

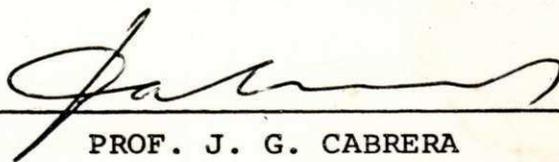
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE UM
SOLO VERMELHO DO ESTADO DA PARAÍBA

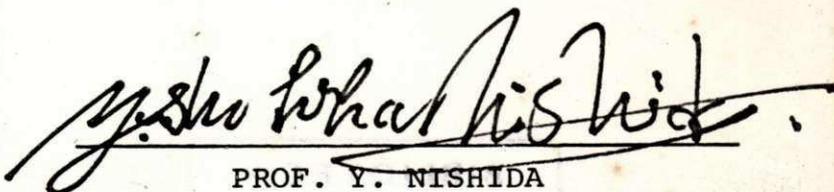
Geraldo Ramos Borba
Engenheiro Civil

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.)

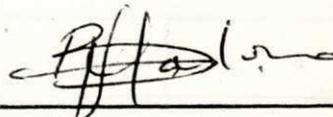
APROVADO POR:



PROF. J. G. CABRERA
PRESIDENTE



PROF. Y. NISHIDA
EXAMINADOR EXTERNO



PROF. S. S. MALOMO
EXAMINADOR INTERNO

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL
JANEIRO - 1976



B726p Borba, Geraldo Ramos.
Propriedades de resistência de um solo vermelho do Estado da Paraíba / Geraldo Ramos Borba. - Campina Grande, 1976.
97 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1976.
"Orientação : Prof. J. G. Cabrera".
Referências.

1. Mecânica dos Solos - Paraíba (PB). 2. Solo Vermelho. 3. Solo Laterítico. 4. Resistência de Cisalhamento. 5. Dissertação - Ciências. I. Cabrera, J. G. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.13(813.3)(043)

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DE UM
SOLO VERMELHO DO ESTADO DA PARAÍBA

Tese de Mestrado

por

Geraldo Ramos Borba

R E S U M O

Esta dissertação apresenta um estudo das propriedades de resistência ao cisalhamento de um solo laterítico do Estado da Paraíba, Brasil.

As propriedades de resistência ao cisalhamento deste solo foram medidas sobre corpos de prova moldados por compactação estática, usando o aparelho triaxial com medições de pressões neutras. O programa de laboratório incluiu ensaios drenados e não drenados, com corpos de prova que eram moldados a variados teores de umidade de compactação e sobre corpos de prova que após a compactação eram submetidos a saturação no aparelho triaxial.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento e os parâmetros de pressões neutras obtidos durante o programa de laboratório foram analisados em relação às variações do teor de umidade de compactação e pesos específicos aparentes secos. Os resultados desta análise, mostram que os parâmetros de resistência são altamente dependentes do teor de umidade de compactação.

Estes resultados permitiram também formular uma sugestão do mecanismo de comportamento destes solos, em termos das mudanças que ocorrem em uma estrutura metastável, sob diferentes teores de umidade e campos de tensões.

THE STRENGTH PROPERTIES OF A RED SOIL
FROM THE STATE OF PARAÍBA, BRAZIL

M.Sc. Thesis

by

Geraldo Ramos Borba

A B S T R A C T

This dissertation presents a study of the shear strength properties of a lateritic soil from the State of Paraíba, Brazil.

The shear strength properties of the soil were measured on remoulded statically compacted specimens using the triaxial test with measurement of pore pressure. The laboratory programme included drained and undrained tests on specimens which were tested at varying compaction moisture contents and on specimens which after compaction, were saturated in the triaxial testing device.

The strength and pore pressure parameters obtained during the laboratory programme were analysed in relation to the variations of compaction moisture content and dry unit weight.

The findings of this analysis show that the strength parameters are highly dependent of the compaction moisture content.

The results, furthermore allowed to put forward a suggestion of the mechanistic behaviour of this soil in terms of the changes occurring in a metastable structure under different moisture contents and strength fields.

Dedico este trabalho:

Ao meu pai nos seus 80 anos de idade.

À minha esposa e à minha filha, Marlene e Sylvinha pela co
laboração para que eu conseguisse realizá-lo.

Lista de Símbolos Utilizados

σ	tensão total
σ'	tensão efetiva
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor
$\Delta\sigma_1$	variação da tensão principal maior
$\Delta\sigma_3$	variação da tensão principal menor
u	pressão neutra
Δu	variação da pressão neutra
u_a	pressão no ar da mistura água-ar nos vazios dos <u>so</u> los
u_w	pressão na água da mistura água-mar nos vazios dos solos
A e B	parâmetros de pressões neutras de Skempton
χ	fator de proporcionalidade nas pressões da mistura água-ar dos vazios dos solos.
n	porosidade do solo
G_s	densidade real das partículas de solo
γ_s	peso específico aparente seco
W	teor de umidade
C_v	compressibilidade do fluido dos vazios do solo
C_c	compressibilidade da estrutura sólida do solo
τ	tensão de cisalhamento
ϵ	deformação axial
C	parâmetro coesão em tensões totais
C'	parâmetro coesão efetiva
C_u	parâmetro coesão no ensaio não drenado

C'_u	parâmetro coesão efetiva no ensaio não drenado
C_{cu}	parâmetro coesão no ensaio consolidado não drenado
C'_{cu}	parâmetro coesão efetiva no ensaio consolidado não drenado
ϕ	parâmetro ângulo de atrito interno em tensões totais
ϕ'	ângulo de atrito em tensões efetivas
ϕ_{cu}	ângulo de atrito no ensaio consolidado não drenado
ϕ'_{cu}	ângulo de atrito interno no ensaio consolidado não drenado
q_{ult}	carga de ruptura
ASTM	American Society for Testing and Materials
SMFE	Soil Mechanics and Foundation Engineering

ÍNDICE

CAPÍTULO I	INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
	Introdução	3
	Princípio das Tensões Efetivas	3
	Parâmetro A e B de Pressões Neutras	5
	Resistência dos Solos ao Cisalhamento	7
	Solos Lateríticos	10
CAPÍTULO III	OBJETIVO DA PESQUISA	20
CAPÍTULO IV	OCORRÊNCIA E PROPRIEDADES DO SOLO PESQUISADO	22
	Origem e Formação	22
	Coleta da Amostras	23
	Características Físicas	24
	Composição Granulométrica	24
	Composição Mineralógica	25
	Composição Química	25
CAPÍTULO V	MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	28
	Preparação da Amostra de Solo	28
	Preparação dos Corpos de Prova	28
CAPÍTULO VI	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	37
	Introdução	37
	Características de Compactação do Solo Estudado	37
	Resultados dos Ensaios Triaxiais	38
	Ensaio Drenado com Solo Parcialmente Saturado	39

	Ensaio Drenado com Solo Saturado	39
	Ensaio não Drenado com Solo Parcialmen <u>te</u> Saturado	40
	Ensaio <u>s</u> Consolidados não Drenados com Solos Saturados	42
CAPÍTULO VII	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	49
	Introdução	49
	Classificação do Solo	49
	Características de Compactação	51
	Resistência ao Cisalhamento	52
	Interpretação do Comportamento Mecâni <u>co</u> do Solo Submetido a um Estado de Tensão	54
	Importância dos Parâmetros de Resistên <u>cia</u> Obtidos pelos Vários Tipos de En <u>saio</u> s Triaxiais	57
CAPÍTULO VIII	CONCLUSÕES	77
CAPÍTULO IX	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	79
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
	AGRADECIMENTOS	86
APÊNDICE A	GRÁFICOS	87
APÊNDICE B	TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS NUMÉRI<u>cos</u> DOS ENSAIOS REALIZADOS	91

C A P Í T U L O I

INTRODUÇÃO

Nas regiões tropicais, as condições climáticas de elevada temperatura e umidade e, alternâncias de estações secas e chuvosas, favorecem consideravelmente a ação do intemperismo, principalmente o intemperismo químico, sobre os solos e rochas (1).

Por ser o Brasil um país tropical, é comum a presença de grandes áreas cobertas por solos resultantes da atuação deste processo de intemperismo. Estes solos são ricos em sesquióxidos de ferro e alumínio com cor avermelhada e tendência ao concrecionamento. Apresentam em geral propriedades diferentes da maioria dos solos comuns em regiões temperadas. Suas ocorrências geralmente recebem denominações locais, embora estes materiais sejam amplamente conhecidos como solos lateríticos.

Durante algum tempo estes solos foram considerados no meio técnico brasileiro como inadequados à construção rodoviária, entretanto atualmente eles passaram a despertar grande interesse. Levado principalmente pela sua abundância em grandes áreas do país e pelo excelente comportamento já demonstrado em obras experimentais, eles hoje fazem parte dos programas de pesquisas de várias instituições nacionais (2).

Como resultado preliminar do esforço desenvolvido no estudo destes materiais, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, aproveitando os resultados dos ensaios já realizados, a experiência de alguns pesquisadores neste setor e considerando a carência absoluta de orientação no uso destes materiais, fez publicar em 1974, uma especificação provisória, para materiais de base e sub-base de pavimentos rodoviários (4). A citada publicação deverá ir sendo ajustada, à proporção que novos conhecimentos forem surgindo.

Apesar de haver um grande número de técnicos e pesquisadores empenhados no estudo dos solos lateríticos, os resultados já divulgados parecem demonstrar que a sua maioria tem visado o emprego destes materiais na pavimentação de estradas e aeroportos, isto parece suceder, tanto no Brasil, como no exterior.

Quando se trata das grandes obras de terra, como sejam as barragens e os grandes aterros de pontes e estradas ou nas obras onde os solos lateríticos atuam como suporte de cargas de fundações, a falta de estudos é quase completa. Pouco se sabe quanto às características de resistência ao cisalhamento, parâmetro de mobilização das pressões neutras, condições de estabilidade dos maciços compactados ou qual o comportamento destes maciços, quando elevados graus de saturação forem atingidos.

Outro aspecto praticamente inexplorado é o efeito da continuação do processo de intemperismo, sobre a estabilidade das grandes obras de terra.

É evidente portanto, a necessidade de que estes estudos sejam prosseguidos, visando não só o aprimoramento dos conhecimentos já existentes, mas numa tentativa de esclarecer as dúvidas reinantes, o que certamente é da maior importância para orientação das obras que estão a surgir nas regiões de abundâncias lateríticas, bem como para se promover com segurança o aproveitamento daquele material de construção.

C A P Í T U L O I I

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Introdução

A presente revisão bibliográfica é uma análise dos fatores que influenciam a resistência dos solos ao cisalhamento, constando de uma apreciação sucinta do princípio das tensões efetivas, parâmetros de propagação das pressões neutras, tensões, deformações e da influência deste conjunto de fatores sobre a resistência dos solos ao cisalhamento. A seguir, faz-se uma abordagem da problemática dos solos lateríticos, consistindo em síntese, numa colocação dos conhecimentos destes, em termos atuais, focalizando: formação, classificação, propriedades, particularidades e resistência ao cisalhamento.

Princípio das Tensões Efetivas

Segundo Bishop e Bjerrum (4), um dos maiores problemas no desenvolvimento da Mecânica dos Solos, foi a dificuldade em reconhecer que a maior diferença entre as propriedades de resistência ao cisalhamento de argilas e areias não reside tão somente nas propriedades de atrito entre suas partículas, mas na diferença de cerca de um milhão de vezes nos seus coeficientes de permeabilidade. A consequência disto é que, uma variação nas tensões aplicadas sobre uma argila saturada não é suficiente para produzir nenhuma mudança na componente de atrito da resistência, até que um intervalo de tempo suficiente para a água penetrar ou escoar, tenha decorrido.

O esclarecimento desta situação se deve principalmente aos trabalhos pioneiros de Terzaghi e às investigações experimentais de Rendulic (4).

Os solos são sistemas compostos de partículas sólidas e de vazios aleatoriamente intercalados entre elas; vazios estes que poderão estar preenchidos por água,

por ar ou por ambos ao mesmo tempo (5). O princípio das tensões efetivas, como proposto por Terzaghi, é válido para o caso de haver apenas um fluido preenchendo todos os vazios de um solo e pode ser expresso pelas seguintes proposições (6):

- a. Todos os efeitos perceptíveis de uma mudança de tensão, tais como: compressão, torção e variação da resistência ao cisalhamento de um solo, deve-se a uma mudança na tensão efetiva.
- b. A tensão efetiva é definida como a diferença entre a tensão total e a pressão no fluido dos vazios, podendo ser representada pela equação seguinte:

$$\sigma' = \sigma - u \dots\dots\dots (1)$$

onde: σ' representa a tensão efetiva, σ a tensão total e u representa a pressão neutra.

Para solos cujos vazios estão preenchidos por um único fluido, água ou ar, esta equação é válida com um alto grau de aproximação (7).

A validade do princípio das tensões efetivas tem sido amplamente confirmada, para solos saturados, pelos trabalhos experimentais de numerosos pesquisadores e indiretamente pelo comportamento das obras de engenharia de solos, nele baseados (4).

Muitos pesquisadores têm tentado estender o princípio das tensões efetivas aos solos parcialmente saturados. Solos estes em cujos vazios se encontram geralmente em equilíbrio, a diferentes pressões, os dois fluidos, ar e água. Muitas foram as modificações propostas à equação precedente, tendo Bishop proposto a equação seguinte, que é geralmente a mais aceita, embora com algumas restrições, para definir as tensões efetivas nos solos parcialmente saturados (6):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \dots\dots\dots (2)$$

onde: u_a é a pressão no ar dos vazios

u_w a pressão na água dos vazios

χ um fator que está intimamente relacionado com o grau de saturação e que varia de um para solos saturados, até zero para solos secos, tendo os seus valores intermediários influenciados também pelo tipo de solo, pelo ciclo molhagem-secagem e ainda pela variação de carga para valores constantes do grau de saturação (7).

Aceitando-se a equação 2 como uma forma correta de expressar a tensão efetiva para os solos parcialmente saturados, pode-se estender também a eles o princípio das tensões efetivas (7). Todavia alguns autores ainda não estão totalmente de acordo com esta proposição, entre os quais Lambe (8), que acredita que, muita pesquisa deve ser ainda realizada para se constatar se esta definição de tensão efetiva é realmente um instrumento válido, em uma detalhada interpretação do comportamento dos solos parcialmente saturados.

Alguns pesquisadores apresentam restrições a esta maneira de definir as tensões efetivas nos solos parcialmente saturados, embora se possa salientar que suas restrições são geralmente baseadas em modelos particulares, que por sua vez também são passíveis de restrições (6 e 9).

Parâmetros A e B de Pressões Neutras

Há constantemente necessidade de se prever as variações que ocorrem nas pressões neutras, quando mudanças são procedidas nas tensões totais a que estão submetidos os maciços terrosos, em situações não drenadas, principalmente nos projetos e verificações da estabilidade de barragens de terra (10).

Skempton (11), fazendo algumas considerações de ordem prática e levando em conta as compressibilidades, da estrutura sólida dos solos e dos fluidos que ocupam os seus

vazios, deduziu em 1948, uma expressão que permite prever os acréscimos nas pressões neutras, provocadas pelas variações das tensões totais, a qual expressa em termo de tensões principais, é:

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] \dots \dots \dots (3)$$

onde B e A são os coeficientes de pressões neutras, os quais devem ser determinados experimentalmente, para cada tipo de solo, através de ensaios triaxiais não drenados e onde os valores $\Delta \sigma_1$ e $\Delta \sigma_3$ devem representar as variações das tensões totais do problema prático que se quer resolver.

O coeficiente B é expresso por:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nC_v}{C_c}}$$

onde: n é a porosidade

C_v é a compressibilidade do fluido dos vazios, (água ou ar)

C_c a compressibilidade da estrutura sólida.

Para solos saturados, C_v/C_c é aproximadamente igual a zero, pois a compressibilidade da água é desprezível em relação à da estrutura sólida e conseqüentemente o valor de B tende para a unidade, quando o grau de saturação se aproxima de 100%. Por outro lado, para os solos secos, C_v/C_c tende para infinito, pois a compressibilidade do ar é muito grande quando comparada com a da estrutura sólida; desta maneira o valor de B tende a zero quando o grau de saturação tende a zero.

Os fatores que exercem maior influência sobre os valores de B são: o grau de saturação e a compressibilidade da estrutura do solo (11).

O coeficiente A, aparece como uma consequência da não elasticidade dos solos e pode ser determinado

através de medições de pressões neutras, em ensaios triaxiais não drenados, para cada estágio da deformação. Os seus valores podem variar de 1,5 para argilas altamente sensíveis até -0,5 em argilas muito pre-consolidadas (12).

Segundo Lambe (8), os fatores que exercem as maiores influências sobre a variação do coeficiente A, são:

- a) O estado de deformação alcançado pelo solo.
- b) O estado inicial das tensões no solo.
- c) A história das tensões que o solo já suportou.
- d) Se a medição é feita durante um carregamento ou descarregamento.

Resistência dos Solos ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um solo em qualquer condição de ensaio, é definida como a tensão de cisalhamento máxima que o solo pode suportar no plano de ruptura. Como esta tensão máxima depende em grande parte da maneira como é realizado o ensaio, é claro que um solo qualquer não tem valor único de resistência ao cisalhamento; portanto o estudo completo da resistência ao cisalhamento de um solo deve levar em consideração a influência dos fatores condicionantes da resistência, tais como: velocidade do ensaio, pressões confinantes e condições de dissipação das pressões neutras (13).

O método mais versátil, e portanto o mais adequado para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos, no laboratório, é o ensaio triaxial. Este é geralmente realizado em dois estágios distintos, o primeiro consistindo na aplicação de uma pressão hidrostática de confinamento σ_3 , sobre um corpo de prova cilíndrico, colocado na célula triaxial e o segundo da aplicação do "deviator" de tensões, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ no mesmo corpo de prova. Estes ensaios podem ser realizados de muitas maneiras diferentes, porém de acordo com as condições de drenagem obtidas durante cada estágio do ensaio, eles podem ser agrupados em três tipos principais (7):

1. Ensaio Triaxial não Drenado: não é permitida a drenagem em nenhum estágio do ensaio, portanto não é permitida nenhuma dissipação das pressões neutras.
2. Ensaio Consolidado não Drenado: drenagem é permitida apenas no estágio de consolidação, isto é, quando apenas a tensão hidrostática de confinamento foi aplicada; quando toda a pressão neutra tem sido dissipada, é feita a aplicação do "deviator" de tensões, porém neste estágio a drenagem não é permitida.
3. Ensaio Drenado: a drenagem é permitida durante todo o ensaio. Faz-se a aplicação da pressão hidrostática de confinamento na célula e espera-se até total dissipação da pressão neutra, então aplica-se o "deviator" de tensões, mas de maneira que a drenagem seja assegurada.

Numa análise comparativa dos resultados encontrados pelos diferentes tipos de ensaios, deverão ser considerados separadamente os solos saturados e os parcialmente saturados.

Solos Saturados. Para o caso dos ensaios não drenados, que são geralmente realizados sobre amostras indeformadas de argilas, siltes e turfas, praticamente não se encontram boas correlações entre os resultados dos diferentes ensaios. O "deviator" de tensões na ruptura é independente da pressão confinante na célula triaxial, σ_3 , (exceção de argilas fissuradas e siltes compactos, ensaiados com pequenas pressões confinantes). Apresentam $\phi_u = 0$ e $C_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$ na ruptura, resultados que são usados em tensões totais para análise de estabilidade a curto prazo. Mesmo que medidas de pressões neutras sejam realizadas, determinando as tensões efetivas na ruptura, estas geralmente são independentes da pressão confinante na célula. Assim apenas um círculo pode ser traçado (7).

Segundo Bishop e Henkel (7), para os ensaios

drenados e consolidados não drenados, com medições de pressões neutras, duas importantes conclusões acerca da interrelação dos seus resultados, são de grande utilidade nos problemas de deformação e estabilidade dos maciços terrosos:

A - Para uma dada amostra de solo, os parâmetros de resistência ao cisalhamento C' e ϕ' são quase independentes do tipo de ensaio utilizado para medi-los, embora com as seguintes considerações:

a) Para argilas normalmente consolidadas os valores de C' e ϕ' obtidos de ensaios consolidados não drenados, com medições de pressões neutras, e de ensaios drenados, são praticamente idênticos, desde que os ensaios sejam realizados a igual velocidade.

b) Para argilas bem pre-consolidadas e areias, (exceto em estado muito solto), o ensaio drenado dará valores ligeiramente mais altos de C' e ϕ' devido ao trabalho realizado pelo aumento de volume do corpo de prova e pelas menores deformações na ruptura.

B - As características de deformação e variação de volume no ensaio drenado, as pressões neutras e características de resistência no ensaio consolidado não drenado, são largamente controlados pelos acréscimos e decréscimos de tensões.

Solos Parcialmente Saturados. De acordo com Bishop e Bjerrum (4), dois aspectos são importantes neste estudo: primeiro a comparação dos valores de C' e ϕ' obtidos dos diferentes tipos de ensaios; segundo, a previsão das variações de pressões neutras, nas variações de volume.

Segundo ainda aqueles autores, ensaios realizados mostraram que as diferenças entre os valores de C' e ϕ' obtidos nos diferentes tipos de ensaios não são muito significativas do ponto de vista prático. E que, os valores de C' , parecem ter algum relacionamento com o teor de umidade da ruptura.

Certas dificuldades são encontradas em medir

separadamente as pressões nos fluidos dos vazios dos solos e também como expressar as tensões efetivas pela equação 2, com pressões diferentes no ar, na água dos vazios, além do valor de χ diferente da unidade. O uso da equação de Terzaghi $\sigma' = \sigma - u$ pode acarretar erro significativo, subestimando a tensão efetiva. É geralmente mais fácil medir com precisão a pressão na água, sob condições não drenadas, do que realizar, com a precisão necessária, a avaliação da variação de volume e o grau de saturação, dos quais a previsão de pressões neutras depende. Estudos de alguns pesquisadores (4), mostraram que a variação de pressão no ar dos vazios, pode ser relacionada com as variações de volumes, pelas leis de Boyle e de Henry. Entretanto a grandeza da diferença entre as pressões nos dois fluidos ainda tem que ser determinada experimentalmente. Para os propósitos práticos a pressão na água é o fator mais significativo e mais fácil de ser medido diretamente, particularmente se o efeito da variação da razão das tensões, sobre a pressão neutra for também estudada.

Solos Lateríticos

Introdução

Segundo Gidigasú (14), o maior problema enfrentado no estudo dos solos lateríticos, tem sido a dificuldade em se encontrar uma definição ou um sistema de classificação aceitável universalmente por todos os técnicos e cientistas ligados aos estudos dos solos e rochas.

As dificuldades em aceitar uma classificação única de solos lateríticos tem se refletido nos estudos de engenharia. Vários critérios, baseados nas mais diferentes propriedades, tem sido sugeridos, variando com a especialidade do técnico que a propõe e também com o uso ou finalidade de a que se destina o solo (15).

Alguns pesquisadores tentaram agrupar os solos lateríticos para os propósitos de engenharia, baseados

BIBLIOTECA

CENTRO DE CIÊNCIAS E

TECNOLOGIA

nas características pedogenéticas. Outros propuseram um método de classificação levando em conta as características morfológicas e uma estimativa do grau de intemperismo da rocha de origem. Isto entretanto é de limitada aplicação por causa da complexidade do processo de formação destes solos, principalmente, o enriquecimento em ferro ou alumínio ou em ambos. Sistemas de classificação baseados em condições de clima, vegetação, morfologia, topografia e condições de drenagem, também tem sido sugeridos (14).

Arulanandam (16), cita ainda classificações que foram propostas, usando composição química e mineralógica, propriedades de difração ao raio X, análise termo-diferencial e termo-gravimétrica, plasticidade, etc.

Estudos de laboratório, apoiados por experiências de campo, em muitos países da África, tem revelado que nenhum desses métodos é completamente adequado para aplicação geral. O fato de que, se sucesso foi alcançado, por alguns desses métodos em certos países, revelam somente a importância desses fatores nas propriedades de engenharia e desempenho de campo dos solos lateríticos (14).

Apesar das limitações apontadas aos vários métodos de classificação, faz-se menção aqui à classificação Pedológica de D'Hoore, no que se refere aos solos lateríticos (1), por parecer de bastante utilidade do ponto de vista das aplicações práticas na engenharia. Aquele autor divide os solos tropicais vermelhos em tres grupos principais, que por sua vez podem apresentar subgrupos, são eles: os solos ferruginosos, os ferralíticos e os ferri-solos.

Pelo seu caráter geral, pode ser citado também o sistema de classificação FAO-UNESCO, o qual é o resultado do projeto conjunto daquelas duas organizações, das Nações Unidas, para preparar o mapa mundial de solos, iniciado em 1961 (17). O referido sistema de classificação é o resultado de numerosos encontros de cientistas de solos de vários países, representando os mais diversos modelos de classificação e surgiu como um acordo entre os vários modelos.

Neste, todos os solos existentes são agrupados em 25 diferentes unidades, cuja terminologia deverá ser adotada em todas as cartas do mapa mundial de solos. Alguns termos pedológicos tradicionais foram mantidos, enquanto alguns outros novos foram criados. Das 25 unidades adotadas apenas alguns apresentam aqui, certo interesse por enquadrar os solos tropicais vermelhos, as argilas escuras e os solos vulcânicos dos trópicos, são: acrisols, andosols, arenosols, cambisols, ferralsols, luvisols, nitosols, planosols e vertisols.

Esta é a classificação usada no Brasil na pesquisa de solo laterítico em andamento sob o patrocínio do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (17).

Formação dos Solos Lateríticos

Gidigasú (14), descreve o processo de formação dos solos lateríticos ou laterização, como a fase do intemperismo tropical que começa quando os minerais mais instáveis da rocha de origem, já foram atacados pela água impregnada de produtos bio-químicos da deteiorização vegetal e outros elementos corrosivos. Assim, a laterização envolve lixiviação dos materiais intemperizados, em solução, principalmente sílica e bases, deixando resíduos relativamente ricos em óxidos e hidróxidos de alumínio, ferro e titânio (constituintes lateríticos). Algumas vezes estas soluções de constituintes lateríticos migram, sendo importante boas condições de drenagem na formação destes solos.

A presença de constituintes lateríticos na rocha de origem ou em locais próximo mais elevado é um dos mais importantes pré-requisitos para haver o processo de laterização.

Aquele autor acredita também que o envolvimento das partículas de solo pelo alumínio livre ou óxido de ferro gel, é um dos mais importantes fatores para o estabelecimento das diferenças físicas ou físico-químicas entre solos lateríticos e solos zonais temperados, sustentando

ainda que este envolvimento influencia consideravelmente a atividade superficial do argilo-mineral e também dos constituintes sólidos destes minerais.

O concrecionamento dos solos lateríticos é devido à presença de ferro livre. O óxido de ferro livre é geralmente encontrado em tres diferentes formas: hematita, limonita e goetita. O crescente grau de laterização resulta em um aumento na espessura da camada envolvente de óxido de ferro livre, em torno das partículas de solo. As quais vão se agrupando, formando agrupamento cada vez maiores, (concreções, crostas), que tem grande influência nas propriedades destes solos (14).

