensaio de penetração estática

Este ensaio é executado fazendo-se penetrar no solo um conjunto tubo-cone móvel, a uma velocidade constante da ordem de 1 cm/seg, a medida da pressão exercida pelo conjunto dá a resistência total (R_t), enquanto que a pressão necessária para que o cone penetre 25 cm no solo após a cravação do conjunto fornece a resistência de ponta (R_p). Devido o diâmetro da base ser maior que o tubo, esta prova não avalia a resistência lateral (R_l) que é obtida pela diferença $R_t - R_p$; após cada ensaio de penetração o cone é introduzido 50 cm e repete-se o ensaio em toda a altura da zona a reconhecer-se. A pressão exercida na haste conectada ao tubo-cone é registrada por duas células manométricas, sendo uma para pressões de 0Kg/cm² a 50 Kg/cm² e a outra para pressões de 50 Kg/cm² a 250 Kg/cm². O aparelho utilizado possui uma capacidade máxima de

FIGURA 3 - Aspectos geométrico e dimensões do amostrador SPT,
usado no ensaio de penetração dinâmica.



2.000 Kg. O cone, conforme é apresentada na Figura 4, possui um ângulo no vértice de 60° e 10 cm^2 de seção.

As medições das resistências de ponta foram efetuadas em intervalos de 1 m, sendo a última feita a uma profundidade de 12.00 m.

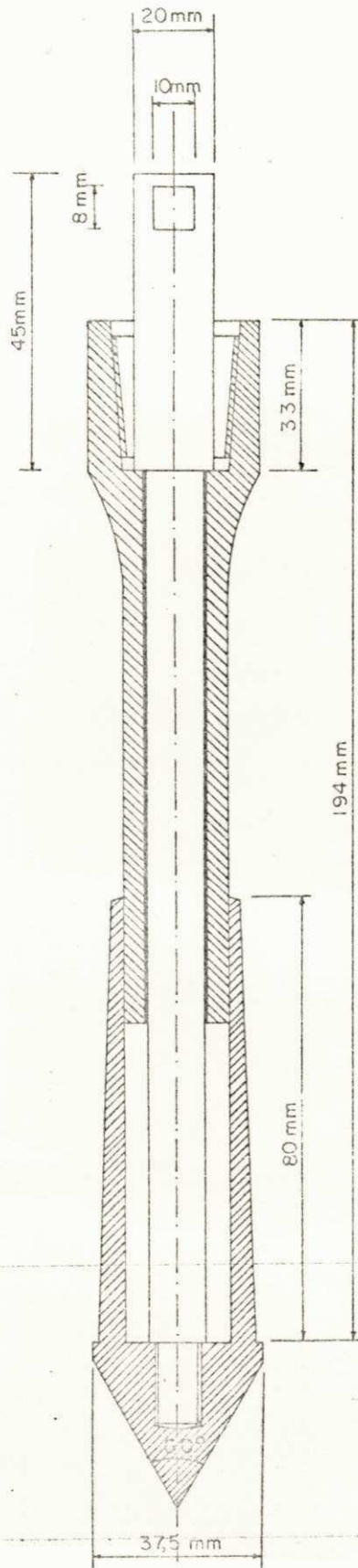
Em argilas, existe o inconveniente de que a resistência destes materiais depende muito da velocidade de aplicação das cargas, porque na prova podem ter-se resultados não representativos da realidade (9).

A experiência tem demonstrado que a determinação da resistência ao cisalhamento de uma argila a partir deste ensaio pode ser muito inexata (2).

5.44 Ensaio Vane Test

Para efetuar o ensaio, um par de palhetas idênticas (ver Figura 5), ligadas a uma haste eram penetradas em um tubo de revestimento de 75 mm de diâmetro cravado no solo, até atingir a profundidade desejada e de tal maneira que as palhetas não ficassem no interior do tubo, ficando assim livre da influência do mesmo. Uma vez cravadas no solo, se aplica gradualmente na alavanca conectada a haste no seu extremo superior, um par de torções horizontais necessários para fazer com que um cilindro do terreno gire em torno do eixo de simetria vertical das palhetas, estas ao girarem formam quatro diedros que tem por aresta comum vertical o eixo de torção. A tensão de cisalhamento desenvolvida em todos os pontos da superfície de revolução é originada por um par resistente que durante o deslizamento é igual ao momento torçor exercido, podendo-se então, calcular a coesão C_u do solo por meio da expressão $C_u = kM$, onde $k = 2.66 \text{ pol}^{-3}$ é uma constante que depende da geometria das palhetas, e M é o momento resistente em lb. pol e C_u em lb/pe^2 . O cálculo da constante k é mostrado no Apêndice C.

FIGURA 4 - Aspecto geométrico e dimensões do cone usado no ensaio de penetração estática (Deep Sounding).



Após a medição da resistência indeformada utilizando uma alavanca com capacidade máxima de 600 lb. pol, fazia-se a determinação da resistência deformada do solo, porém com uma alavanca com capacidade de 200 lb. pol. Estas medições foram realizadas a cada metro de profundidade, até um máximo de 12.00 m.

FIGURA 5 - Geometria e dimensões das palhetas do Vane Test usado in situ.

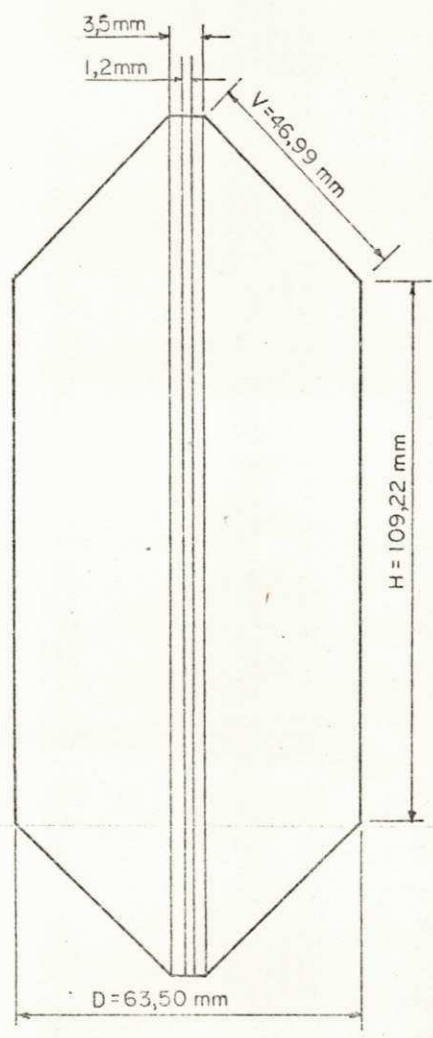
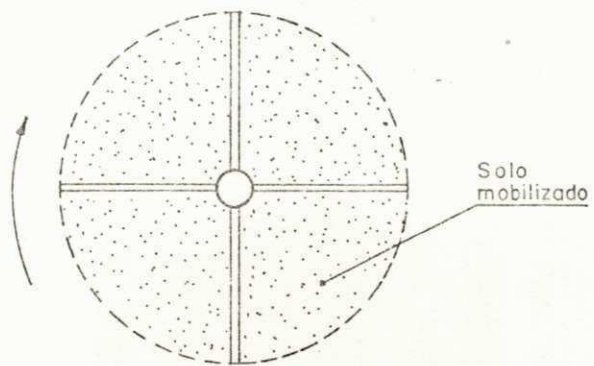


FIGURA 6 - Execução do ensaio de penetração dinâmica (SPT)

FIGURA 7 - Equipamento Deep Sounding utilizado no ensaio de pe
netração estática

FIGURA 8 - Aparelho Vane Test utilizado na determinação da coe
são in situ

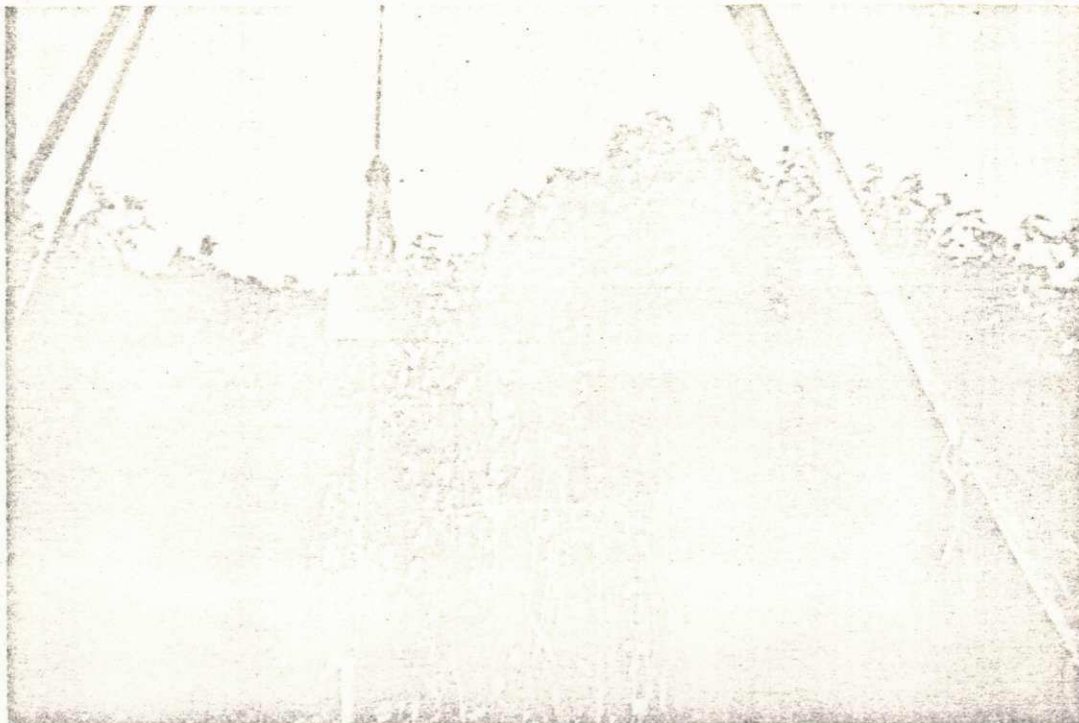


FIGURA 6

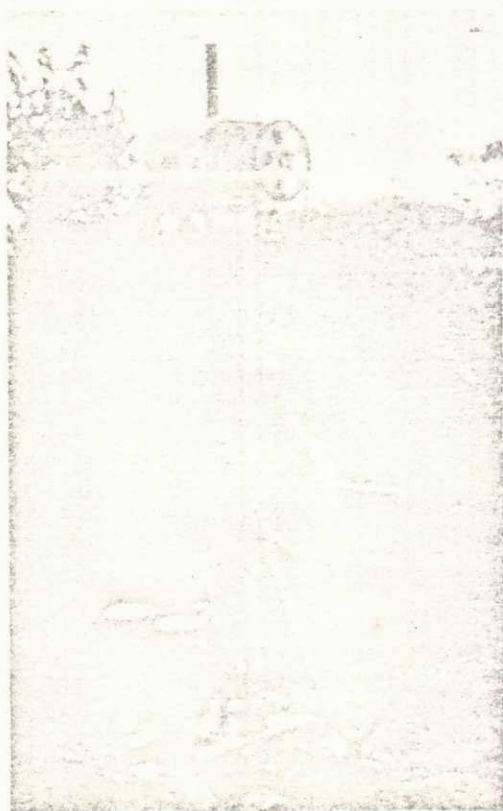


FIGURA 7



FIGURA 8

CAPÍTULO VI

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO

6.1 Introdução

Todos os ensaios foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

Após a chegada ao laboratório os Shelby's foram colocados em câmara úmida, consistindo a mesma de um depósito de areia saturada com água, onde eram enterrados para evitar perdas ou ganhos de umidade.

Os ensaios levados a efeito no laboratório, consistiram de: teor de umidade; limites de Atterberg, densidade real, peso específico aparente úmido, análise granulométrica, compressão simples, compressão triaxial não consolidado não drenado e consolidado drenado, consolidação e Vane Test.

6.2 Teor de umidade

Estes ensaios foram realizados segundo o Método da Estufa. Este parâmetro foi determinado utilizando-se quatro

amostras representativas de cada metro de profundidade, cada amostra tinha cerca de 30 g a 50 g, quando pesada com sua umidade natural. As amostras foram secas em estufas a uma temperatura de 60°C, a fim de evitar queima de matéria orgânica.

6.3 Limites de Atterberg

Limite de liquidez

Este parâmetro foi determinado segundo as recomendações do método DNER-DPT M 44-64 (45). A amostra foi obtida, segundo o item 4d do "Método de Preparação de Amostras de Solos para Ensaios de Caracterização" DPT M 41; tomando-se um número de seis pontos em umidades diferentes para cada profundidade e cerca de 70 g do material para cada ponto a determinar.

Para traçar a reta média dos pontos (número de golpes versus teores de umidade), foi utilizado um programa de computador para construir retas de regressão e determinar seus respectivos coeficientes de correlação, este programa é apresentado no Apêndice D.

Limite de plasticidade

Para fazer esta avaliação foram utilizadas as recomendações do método DNER-DPT M 82-63 (45). A obtenção da amostra foi tal com o caso anterior, porém tomando-se somente cerca de 50 g de solo.

6.4 Análise granulométrica por sedimentação e peneiramento

Esta análise foi levada a efeito atendendo as recomendações do método DNER-DPT M 51-64 (45). A análise granu

lométrica neste método é uma combinação de análise por sedimentação e por peneiramento; este ensaio foi executado somente com amostra da profundidade média (6.00 m).

Sedimentação

A amostra para o ensaio foi obtida de acordo com o ítem 4a e 4b do método DNER-DPT M 41-63 (45), que consiste em pesar em um bēcher, com aproximação de 0.1 g, cerca de 70 g de solo passando na peneira de 2.00 mm. Como defloculante, usou se 125 ml de solução de hexametáfosfato de sódio com a concentração de 45.7 g do sal por litro de solução, esta foi tampada com carbonato de sódio até que a solução atingisse um pH entre 8 e 9, evitando-se assim a reversão da solução para ortofosfato de sódio.

Peneiramento

O material usado neste ensaio foi o proveniente do ensaio de sedimentação, pois quando terminadas as leituras feitas por ocasião do ensaio de sedimentação, a suspensão foi lavada com água potável na peneira de 0.074 mm removendo-se todo o material que tenha aderido a proveta, em seguida, a parte retida na peneira foi seca em estufa à 105^o a 110^oC, até constância de peso, e passadas na série de peneiras descritos pelo método, anotando-se com aproximação de 0,1 g, os pesos acumulados em cada peneira.

6.5 Densidade real

Para o ensaio do peso específico dos grãos, procedeu-se de acordo com as recomendações do ensaio DNER-DPT M 93-64 (45), a única modificação ao método, foi que, para a re

tirada do ar dissolvido na água e contido nos vazios do solo, foi utilizada a bomba de vácuo. A amostra foi obtida segundo o ítem 4b do método DNER-DPT M 41-63 (45).

Para cada metro da camada de argila foram realizadas duas determinações, e tomou-se a densidade real do solo como sendo a média destas, aceitando-se como verdadeira quando se encontrava dentro das variações que o método especifica, ou seja, quando não diferirem de 0.009.

6.6 Peso específico aparente úmido e seco

Para o procedimento deste ensaio empregou-se o Método da Balança Hidrostática, este processo é baseado no princípio de Arquimedes, caracterizado pela existência do empuxo hidrostático.

As amostras foram extraídas cuidadosamente dos tubos Shelby's para evitar-se o amolgamento, e rapidamente efetuava-se a pesagem a fim de que as amostras não perdessem umidade, em uma balança com precisão de 0.0001 g, logo após, as mesmas foram impermeabilizadas com parafina hidrofílica de densidade 0.921 g/cm, e executando-se a pesagem por imersão em uma balança hidrostática com precisão de 0.001 g. De posse desses resultados, determinam-se os pesos específicos.

6.7 Ensaio não consolidado não drenado (rápido)

O procedimento adotado neste ensaio, foi o apresentado por Bishop e Henkel (27).

Três amostras foram extraídas de cada tubo Shelby já o diâmetro (40.3 mm) apropriado para este ensaio, tendo-se apenas que cortá-las com uma altura de 76.2 mm, mantendo-se assim uma relação altura/diâmetro em torno de 2.

A obtenção de amostras perfeitas algumas vezes

apresentava-se difícil em decorrência de restos vegetais e/ou animais afetarem o corte da amostra, com um fio de aço muito fino. A amostra ao ser cortada era colocada imediatamente na base da célula do aparelho triaxial, sobre uma pedra porosa e envolvida em uma membrana de borracha, a qual era ajustada à base de célula e ao cabeçote por meio de anéis de vedação de borracha. Eram tomados cuidados especiais durante a fase de colocação do corpo de prova de modo a se evitar, tanto quanto possível, a deformação da amostra pelo seu peso próprio devido a sua pouca consistência.

Estes corpos de prova foram submetidos as seguintes tensões de confinamento: $(\sigma_3) = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, 1.0 kg/cm^2 e 1.5 kg/cm^2 , e com uma velocidade de deformação de 0.30 pol/min .

Com os resultados obtidos neste ensaio, plotaram-se gráficos entre o deviator stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) e as percentagens de deformações, tomando-se nestes gráficos a deformação de 5% para o traçado dos círculos de Mohr para cada tensão de confinamento aplicada.

Apresentam-se os valores da coesão não drenada (C_{uu}) e do ângulo de atrito interno (ϕ_{uu}) no Apêndice A; no Apêndice B mostram-se alguns círculos de Mohr traçados para este ensaio. Na Figura 13, mostram-se aspectos dos corpos de prova após os ensaios.

6.8 Ensaio consolidado drenado (lento)

Este ensaio foi executado obedecendo as prescrições de Bishop e Henkel (27).

Na realização desse ensaio, tomavam-se amostras com as mesmas dimensões das utilizadas nos ensaios não consolidado não drenado, as quais foram submetidas às mesmas pressões confinantes utilizadas naquele ensaio, sendo a velocidade

de deformação reduzida para 0.0005 pol/min. Este ensaio foi realizado com o objetivo de se determinar os parâmetros de resistência em um comportamento de longo prazo, e realizado somente na profundidade média (6.00 m).

Com os resultados obtidos neste ensaio, plotaram-se gráficos entre o deviator stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) e as percentagens de deformações, tomando-se nestes gráficos a deformação de 10% para o traçado dos círculos de Mohr para cada tensão de confinamento aplicado.

Apresentam-se os valores da coesão drenado (c_{cd}) e do ângulo de atrito interno (ϕ_{cd}) no Apêndice A; no Apêndice B mostra-se os círculos de Mohr traçados para este ensaio. Na Figura 13 mostra-se aspectos dos corpos de prova após os ensaios.

6.9 Compressão simples

Este ensaio foi encontrado obedecendo as prescrições de Bishop e Henkel (27).

A forma de extração das amostras, suas dimensões e velocidade de deformação empregada nos ensaios; foram as mesmas como no ensaio confinado.

Este ensaio foi realizado com o objetivo de se medir a resistência à compressão simples do solo, a um intervalo de um metro de profundidade. Embora o ensaio tenha sido executado no aparelho triaxial ele não é realmente um ensaio triaxial e não se classifica como tal, porém em muitos aspectos se assemelha a um ensaio rápido. Os esforços no início do ensaio são nulos, porém existem na estrutura do solo esforços efetivos não muito bem definidos, devido a tensão capilar na água intersticial (9).

No Apêndice A são apresentados os valores da resistência à compressão simples (σ_r), e no Apêndice B mostra-se

alguns círculos de Mohr para este ensaio.

6.10 Vane Test

O presente ensaio tem por objetivo determinar a coesão não drenada da argila em estudo. O aparelho usado é equipado para medir o torque e a rotação do Vane em graus. Para o ensaio, empregou-se uma velocidade angular constante de 2.4 rotações por minuto e um par de palhetas quadradas com 12.7 mm de lado, as palhetas ao girarem criam uma superfície de rutura cujo formato geométrico corresponde a um cilindro de revolução, conforme pode ser visto na Figura 9.

As amostras foram ensaiadas no próprio tubo Shelby, medindo-se o torque necessário para cisalhar a amostra em três pontos distintos no mesmo plano da amostra, considerando-se como torque do ensaio, o valor médio obtido dos três, e através deste, determinou-se a coesão não drenada C_u da amostra indeformada, pela expressão $C_u = kM$, em que, M é o torque do ensaio em lb.pol, C_u em lb/pol² e k é uma constante que depende da geometria das palhetas e igual a 3.816 pol⁻³, no Apêndice C mostra-se a determinação da constante k .

Estes ensaios foram executados a cada metro de profundidade do solo argiloso.

6.11 Adensamento

O método empregado para a execução deste ensaio foi o exposto por Lambe (32).

Com a finalidade de reduzir-se o amolgamento das amostras, o diâmetro dos anéis de adensamento ficaram condicionados ao diâmetro do Shelby; pelo fato do diâmetro do anel de adensamento ter sido adaptado ao diâmetro do Shelby, e utilizando-se o extrator de amostras, as quais foram extraídas dire

tamente do Shelby para os aneis de adensamento.

Os problemas encontrados neste ensaio decorreram da presença de restos vegetais e/ou animais os quais dificultavam o corte das amostras por meio de um fio de aço muito fino, bem como as deformações provocadas nas amostras quando da realização de mudança de carregamento, apesar de todos os cuidados tomados, as quais eram observadas pelas oscilações dos ponteiros do defletômetro.

Os carregamentos foram executados em progressão geométrica de razão 2; os mesmos foram aplicados de acordo com a tensão efetiva existente no solo, sendo três carregamentos menores e três maiores, perfazendo um total de sete carregamentos para cada amostra ensaiada; a aplicação da carga subsequente só era efetivada após a estabilização dos recalques da amostra pela carga anterior. As amostras de solo empregadas no ensaio correspondiam a cada metro da camada de argila.

Plotando as leituras do defletômetro versus tempo, construiu-se a curva de consolidação de Casagrande e desta obteve-se t_{50} , tempo correspondente a 50% do recalque, necessário para o cálculo do coeficiente de consolidação, através da expressão:

$$C_v = \frac{0.197 \times \bar{H}^2}{t_{50}} \quad 6.1$$

em que:

$$\bar{H} = \frac{H_0 + H_1}{4} \quad 6.2$$

Na Figura 5 do Apêndice B, são apresentados alguns destes gráficos. Para a determinação da pressão de pré-adensamento, índice de compressão, índice de vazios in situ, foi utilizada a curva de compressibilidade do Método de Casa

grande. A Figura 6 do Apêndice B, mostra curva típica encontrada.

Para o cálculo da compressibilidade volumétrica usou-se a seguinte equação.

$$M_v = \frac{\Delta h}{H_o \times \Delta \sigma}$$

A determinação do índice de compressão foi realizada através da equação:

$$C_c = \frac{e'_1 - e'_2}{\log_{10} \frac{\sigma'_1}{\sigma'_2}}$$

FIGURA 9 - Aspecto geométrico e dimensões das palhetas do Vane de laboratório

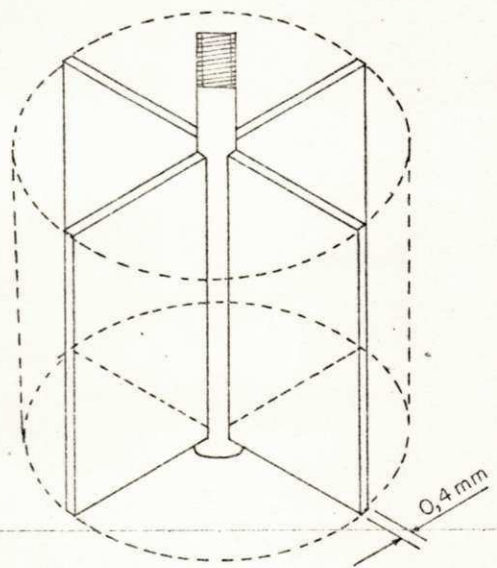
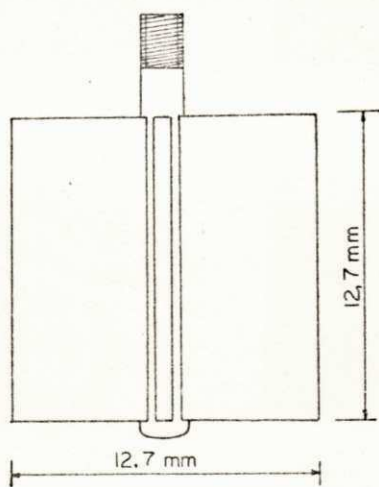
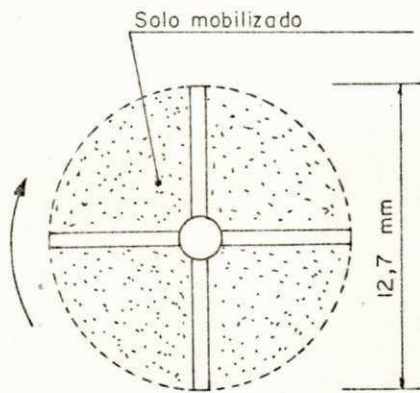


FIGURA 10 - Aparelho triaxial executando um ensaio

FIGURA 11 - Aparelho vane de laboratório realizando um ensaio com amostras indeformadas diretamente no tubo Shelby

FIGURA 12 - Bateria de consolidômetros utilizada para a determinação dos parâmetros de consolidação

