

MARCELO AMARAL DA COSTA

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA ARGILA  
MOLE ESTABILIZADA COM CAL (CaO)

GRANDE

AIBA - BRASIL

1977

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - DEC

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA ARGILA  
MOLE ESTABILIZADA COM CAL (CAO)

MARCELO AMARAL DA COSTA  
Engenheiro Civil

Tese submetida ao corpo docente da Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

Aprovada por:

*Gunther E. Bauer*

Prof. Gunther E. Bauer (PhD)  
Presidente

*Evandro Costa Ferreira*

Prof. Evandro Costa Ferreira (M.Sc)  
Examinador Externo

*Francisco*

Prof. Francisco Barbosa de Lucena (M.Sc)  
Examinador Interno

CAMPINA GRANDE  
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL

JULHO - 1977

DIGITALIZAÇÃO:  
SISTEMOTECA - UFCG

*Este trabalho é dedicado àquelas pessoas que direta ou indiretamente participaram para a realização do mesmo, com um único objetivo: A felicidade do Mestrando.*

Meu Orientador:

Dr. Gunther E. Bauer

Meus Pais : Mariana Amaral da Costa e  
José Bandeira da Costa

Minha Noiva : Maria de Fátima Andrade  
e

Meus Irmãos : Moab Amaral Bandeira da Costa  
José Alfredo Amaral da Costa  
Max Amaral da Costa  
Magnus Amaral da Costa  
Múcio Amaral da Costa  
Mércia Maria Amaral da Costa  
Marcos Amaral da Costa

SHEAR STRENGTH OF AN SOFT CLAY STABILIZED  
WITH LIME ( CaO)

M. Sc. Dissertation

by

MARCELO AMARAL DA COSTA

ABSTRACT

The present work studies the shear strength of an organic clay of João Pessoa, Capital of the state of Paraíba, Brazil, mixed with unslaked lime (CaO) and using different curing times.

For determination of the shear strength of Lime - Stabilized Clay and for finding the optimum percentage of Lime, testing cylinders were molded, cured and tested.

The testing cylinders were prepared with amounts of lime varying from 2 to 12% by weight, and tested at curing times varying from "0" to "180" days.

The testing results have shown that the optimum amount of lime was 8% by weight. Undrained triaxial tests of samples compacted at this optimum amount of lime, led to an angle of internal friction of  $6^{\circ}$  and cohesion of  $0,60 \text{ Kg/cm}^2$ . Undisturbed samples of the same clay, have shown with undrained triaxial tests, an angle of internal friction of  $0^{\circ}$  and cohesion of  $0,04 \text{ Kg/cm}^2$ . After 180 days of curing an increase of shear strength of more 1000% was obtained with an optimum lime

content of 8%.

A testingwith program cyclic loads was also conducted, for different amounts of soil-lime mixtures to determine the in crease in deformation modulus.

RESISTENCIA AO CISALHAMENTO DE UMA ARGILA  
MOLE ESTABILIZADA COM CAL (CaO)

TESE DE MESTRADO POR  
MARCELO AMARAL DA COSTA

R E S U M O

O trabalho apresentado nesta dissertação de tese estuda a resistência ao cisalhamento de uma argila de João Pessoa, Capital do Estado da Paraíba, Brasil, quando misturado com cal (CaO) em diferentes tempos de cura.

Para a determinação da resistência do solo-cal e, posteriormente, obtenção da porcentagem ideal de cal, foram preparados, curados e testados corpos de prova.

As amostras foram preparadas com porcentagens de cal variando de 2 a 12% e rompidas em tempos de cura de 0 a 180 dias.

Os ensaios realizados mostraram que o teor ótimo de cal foi de 8% em peso. Com esta porcentagem obteve-se através de ensaios triaxiais rápidos um ângulo de atrito de  $69^\circ$  e uma coesão de  $0,60 \text{ Kg/cm}^2$ . O solo no estado natural apresentava um ângulo de atrito de  $0^\circ$  e uma coesão de  $0,04 \text{ Kg/cm}^2$ . Depois de 180 dias de cura obteve-se um aumento de resistência de cerca de 1000% quando se misturou 8% de cal ao solo.

Foram realizados também ensaios de carga cíclica no laboratório, para diferentes porcentagens de cal para se determinar o aumento do módulo de deformabilidade.

### NOTAÇÕES UTILIZADAS

$h$	-	Teor de Umidade
$\gamma_w$	-	Peso específico úmido
$\gamma_s$	-	Peso Específico Aparente Seco
$D_r$	-	Densidade Real
$W_L$	-	Limite de Liquidez
$W_p$	-	Limite de Plasticidade
$I_p$	-	Índice de Plasticidade
$IC$	-	Índice de Consistência
$M.O.$	-	Matéria Orgânica
$C_{ui}$	-	Coesão Não Drenada Indeformada
$C$	-	Coesão
$\phi$	-	Ângulo de Atrito
$S_L$	-	Sensibilidade de Laboratório
$S_c$	-	Sensibilidade de Campo
$\sigma_1$	-	Tensão axial
$\sigma_3$	-	Tensão de Confinamento
$q_E$	-	Carga de rutura estabilizada (solo-cal)
$q_I$	-	Carga de rutura indeformada ( solo )

# Í N D I C E

		Página
CAPÍTULO	I -	Introdução . . . . . 01
CAPÍTULO	II -	Objetivos da Pesquisa. . . . . 08
CAPÍTULO	III -	Revisão Bibliográfica. . . . . 10
		3.1 - Estudo da cal 10
		3.2 - A argila orgânica 13
		3.3 - Estabilização de colunas de ar gila orgânica com cal 27
CAPÍTULO	IV -	Descrição do solo. . . . . 33
		4.1 - Localização 33
		4.2 - Descrição geológica 34
		4.3 - Classificação do solo 35
CAPÍTULO	V -	Preparação das amostras. . . . . 45
		5.1 - Retirada de amostras 45
		5.2 - Preparação dos corpos de prova 52
CAPÍTULO	VI -	Método de execução dos ensaios. . . . 62
		6.1 - Teor de umidade 63
		6.2 - Teor de matéria orgânica 63
		6.3 - Peso específico 64
		6.4 - Densidade real 64

	6.5 - Granulometria	64
	6.6 - Compressão Simples	65
	6.7 - Compressão Triaxial	66
CAPÍTULO VII -	Resultados experimentais . . . . .	68
	7.1 - Teor de umidade	68
	7.2 - Teor de matéria orgânica	68
	7.3 - Peso específico	69
	7.4 - Densidade real	69
	7.5 - Granulometria	69
	7.6 - Compressão simples	69
	7.7 - Compressão Triaxial	70
	7.8 - Penetração Dinâmica	70
	7.9 - Perda de peso das amostras	70
CAPÍTULO VIII -	Análise e discussão dos resultados .	129
CAPÍTULO IX -	Conclusões . . . . .	143
CAPÍTULO X -	Sugestões e Recomendações. . . . .	145
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS. . . . .		147

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

O estudo dos problemas de engenharia vem gradativamente se desenvolvendo, atualmente, devido ao fato de encontrar meios para minimizar despesas, simplificar a técnica tornando eficiente e econômica a obra em estudo.

A construção de estradas, de aterros longos ou de outras obras de engenharia em terrenos moles, aqueles que apresentam resistência ao cisalhamento muito baixa, torna-se complexo e antieconômico, observando-se os seguintes fatos:

a) Substituindo o solo mole, já definido anteriormente, por um solo de características boas para as obras de engenharia, verifica-se que os custos para remoção e posterior co

locação de outro material é elevado, quando a profundidade é relativamente grande (superior a 5,00 metros).

b) Realizando fundações profundas com lages de coroamento os custos aumentarão mais ainda e a técnica bem mais complexa.

Estes e outros fatores fazem com que se pense em um modo de aumentarmos a resistência do solo. Pode-se citar:

- a) Estabilização granulométrica do solo.
- b) Estabilização do solo com cimento.
- c) Estabilização química do solo.
- d) Estabilização do solo com cal.

Dentre todos os tipos citados anteriormente e outros que por ventura venham aparecer, o mais viável técnica-economicamente, é o solo estabilizado com cal, na umidade natural e "in situ".

Foram retiradas amostra indeformadas nas confluências com o rio Jaguaribe, próximo à Avenida Beira Rio, João Pessoa, de material argilo-orgânico saturado. As amostras foram preparadas no laboratório com porcentagens variáveis de cal, 0 a 12%, para posteriormente serem testadas.

Verificado que o terreno em estudo, solo argiloso orgânico, não atende as condições de carga para uma certa obra de engenharia, procurou-se fazer com que o terreno aumentasse sua resistência através da estabilização do solo com cal.

Trabalho semelhante foi realizado na Suécia, ob

tendo-se bons resultados. Verificou-se que a tensão de cisalhamento das argilas moles sensíveis podem ser aumentadas, cerca de 300% (Broms e Boman, 1976), quando a cal virgem é misturada com a argila. Foram utilizados na Suécia pilares de argila cal construídos por uma máquina especial para misturar o solo "in situ", figura 1.1.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is too light to transcribe accurately.

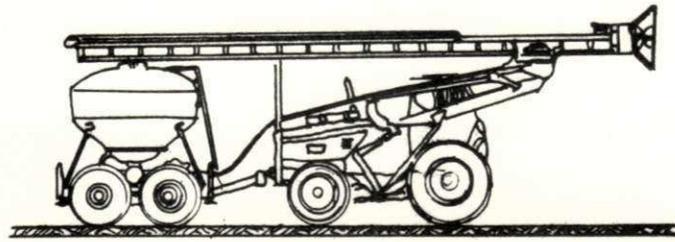


Fig. 1.1

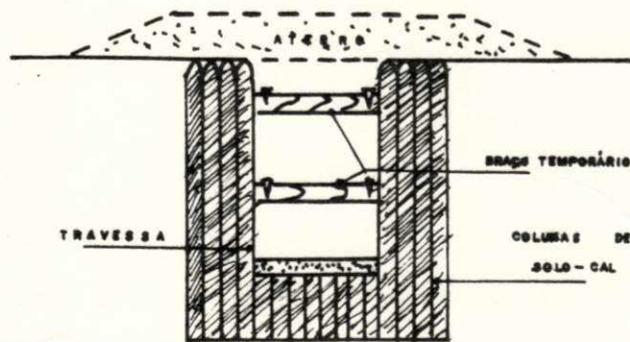


Fig. 1.2

As argilas ao serem estabilizadas por esse método apresentam, através de teste "in situ", as seguintes características:

- 1) Aumento da sua capacidade de carga para suportar as estruturas que porventura venham atuar.
- 2) Diminuição da compressibilidade do solo.
- 3) Aceleração do coeficiente de consolidação.

Este trabalho realizado na Suécia oferece uma base bastante sólida, face os bons resultados encontrados para a realização do presente projeto.

O projeto requer de maneira precisa, uma investigação do efeito da cal virgem sobre a tensão de cisalhamento e tensão normal das argilas moles orgânicas de João Pessoa, área reservada que apresenta baixa tensão de cisalhamento e alta compressibilidade.

Duas perguntas surgem: Qual a quantidade ideal de cal a ser utilizado na construção das colunas de solo? O tempo de cura influencia na resistência ao cisalhamento do solo? Observa-se assim que existem duas variáveis, para verificação da resistência do solo:

- a) Quantidade de cal
- b) Tempo

A quantidade de cal variou de 0% a 12%. Verificando-se através dos ensaios, qual a porcentagem ideal, realizando-se em uma série de amostras indeformadas e moldadas na umidade natural.

O tempo de cura influencia muito na resistência do solo-cal, no qual será analisado. Um total de 18 amostras

foram preparadas, curadas e testadas para em seguida serem analisadas e tiradas as conclusões.

Introduzido o assunto em desenvolvimento, procurou-se nos capítulos que seguem estudar detalhadamente:

- 1) A análise e os objetivos do presente trabalho
- 2) As referências bibliográficas, oferecendo uma revisão simplista da bibliografia utilizada, salientando os fatos marcantes que possam ser utilizados neste projeto.
- 3) Uma descrição do solo, salientando a sua geologia.
- 4) O método de preparação das amostras para posteriormente serem ensaiadas.
- 5) Os ensaios realizados, seus resultados, comparações e conclusões fazendo recomendações para estudos posteriores.

## CAPÍTULO II

### OBJETIVOS DA PESQUISA

Este trabalho de pesquisa tem por objetivos primordiais:

- 1) Verificar a possibilidade de se estabilizar a argila orgânica de João Pessoa com cal virgem.
- 2) Determinar a quantidade ideal de cal virgem participante da mistura, nas condições naturais.
- 3) Verificar a influência do tempo de cura na resistência ao cisalhamento da argila orgânica estabilizada com cal virgem.
- 4) Determinar o aumento da resistência da argila com cal virgem, em relação a resistência da mesma, estabilizada no estado natural.

Os testes de laboratório realizados foram os seguintes:

- Teor de Matéria Orgânica
- Peso Específico Aparente
- Densidade Real
- Teor de Umidade
- Granulometria
- Compressão Simples
- Compressão Triaxial

No campo, foi realizado o teste de penetração dinâmica (SPT) com retirada de amostras indeformadas, através de tubos (de paredes finas e sem costura, conhecidos como tubos do) tipo "SHELBY".

Em resumo, o presente trabalho de pesquisa visa determinar, quantitativamente, a influência de cal virgem na argila orgânica de João Pessoa, nas condições naturais de umidade.

## CAPÍTULO III

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Analisa-se vários pontos de reais importância para este trabalho:

- 1) Estudo do cal
- 2) Estudo da Argila Orgânica
- 3) Estabilização de colunas de Argila Orgânica com Cal.

#### - A CAL

Ao se calcinar as rochas calcáreas numa temperatura compreendida entre 850 à 900 °C, abaixo da temperatura de

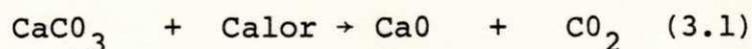
fusão do material, obtém-se um aglomerante denominado de cal.

O calcáreo, carbonato de cálcio encontra-se na natureza sob diversas maneiras, dependendo do seu grau de impurezas. Dentre as impurezas que o calcáreo apresenta destacam-se:

- a) A sílica
- b) Os óxidos de ferro
- c) Os óxidos de alumínio e
- d) Os óxidos de magnésio

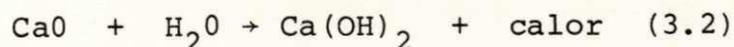
As cales além de serem obtidas pelas pedras calcáreas, podem ser obtidas também através dos resíduos de ossos de animais.