Propriedades dos Solos Lateríticos

Estes solos ocorrem em áreas de clima tropical quente e úmido, onde são em geral usados como materiais de construção. Suas propriedades comumente diferem das encontradas nos outros solos das regiões frias e temperadas. Além disso o método de amostragem e de preparação dos corpos de prova, podem ter um efeito significativo sobre as propriedades de engenharia dos solos lateríticos. Por ocorrer em vastas áreas, com diferentes condições geológicas, ainda não há dados adequados para uma sistemática classificação e previsão do seu comportamento (18).

Gidigasú (14), estudando solos lateríticos da África apresenta algumas características médias destes solos que são as seguintes:

Cor - A cor varia de vermelho a marrom ou amarelo, dependendo da hidratação do alumínio ou ferro presente no perfil, o que é função das condições de drenagem.

Textura - A textura é variada, as proporções de argila, silte e areia dependem da rocha de origem e do grau de intemperismo.

Consistência - Parece haver boa correlação entre o teor de argila e o limite de liquidez, embora a influência da presença da argila seja menos acentuada para os solos lateríticos, que para os outros solos tropicais. O teor de argila não tem grande influência na plasticidade, exercendo maior influência sobre limite de contração. Estes solos geralmente caem no entorno da linha A da carta de plasticidade de Casagrande.

Densidade das partículas - A densidade das partículas sólidas cresce com o grau de laterização. Em geral se encontra entre 2,55 e 2,70, porém podem alcançar, para pedregulhos lateríticos, valores da ordem de até 3,2, o que é atribuído à grande concentração de óxido de ferro.

Características de compactação - Parece não haver boa correlação entre a percentagem de argila, o teor de umidade ótimo e peso específico seco máximo, no ensaio proctor.

Os solos lateríticos segundo Wesley (19), apresentam baixa compressibilidade e alta resistência, especialmente quando não amolgados ou quando compactados.

Composição química e mineralógica - Compostos essencialmente de óxidos de ferro e de alumínio, de silicatos e quantidades variáveis de óxidos de titânio, e outros, podem conter quartzo e pedaços da rocha de origem, mecanicamente envolvidos (15). Apresentam uma relação inversa entre os teores de sílica e dos sesquióxidos de ferro e alumínio, é o que caracteriza seu grau de laterização. O seu principal argilo-mineral é do tipo 1:1, caulinita, haloisita e outros, dependendo da rocha de origem (14).

Ensaio de Laboratório

Tres fatores parecem exercer maior influência sobre as propriedades dos solos lateríticos nos ensaios de laboratório, são eles:

1. O processo de secagem do solo antes da moldagem Moh (18), indica que a pré-secagem do solo ao ar ou em estufa a 105°C tem um forte efeito sobre os limites de Atterberg e sobre a distribuição granulométrica destes solos. Brand (20) trabalhando sobre solos da Tailândia, confirmou que os resultados experimentais indicam claramente que o método de preparação das amostras tem apreciável efeito sobre a compactação e características de resistência dos solos lateríticos. A secagem tem o efeito geral de aumentar o peso específico seco máximo e reduzir o teor ótimo de umidade. Apesar de não ser fácil prever a variação que a resistência do solo compactado sofre devido a secagem do solo antes da compactação, pode-se concluir que os valores de C.B.R. estão relacionados com o grau de pré-secagem.

A permeabilidade também pode ser afetada pelo tratamento dispensado ao solo no laboratório. Como resultado da desidratação e agregação das partículas de argila sob secagem, a permeabilidade pode ser grandemente aumentada (21).

2. Tempo de amassamento. Os limites de Atterberg podem ser afetados pelo tempo de amassamento do solo, sendo que, o limite de liquidez pode sofrer aumentos da ordem de até 95%, quando este tempo é aumentado (22).
3. Tempo de cura úmida. Os solos lateríticos podem apresentar valores bem menores para o teor ótimo de umidade se são compactados logo após a homogeneização com a água, ou se após o umedecimento lhe é dado um tempo de equilíbrio, (24 horas ou mais) antes de se realizar a compactação. Isto também afeta as características de resistência (23).

Outro aspecto que merece ser observado é a excessiva manipulação da amostra no laboratório, pois a pulverização das concreções pode alterar o

comportamento do solo, em relação ao que se espera no campo (24).

Resistência e Deformabilidade

Baldovin (25), realizou ensaios triaxiais não drenados com 3 diferentes solos lateríticos de um mesmo perfil. O solo do horizonte A foi chamado de laterita e de finido como um solo granular de cor acentuadamente vermelha, bem concrecionado e com uma alta densidade no estado natural, mas que podia ser facilmente desagregado por meios mecânicos. O solo do horizonte B foi chamado de argila micácea, sendo acrescentado que este aparecia formando camadas de vários metros de espessura, tinha cor amarelo-laranja, com partículas de mica visivelmente presente, apresentava peso específico aparente seco de cerca de 1500 kgf/cm^3 , teor de umidade natural entre 30 e 40% e se caracterizava pela alta percentagem de material menor que 2 microns. O solo do horizonte C foi classificado pelo autor, como uma areia micácea, acrescentando que suas ocorrências são em forma de uma camada que repousa sobre a rocha, excedendo algumas vezes 10 m de espessura, era um solo aparentemente compacto, mas extremamente susceptível à erosão da chuva e ocorria geralmente abaixo do nível freático. Este solo tinha cor esbranquiçada e um terço de seu volume constituído de partículas micáceas, com tendência a absorver água.

Os ensaios foram realizados com corpos de prova confeccionados com a parte do material que passou na peneira Nº 10 (2 mm) e compactado até atingir um peso específico aparente seco de 1500 kgf/cm^3 , a diferentes teores de umidade, o que corresponde aos 85% do peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio Proctor com energia de 270 t.m/m^3 , (AASHO modificado).

Os resultados destes ensaios (25), permitem observar que os 3 solos apresentaram as curvas coesão-teor de umidade e ângulo de atrito-teor de umidade, semelhantes

a dos solos comuns, das regiões tropicais, variando entre si quanto à localização em relação ao teor ótimo de umidade, dos pontos de máximos destas curvas e quanto aos valores atingidos pelas características de resistência nestes pontos.

Os valores das características de resistência e suas posições em relação a umidade ótima do Proctor, podem ser observadas na tabela abaixo.

Solo	Umidade ótima	Máximo da curva atrito-umidade		Máximo da curva coesão-umidade	
	w _{ot.} %	ϕ_u	w %	C _u kgf/cm ²	w %
A	18,0	40°	12	0,90	13,0
B	19,5	22°	18	1,80	16,5
C	12,0	34°	6	1,60	6,0

O trabalho de Baldwin (25), permite ver que estes solos apresentam curva, a linha envoltória das tensões, no plano de Mohr. Esta linha para aqueles solos, no início é aproximadamente reta, mas vai se encurvando, apresentando uma concavidade para baixo, à proporção que crescem as tensões confinantes.

Wallace (21), estudando solos lateríticos de Papua, Nova Guiné, solo que se caracterizava pelo seu alto teor de umidade natural, relativamente alta resistência ao cisalhamento, baixa sensibilidade e alta compressibilidade a partir de uma certa tensão crítica aplicada, observou que a resistência não drenada, determinada pelo "torvane" de amostras não amolgadas, no estado natural, variavam de 0,40 a 0,60 kgf/cm² e que estes valores geralmente concordam com os da coesão, medida no ensaio de cisalhamento direto, sobre amostras similares, porém saturadas, concluindo daí que as tensões de sucção não contribuem para o aumento da resistência, não drenada, ao cisalhamento nestes solos. Os valores de ângulos de atrito encontrados pelo ensaio de cisalhamen

to direto drenado, foram de 29 a 38 graus.

Wallace (21), analisando as curvas: tensão deformação, resultante dos ensaios drenados de cisalhamento direto constatou que os solos em estudo apresentavam comportamento similar a uma argila pré-consolidada, isto é, durante o cisalhamento, para as pequenas tensões normais o solo tinha um acrêscimo de volume, enquanto a resistência apresentava um pronunciado pico. Para as tensões normais mais altas, o solo sofria decrêscimo de volume durante o cisalhamento, a curva de resistência não apresenta pico, crescendo suavemente até alcançar a máxima resistência para deformações bastante acentuadas.

No Brasil foram procedidos estudos sobre a terra roxa de São Paulo (26), em amostra com cerca de 8% de hidróxido de ferro livre. Nestes solos considerados lateríticos, os ensaios triaxiais não drenados com medições de pressões neutras, permitiram observar que para as curvas tensão-deformação, o máximo da resistência ocorre para cerca de 1% de deformação, enquanto a pressão neutra atinge o máximo para valores de 2 a 5%. Neste intervalo de deformações, simultaneamente ocorre um acrêscimo no valor do parâmetro A de pressões neutras.

Resultados dos ensaios plotados em diagrama p, q , ($p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ e $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$) permitem observar a trajetória das tensões, onde a curva das tensões efetivas crescem rapidamente até 60 ou 70% da resistência do solo a ser mobilizado, quando então a curva sofre uma reversão que prossegue até a ruptura, causada pela mobilização das pressões neutras.

Lyon (1) apresenta, para alguns solos lateríticos, dados de parâmetros de resistência C e ϕ com grandes dispersões, entretanto não fornece maiores detalhes acerca das condições em que estes foram obtidos.

É razoável supor que os solos tropicais com estrutura formada de partículas concrecionadas por efeito de agregação dos óxidos de ferro e de alumínio tenham comportamento peculiar quando submetidos a uma variedade de tensões. O estudo detalhado do comportamento dos solos lateríticos quanto ao cisalhamento obviamente é um campo onde há necessidade de amplas e detalhadas pesquisas.

C A P Í T U L O I I I

OBJETIVO DA PESQUISA

A presente pesquisa tem como objetivo principal estudar o comportamento, quanto à resistência ao cisalhamento, do solo vermelho da jazida Sapê-Mari, quando este é amolgado e compactado sob energia constante de compactação, a diferentes teores de umidade.

São investigadas as características de resistência: coesão e ângulo de atrito interno e os parâmetros de propagação das pressões neutras.

Quanto às características de resistência, pesquisa-se a influência dos vários fatores condicionantes, como sejam:

1. Os efeitos do estado de compactação, isto é do peso específico aparente sêco e do teor de umidade de compactação, sobre a coesão e o ângulo de atrito interno do solo, em ambos os estados de tensões: total e efetivo. Para corpos de prova saturados e parcialmente saturados.
2. A influência conjunta das condições de drenagem e estado de compactação, sobre estas características, para ambos os estados de saturação.

Estuda-se os parâmetros de propagação de pressões neutras para solos parcialmente saturados, procurando-se investigar os efeitos do grau de saturação, da compactação e das variações do estado de tensão e deformação sobre os parâmetros A e B de Skempton.

Para solo saturado são observadas as variações do parâmetro A com o estado de compactação do solo, a uma certa percentagem de deformação, para os vários estados

de confinamento a que o solo é submetido.

Finalmente analisa-se a influência deste conjunto de fatores sobre o comportamento do solo e interpreta-se o seu comportamento mecânico a partir dos dados obtidos e evidências constadas.

C A P Í T U L O I V

OCORRÊNCIA E PROPRIEDADES DO SOLO PESQUISADO

Origem e Formação

A formação geológica que deu origem ao solo objeto da presente investigação, é uma capa sedimentar típica do período terciário superior, que se estende ao longo da costa atlântica, desde Belém do Pará até a cidade de Vitória no Espírito Santo. Trata-se da formação Barreiras, uma faixa contínua de largura variável que repousa ora sobre o cristalino, ora sobre outras formações mais antigas. Esta formação desaparece à proporção que avança para o interior do continente, onde atinge altitudes de pouco mais de 100 m. Na orla marítima ela se encontra praticamente ao nível do mar, apresentando um ligeiro mergulho para o oceano. Esta formação é constituída de areias caolinizadas, camadas argilosas e intercalações de lentes e espessos pacotes de seixos de quartzo. Apresenta em certas regiões grandes blocos de quartzito, formados ao que parece por intensa silificação ocorrida em períodos posteriores, por efeito de intemperismo. A formação Barreiras tem coloração predominantemente clara e até branca, apresentando ocasionalmente em certos pontos, cores avermelhadas, devidas à presença de óxido de ferro (28).

O solo investigado pertence a ocorrência conhecida como jazida laterítica Sapê-Mari a qual está situada na zona semi-árida que é geralmente classificada como zona "Agreste/Caatinga Litorânea" (29).

A estação seca nesta área tem duração de cinco a sete meses por ano; a média das temperaturas mais elevadas é da ordem de 34°C enquanto a média das mínimas é de 16°C. A precipitação média registrada para um período

BIBLIOTECA

CENTRO DE CIÊNCIAS E

TECNOLOGIA

de 10 anos é de 1173 mm distribuída entre os meses de março a julho (29).

A jazida investigada ocorre como um capeamento à formação geológica denominada Barreiras, a qual como já foi dito é uma sequência de camadas de areia e argilas arenosas, formada provavelmente no período terciário superior. A figura 4.1 mostra esquematicamente o perfil da jazida no local onde a amostra foi coletada, este perfil consiste de uma camada superior formada por duras concreções ferruginosas, que se apoia numa camada de argila rija, que vai se tornando mais mole com a profundidade e que repousa sobre uma camada de argila arenosa mais solta. A parte superior do perfil, isto é a argila fortemente concrecionada é rica em pequenos seixos arredondados de laterita endurecida, parecendo ser um depósito de talus de laterita altamente intemperizada, o que pode ser tomado como uma indicação de que a ocorrência Sapê-Mari tenha sido formada por uma acumulação de materiais de uma sequência de nível mais elevado e cimentação de um depósito coluvionar (30). A presença de um material muito fino (podsol) na camada superficial, sem qualquer relação com o solo laterítico abaixo, pode testemunhar a existência de outras camadas em nível superior nesta formação, no passado geológico, onde poderia haver camadas laterizadas. O modo de formação proposto aqui é fortalecido pela presença de uma ocorrência laterítica apresentando couraças, possivelmente mais velha a 90 km da ocorrência Sapê-Mari, a jazida Nova Floresta no município de Cuité. Assim a jazida Sapê-Mari parece ter sido formada pelo intemperismo de uma laterita mais antiga, com impregnação e posterior cimentação de um depósito coluvionar, pelo óxido de ferro (30).

Coleta da Amostra

A amostra de solo usada na presente investigação foi coletada a uma profundidade de aproximadamente 2 m, do nível do terreno, coincidindo com a camada de argi

la rija, a margem direita da Rodovia PB 55 no trecho Mari Guarabira, na Paraíba, (ver figura 4.2), há uma distância de cerca de 8 km da cidade de Mari, cujas coordenadas geográficas são: 7° 4' 36" de latitude Sul e 35° 20' 0" de longitude Oeste.

A amostra foi retirada de um talude vertical, de um corte onde havia sido retirado material para construção da rodovia. Para evitar a coleta do material que estava exposto às intempéries, foi inicialmente feito uma severa raspagem e remoção do solo resultante. Posteriormente procedeu-se à escavação no talude e o acondicionamento do material em sacos impermeáveis de polietileno que em seguida foram transportados ao laboratório, para a realização dos ensaios.

Características Físicas

O solo pesquisado apresentou as seguintes características físicas (31).

Limite de Liquidez	LL	31,6
Limite de Plasticidade	LP	22,8
Índice de Plasticidade	IP	8,8
Densidade Real	G _s	2,953

Composição Granulométrica

A composição granulométrica apresentada por este solo é a seguinte (31).

Areia	51%
Silte	19%
Argila	30%

Composição Mineralógica

A fração de solo de granulação menor que a peneira nº 200 (0,074 mm), é composta essencialmente de sílica, alumina, goetita e grãos de quartzo remanecentes, aparecendo ocasionalmente ferro em estado amorfo. O argilo-mineral é caolinita, e se apresenta geralmente com estrutura de sordenada (30).

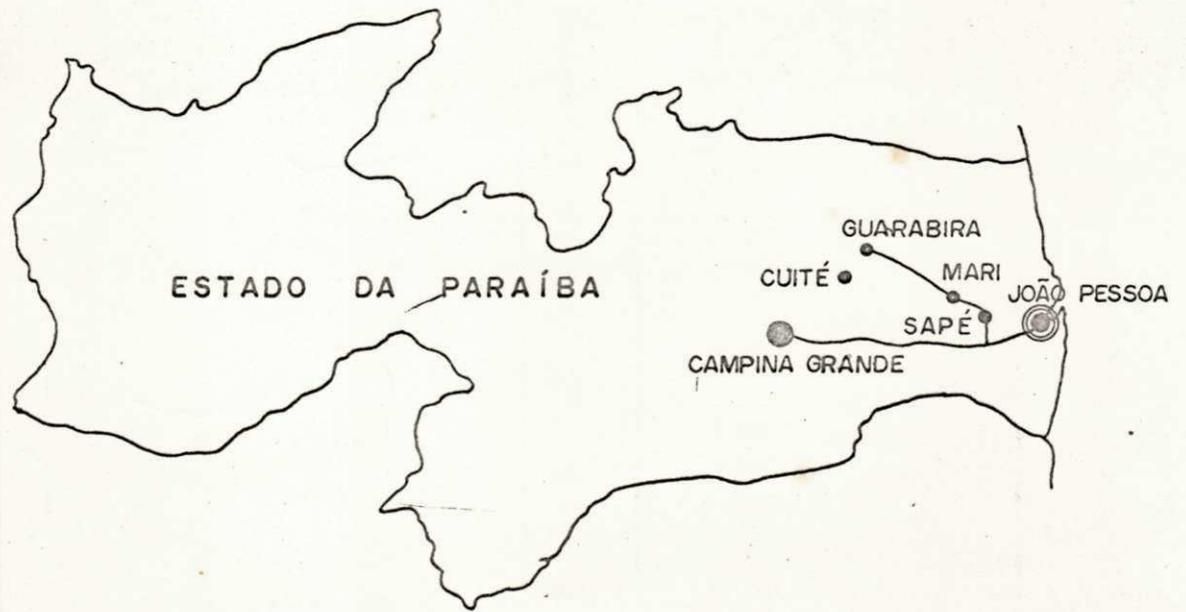
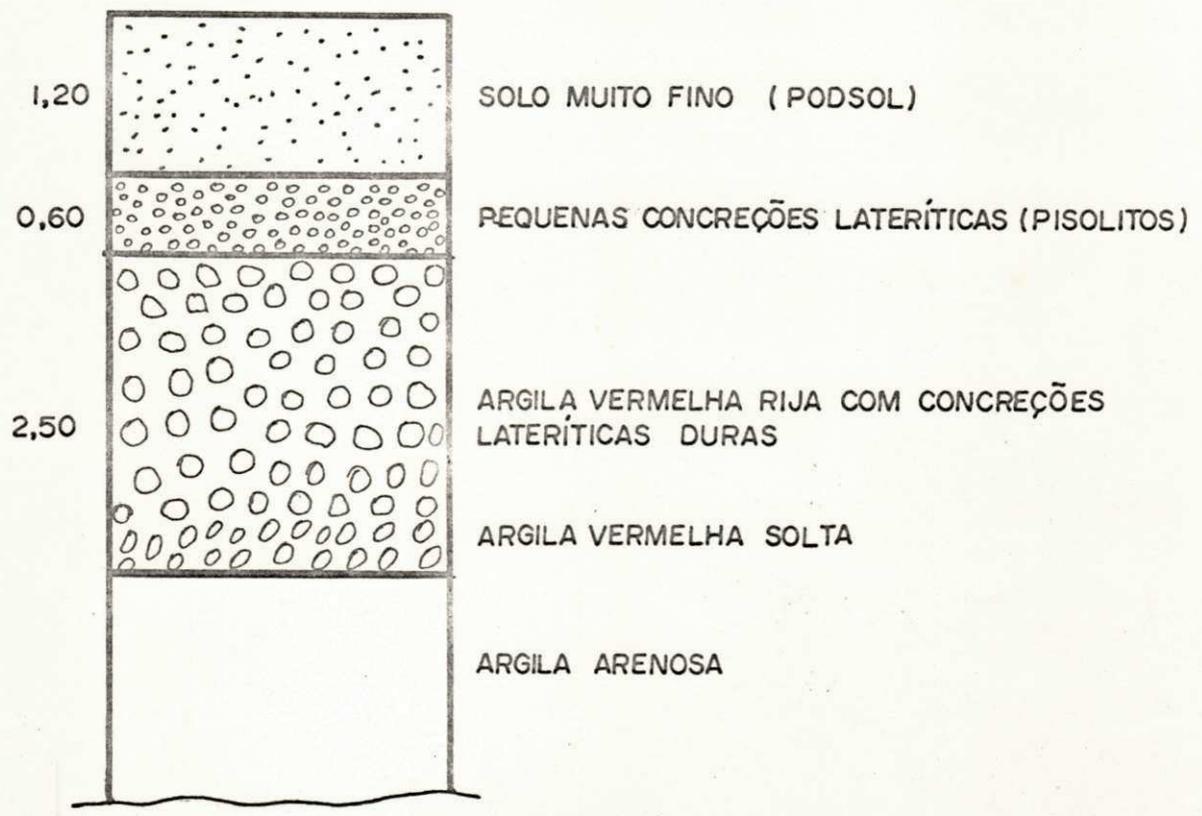
Composição Química

A composição química do solo estudado é mostrada em detalhe na tabela 4.1, onde aparecem todos os compostos ou elementos químicos presentes, bem como as percentagens relativas de suas ocorrências.

Solo da profundidade de 2 metros. Partículas menores que dois microns	Compostos químicos presentes percentagens em peso										Perda de água	
	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	TiO	Ca	MgO	P ₂ O ₅	NaO ₃	K ₂ O	SO ₃	110°C	1000°C
Solo fino	32,00	8,30	28,70	1,90	0,10	0,04	10,60	1,20	0,15	0,80	2,00	14,00
Concreções desagregadas	25,80	31,00	21,00	1,08	0,15	0,03	5,89	1,88	0,07	0,85	1,50	10,60

TABELA 4.1. Composição química da jazida Sapê-Mari (30)





C A P Í T U L O V

MÉTODOS E EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Preparação da Amostra de Solo

Solo Natural

A amostra de solo coletada, como já foi dito em capítulo anterior, era constituída de solo fino e concreções dos mais variados tamanhos, atingindo diâmetros de até 100 mm.

Os trabalhos realizados sobre o solo no laboratório obedeceram ao fluxograma mostrado na figura 5.1 e são brevemente descritos a seguir:

Secagem. No laboratório o solo foi colocado em bandejas de zinco, quadradas de cerca de um metro de lado e deixado por alguns dias para perder umidade em contato com o ar.

Britagem. Após a secagem ao ar o solo foi passado num britador de mandíbulas para reduzir o tamanho das concreções a um diâmetro máximo de 12,7 mm. Este processo arbitrário de trituração foi adotado como uma tentativa de simular o processo de campo que seria empregado na utilização destes solos numa obra de engenharia civil.

Homogeneização. Ao sair do britador o solo foi colocado no chão em uma sala previamente varrida, onde foi submetido à homogeneização, através de exaustivo revolvimento manual, com pá e enxada.

Preparação dos Corpos de Prova

Peneiramento. Desejando-se verificar a propagação das pressões neutras com o tempo e levando-se em conta que o tamanho dos corpos de prova tem influência sobre este tempo, optou-se por corpos de prova de 76,2 mm de comprimento com diâmetro de 38,1 mm. Para confecção de corpos de prova com estas

dimensões, foi necessário reduzir o diâmetro máximo das partículas de solo. Para isto procedeu-se a um peneiramento, utilizando a peneira Nº 10 da A.S.T.M. (2 mm), aproveitando-se a parte que passou, a qual foi mantida em estufa a 60º C. Sabe-se que a secagem a mais de 60º C pode modificar as propriedades dos solos lateríticos (1).

Compactação do Solo. Sobre o solo passado na peneira nº 10 e secado em estufa a 60º C foi realizado o ensaio de compactação, Proctor normal, MB-33 da ABNT (27).

A curva de compactação: peso específico aparente seco versus teor de umidade, foi obtida usando água destilada e uma nova amostra para cada ponto de umidade. Com os valores dos pesos específicos aparentes assim obtidos foram preparados corpos de prova usando energia de compactação estática, os quais foram utilizados para o estudo da resistência ao cisalhamento.

Equipamentos de moldagem de corpos de prova. Para moldagem dos corpos de prova foi necessário projetar e construir moldes especiais, (ver figura 5.2), os quais foram confeccionados de uma liga de cobre e estanho, (latão), consistindo de um cilindro principal de 101,6 mm de comprimento e com diâmetro interno de 38,1 mm, o qual pode ser aberto em duas bandas, que são mantidas juntas por cintas graduáveis. Este cilindro tem numa das extremidades um encaixe para receber um outro cilindro complementar de 50,8 mm de comprimento e mesmo diâmetro interno do cilindro principal. A extremidade inferior do cilindro principal apoia-se sobre uma base de ferro que tem uma saliência cilíndrica de 12,7 mm de altura e diâmetro de 38,1 mm, que penetra no cilindro principal, sendo todo o conjunto facilmente desmontável.

Mistura solo-água. Para fazer a homogeneização do solo com a água foi usado um misturador elétrico de eixo vertical, marca Hobart, (ver figura 5.3), com capacidade para 11,4 dm³ de solo. A mistura solo-água era revolvida com o misturador girando a uma velocidade de 60 r.p.m. durante um tempo total de 3 minutos, após cada minuto o misturador era parado, desconectado e o solo úmido era raspado e misturado manualmente

com uma espátula. O tempo de três minutos era suficiente para produzir uma massa homogênea, a qualquer teor de umidade.

Moldagem dos corpos de prova. A compactação dos corpos de prova, a serem testados nos ensaios triaxiais, foi realizada estaticamente, aplicando-se cargas sobre o solo através de uma prensa hidráulica universal Farnell, na qual foi adaptado um pistão de 38,1 mm de diâmetro, adequado ao diâmetro dos moldes e uma régua graduada, para orientar quanto à penetração do pistão nos moldes, (Ver figura 5.4).

A moldagem era realizada colocando-se em cada cilindro, o peso desejado de solo úmido homogeneizado e aplicando-se sobre este, cargas, através do pistão da prensa. Quando a altura da coluna de solo dentro do molde era de 82,5 mm, o que era controlado pela penetração do pistão, a prensa era parada e o pistão retirado. O cilindro complementar era removido do molde e o cilindro principal contendo o solo, era invertido, passando então a receber a carga do pistão pela outra extremidade, até que o comprimento do corpo de prova fosse reduzido a 76,2 mm. Neste estágio a prensa era novamente desligada, porém deixando-se o solo suportar a carga do pistão por mais um minuto. A inversão era feita para evitar a formação de gradiente de compactação ao longo do corpo de prova.

Durante a moldagem, toda precaução era tomada para reduzir as perdas de umidade, a cápsula de solo era mantida coberta com um pano úmido e a cada molde preparado, porções de solo eram tomadas para verificação do teor de umidade.

A aderência do solo úmido às paredes dos moldes cilíndricos foi evitada, usando-se uma delgada película de material plástico (polietileno, C_2H_2), com cerca de 0,0425 mm de espessura. Esta película também teve a finalidade de evitar que tensões de cisalhamento se desenvolvesse entre a superfície solo-moldes na compactação. A película era sustentada manualmente na parte superior do molde durante a moldagem. (Ver figura 5.5).

Ensaaios Triaxiais

Os corpos de prova utilizados para todos os ensaios triaxiais foram compactados a diferentes teores de umidade, numa reprodução estática da curva de compactação dinâmica, com teores de umidade variando num amplo intervalo, do ramo seco ao ramo úmido da curva de compactação.