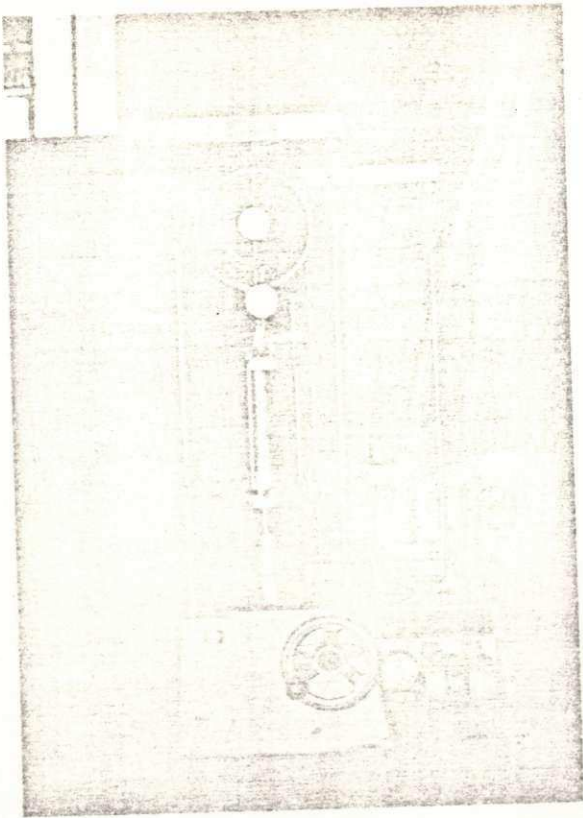


FIGURA 10



FIGURA 11

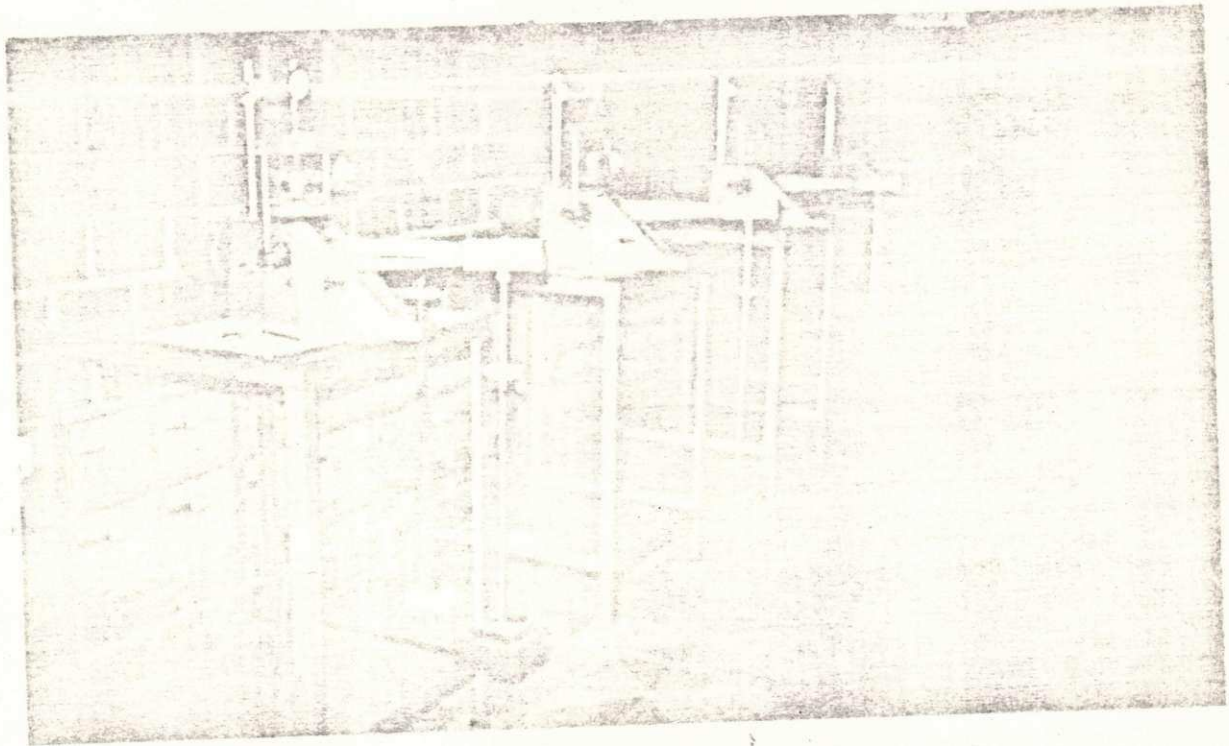


FIGURA 12

FIGURA 13 - Aspecto de amostras rompidas no ensaio triaxial

FIGURA 14 - Amostras no anel de adensamento antes da execução do ensaio

FIGURA 15 - Amostras no anel de adensamento após a execução do ensaio

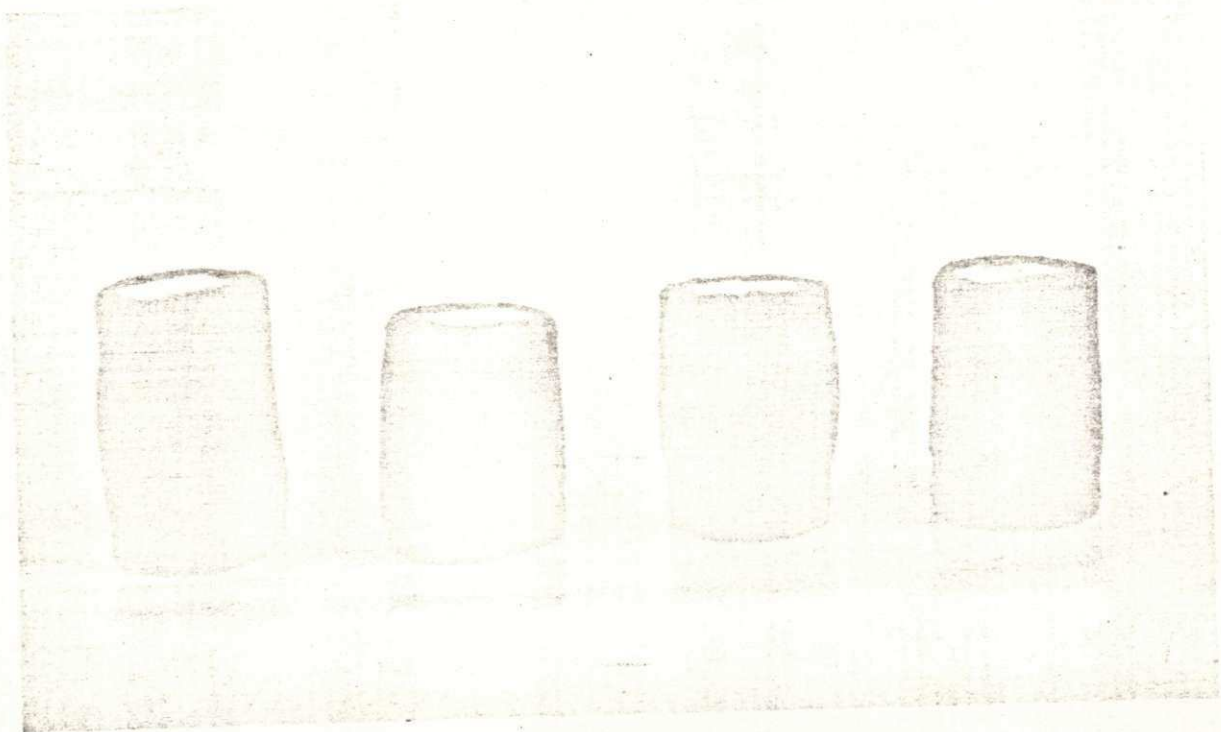


FIGURA 13

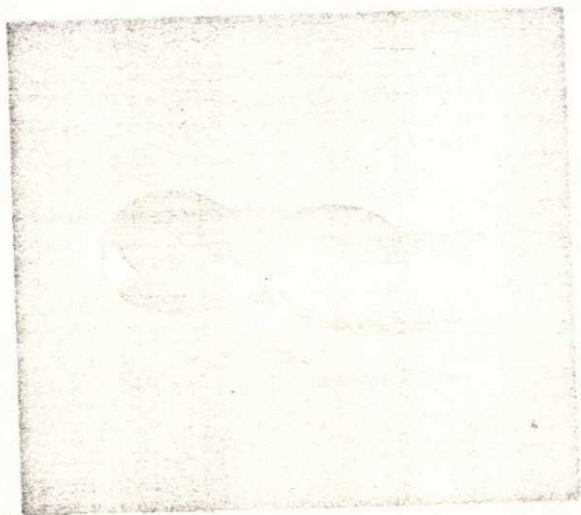


FIGURA 14

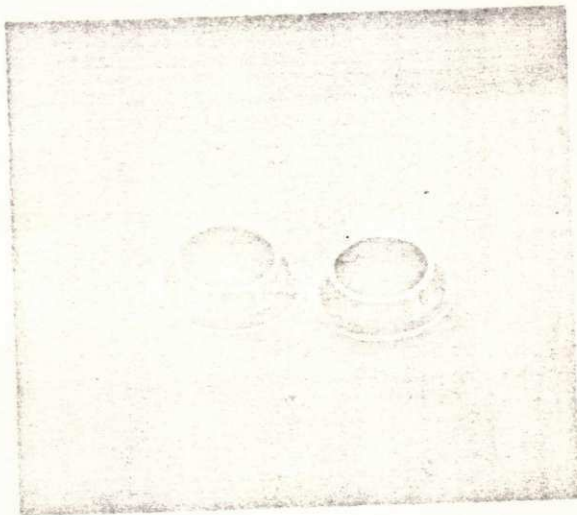


FIGURA 15

CAPÍTULO VII

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Introdução

Sob este título, apresentam-se os gráficos e resultados dos ensaios de laboratório e in situ. Para se observar o grau de homogeneidade da camada de argila, os resultados são expostos em função da profundidade, tal como foram obtidos os resultados numéricos dos diversos parâmetros de resistência e recalque. Para se ter melhor visão das variações desses parâmetros com a profundidade, foram traçadas linhas de regressão, determinadas através do computador (Apêndice D). Nos quadros resumo (ver Apêndice A) são mostrados os diversos parâmetros encontrados.

7.2 Teor de umidade

A variação do teor de umidade (w) ao longo da profundidade não foi uniforme, variando de 159.91% a 35.49%. O valor máximo verificou-se aproximadamente no meio da camada. A Figura 16a apresenta estes aspectos.

7.3 Limites de Atterberg

A Figura 16a mostra que, o índice de plasticidade (IP) e os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) sofreram variações não uniformes com a profundidade. Estas variações foram pequenas ao longo da camada de argila; tendo-se que, o IP variou de 15.10% a 27.90%, o limite de liquidez máximo foi de 61.76% e o mínimo de 30.87%, finalmente o limite de plasticidade variou de 44.38% a 14.49%.

7.4 Peso específico aparente úmido

O peso específico aparente úmido foi determinado com amostras retiradas ao longo da camada de argila e no estado natural, este parâmetro apresentou uma variação não uniforme com a profundidade. Os seus valores máximo e mínimo, deram-se na maior e menor profundidade, e variaram de 1.663 g/cm³ a 1.272 g/cm³. Isto pode ser verificado na Figura 16c.

7.5 Peso específico aparente seco

Este parâmetro foi determinado a partir do peso específico aparente úmido e teor de umidade, pela expressão $\gamma_s = \gamma / (1 + w)$. Sua variação não foi uniforme com a profundidade, conforme pode ser visto na Figura 16b, apresentou um valor mínimo e máximo de 0.512 g/cm³ e 1.169 g/cm³.

7.6 Densidade real

Os valores obtidos para a densidade real, mostram na Figura 17a, que a variação não foi uniforme ao longo da profundidade, e apresentou um intervalo de 2.438 a 2.624, respectivamente no meio e fim da camada de argila.

7.7 Análise granulométrica

Esta análise foi determinada somente na profundidade média (6.00 m) e para o solo no estado natural. A distribuição granulométrica apresentou-se da seguinte maneira: Areia grossa 0.21%, areia fina 1.88% e silte + argila 97.91%. Daí, podendo-se dizer que o solo em estudo é uma argila siltosa, isto é, possui grande percentagem de partículas finas (silte + argila). Analisando-se a curva granulométrica do Apêndice B observa-se que a parte mais fina (dos grãos mais finos) é bem graduada; com relação a parte mais grossa, esta apresentou uniformidade no tamanho dos grãos.

7.8 Não consolidado não drenado

A variação da coesão triaxial não consolidada não drenada (C_{uu}), foi de um valor máximo de 0.130 kg/cm^2 e um valor mínimo de 0.42 kg/cm^2 e vê-se na Figura 17b que seu máximo aconteceu no meio da camada argilosa, e que houve também uma variação aleatória com a profundidade. Observa-se através da Figura 17c que o ângulo de atrito interno (ϕ_{uu}), sofreu também uma variação aleatória e que houve variação de $2^{\circ}34'$ a $0^{\circ}00'$.

7.9 Consolidado drenado

Para a coesão triaxial consolidada drenada, encontrou-se o valor $C_{cd} = 0.160 \text{ kg/cm}^2$ e para ângulo de atrito interno, $\phi_{cd} = 6^{\circ}51'$.

7.10 Compressão simples

Os valores encontrados para a resistência a compressão simples (σ_r), mostram a seguinte variação: 0.207 kg/cm^2 a 0.036 kg/cm^2 . Pode-se observar na Figura 17d, que a li

nha de regressão mostra um decréscimo desse parâmetro com a profundidade. Os seus valores máximo e mínimo, ocorreram aproximadamente no início e fim da camada de argila.

7.11 Vane Test de laboratório

A Figura 18a mostra que, a coesão não drenada de amostras indeformadas (C_{uil}) sofreu um pequeno acréscimo com a profundidade. A variação desse parâmetro foi de 0.134 kg/cm^2 a 0.228 kg/cm^2 .

7.12 Vane Test in situ

Para a coesão não drenada de amostras indeformadas (C_{uis}), foi encontrada uma variação de 0.130 kg/cm^2 a 0.389 kg/cm^2 , enquanto que, para a coesão não drenada de amostras deformadas (C_{uds}), a variação foi de 0.52 kg/cm^2 a 0.162 kg/cm^2 . Observa-se que na profundidade de 4.00 m houve um grande aumento nos valores dessas coesões. Como é mostrada na Figura 18b, as linhas de regressão indicam que, em ambos os casos houve um pequeno aumento desses parâmetros com a profundidade.

7.13 Penetração dinâmica

O número de golpes (N) necessários para que o amostrador (SPT) penetrasse 30 cm no interior do solo estudado, foi menor que um, em todas as profundidades da camada de argila ($N < 1$).

7.14 Penetração estática

Na Figura 18c, vê-se que a linha de regressão indica um ligeiro aumento para a resistência de ponta. O seu valor

mínimo foi de 0.50 kg/cm^2 enquanto que o valor máximo foi de 2.00 kg/cm^2 , podendo-se observar que este parâmetro sofreu um grande aumento na profundidade de 4.00 m .

7.15 Pressão efetiva in situ

A pressão efetiva in situ (σ'_e) apresentou uma variação crescente com a profundidade, de 0.186 kg/cm^2 a 0.707 kg/cm^2 , observa-se através da Figura 19a que a dispersão dos pontos foi muito pequena.

7.16 Coeficiente de compressibilidade volumétrica

Faz-se ver pela Figura 19b, que o coeficiente de compressibilidade volumétrica apresentou um ligeiro decréscimo até a profundidade de 10.00 m da camada de argila e depois sofrendo um aumento muito pequeno até o final da camada. O maior valor encontrado foi $0.309 \text{ cm}^2/\text{kg}$ e o menor valor foi $0.081 \text{ cm}^2/\text{kg}$. Em resumo, a linha de regressão mostra que houve uma pequena diminuição com a profundidade.

7.17 Coeficiente de consolidação

A Figura 19c, apresenta o resultado do coeficiente de consolidação (C_v), observa-se que houve um decréscimo desse valor até aos 5.00 m de profundidade, seguindo-se de um aumento até ao final da profundidade da camada argilosa. O seu valor máximo foi de $1.138 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, enquanto que o valor mínimo foi de $0.823 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

7.18 Índice de compressão

O índice de compressão (C_c) sofreu uma variação não uniforme ao longo da camada de argila; os seus valores máximo

e mínimo ocorreram na menor e maior profundidade, e variaram de 2.355 a 0.624. A dispersão dos pontos foi somente de 0.09. A Figura 20a, ilustra todos estes aspectos.

7.19 Pressão de pré-adensamento

Este parâmetro foi determinado utilizando-se a curva de compressibilidade do Método de Casagrande (ver Apêndice B). A pressão de pré-adensamento (σ'_a) variou de 0.525 kg/cm² a 0.730 kg/cm². A Figura 20b, ilustra estes aspectos.

7.20 Coeficiente de permeabilidade

A permeabilidade (K), foi calculada a partir do coeficiente de consolidação (C_v) e coeficiente de compressibilidade volumétrica, através da expressão.

$$C_v = \frac{K}{M_v \gamma_w} \quad 7.1$$

A Figura 20c, mostra que K variou de um valor máximo de 3.491×10^{-8} cm/s a mínimo de 0.757×10^{-8} cm/s, seu máximo verificou-se na menor profundidade, observa-se que a linha de regressão interpreta uma diminuição da permeabilidade com a profundidade.

7.21 Índice de vazios inicial

Para a determinação do índice de vazios inicial (e_o), utilizou-se as expressões:

$$e_o = \frac{H'_o - H_s}{H_s} \quad 7.2$$

$$H_s = \frac{P_s}{S \times G_s}$$

7.3

Os seus valores máximo e mínimo deram-se na menor e maior profundidade, e variaram de 5.32 a 1.65. Conforme pode ser visto na Figura 21, houve um sensível decréscimo de e_0 .

7.22 Índice de vazios in situ

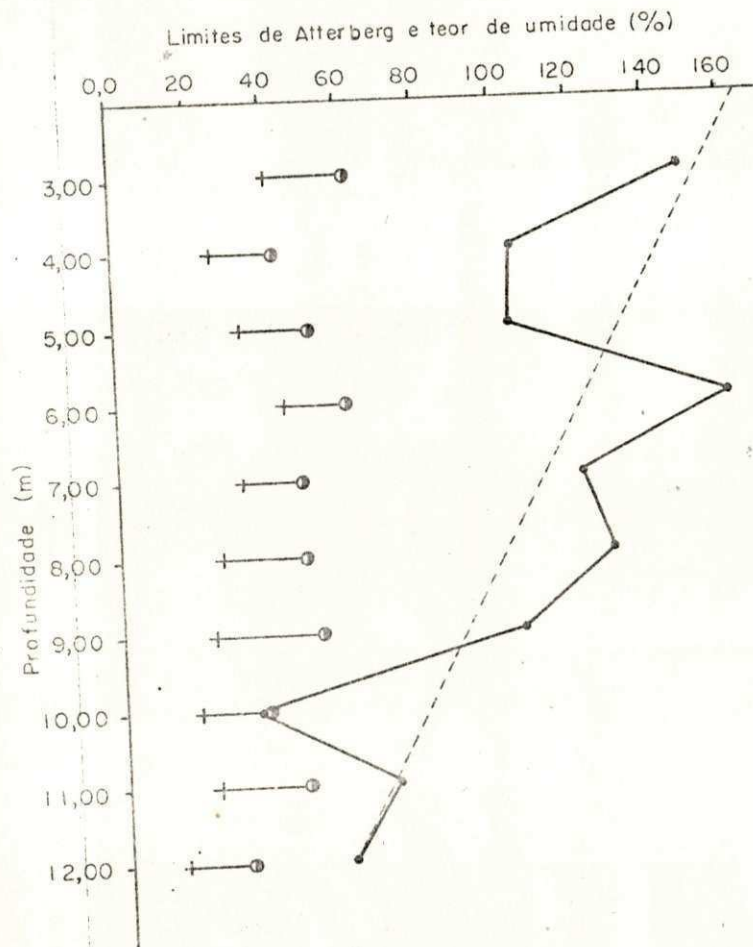
Os valores obtidos para o índice de vazios in situ (e_s), foram a partir da pressão efetiva in situ (σ'_e) e com a utilização da curva de compressibilidade do Método de Casagrande. A sua variação foi de 4.73 e 1.44, para a menor e maior profundidade. Observa-se na Figura 21 que e_s sofreu apreciável decréscimo com a profundidade.

FIGURA 16a - Variação do teor de umidade e limites de Atterberg com a profundidade

FIGURA 16b - Variação do peso específico aparente seco com a profundidade

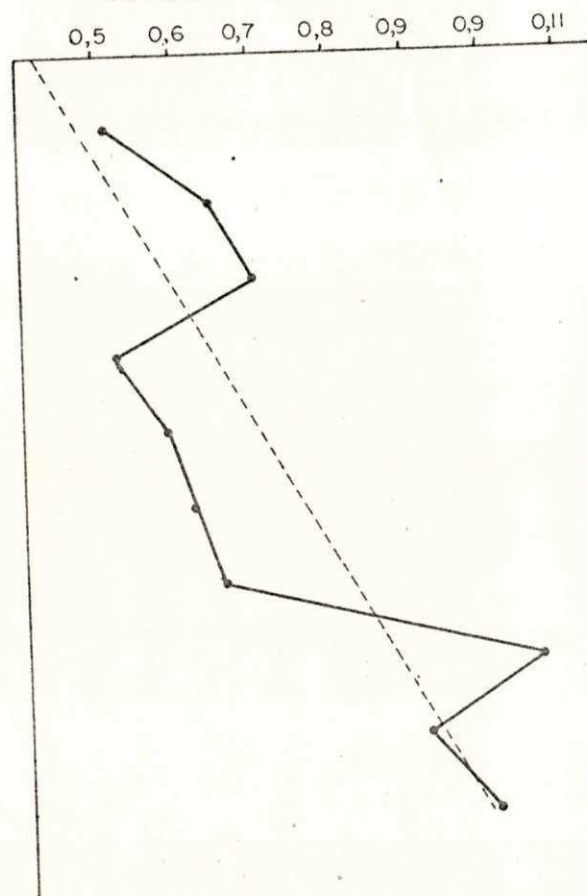
FIGURA 16c - Variação do peso específico aparente úmido com a profundidade

16 a



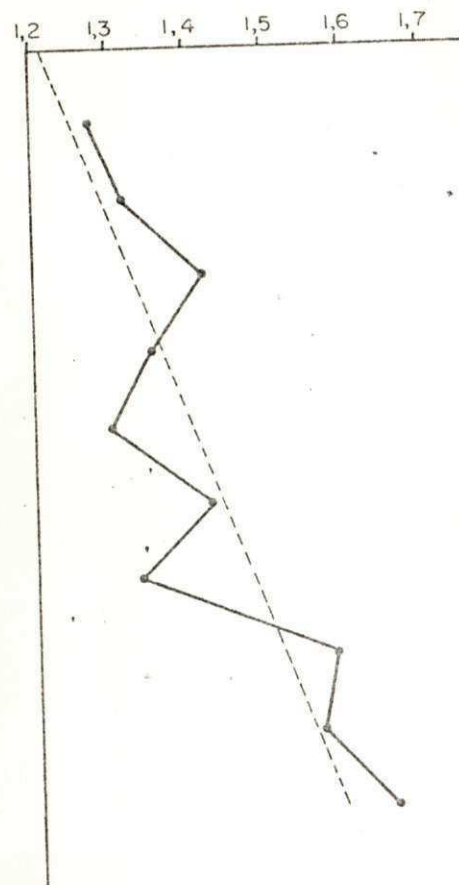
16 b

Peso específico aparente seco - γ_s (g/cm^3)



16 c

Peso específico aparente úmido - γ (g/cm^3)



- W
- LL
- + LP
- └ IP

FIGURA 17a - Variação da densidade real com a profundidade

FIGURA 17b - Variação da coesão não consolidada não drenada com a profundidade

FIGURA 17c - Variação do ângulo de atrito interno com a profundidade

FIGURA 17d - Variação da resistência a compressão não confinada com a profundidade