Na calcinação do calcáreo ocorre o seguinte fenômeno:



Foi verificado e comprovado praticamente que a perda do calcáreo sob a ação do calor é de 44% de seu peso (Alves, 1974), quando totalmente calcinado, conseqüentemente aproveita-se de 12 a 20% (Alves, 1974).

Ao se calcinar pedras calcáreas obtém-se a cal virgem ou viva, mantendo sua forma primitiva, mas com maior índice de vazios, devido à perda do  $\text{CO}_2$ . A cal virgem, assim obtida, tem uma coloração branca e combina-se facilmente com a água, transformando-se em hidróxido de cálcio, comumente denominado de cal extinta. A reação de hidratação é exotérmica pois se realiza com grande despreendimento de calor.



Tendo em vista que 56 gf de CaO, reage com 18 gf de H<sub>2</sub>O, produzindo 74 de Ca (OH)<sub>2</sub>, tem-se que o rendimento da cal hidratada é:

$$Q = \frac{18}{56} = 0,32 \text{ da cal virgem.}$$

Quanto à sua composição química, existem dois tipos de cales (Alves, 1974):

- a) Cálccicas, no mínimo 75% de CaO.
- b) Magnesianas, no mínimo 20% de MgO.

Como a soma dos minerais CaO e MgO deve ser superior a 95%, os componentes argílicos presentes devem estar com um teor máximo de 5% do resíduo de CO<sub>2</sub>. Quando o material for retirado do forno deve ser inferior a 3%, e 10% quando retirado de outro local. As normas brasileiras prescrevem que a cal virgem deve apresentar 90% de CaO no máximo, a cal magnesiana 20% de MgO.

Define-se por rendimento da cal a quantidade de cal virgem necessária para produzir certa quantidade de cal em pasta. Quanto ao rendimento, classificam-se as cales em:

- a) Cal Magra - rendimento inferior a 1,82
- b) Cal Gorda - rendimento superior a 1,82

O rendimento base 1,82, corresponde a 550 Kgf de cal virgem necessária para produzir um metro cúbico de cal em pasta. A cal magnesiana normalmente é magra, existindo vários fatores que influenciam no rendimento da cal, destacando-se:

- a) Presença de impurezas
- b) Super Cozimento
- c) Sub cozimento e outros.

Além do rendimento determinado de acordo com a consistência da pasta, a cal apresenta outras propriedades, sendo as principais:

a) Plasticidade - define a facilidade ou dificuldade de manuseio com as pastas ou argamassas de cal. Através das experiências conclui-se que a cal cálcica produz uma certa argamassa menos trabalhável que a cal magnésiana.

b) Endurecimento - Importante no estudo da estabilização da argila-orgânica com cal virgem, o endurecimento ocorre com absorção do  $\text{CO}_2$ , só se realizando fora d'água.

c) Retração - Na ocasião da carbonatação do hidróxido, ocorre uma certa perda de volume, denominada retração.

#### - A ARGILA ORGÂNICA

Denomina-se argila a todo material plástico inorgânico, natural, formado por partículas de diâmetro inferior que 0,005 mm. A mineralogia define a argila como um material cristalino finamente dividido formado principalmente por silicatos de alumínio hidratados. Quando a matéria orgânica se incorpora ao manto argiloso, obtém-se uma argila com impurezas orgânicas, denominada de argila orgânica.

Existem na crosta terrestre dois tipos principais de argilas (Mercado, 1966):

a) Os depósitos de minerais argilosos - provenientes da alteração dos diversos minerais como os feldspatos e outros silicatos.

b) As argilas de rochas pulverizadas - constituídas por fragmentos de rochas e de minerais finamente divididos.

Figura 3.1 - 3.2 - Estrutura dos minerais argílicos.

Figura 3.3 - Minerais argílicos.

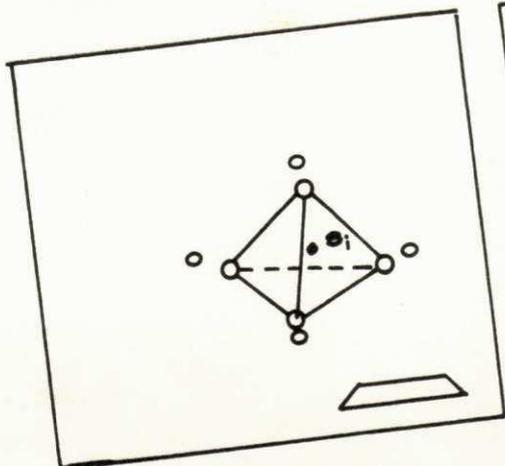


FIGURA 3.1

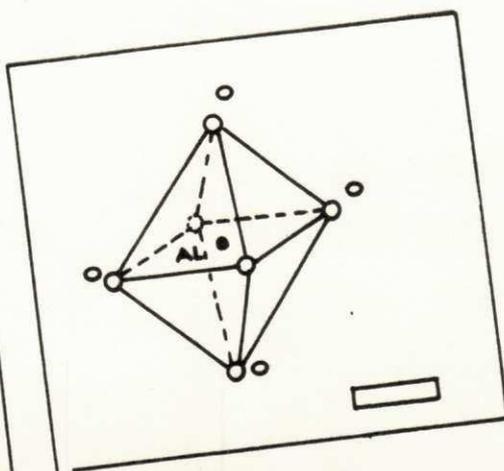


FIGURA 3.2

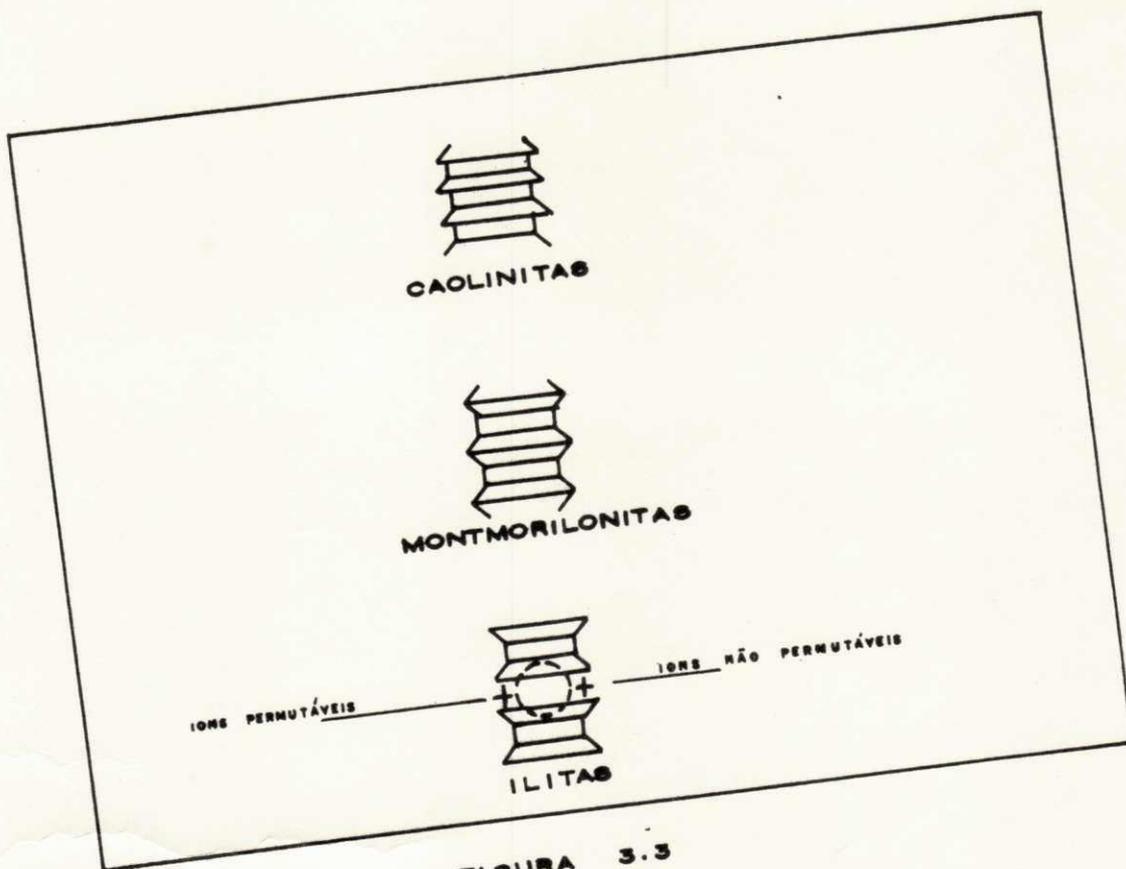
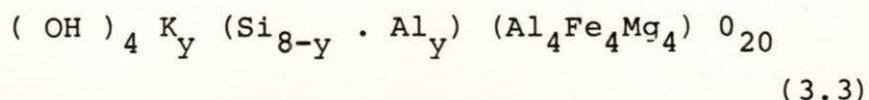


FIGURA 3.3

Os estudos realizados com as argilas, utilizando técnicas modernas, como as pesquisas roentgenográficas (Caputo, 1973), revelam que as argilas apresentam-se em três grupos principais (Mercado, 1966):

### 1º Grupo - As Ialitas

Este grupo é constituído por minerais, quimicamente complexos, apresentando a seguinte fórmula geral:



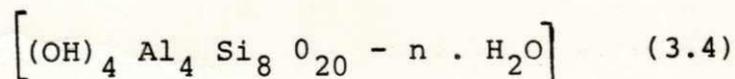
geralmente o valor de  $y$  é 1.5, para as micas o valor de  $y$  é 2.0 (Caputo, 1973).

A figura 3.1 mostramos a estrutura dos minerais argílicos com a configuração de um tetraedro, a fig. 3.2 mostra a estrutura dos minerais argílicos com a configuração de um octaedro e a figura 3.3 mostra os minerais argílicos (Caputo, 1973).

### 2º Grupo - As Montmorilonitas

A fórmula estrutural das montmorilonitas, fig. 3.3, indica que são formadas por uma unidade de alumínio entre duas unidades de silício:

As montmorilonitas apresentam a seguinte fórmula geral:



(Mercado, 1966)

A ligação entre a unidade de alumínio e as duas unidades de silício não é bastante firme para impedir a passagem da água, razão pela qual as argilas montmorilonitas são muito expansivas e

instáveis na presença da água, apresentam uma superfície específica de  $800 \text{ m}^2/\text{g}$  (Caputo, 1973).

### 3º Grupo - As Caolinitas

O grupo das caolinitas apresenta uma composição química geral, da seguinte forma:

$(\text{OH})_8 \text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}$  (3.5) (Mercado, 1966).  
apresentando uma superfície específica de  $10 \text{ m}^2/\text{g}$  (Caputo, 1973).

Por ( 3.5 ) observa-se que as caolinitas são formadas essencialmente por unidades de silício e alumínio, que se unem de forma alternada, apresentando pois, uma estrutura bastante rígida.

O grupo das montmorilonitas se encontra em muitos solos e predomina em algumas argilas sedimentares. Tanto a caolinita como a illita se encontram comumente nas argilas sedimentares. A caolinita é o constituinte mais abundante dos depósitos residuais de argila.

Dentre os vários fatores que influenciam a resistência dos solos argilosos destacam-se:

- 1) Teor de umidade do solo ( Valdêz, 1975 )
- 2) Coesão ( Perloff, 1964 )
- 3) Ângulo de atrito interno ( Perloff, 1964 )
- 4) Tensão efetiva secundária na rutura (Perloff, 1964),
- 5) História das tensões da argila (Craig, 1974)
- 6) Sensibilidade (Capper, 1971).

As propriedades do solo que são modificadas quando a argila absorve a matéria orgânica ( Scott, 1965), são:

- Aumento do poder de absorção de água.
- Grande capacidade de troca de cátions.
- Considerável diminuição da resistência ao cisalhamento do solo.
- Dificuldade de estabilização.

Observa-se assim que a matéria orgânica influi consideravelmente na resistência ao cisalhamento dos solos. De fine-se por matéria orgânica, o resultado da decomposição de restos de vegetais e animais sob a ação dos microorganismos participantes do solo.

O grau sensibilidade das argilas orgânicas da Alemanha, através das experiências, variou de 2 a 3 e em casos excepcionais obteve-se o valor 5 (Leussink e Wenz, 1972).

Estudando as propriedades de resistência da argila orgânica de João Pessoa, (Silva, 1977) chegou às seguintes conclusões:

1 - A argila orgânica de João Pessoa é classificada quanto a sua consistência como argila muito mole.

2 - A argila estudada é altamente plástica apresentando uma baixa sensibilidade e um teor de matéria orgânica variando de 1,49% a 4,40%, figura 3.4.

3 - Em um comportamento a longo prazo o ângulo de atrito da argila apresenta um valor de  $7,2^{\circ}$  e a curto prazo um ângulo de atrito igual a  $0^{\circ}$  figura 3.6.

4 - O teor de umidade da argila analisada decresce com a profundidade ( figura 3.5 ) e as resistências encontradas no laboratório apresentam cerca de 70% da resistência do solo "in situ".

Figura 3.4 - Variação da porcentagem de matéria orgânica com a profundidade (Silva, 1977).