Todos os corpos de prova ensaiados tinham as mesmas dimensões de 76,2 mm de comprimento por 38,1 mm de diâmetro. A velocidade de deformação adotada foi de 0,228 mm por minuto. O equipamento usado na realização dos ensaios foi da E.L.E., (Engineering Laboratory Equipment) (32), constandando de aparelho e célula triaxial, equipamento para realizar medições de pressões neutras, (Ver figura 5.6). As pressões confinantes foram aplicadas usando o aparelho de Bishop (Ver figura 5.8).

O procedimento adotado nos ensaios foi o preconizado por Bishop e Henkel (7).

Ensaio Triaxial não Drenado

Os ensaios não drenados foram realizados com medições de pressões neutras, sobre corpos de prova compactados, parcialmente saturados. Este tipo de ensaio foi realizado para investigar como se propagam as pressões neutras com o tempo, nos solos lateríticos compactados. Para isto faziamse medições da pressão neutra a intervalos regulares de tempo, após a aplicação da pressão confinante σ_3 . A pressão neutra estabilizada era usada para o cálculo do parâmetro B de pressão neutra de Skempton. Só após a total estabilização na variação de pressão neutra é que se fazia a aplicação do "deviator" de tensões para realização do ensaio.

Ensaio Consolidado não Drenado

Estes ensaios foram realizados com corpos de prova compactados e submetidos a saturação. O processo de saturação adotado foi o de "back pressure", consistindo da

aplicação de uma pressão de $1,0 \text{ kgf/cm}^2$ de água destilada na base do corpo de prova, submetendo ao mesmo tempo a parte superior deste a um vácuo de $0,80 \text{ kgf/cm}^2$. O controle da saturação era feito através de medições do parâmetro B de pressões neutras, considerando saturado o solo, quando este parâmetro assumia valor maior ou igual a 0,95.

Os ensaios eram realizados medindo-se as pressões neutras com a deformação, para se fazer uma avaliação do parâmetro A de pressões neutras de Skempton e para se obter características de resistência em tensões efetivas.

Ensaio Drenados

Os ensaios drenados foram realizados com corpos de prova apenas compactados e com corpos de prova compactados e submetidos a saturação.

Para os solos saturados estes ensaios foram realizados com um único corpo de prova para cada teor de umidade, sendo o ensaio procedido em três diferentes estágios de pressões confinantes para permitir o traçado dos círculos no plano de Mohr. A saturação era conseguida da maneira já descrita no ensaio anterior.

Figura 5.1. Fluxograma das operações realizadas com o solo, no laboratório.

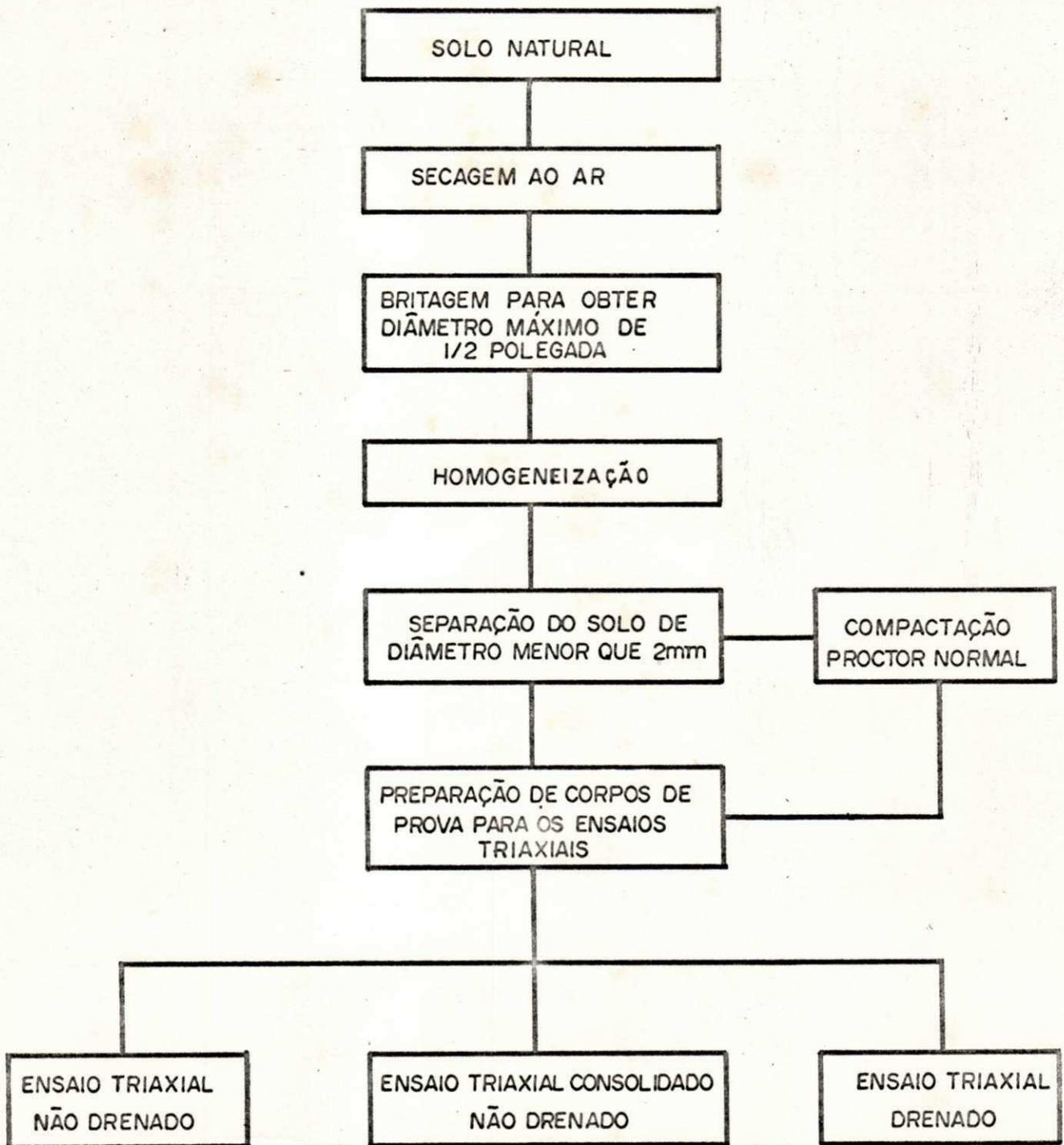


Figura 5.2. Fotografia mostrando detalhes dos moldes confeccionados para compactação dos corpos de prova.

Figura 5.3. Fotografia mostrando detalhes do funcionamento do misturador Hobart e o aspecto do solo homogeneizado.

Figura 5.4. Fotografia mostrando detalhes da adaptação feita à prensa, e da compactação estática de um corpo de prova.

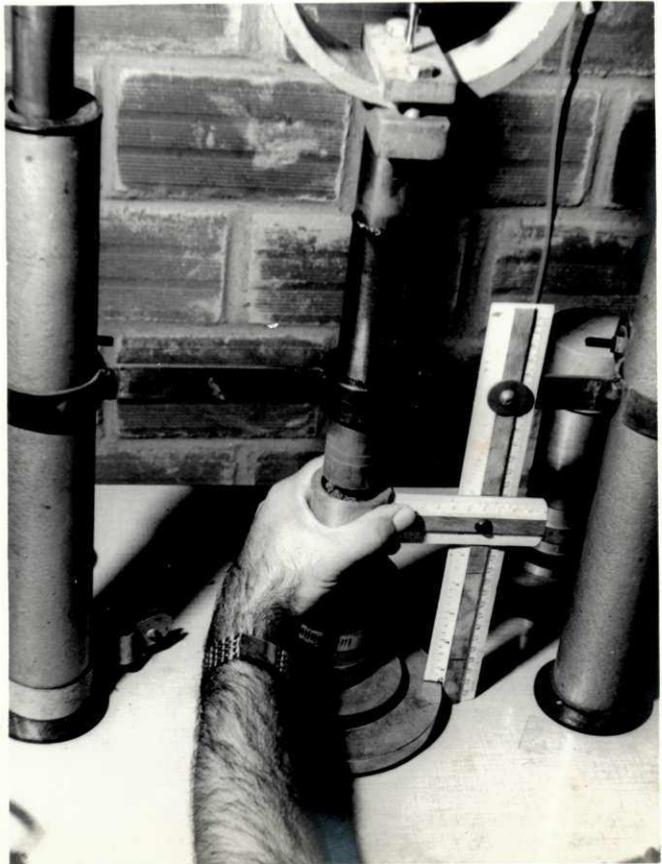


Figura 5.5a: Fotografia mostrando detalhes da colocação do solo homogeneizado no cilindro de compactação. Pode ser vista a membrana de polietileno colocada no cilindro para evitar aderência do solo.

Figura 5.5b. Fotografia mostrando detalhes da compactação onde a membrana de polietileno é sustentada manualmente.

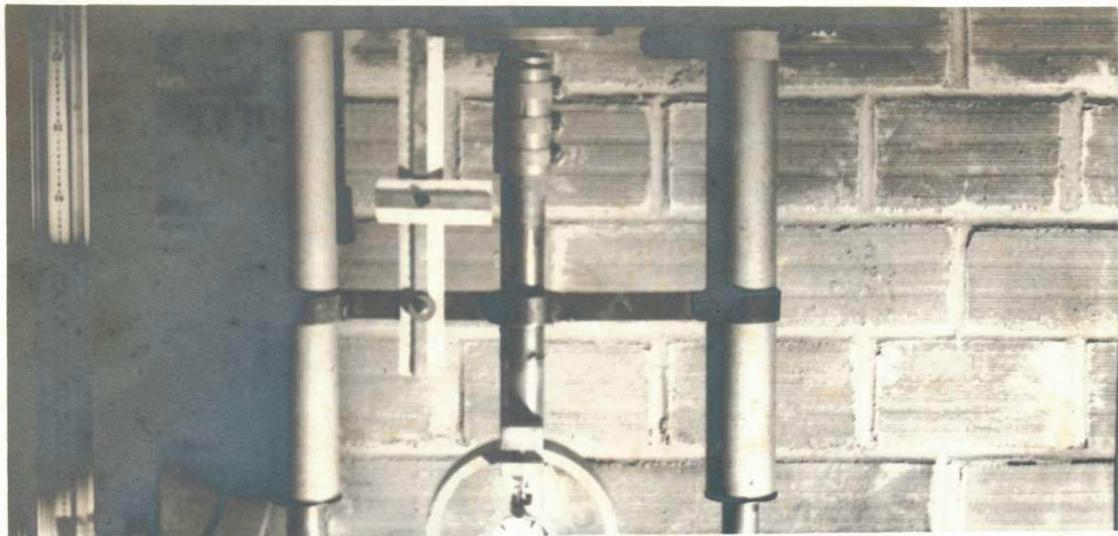
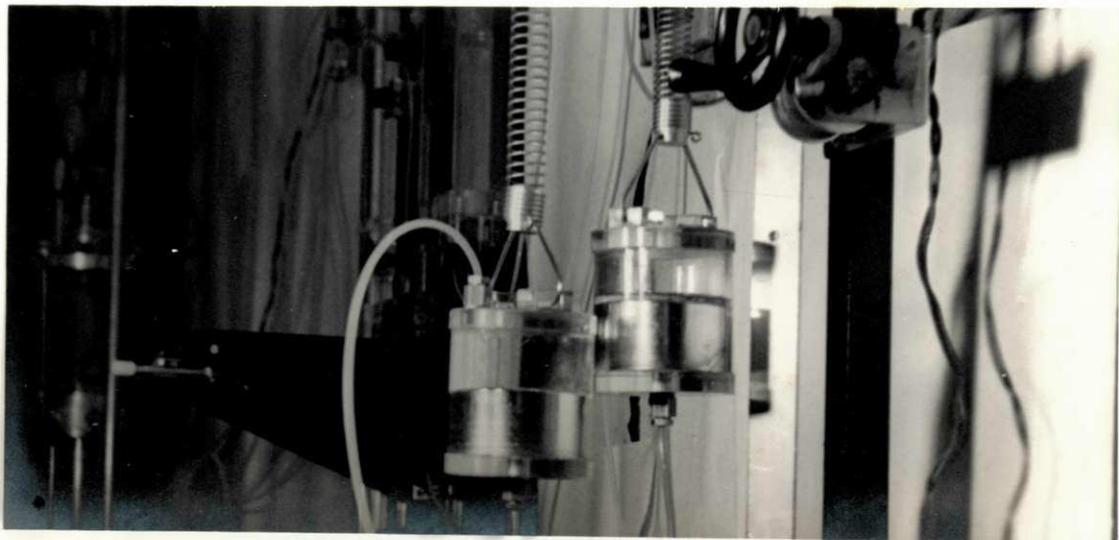
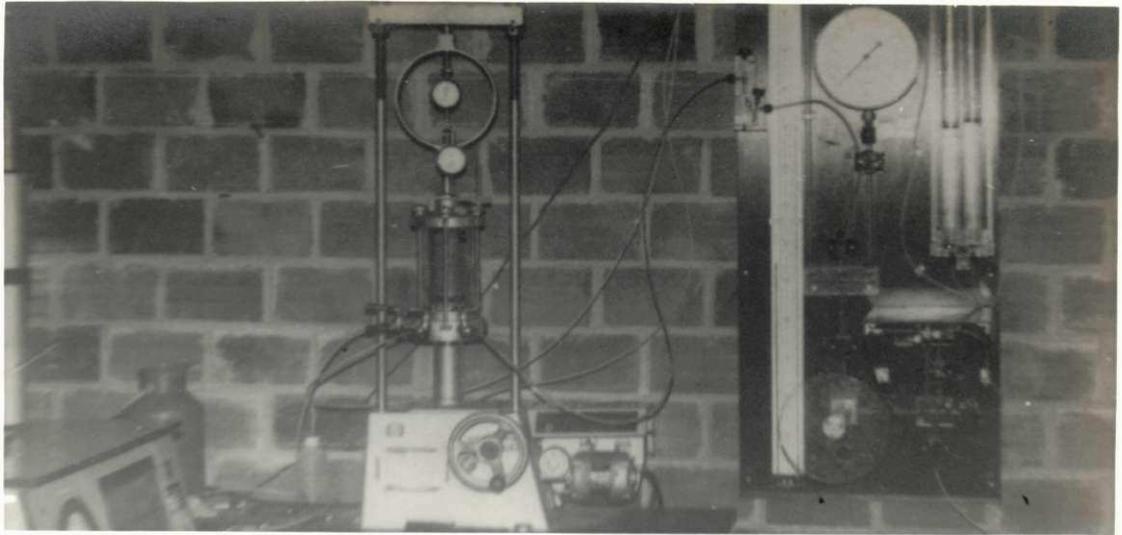


Figura 5.6. Fotografia mostrando detalhes do aparelho triaxial em funcionamento, podem ser visto o corpo de prova na célula triaxial e a aparelhagem de medições de pressões neutras.

Figura 5.7. Fotografia mostrando uma série de corpos de prova já deformados no ensaio triaxial, não se observam planos de rupturas.

Figura 5.8. Fotografia mostrando detalhes do aparelho de pressões de Bishop, onde aparecem os potes de mercúrio presos às molas que garantem a constância das pressões.



C A P Í T U L O VI

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

O principal objetivo desta investigação foi estudar o comportamento quanto à resistência ao cisalhamento do solo laterítico da jazida Sapé-Mari, moldado a vários teores de umidade, sob a mesma energia de compactação. Os resultados envolvendo as variáveis relacionadas com a resistência ao cisalhamento são apresentados como funções dos teores de umidade. Este capítulo contém um resumo dos principais resultados apresentados em forma de gráficos, enquanto outros dados julgados relevantes são apresentados nos apêndices A e B.

Características de Compactação do Solo Estudado

Como já foi explicado no capítulo 5, a curva de compactação, isto é, a relação entre peso específico aparente seco e teor de umidade, para este solo, foi obtida usando o ensaio Proctor normal, MB-33 da ABNT (27). Estes resultados são apresentados na figura 6.1, onde também aparece a curva de saturação do solo. Cada ponto da curva de compactação representa a média de 3 determinações; como já foi dito no capítulo anterior, cada determinação era feita usando uma nova amostra de solo, para evitar o efeito da quebra de estrutura. O peso específico aparente seco máximo obtido, foi de 1860 kgf/m^3 correspondendo a um teor ótimo de umidade de 17,5%.

Os corpos de prova para os ensaios triaxiais foram preparados aplicando-se energia de compactação estática variável, de maneira a obter pesos específicos aparentes secos iguais aos da curva de compactação dinâmica, para os teores de umidade correspondentes. Em geral, a repe

tibilidade dos pesos específicos secos foi considerada aceitável, pois estes se situaram a intervalos muito pequenos no entorno da curva de compactação dinâmica. A figura 6.1 apresenta a localização destes pontos, entorno da curva de compactação dinâmica. A influência do peso específico aparente seco sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, será discutida no próximo capítulo. Os valores numéricos dos pesos específicos aparente secos e dos correspondentes teores de umidade para cada corpo de prova são mostrados no apêndice B, tabela B.1.

Resultados dos Ensaio Triaxiais

As envoltórias de Mohr para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foram obtidas ensaiando um mínimo de tres corpos de prova idênticos, a cada teor de umidade, para cada tipo de ensaio triaxial realizado. Um estudo limitado foi realizado para investigar a possibilidade de usar um único corpo de prova, ensaiado-o a tres estágios distintos de confinamento; o resultado deste estudo será discutido posteriormente.

Como se sabe, é necessário usar uma velocidade de deformação adequada, nos ensaios triaxiais, para se obter uma perfeita drenagem nos ensaios drenados, ou uma medição precisa das pressões neutras nos ensaios não drenados. A velocidade de deformação apropriada pode ser calculada adotando o procedimento de Bishop e Henkel (7), procedimento este que utiliza o coeficiente de consolidação, tamanho do corpo de prova e condições de drenagem. Alternativamente pode-se proceder por tentativa para se chegar à velocidade adequada de deformação. Este foi o procedimento adotado para os propósitos desta investigação, tendo sido a velocidade adotada para todos os ensaios de 0,229 mm/minuto.

A característica de comportamento do material estudado é de não apresentar claramente, pontos de máximo, no "deviator" de tensões dentro do intervalo de 10% de deformação dos ensaios. Assim foi necessário adotar um

critério aparentemente arbitrário, de deformação máxima, para obter o correspondente "deviator" máximo de tensões, para o traçado das envoltórias de Mohr. Esta deformação máxima adotada foi de 3% e as implicações disto serão discutidas no próximo capítulo.

Todos os resultados que serão apresentados neste capítulo são decorrentes deste procedimento, isto é, de valores de "deviator" de tensões correspondentes a 3% de deformação.

Ensaio Drenado com Solos Parcialmente Saturados

Estes ensaios foram realizados com pressões confinantes σ_3 de 1,0; 2,0 e 3,0 kgf/cm². Tratando-se de ensaios drenados, onde as pressões neutras eram sempre dissipáveis para a velocidade de deformação do ensaio, as tensões aplicadas, sobre o corpo de prova, "deviator" e tensão confinante eram ambas efetivas. As relações entre os parâmetros efetivos de resistência e os vários teores de umidade, são mostradas nas figuras 6.2a e 6.2b. Pode ser observado na figura 6.2a que ϕ' varia consideravelmente com o teor de umidade, exibindo um valor máximo de 27° no teor de umidade de 17,5%. A figura 6.2b mostra que C' varia inversamente ao teor de umidade, sendo seu máximo valor de 1,32 kgf/cm² a 15,6% no ramo seco da curva de compactação. O valor mínimo de C' é de 0,20 kgf/cm² e corresponde ao teor de umidade de 20,8%, isto é, bastante afastado do teor ótimo para o peso específico aparente seco máximo.

Ensaio Drenado com Solo Saturado

Este ensaio foi realizado com um único corpo de prova, ensaiado a tres diferentes estágios de confinamento, isto é, o corpo de prova era deixado consolidar a uma pressão confinante $\sigma_3 = 1,0$ kgf/cm² na célula triaxial, era então aplicado o "deviator" de tensões, procedendo-se

a uma deformação de 3%, neste ponto o ensaio era parado, a pressão confinante aumentada para $\sigma_3 = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$, deixando-se consolidar, aplicava-se novamente o "deviator" de tensões prosseguia-se a deformação até 6%, quando o ensaio era parado, a pressão confinante aumentada para $\sigma_3 = 3,0 \text{ kgf/cm}^2$, era deixado consolidar e prosseguia-se o ensaio até a deformação de 10%.

A curva ângulo de atrito em tensões efetivas contra teor de umidade, para este ensaio, é semelhante à mesma curva para os solos parcialmente saturados (ver figura 6.3a), só que o valor máximo de ϕ' é substancialmente maior e igual a $33,5^\circ$ a um teor de umidade muito próximo do ótimo. A relação entre C' e o teor de umidade não parece muito clara, mas talvez se possa dizer que C' alcança um mínimo nas proximidades do teor ótimo de umidade e a partir daí, cresce com a umidade, tendência que parece conservar dentro da variação de umidade usada nos ensaios, (ver figura 6.3b).

Ensaio não Drenado com Solo Parcialmente Saturado

Os corpos de prova compactados a diferentes teores de umidade eram inicialmente submetidos a uma tensão confinante de $0,35 \text{ kgf/cm}^2$ (5psi) na célula triaxial, numa tentativa de homogeneizar as pressões neutras no interior dos corpos de prova. Quando estas pressões atingiam valores constantes, eram aplicadas as tensões confinantes, com que se pretendia realizar o ensaio, passando-se imediatamente a medir as pressões neutras no interior do corpo de prova, estas medições prosseguiam com o tempo, até sua total estabilização, o valor final estabilizado serviu para o cálculo do parâmetro B de pressão neutras. Quando a estabilização das pressões neutras era atingida, fazia-se a aplicação do "deviator" de tensões e realizava-se o ensaio com medições das pressões neutras. Os ensaios foram realizados com tensões confinantes de $0,70$; $1,40$ e $2,10 \text{ kgf/cm}^2$,

(correspondendo respectivamente a 10, 20 e 30 psi).

Os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são apresentados em termos de tensões totais e efetivas. A figura 6.4a mostra a relação entre o ângulo de atrito ϕ e o teor de umidade de compactação, ao contrário dos ensaios drenados, a variação de ϕ com o teor de umidade, parece não apresentar valor máximo, mas sim uma tendência de decrescer de valor com o incremento do teor de umidade. O mais alto valor de ϕ , 29°, foi obtido a um teor de umidade de 15%, enquanto o mais baixo 9° foi obtido a um teor de aproximadamente 21%. A curva de ϕ' com o teor de umidade mostrada na figura 6.4c, exibe a mesma tendência com algumas variações para os valores de ϕ' , para os correspondentes teores de umidade. O mais alto valor de ϕ' foi 33° a aproximadamente 15,5% de umidade e o mais baixo 12° ao teor de umidade de 21%. As relações entre C e o teor de umidade e, C' e o teor de umidade são apresentadas nas figuras 6.4b e 6.4c respectivamente. Ambas as relações têm a mesma tendência de apresentar os valores máximos e mínimos da coesão, com o aumento da umidade de compactação. O máximo valor de C foi de 0,82 kgf/cm² ao teor de umidade de 17,3%, enquanto o máximo valor de C' foi de 0,79 kgf/cm² a aproximadamente o mesmo teor de umidade. Os valores mínimos foram de 0,16 e 0,28 kgf/cm² respectivamente para C e C', coincidindo para ambos o teor de umidade de 21%. É evidente que as diferenças numéricas são muito pequenas, e se, se levar em conta a dispersão dos resultados experimentais, parece bastante difícil concluir se há uma real diferença entre os valores máximos e entre os valores mínimos das coesões em tensões totais e efetivas. Entretanto a discussão e interpretação dos resultados serão feitos no próximo capítulo.

Vale lembrar aqui, que, em se tratando de solos parcialmente saturados, neste ensaio, as tensões efetivas foram obtidas subtraindo das tensões totais, as pressões neutras medidas multiplicadas pelo coeficiente χ , assumindo que este varia linearmente com o grau de saturação de

moldagem (7); as consequências deste procedimento serão apreciadas no próximo capítulo.

As figuras 6.5a, 6.5b, 6.5c e 6.5.d apresentam as relações entre o parâmetro B de pressões neutras e o teor de umidade de compactação; enquanto a tabela 6.1 mostra os valores calculados de parâmetro A de pressões neutras para os estados de tensões correspondentes a 3% de deformação.

Ensaio Consolidado não Drenado com Solo Saturado

Os corpos de prova compactados a diferentes teores de umidade eram saturados na célula triaxial, usando "back pressure" como já foi descrito no capítulo 5. As pressões usadas na célula triaxial, para consolidação, eram as mesmas, com as quais se realizavam os ensaios, isto é: 1,00; 1,60 e 2,20 kgf/cm², estas pressões foram adotadas para permitir medições de pressões neutras com as colunas de mercúrio do aparelho, que dão melhor precisão. As medições de pressões neutras permitiram obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento em tensões totais e efetivas. As figuras 6.6a e 6.6c mostram que as relações entre o ângulo de atrito em tensões totais e efetivas, com o teor de umidade são similares em comportamento. Apesar da dispersão dos pontos experimentais os valores máximos dos ângulos de atrito estão bastante claros. Enquanto o valor máximo de ϕ é 25,3° o de ϕ' é 33,5° ocorrendo ambos ao teor de umidade de 17,5%, coincidindo portanto com a umidade ótima para o peso específico aparente seco máximo. As relações de coesão em tensões totais e efetivas com teores de umidade são apresentadas nas figuras 6.6b e 6.6d. Aqui manifesta-se a tendência demonstrada no ensaio não drenado com solo parcialmente saturado. Da observação destas figuras constata-se claramente que existe realmente um valor mínimo de coesão a 19,5% de umidade, para ambos os estados de tensões, totais e efetivas. As diferenças de tendência com relação aos solos das regiões temperadas são bastante acentuadas e as implicações disto serão discutidas no próximo capítulo.

Figura 6.1. Este gráfico apresenta: a curva de compactação dinâmica, a curva de saturação 100% e a localização dos pontos da compactação estática em torno da curva de compactação dinâmica.