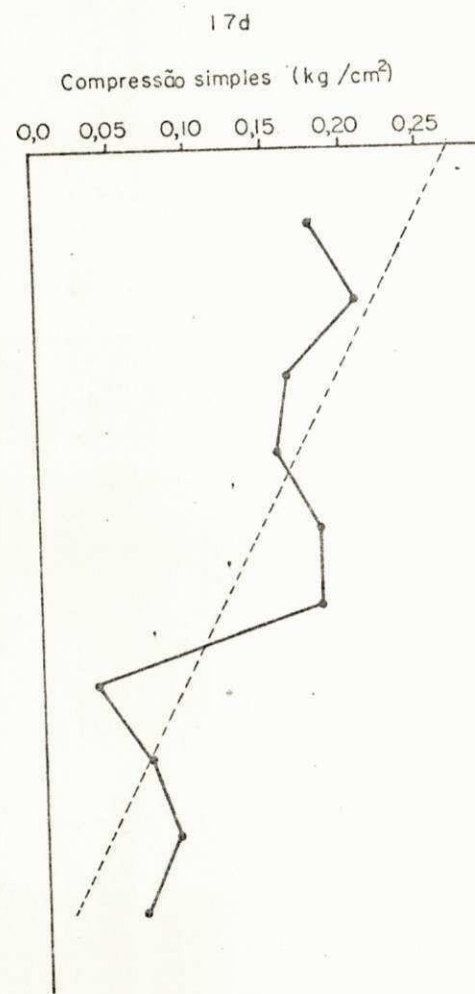
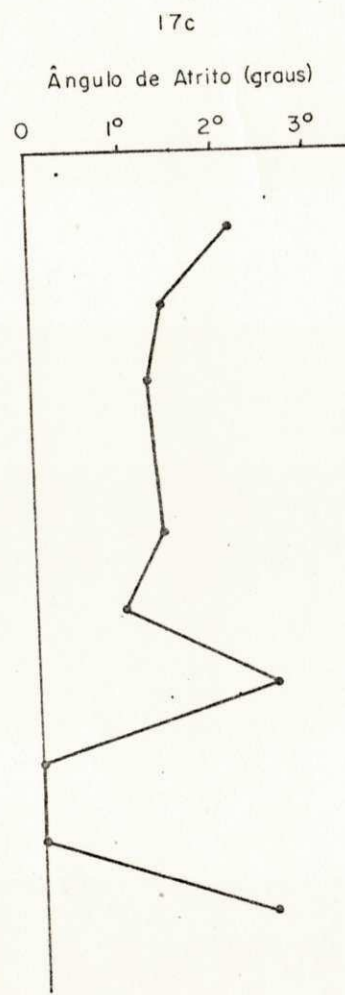
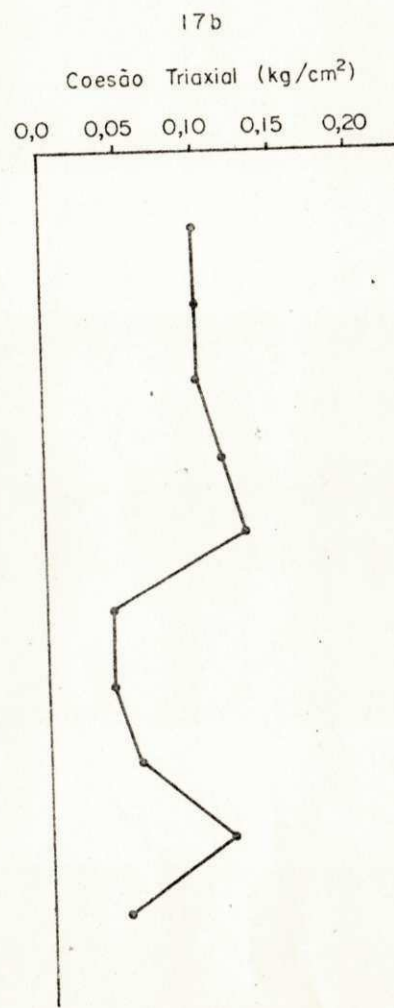
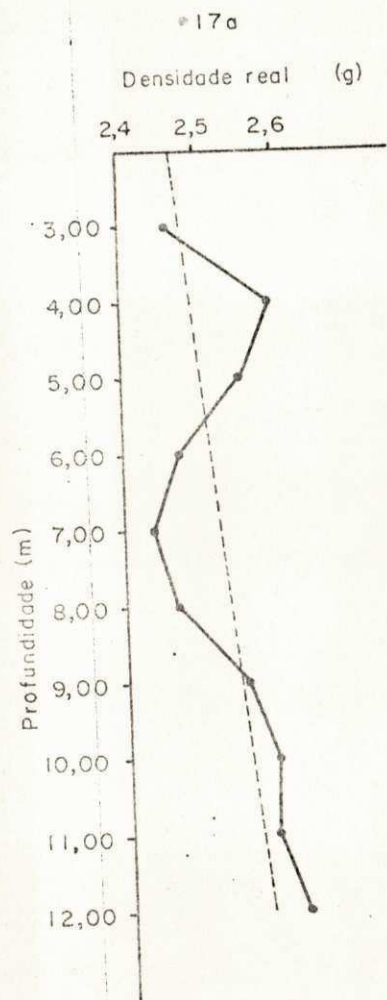
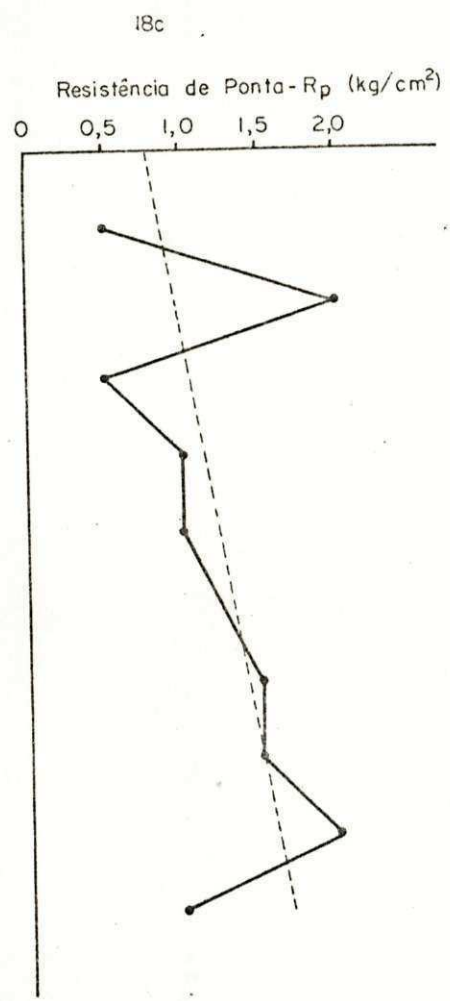
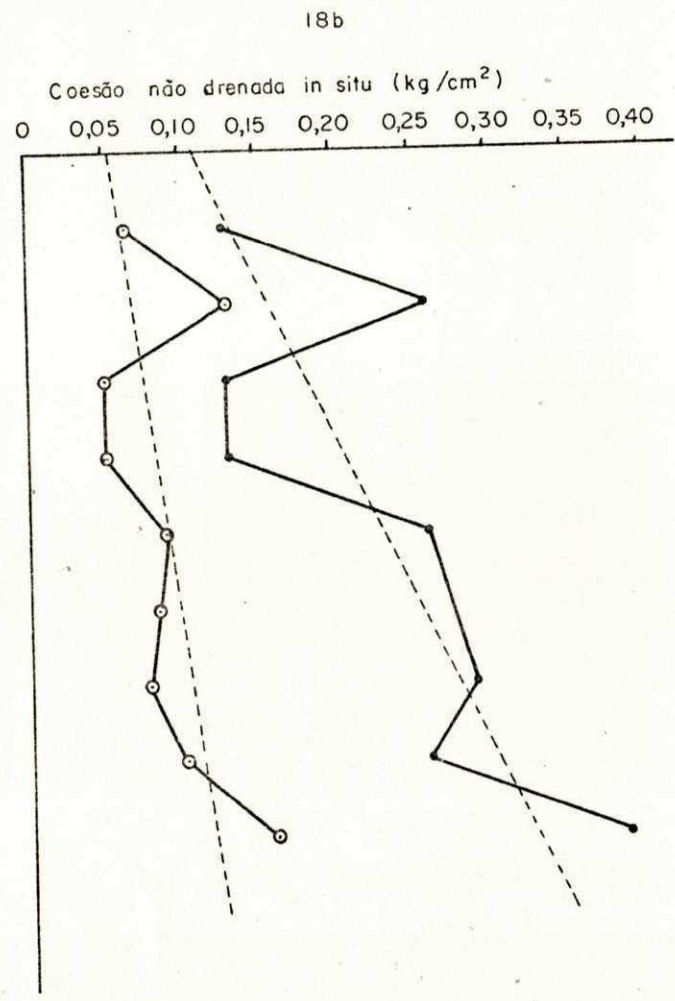
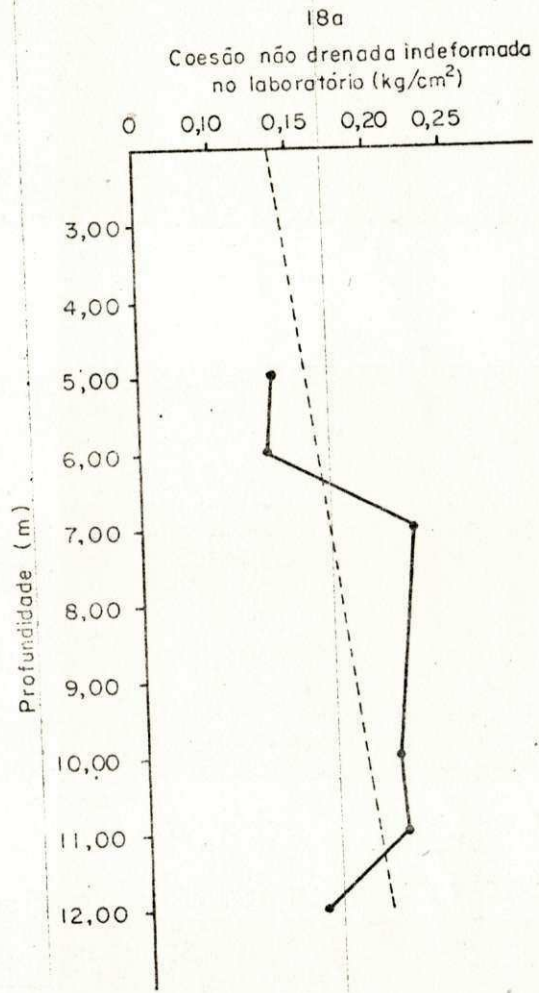


FIGURA 18a - Variação da coesão não drenada indeformada obtida através do Vane Test de laboratório, em função da profundidade

FIGURA 18b - Variação da coesão não drenada deformada e indeformada obtida através do Vane Test in situ, em função da profundidade

FIGURA 18c - Variação da resistência de ponta com a profundidade



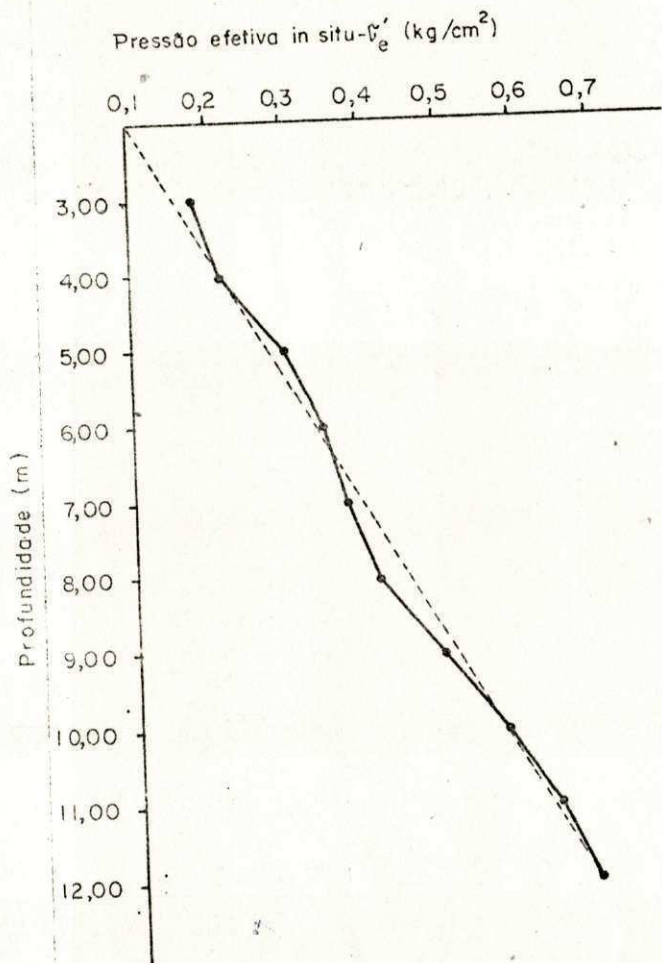
- Coesão não drenada def. in situ
- Coesão não drenada indef. in situ

FIGURA 19a - Variação da pressão efetiva *in situ* com a profundidade

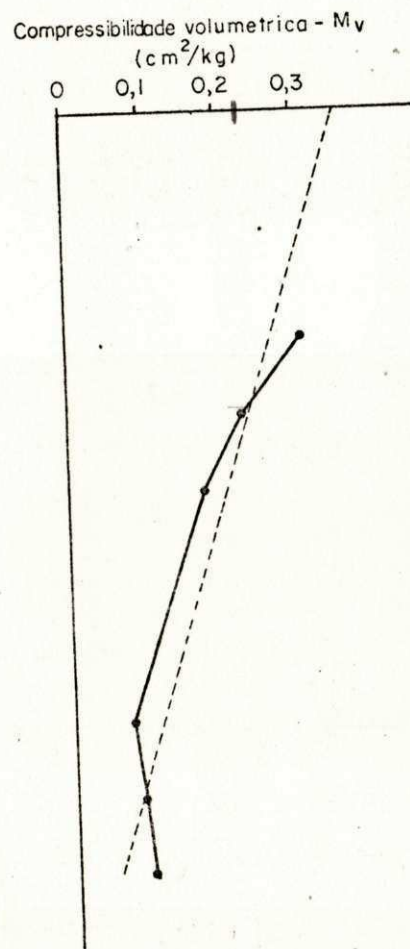
FIGURA 19b - Variação da compressibilidade volumétrica em função da profundidade

FIGURA 19c - Variação do coeficiente de consolidação em função da profundidade

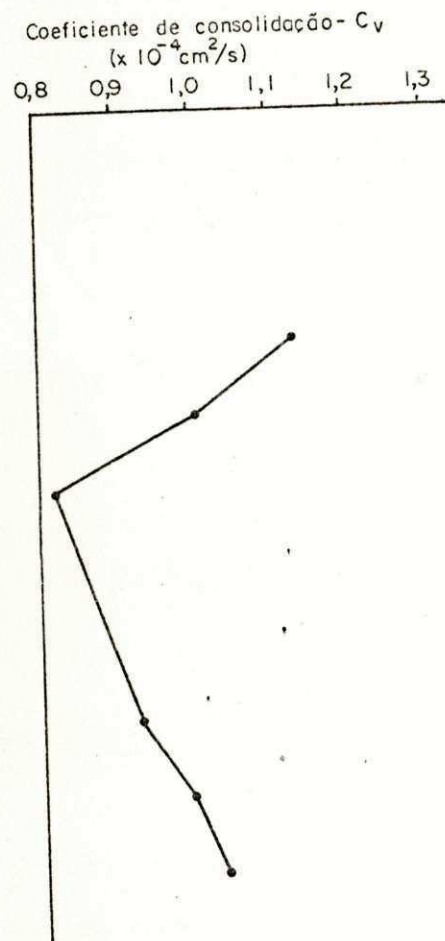
19a



19b



19c



10

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

Furthermore, it is noted that the records should be kept in a secure and accessible format. Regular backups are recommended to prevent data loss in the event of a system failure or disaster.

The second part of the document outlines the procedures for handling discrepancies. It states that any inconsistencies should be identified immediately and investigated thoroughly. Once the cause is determined, appropriate corrective actions should be taken to prevent future occurrences.

Finally, the document stresses the need for ongoing training and education for all staff involved in the process. This helps to ensure that everyone is up-to-date on the latest best practices and regulatory requirements.

In conclusion, the document provides a comprehensive overview of the record-keeping process. It highlights the key elements of accuracy, security, and transparency that are essential for successful financial management.

By following the guidelines outlined here, organizations can ensure that their records are reliable and compliant with all applicable laws and regulations.

For more information on this topic, please contact the accounting department at [phone number] or visit our website at [website URL].

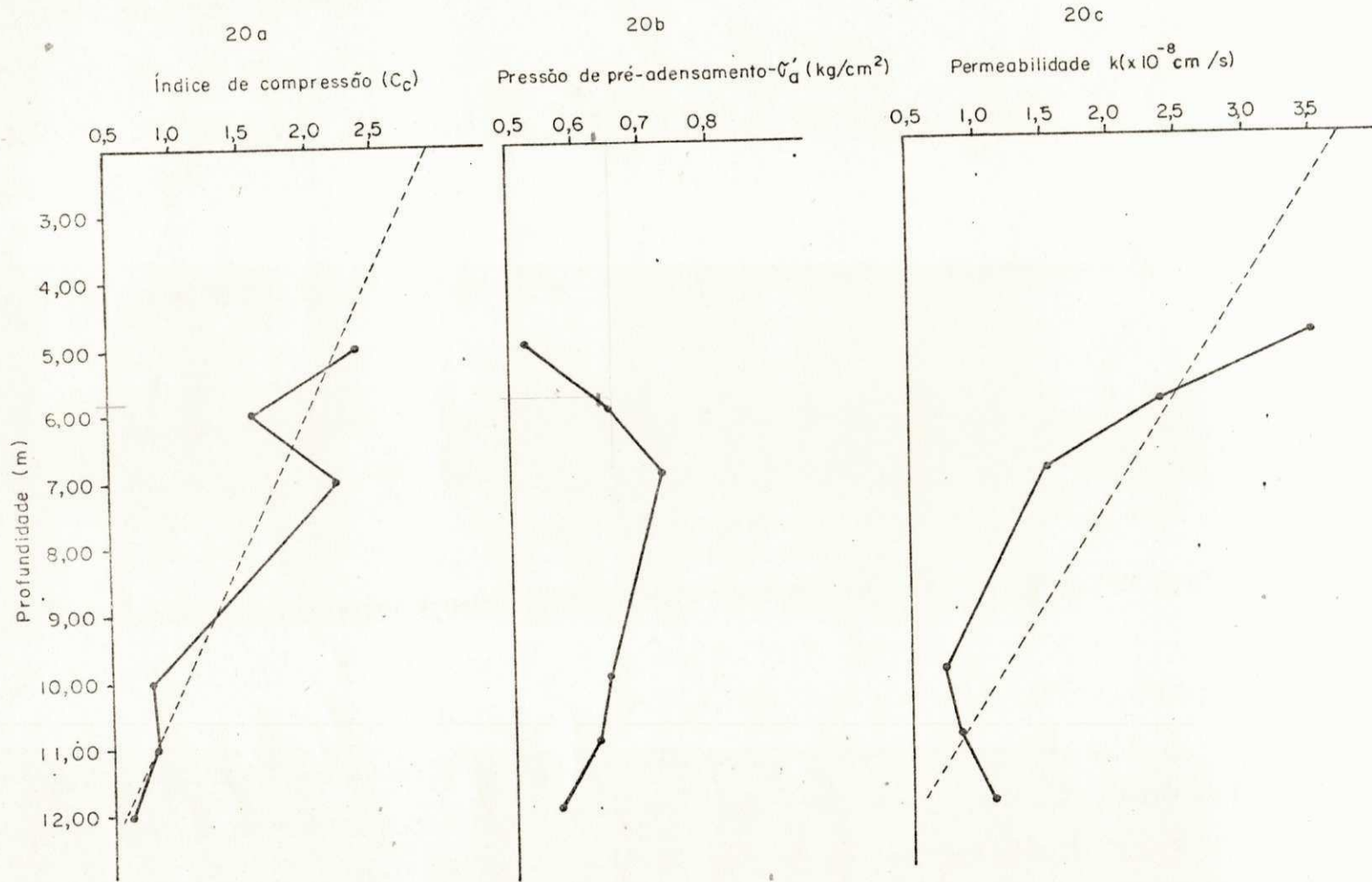
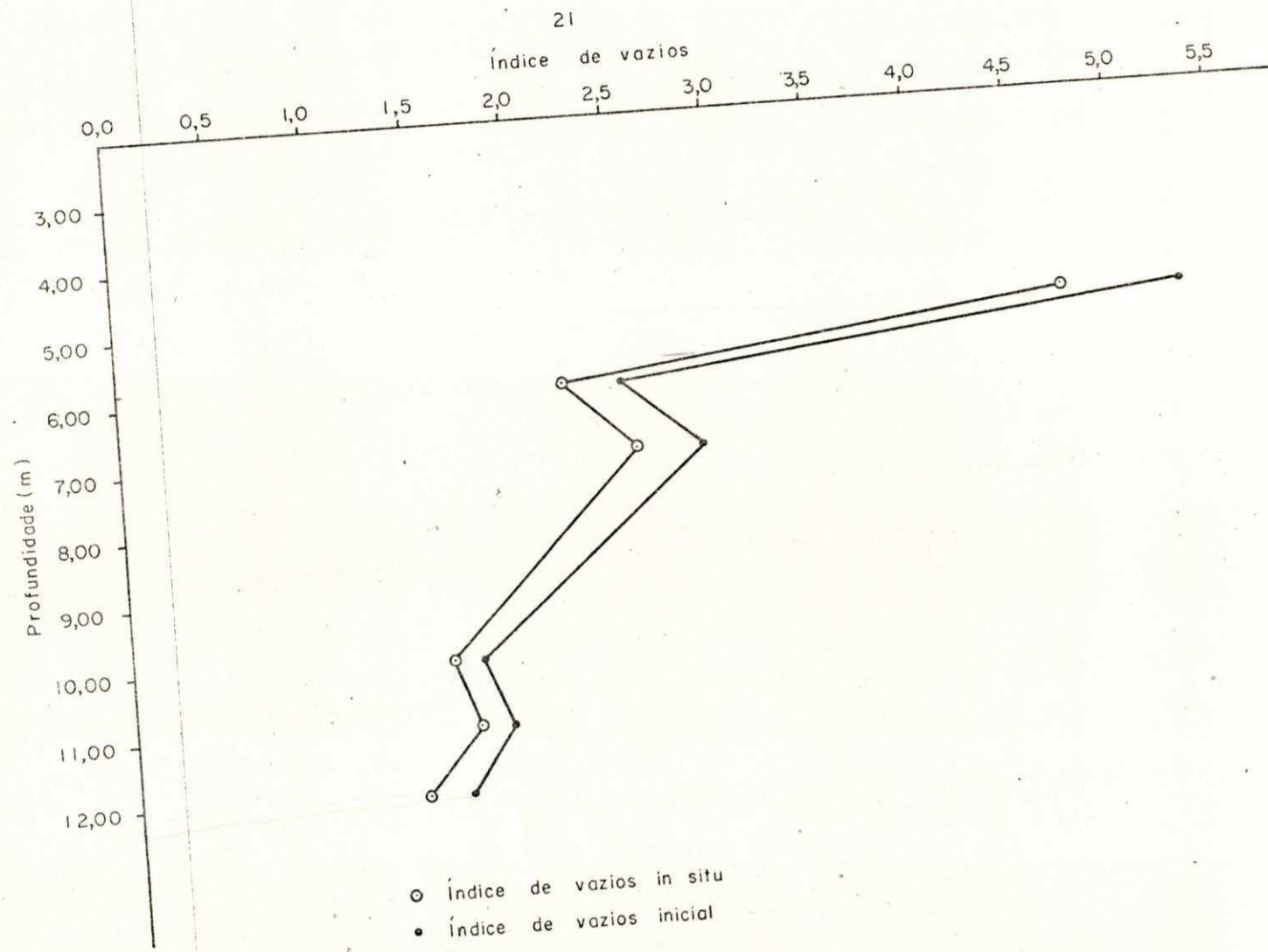


FIGURA 21 - Variação dos índices de vazios in situ e inicial,
em função da profundidade



CAPÍTULO VIII

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

8.1 Introdução

Neste capítulo são discutidos os resultados dos ensaios in situ e no laboratório, assim como, as correlações obtidas nesta pesquisa. Estas relações lineares, foram determinadas para cada conjunto de pontos tomados na mesma profundidade. Inicialmente foram construídas linhas de regressão genéricas do tipo $y = a + bx$, e foram encontrados seus respectivos coeficientes de correlação. Simultaneamente a esse trabalho, fez-se a suposição de que os diferentes tipos de testes respondessem de uma mesma maneira às reações oferecidas pelo solo, isto é, que todos os aparelhos possuíssem a mesma sensibilidade e, de acordo com esse raciocínio, construiu-se também linhas de regressão passando pela origem.

8.2 Parâmetros de caracterização da camada de argila

Os limites de liquidez e plasticidade apresentaram uma variação ora decrescente ou crescente com a profundidade.

de (ver Figura 16a), isto é evidenciado em decorrência dos limites se basearem segundo o teor de umidade do solo, em que este parâmetro também apresentou uma variação não uniforme com a profundidade; observa-se ainda que o índice de plasticidade, apresentou também uma variação não uniforme ao longo da camada argilosa, tendo em vista que o mesmo é a diferença entre os limites de liquidez e plasticidade. De acordo com a classificação dos solos segundo Casagrande, este solo é uma argila orgânica de alta plasticidade e compressibilidade.

O peso específico aparente úmido e o peso específico aparente seco em função da profundidade, mostraram uma variação não uniforme com a mesma (ver Figuras 16b e 16c). Acredita-se que essas variações aleatórias verificadas nos parâmetros acima mencionados, são resultantes da não homogeneidade da camada de argila; pois, segundo Lambe e Martin (34), em solos uniformes, tais parâmetros sempre tendem a aumentar ao longo da profundidade. Por este solo apresentar um peso específico aparente úmido médio de 1.42 g/cm^2 , o mesmo pode ser considerado como uma argila mole (50).

8.3 Parâmetros de resistência da camada de argila obtidas pelos ensaios de laboratório e in situ

A coesão C_{uu} e o ângulo de atrito interno ϕ_{uu} , apresentaram variações aleatórias com a profundidade, ora diminuindo, ora aumentando (ver Figuras 17b e 17c), atribui-se isto ao fato de que a camada de argilas não se apresenta totalmente homogênea ao longo da profundidade. Pode-se argumentar ainda, que o solo em estudo está quase sempre saturado, e com valores de umidade chegando até 160%, é pois tão mole, que a amostra ao ser colocada na placa de carga triaxial, se deforma sob a ação do próprio peso, implicando em não se obter uma boa precisão nos resultados.

A resistência a compressão simples (σ_r), sofreu

um ligeiro decréscimo com a profundidade (ver Figura 17d) Leonardos (47) comenta a ocorrência de muitos depósitos de argila normalmente consolidados, onde a resistência ao cisalhamento não drenado é aproximadamente constante com a profundidade, revela ainda, que ensaios de palheta no campo, tem indicado que este fato pode ser devido à perturbação das amostras. O decréscimo da compressão não confinada, embora haja um acréscimo do teor de umidade, muitas vezes é decorrente da errática variação nas propriedades físicas na formação do solo. Teixeira (48) e Amorim (49), também encontraram em suas pesquisas com argilas de Recife-Pe, um ligeiro decréscimo da resistência a compressão não confinada com a profundidade. Esses autores mostram ainda que os valores de σ_r podem ser influenciados pelas dimensões da amostra, pois, para amostras com diâmetros 4.12 cm e 5.08 cm e alturas 10.00 cm e 0.40 cm, encontraram respectivamente $\sigma_r = 0.22 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_r = 0.40 \text{ kg/cm}^2$. Segundo a classificação proposta por Terzaghi (50), quanto a consistência da argila em função da resistência a compressão não confinada, pode-se dizer que o solo em estudo é uma argila muito mole.

Os resultados dos ensaios Vane in situ e no laboratório, os quais são graficamente apresentados nas Figuras 18a e 18b, mostram que os valores dessas coesões tenderam a aumentar com a profundidade. Pode ser deduzido que os aumentos verificados, são devido a diminuição do índice de vazios. Observou-se que os valores da coesão in situ são maiores que os da coesão no laboratório, isto deve-se ao fato que, em consequência das pequenas dimensões das palhetas do Vane de laboratório, este ensaio sofre a influência da matéria orgânica, tais como, restos de vegetais e animais encontrados no solo, enquanto que, o ensaio de campo sofre menos influência, pois, as palhetas possuem maiores dimensões que as de laboratório. Ainda, pelas pequenas dimensões das palhetas, o ensaio de laboratório é muito sensível ao amolgamento da amostra, provocado pela re

tirada, transporte e preparação da amostra. Outra causa também importante, é o intervalo de tempo entre a sondagem e a realização do ensaio de laboratório, sabe-se que, quando a amostra é retirada do solo, surgem modificações na distribuição de tensões na mesma, e haverá também nova distribuição de umidade ao longo do Shelby. Barbosa (46), mostra trabalhos sobre a variação de umidade ao longo do comprimento da amostra (Shelby). O tempo pois, influe nestas novas distribuições de umidade ao longo da amostra, já que não ocorrem imediatamente após a amostragem, em especial no solo saturado em estudo, com baixo coeficiente de permeabilidade. Segundo Lambe e Whitman (2), as operações de amostragem, transporte e moldagem do corpo de prova, requerem que o solo seja submetido a tensões, as quais são diferentes das existentes no campo. Estas mudanças inerentes ao processo, alteram o comportamento do solo, além disso, estas operações usualmente concedem à amostra as deformações que alteram a estrutura do solo. Observa-se ainda, que os valores da coesão indeformada in situ é maior que a coesão deformada, isto era de se esperar, tendo em vista que o valor da coesão deformada in situ é encontrado após a ruptura do solo.

Os valores da resistência de ponta sofreram um pequeno aumento com a profundidade da camada de argila, isto era de se esperar, pois o índice de vazios, conforme pode ser visto na Figura 21, sofreu um decréscimo ao longo da profundidade, pode-se argumentar ainda, que este acréscimo da resistência de ponta foi decorrente do aumento da coesão do solo, observada pelos ensaios Vane de campo e de laboratório. Finalmente, reforça-se que este acréscimo da resistência de ponta, deve-se também, pelo aumento da pressão de confinamento (pressão efetiva in situ), ver Figura 19a, provocada pelas camadas subjacentes do solo. Na profundidade de 8.00 m o valor de R_p foi extremamente alto em comparação com os demais valores encontrados, justificados pela existência de lentes de areia na camada de argila.