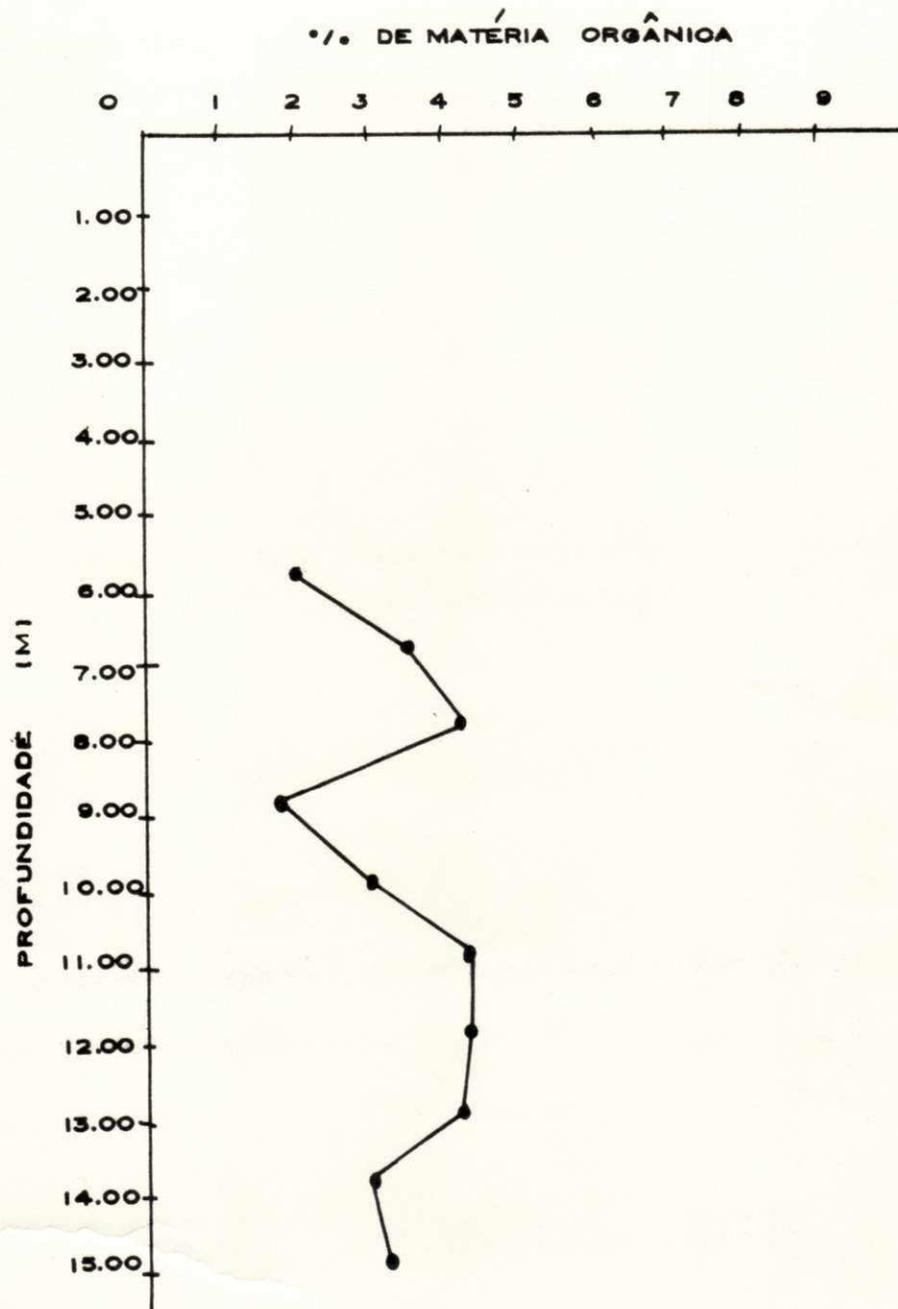


FIGURA 3.4

Figura 3.5 - Variação da umidade natural com a profundidade (Silva, 1977).

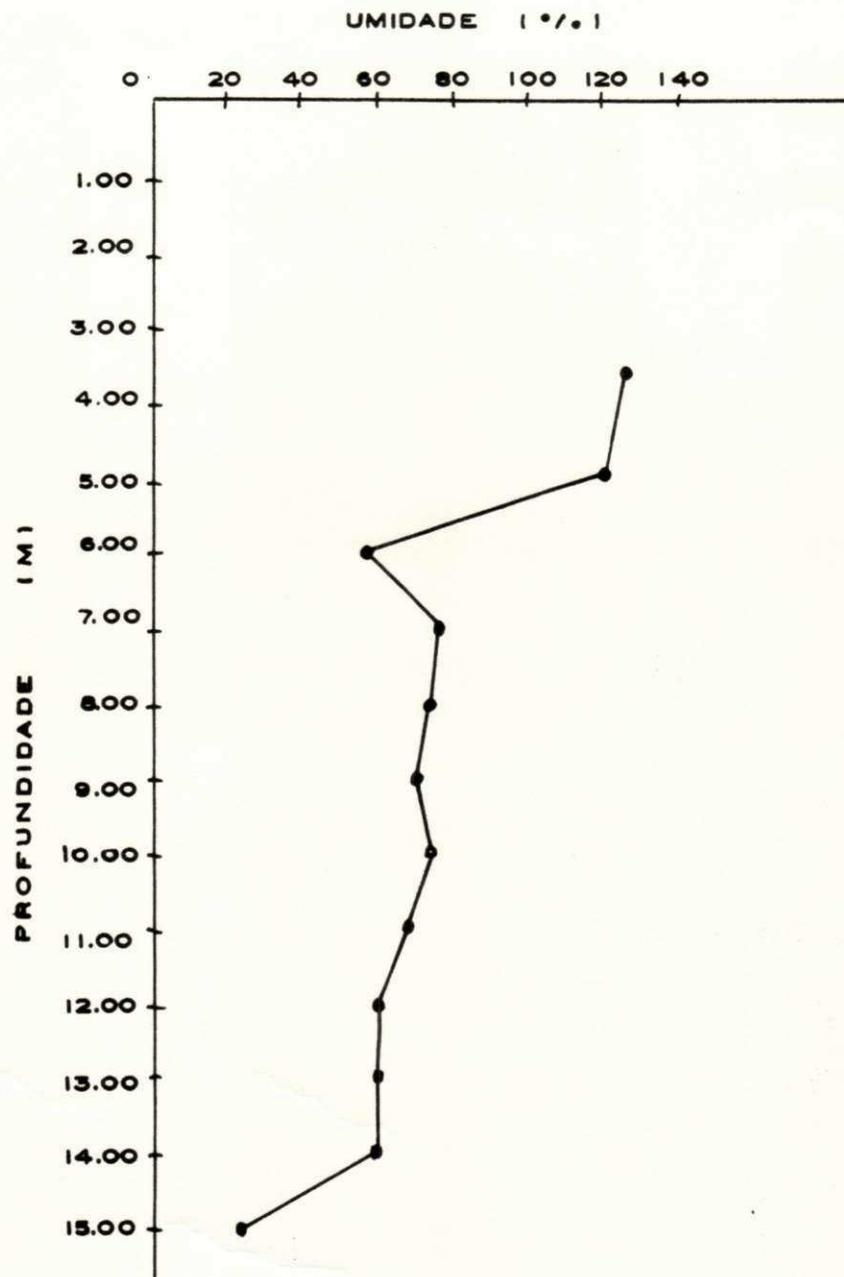


FIGURA 3.5

Figura 3.6 - Variação do ângulo de atrito com a profundidade  
( Silva, 1977).

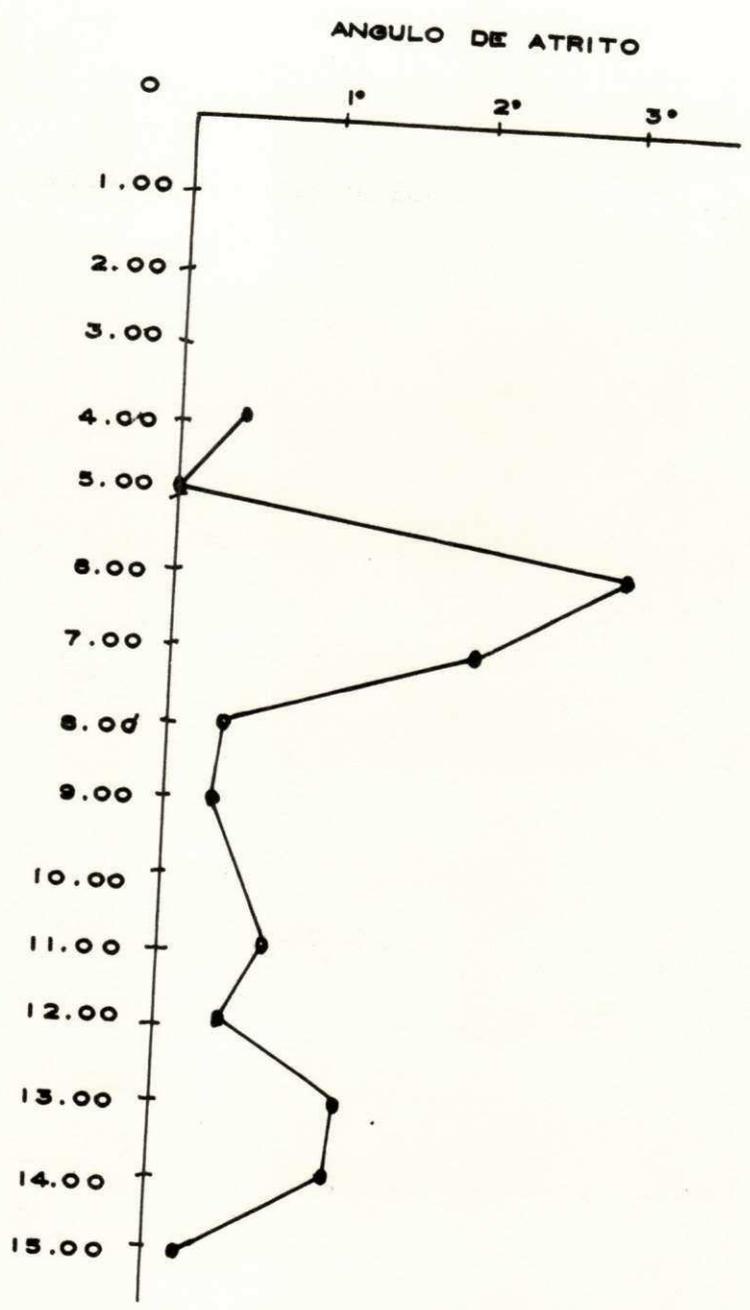


FIGURA 3.6

Figura 3.7 - Variação da umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade com a profundidade (Silva, 1977).

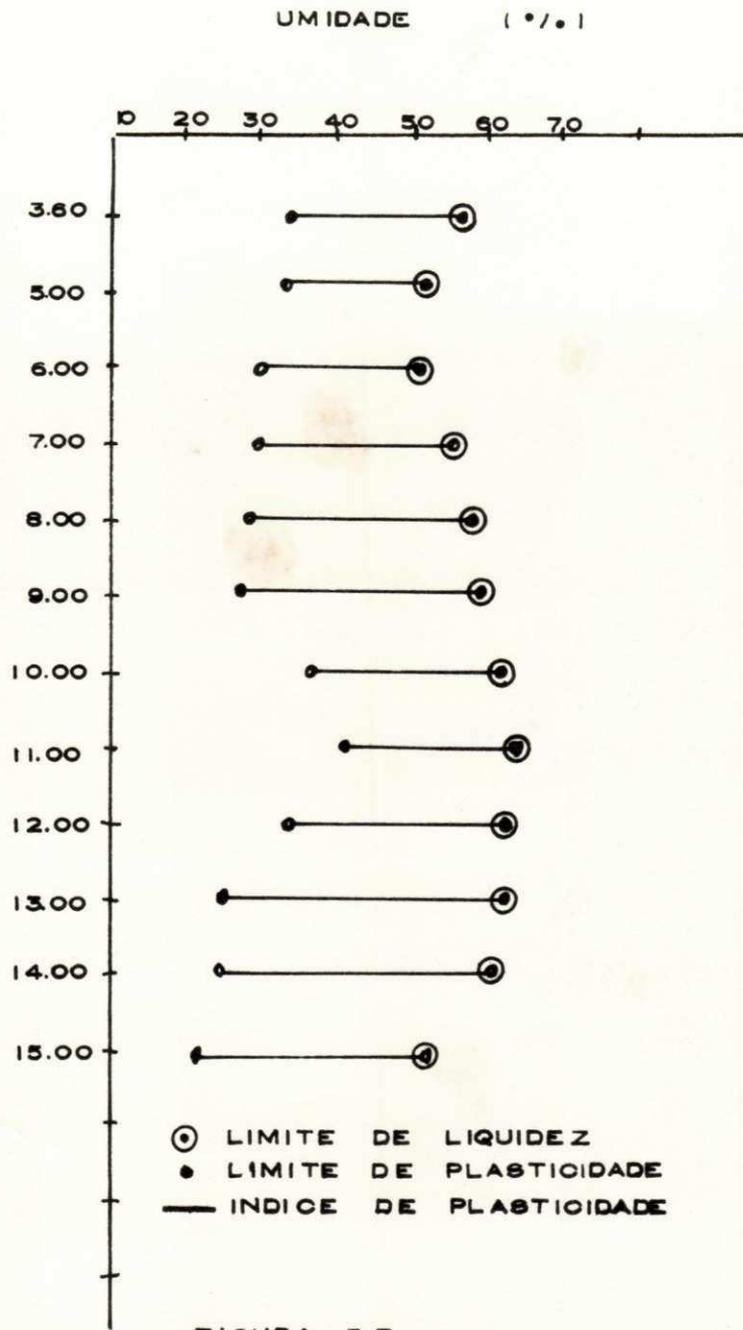


FIGURA 3.7

- ESTABILIZAÇÃO DE ARGILA ORGÂNICA  
COM CAL.

Broms e Boman, 1976, realizaram na Suécia um estudo da estabilização de trincheiras profundas com colunas de cal. O trabalho consistiu em se misturar "in situ", através de uma máquina especial, figura 1.1, com a argila local, porcentagens variáveis de cal, 5 a 8%, obtendo-se um aumento de 300% na sua resistência (Broms e Boman, 1976). As colunas de cal apresentavam cerca de 5 metros de profundidade, com 0,5 metros de diâmetro, figura 3.9.

O solo constava de argila orgânica até a profundidade de 5,00 metros e argila pura de 5,00 a 11,00 metros, figura 3.8.

O método estudado praticamente por Broms e Boman é eficiente e preciso pois:

1) Para fabricar uma coluna de 10m de comprimento gastou-se um tempo de 10 minutos.

2) Verificou-se através das experiências de Broms e Boman que as colunas aumentam a sua capacidade de carga, diminuem a compressibilidade do solo e aceleram o coeficiente de consolidação.

Quando adicionamos ao solo a cal virgem diversos tipos de reações químicas ocorrem. Normalmente um certo número de reações surge no instante da mistura do solo úmido com cal virgem, tornando-se difícil a sua identificação. Algumas dessas reações já foram detectadas e analisadas (Herrin, 1968) as mais importantes, até então analisadas são:

1) Reação de troca de ions e floculação - ao se

Figura 3.8 - Condições do solo do Skå - Edeby (Stockholm, Sweden)  
no teste da trincheira (Broms e Boman, 1976).

Figura 3.9 - Teste da trincheira I (Broms e Boman, 1976).