- Pontos da compactação dinâmica
- Pontos da compactação estática

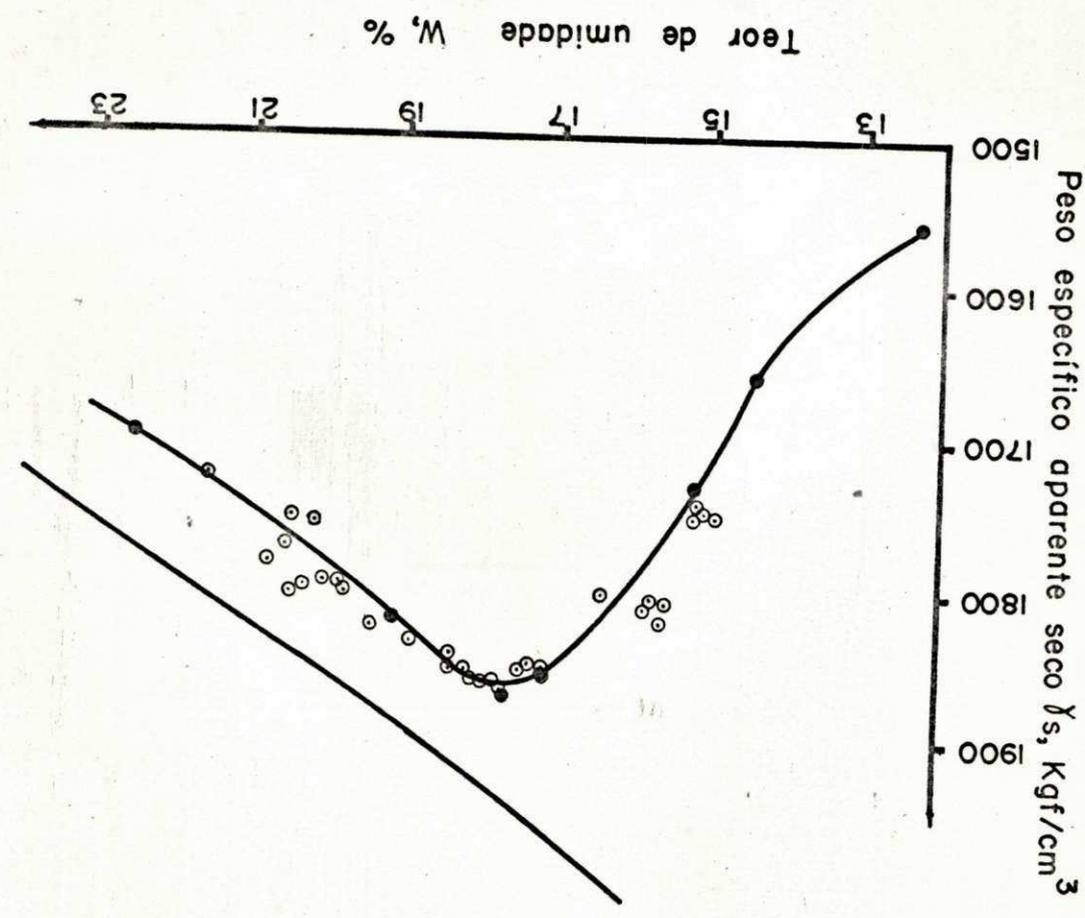


Figura 6.2a. Gráfico mostrando a relação entre o ângulo de atrito efetivo ϕ' versus teor de umidade de compactação w , no ensaio triaxial drenado, solo parcialmente saturado.

Figura 6.2b. Gráfico da coesão efetiva C' versus teor de umidade de compactação w , obtidos no ensaio triaxial drenado, solo parcialmente saturado.

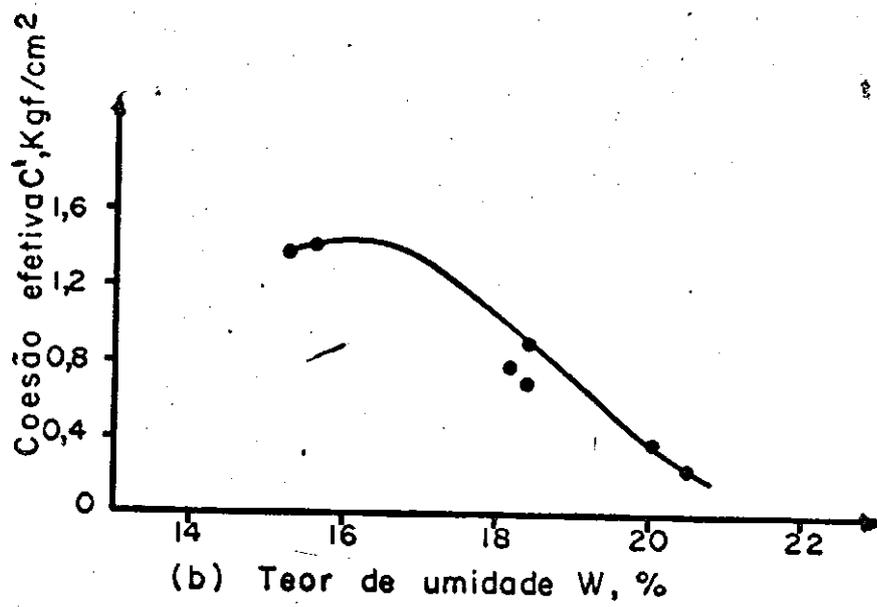
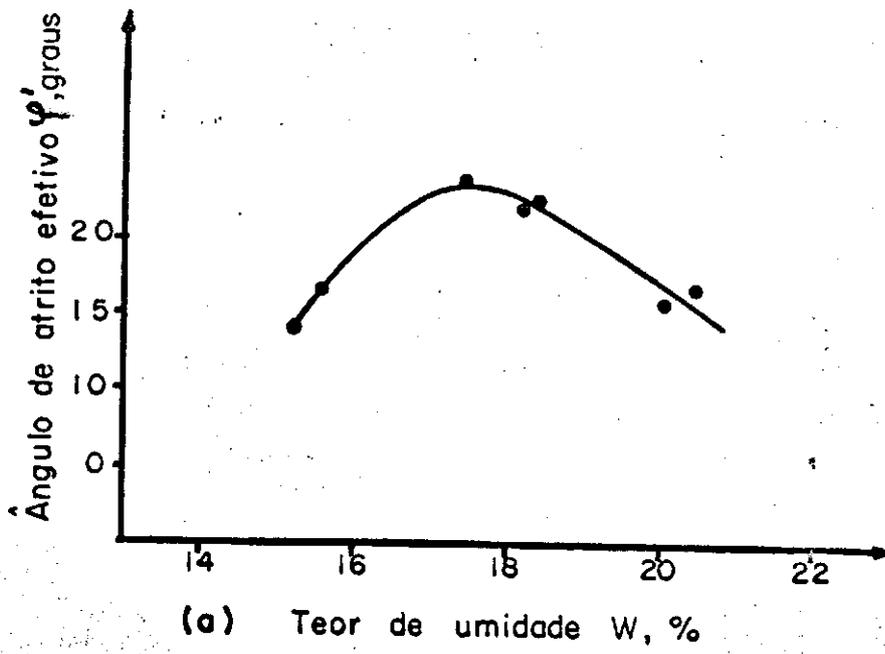


Figura 6.3a. Gráfico do ângulo de atrito efetivo ϕ' , contra o teor de umidade de compactação w , no ensaio drenado realizado em 3 estágios de confinamento com um único corpo de prova, solo saturado.

Figura 6.3b. Gráfico de coesão efetiva C' contra o teor de umidade de compactação w , no ensaio drenado, realizado em 3 estágios de confinamento com um único corpo de prova, solo saturado.

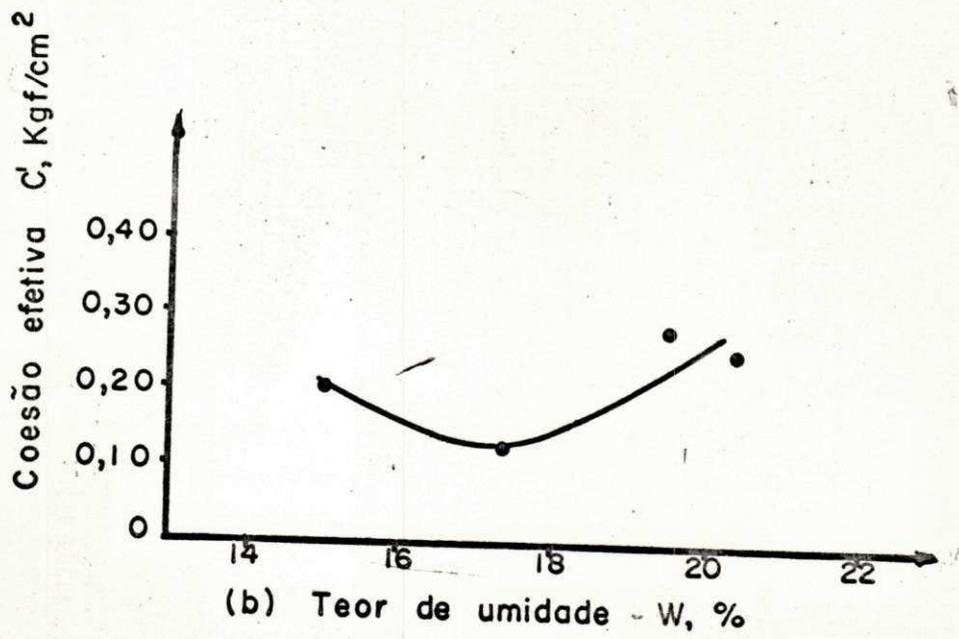
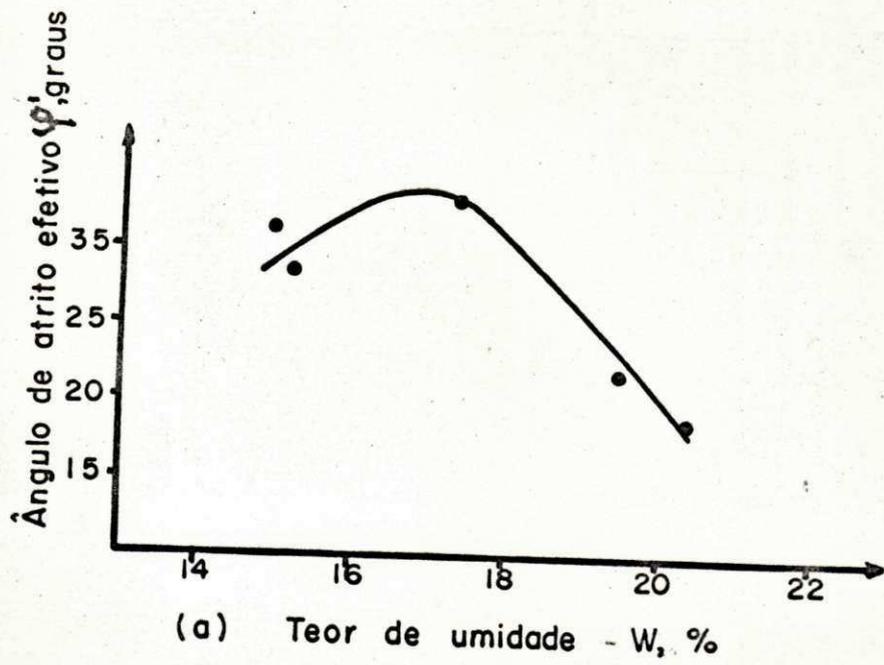


Figura 6.4a. Gráfico do ângulo de atrito ϕ_u , versus teor de umidedade de compactação w , ensaio triaxial não drenado, com medições de pressões neutras, solo parcialmente saturado.

Figura 6.4b. Gráfico da coesão C_u , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado com medições de pressões neutras, solo parcialmente saturado.

Figura 6.4c. Gráfico do ângulo de atrito efetivo ϕ'_u , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado, com medições de pressões neutras, solo parcialmente saturado.

Figura 6.4d. Gráfico da coesão efetiva C'_u , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado com medições de pressões neutras, solo parcialmente saturado.

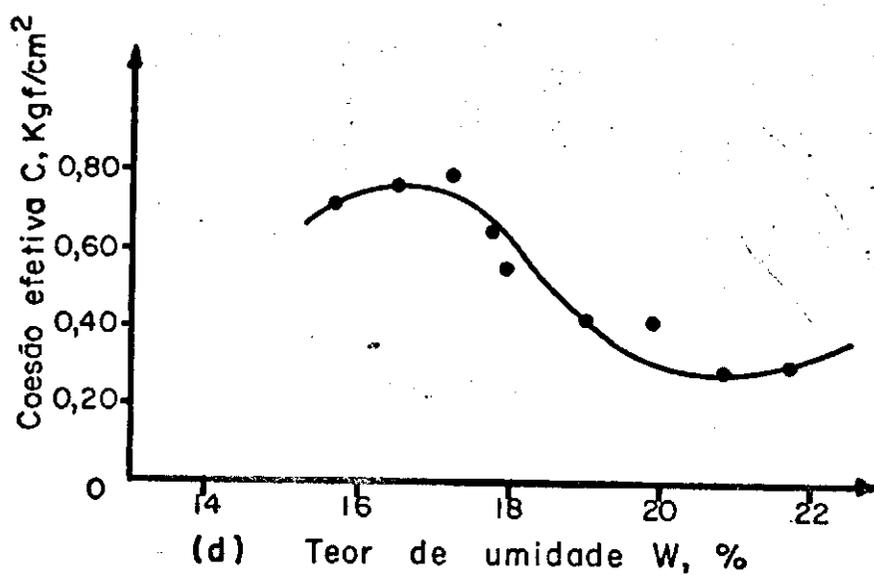
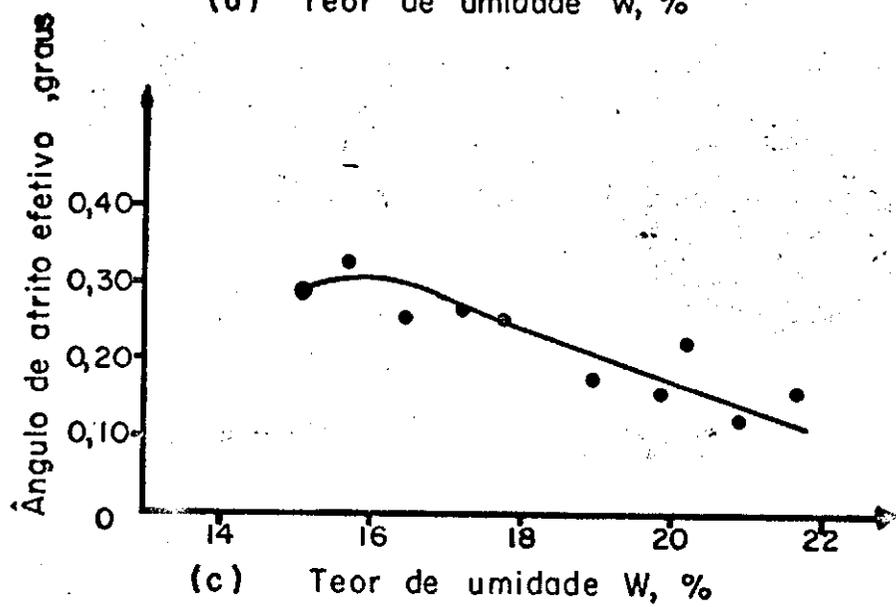
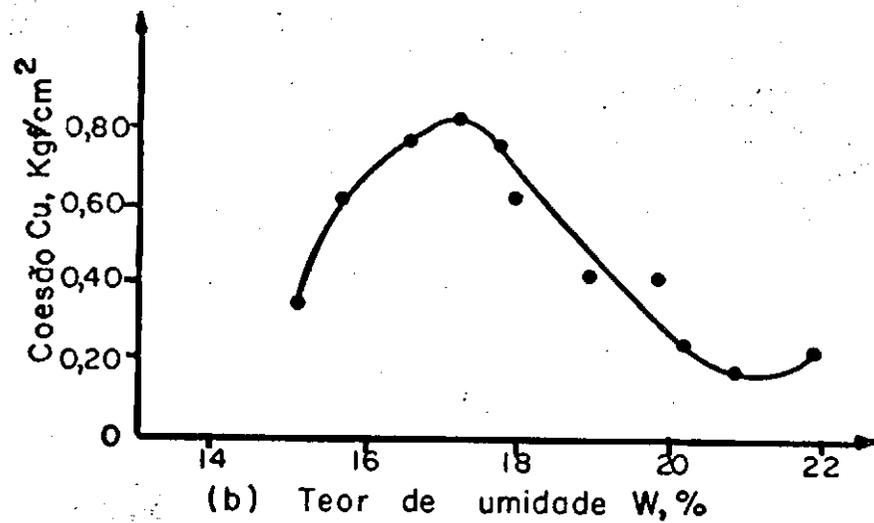
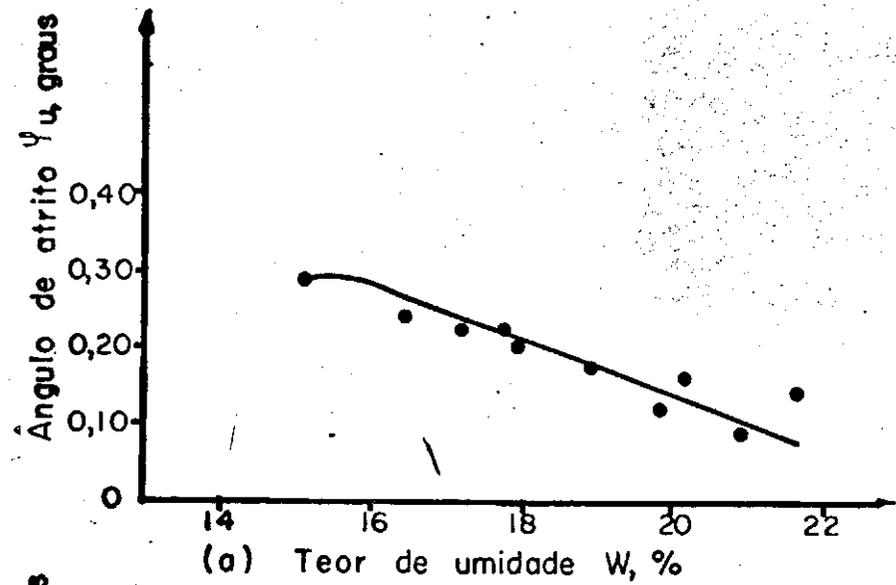
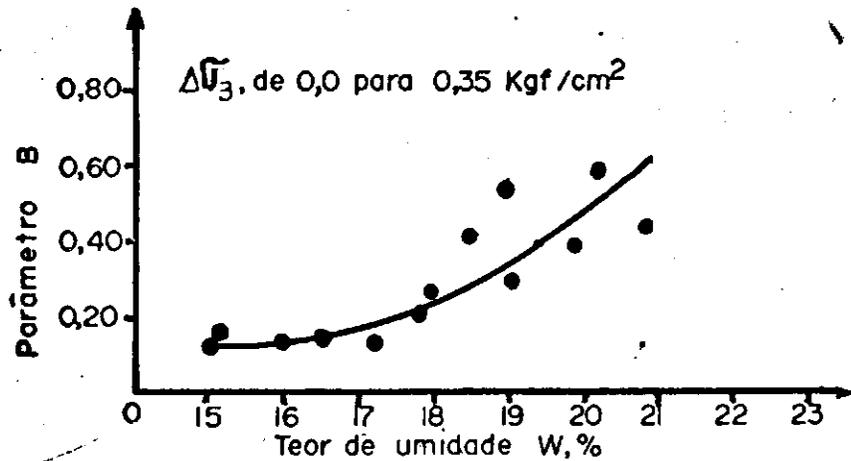


Figura 6.5a. Variação do parâmetro B de pressões neutras de Skempton, com o grau de saturação e teor de umidade de compactação, variação de tensão de 0,0 para 0,35 kgf/cm².

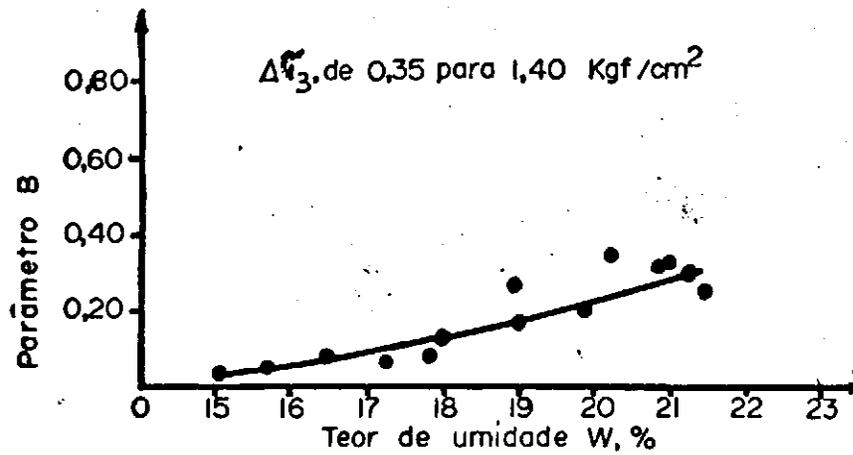
Figura 6.5b. Variação do parâmetro B de pressões neutras de Skempton, com o grau de saturação e teor de umidade de compactação, variação de tensão de 0,35 para 0,70 kgf/cm².

Figura 6.5c. Variação do parâmetro B de pressões neutras de Skempton, com o grau de saturação e teor de umidade de compactação, variação de tensão de 0,35 para 1,40 kgf/cm².

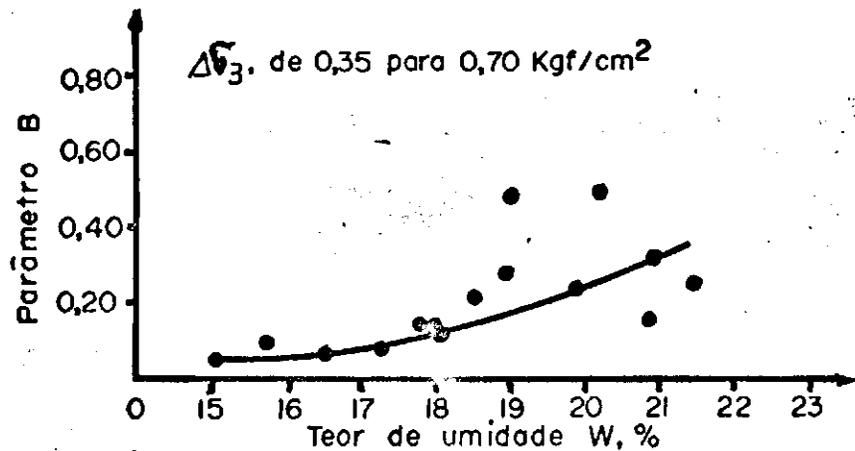
Figura 6.5d. Variação do parâmetro B de pressões neutras de Skempton com o grau de saturação e teor de umidade de compactação, variação de tensão de 0,35 para 2,10 kgf/cm².



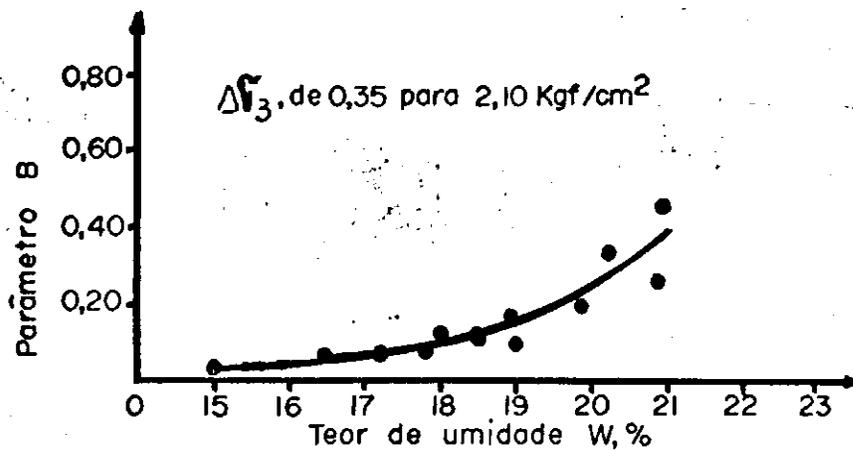
(a) Grau de saturação



(c) Grau de saturação



(b)



(d)

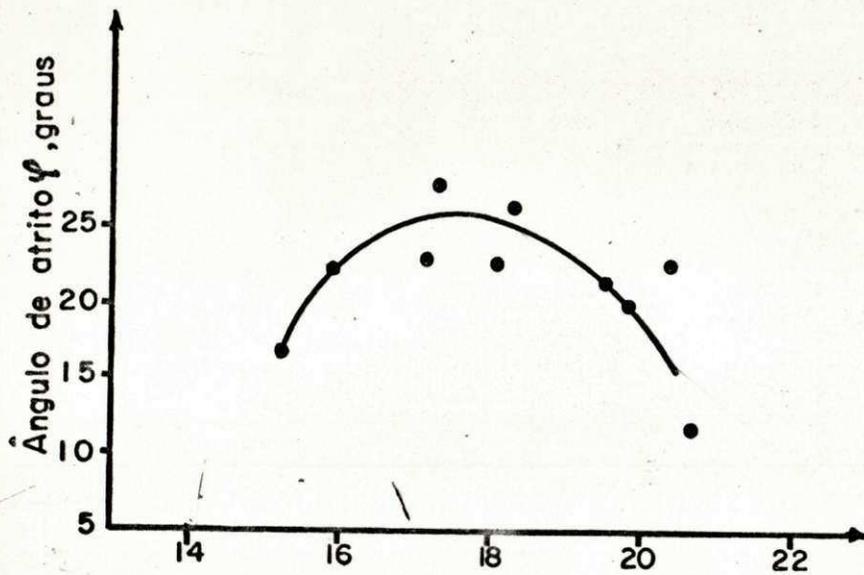
Figura 6.6a. Gráfico do ângulo de atrito ϕ_{cu} , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

Figura 6.6b. Gráfico da coesão C_{cu} , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

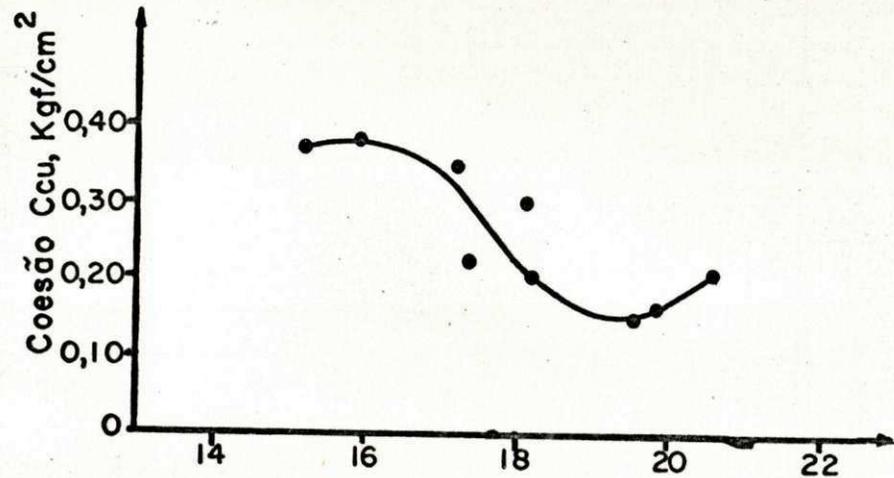
Figura 6.6c. Gráfico do ângulo de atrito ϕ_{cu} , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado, solo saturado.