8.4 Parâmetros de consolidação da camada de argila

Tanto a compressibilidade volumétrica (M_v) como o índice de compressão (C_c), sofreram diminuição com a profundidade (ver Figuras 19b e 20a), fato considerado normal, visto que, o índice de vazios também sofreu tal diminuição. O índice de compressão apresentou uma taxa de variação de 0.25 por metro de profundidade e a compressibilidade volumétrica uma variação de 0.081 cm²/kg a 0.309 cm²/kg. Estudos realizados com argilas de Recife, mostraram uma taxa de variação para o índice de compressão de 0.009 por metro de profundidade (31). Pesquisas (51) efetuada com argilas da cidade de Santos-SP, apresentaram que o valor da compressibilidade volumétrica, varia de 0.12 cm²/kg e 0.09 cm²/kg. Observa-se que estes valores concordam muito bem com os encontrados em nossa pesquisa.

Os valores do coeficiente de adensamento encontrados neste trabalho (ver Figura 19c), concordam muito bem com a teoria. Para camadas de igual espessura de diferentes argilas, o tempo necessário para atingir um certo grau de adensamento é diretamente proporcional a M_v e K . Diminuindo o índice de vazios, a compressibilidade volumétrica e o coeficiente de permeabilidade decrescem rapidamente conforme pode ser visto nas equações:

$$M_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \text{e} \quad C_v = \frac{-K}{M_v} \cdot \frac{1}{\gamma_w}$$

Os valores C_v para as diferentes argilas decresce, de um modo geral, com o limite de liquidez. O coeficiente de adensamento para argilas com um dado limite de liquidez varia em um longo intervalo. Investigações experimentais recentes, indicam que o valor do coeficiente de adensamento aumenta, a um dado índice de vazios inicial, com o aumento do valor do incremento de

carga que produz o adensamento (50). Lambe e Whitman (2) apresentam valores médios para o coeficiente de consolidação em função do limite de liquidez para solos típicos, estes valores variam de $2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ para compressão não amolgada, a $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ para um limite superior de amolgamento, estes valores se referem a solos com teor de umidade igual a 100%. Queiroz (31) estudando argilas de Recife, encontrou valores de C_v variando de $1,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ a $4,0 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. Pesquisas (51) realizadas com argilas da cidade de Santos-SP, apresentaram variações desse parâmetro na ordem de $1.13 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ a $1.4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Em nosso trabalho essa variação foi de $0.823 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ a $1.138 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Embora seja comum encontrarmos trabalhos apresentando discrepâncias nos valores da permeabilidade, em nosso trabalho a variação da permeabilidade ao longo da profundidade da camada de argila foi bastante pequena (ver Figura 20c). Sabe-se que o tamanho das partículas, o grau de saturação, a estrutura, o volume de vazios (e portanto, da pressão a que está submetida), a viscosidade da água (que por sua vez, é função da temperatura) e composição; tem influência sobre a permeabilidade do solo (46,52). Podendo-se portanto argumentar, que o baixo valor desse parâmetro foi contribuído pela elevada quantidade de silte + argila verificada na análise granulométrica do solo, e pelo decréscimo do índice de vazios com a profundidade. Vale a pena ressaltar que este solo, segundo seus coeficientes de permeabilidade, pode ser classificado como sendo praticamente impermeável (50).

Observa-se através da Figura 21, que os índices de vazios diminuíram com a profundidade, tal como o teor de umidade; concordando perfeitamente com a teoria, pois, sabe-se que para um solo saturado, como é o nosso caso, a umidade e a relação de vazios estão diretamente relacionados, como pode ver-se examinando a expressão (2):

$$e = w \frac{G_s}{\gamma_w}$$

em que:

G_s é o peso específico dos grãos do solo e γ_w é o peso específico da água. O decréscimo dos Índices de vazios deve-se principalmente ao acréscimo da pressão efetiva.

8.5 Correlações obtidas com parâmetros determinados neste estudo

Na tentativa da obtenção de correlações que permitissem uma determinação mais rápida e exata de parâmetros de resistência e de compressibilidade, notou-se uma dispersão entre os resultados obtidos em ensaios de laboratório e ensaios executados in situ. Pode-se justificar, em parte, essa dispersão pela perturbação provocada na estrutura do solo quando da retirada de amostras com tubos Shelby's. Na Figura 22a, pode-se observar a correlação existentes entre os valores dos Índices de vazios apresentados pelo solo in situ (e_s) e no tubo Shelby (e_o), obtendo-se a seguinte equação linear: $e_o = 1.13 e_s - 0.03$. Justifica-se a expansão de 12% nos vazios do solo, pelo alívio de tensões provocado pela retirada da amostra. Essa expansão cria no interior do solo, pontos de fraqueza não existente in situ, que contribuem para a dispersão existente quando são utilizados ensaios que apresentam formas diferentes de cisalhamento, como por exemplo ensaios triaxiais, onde a superfície de rutura se dá ao longo dos pontos mais fracos, e em ensaios de palheta (Vane Test) onde a superfície de rutura é pre-determinada, ocorrendo ao longo das palhetas. Elevados coeficientes de correlações foram obtidos quando comparados os ensaios de palheta in situ indeformado e deformado, assim como, os vanes indeformado in situ e indeformado no laboratório, obtendo-se respectivamente as seguintes correlações lineares (ver

Figuras 22b e 23a): $C_{uis} = 2.47 C_{uds}$ e $C_{uil} = 0.73 C_{uis}$; em que, C_{uis} é a coesão não drenada de amostras indeformadas in situ, C_{uds} é a coesão não drenada de amostras deformadas in situ e finalmente, C_{uil} é a coesão não drenada de amostras indeformadas no laboratório. Observa-se que esses resultados são obtidos por meio de ensaios que utilizam princípios de ruptura idênticos, e que os maiores valores para a coesão não drenada foram obtidos por meio de ensaios executados in situ, justificados pela redução das pressões confinantes, não existentes nos ensaios de laboratório. Gray (53), realizando estudos com solos coesivos e sensíveis, concluiu que os valores determinadas através do vane de campo são maiores que a coesão calculada pelo vane de laboratório; o autor atribuiu que esta diferença é provocada principalmente pelo amolgamento sofrido pela operação de amostragem, e deduziu também, que é a resistência ao cisalhamento medido pelo vane in situ é a que mais se aproxima da resistência real do solo. Para o caso de perda de resistência entre o vane test de laboratório e in situ a razão C_{uil}/C_{uic} foi igual a 0.73, estando portanto, bem próximo dos valores fornecidos por Ward (54) e Terzaghi (50). Cita-se ainda que Valdês (55) estudando as argilas da cidade de Recife, encontrou a seguinte razão: $C_{uil}/C_{uis} = 0.66$. Observa-se através da correlação entre os vanes in situ indeformado e deformado, que a sensibilidade apresenta um valor médio de 2.47, classificando portanto o solo em estudo, como sendo de baixa sensibilidade.

No estudo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento foi utilizado também um penetrômetro estático, tipo holandês, com o qual foram avaliadas as resistências de ponta (R_p) apresentada pelo solo a cada metro de profundidade. Os resultados obtidos pelas resistências de ponta apresentaram e levados graus de correlações (ver Figuras 23b e 24a) quando foram comparados com os valores obtidos pelos ensaios de palheta

in situ indeformado e deformado, e obteve-se respectivamente as seguintes equações: $R_p = 5.41 C_{uis}$ e $R_p = 13.60 C_{uds}$.

A correlação da resistência de ponta (R_p) com a coesão obtida no ensaio de palheta no laboratório apresentou maior dispersão, cerca de 30%, justificada pela distribuição de estrutura, quando da retirada das amostras. Na Figura 24b observa-se a correlação existente que forneceu a seguinte equação linear: $R_p = 6.48 C_{uij}$.

A relação existente entre os valores determinados para o índice de vazios inicial (e_0) e in situ (e_s) quando comparados com a resistência de ponta (R_p), é mostrado nas Figuras 25a e 25b, estas correlações mostram que existe uma relação inversa entre esses índices e a resistência de ponta, esta ocorrência concorda muito bem com a teoria. A seguir apresenta-se as equações lineares encontradas: $R_p = 1.88 - 0.27 e_0$ e $R_p = 1.88 - 0.30 e_s$.

Na Figura 26a, foram plotados os valores de teor de umidade das amostras contra os respectivos parâmetros de limite de liquidez, obtendo-se a seguinte equação linear: $LL = 0.21 w + 2.639$ com coeficiente de correlação de 0.85.

Numa tentativa de obtenção de parâmetros de consolidação sem a execução de ensaios normais de adensamento, procurou-se correlacionar os resultados obtidos por meio desses ensaios com parâmetros mais facilmente determinados, como por exemplo, o índice de vazios das amostras obtidas com tubos Shelby's.

Elevados coeficientes de correlações foram obtidos entre o índice de vazios inicial (e_0), quando comparado com o índice de compressão (C_c) e com a compressibilidade volumétrica (M_v). Estas correlações são mostradas nas Figuras 26b e 27a, e as equações obtidas foram: $C_c = 0.47 e_0 + 0.13$ ($r = 0.86$) e $M_v = 0.06 e_0 + 0.03$ ($r = 0.91$).

Outra correlação elevada foi obtida entre os re

sultados de índice de vazios in situ (e_s) e compressibilidade volumétrica (M_v). A Figura 27b, mostra a correlação que forneceu a seguinte equação linear: $M_v = 0.07 e_s + 0.002$, em que $r = 0.90$. Para solos com baixa plasticidade, Sowers e Sowers (56) relacionaram o índice de compressão com o índice de vazios (e) do solo: $C_c = 0.75 (e - a)$, onde a varia de 0.2 a 0.8 conforme o material seja rocha porosa ou solos altamente micáceos.

Estas correlações assumem particular importância quando se leva em consideração, a sofisticação e elevado tempo na execução de ensaios normais de adensamento, que para sua execução requer a utilização de equipamentos específicos, e da facilidade na determinação dos parâmetros necessários para o cálculo do índice de vazios.

Nesta tentativa de facilitar a obtenção dos parâmetros necessários para o estudo de recalques, foram feitas correlações entre os valores de limite de liquidez obtidos nas diversas profundidades com os correspondentes valores de compressibilidade volumétrica (M_v) e índice de compressão (C_c). Conforme pode ser visto nas Figuras 28a e 28b, foram obtidas as seguintes equações lineares: $M_v = 0.006 LL - 0.11$, em que $r = 0.67$, $C_c = 0.04 (LL - 16)$, em que $r = 0.61$.

Terzaghi (50), estudando argilas normalmente consolidadas, estabeleceu a seguinte equação entre índice de compressão e limite de liquidez, com dispersão de 30%: $C_c = 0.09 (LL - 10)$. Machado (51), estudando argilas normalmente adensadas de Santos-SP, chegou a seguinte equação: $C_c = 0.017 (LL - 23)$. Amorim (49), estudando argilas da cidade de Recife, encontrou a seguinte equação linear: $C_c = 0.01 (LL - 17)$. Para as argilas de São Paulo, geralmente pré-adensadas, Mello e Teixeira (57), apresentam as seguintes correlações: $C_c = 0.003 (LL + 26)$, e $C_c = 0.01 (LL - 6)$. Para a argila estudada nesta pesquisa, a dispersão foi de 29%, o que permite a utilização da equação na obtenção do índice de compressão a ser utilizado em

projetos que não dispensem um grau mais elevado de exatidão.

Nas Figuras 29a e 29b, observa-se as variações da compressibilidade volumétrica (M_v) e do índice de compressão (C_c) com o coeficiente de permeabilidade (K), como é plenamente justificável pela teoria da consolidação, obteve-se valores crescentes para esses indicadores de compressão do solo com o aumento do indicador da permeabilidade, visto o fenômeno da consolidação depender fundamentalmente da maior ou menor facilidade que a água intersticial encontra para fluir no interior do solo, permitindo assim a diminuição do índice de vazios. As equações lineares encontradas nessa pesquisa foram as seguintes: $M_v = 0.09 K + 0.02$, com $r = 0.98$ e $C_c = 0.56 K + 0.44$ com $r = 0.078$.

Além das correlações anteriormente discutidas, outras foram tentadas, utilizando os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por meio de ensaios triaxiais não drenados e ensaios vane de campo e laboratório, assim como, os parâmetros de adensamento e índices físicos. No entanto, baixos coeficientes de correlações foram encontrados; devendo isso principalmente às deformações sofridas pelas amostras quando retiradas dos tubos Shelby's, e a elevada quantidade de matéria orgânica, tais como, fragmentos de conchas e de madeira em fase de decomposição, que dificultava o corte dos corpos de prova para o ensaio. Algumas dessas correlações são mostradas abaixo, e seus diagramas estão expostos nas Figuras 30a, 30b e 31.

$$C_{uu} = 0.34 C_{uil} + 0.03 \text{ e } C_{uu} = 0.47 C_{uil} \text{ com } r = 0.37$$

$$K = 3.83 C_v - 2.18 \text{ e } K = 1.70 C_v \text{ com } r = 0.43$$

$$IP = 0.14 LL + 12.39 \text{ e } IP = 0.40 LL \text{ com } r = 0.32$$

8.6 Resumo das equações de correlação linear obtidas nesta pesquisa

8.1 Índice de Vazios Inicial (e_o) - Índice de Vazios In Situ (e_s)

$$e_o = 1.13 e_s - 0.03 \quad e_o = 1.12 e_s \quad r = 0.99$$

8.2 Coesão Indeformada In Situ (C_{uis}) - Coesão Deformada In Situ (C_{uds})

$$C_{uis} = 2.11 C_{uds} + 0.04 \quad C_{uis} = 2.47 C_{uds} \quad r = 0.88$$

8.3 Coesão Indeformada de Laboratório (C_{uil}) - Coesão Indeformada In Situ (C_{uis})

$$C_{uil} = 0.37 C_{uis} + 0.10 \quad C_{uil} = 0.73 C_{uis} \quad r = 0.86$$

8.4 Resistência de Ponta (R_p) - Coesão Indeformada In Situ (C_{uis})

$$R_p = 5.35 C_{uis} + 0.02 \quad R_p = 5.41 C_{uis} \quad r = 0.85$$

8.5 Resistência de Ponta (R_p) - Coesão Deformada In Situ (C_{uds})

$$R_p = 13.24 C_{uds} + 0.04 \quad R_p = 13.60 C_{uds} \quad r = 0.87$$

8.6 Resistência de Ponta (R_p) - Coesão Indeformada de Laboratório (C_{uil})

$$R_p = 8.15 C_{uil} - 0.32 \quad R_p = 6.48 C_{uil} \quad r = 0.68$$

- 8.7 Resistência de Ponta (R_p) - Índice de Vazios Inicial (e_0)
 $R_p = 1.88 - 0.27 e_0$ $r = 0.72$
- 8.8 Resistência de Ponta (R_p) - Índice de Vazios in Situ (e_s)
 $R_p = 1.88 - 0.30 e_s$ $r = 0.70$
- 8.9 Limite de Liquidez (LL) - Teor de Umidade (w)
 $LL = 0.21 w + 26.39$ $LL = 0.43 w$ $r = 0.85$
- 8.10 Índice de Compressão (C_c) - Índice de Vazios Inicial (e_0)
 $C_c = 0.47 e_0 + 0.13$ $C_c = 0.51 w$ $r = 0.86$
- 8.11 Compressibilidade Volumétrica (M_v) - Índice de Vazios Inicial (e_0)
 $M_v = 0.06 e_0 + 0.03$ $M_v = 0.06 e_0$ $r = 0.91$
- 8.12 Compressibilidade Volumétrica (M_v) - Índice de Vazios In Situ (e_s)
 $M_v = 0.07 e_s + 0.02$ $M_v = 0.07 e_s$ $r = 0.90$
- 8.13 Compressibilidade Volumétrica (M_v) - Limite de Liquidez (LL)
 $M_v = 0.006 LL - 0.11$ $M_v = 0.004 LL$ $r = 0.67$
- 8.14 Índice de Compressão (C_c) - Limite de Liquidez (LL)
 $C_c = 0.04 (LL - 16)$ $C_c = 0.03 LL$ $r = 0.61$

8.15 Compressibilidade Volumétrica (M_V) - Coeficiente de Permeabilidade (K)

$$M_V = 0.09 K + 0.02 \quad M_V = 0.09 K \quad r = 0.98$$

8.16 Índice de Compressão (C_c) - Coeficiente de Permeabilidade (K)

$$C_c = 0.56 K + 0.44 \quad C_c = 0.76 K \quad r = 0.78$$

8.17 Coesão não Consolidada não drenada (C_{uu}) - Coesão Indeformada de Laboratório (C_{uil})

$$C_{uu} = 0.34 C_{uil} + 0.03 \quad C_{uu} = 0.47 C_{uil} \quad r = 0.47$$

8.18 Coeficiente de Permeabilidade (K) - Coeficiente de Consolidação (C_v)

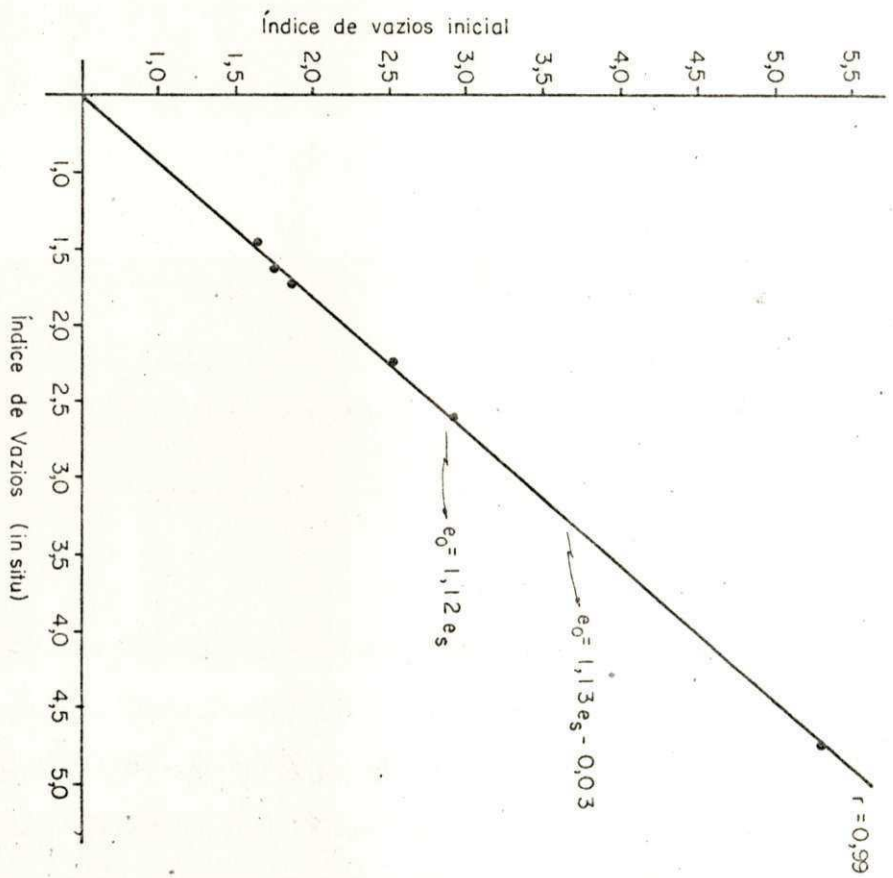
$$K = 3.83 C_v - 2.18 \quad K = 1.70 C_v \quad r = 0.43$$

8.19 Índice de Plasticidade (IP) - Limite de Liquidez (LL)

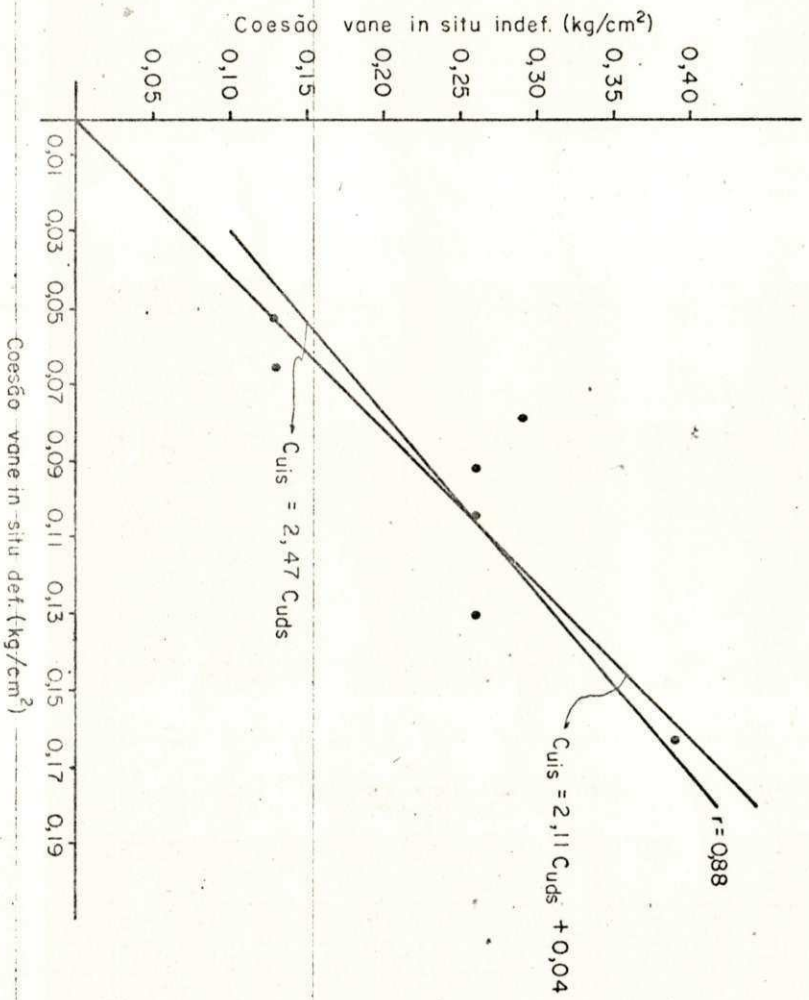
$$IP = 0.14 LL + 12.39 \quad IP = 0.40 LL \quad r = 0.32$$

FIGURA 22a - Correlação entre os índices vazios inicial e in situ

FIGURA 22b - Correlação entre as coesões não drenadas, indeformada e deformada in situ



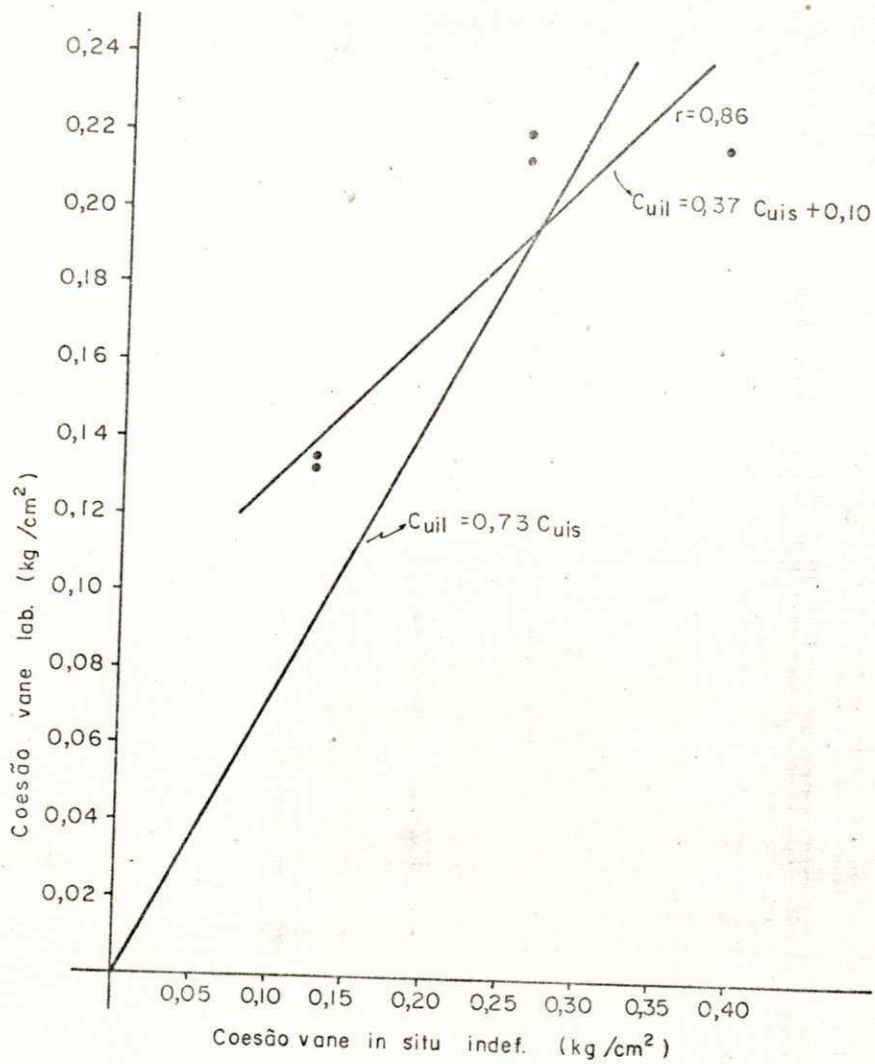
22 a



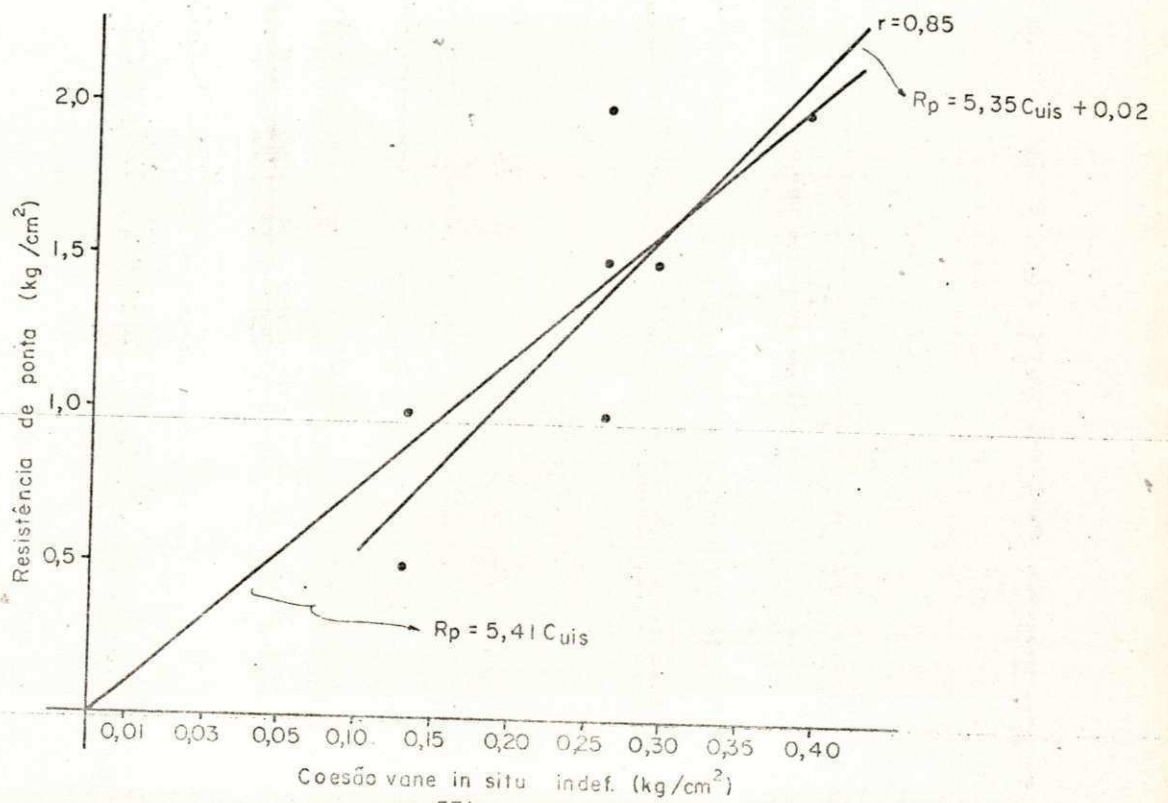
22 b

FIGURA 23a - Correlação das coesões indeformadas, no laborató
rio e in situ

FIGURA 23b - Correlação entre a resistência de ponta e a coes
são não drenada indeformada in situ