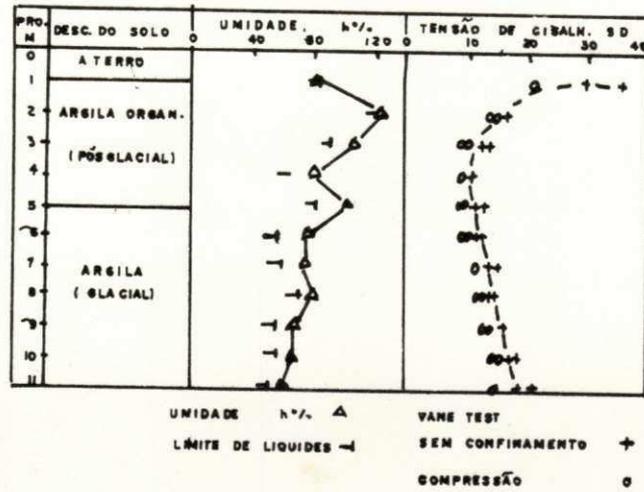


Figura 3.8

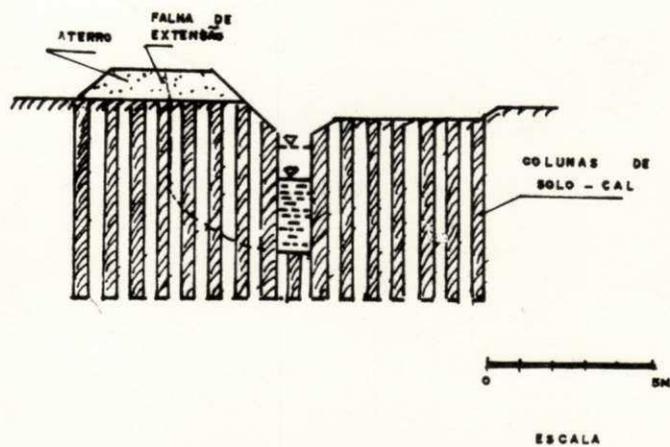


Figura 3.9

misturar a cal com o solo argiloso umido deixando-securar por um certo tempo, o solo torna-se friável até atingir uma condição idêntica ao silte.

A explicação desse fenômeno pode ser dada facilmente:

a) A reação de troca de base ocorre quando os ions de cálcio da cal substituem os ions metálicos mais fracos ( sódio e hidrogênio ) na superfície da partícula de argila.

b) Os ions cálcio, se reúnem sobre a superfície da argila.

Nas explicações antes mostradas, (a) e (b), podemos garantir que existirá uma mudança do número de cargas elétricas na superfície da argila. Sabe-se que as cargas elétricas e o tamanho dos ions favorecem a ligação entre duas partículas de argila ( Herrin, 1968), assim, a maior parte dos ions de cálcio divalentes, que por ventura tenham substituídos os ions monovalentes, atrai mais intimamente as partículas de solo, logo após a realização de tal reação verifica-se um solo mais friável com menor plasticidade.

2) Reação pozolânica - Nesta reação existem formações de gels cimentícios conferindo a mistura solo-cal um considerável aumento na sua resistência.

A reação pozolânica é lenta e contínua. O cálcio reage com certos minerais participantes da argila produzindo os gels cimentícios. Os minerais de sílica e alumina participantes do corpo argiloso reagem comumente com a cal, produzindo gels de silicatos de cálcio e aluminatos com a incumbência de cimentar as partículas de solo.

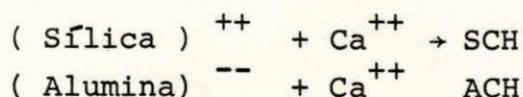
Diamond e Kinter, 1965, estabeleceram que os gels cimentícios formados com o tempo, em uma mistura de argila-cal,

são de dois tipos principais:

- a) Silicatos (SCH)
- b) Aluminatos de cálcio hidratado (ACH)

O processo geral para formação dos gels cimentícios é o seguinte (Ormsby, 1973):

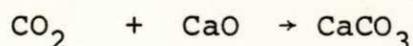
Na presença da água:  $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{Ca}^{++} + 2(\text{OH})^-$   
o ion oxidrila  $(\text{OH})^-$  oferece ao sistema maior pH, resulta assim as reações da sílica e alumina com cálcio liberado pelo hidróxi do de cálcio:



Observamos assim que a reação posolânica favorece consideravelmente ao aumento da resistência do solo, sendo conveniente lembrar que tal reação é consideravelmente lenta. O sistema torna-se altamente resistente à ação da água (Daniels 1971).

### 3) Reação de Carbonatação

O dióxido de carbono reage com a cal virgem formando o carbonato de cálcio:



Reação de grande importância para a resistência do solo, tendo em vista que o  $\text{CO}_2$  além de participar no ar sob condições normais faz parte, também, das matérias orgânicas.

A reação de carbonatação produzirá os carbonatos que são cimentos fracos, impedindo que a resistência normal seja alcançada.

Com base nesta revisão bibliográfica, pode-se a  
firmar que:

1) Ao se adicionar cal virgem a um solo argilo-org  
gânico, a resistência do solo aumentará com o tempo de cura.

2) A quantidade de cal adicionada influi consider  
ravelmente no aumento da resistência do solo.

3) Devido a flocculação das partículas de argila,  
o solo torna-se mais gráudo e mais friável.

4) O limite de liquidez normalmente decresce com  
o aumento da quantidade de cal adicionado ao solo ( Herrin,  
1968 ).

5) O limite de plasticidade aumenta com o acré  
cimo de cal adicionada ao solo.

6) A cal tende a diminuir consideravelmente as  
mudanças de volume que se dão nos solos argilo-orgânicos.

## CAPÍTULO IV

### DESCRIÇÃO DO SOLO

#### 4.1. - LOCALIZAÇÃO

Para a retirada de amostras indeformadas, escolheu-se um local situado à margem do Rio Jaguaribe na interseção com a Avenida Beira Rio na cidade de João Pessoa, Capital da Paraíba, figura - 4.1.

Os furos de sondagens foram escolhidos de forma tal que o solo apresentasse características semelhantes minimizando variações do material retirado. Na figura -4.2, observa-se o perfil do local estudado e na figura 4.3 a posição dos furos de sondagens.

#### 4.2. - DESCRIÇÃO GEOLÓGICA

Nos estados de Pernambuco e Paraíba existe uma bacia sedimentar litorânea com rochas de idade terciárias e quaternárias numa faixa bem próxima a 40 Km de largura.

A cidade de João Pessoa capital da Paraíba está assente nessa bacia, que não excede 150 m de espessura.

A bacia sedimentar litorânea onde a cidade de João Pessoa está assente, está representada pelas formações que seguem:

- 1 - Maria Farinha
- 2 - Sedimentos Quaternários
- 3 - Formação Barreiras

A formação Maria Farinha é da era cenozóica, do período terciário da época paleoceno e com um tempo de decorrência de 70 milhões de anos ( Leinz, 1975 ), apresenta uma constituição de calcáreo fornilífero sob a forma de "Bancos" bem distintos, margas e argilas calcíferas.

A formação Maria Farinha tem uma espessura variável, atingindo um valor máximo de 35 m ( Leinz, 1975 ).

A formação Holocênica também denominada formação de sedimentos quaternários é também da era cenozóica, período quaternário, época holoceno e com um tempo de decorrência de 11.000 anos ( Leinz, 1975 ) composto por depósitos recentes de camadas irregulares não consolidadas de:

- a) Areia
- b) Argila e
- c) Depósitos orgânicos

A formação de sedimentos quaternários ou holocênica, ocorre em uma faixa litorânea bastante estreita sob diversas formas ( Barros, 1969 ):

- a) Praias
- b) Dunas
- c) Restingas
- d) Terraços Litorâneos
- e) Mangues
- f) Arenito e
- g) Recifes de coral

e, também em penetrações no continente de forma que ocupam áreas bastantes extensas ao longo dos vales que interceptam a formação Barreiras.

A formação Barreiras é da era cenozóica, período terciário, época plioceno, com um tempo de decorrência de 12 milhões de anos ( Leinz, 1975) constituída principalmente de sedimentos clásticos de origem continental bastante heterogêneos formando uma paisagem um pouco ondulada.

Os sedimentos da formação Barreiras são consolidados, representados principalmente por:

- a) Areias e cascalhos de granulometria variáveis
- b) Argilas com variadas cores

A formação Barreiras se caracteriza por apresentar tabuleiros, superfícies planas de baixa altitude, pelos quais alguns vales com fundo chatos os entrecortam.

#### 4.3. - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

A argila mole do mangue de João Pessoa apresenta

um teor de matéria orgânica variando de 1,49% a 4,40%, figura 3.4 e uma sensibilidade de 2,60 a 4,00 no laboratório é de 2,38 a 2,46 "in situ" (Silva, 1977). As tabelas 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 dão os resultados dos ensaios realizados com a argila orgânica de João Pessoa, por Antônio João da Silva em seu trabalho de tese para mestrado.

Figura 4.1 - Localização dos furos de sondagens.

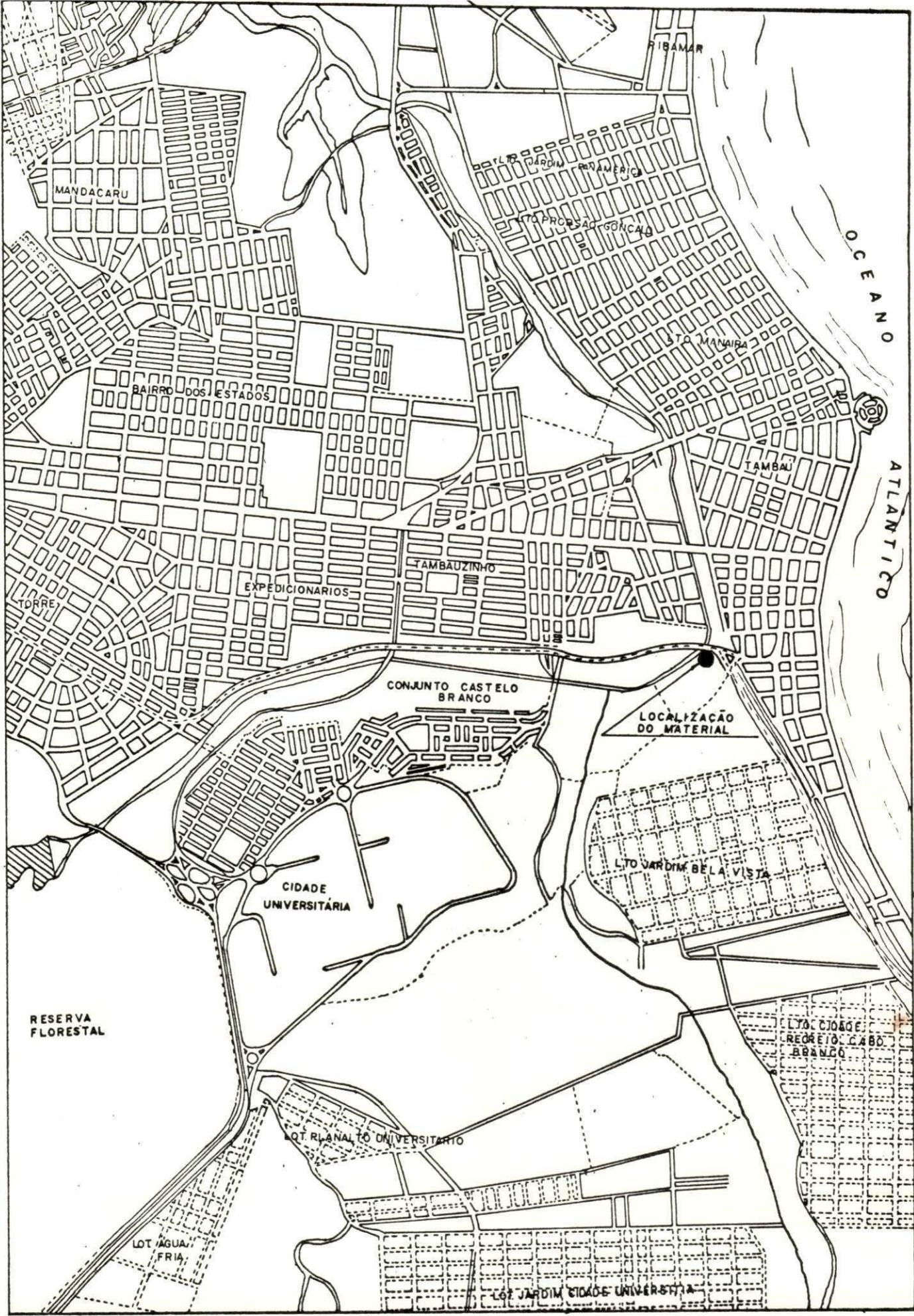
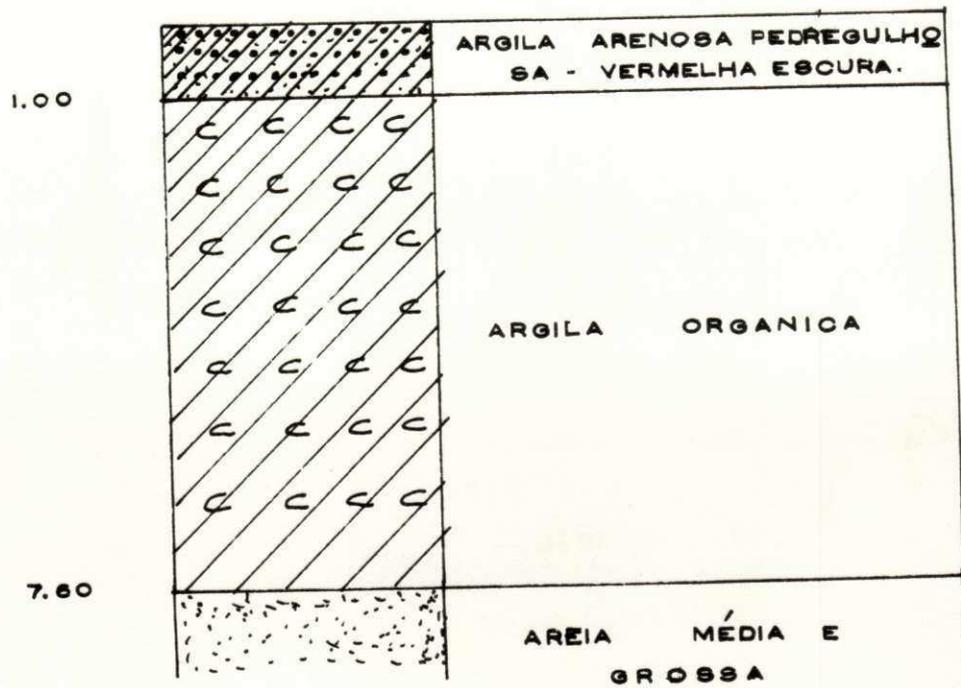


Figura 4.2 - Perfil do solo.

Figura 4.4 - Posição dos furos de sondagens.