Figura 6.6d. Gráfico da coesão efetiva C'_{cu} , versus teor de umidade de compactação w , ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

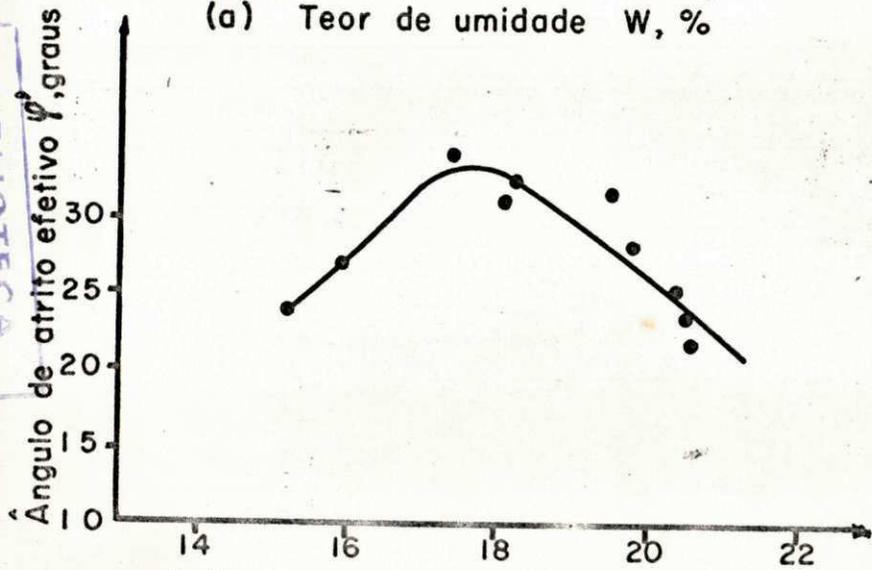
BIBLIOTECA
CENTRO DE CIÊNCIAS E
TÉCNOLOGIA



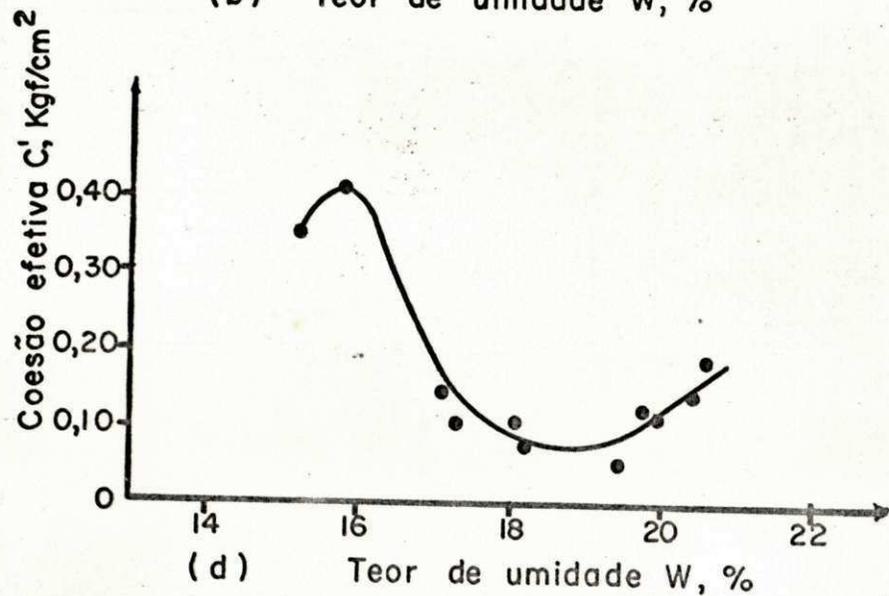
(a) Teor de umidade W, %



(b) Teor de umidade W, %



(c) Teor de umidade W, %



(d) Teor de umidade W, %

C A P Í T U L O V I I

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Introdução

Neste capítulo são discutidos os resultados obtidos durante a presente investigação, dando ênfase especial aos seguintes aspectos:

1. Classificação do solo estudado;
2. Características de compactação e sua influência sobre a resistência do solo ao cisalhamento;
3. Interpretação do comportamento mecânico do solo, quando submetido ao cisalhamento no ensaio triaxial;
4. Importância dos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos sob diferentes condições no ensaio triaxial.

Classificação do Solo

O principal problema enfrentado pelo engenheiro ao tentar usar um solo tropical vermelho intemperizado, como material de construção nas obras de terra ou como suporte de fundação, é não dispor de um sistema de classificação geral, relacionando as propriedades entrínsecas destes solos e seu comportamento de engenharia, assim a previsão do desempenho na engenharia, de um solo tropical vermelho intemperizado com um grau de precisão aceitável, ainda não é possível atualmente. Embora reconhecendo a magnitude do problema, pode-se afirmar que a falta de um sistema aceitável de classificação, deve-se principalmente a dois fatores, que são: a persistência em usar os princípios de mecânica dos solos que foram empiricamente obtidos,

principalmente em estudos de solos formados em regiões temperadas, e a escassez de dados, de detalhados estudos de correlações estatísticas entre as características de engenharia e as propriedades intrínsecas dos solos tropicais intemperizados. Não obstante encorajadores avanços têm sido feitos para obter classificações que sejam úteis nos trabalhos de engenharia, as quais são baseadas em aproximações estatísticas e características pedogenéticas (1, 14 e 33).

Este limitado estudo, não atende, é claro, ao propósito de uma classificação, mas usando os dados obtidos, pode-se enquadrar o solo dentro de uma classificação conhecida e então discutir suas propriedades de engenharia, principalmente em termos de resistência ao cisalhamento em função dos dois principais parâmetros que afetam a resistência dos solos compactados, que são o peso específico aparente seco e o teor de umidade de compactação.

As condições ambientais, a topografia da área onde o material foi formado e as condições climáticas, com alternâncias de ciclos de molhagem e secagem, apresentando acentuada diferença de umidade do período seco para o período chuvoso, associadas com as características de plasticidade ($LL = 32$ e $LP = 23$), o elevado valor da densidade real (2,95), o relativamente alto peso específico aparente seco (1860 kgf/m^3), a presença de caolinita como único argilo-mineral e o alto teor de óxidos de ferro na fração menor que 2 microns, permitem classificar este material como solo ferruginoso da classificação estatística da USAID (1). A implicação disto em termos qualitativos, é que este solo exibe melhores propriedades de engenharia que os outros, dos grupos ferralítico e ferri-solos.

Usando o esquema de classificação para a engenharia de Lohnes e Demirel (33), pode-se dizer que o solo aproxima-se dos "oxisols" e que suas propriedades de resistência ao cisalhamento são relativamente altas.

Aplicando o critério de classificação do D.N.E.R. (3), o solo tem uma razão sílica/sesquióxidos, S/R

BIBLIOTECA

CENTRO DE CIÊNCIA E
TECNOLOGIA

atrito, em tensões totais e efetivas e o teor de umidade, no ensaio não drenado. Entretanto é claro que relações lineares entre coesão e teor de umidade, nos resultados dos ensaios consolidados não drenados com solo saturado e não drenado com solo parcialmente saturado, é impossível, principalmente por causa do estranho comportamento apresentado pela coesão com o aumento do teor de umidade. Observa-se que a partir de certos teores de umidade, que variam com o tipo de ensaio (ver figuras 6.4b, 6.4d e 6.6b, 6.6d), o parâmetro coesão apresenta uma reversão; isto acrescido de uma interpretação dos gráficos de trajetórias das tensões, anteriormente citado, permitem uma interpretação do comportamento mecânico destes solos, o que será feito no próximo parágrafo.

Interpretação do Comportamento Mecânico do Solo Submetido a um Estado de Tensão

A maioria dos pesquisadores concordam que a propriedade que distingue os solos tropicais intemperizados é o grau de agregação destes, o qual depende de sua origem e formação. A convencional distribuição granulométrica dos solos deste tipo, mostra apenas a distribuição de tamanho das agregações que resistiram às tensões de manipulação e preparação das amostras. O fato de que estas agregações podem não manter sua integridade, sob diferentes campos de tensões é também reconhecido; alguns pesquisadores têm tentado obter, para circunstâncias particulares, os valores quantitativos das tensões, a partir dos quais a estrutura sofre colapso. Por exemplo Lohnes e Demirel (33) trabalhando com amostras não deformadas, destes solos, propõem um critério para se determinar a tensão de colapso, que é obtida a partir do ensaio de cisalhamento direto, como "a tensão normal média entre a maior tensão normal em que o solo exhibe comportamento de solo pré-consolidado e a mais baixa tensão normal para exhibir comportamento de solo normalmente consolidado". Para o caso deste estudo o critério não é

aplicável porque trata-se de solo amolgado compactado. Como foi dito anteriormente os diagramas tensão-deformação apresentam claramente uma aparente indicação de que o solo em estudo comporta-se como normalmente consolidado, entretanto uma análise detalhada dos diagramas p-q, indica que o comportamento do solo até um certo nível de deformação aproxima-se do de um material pré-consolidado ou do de um solo granular sem coesão. Esta aparente contradição parece ser explicada no momento, apenas em termos qualitativos, considerando-se também a reversão incomum do parâmetro coesão com o aumento do teor de umidade (ver figuras 6.4 e 6.6).

O parâmetro A de pressões neutras mostrado na tabela 7.2, para tensões correspondentes a 3% de deformação, tem valores muito próximo de zero, observando-se que os valores mínimos coincidem com os mais altos pesos específicos aparentes secos. Este fato, complementado com os baixos valores de A no diagrama p-q, antes da trajetória das tensões alcançar a reversão, tende a indicar que os acréscimos sofridos pela pressão neutra são muito pequenos, bem como os acréscimos de volume associados a este tipo de comportamento. Depois de um certo valor de q, valor que cresce quando cresce o teor de umidade de compactação do solo, surge um brusco acréscimo no valor da pressão neutra o que parece indicar o nível de tensão do colapso da estrutura, para o correspondente teor de umidade. O fato de que pouco antes do colapso os valores de A são tão pequenos indica que a pressão neutra não cresce como seria o normal, nos solos normalmente consolidados. A explicação oferecida para este comportamento é que em solos do tipo estudado, a frequência da distribuição do tamanho dos poros é bi-modal, isto foi mostrado por Coleman (22) e mais explicitamente por Tsuji (35); esta distribuição bi-modal corresponde aos vazios "inter-agregações" e "intra-agregações". Baseados em estudos com auxílio do microscópio eletrônico de varredura, Cabrera e Malomo (36) sustentam que grande número dos vazios "intra-agregações" não são interligados (ver figuras 7.6a e 7.6b), assim, teoriza-se aqui que, a ocorrência do

colapso da estrutura expõe ao contato com a água, um certo volume de vazios "intra-agregações", cujo efeito é criar uma pressão neutra negativa, daí a pressão neutra total que deveria crescer por causa do colapso, é diminuída pelo efeito da sucção provocada pela exposição dos vazios "intra-agregação". Esta interpretação qualitativa do comportamento mecânico do solo estudado, pode ser ainda reforçado considerando-se a reversão de tendência sofrida pelo parâmetro coesão com o aumento do teor de umidade. Pode-se concluir que há uma íntima relação entre nível de tensão e teor de umidade de compactação, assim a resistência individual das agregações depende em grande parte de seus teores de umidade. Por esta razão o fenômeno ocorrendo associado com o teor de umidade é importante em si e também como um complemento à interpretação mecânica do comportamento do solo.

As relações entre coesão e teor de umidade (ver figuras 6.4 e 6.6), apresentam uma estranha diferença em relação à tendência normal, principalmente a relação coesão efetiva teor de umidade no ensaio consolidado não drenado (figura 6.6d), isto é a coesão decresce com o aumento do teor de umidade e a partir de um certo ponto passa a crescer novamente. Inicialmente quando estes resultados foram sendo obtidos, pensou-se que eles não mostravam uma tendência verdadeira, entretanto um extensivo número de ensaios dentro do intervalo de umidade onde a reversão ocorre confirmaram esta tendência. A interpretação qualitativa deste comportamento é novamente atribuída no colapso da estrutura e pode ser explicado em termo das características estruturais peculiares a este tipo de solo. A figura 7.7a mostra esquematicamente as agregações sob um campo de tensões, a um certo teor de umidade. Neste nível de tensões as agregações mantêm suas identidades e a estrutura mostra claramente os vazios "intra" e "inter-agregações" muitos dos quais não formam canais contínuos (não se interligam); quando o nível de tensões é elevado (ver figura 7.7b), as agregações se rompem e o sistema resultante apresenta uma nova distribuição de tamanho de vazios, com poros cujos diâme

tros médios são substancialmente menores, isto tem como efeito mecânico, um incremento na coesão porque desenvolve-se pressões neutras negativas (sucção), nos poros menores que estavam envolvidos nas agregações. Este modelo tenta explicar qualitativamente, porque neste solo a coesão cresce com o incremento do teor de umidade, quando um certo teor de umidade é atingido. Este teor de umidade é o crítico, no qual o colapso da estrutura ocorre para o nível de tensão do ensaio.

A confirmação quantitativa deste modelo pode ser tentada a partir do ensaio de cisalhamento direto, o que é recomendado para pesquisas futuras. Teorizando sobre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, que deveriam ser conduzidos com incrementos da tensão normal, pode-se dizer que se o mecanismo do comportamento descrito se confirmar, os resultados do ensaio de cisalhamento direto deverão confirmar o esquema da figura 7.8 onde duas envoltórias distintas deve aparecer, isto porque depois do colapso o solo exibe diferentes propriedades de resistência. O intervalo crítico de tensões normais, além do mais, decresceria com o acréscimo dos valores de umidade de compactação.

Importância dos Parâmetros de Resistência Obtidos Pelos Vários Tipos de Ensaio Triaxiais

Segundo Lambe (8), embora não seja fácil estabelecer regras rígidas para as diferenças relativas entre resistência ao cisalhamento drenada e não drenada, para solo normalmente consolidado ensaiado a compressão triaxial (σ_1 crescendo com σ_3 constante), os valores dos parâmetros de resistência, consolidados drenados são em geral maiores que os valores de ensaio consolidados não drenados. Para solos pré-consolidados os ensaios consolidados não drenados e os drenados dão valores de resistência, em geral da mesma ordem de grandeza. Para o caso deste estudo, são feitas algumas comparações entre as grandezas dos valores de coesão obtidos em tensões totais e em tensões efetivas. As

Variações entre ângulos de atrito total e efetivo mostram que em todas as modalidades de ensaio o ângulo em tensões efetivas foi sempre maior, que em tensões totais.

As relações entre coesão em tensões totais C_u , e tensões efetivas C'_u , para os ensaios não drenados sobre solos parcialmente saturados, são mostrados na figura 7.9a. Como pode ser visto os pontos distribuem-se em torno da reta de 45° mostrando que não há grandes diferenças entre C_u e C'_u . Isto pode ser integralmente aceito, pois a influência da pressão neutra é pequena, fato que é confirmado pelos baixos valores do parâmetro B de pressões neutras, mostrado na figura 6.5 do capítulo anterior. Os valores do parâmetro B são, é claro, associados com o grau de saturação dos corpos de prova, como o grau de saturação máximo atingido na compactação foi de apenas 91%, assim se explica os baixos valores atingidos pelo parâmetro B e a pequena influência da pressão neutra.

Os dados da coesão não drenada C_{cu} e da coesão efetiva C'_{cu} para o ensaio consolidado não drenado com solo saturado (ver figura 7.9b), indicam que em geral a coesão não drenada C_{cu} tem valores substancialmente maiores que C'_{cu} , exceto para os corpos de prova de maiores teores de umidade de compactação. Esta particularidade apresentada para os teores de umidade mais altos, é uma consequência do mecanismo de comportamento discutido no subcapítulo precedente.

Como já foi dito no capítulo 6, os ensaios drenados com solos saturados, foram realizados usando apenas um corpo de prova para cada teor de umidade, ensaiando-o a três diferentes estágios de confinamento, isto é, o valor de σ_3 inicialmente aplicado é mantido constante enquanto σ_1 é incrementado até haver uma mudança de direção na curva tensão-deformação (ver figura A.3 do apêndice A). Neste ponto incrementa-se σ_3 para um valor mais alto, pros

seguindo-se o ensaio até nova mudança de inclinação na curva tensão-deformação, onde novamente incrementa-se σ_3 e prossegue-se o ensaio (7); desta maneira a resistência ao cisalhamento pode ser obtida com um único corpo de prova, e considerável economia de tempo. Como estes ensaios foram somente exploratórios, sua validade deverá ser testada, realizando ensaios drenados normais sobre solo saturado. Os resultados obtidos relacionando C' (ensaio drenado normal), com C' de tres estágios, seriam em teoria coincidentes, se o ensaio em 3 estágios for aplicável para o solo em questão. O gráfico da figura 7.9c mostra claramente que para os poucos pontos obtidos, há uma apreciável diferença entre C'_{cu} e C' de tres estágios, mesmo assim para estes limitados resultados a validade do ensaio em 3 estágios é questionável. Entretanto acredita-se que seria necessário um programa de ensaios mais extenso para confirmar esta validade.

Um dos aspectos de maior interesse do ponto de vista prático é o uso dos parâmetros de resistência para estimar a capacidade destes solos, de suportar cargas. Assim para este estudo foi decidido testar a capacidade de carga usando o critério de Terzaghi (37), para uma fundação circular superficial e também o critério sugerido por McLeod (38), para determinar a resistência ao cisalhamento de camadas de pavimentos.

Usando a fórmula de Terzaghi foram plotadas a capacidade de carga contra teor de umidade de compactação, para os casos de ensaios drenados e não drenados com solos parcialmente saturados, e ensaio consolidados não drenados com solos saturados. Estas relações são mostradas nas figuras 7.10a, 7.10b e 7.10c respectivamente. É interessante notar que nos teores de umidade mais altos de compactação, a influência de drenagem ou não drenagem, tanto quanto do estado de saturação sobre a capacidade de carga máxima, é muito pequena. Por exemplo a uma umidade de compactação de 20% o valor da capacidade de carga é:

Solo parcialmente saturado, drenado 5 kgf/cm²

Solo parcialmente saturados, não drenado
5 kgf/cm²

Solo saturado, consolidado não drenado 4 kgf/
/cm².

Os gráficos mostram um fato muito importante: Para as condições deste pesquisa, com o crítico de Terzaghi, o teor de umidade de moldagem é mais importante que as condições de drenagem e estado de saturação.

O método sugerido por McLeod para a determinação da carga de ruptura de materiais de pavimento é de grande interesse prático, não obstante o fato de ser um pouco conservador, por desprezar parte do suporte lateral dos materiais adjacentes, no cálculo da capacidade de carga, considerando somente o suporte lateral da coesão do material. Para mostrar quantitativamente os valores da capacidade de carga do solo estudado, sob as condições mais disfavoráveis e também suas potencialidades como material de base e sub-base de pavimentos, foi plotado um gráfico (figur 7.11), onde o plano representado pelos parâmetros C'_{cu} ϕ'_{cu} é dividido por linhas de tensão principal maior constante (neste caso $\sigma_1 = C'_{te}$, representa as tensões transmitidas pelas cargas verticais). Este gráfico mostra que, para todos os teores de umidade de compactação usados, exceto um ponto, o solo está apto a resistir 1,0 kgf/cm² e que para um teor de umidade de 15,88% (ver tabela 7.3), a capacidade máxima de carga seria maior que 4 kgf/cm².

O resultado desta discussão, de um ponto de vista prático, é que o solo estudado pode ser considerado adequado como material, não somente para fundações de estruturas, mas também como parte de estruturas de pavimentos.

W %	γ_s kgf/cm ²	C' experimental kgf/cm ²	C' da C. Comp. kgf/cm ²	$\Delta C'$ kgf/cm ²
15,12	1748	0,285	0,290	-0,005
15,68	1820	0,370	0,285	-0,015
16,43	1805	0,350	0,380	-0,030
17,21	1851	0,530	0,545	-0,015
17,74	1864	0,600	0,600	0,000
17,96	1861	0,580	0,575	+0,005
18,93	1833	0,445	0,430	+0,015
19,84	1793	0,330	0,320	+0,010
20,18	1756	0,280	0,295	-0,015
20,80	1784	0,300	0,285	+0,015
21,63	1727	0,290	0,235	+0,005
Desvio médio				0,0027

TABELA 7.1. Ensaio triaxial não drenado, solo parcialmente saturado

W %	γ_s kgf/cm ²	$\sigma_3 = 1,0$ kgf/cm ²	$\sigma_3 = 1,6$ kgf/cm ²	$\sigma_3 = 2,2$ kgf/cm ²
		A	A	A
15,20	1744	0,171	0,261	0,260
15,88	1812	0,102	-	0,158
17,18	1857	0,096	0,174	0,212
17,34	1849	0,058	0,084	0,113
18,10	1858	0,078	0,254	0,287
18,21	1857	0,050	-	0,132
19,48	1825	0,168	0,218	0,284
19,80	1799	0,268	0,338	0,350
20,37	1799	0,207	-	0,203
20,52	1809	0,168	0,156	0,163
20,59	1769	0,186	0,360	0,463

TABELA 7.2. Ensaio consolidado não drenado, solo saturado.

W %	γ_s kgf/cm ³	C' kgf/cm ²	ϕ' graus	q_{ult} kgf/cm ²	σ_1 kgf/cm ²
15,20	1,744	0,357	24,0	8,430	3,7089
15,88	1,812	0,388	27,0	10,708	4,6380
17,18	1,857	0,122	33,3	7,346	2,0050
17,34	1,849	0,102	34,7	7,451	1,8082
18,10	1,858	0,102	31,6	5,218	1,5337
18,21	1,857	0,082	32,6	5,185	1,3000
19,48	1,825	0,051	29,7	2,529	0,6962
19,80	1,799	0,122	28,5	4,724	1,5688
20,37	1,790	0,143	25,7	3,890	1,6071
20,52	1,809	0,296	24,1	7,039	3,087
20,59	1,769	0,184	22,1	3,820	1,7525

TABELA 7.3. Ensaio consolidado não drenado, solo saturado.

Figura 7.1. Gráfico mostrando as relações entre ângulo de atrito efetivo ϕ , coesão efetiva e o peso específico aparente seco, ensaio triaxial não drenado, solos parcialmente saturado.

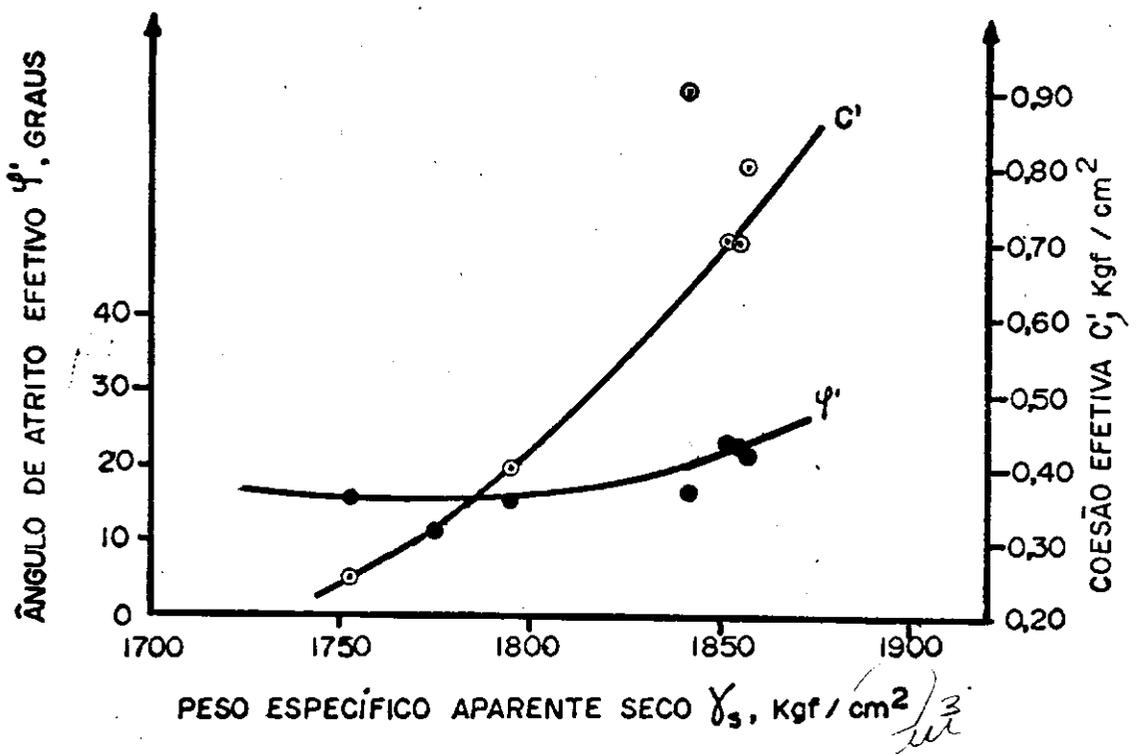


Figura 7.2a. Diagrama p-q, mostrando a trajetória das tensões, para um teor de umidade de compactação $w = 15,20\%$, em saio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

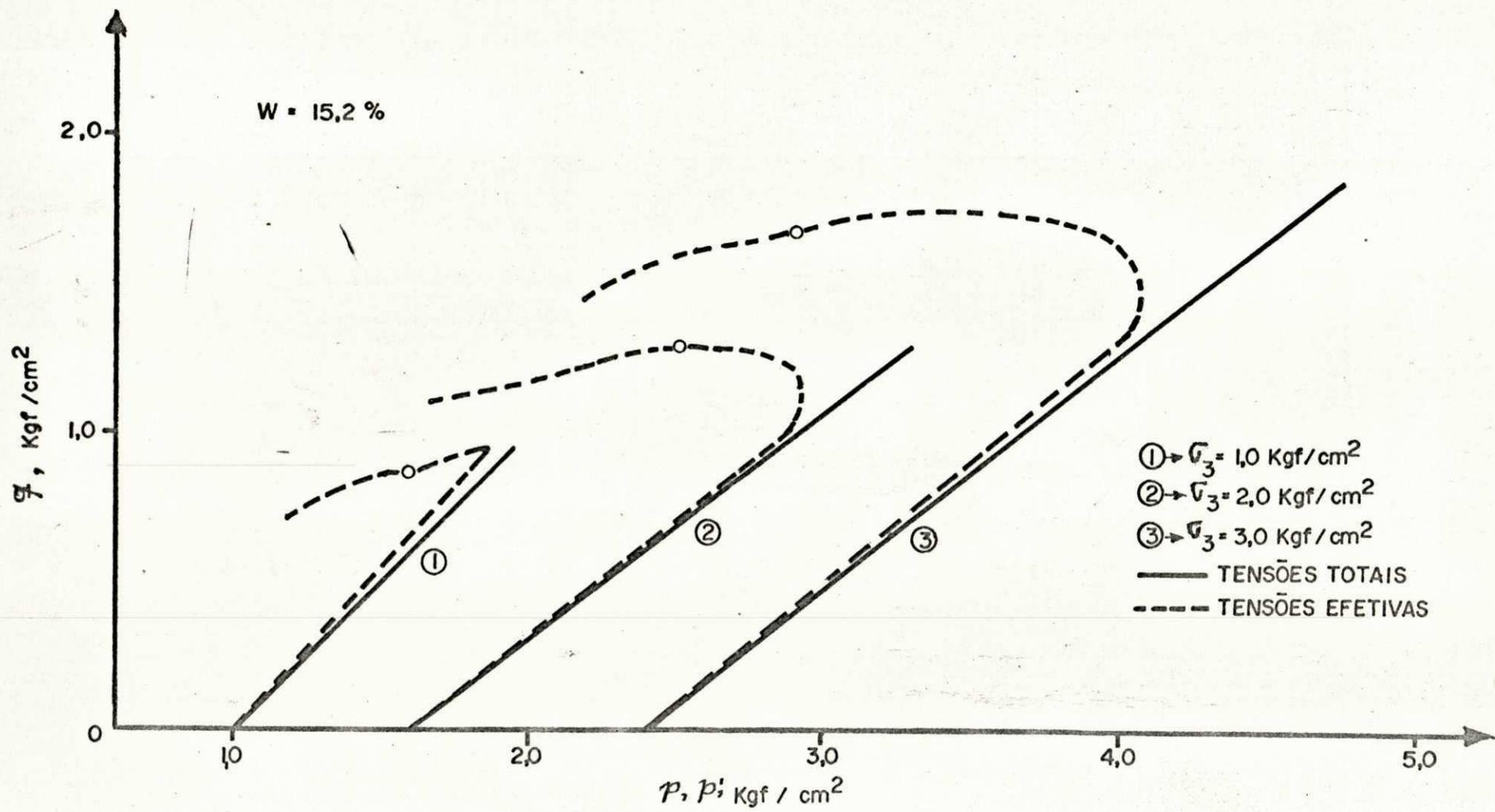


Figura 7.2b. Diagrama p-q, mostrando a trajetória das tensões para o teor de umidade de compactação $w = 17,18\%$, em saio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