23a



23b

FIGURA 24a - Correlação entre a resistência de ponta e a coesão
não drenada deformada in situ

FIGURA 24b - Correlação entre a resistência de ponta e a coesão
não drenada indeformada no laboratório

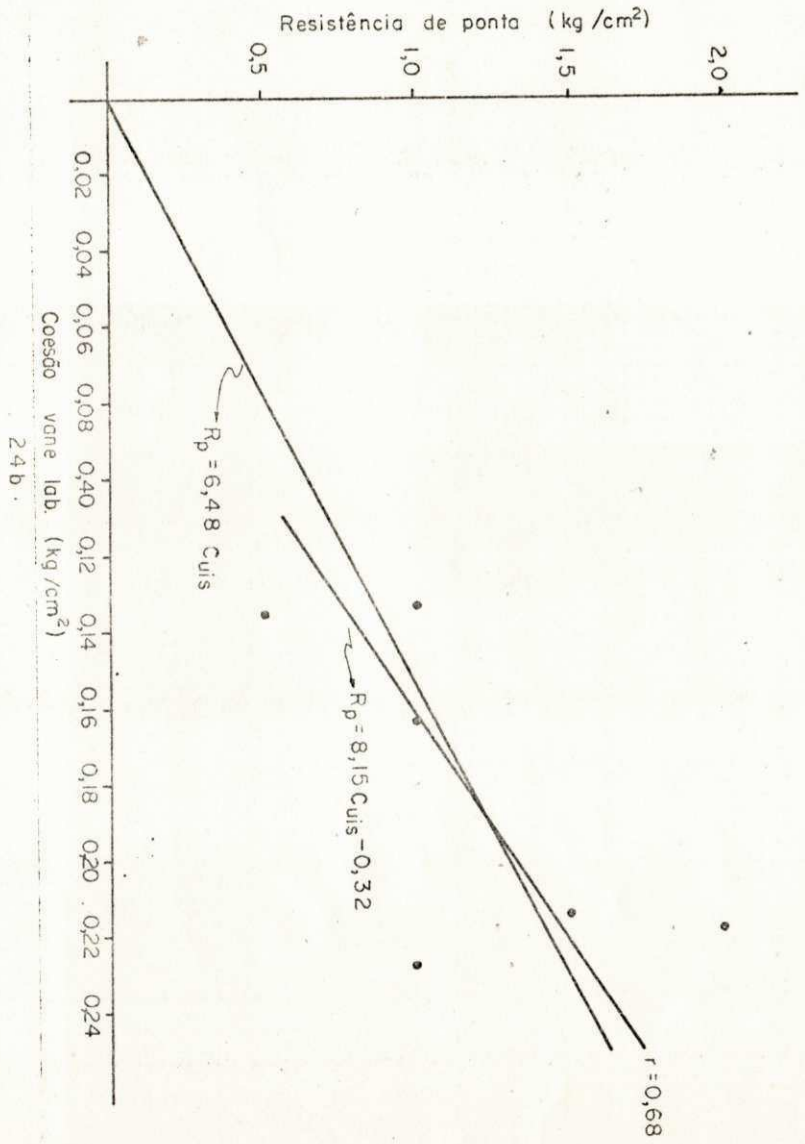
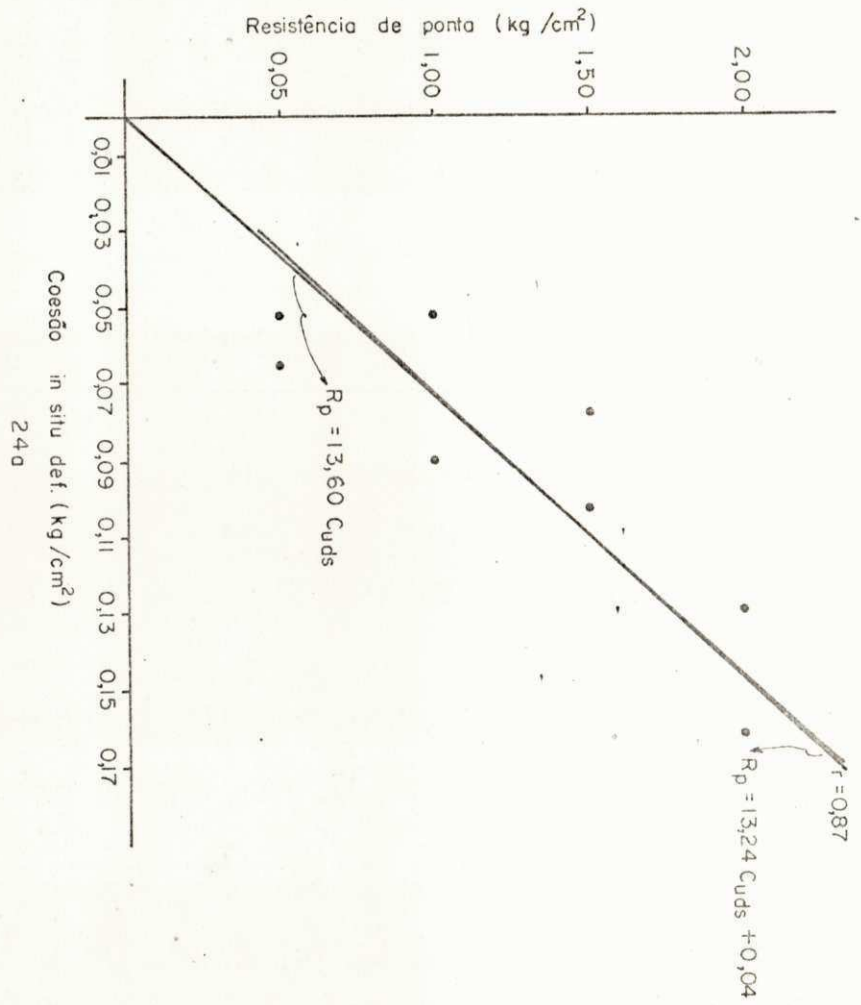


FIGURA 25a - Correlação entre a resistência de ponta e o índice de vazios inicial

FIGURA 25b - Correlação entre a resistência de ponta e o índice de vazios in situ

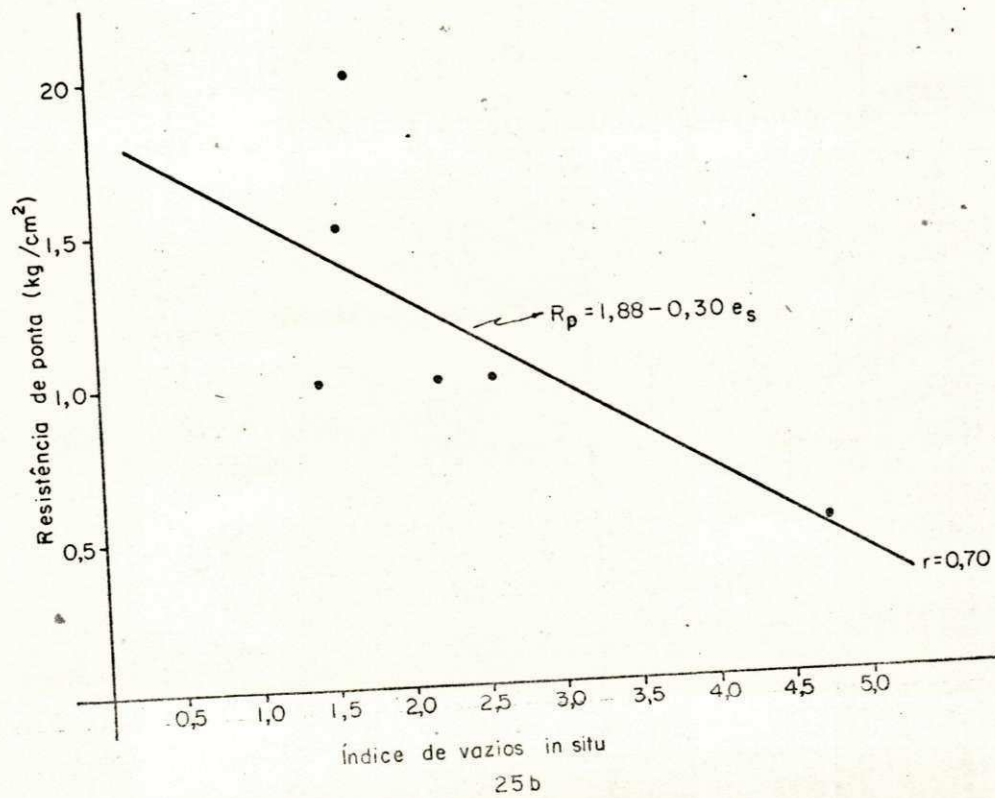
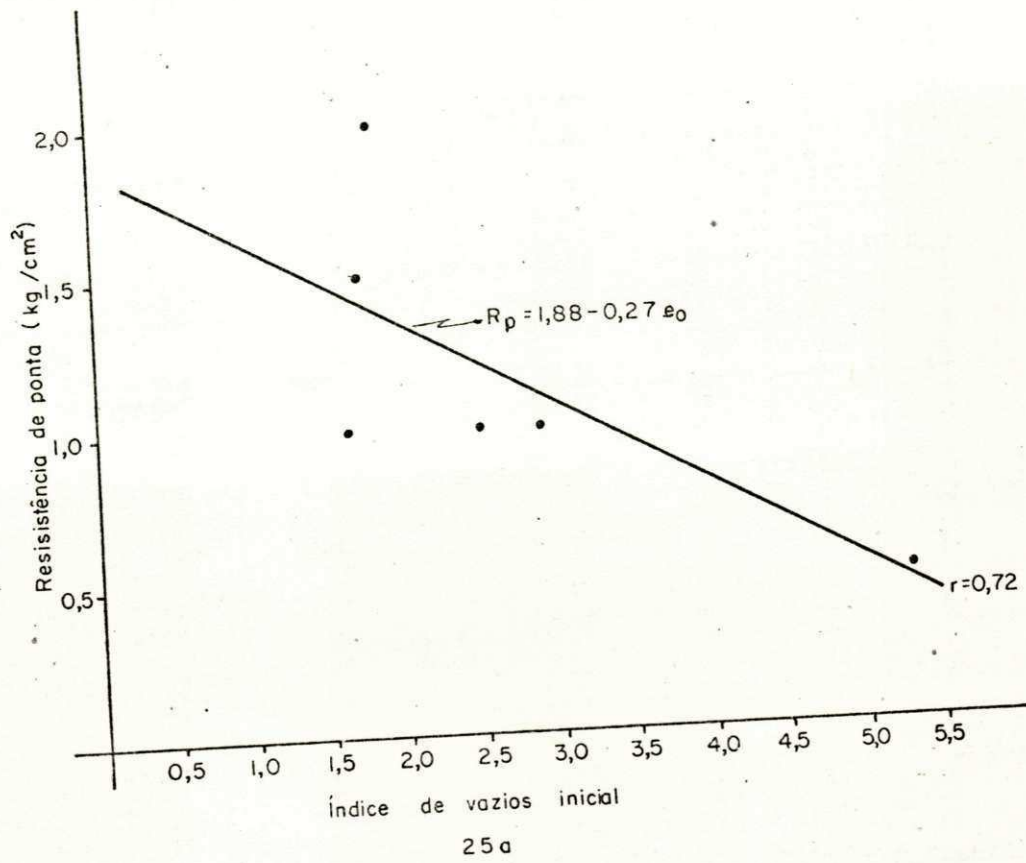


FIGURA 26a - Correlação entre o limite de liquidez e o teor de umidade

FIGURA 26b - Correlação entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial

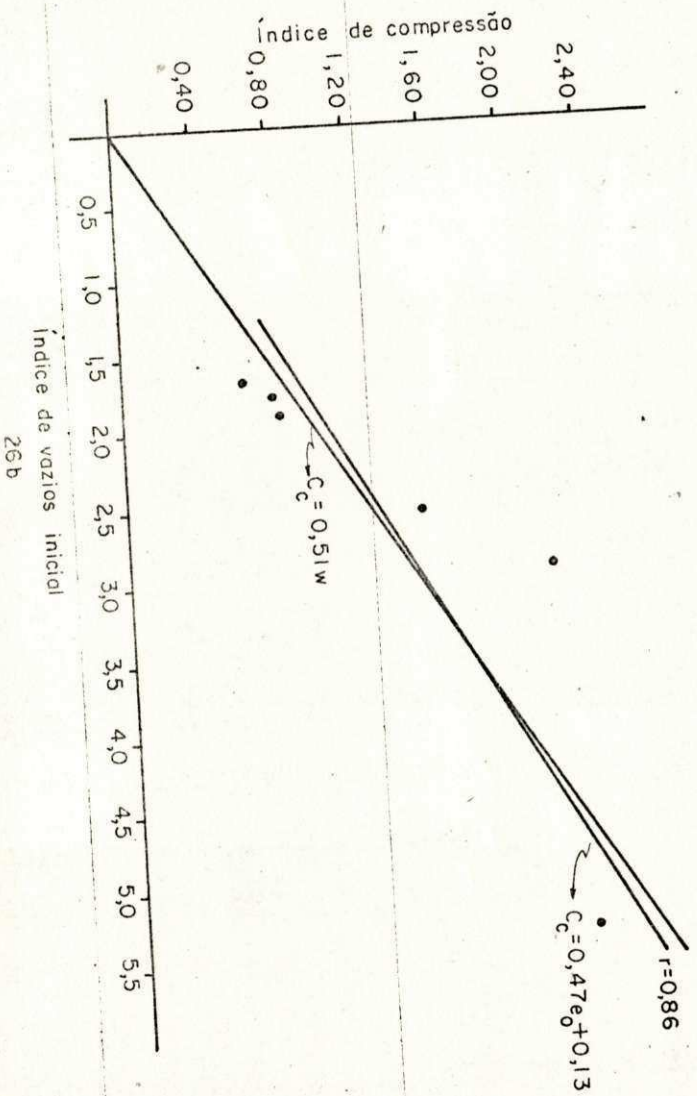
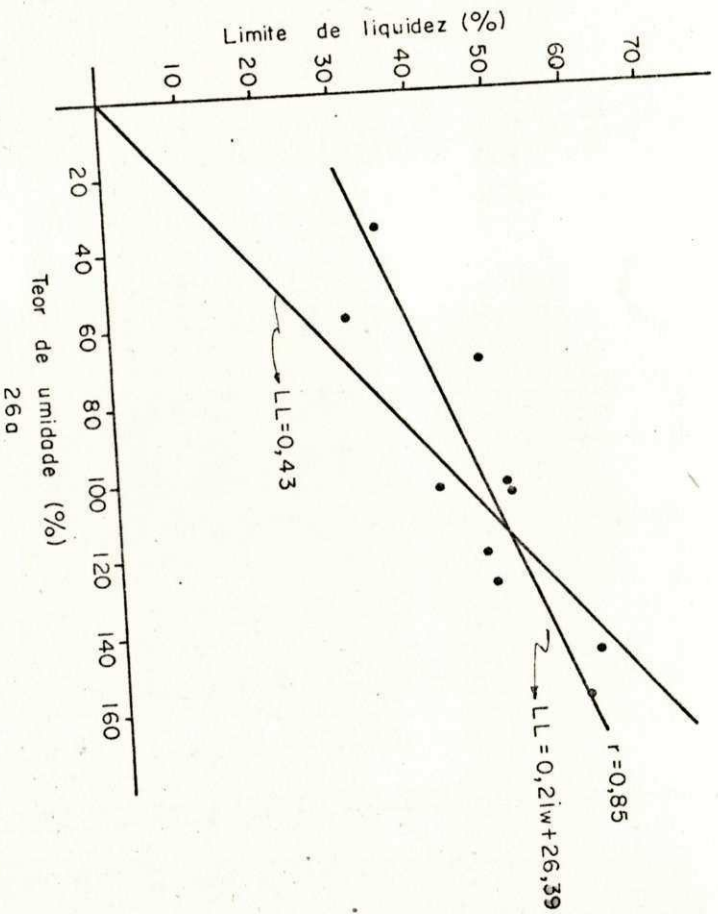


FIGURA 27a - Correlação entre a compressibilidade volumétrica
e o índice de vazios inicial

FIGURA 27b - Correlação entre a compressibilidade volumétrica
e o índice de vazios in situ

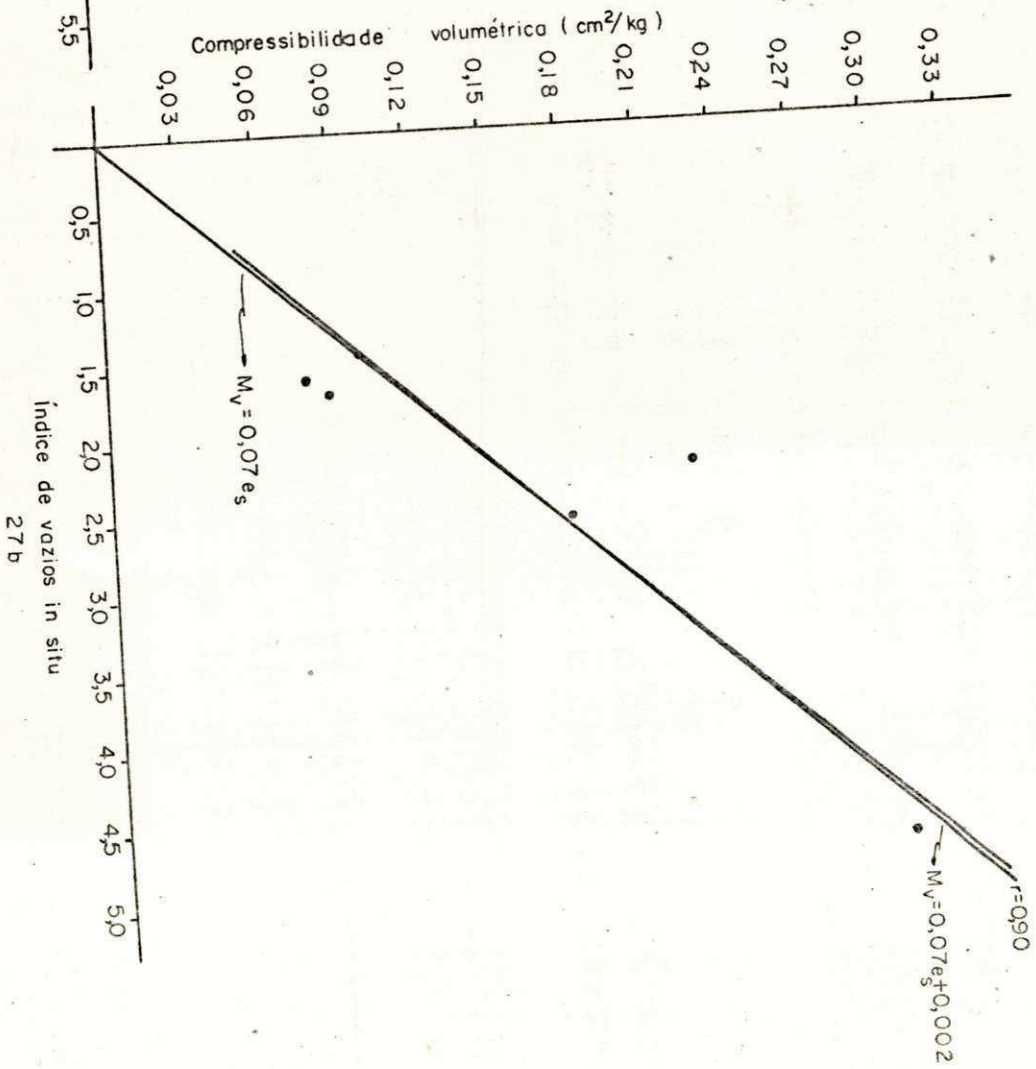
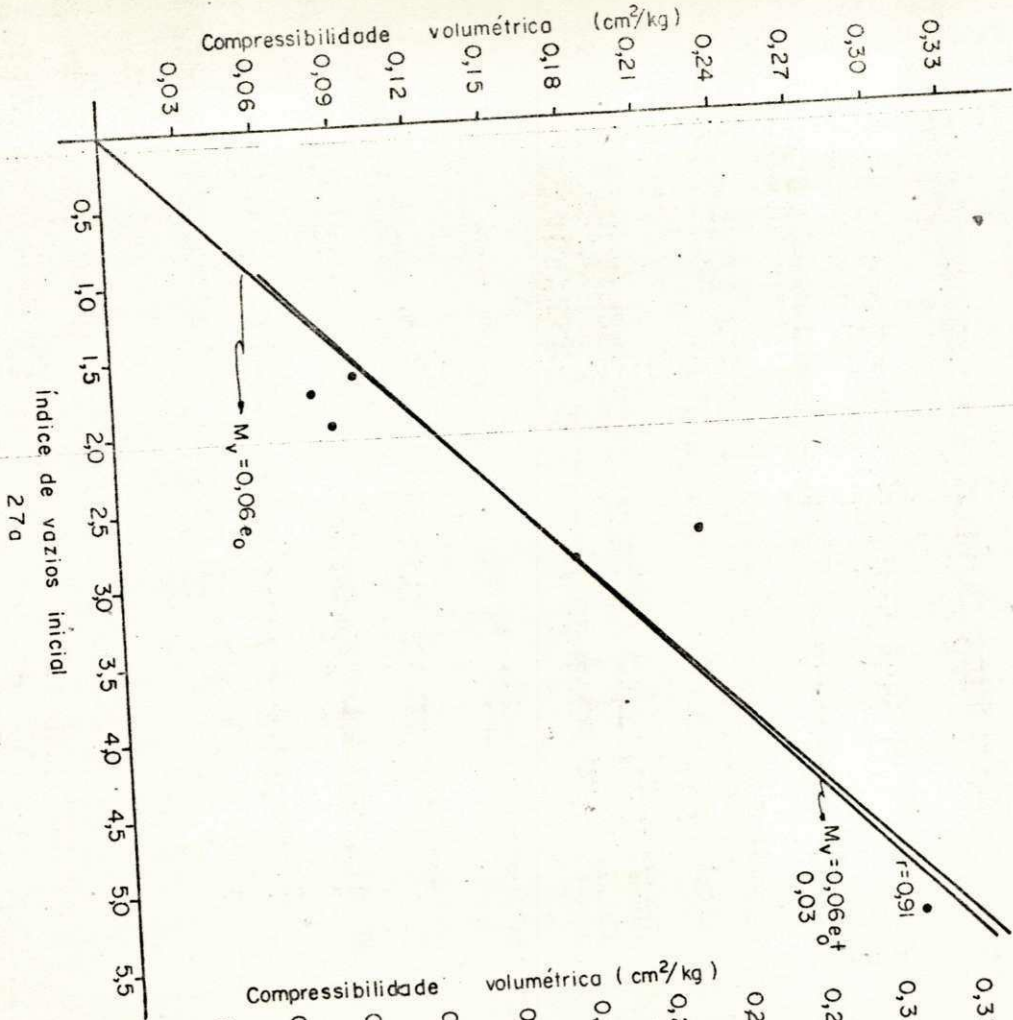
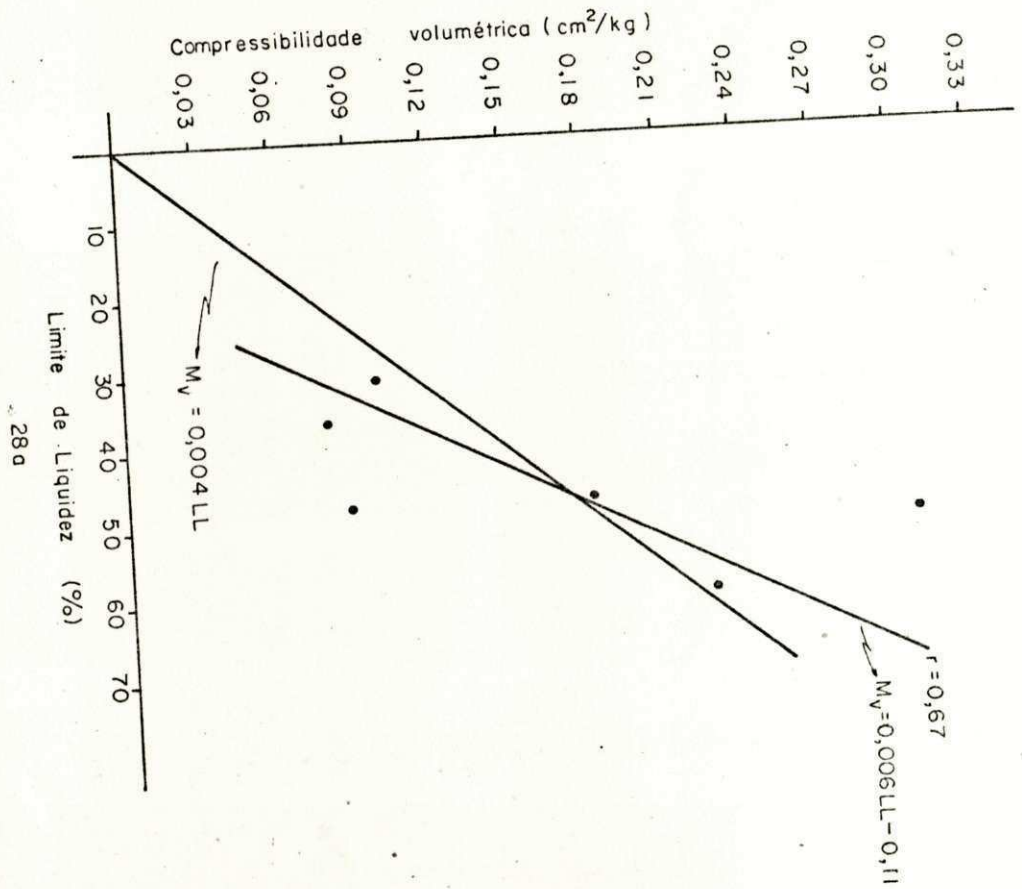
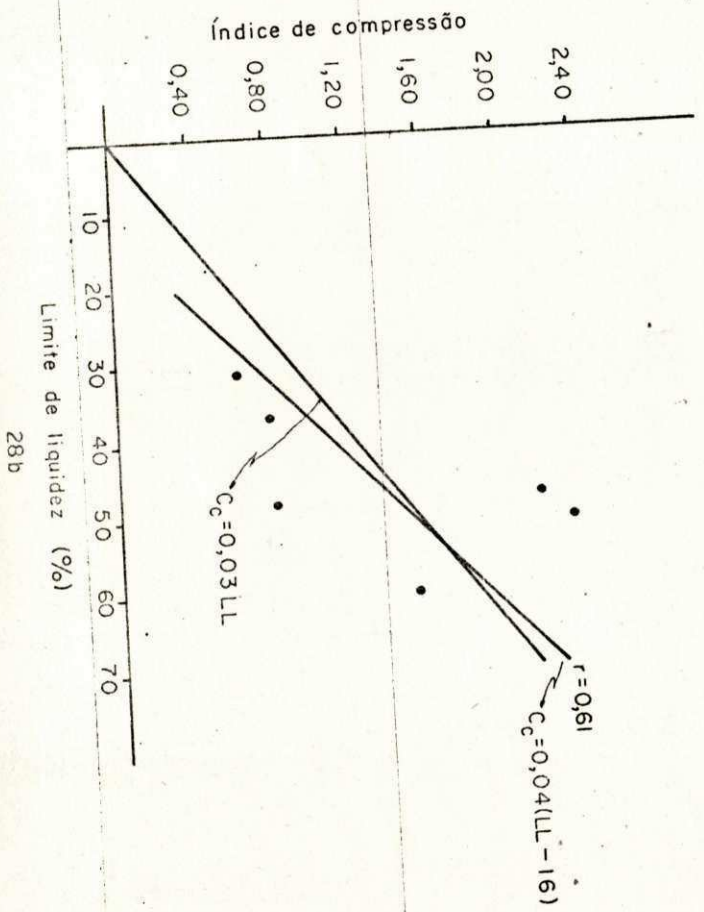