PERFIL DO SOLO  
( ESCALA 1:100 )



LOCALIZACAO DOS FUROS  
( ESCALA 1:50 )

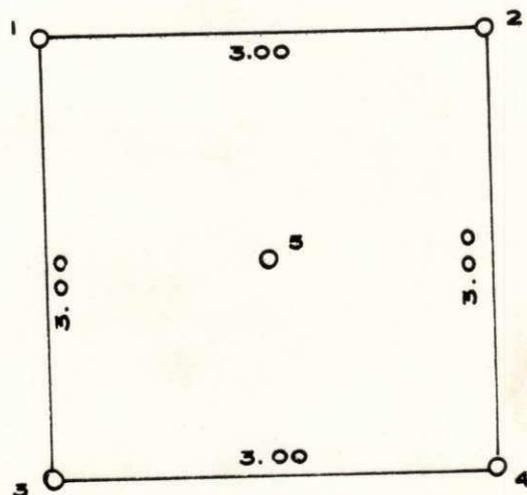


TABELA 4.1

PROFUNDI DADE (m)	% h	$\gamma_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_r$
3,60	127,6	1,30	0,59	2,43
5,00	121,2	1,31	0,59	2,43
6,00	77,3	1,65	0,92	2,65
7,00	98,5	1,45	0,73	2,64
8,00	95,5	1,42	0,73	2,63
9,00	93,9	1,50	0,77	2,65
10,00	96,7	1,43	0,72	2,63
11,00	90,9	1,51	0,79	2,63
12,00	86,1	1,49	0,80	2,65
13,00	84,2	1,52	0,82	2,62
14,00	81,0	1,61	0,90	-
15,00	47,9	1,65	1,12	2,63

Onde: h = teor de umidade  
 $\gamma_w$  = peso específico úmido  
 $\gamma_s$  = peso específico aparente seco  
 $D_r$  = densidade real

( Silva, 1977)

TABELA 4.2

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

Onde:  $W_1$  = limite de liquidez  
 $W_p$  = limite de plasticidade  
I.p = Índice de plasticidade  
I.c = Índice de consistência

(Silva, 1977)

TABELA 4.3

PROFUNDIDADE (m)	% M . O.	C u i (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ø
3,60	-	0,14	0,5°
5,00	-	0,07	0°
6,00	2,01	0,04	3°
7,00	3,48	0,03	2,1°
8,00	4,27	0,09	0,3°
9,00	1,84	0,14	0,3°
10,00	3,07	-	-
11,00	4,41	0,15	0,7°
12,00	4,34	0,14	0,5°
13,00	4,26	0,12	1,2°
14,00	3,05	0,12	1,2°
15,00	3,26	0,20	0,2°

Onde: M. O. = porcentagem de matéria orgânica

C u i = coesão não drenada indeformada

Ø = ângulo de atrito.

( Silva, 1977 )

TABELA 4.4

PROFUNDIDADE (m)	Si	Sc
3,60	2,60	2,38
5,00	2,50	2,38
6,00	2,71	2,69
7,00	3,00	3,80
8,00	2,75	2,38
9,00	3,50	1,92
10,00	4,00	1,75
11,00	3,75	2,38
12,00	5,00	2,00
13,00	4,00	3,20
14,00	4,00	2,46
15,00	—	2,46

Onde: Si = Sensibilidade de laboratório  
Sc = Sensibilidade de campo

( Silva, 1977)

## CAPÍTULO V

### PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

#### 5.1. - RETIRADA DE AMOSTRAS

Foi realizado o ensaio de penetração dinâmica (Standard Penetration Test - SPT ) com posterior retirada de amostras.

O ensaio de penetração dinâmica oferece boas informações sobre a compacidade do solo "in situ", tal método determina a resistência do solo através de golpes necessários para que um peso de aproximadamente 65 Kg, caindo de uma altura de 75 cm faça um amostrador padronizado penetrar no solo 30 cm. O amostrador está indicando na figura 5.1 com suas respectivas dimensões. O amostrador padrão deve estar simplesmente apoiado no

Figura 5.1 - Desenho representativo com as dimensões do amostrador padrão SPT usado no ensaio de penetração dinâmica.

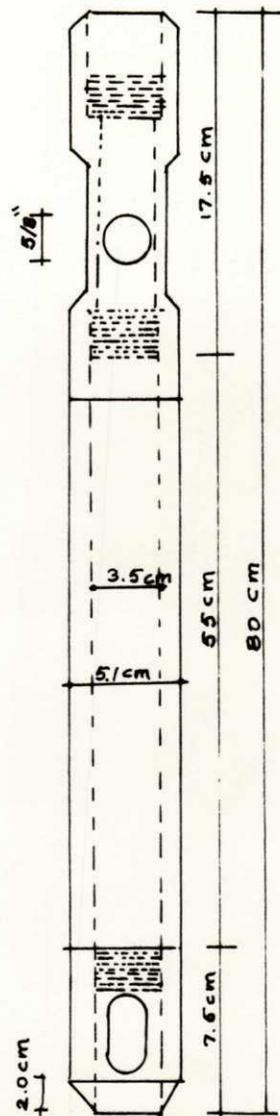


figura 5.1

fundo do furo de sondagem de forma que o furo não ofereça atrito lateral, deixa-se cair o batedor até que o amostrador penetre no solo cerca de 15 cm, a partir dessa penetração começa-se a efetuar a penetração do amostrador no solo anotando-se o número de golpes necessário à penetração de mais 30 cm.

Foram realizadas medições a cada metro de profundidade na camada argilo-orgânico, no qual o amostrador foi colocado dentro do tubo de revestimento, figura 5.2.

Todo material para preparação das amostras foi retirado com tubos Shelby (Shelby - Tubes) de forma que conservou-se sua umidade natural, constituindo amostras representativas.

Para cravação dos tubos Shelby observa-se maior cuidado para não alterar muito a amostra. A cravação não foi feita a percussão e sim manualmente para que a amostra se torne bem representativa.

Sendo ( $D_e$ ) o diâmetro externo do amostrador Shelby, e ( $D_i$ ) o diâmetro interno do amostrador o grau de alteração da amostra ( $A_r$ ) é dado pela seguinte relação:

$$A_r = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \quad (5.1)$$

Pois, Sowers, 1970, define para retirada de amostras indeformadas por grau de deformação (grau de alteração),  $A_r$ , das amostras a relação entre a área da porção de solo deslocado pelo amostrador Shelby durante a sua cravação e a área ( $A_i$ ) limitada pela região cortante.

Figura 5.2 - Equipamento utilizado para retirada de amostras  
( SPT ).

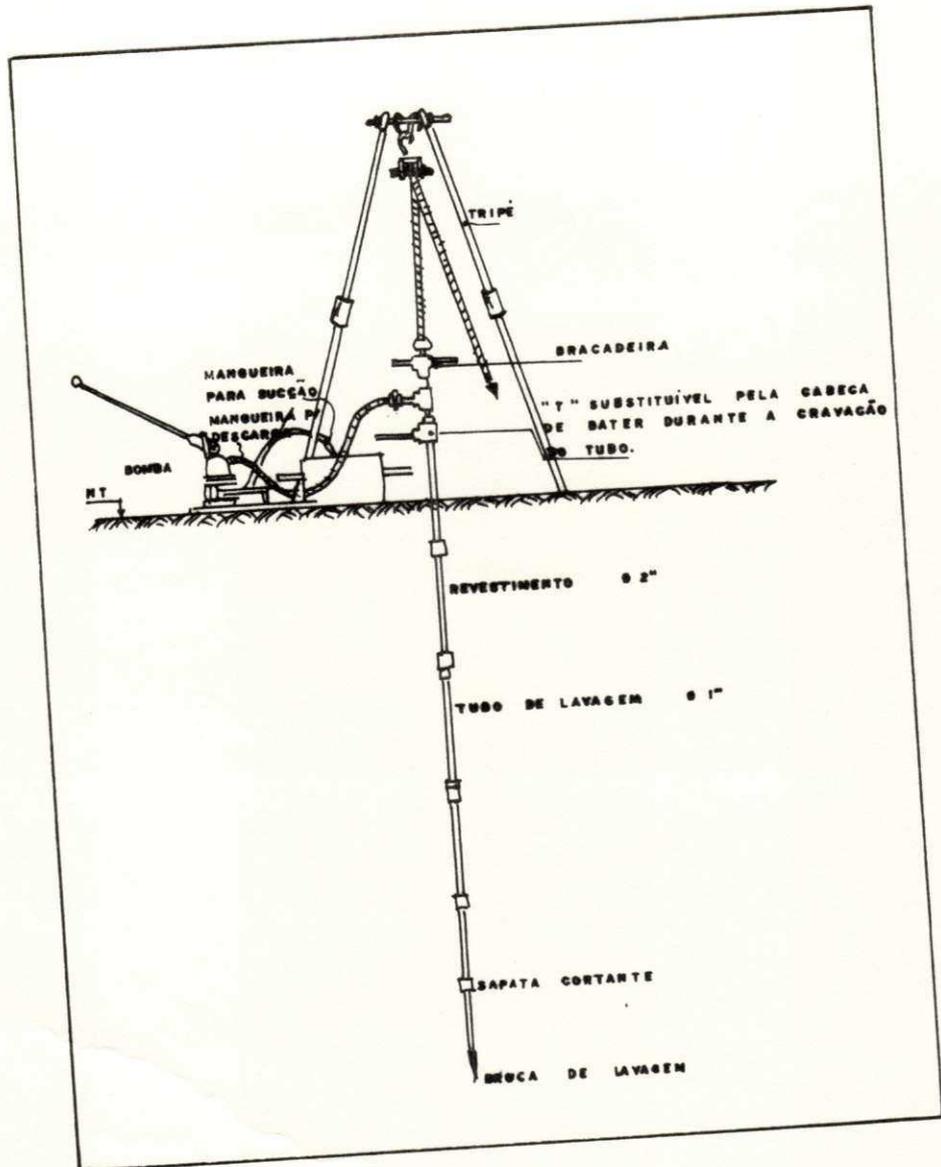


Fig. 5.2

Sendo  $A_e$  a área externa, tem-se

$$A_r (\%) = \frac{A_e - A_i}{A_i} \times 100 \quad (5.2)$$

Sabe-se que:

$$A_e = \frac{\Pi(D_e^2 - D_i^2)}{4}$$

$$A_i = \frac{\Pi D_i^2}{4}$$

Substituindo em ( 5.2 ) fica:

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

Para retirada de amostras indeformadas, foram utilizados dois tipos de tubos Shelby:

1) Um tubo fino de latão com diâmetro interno de 40,3 mm e diâmetro externo de 42,7 mm, apresentando um tubo de revestimento de 63,5 mm. O grau de deformação para esses tubos, é:

$A_r$  = grau de deformação

$D_i$  = diâmetro interno

$D_e$  = diâmetro externo

$D_i$  = 40,3 mm

$D_e$  = 42,7 mm

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

$$A_r (\%) = 9,7 \%$$

2) Um tubo, um pouco mais grosso, de latão diâmetro externo de 61,4 mm e interno de 58,6 mm.

O grau de alteração, será:

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

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

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

$$A_r (\%) = 9,9\%$$

Como o grau de deformação foi inferior a 12%, as amostras podem ser consideradas indeformadas.

## 5.2. - PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

### a) Amostras Amologadas.

Para preparação das amostras obedece-se a seguinte sequência:

1) Retira-se o material dos tubos Shelby, figura 5.4, através do estrator de amostras, figura 5.6.

2) Coloca-se o material em um recipiente isolado, de forma que não haja perda de umidade, pois as amostras devem ser preparadas na umidade natural, tirando-se uma pequena porção para determinação da umidade.

3) Pesa-se o material, tendo o cuidado de zerar a balança com o recipiente em seu prato (prato de balança).

4) Conhecendo-se o peso do material calcula-se o peso da cal virgem (cal cálcica), pesa-se a cal virgem e coloca-se no recipiente.

5) Faz-se a mistura da cal com o solo, procurando homogeneizar bem e evitando a perda de umidade.

mesmo teor de cal preparados de forma que são deixados na câmara úmida, figura 5.8, para serem curadas.

6) Tira-se uma amostra para determinação da umidade da mistura solo-cal.

7) Coloca-se a mistura no molde, figura 5.5 efetuando-se uma pequena compressão, compactação manual, com um pilão, em 3 camadas de 1,5 cm.

8) Retira-se a cabeça do molde e faz o acabamento da face superior da amostra, ficando com  $1\frac{1}{2}$ " de diâmetro e  $3\frac{1}{2}$ " de comprimento.

9) Com o próprio pilão retira-se a amostra do molde efetuando-se a sua pesagem.

10) Protege-se com plástico e em seguida com papel alumínio para impermeabilização do corpo de prova e posteriormente são colocados numa sacola de plástico todos os corpos de mesmo teor de cal preparados de forma que são deixados na câmara úmida, figura 5.8, para serem curadas.

Este procedimento foi realizado para preparação dos corpos de prova com 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, e 12% de cal virgem.

O material colocado no recipiente representava todas as propriedades do furo de sondagem.

#### b) Amostras Indeformadas

Para preparação dos corpos de prova indeformados em nº de 10, retira-se a amostra com o extrator adaptando-se a cabeça do molde no tubo Shelby. A amostra que saía da cabeça do molde foi cortada com um fio de nylon de forma que obedece-se as dimensões dos corpos de provas, ou seja:

Diâmetro -  $1\frac{1}{2}$ "

Comprimento -  $3\frac{1}{2}$ "

Assim que as amostras indeformadas foram preparadas imediatamente foram testadas. No Quadro I relacionamos as amostras indeformadas e amolgadas para serem testadas nos respectivos tempos de curva.

c) A Câmara Úmida

Para deixar as amostras em repouso de forma que não houvesse perda de peso utilizou-se a câmara úmida.

A câmara úmida utilizada estava fechada de forma que não houvesse variação da sua temperatura, mantendo-se praticamente constante,  $28^{\circ}\text{C}$ . As amostras foram colocadas num colchão de areia internamente a câmara úmida de forma que temporariamente, a cada 48 horas, regava-se tal colchão para que a umidade do ar em torno das amostras se mantivesse praticamente constante.

A cura das amostras preparadas com cal bem como suas condições influênciam consideravelmente a resistência do solo misturado com cal. As amostras foram rompidas em diferentes tempos de cura; 0, 1, 7, 14, 28, 60, 90, 120 e 180 dias.

As amostras foram pesadas para verificar se houve ou não variação do seu peso durante a cura, verificando-se também a perda de umidade.

QUADRO I

% DE CAL	TEMPO DE CURA (DIAS)									TOTAL DAS AMOSTRAS
	0	1	7	14	28	60	90	120	180	
0	13	-	-	-	-	-	-	-	-	13
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
8	2	2	2	2	2	5	2	2	2	21
10	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
12	2	2	2	2	2	2	2	2	2	18
TOTAL DE AMOSTRAS										124

Figura 5.4 - Fotografia mostrando os tubos Shelby.