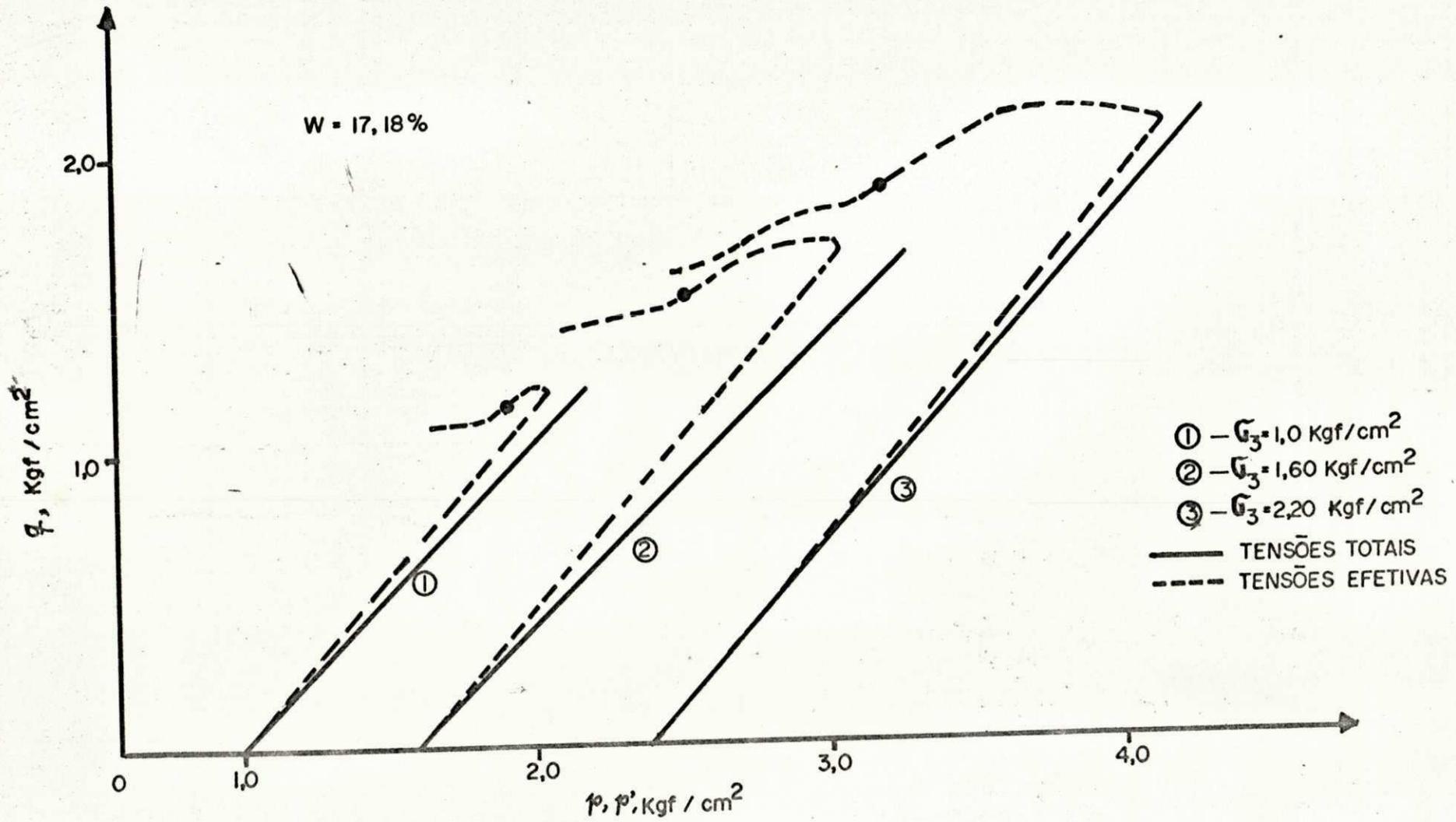


Figura 7.2c. Diagrama p-q, mostrando a trajetória das tensões para o teor de umidade de compactação $w = 18,10\%$, em saio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

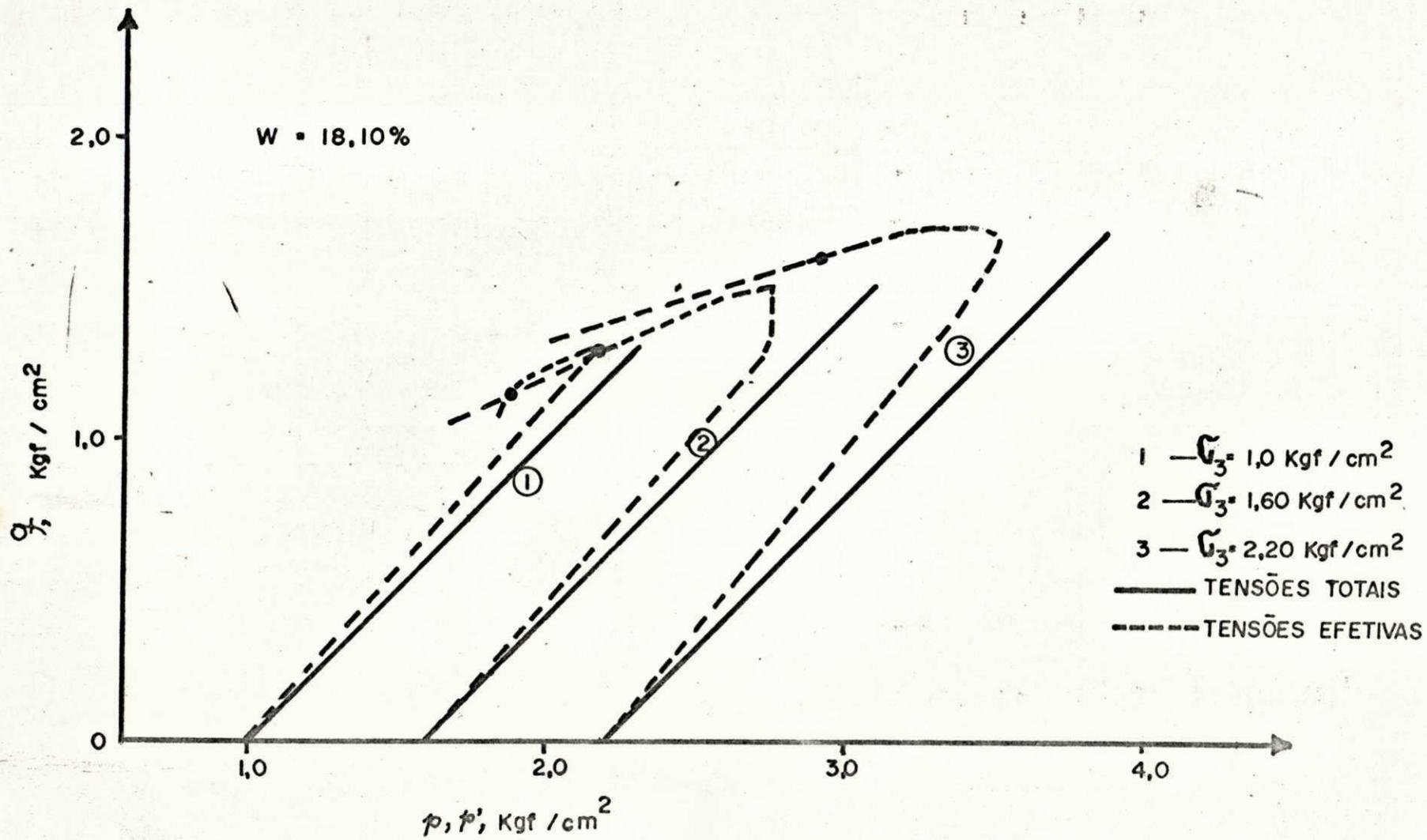
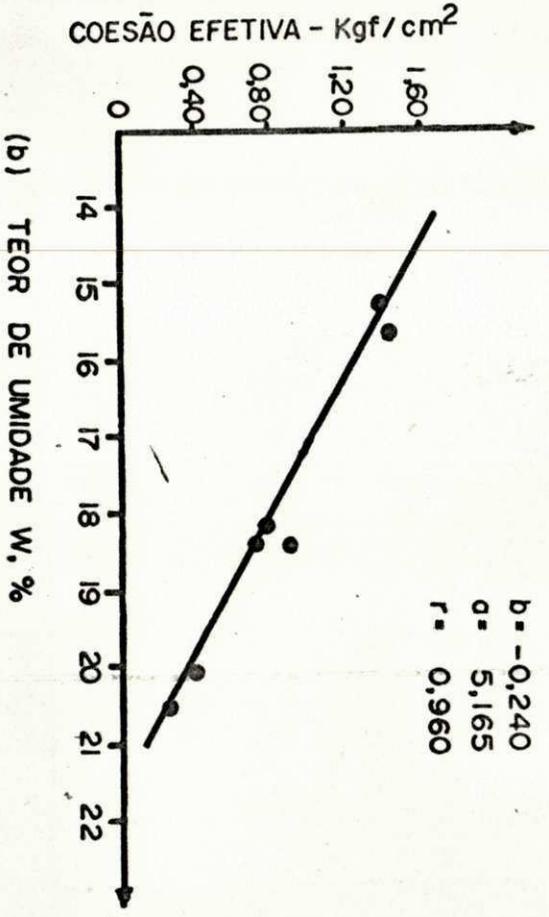
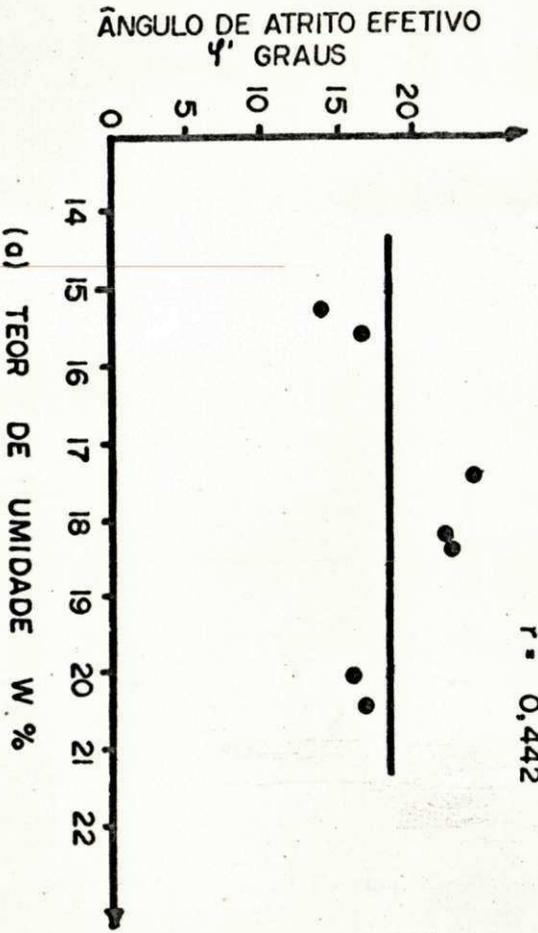


Figura 7.3a. Reta de regressão calculada para os valores do ângulo de atrito efetivo ϕ' e teores de umidade de umidade de compactação w , ensaio triaxial drenado, solo parcialmente saturado.

Figura 7.3b. Reta de regressão calculada para os valores da coesão efetiva C' e teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial drenado, solo parcialmente saturado.



7.3c. Reta de regressão calculada para os valores do ângulo de atrito efetivo ϕ' e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial drenado em 3 estágios de confinamento, para um único corpo de prova, solo saturado.

7.3d. Reta de regressão calculada para os valores da coesão efetiva C' e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial drenado em 3 estágios de confinamento, para um único corpo de prova, solo saturado.

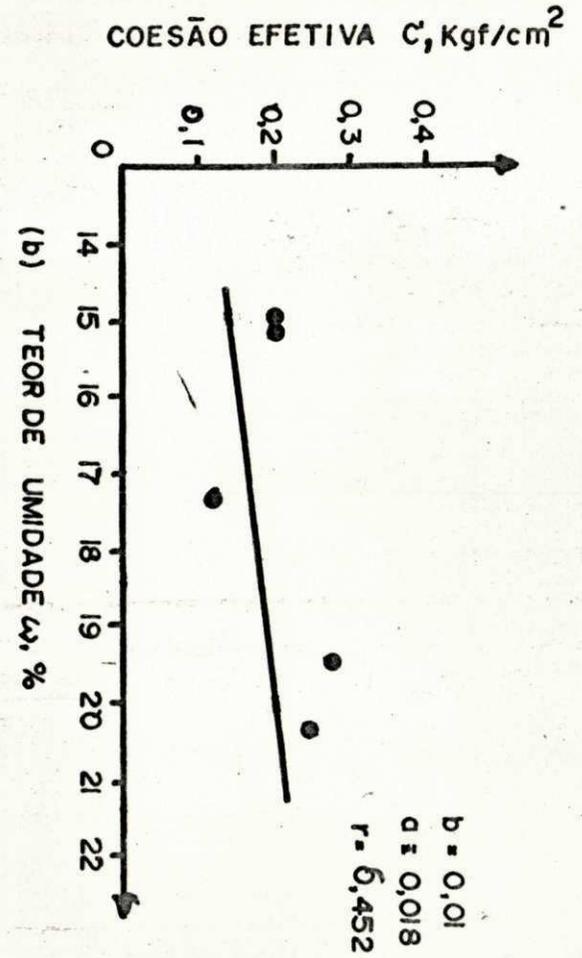
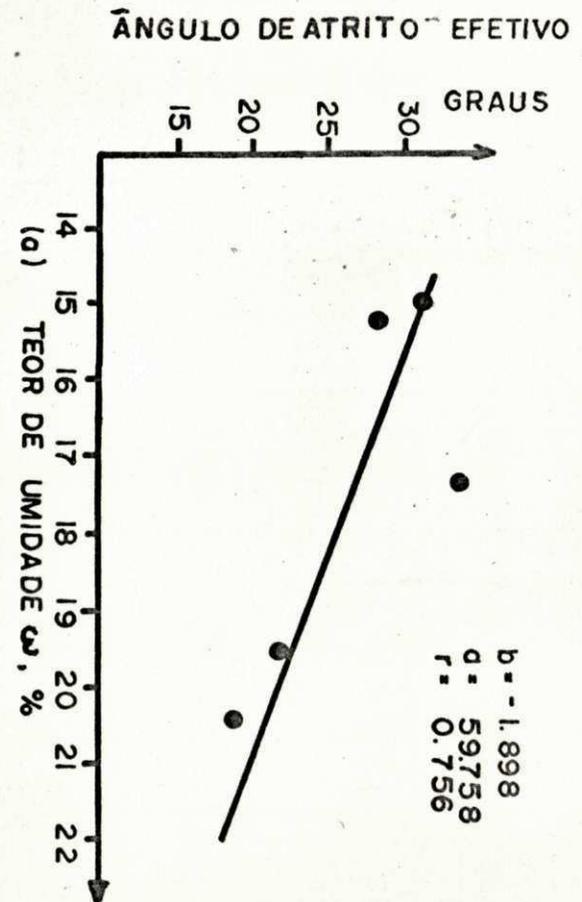


Figura 7.4a. Reta de regressão calculada para os valores do ângulo de atrito ϕ_{cu} e dos teores de umidade de compactação, ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

Figura 7.4b. Reta de regressão calculada para os valores da coesão C_{cu} e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

Figura 7.4c. Reta de regressão calculada para os valores do ângulo de atrito efetivo ϕ'_{cu} e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

Figura 7.4d. Reta de regressão calculada para os valores da coesão efetiva C'_{cu} e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

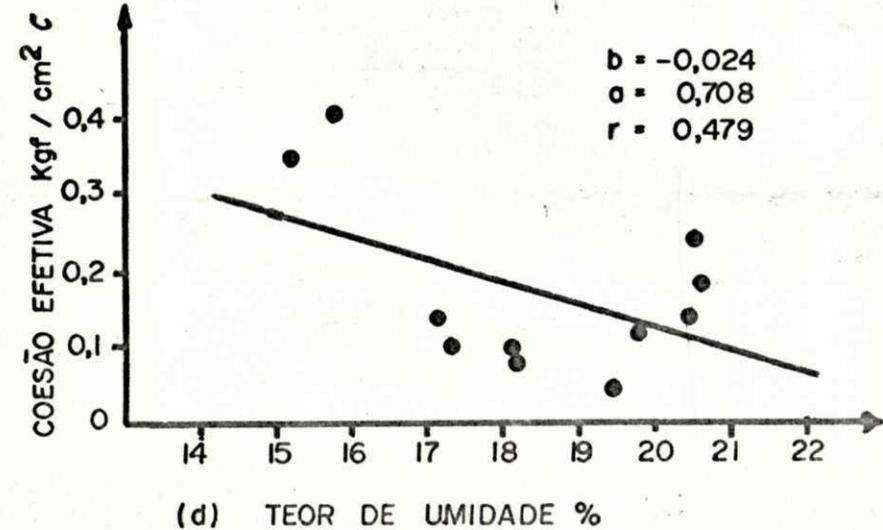
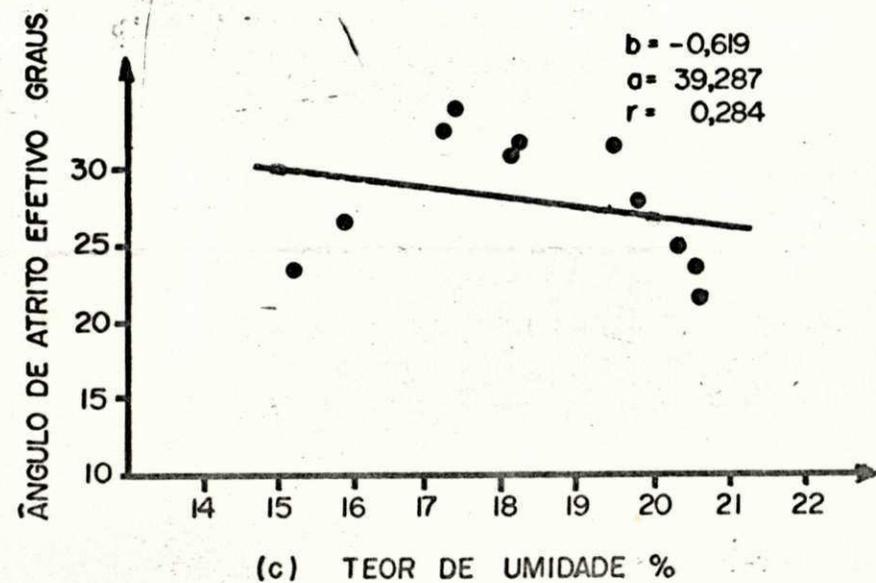
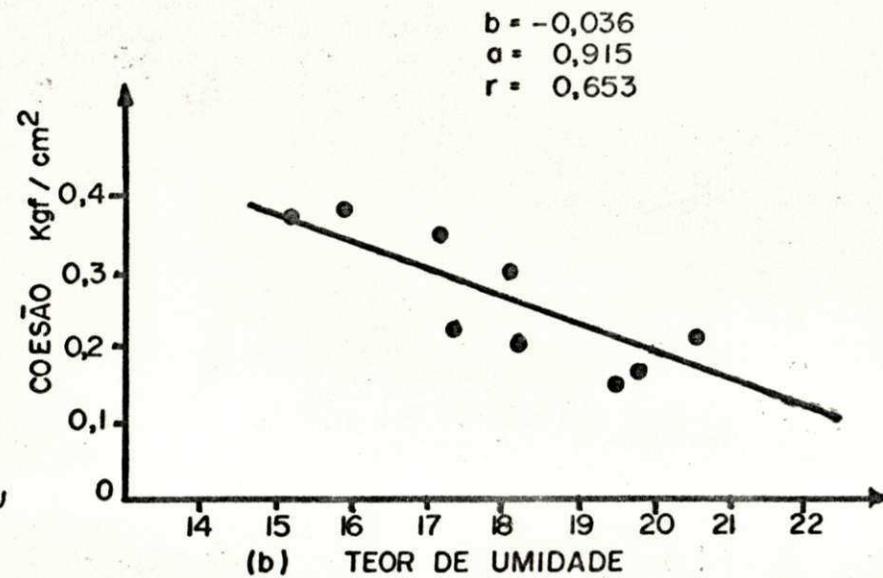
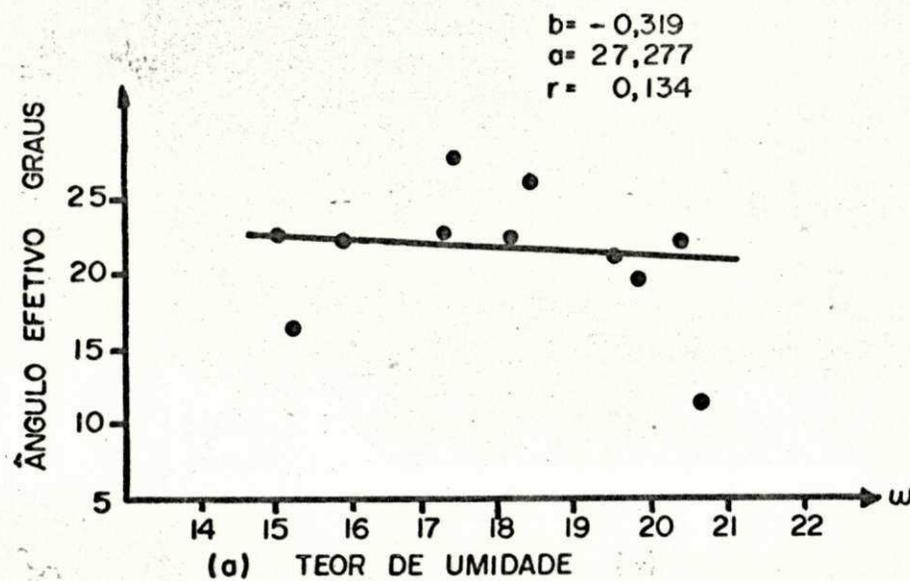
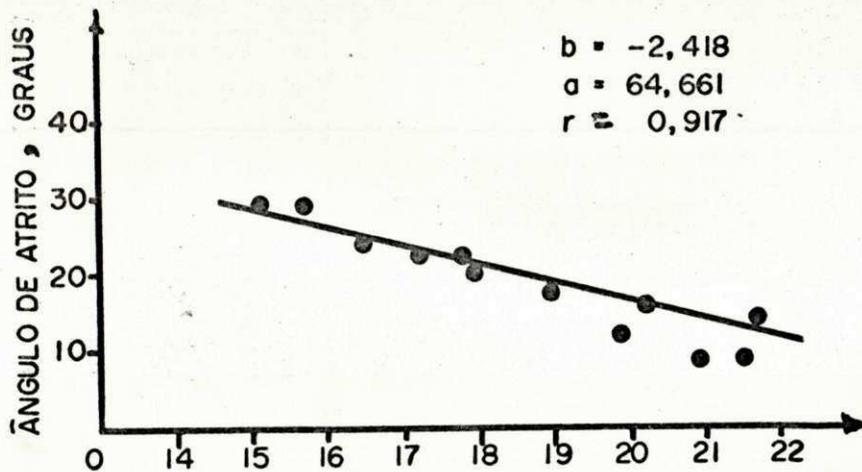


Figura 7.5a. Reta de regressão calculada para os valores do ângulo de atrito ϕ_u dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado, solo parcialmente saturado.

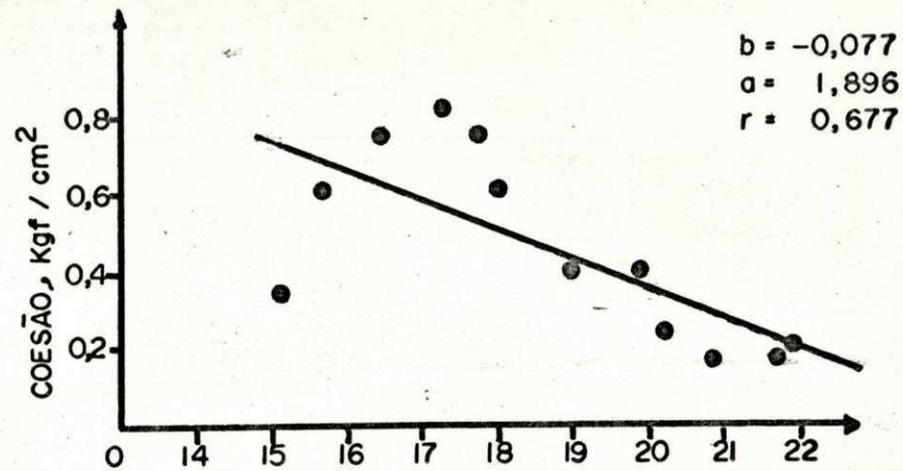
Figura 7.5b. Reta de regressão calculada para os valores da coesão C_u e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado, solo parcialmente saturado.

Figura 7.5c. Reta de regressão calculada para os valores do ângulo de atrito efetivo ϕ_u' e dos teores de umidade de compactação w , ensaio triaxial não drenado, solo parcialmente saturado.

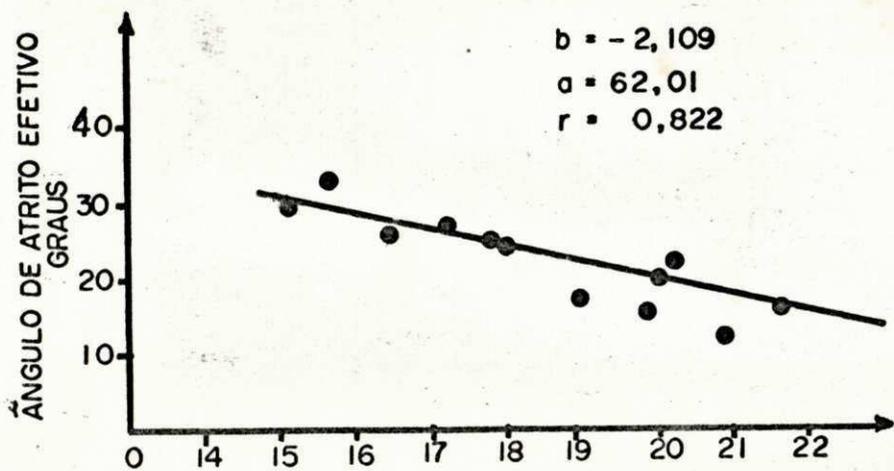
Figura 7.5d. Reta de regressão calculada para os valores da coesão efetiva C_u' e dos valores dos teores de umidade w , ensaio triaxial não drenado, solo parcialmente saturado.