FIGURA 28a - Correlação entre a compressibilidade volumétrica e o limite de liquidez

FIGURA 28b - Correlação entre o índice de compressão e o limi
te de liquidez



28 a



28 b

FIGURA 29a - Correlação entre a compressibilidade volumétrica e o coeficiente de permeabilidade

FIGURA 29b - Correlação entre o índice da compressão e o coeficiente de permeabilidade

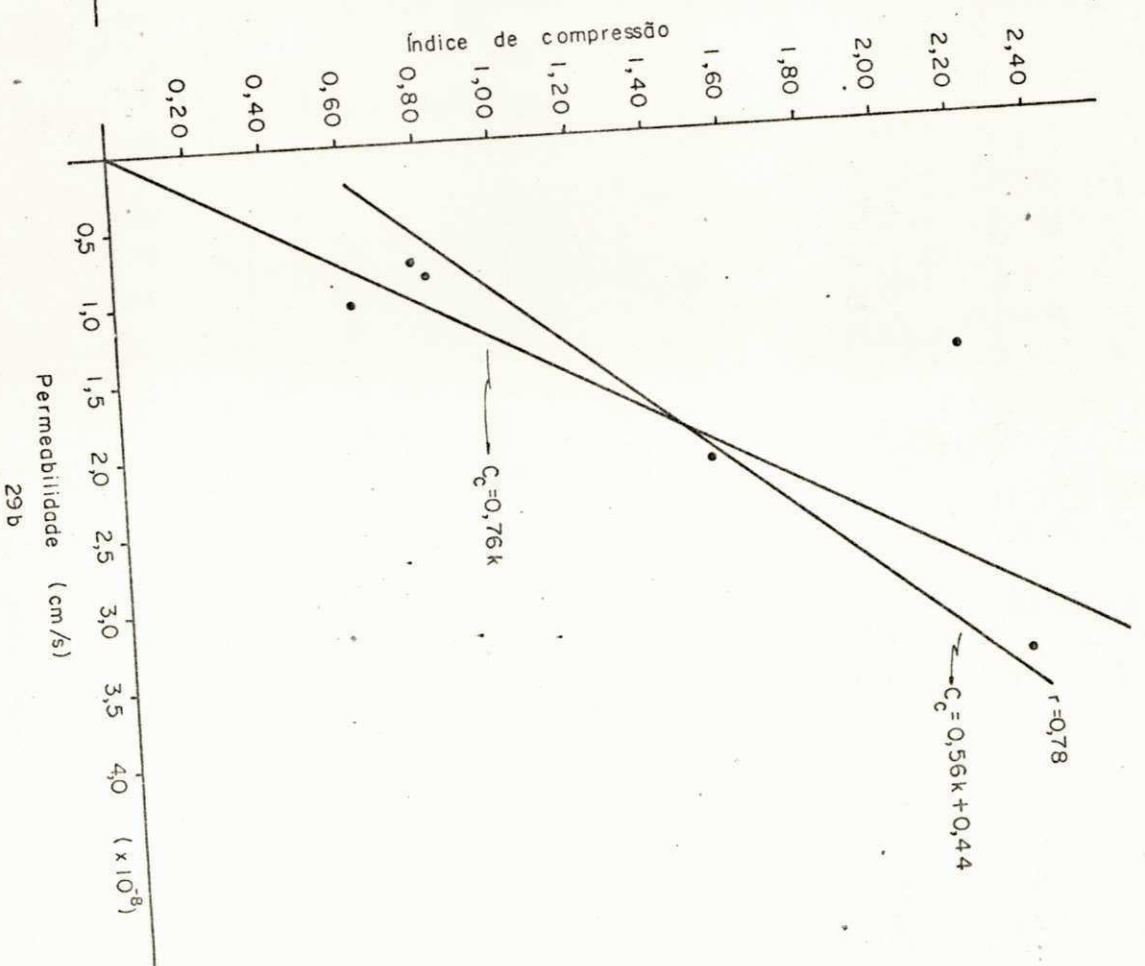
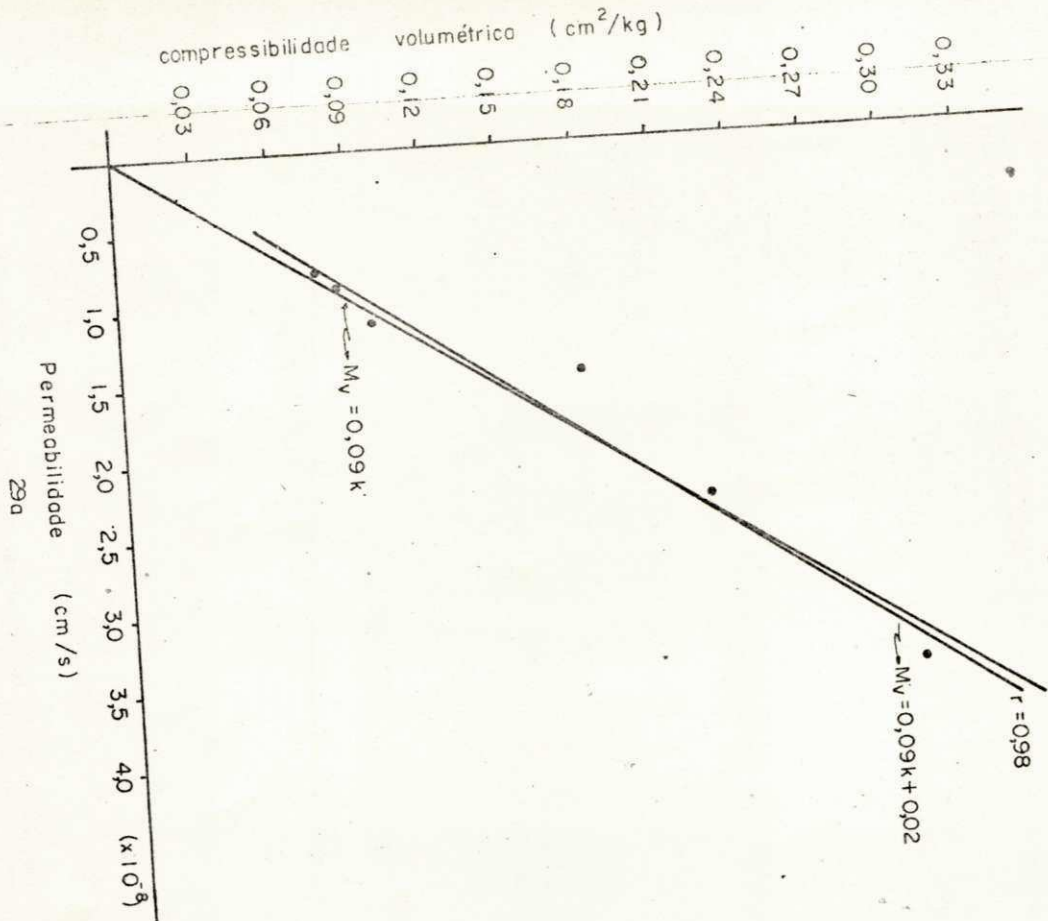


FIGURA 30a - Correlação entre a coesão não drenada não consolidada e a coesão não drenada indeformada obtida pelo vane de laboratório

FIGURA 30b - Correlação entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de compressão

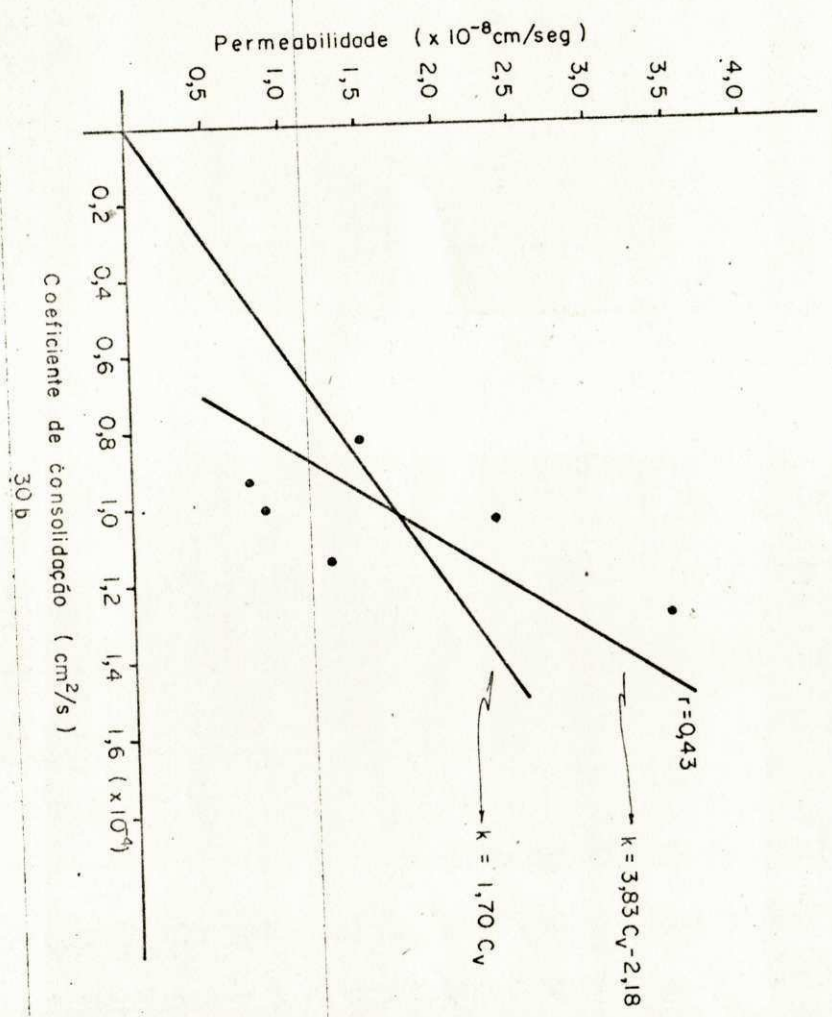
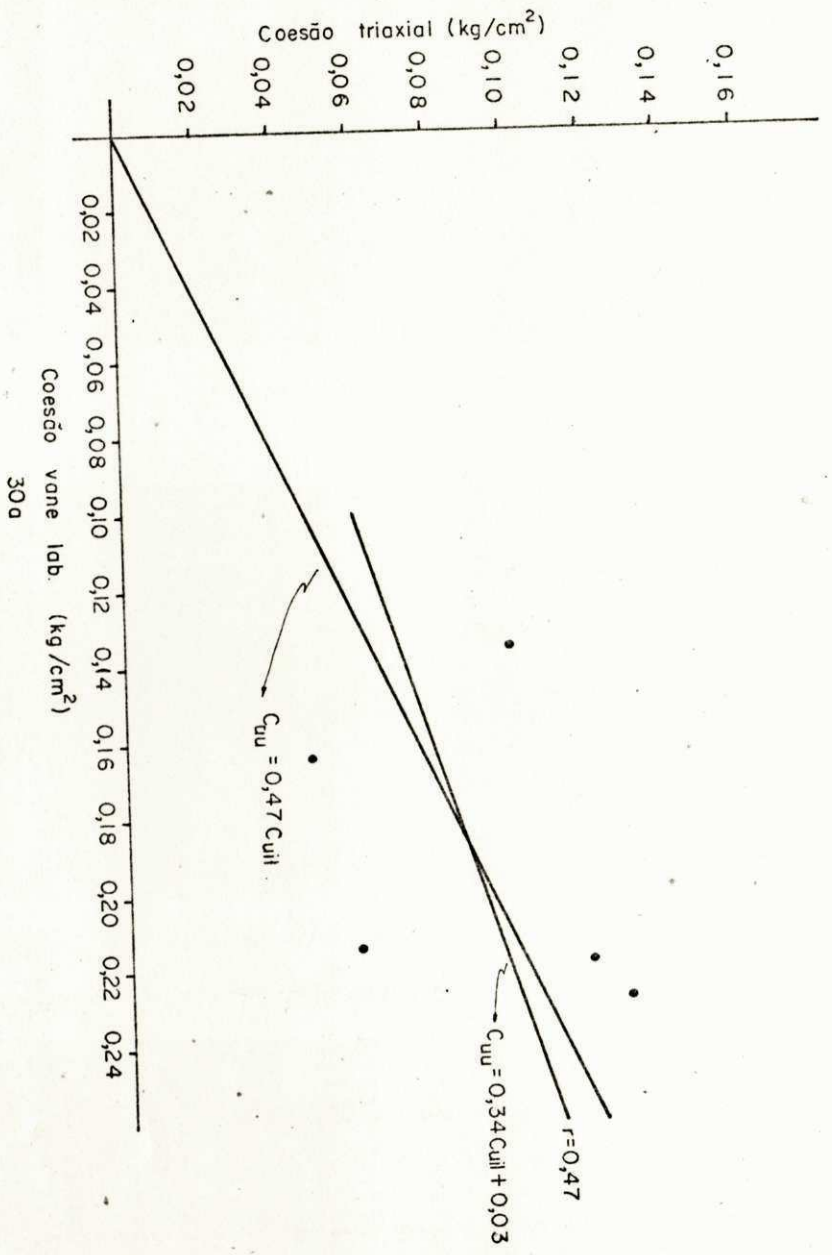
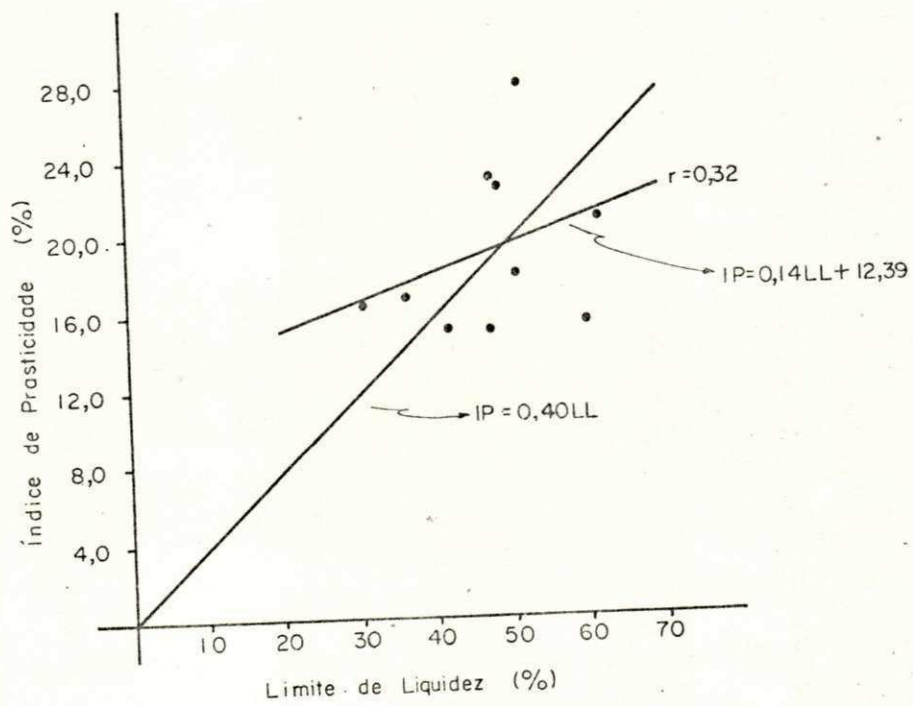


FIGURA 31 - Correlação entre o índice de plasticidade e o limi
te de liquidez



CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES

Resume-se neste capítulo, as conclusões que se podem considerar para o solo em estudo e diante dos resultados encontrados.

- 1 - O solo pesquisado pode ser classificado como uma argila siltosa, com uma distribuição relativamente bem graduada dos grãos finos e uma maior uniformidade nas dimensões dos grãos mais grossos, trata-se de uma argila muito mole e altamente plástica.
- 2 - A argila está saturada, e em alguns pontos apresenta elevado teor de umidade.
- 3 - A argila possui um baixo peso específico e baixa sensibilidade.
- 4 - Em decorrência da consistência mole e muito mole, os resultados dos ensaios não confinados são na maioria das vezes enganosos, devido a problemas durante a realização dos en

saíam. O ensaio de compressão simples então perde a grande vantagem de rapidez a simplicidade de execução.

- 5 - Embora tenha-se encontrado parâmetros de resistência ao cisalhamento discordando entre si, pode-se concluir que a argila em estudo, apresenta um pequeno aumento dessa resistência com a profundidade. Sua variação foi de $R_p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ a $R_p = 0.50 \text{ kg/cm}^2$.
- 6 - Baseando-se nos resultados encontrados para a penetração estática (R_p) e dinâmica (N) do solo, conclui-se que a argila estudada possui baixa capacidade de carga.
- 7 - Observa-se que dada a diferença de ordem de grandeza da resistência ao cisalhamento do solo in situ e em laboratório, pode-se dizer, que o amolgamento, a redução da tensão de confinamento, as condições de ensaio, influenciam de sobre maneira nos resultados da resistência ao cisalhamento em laboratório, levando a erros um tanto elevados. Em nosso estudo encontrou-se a seguinte correlação linear:
 $C_{uil} = 0.73 C_{uis}$.
- 8 - O valor médio do ângulo de atrito interno a curto prazo foi de $10^{\circ}22'$ e a longo prazo foi encontrado o valor de $6^{\circ}51'$.
- 9 - A permeabilidade do solo, determinado indiretamente pelo ensaio de adensamento, varia de $0.757 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ a $3.491 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$. Este baixo valor pode ter sido contribuído pela elevada quantidade de silte + argila (97.91%) verificada na análise granulométrica da argila. Segundo os valores de K , a argila foi classificada como praticamente impermeável.

11 - O índice de compressão (C_c) nos mostra que a zrgila é bastante compressível. Apresentando um valor máximo de 2.355 e um valor mínimo de 0.624, e uma taxa de variação de 0.25 por metro de profundidade.

CAPÍTULO X

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Analisando-se os resultados obtidos nesta pesquisa acredita-se que seria de grande valia para o complemento deste trabalho, a pesquisa de alguns tópicos que poderão ser desenvolvidos em trabalhos futuros:

- 1 - Investigações sobre as características mineralógicas, físico-químicas, microestrutura da argila.
- 2 - Utilizar amostradores mais elaborados para verificar a influência do amolgamento nas amostras (Shelby).
- 3 - Verificar a influência do intervalo de tempo de sondagem/ utilização da amostra, na resistência e distribuição de umidade ao longo da amostra. O ensaio de palheta de laboratório presta-se bem para tal estudo.
- 4 - Como se sabe a coesão, neste estudo, foi determinada através dos ensaios triaxiais não drenado não consolidado, no entanto, é de conhecimento geral que para solos de baixa

permeabilidade a resistência a longo prazo parece ser mais importante, por isso, sugere-se uma análise de resistência a longo prazo, determinada pelos ensaios triaxiais adensado drenado.

- 5 - O grau de isotropia de uma camada de solo natural afeta seu comportamento como material de fundação, por este fato, parece de interesse analisar o grau de anisotropia da argila em estudo.
- 6 - Estudar o efeito do atrito negativo ao longo de estacas.
- 7 - Estudo da distribuição e efeito dos esforços laterais sobre as estacas.
- 8 - Estudar velocidade máxima de lançamento de aterro sobre este solo, levando em consideração o acréscimo de resistência devido ao adensamento.
- 9 - Os ensaios de resistência ao cisalhamento e adensamento realizados para esta pesquisa foram limitados e por sua vez, a influência da matéria orgânica nesses ensaios não foi analisada, por isso sugere-se, que esta influência também seja analisada.
- 10 . Realizar maior número de ensaios de adensamento e:
 - verificar se haverá modificações nos parâmetros encontrados.
 - estudar a influência da compressão secundária em ensaios de longa duração; calcular o coeficiente de compressão secundária.

- verificar a aplicabilidade de novas teorias de adensamento ao solo em estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. X TAYLOR, D.W., Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1948.
02. X LAMBE, T. W., and WHITMAN, R.V., Soil Mechanics, John Wiley, New York, 1969.
03. BOWDEN, F.P., and TABOR, D., The Friction and Lubrification of Solids, Part 1, Oxford University Press, London, 1950.
04. BOWDEN, F.P., and TABOR, D., The Friction and Lubrification of Solids, Part 2, Oxford University Press, London, 1964.
05. ROWE, P.W., The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. Roy. Soc., A 269, pp 500-527, 1962.
06. LO, K.Y., Shear Strength Properties of a Sample of Volcanic Material of the Valley of Mexico, Geotechn

nique, Vol. XII, No. 4 pag. 303, 1962.

07. BISHOP, A.W., The Principle of Effective Stress, Norwegian Geotechnical Institute, Nº 32 - Oslo, 1960.
08. ESTEVES, V.P., O Problema da Rutura de Solos, Ministério das Obras Públicas, Laboratório Nacional Engenharia Civil, Lisboa, dezembro de 1963.
09. ~~BADILLO~~, E.J., RODRIGUES, A.R., Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo 1, Editorial Limusa, Mexico, 1975.
10. COSTET, J., SANGLERAT, G., Curso Práctico de Mecánica de Suelos, Ediciones Omega, S.A., Barcelona, 1975.
11. HABIB, P., La Résistance au Cisaillement des Sols, Annales de L'institut du Bâtiment et des Travaux Publics, enero, 1953.
12. CAQUOT, A., Y KERISEL, J., Traité Mécanique des Sols, Gauthier-Villars, Paris, 1966.
13. VARGAS, M., Some Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil, Proc. Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Vol. 1, Zurich, 1953.
14. WHITMAN, R. V., The Behavior of Soil, Under Transient Loadings, 4 th Inter. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Vol. 1, p. 207, Londres, 1957.
15. HOUSEL, W.S., Discussion, Proc. ASCE, Vol. 91, No. SMI, pp 196-219, 1965.

16. BJERRUM, L., SIMONS, N., and TORBLAA, I., The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay, Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, pp. 148-158, 1958.
17. PECK, R.B., and RAAMONT, T., Foundation Behavior of Iron Ore Storage Yards, discussion final. Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM4, pp. 193-195, 1965.
18. CASAGRANDE, A., and WILSON, S.D., Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content, Geotechniques, Vol. 2, pp. 251-263, 1951.
19. RICHARDSON, A.M. Jr., and WHITMAN, R.V., Effect of Strain-Rate upon Undrained Shear Resistance of Saturated Remolded Fat Clay, Geotechnique, Vol. 13, No. 4, pp. 310-346, 1964.
20. PRAGER, W., Finite Plastic Deformation, Rheology, Vol. 1, F. Eirich, New York, 1956.
21. HVORSLEV, M.J., Time Lag in the Observation of Ground Water Levels and Pressures, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1949.
22. SCHMERTMANN, J.M., The Undisturbed Consolidation of Clay, Trans. ASCE, Vol. 120, pp. 249, 1955.
23. LADD, C.C., and LAMBE, T.W., The Strength of Undisturbed Clay Determined from Undrained Test, ASTM-NRC Symposium, Ottawa, 1963.