Figura 5.5 - Fotografia mostrando os elementos necessários para  
preparação das amostras:

- Molde
- Recipiente para efetuar a mistura
- Peneiras da ASTM.

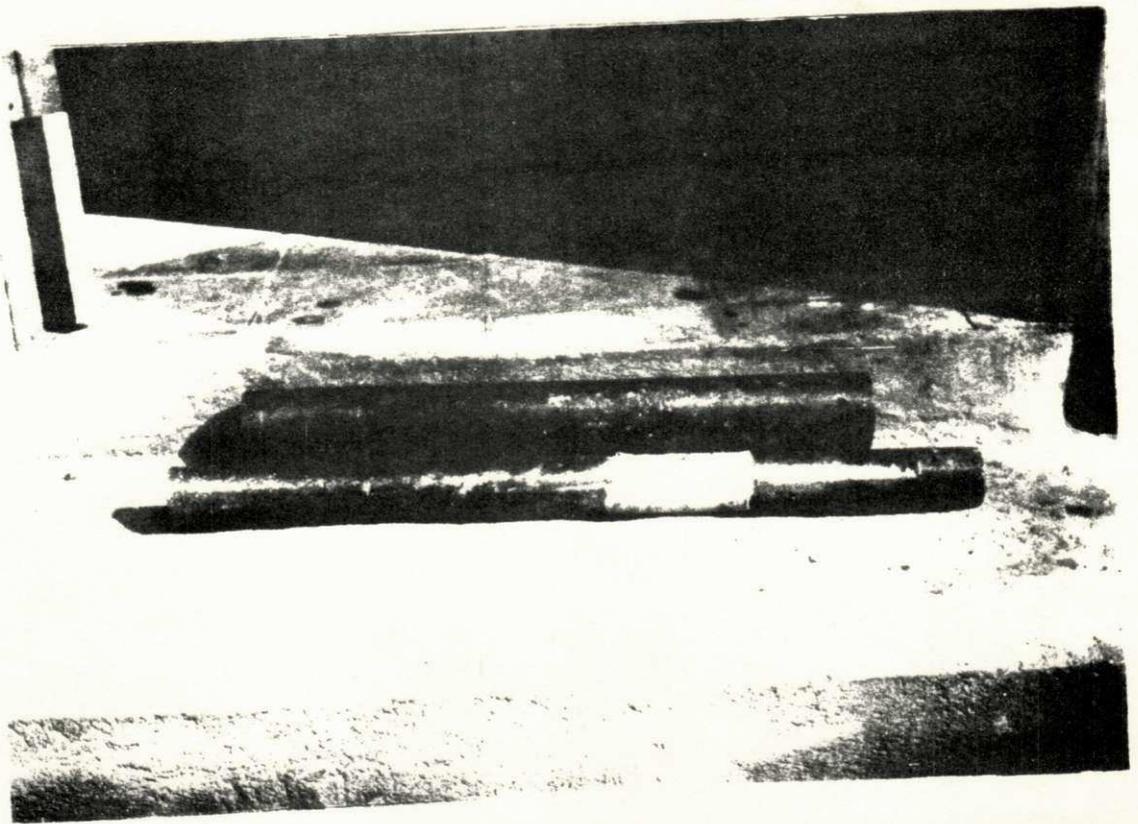


Figura 5.4

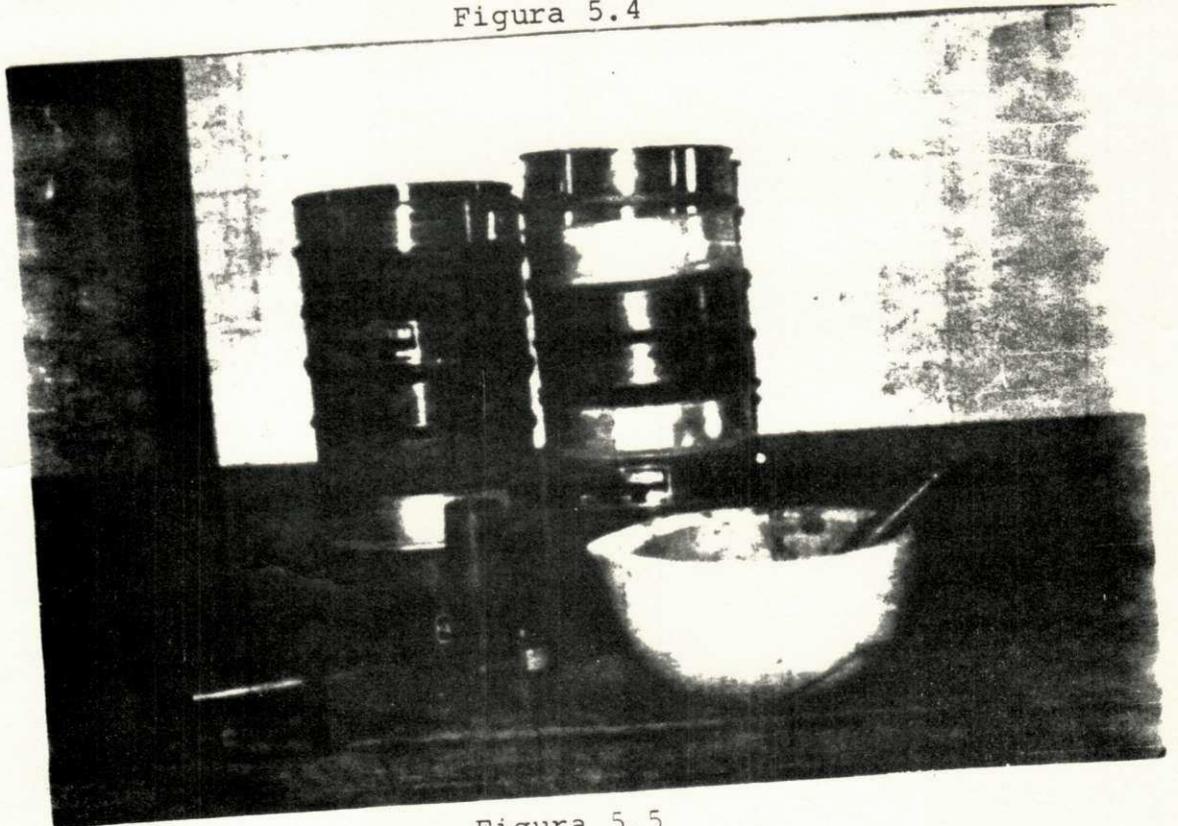


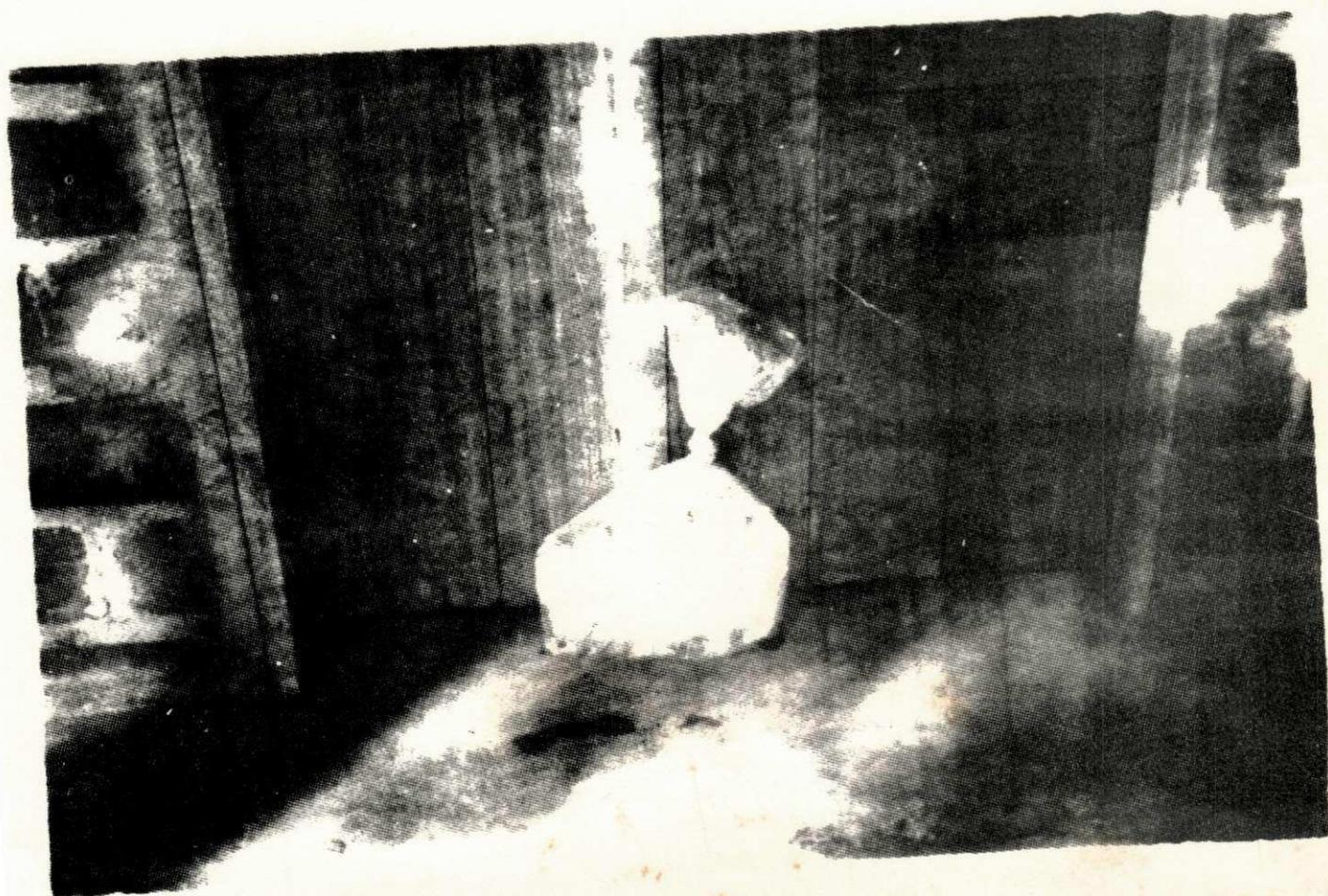
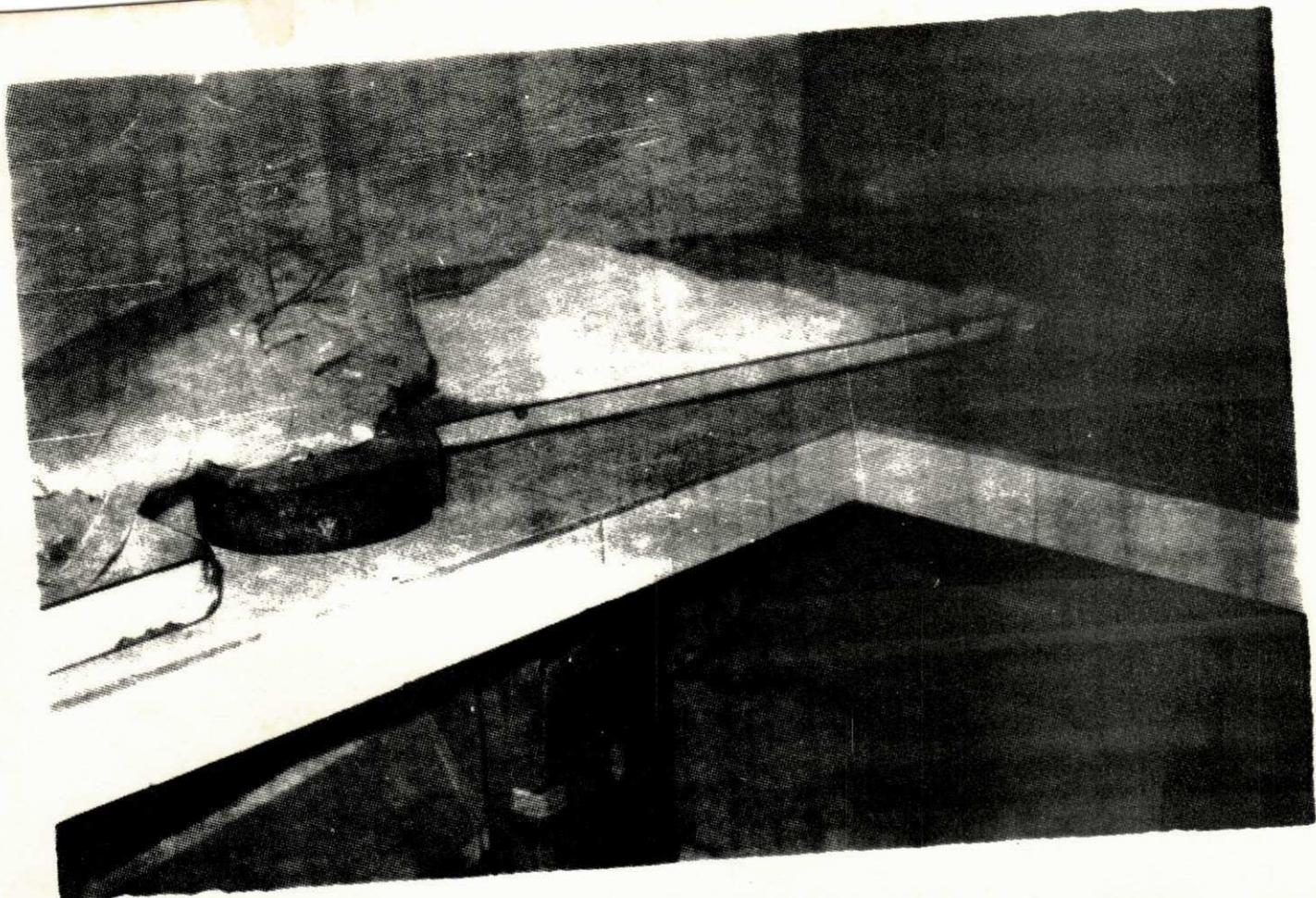
Figura 5.5

Figura 5.6 - Fotografia mostrando o extrator de amostras.



Figura 5.7 - Fotografia mostrando a cal utilizada.

Figura 5.8 - Fotografia mostrando as amostras empacotadas.



## CAPÍTULO VI

### MÉTODO DE EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Para retirada de amostras indeformadas foi utilizado o equipamento de sondagem SPT, do CCT da UFPb, afim de serem preparadas as amostras para os ensaios de resistência.