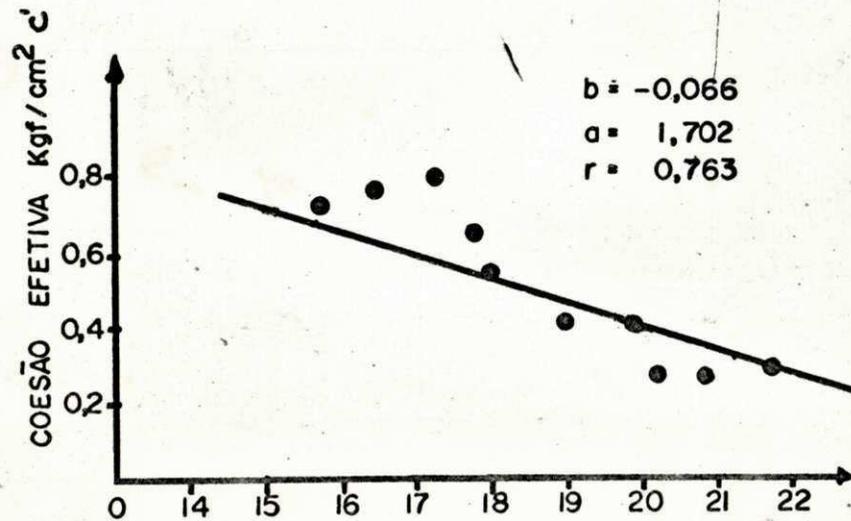
(a) TEOR DE UMIDADE %



(b) TEOR DE UMIDADE %



(c) TEOR DE UMIDADE, %



(d) TEOR DE UMIDADE, %

Figura 7.6a. Fotografia feita através do microscópio eletrônico de varredura, mostrando a micro-estrutura do solo, onde aparecem vazios "inter-agregações" e vazios "intra-agregações" não interligados. (36).

Figura 7.6b. Fotografia feita através do microscópio eletrônico de varredura, mostrando detalhes ampliados dos vazios "intra-agregações". (36).

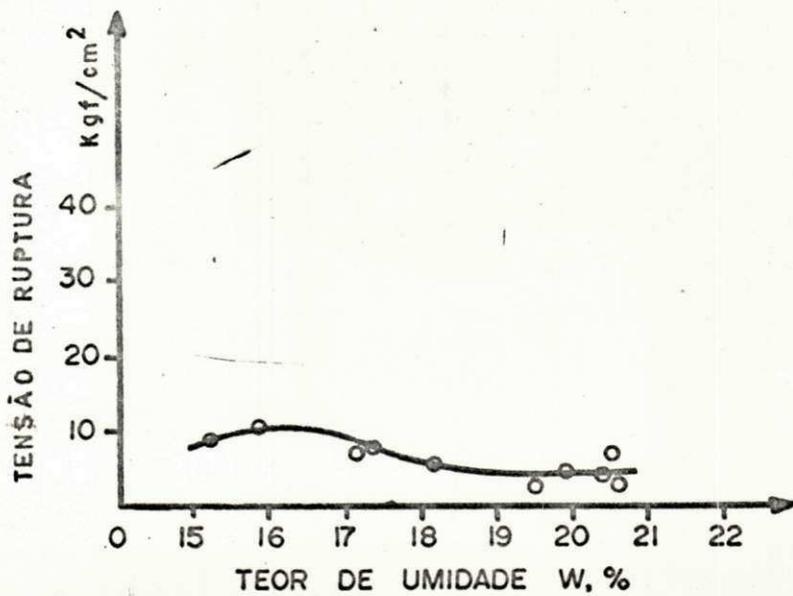
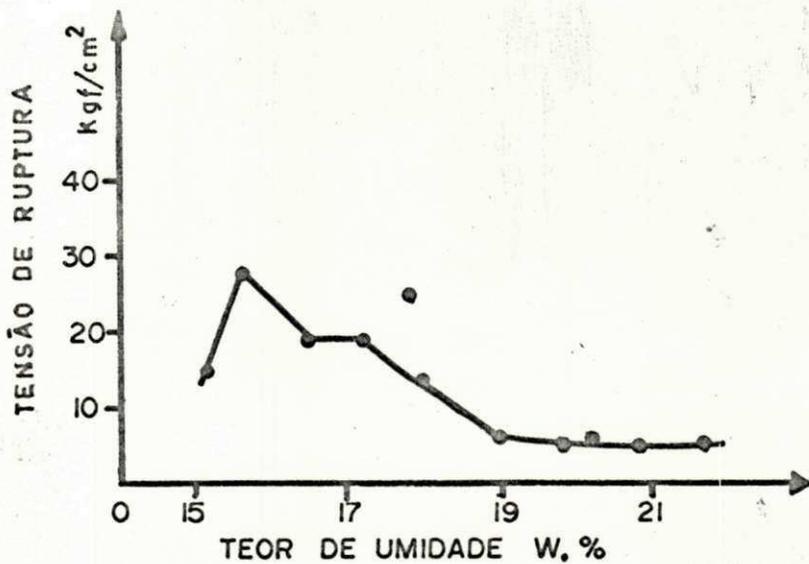
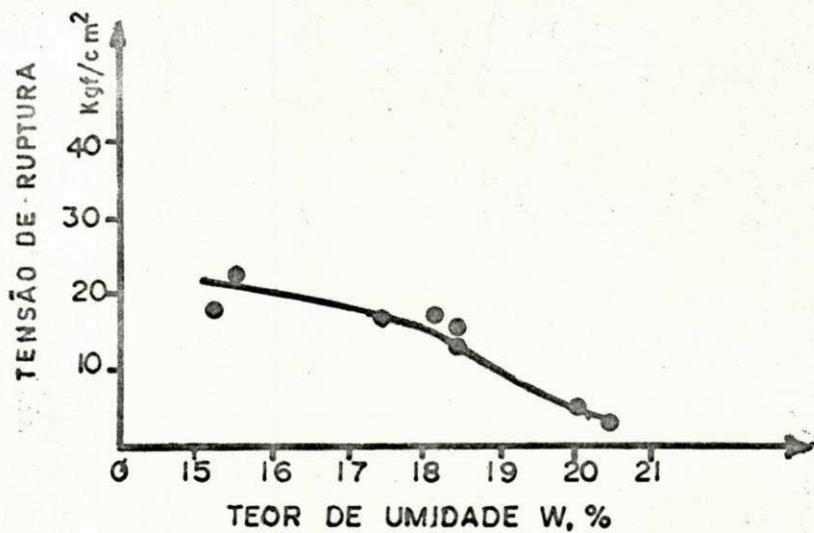


Figura 7.7a. Esquema da micro-estrutura do solo antes do colapso, onde as agregações ainda conservam sua integridade física, apresentando vazios "inter" e "intra-agregações."

Figura 7.7b. Esquema da micro-estrutura do solo após o colapso, o rompimento das agregações provoca uma nova distribuição do tamanho dos vazios.

Figura 7.8. Esquema do comportamento do solo no ensaio de cisalhamento direto, mostrando o intervalo crítico de tensões e duas envoltórias distintas, uma antes do colapso e outra correspondendo ao comportamento após o colapso.

Figura 7.9a. Posição da reta de 45° em relação aos pontos da coesão C_u contra a coesão efetiva C'_{cu} ensaio triaxial não drenado, solo parcialmente saturado.

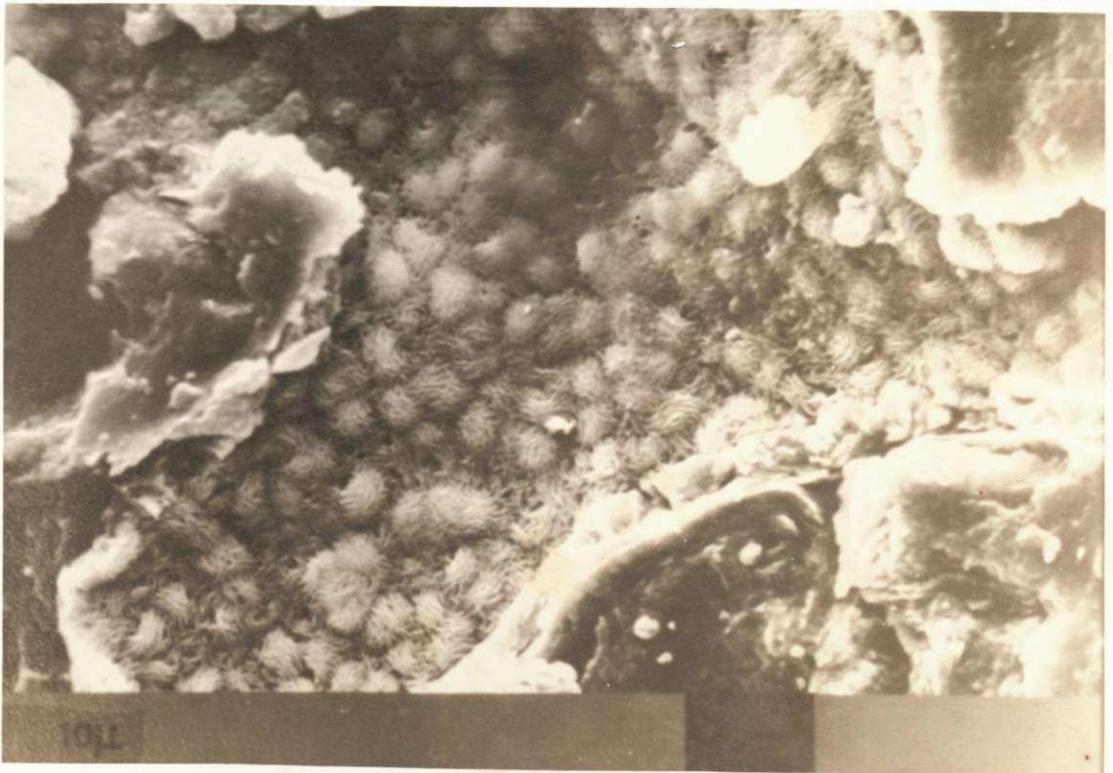
Figura 7.9b. Posição da reta de 45° em relação aos pontos da coesão C_{cu} contra a coesão efetiva C'_{cu} ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.

Figura 7.9c. Posição da reta de 45° em relação aos pontos da coesão efetiva C'_{cu} contra a coesão efetiva C' do ensaio triaxial em 3 estágios de confinamento, solo saturado.

Figura 7.10a. Gráficos da tensão de ruptura de Terzaghi, q_{ult} , contra teor de umidade de compactação w , dados do ensaio triaxial drenado, solo parcialmente saturado.

Figura 7.10b. Gráfico da tensão de ruptura de Terzaghi, q_{ult} , contra teor de umidade de compactação w , dados do ensaio triaxial não drenado, solo saturado.

Figura 7.10c. Gráfico da tensão de ruptura de Terzaghi, q_{ult} , contra teor de umidade de compactação w , dados do ensaio triaxial consolidado não drenado, solo saturado.



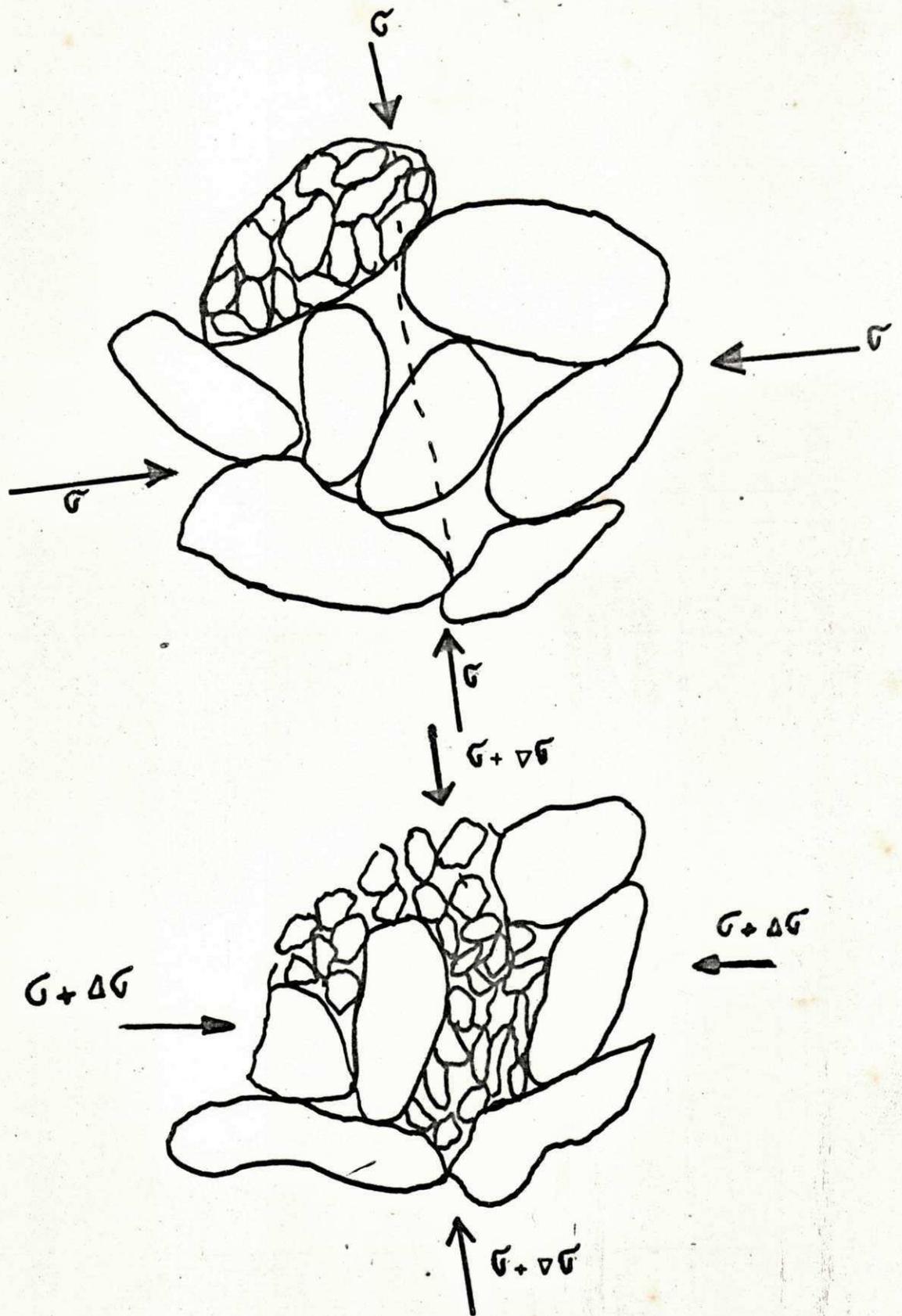
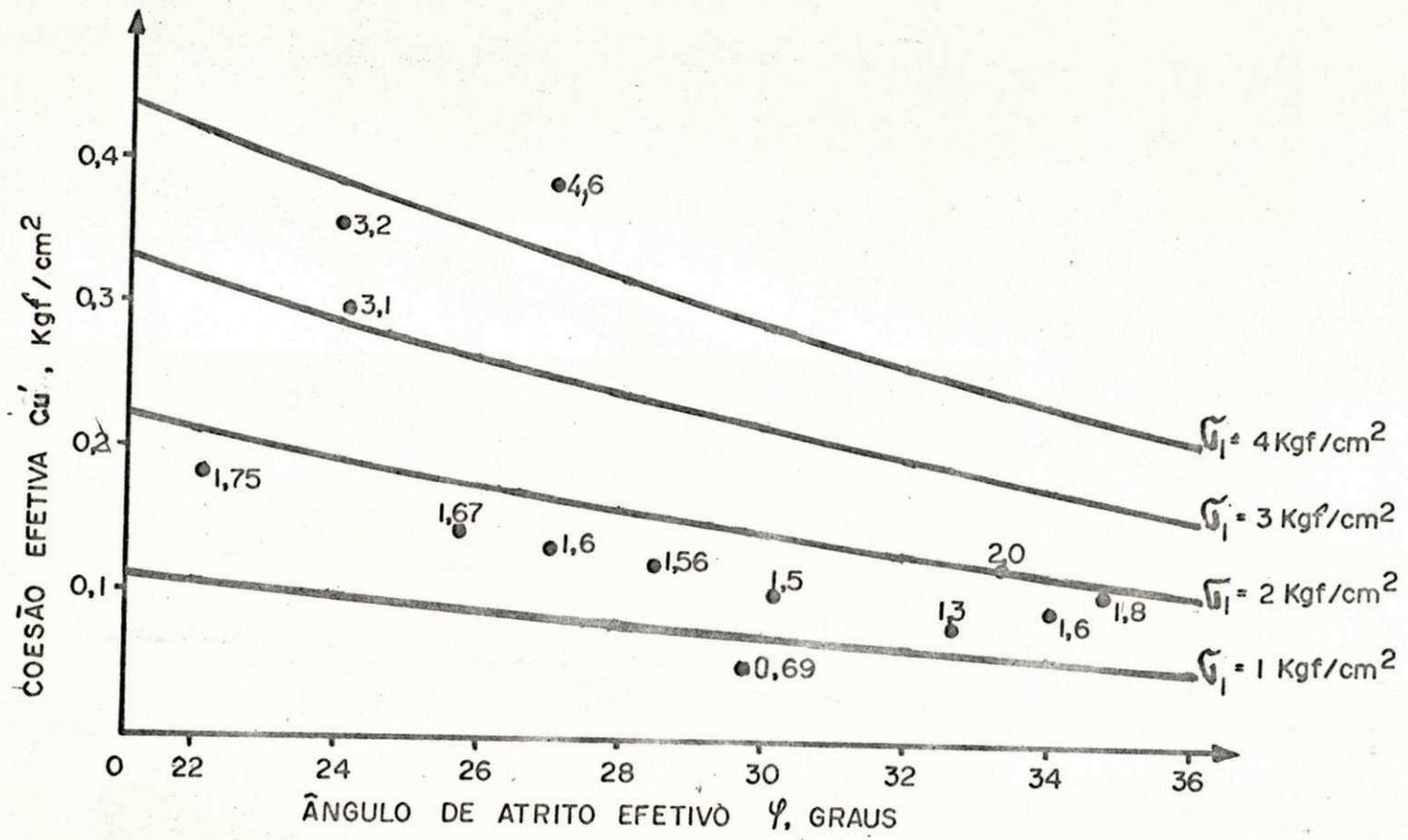


Figura 7.11. Curvas de tensão σ_1 constante, no plano: coesão efetiva C'_{cu} , versus ângulo de atrito efetivo ϕ'_u , mostrando a posição dos pontos experimentais, ensaio triaxial não drenado, solo saturado.



C A P Í T U L O V I I I

CONCLUSÕES

Os dados obtidos durante a presente pesquisa permitem apresentar as seguintes conclusões:

1. Considerando as características de plasticidade ($LL = 32$ e $LP = 23$), a elevada densidade real ($G_s = 2,95$), o relativamente alto peso específico aparente sêco, apresentado para a energia do proctor normal ($\gamma_s = 1860 \text{ kgf/cm}^2$), a composição químico-mineralógica e as condições climáticas e ambientais reinantes no local de formação, pode-se classificar o solo vermelho da jazida Sapê-Mari como um solo ferruginosos pela classificação estatística da USAID (1), como um solo laterítico pela classificação do DNER (3) e como um solo tropical vermelho intemperizado "oxisol" de relativamente altas propriedades de resistência, pelo esquema de classificação de engenharia proposto por Lohnes e Demirel (33).
2. Tanto o peso específico aparente sêco como o teor de umidade de compactação do solo estudado, exercem acentuada influência sobre as características de resistência ao cisalhamento em termos de coesão e ângulo de atrito; isto verifica-se em tensões totais e efetivas e para qualquer estado de saturação. Observa-se que nos teores de umidade mais altos a influência das condições de drenagem e do estado de saturação é muito pequena. Para as condições desta pesquisa o teor de umidade de compactação é mais importante que o estado de saturação e as condições de drenagem.
3. O solo em estudo parece apresentar estrutura concrecionada metastável com vazios "intra-agregações" sem intercomunicação. A partir de um certo nível de tensões, o qual

é função do teor de umidade, a estrutura sofre colapso, cuja consequência principal é aumentar o parâmetro coe são de resistência, por efeito da sucção provocada pela entrada em contato com a água de numerosos poros "intraagregações" que até então estavam isolados.

4. O tipo de estrutura concrecionada e as implicações disto sobre o comportamento do solo constitui basicamente a principal diferença entre estes solos e os solos comun das regiões temperadas.
5. Apesar da estrutura concrecionada e das particularidades de comportamento apresentadas como consequência do colapso de estrutura, estes solos podem ser considerados como perfeitamente adequados para o uso na engenharia como material de construção nas obras de terra e como suporte de fundações.

C A P Í T U L O IX

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante o desenvolvimento deste trabalho observou-se que o caráter limitado desta pesquisa não abrangeu alguns aspectos que parecem de grande interesse. Por este motivo faz-se a seguir algumas sugestões para pesquisas futuras:

1. Estudos idênticos a este deveriam ser realizados com solos desta mesma jazida, porém utilizando técnicas diferentes na preparação e moldagem dos corpos de prova para verificar o efeito do método de moldagem sobre propriedades e comportamento do solo.
2. Do estudo realizado observa-se, que o colapso da estrutura metastável ocorre para um certo estado crítico de tensões, que está relacionado com o teor de umidade. Uma pesquisa poderia ser conduzida no sentido de delimitar quantitativamente o intervalo crítico de tensão e a sua relação com o teor de umidade de compactação. Outro aspecto ligado ao comportamento peculiar destes solos é a possibilidade de usar o ensaio triaxial em 3 estágios de confinamento para um único corpo de prova, cuja validade para estes solos deve ser confirmada.
3. Considerando que os solos tropicais vermelhos são formados por um processo de intemperismo onde ocorrem reações, dissoluções, lixiviações, sedimentações, etc., é muito interessante desenvolver um trabalho para verificar os efeitos da percolação de água a diferente pH, através dos vazios destes solos, sobre suas propriedades físicas e mecânicas, bem como identificar os materiais carregados aos diferentes pH.

4. Apesar das boas propriedades de resistência demonstradas por estes solos é necessário investigar condições de durabilidade, desgaste, efeito da continuação do processo de intemperismo sobre estas propriedades e as possibilidades e técnicas de estabilização destes solos por adição de cal, cimento, cinzas, areias, etc.
5. A jazida Sapê-Mari se constitui em apenas uma das inúmeras ocorrências destes solos no estado da Paraíba. Sugere-se que idênticos estudos sejam realizados com solos de outras jazidas para permitir uma comparação e talvez generalização dos conceitos aqui formulados.
6. Um outro aspecto que pode ser pesquisado é o efeito de cargas dinâmicas; assim ensaios triaxial com cargas cíclicas deveriam ser realizados para fornecer dados sobre estes solos para aplicação nos projetos de pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Lyon Associates, Inc., Laterite and Lateritic Soils of Africa. Building and Road Research Institute, Kumasi. Ghana, 1971.
2. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Pesquisa Rodoviária nº 3/74, I.P.R., Rio de Janeiro. 1974.
3. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificações de base e sub-base estabilizadas granulometricamente com utilização de solos lateríticos. Resolução nº 395/74 do Conselho Administrativo do DNER, sessão nº 10 de 8/3/74.
4. Bishop, A. W. e Bjerrun, L., The Relevance of the Triaxial Test to the Solucion of Stability Problems, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 1960.
5. Wu, T. H., Soil Mechanics, Allyn and Bacon, Inc, Boston, 1966.
6. Jennings, J. E. e Burland, J. B., Limitations to the use of efetive stresses in partly saturated soils, Géotechnique, Vol. 12, nº 2, 125 - 144, London, 1962.
7. Bishop, A. W. e Henkel, D. J., The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnond, London 1972.
8. Lambe, T.W. e Whitman, R. V., Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Nova York, 1969.
9. Matyas, E. L. e Radhakrishna, H.S., Volume change Characteristics of partially saturated soils, Géotechnique, vol. 18, nº 4, 432-448, 1968.

10. Bishop, A. W., The use of pore-pressure Coefficients in practice, Géotechnique vol. 4, 148-152, London, 1954.
11. Skempton, A. W., The pore-pressure coefficients A and B, Géotechnique vol. 4, 143-147, London, 1954.
12. Tuma, J. J. e Hady, M. A., Engineering Soil Mechanics, Prentice Hall, New Jersey, 1973.
13. Skempton, A. W. e Bishop, A. W., Building Materials, chapter x, Imperial College, London.
14. Gidigasu, M. D., Parameters for classification of finegrained laterite soils of Ghana, Highway Research Record nº 374, 57-79, 1971.
15. Ferreira, H. N., O conceito de laterite na engenharia civil, Laboratório de Engenharia Civil de Angola, publicação nº 96, Luanda, 1963.
16. Arulanandan, K., Classification, engineering properties and behavior of laterites, Seventh International Conference on S.M.F.E., specialty session on engineering properties of lateritic soils. Mexico, 1969.
17. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Seminário sobre laterita, solos lateríticos e solos expansivos, Rio de Janeiro, 13 a 17 de janeiro de 1975. (inédito).
18. Moh, Z. C. e Mazhar, M. F., Effects of method of preparation on index properties of lateritic soils, Seventh International Conference on S.M.F.E., specialty session on engineering properties of lateritic soil, Mexico, 1969.
19. Wesley, L.D., Some basic engineering properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonésia,

Géotechnique vol. 23, nº 4, 471-494, London, 1973.

20. Brand, E. W. e Hongsnoi, M., Effects of method of preparation on compaction and strenght characteristics of lateritic soils, Seventh International conference on S.M.F.E., specialty session on engineering properties of lateritic soil, Mexico, 1969.
21. Wallace, K. B., Structural behaviour of residual soil of the continually wet highlands of Papua New Guinea, Géotechnique, vol. 23 nº 2, 203-218, London, 1973.
22. Coleman, J. D. Farrar, D. M. e Marsh, A. D., The moisture characteristics, composition and structural analises of a red clay soil from Nyeri, Kenya, Géotechnique, vol. 14, nº 3, London, 1964.
23. Mahmood, A. e Moh, Z. C. Triaxial and stabilometer properties of a lateritic soil, Seventh International Conference ou S.M.F.E., specialty session on engineering properties of lateritic soils, Mexico, 1969.
24. Medina, J. Semináriode mecânica dos solos de programa de engenharia civil, COPPE, nº 2/70, Rio de Janeiro, 1970.
25. Baldovin, G. The shear strength of lateritic soils, Seventh International Conference on S.M.F.E., specialty session on engineering properties of lateritic soils, Mexico, 1969.
26. Cruz, P. T. Shear strength characteristics of some residual compacted clays, Second Panamerican Conference on S.M.F.E., Brazil, 1963.

27. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Métodos de ensaios, Divisão de Pesquisas Tecnológicas Rio de Janeiro, 1971.
28. Beurlem, K., Introdução à Estratigrafia Geral e Comparada, Expansão Gráfica, Recife, 1964.
29. SUDENE, Reconhecimento de Solos do Estado da Paraíba, levantamento exploratório, boletim técnico nº 15 DER/SUDENE, Recife, 1972.
30. Lucena, F. B., Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba, tese de mestrado Centro de Ciências e Tecnologia da U.F.Pb., Campina Grande, 1975.
31. Marinho, R. L., Estudo da Variabilidade Estatística de Ensaio de Classificação de Solos, tese de mestrado. Centro de Ciências e Tecnologia da U.F.Pb., Campina Grande, 1975.
32. Engineering Laboratory Equipment, A comprehensive catalogue of materials testing and site investigation equipment, England, 1972.
33. Lohnes, R.A. e Demirel, T., Strength and structure of laterites and lateritic soils. Engineering Geology, nº 7, 13-33, Amsterdam, 1973.
34. Terzaghi, K. Design and Performance of the Sasumua Dam, proceeding of Institution of Civil Engineers, Vol. 9, 369-394, London, 1958.
35. Tsuyi, G. Y. Watanabe, R.T. e Sakai, W. S., Influence of soil microstructure on water characteristic of selected hawaiian soils, soil Science Society of America, Proc. Vol. 39 nº 1, 28-33, 1975.

36. Cabrera, J. G. e Malomo, S., Properties of some Red Soil from the Paraíba State - Brazil. Presented to Earth Science Review. 1975.
37. Terzaghi, K. e Peck, R. B., Mecânica dos Sólidos na Prática da Engenharia, Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962.
38. McLeod, N. W., Some basic problems in flexible pavement design. Proceedings Highway Research Board, Vol. 32. 1953.

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Professor J.G. CABRERA, Professor do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Leeds, (Conselho Britânico), pela orientação, estímulo e colaboração, sem os quais este trabalho não teria sido realizado.

Aos dirigentes do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba em Campina Grande, pelo apoio material ao desenvolvimento desta pesquisa.

Aos dirigentes do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, em João Pessoa nas pesoas dos Professores VITORIANO GONZALES Y GONZALES e FLÁVIO LUIZ PICCOLI, pela compreensão demonstrada na liberação do autor quando da realização da pesquisa.

Ao Professor ÁLVARO EMILIANO CASTOR MONTEIRO que gentilmente assumiu os encargos do autor junto ao Departamento de Materiais e Produção do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, para que ele pudesse ser liberado.

APÉNDICE A

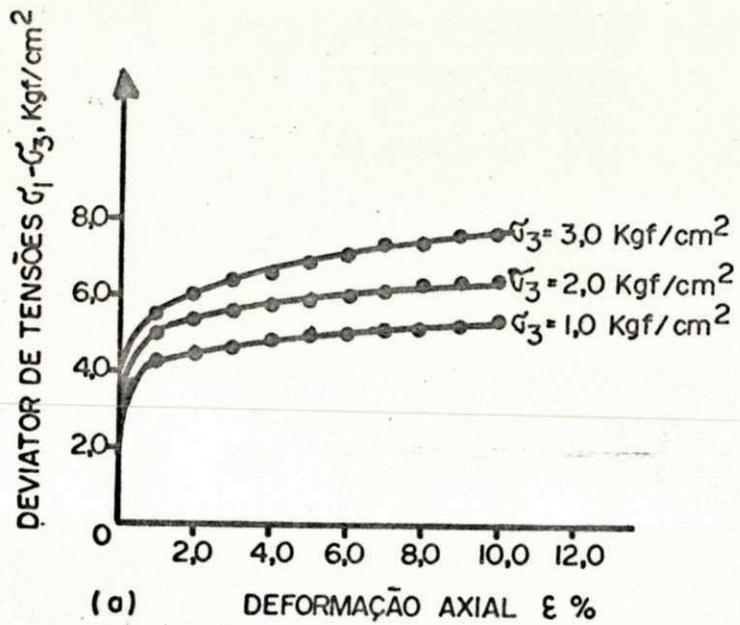
GRÁFICOS

Figura A.1a. Curvas tensão-deformação para 3 diferentes ensaios triaxiais, mostrando que o "deviator" é sempre crescente no intervalo de deformação do ensaio, teor de umidade $w = 15,20\%$, ensaio drenado, solo parcialmente saturado.

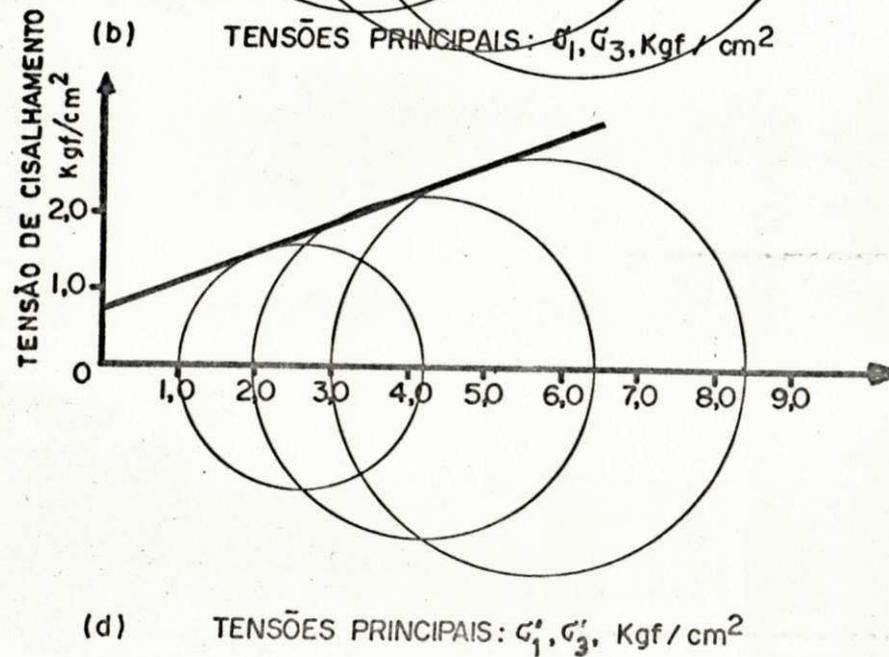
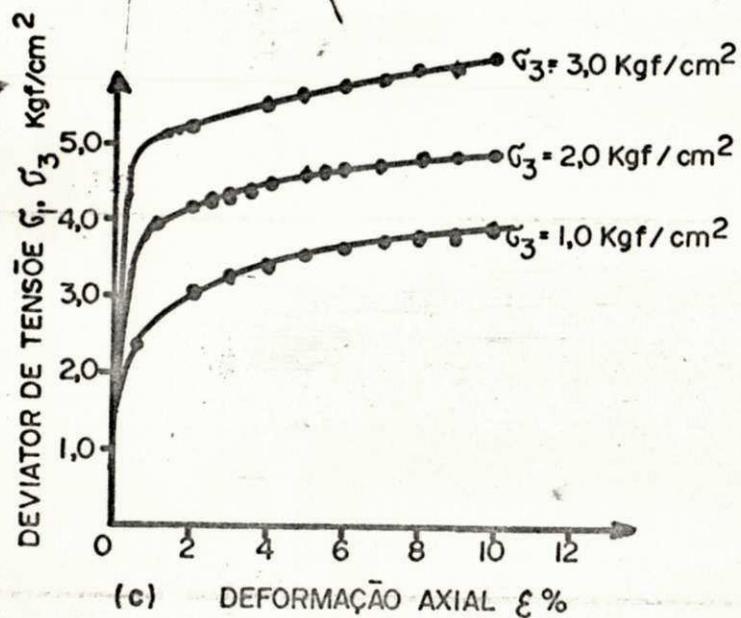
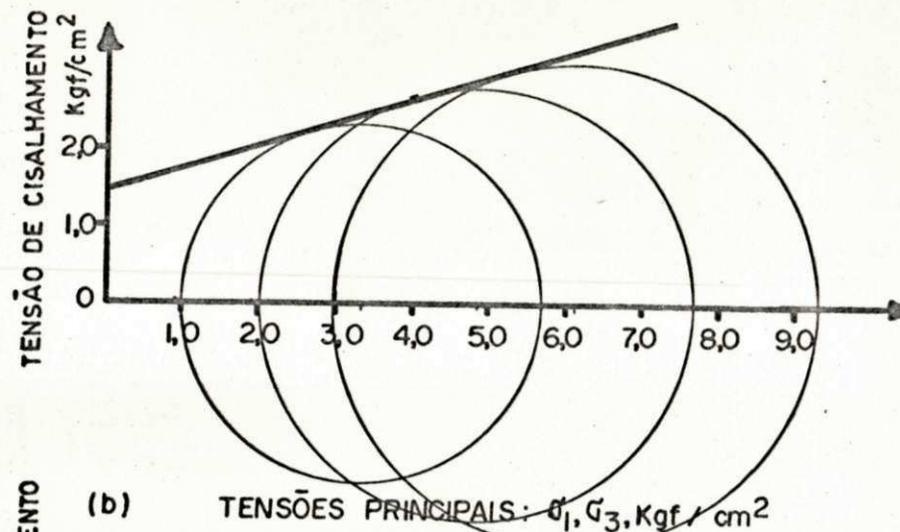
Figura A.1b. Círculos de Mohr correspondentes aos ensaios da figura A.1a.

Figura A.1c. Curvas tensão-deformação para 3 diferentes ensaios triaxiais, mostrando que o "deviator" cresce no intervalo de deformação do ensaio, teor de umidade $w = 18,4\%$, ensaio drenado, solo parcialmente saturado.

Figura A.1d. Círculos de Mohr correspondentes aos ensaios da figura A.1c.



TEOR DE UMIDADE $W = 15,20\%$



TEOR DE UMIDADE $W = 18,4\%$

Figura A.2a. Curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$, σ'_1/σ'_3 e pressões neutras com a deformação axial, mostrando que a razão σ'_1/σ'_3 é crescente, tensão confinante $\sigma_3 = 10$ psi, ensaio não drenado, solo parcialmente saturado.

Figura A.2b. Curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$, σ'_1/σ'_3 e pressões neutras com a deformação axial, mostrando que a razão σ'_1/σ'_3 é crescente, tensão confinante $\sigma_3 = 20$ psi, ensaio não drenado, solo parcialmente saturado.

Figura A.2c. Curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$, σ'_1/σ'_3 e pressões neutras com a deformação axial, mostrando que a razão σ'_1/σ'_3 é crescente, tensão confinante $\sigma = 30$ psi, ensaio não drenado, solo parcialmente saturado.

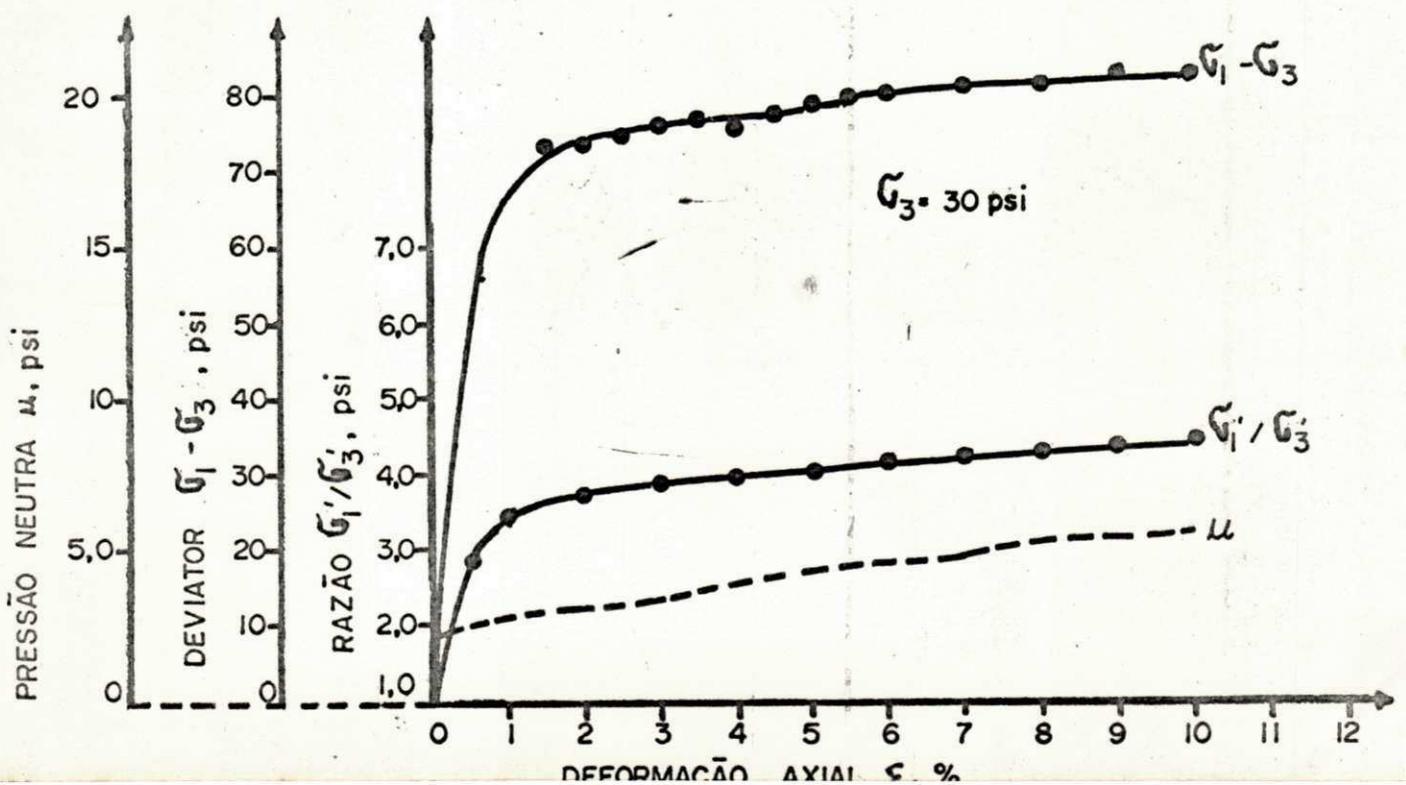
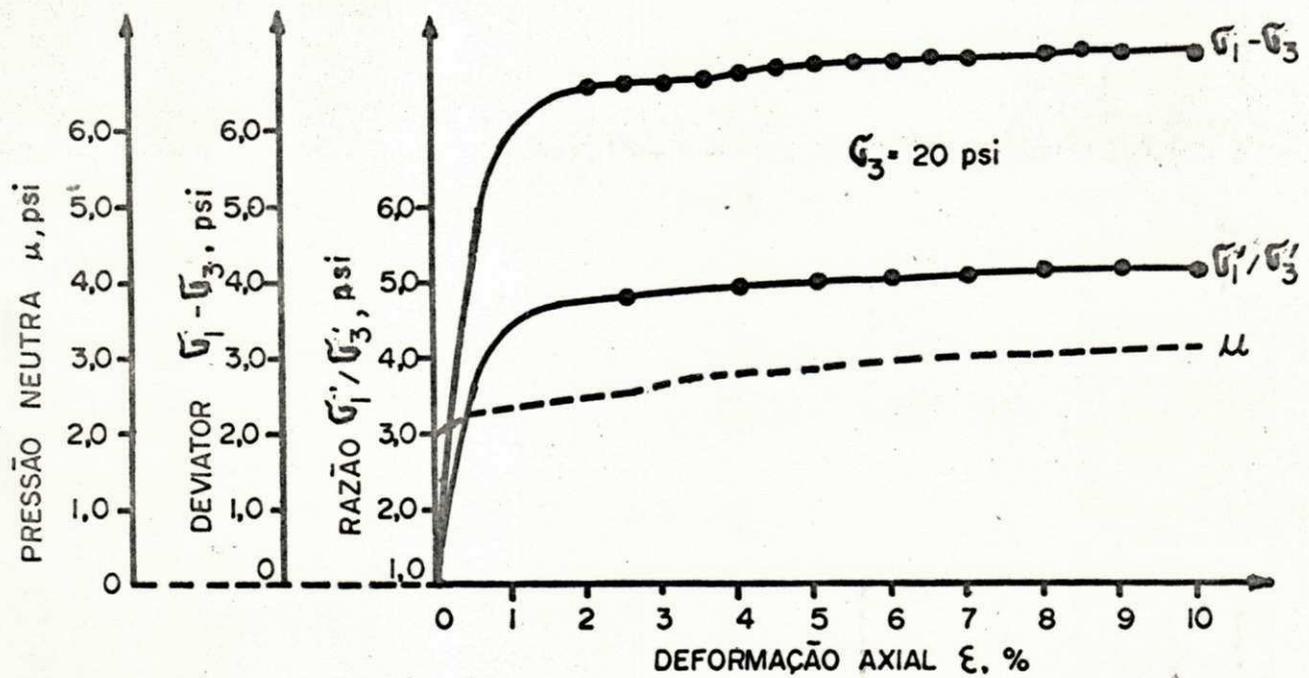
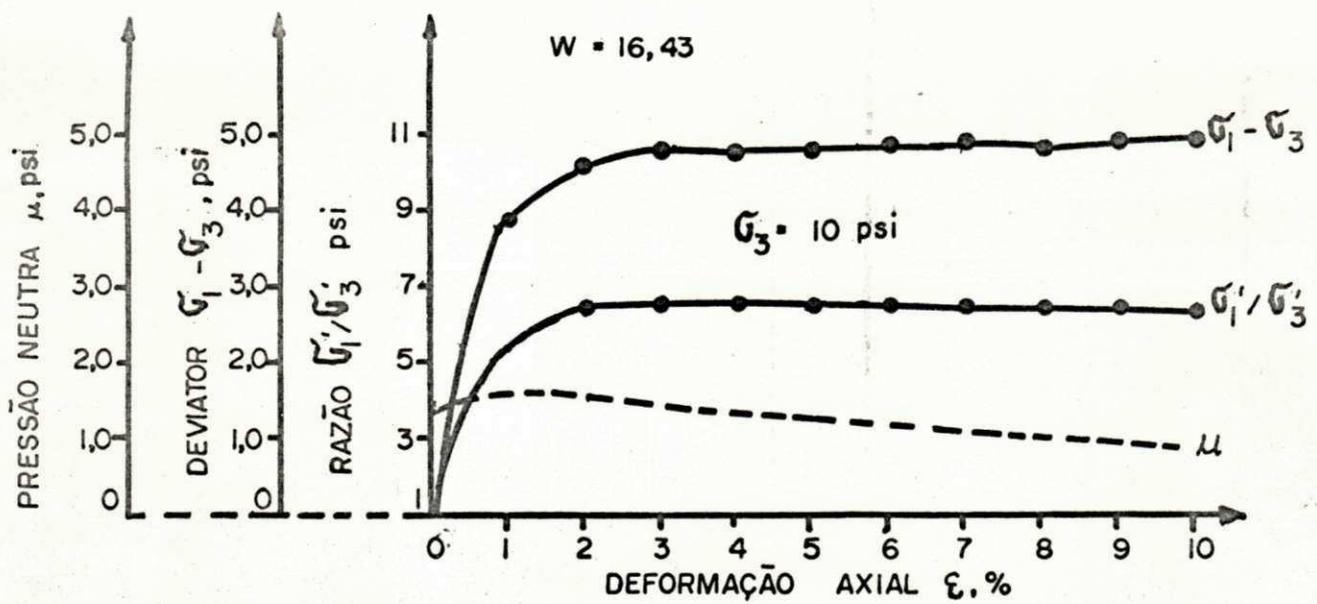
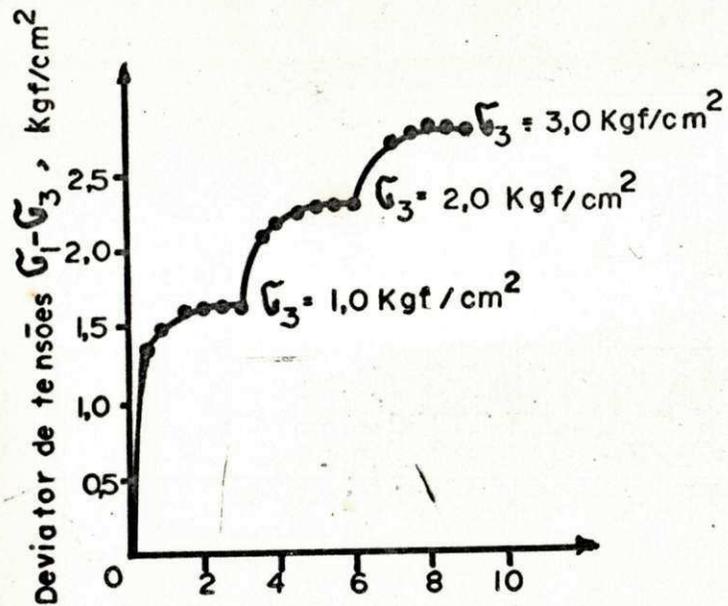
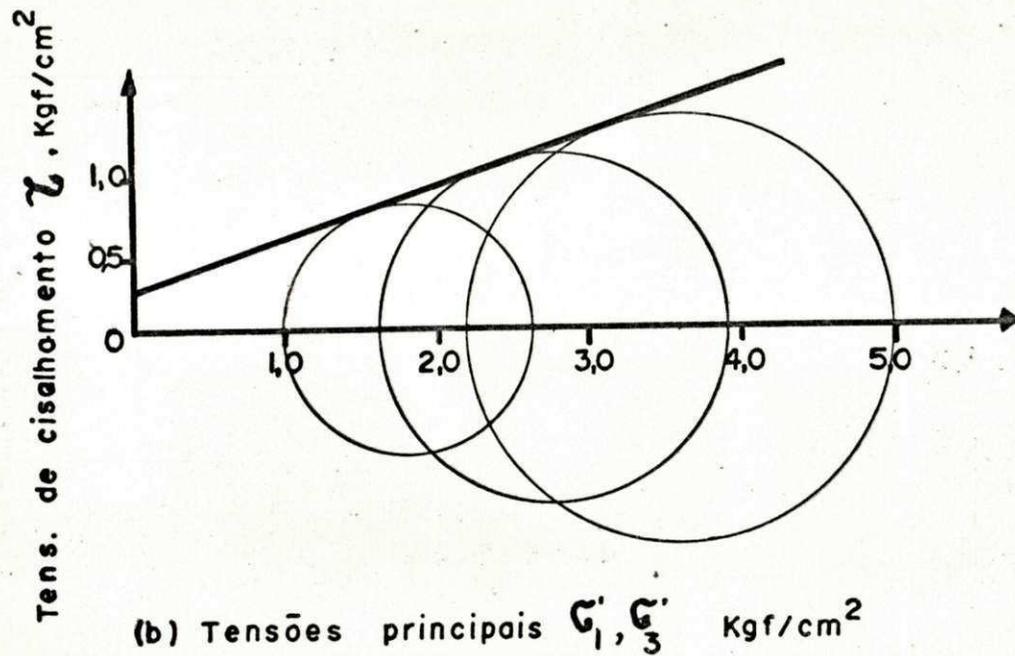


Figura A.3b. Círculos de Mohr correspondentes a 3 ensaios triaxiais realizados em 3 estágios diferentes de confinamento para um único corpo de prova, solo saturado.

Figura A.3a. Curvas tensão-deformação correspondente a 3 ensaios triaxiais realizados em 3 estágios diferentes de confinamento para um único corpo de prova, solo saturado.



(a) Deformação axial ϵ , %



Teor de umidade $W = 20,37\%$

APÊNDICE B

TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS NU
MÉRICOS DOS ENSAIOS REALIZADOS

Ensaio de Compactação		Tabela de Pesos Tomados na Moldagem dos Corpos de Prova*			
w %	γ_s kgf/m ³	w %	γ kgf/m ³	Peso de Água: gf	Peso de Solo Úmido: gf
12,29	1557,0	13,0	1808,0	130	157,2
14,44	1659,0	14,0	1920,0	140	165,9
15,20	1732,0	15,0	2012,5	150	174,8
17,18	1850,0	16,0	2102,3	160	182,4
17,73	1873,0	17,0	2176,0	170	189,0
19,17	1821,0	18,0	2195,0	180	190,7
20,54	1766,0	19,0	2180,0	190	189,4
22,56	1701,0	20,0	2155,0	200	187,2
		21,0	2111,0	210	183,4
		22,0	2100,0	220	182,4

TABELA B.1. Ensaio de Compactação

* Pesos correspondentes a 1,0 kg de solo seco.

w %	γ kgf/m ³	C_u kgf/cm ²	ϕ_u Graus	C' kgf/cm ²	ϕ Graus
15,12	1748	0,347	29,6	0,398	29,9
15,68	1820	0,632	29,6	0,734	30,4
16,43	1805	0,775	24,5	0,775	25,8
17,21	1851	0,847	22,9	0,704	27,1
17,74	1864	0,775	22,9	0,653	30,6
17,96	1861	0,632	20,4	0,561	24,7
18,93	1833	0,418	17,8	0,418	17,8
19,84	1798	0,418	12,2	0,418	15,8
20,18	1756	0,245	16,3	0,286	22,4
20,80	1784	0,173	18,4	0,286	21,9
21,63	1727	0,184	14,3	0,296	15,7

TABELA B.2. Ensaio Triaxial não Drenado, Solo Parcialmente Saturado.

w %	γ_s kgf/m ²	c' kgf/cm ²	ϕ' Graus
15,24	1750	1,53	14,3
15,60	1816	1,58	17,0
17,47	1852	0,71	24,2
18,20	1857	0,82	22,4
18,40	1841	0,92	17,0
18,40	1854	0,71	22,9
20,06	1795	0,408	16,3
20,47	1752	0,255	17,0

TABELA B.3. Ensaio triaxial drenado, Solo Parcialmente Saturado.

$\Delta\sigma_3$	0,0 a 0,35	0,35 a 0,70	0,35 a 1,40	0,35 a 2,10
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²
w %	B	B	B	B
15,00	0,123	0,058	0,031	0,027
15,20	0,162	0,061	0,043	0,034
15,68	0,135	0,101	0,054	-
16,43	0,150	0,070	0,081	0,062
17,21	0,135	0,081	0,083	0,064
17,74	0,220	0,153	0,082	0,075
17,96	0,270	0,139	0,125	0,121
18,47	0,416	0,215	0,440	0,123
18,91	0,540	0,290	0,265	0,173
18,93	0,300	0,487	0,167	0,104
19,84	0,387	0,250	0,196	0,201
20,18	0,590	0,495	0,336	0,328
20,80	0,444	0,168	0,313	0,267
20,89	0,615	0,325	0,318	0,460
21,42	-	0,263	0,256	-
21,63	0,150	0,070	0,081	0,062

TABELA B.4. Parâmetro B de Pressões Neutras, Solo Parcialmente Saturado.

w %	γ_s kg/m ³	C_{cu} kgf/cm ²	ϕ_u Graus	C' kgf/cm ²	ϕ' Graus
15,20	1744	0,377	16,8	0,357	24,0
15,88	1812	0,388	22,4	0,388	27,0
17,18	1857	0,357	22,8	0,122	33,3
17,34	1849	0,224	28,0	0,102	34,7
18,10	1858	0,306	22,7	0,102	31,6
18,21	1857	0,204	26,5	0,082	32,6
19,48	1825	0,153	21,5	0,051	29,7
19,80	1799	0,173	19,9	0,122	28,5
20,37	1790	0,071	22,4	0,143	25,7
20,52	1809	0,214	25,3	0,296	24,1
20,59	1769	0,357	11,5	0,184	22,1

TABELA B.5. Ensaio Triaxial Consolidado não Drenado, Solo Saturado.

w %	γ_s kg/m ³	3 Estágios de σ_3	
		c' kgf/cm ²	ϕ' Graus
14,96	1750	0,204	32,1
15,20	1744	0,204	27,5
17,34	1849	0,122	34,2
19,48	1825	0,286	22,4
20,37	1790	0,255	19,4

TABELA B.6. Ensaio Triaxial Drenado, Solo Saturado.