24. SKEMPTON, A.W., and SOWA, V.A., The Behavior of Saturated Clays During Sampling and Testing, Geotechnical, Vol. 13, No. 4, pp. 269-290, 1963.
25. TAYLOR, D.W., Review of Research on Shearing Strength of Clay at M.I.T.: 1948-1953., Informe a la U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, 1955.
26. WARLAN, A.A., Stress-Strain and Strength Properties of Soils, Doctor of Science Thesis, Harvard University, may, 1946.
27. BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J., The Measurement of Soil Properties in Triaxial Test, Edward Arnoud, London, 1957.
28. CHEN, L.S., Stress Deformation and Strength Characteristic of Cohesionless Soils, Doctor of Science Thesis, Harvard University, dec., 1944.
29. LA ROCHELLE, P. and LEFEBVRE, G., Sampling Disturbance in Champlain Clays, Sampling of Soil and Rock, ASTM STP 483, American Society of Testing and Materials, pp. 143-163, 1971.
30. COLON, R.J., and ISAACS, R.M.F., Effect of Sampling and Testing Techniques on the Shear Strength of a Glacial Lacustrine Clay from Welland, Ontario, Sampling of Soil and Rock, ASTM STP 483, American Society for Testing and Materials, pp. 10-29, 1971.
31. QUEIROZ, J.B.C., Propriedades Mineralógicas e de Eng

- nharia da Argila Orgânica do Recife, Tese M.Sc.,
Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande,
1975.
32. LAMBE, T.W., Soils Testing for Engineers, John Wiley
and Sons, New York, 1951.
33. SIMONS, N.E., Consolidation Investigation on Undisturbed
Fornebu Clay, Norwegian Geotechnical Institute Pub,
No. 62, Oslo, 1965.
34. LAMBE, T.W., MARTIN, R.T., Composition and Engineering
Properties of Soils, Proc. U.S. Highway Research
Board, 34,566-582, 1955.
35. BJERRUM, L., Engineering Geology of Norwegian Normally
Consolidated Marine Clays as Related to Settlements
of Buildings, 7^a Conferencia Rankine, Geotechnique,
Vol. XVII, Nº. 2, 1967.
36. TUMA, J.J., Abel-Hady, M., Engineering Soil Mechanics,
Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey,
1973.
37. ENKEBOLL, W., Investigation of Consolidation and Struc
tural Plasticity in Clay, Massachusetts Institute
of Technology, Doctorate Thesis 1947.
38. TAYLOR, D.W., Research on Consolidation of Clays, Depar
tment of Civil and Sanitary Engineering, Massachu
setts Institute of Technology, 1942.
39. GRAY, H., Research on the Consolidation of Fine-Grained

Soils, Doctor of Science Thesis, Graduate School of Engineering, Harvard University, april, 1938.

40. VAN ZELST, T.W., An Investigation of the Fractions Affecting Laboratory Consolidation of Clay, Proceedings Second International Conference on Soil Mechanics, Vol. VII, Paper N^o 11 c 4, 1948.
41. STARNES, W.L., BENNETT, E.E., Sample-Size Requirements for Consolidation Test, Master of Science Thesis, Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1947.
42. MILOVIC, D.M., Effect of Sampling on Some Soils Characteristics, Sampling of Soil and Rock, ASTM STP 483, Society for Testing and Materials, pp. 164-179, 1971.
43. BURROWS, R.E., An Experimental Study of Side Friction in the Consolidation Test, Master of Science Thesis, Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1948.
44. BARROS, H.D., Aspectos Geológicos da Cidade de João Pessoa (inédito), UFPb, Campina Grande-Paraíba, 1969.
45. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Métodos de Ensaio Divisão de Pesquisas Tecnológicas, DNER, 1964.
46. BARBOSA, R.C., Propriedades Reológicas da Argila Orgânica, I.P.R., N^o 437, Rio de Janeiro, 1970.

47. LEONARDS, G.A., Foundation Engineering, McGraw, Will Book Company, Inc. 1962.
48. TEIXEIRA, D.C.L., Características Geotécnicas dos Depósitos de Argila Mole do Recife a Influência da Matéria Orgânica, Tese M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Guanabara, 1972.
49. AMORIN, W.M. Jr., Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco, Tese M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Guanabara, 1975.
50. TERZAGHI, K., PECK, R.B., Soil Mechanics in Engineering Practices, John Wiley and Sons, New York, 1967.
51. MACHADO, J., Estudo Comparativo de Recalques Calculado e Observados em Fundações Diretas em Santos, Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Volume I, Recife-Pe., Campina Grande-Pb, 1958.
52. NUNES, A.J.C., Curso de Mecânica dos Solos e Fundações, Editora Globo, Rio de Janeiro, 1958.
53. GRAY, H., Field Vane Shear Test of Sensitive Cohesive Soils, Trans. A.S.C.E., Paper No. 2887, 1955.
54. WARD, W.H., BURLAND, J.B., and GALLOIS, R.W., Geotechnical Assessement of a Site at Munford, Norfolk, for a Large Proton Accelerator. Building Research Station, Current', Paper No 3/69, 1969.
55. VALDÊS, B.S., Propriedades de Resistência de uma Argila Orgânica do Recife., Tese M.Sc. Universidade Fede

ral da Paraíba, Campina Grande, 1975.

56. SOWERS, G.B., and SOWERS, G.F., Introductory Soil Mechanics and Foundations, Collier Macmillan International Editions, London, 1970.
57. MELLO, V.F.B., TEIXEIRA, A.H., Mecânica dos Solos em Engenharia de Fundações - Separata da Revista de Engenharia Mackenzie, 1953-1955.

AGRADECIMENTOS

O autor agradece ao Prof. Valdês Borges Soares, do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, pela dedicação com que orientou este trabalho.

Ao Prof. J. G. Cabrera, Professor do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Leeds, e ex-Professor de Engenharia Civil do Conselho Britânico no Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, pelo estímulo e colaboração, sem o qual o presente trabalho não teria sido iniciado.

A ATECEL e CNPq, pelo suporte financeiro prestado à realização desta pesquisa.

APÊNDICE A - Quadros resumo dos resultados obtidos

TABELA I

SÍMBOLO	w	γ	γ_s	G_s	LL	LP	IP
DESCRIÇÃO	Teor de umidade	Peso específico aparente úmido	Peso específico aparente seco	Densidade real	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de Plasticidade
Prof. (m)	%	g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³	%	%	%
3.00	148.50	1.272	0.512	2.459	61.76	40.88	20.88
4.00	104.35	1.324	0.648	2.585	41.83	26.34	15.49
5.00	103.40	1.409	0.693	2.544	50.70	32.74	17.96
6.00	159.91	1.347	0.520	2.472	60.10	44.38	15.73
7.00	121.58	1.303	0.588	2.438	47.60	32.50	15.10
8.00	129.75	1.430	0.622	2.471	48.87	26.37	22.50
9.00	105.86	1.336	0.649	2.561	52.23	24.33	27.90
10.00	35.49	1.385	1.169	2.592	36.43	19.63	16.80
11.00	70.51	1.568	0.919	2.591	47.87	24.76	23.11
12.00	58.72	1.663	1.048	2.624	30.87	14.49	16.38

TABELA II

SÍMBOLO	c_{uu}	ϕ_{uu}	c_{uil}	σ_r
DESCRIÇÃO Prof. (m)	Coesão triaxial Kg/cm ²	Ângulo de atrito graus	Coesão vane Kg/cm ²	Resistência compressão simples Kg/cm ²
3.00	0.100	2°09'	-	0.177
4.00	0.100	1°26'	-	0.207
5.00	0.100	1°16'	0.136	0.162
6.00	*	*	0.134	0.155
7.00	0.130	1°23'	0.228	0.182
8.00	0.042	0°57'	-	0.183
9.00	0.043	2°34'	-	0.036
10.00	0.060	0°00'	0.215	0.068
11.00	0.120	0°00'	0.219	0.086
12.00	0.048	2°29'	0.164	0.063

* O ensaio triaxial na profundidade de 6.00 m foi executado com drenagem, onde:

$$c_{cd} = 0.160 \text{ Kg/cm}^2 \text{ e } \phi_{cd} = 6^{\circ}51'$$

TABELA III

SÍMBOLO	C_{uis}	C_{uds}	R_p	σ'_e
DESCRIÇÃO	Vane test indeformado Kg/cm ²	Vane test deformado Kg/cm ²	Resistência de ponta Kg/cm ²	Pressão efetiva in situ Kg/cm ²
Prof. (m)				
3.00	0.130	0.065	0.51	0.186
4.00	0.259	0.130	2.00	0.229
5.00	0.130	0.052	0.50	0.317
6.00	0.130	0.522	1.00	0.354
7.00	0.259	0.091	1.00	0.386
8.00	-	-	10.00	0.422
9.00	0.292	0.078	1.50	0.501
10.00	0.260	0.104	1.50	0.588
11.00	0.389	0.162	2.00	0.646
12.00	*	**	1.00	0.707

* Valor maior que a capacidade da alavanca, para medir a resistência indeformada (600 lb. pol)

** Valor maior que a capacidade da alavanca, para medir a resistência deformada (200 lb. pol).

TABELA IV

SÍMBOLO	M_v	C_v	C_c	σ'_a	K	e_o	e_s
DESCRIÇÃO	Compressib. volumétrica	Coefficiente consolidação	Índice de compressão	Pressão de adensamento	Permeabilidade	Índice de vazios inicial	Índice de vazios in situ
Prof. (m)	cm^2/Kg	$\times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$		Kg/cm^2	$\times 10^{-8} \text{cm}/\text{s}$		
5.00	0.309	1.129	2.355	0.525	3.491	5.32	4.73
6.00	0.228	1.032	1.541	0.650	2.356	2.52	2.23
7.00	0.182	0.823	2.203	0.730	1.497	2.91	2.58
10.00	0.081	0.934	0.786	0.648	0.757	1.75	1.62
11.00	0.087	0.996	0.822	0.633	0.869	1.87	1.72
12.00	0.099	1.138	0.624	0.573	1.132	1.65	1.44

FIGURA 1 - Distribuição granulométrica do solo utilizado

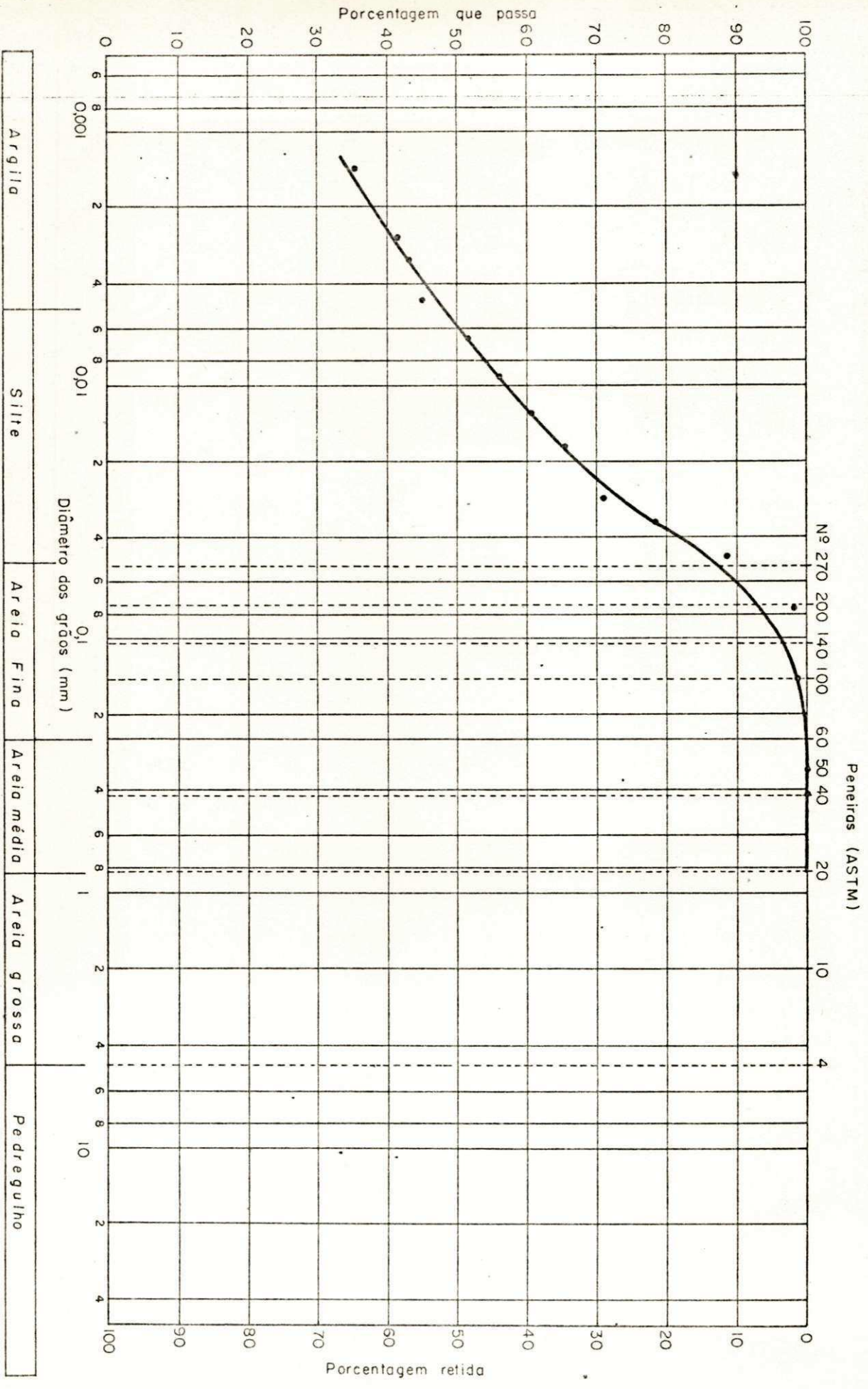


FIGURA 2 - Círculos de Mohr e envoltórias obtidas através do ensaio não consolidado não drenado

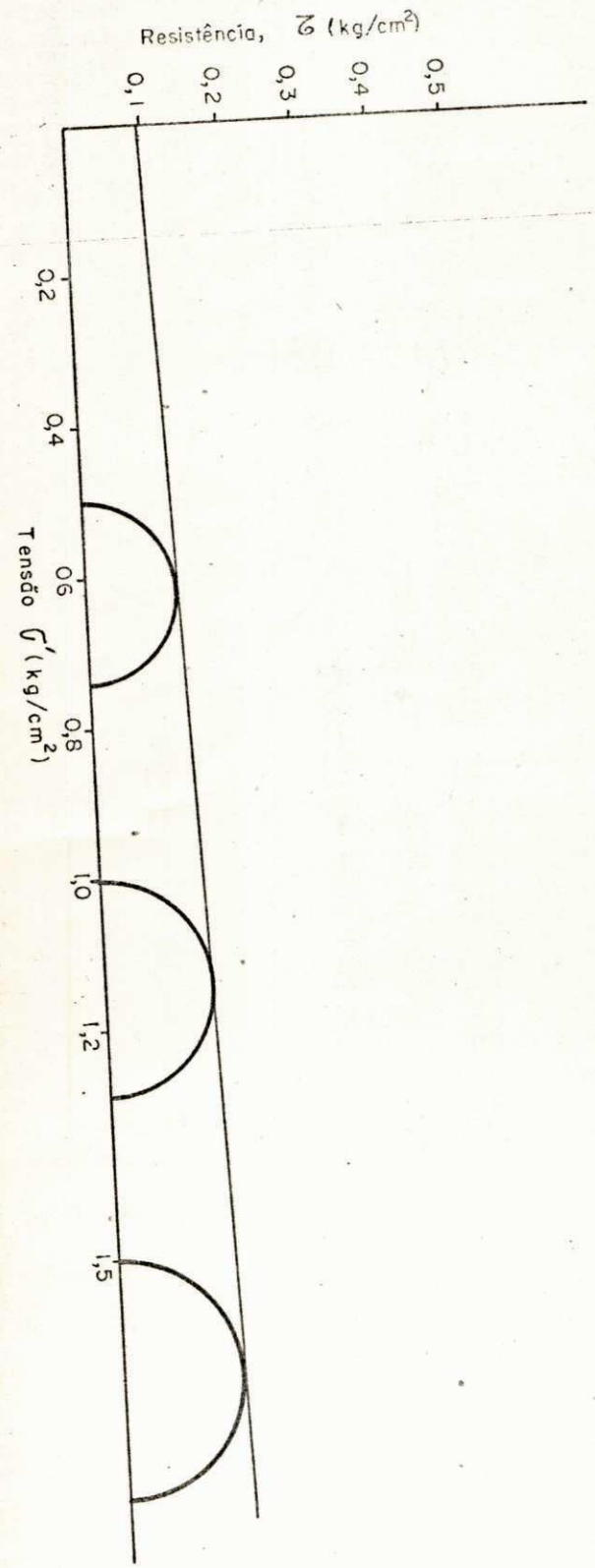
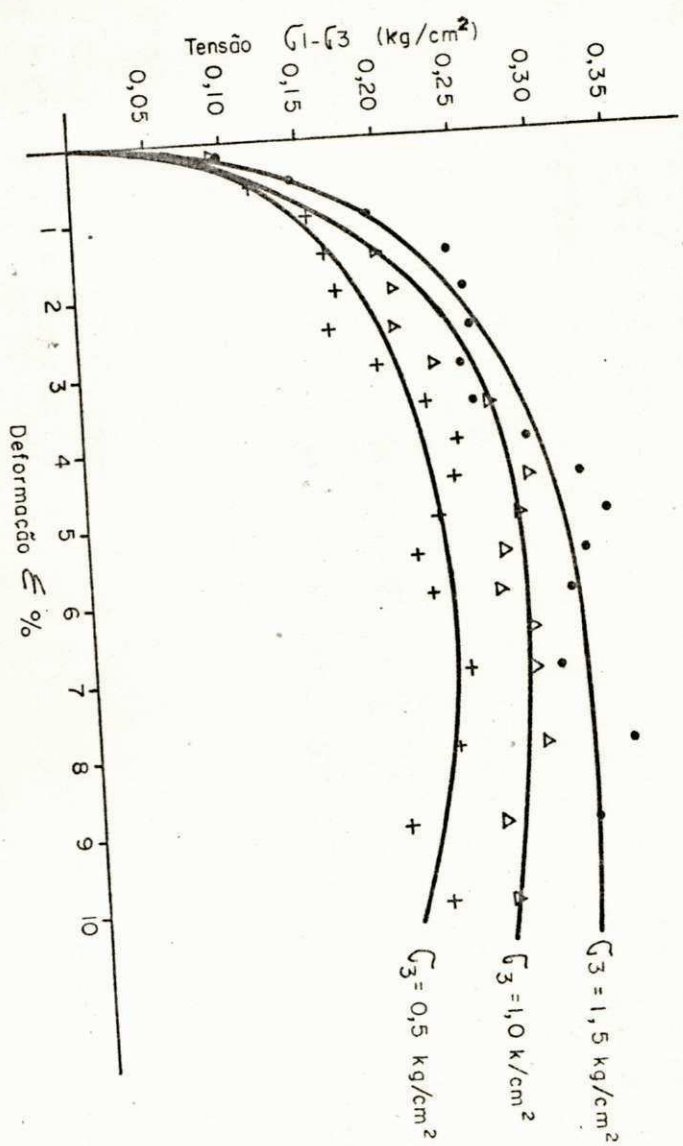


FIGURA 3 - Círculos de Mohr e envoltórias obtidas através do
ensaio drenado consolidado

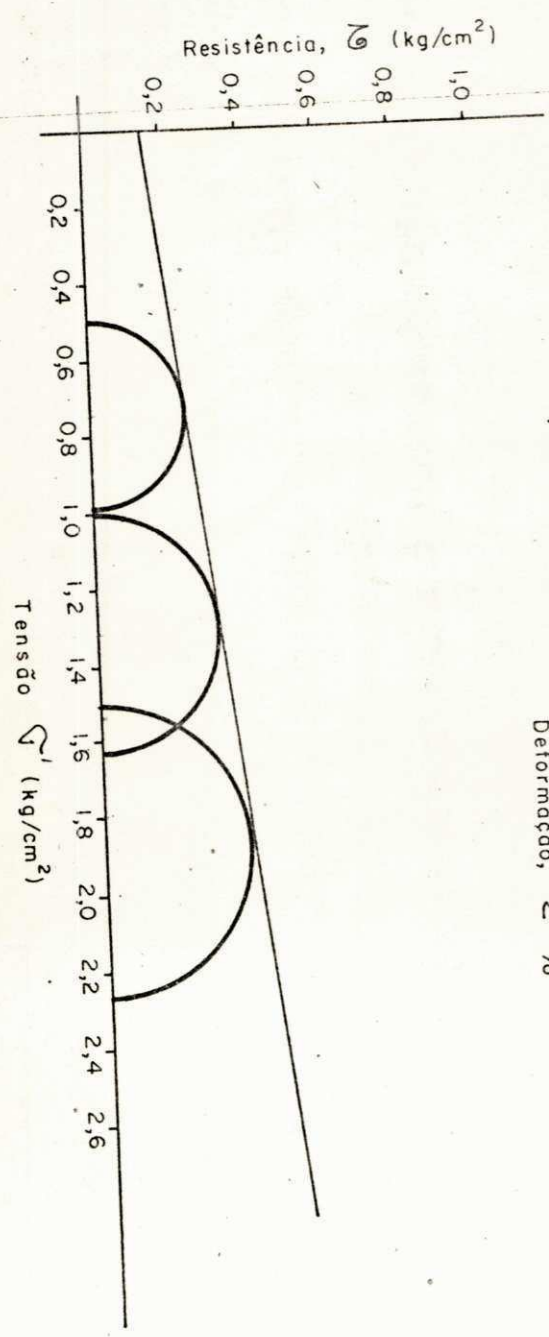
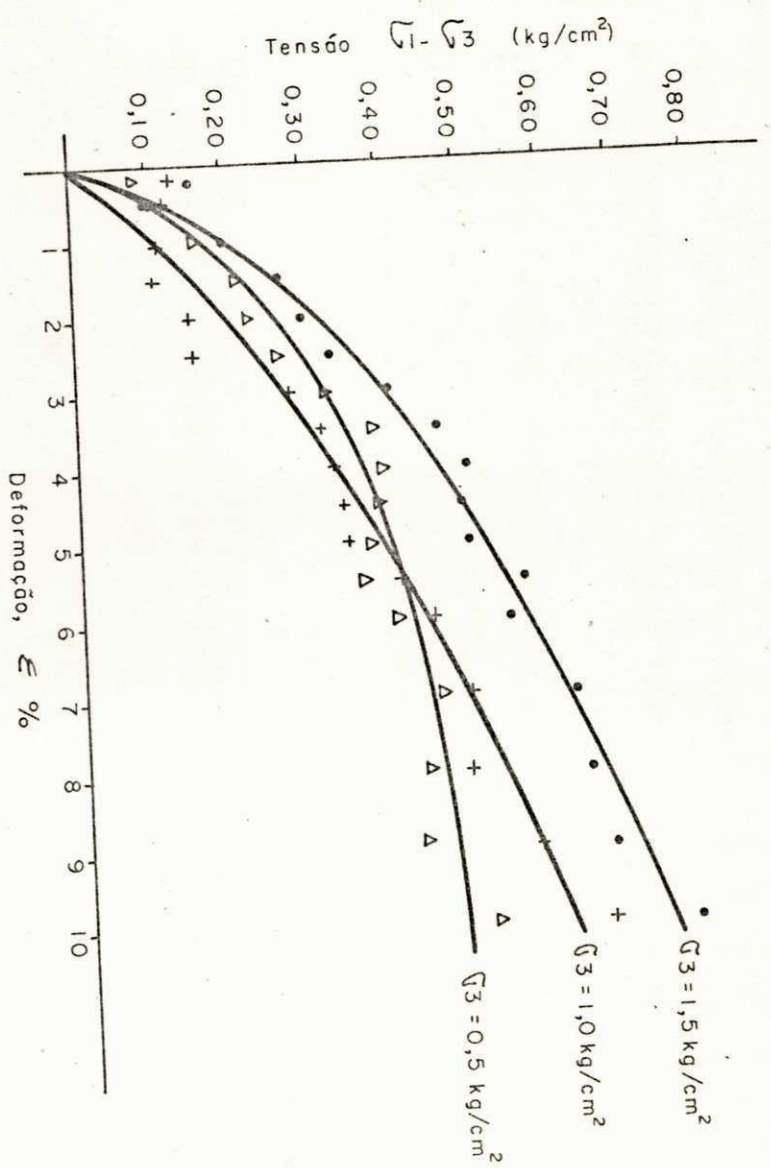


FIGURA 4a. - Círculo de Mohr e envoltória obtidos através do ensaio de compressão simples (rápido)

FIGURA 4b. - Círculo de Mohr e envoltória obtidos através do ensaio de compressão simples (lento)

Figura 4a

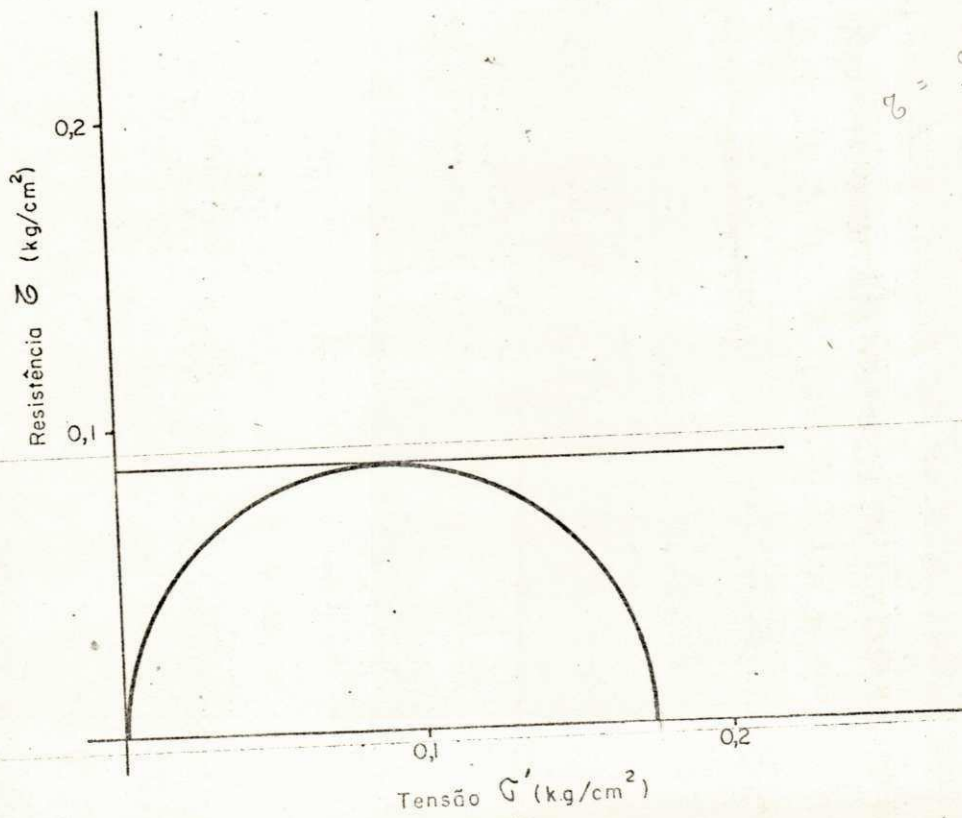
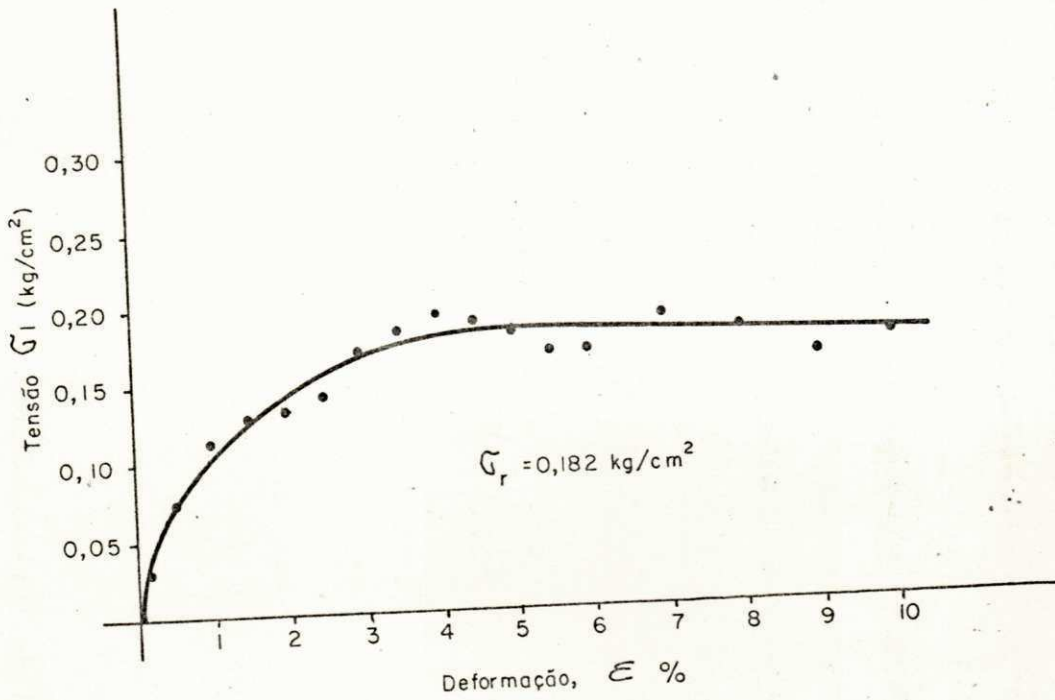