Tendo informações do tipo de solo de João Pessoa, argila mole, empregado para a preparação das amostras e posterior realização dos ensaios de resistência, no solo ou nos corpos de prova, foram realizados os seguintes ensaios:

- 6.1 - Teor de Umidade
- 6.2 - Teor de Matéria Orgânica
- 6.3 - Peso Específico
- 6.4 - Densidade Real
- 6.5 - Granulometria

6.6 - Compressão Simples

6.7 - Compressão Triaxial

6.1. - TEOR DE UMIDADE

Foi determinado baseado no método de ensaio do D.N.E.R. o teor de umidade do solo. Em cada profundidade, com três amostras retiradas dos tubos Shelby no estado natural, pesadas e colocadas em uma estufa cuja temperatura manteve-se praticamente constante de 60° Celsius, deixadas secar durante 4 dias no mínimo, para posteriormente serem pesadas e determinado tal teor.

6.2. - TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA

Para determinação do teor de matéria orgânica foi utilizado um método que consiste em:

1 - Tirar as amostras do tubo Shelby de forma que cada amostra pese 100 gramas.

2 - Coloca-se as amostras em uma estufa à temperatura de 60°C, durante um período de 4 dias; pesa-se a amostra seca.

3 - Destorra-se a amostra seca, mistura-se com álcool puro (98°) e deixa-se o solo queimar, pesa-se a amostra repete-se sucessivamente tal procedimento até que se verifique uma constância de peso na amostra.

4 - Por diferença de peso, determina-se o teor de matéria Orgânica.

Foram realizadas duas determinações para cada profundidade. Os resultados foram representados graficamente, dando a curva do teor de matéria orgânica.

### 6.3. - PESO ESPECÍFICO

Retirada uma pequena porção de solo do tubo Shelby, com umidade natural, instantaneamente efetuou-se a pesagem em uma balança com precisão de 0,0001 grama, recobrando-se com parafina de densidade igual a  $0,921 \text{ g/cm}^3$  e, por imersão efetuou-se a pesagem em uma balança hidrostática com precisão de 0,001 g, determinando-se assim o peso específico do solo.

Foi realizada uma determinação para cada profundidade, obtendo-se o peso específico médio do solo.

### 6.4. - DENSIDADE REAL

Retirou-se uma pequena amostra do material que passou na peneira número 10 de uma profundidade média de 6,60 metros. Secado em estufa e posteriormente colocado em uma bomba de vácuo, efetuou-se pesagem no picnômetro: vazio; com amostra; com a amostra e água e somente com água, determinando-se a densidade real do solo. Seguiu-se o método de ensaio do D.N.E.R. (D.N.E.R., 1964).

### 6.5. - GRANULOMETRIA

Foram realizados ensaios de análise granulométrica para a cal e para o solo.

Para a cal foram tomadas 600 gramas para realização do ensaio de granulometria. Tal amostra foi pesada, destorroada e peneirada. Para o peneiramento utilizou-se a sequência de peneiras da ASTM: nº 4, nº 10, nº 40, nº 100 e nº 200. Face à facilidade de reação do defloculante com a cal, não foi realizado o ensaio de sedimentação.

Para o ensaio de análise granulométrica do solo foram tomadas 500 gramas do material e deixado secar em uma estufa a temperatura constante de 60°C. Quarenta e oito horas após o solo foi destorroado e peneirado.

Foi tomado 70 gramas do material que passou na peneira nº 200 para realização do ensaio de sedimentação.

Os resultados foram plotados em um gráfico obtendo-se as curvas granulométricas da cal e do solo.

#### 6.6. - COMPRESSÃO SIMPLES

Com as amostras indeformadas e preparadas foram realizados 118 testes de compressão simples. Para as amostras indeformadas realizou-se 10 ensaios de compressão simples sendo dois para cada profundidade. Para as amostras preparadas foram realizados dois tipos de ensaios de compressão simples.

- 1 - Ensaio Normal
- 2 - Ensaio com carga cíclica

No ensaio normal 90 corpos de prova com porcentagens variáveis de cal ( 2% a 12% ) e tempo de cura de 0 a 180 dias foram pesados, para verificação da variação de peso e, submetidos a uma compressão axial até a rutura, anotando-se a tensão no dial correspondente a cada deformação.

Com os resultados da tensão de rutura da mistura solo-cal, calculou-se um terço dessa tensão e realizou-se o ensaio com carga cíclica. O ensaio de carga cíclica foi realizado com os corpos de prova de 2% a 12% de cal e nos tempos de cura de 60, 90 e 120 dias. Tal ensaio consiste em:

1 - Aplica-se uma tensão axial até atingir um terço da tensão de rutura, anotando-se a tensão correspondente a deformação específica, porcentual ou relativa.

2 - Ao atingir a tensão de rutura cessa-se a carga axial. Com velocidade de retorno, verifica-se a deformação permanente quando a tensão atinge o valor zero.

3 - Repetem-se tais procedimentos, no mínimo quatro vezes.

Tanto o ensaio normal como o ensaio de carga cíclica foram considerados rápidos, pois, sua velocidade foi de 0,020 pol/min.

De posse dos resultados do ensaio de compressão simples, foram traçados os gráficos tensão x deformação para as amostras indeformadas e preparadas com os diferentes teores de cal.

#### 6.7. - COMPRESSÃO TRIAXIAL

Foram realizados ensaios de compressão triaxial com as amostras indeformadas e com as amostras que apresentavam 8% de cal, num tempo de cura de 60 dias.

O teste triaxial foi um ensaio não adensado e não drenado, comumente denominado de ensaio rápido. Foram aplicados aos corpos de prova tensões de confinamento " $\sigma_3$ " de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>, 1,0 Kg/cm<sup>2</sup> e 1,5 Kg/cm<sup>2</sup>, com posterior aplicação de uma tensão axial crescente, até se verificar a rutura do corpo de prova.

Obedecendo ao mesmo critério do ensaio de compressão simples, adotou-se uma velocidade de ensaio de 0,020 pol/min.

Os resultados foram plotados em um gráfico deviator x deformação e para a rutura efetuou-se o traçado dos círculos

culos de Mohr, obtendo-se os valores da coesão e do ângulo de atrito para o solo + 8% de cal e para o solo propriamente dito.

O ensaio de compressão triaxial rápido foi realizado com o solo de uma profundidade de 6,60 m, somente para se efetuar comparações com o solo misturado com 8% de cal.

## CAPÍTULO VII

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS

No capítulo VI foram mostrados os métodos de ensaios utilizados no projeto. Realizados os testes no solo natural e na mistura de solo-cal, foram obtidos os resultados expostos a seguir:

#### 7.1. - TEOR DE UMIDADE

Com a realização dos ensaios de teor de umidade obteve-se, para cada profundidade uma umidade média. Os resultados obtidos estão plotados em um gráfico profundidade x umidade, figura 7.1. A e mostrados na tabela 7.1.

#### 7.2. - TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA

A tabela 7.1 mostra o teor de matéria orgânica

para cada profundidade. Os valores obtidos são representados graficamente na figura 7.1 B.

### 7.3. - PESO ESPECÍFICO APARENTE

Realizado os ensaios, determinou-se um peso específico médio de  $1,41 \text{ g/cm}^3$ . Com os resultados do peso específico do solo traçou-se um gráfico profundidade x peso específico, figura 7.1.C. Na tabela 7.1 são mostrados os resultados do peso específico variando com a profundidade.

### 7.4. - DENSIDADE REAL

Realizado o ensaio de densidade real para a profundidade de 6,60 m obteve-se um valor de 2,65.

### 7.5. - GRANULOMETRIA

O solo analisado apresentou em maior escala, a presença predominante de argila com considerável participação de silte, figura 7.1 D.

Para a cal realizou-se apenas o peneiramento. Apresentou a mesma, grande fração passando na peneira nº 200, figura 7.1 E.

### 7.6. - COMPRESSÃO SIMPLES

Foi observado no ensaio de compressão simples que com 8% de cal obtem-se uma resistência máxima. Para os tempos de cura de 7, 14, 28, 30, 60, 90, 120 e 180 dias, figuras 7.4 a 7.10.

As figuras 7.2 até 7.10 mostram os gráficos tensão x deformação variando: o tempo de cura; a porcentagem de

cal; a tensão normal e a deformação específica porcentual.

Realizados os ensaios de compressão axial cíclica com as amostras de 60, 90 e 120 dias de cura, os resultados foram plotados em gráficos tensão x deformação, figuras 7.11 à 7.28. Determinando-se a inclinação da tangente à curva no ponto de deformação permanente, obtem-se o módulo de deformabilidade do solo, tabela 7.2.

#### 7.7. - COMPRESSÃO TRIAXIAL

Realizados os ensaios de compressão triaxial, ensaios rápidos, foram traçadas as curvas deviator stress,  $\sigma_1 - \sigma_3$ , versus deformação, onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são respectivamente as tensões axiais e de confinamento, figura 7.29.

Ensaaios foram realizados tanto para as amostras indeformadas como para os corpos de prova preparados com cal.

#### 7.8. - PENETRAÇÃO DINÂMICA (SPT)

O número de golpes necessário para uma penetração de 30 cm foi menor do que um em todas profundidades da camada argilosa. Observa-se assim que o ensaio de SPT não é aconselhável para analisar um solo de natureza argilosa.

#### 7.9. - PERDA DE PESO DAS AMOSTRAS

As amostras foram pesadas após a sua preparação. Curadas as amostras, novamente foram pesadas para serem testadas. A perda de peso, devido às condições de cura, atingiu um valor máximo 1,88% e um valor mínimo de 0,85% em 120 dias de cura.

TABELA 7.1

<u>PROFUNDI</u> <u>DADE</u> (m)	<u>TEOR DE UMI</u> <u>DADE</u> (%)	<u>TEOR DE MATÉRIA</u> <u>ORGÂNICA</u> (%)	<u>PESO ESPE</u> <u>CÍFICO</u> (g/cm <sup>3</sup> )
3,60	120	2,41	1,30
4,60	158	3,05	1,21
5,60	105	4,20	1,65
6,60	116	3,10	1,40
7,60	108	3,40	1,51

Figura 7.1 A - Gráfico Profundidade x Teor de Umidade.

Figura 7.1. B - Gráfico Profundidade x Teor de Matéria Orgânica.

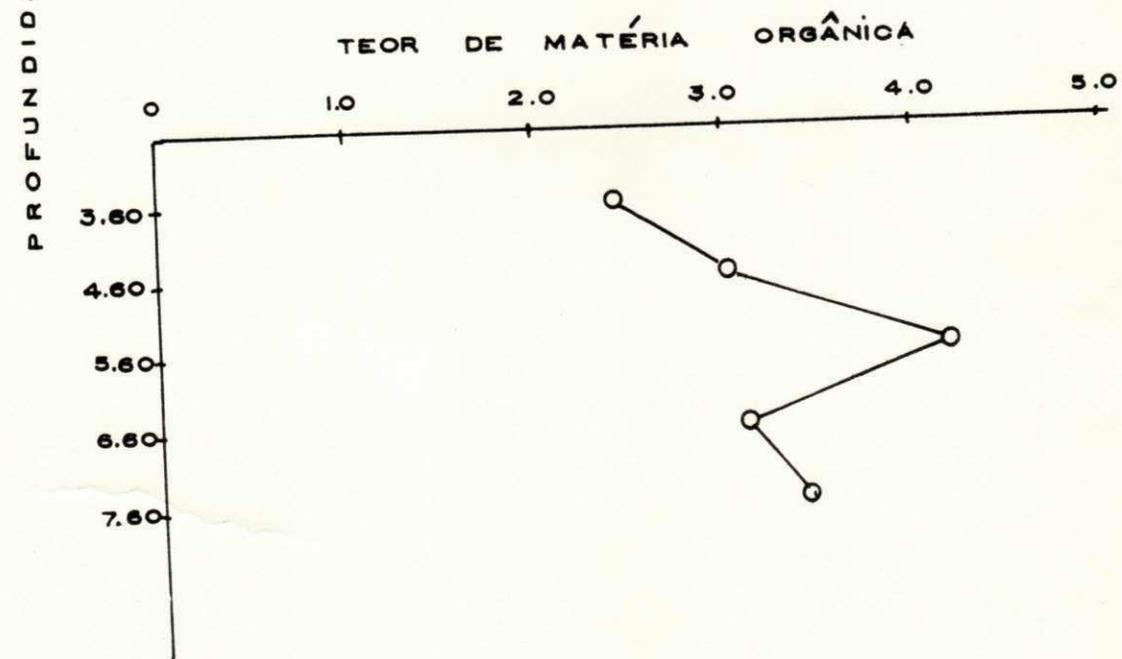
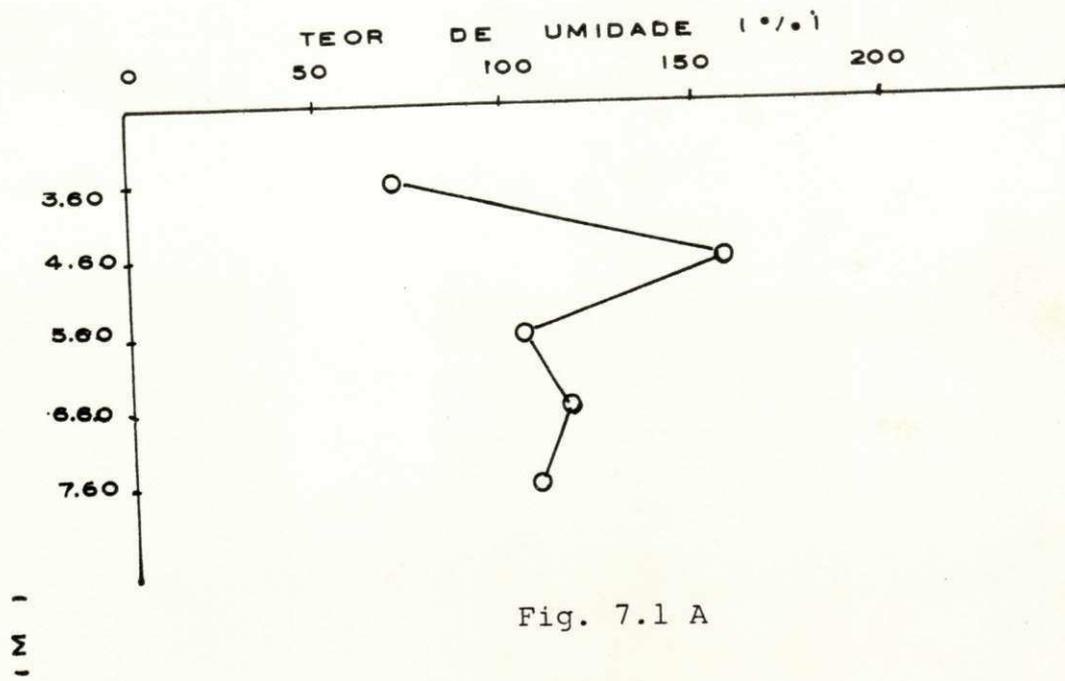


Figura 7.1 C - Gráfico Profundidade x Peso Específico do solo.