Figura 4b

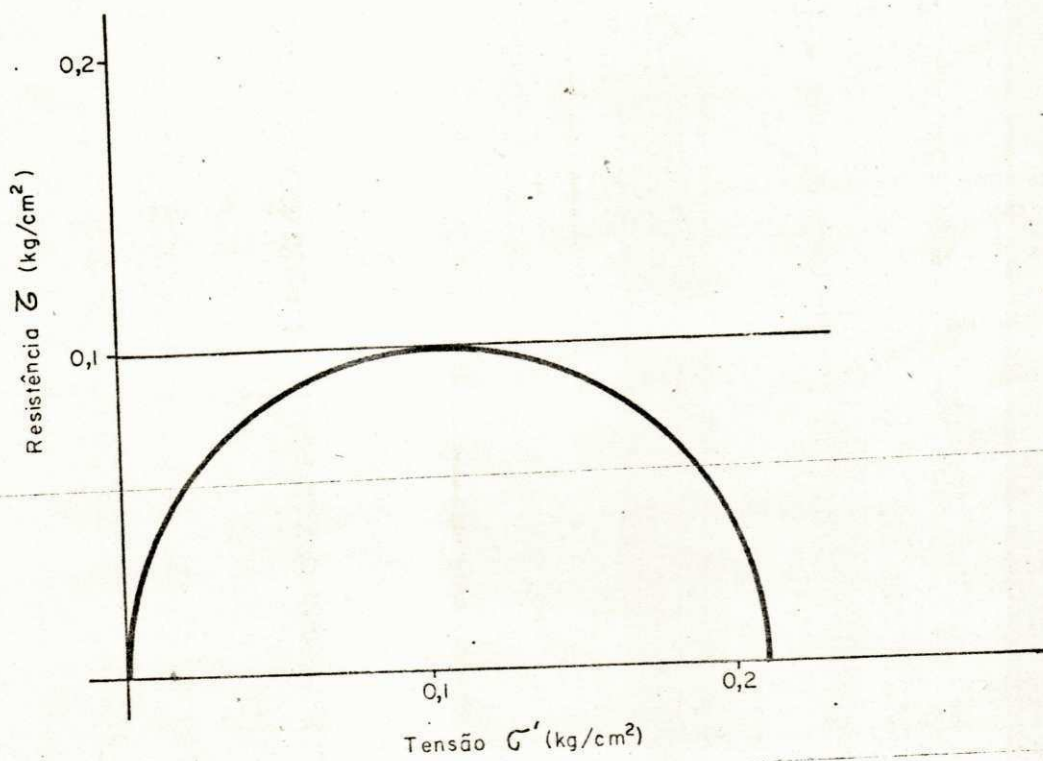
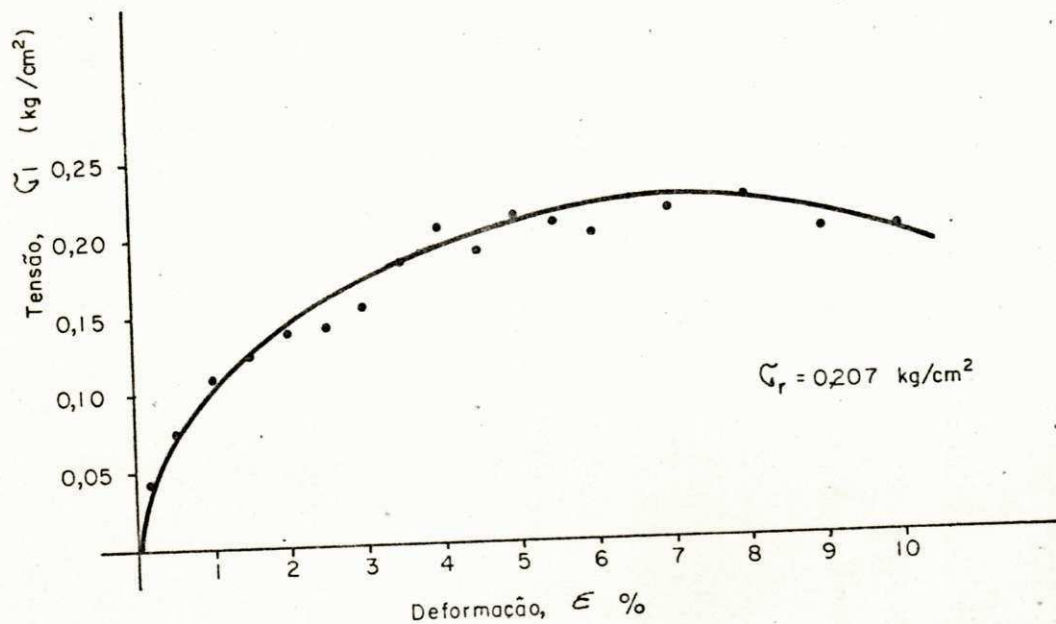


FIGURA 5 - Curva típica de consolidação (tempo-recalque)

Log. do tempo em minutos

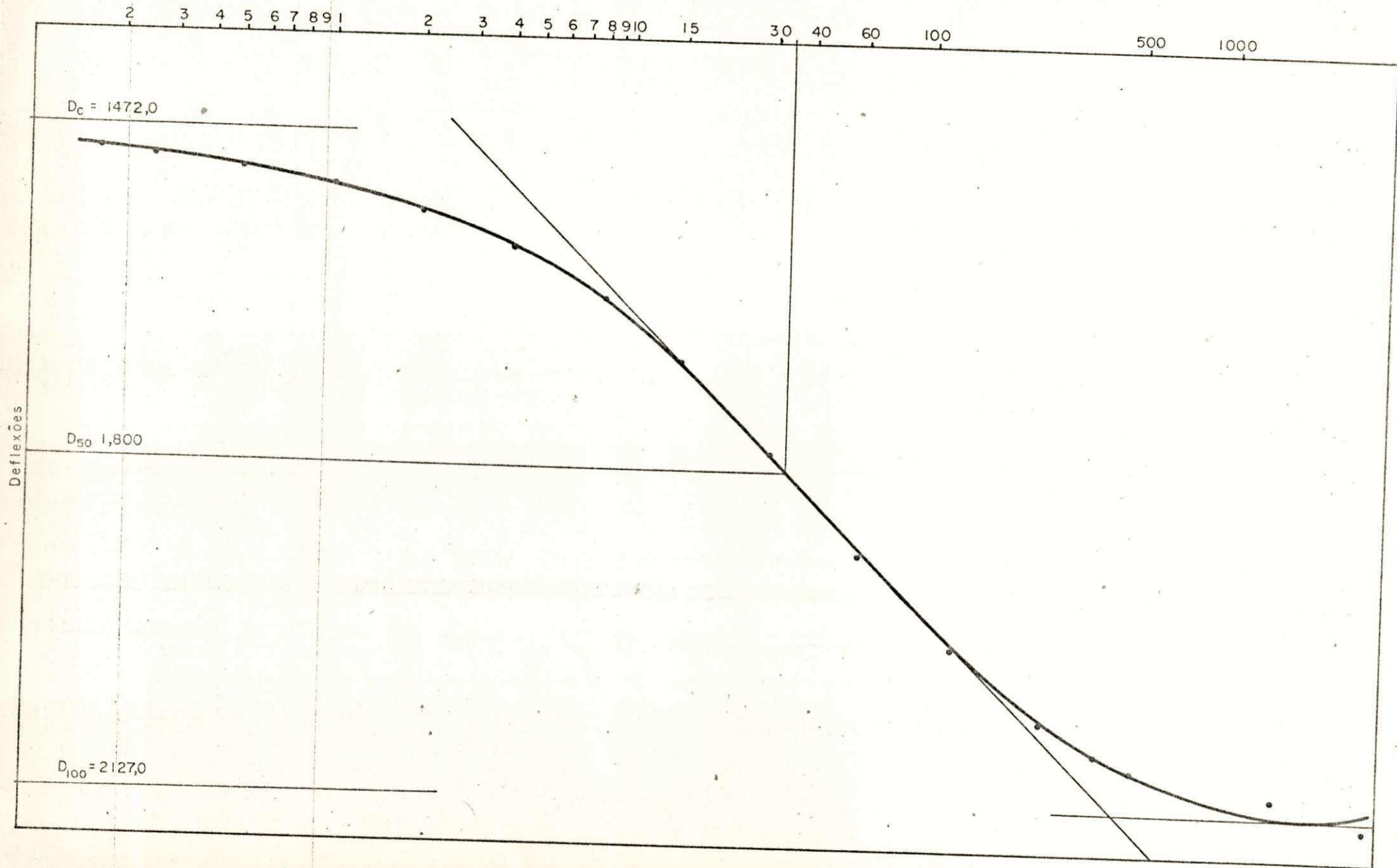
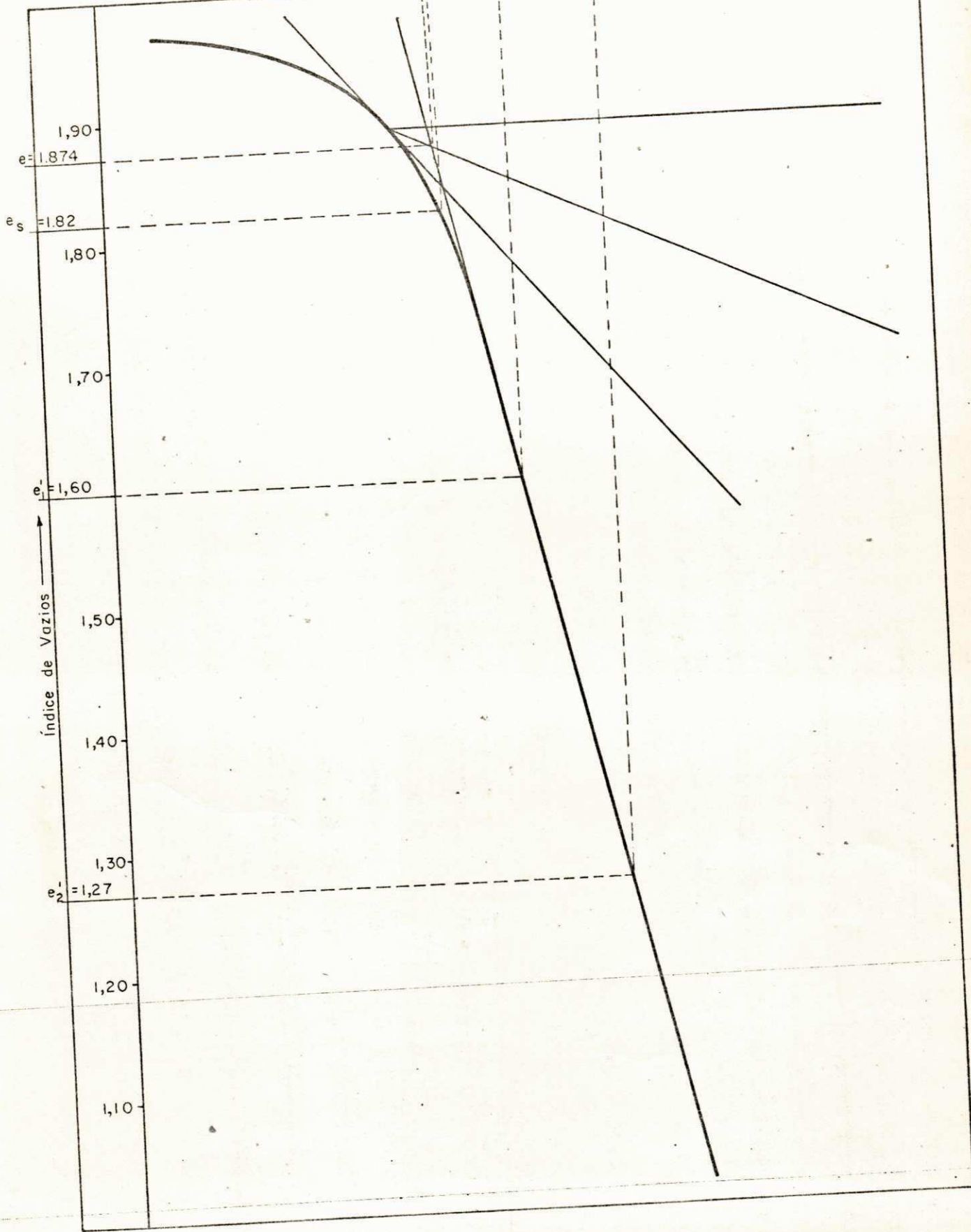


FIGURA 6 - Curva típica de compressibilidade (índice de vazios-pressão)

PROF.
G. O. M.

Pressões (kg/cm²)

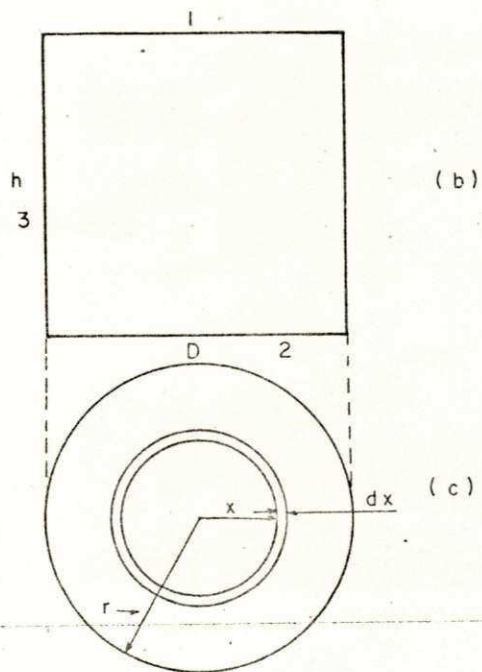
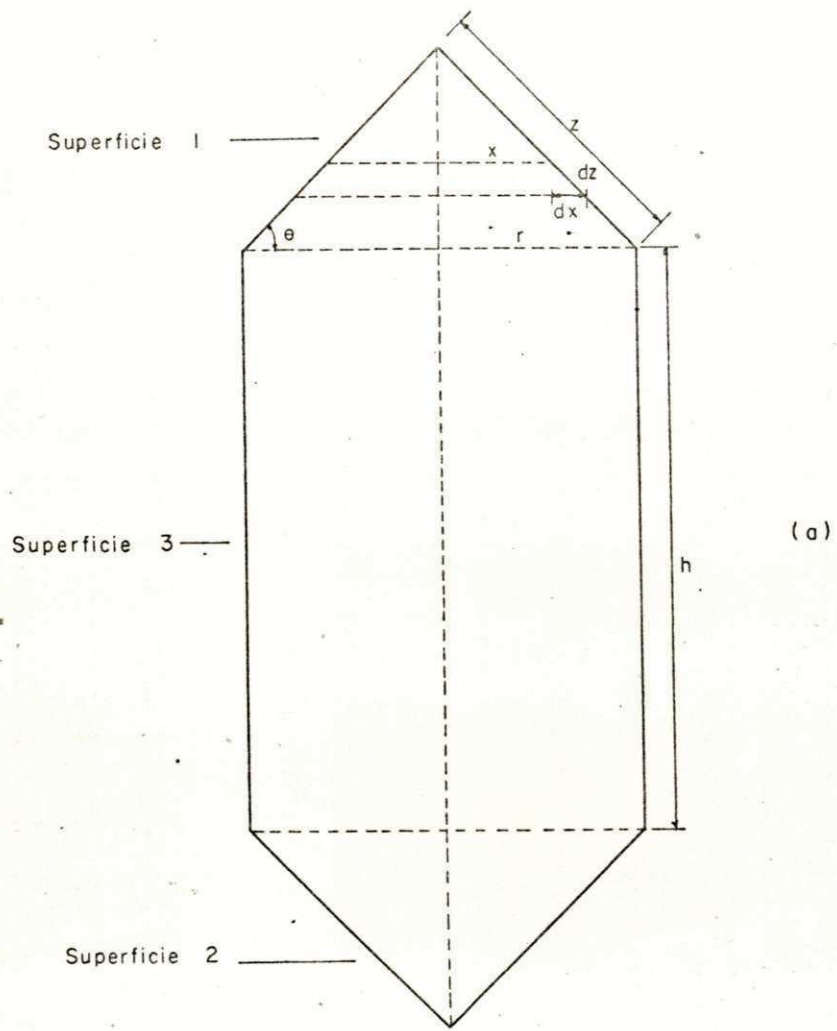
$P_0 = 0,635$ $\sigma'_1 = 1,2$ $\sigma'_2 = 2,75$



APÊNDICE C - Cálculo das constantes do Vane Test in situ e no
laboratório

FIGURA 1a - Palhetas do vane usadas in situ

FIFURA 1b - Palhetas do vane usadas no laboratório



CÁLCULO DA CONSTANTE DO VANE TEST DE LABORATÓRIO

As palhetas do Vane de Laboratório sendo quadra da $h = 2r$ (ver Figura Apêndice C).

Cálculo dos momentos resistentes nas faces superiores (M_1) e inferior (M_2).

$$dA = 2 \pi x dx$$

$$dF = 2 \pi x dx Cu$$

$$dM = 2 \pi Cu x^2 dx$$

$$M_1 = \Sigma dM = \int_0^r 2 \pi Cu x^2 dx$$

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

Como o momento resistente na face inferior (M_2) é igual ao da face superior, teremos que o momento nas duas faces será:

$$2M_1 = \frac{4}{3} \pi Cu r^3$$

Cálculo do momento resistente na superfície lateral (M_3).

$$A = 2 \pi r h$$

$$F = 2 \pi r h Cu$$

$$M_3 = 2 \pi r h Cu r$$

$$M_3 = 2 \pi Cu h r^2$$

Sendo $h = 2r$

$$M_3 = 2 \pi Cu 2 r^3$$

$$M_3 = 4 \pi Cu r^3$$

O momento resistente total (M_r) será:

$$2M_1 + M_3 = M_t$$

$$M_t = \frac{4}{3} \pi Cu r^3 + 4 \pi Cu r^3$$

$$M_t = \frac{4 \pi Cu r^3 + 12 \pi Cu r^3}{3} = \frac{16}{3} \pi Cu r^3$$

Sendo $r = 0,25$ pol $\therefore r^3 = 0,0156$

$$e \quad M_t = \frac{16 \times 3,14 \times 0,0156 \times Cu}{3}$$

$$M_t = 0,2612 Cu$$

$$Cu = \frac{M_t}{0,2612}$$

$$Cu = 3,816 M_t$$

Sendo M_t em lb x pol e Cu em lb/pol²

$$k = 3,816 \text{ pol}^{-3}$$

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 (ver Figura Apêndice C).

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:

$$dA = 2 \pi x dx$$

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

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

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

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

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

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

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

Nas duas superfícies 1 e 2 teremos $M_1 = M_2$ e do momento nas duas superfícies será $2M_1$.

$$2M_1 = \frac{4}{3} \pi z r^2 Cu$$

Momento na superfície lateral (M_3)

$$A = 2 \pi r h$$

$$F = 2 \pi r h Cu$$

$$M_3 = 2 \pi h r^2 Cu$$

Momento total nas três superfícies:

$$M_t = 2M_1 + M_3$$

$$M_t = \frac{4}{3} \pi z r^2 Cu + 2 \pi h r^2 Cu$$

Sendo $h = 4,3 \text{ pol}$ e $r = 1,25 \text{ pol}$ $\therefore h = 3,44 r$

$z = 1,85 \text{ pol}$ e $r = 1,25 \text{ pol}$ $\therefore z = 1,48 r$

$$M_t = \frac{4}{3} \pi 1,48 r^3 Cu + 2 \pi 3,44 r^3 Cu$$

$$M_t = 6,2 r^3 Cu + 21,6 r^3 Cu$$

$$M_t = 27,8 r^3 Cu \therefore Cu = \frac{M_t}{27,8 r^3} = \frac{M_t}{27,8 \times 1,25^3}$$

$$Cu = \frac{M_t}{27,8 \times 1,95} \therefore Cu = \frac{M_t}{54,2}$$

Sendo Cu em lb/pol^2 e M_t em lb. pol

Transformando lb/pol^2 para lb/pe^2 tem-se que $\text{lb/pol}^2 = 144 \text{ lb/pe}^2$

$$\therefore C_u = \frac{144 M_t}{54,2}$$

$C_u = 2,6 M_t$ sendo M_t dado em lb . pol e C_u em lb/pol²

Dando assim o valor de k igual a $2,66 \text{ pol}^{-3}$.

APÊNDICE D - Programa fortran utilizado para construir retas
de regressão e determinar seus respectivos coe
ficientes de correlação

```
PAGE 1
// JOB T
LOG DRIVE      CART SPEC      CART AVAIL      PHY DRIVE
  0000          0008          0008          0000
V2 M10  ACTUAL 16K  CONFIG 16K
// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*IOCS (CARD, 1132PRINTER)
*EXTENDED PRECISION
*ONE WORD INTEGERS
C*TESE DE MESTRADO*
C*ARGILAS ORGANICA DE JOÃO PESSOA
C*ANTONIO CRISTINO DA CONCEIÇÃO
C*ORIENTADOR PROF VALDES BORGES SOARES
      DIMENSION X(200), Y(200): A(11,11),
      B(11), C(11), P(20)
      LEIT=2
      IMPR=3
111 READ(LEIT, 20) M
      SOM2Y=0.0
      SOM2X=0.0
      SOMAY=0.0
      SOMAX=0.0
      PROD =0.0
20  FORMAT(12)
      IF(M-99) 1000, 100 1, 1000
1000 DO 11 I = 1,20 1
      READ(LEIT, 10) X(I), Y(I)
10  FORMAT (2F 10.5)
      IF(X(I)+ 1) 120, 12, 120
120 CONTINUE
      WRITE(IMPR, 110) X(I), Y(I)
110 FORMAT(10X, 'X= ', F10.5,5X, ' Y= ',F10.5)
```

PAGE 2

```
PROF =PROD + X(I)* Y(I)
SOMAY=SOMAY+ Y(I)
SOMAX=SOMAX + X(I)
SOM2X=SOM2X + X(I)**2
SOM2Y=SOM2Y = Y(I)**2
11 CONTINUE
12 NUM = I - 1
MX2= M * 2
BX=PROD/SOM2X
PRUDE = SOMAY * SOMAX
NPONT = NUM
XNOME = NPONT* PROD - PRUDE
DENOM = SQRT((NPONT*SOM2X - SOMAX**2
1)*( NPONT* SOM2Y - SOMAY**2))
R= XNOME/ DENOM
DO 13 I= 1,MX2
P(I)= 0.0
DO 13 J= 1, NUM
13 P(I)= P(I) + X(J)**I
N=M+1
DO 30 I= 1,N
DO 30 J= 1,N
K= I + J-2
IF(K)29,29,28
28 A(I,J) = P(K)
GO TO 30
29 A(1, 1)= NUM
30 CONTINUE
B(1)=0.0
DO 21 J=1, NUM
B(1) = B(1) + Y(J)
21 CONTINUE
```

PAGE 3

```
DO 22 I= 2,N
B(I)= 0.0
DO 22 J = 1, NUM
22 B(I)= B(I)+Y(J) * X(J)**(I-1)
NM 1 = N-1
DO 300 K= 1, NM 1
KP 1 = K+1
L = K
DO 400 I=KP 1,N
IF(ABS(A(I, K))- ABS(A(L, K))) 400, 400, 4011
401 L=I
400 CONTINUE
IF(L-K) 500, 500, 405
405 DO 410 J= K,N
TEMP = A(K,J)
A(K,J) = A(L,J)
410 A(L,J) = TEMP
TEMP = B(K)
B(K) =B(L)
B(L) = TEMP
500 DO 300 I= KP 1,N
FATOR = A(I,K) / A(K,K)
A(I,K)=0.0
DO 301 J= KP 1,N
301 A(I,J) = A(I,J) - FATOR * A(K,J)
300 B(I)= B(I) -FATOR * B(K)
C(N)= B(N) / A(N,N)
I=NM 1
710 IP 1 = I + 1
SUM = 0.
DO 700 J = IP 1,N
700 SUM = SUM + A(I,J) * C(J)
```

PAGE 4

```
C(I) =(B(I)-SUM) / A(I,I)
I= I - 1
IF(I)800,800,710
800 DO 900 I = 1,N
WRITE(IMPR, 901) I,C(I)
901 FORMAT( 10X, 'A', I1, '=', F15.7)
900 CONTINUE
WRITE(IMPR, 1122) R,BX
1122 FORMAT( 10X, 'R=',F10.5, 10X, 'B=', F 10.5,/)
GO TO 111
1001 CALL EXIT
END
```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
EXTENDED PRECISION
IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR
COMMON 0 VARIABLES 1760 PROGRAM 906

END OF COMPILATION

// XEQ

/hhsa.