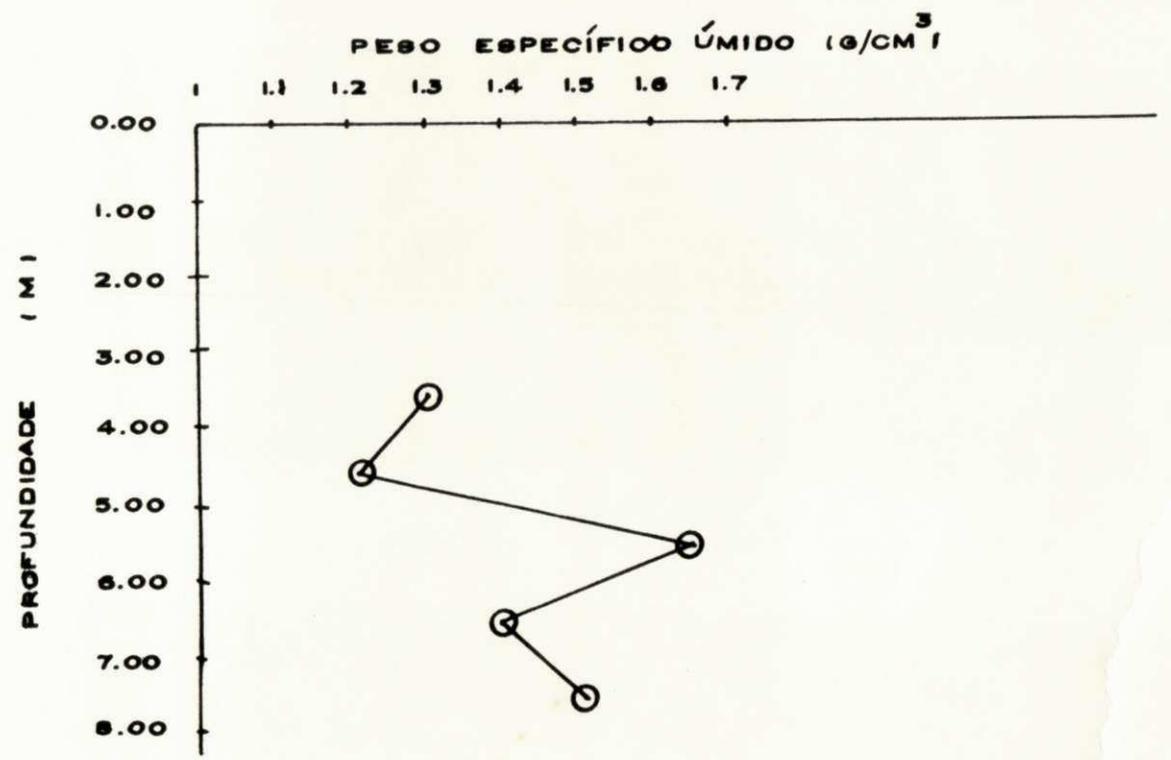


Figura 7.1 D - Curva Granulométrica do solo.

Fig. 7.1. D

GRANULOMETRIA

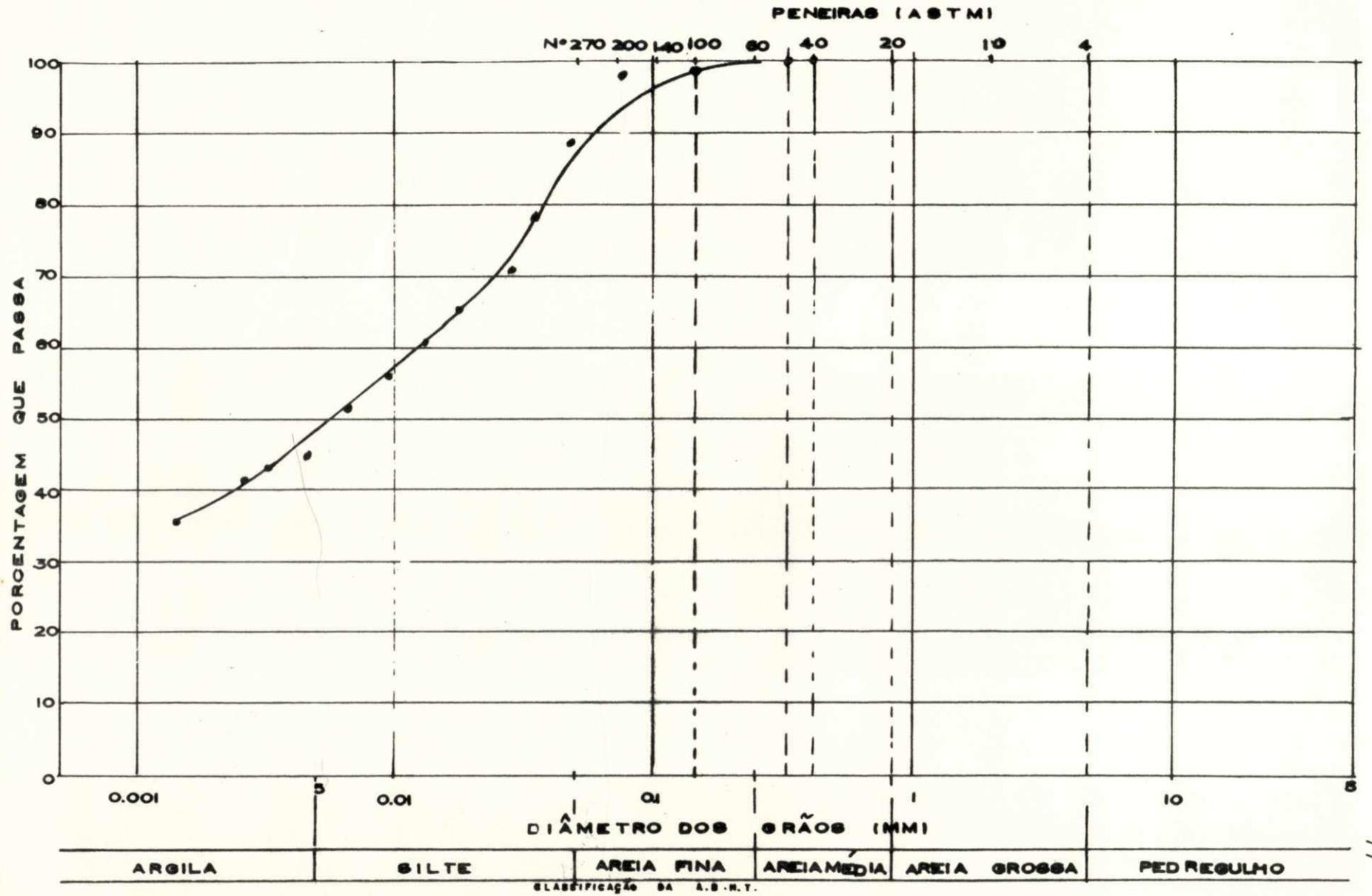


Figura 7.1. E - Curva Granulométrica da cal

GRANULOMETRIA DA  
CAL

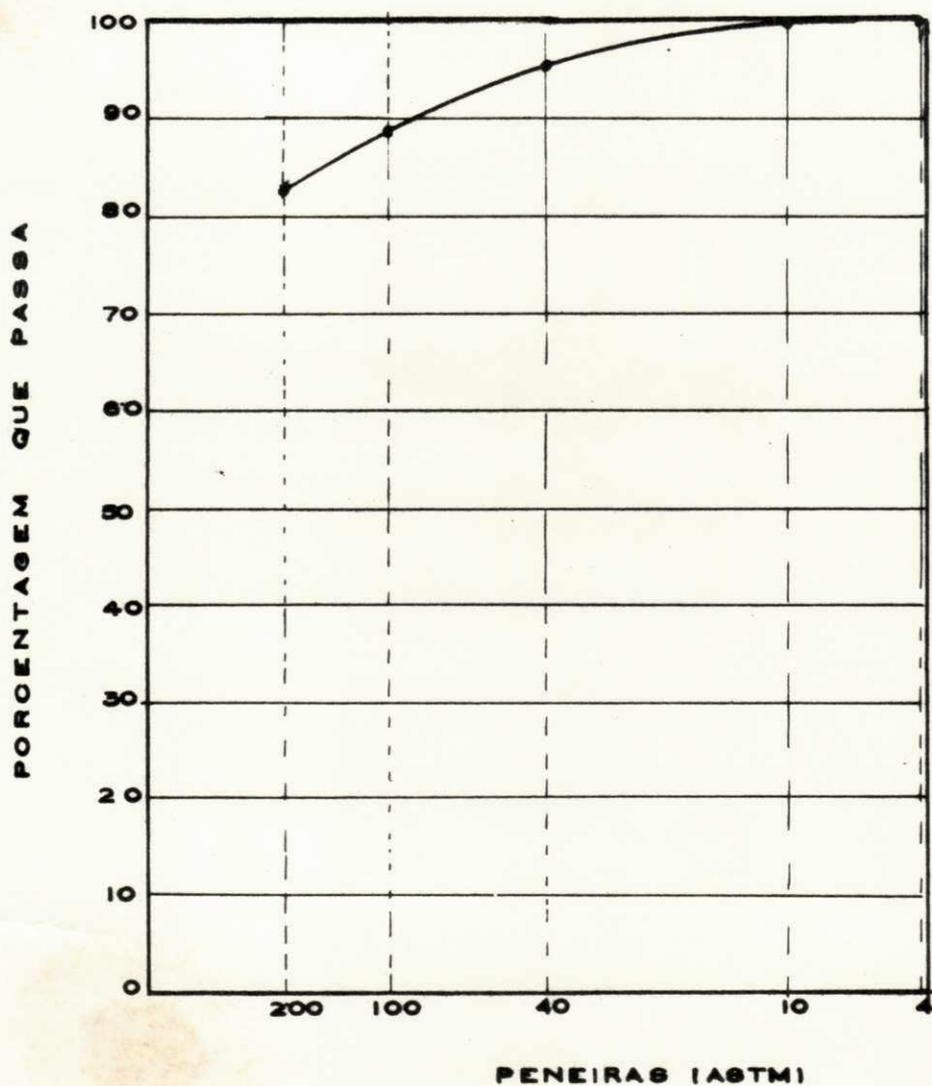


Fig. 7.1. E

Figura 7.2 - Gráfico Tensão - deformação com variações das porcentagens de cal para um tempo de cura de 0 (zero) dia. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

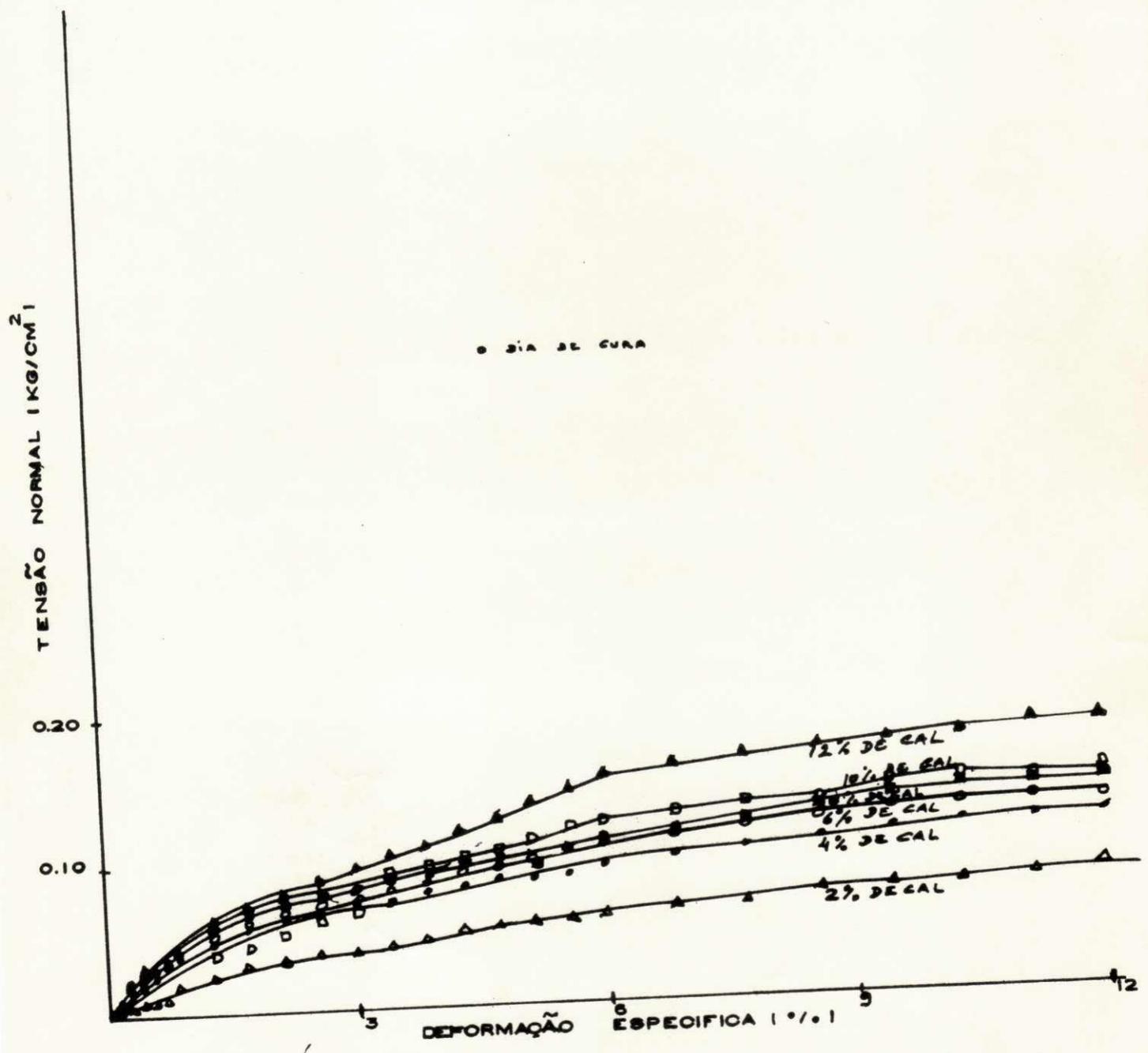


Fig. 7.2

Figura 7.3 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de 01 (um) dia. Obtidos através dos ensaios de compres são simples.

Fig. 7.3

ENSAIOS DE COMPRESSÃO  
SIMPLES

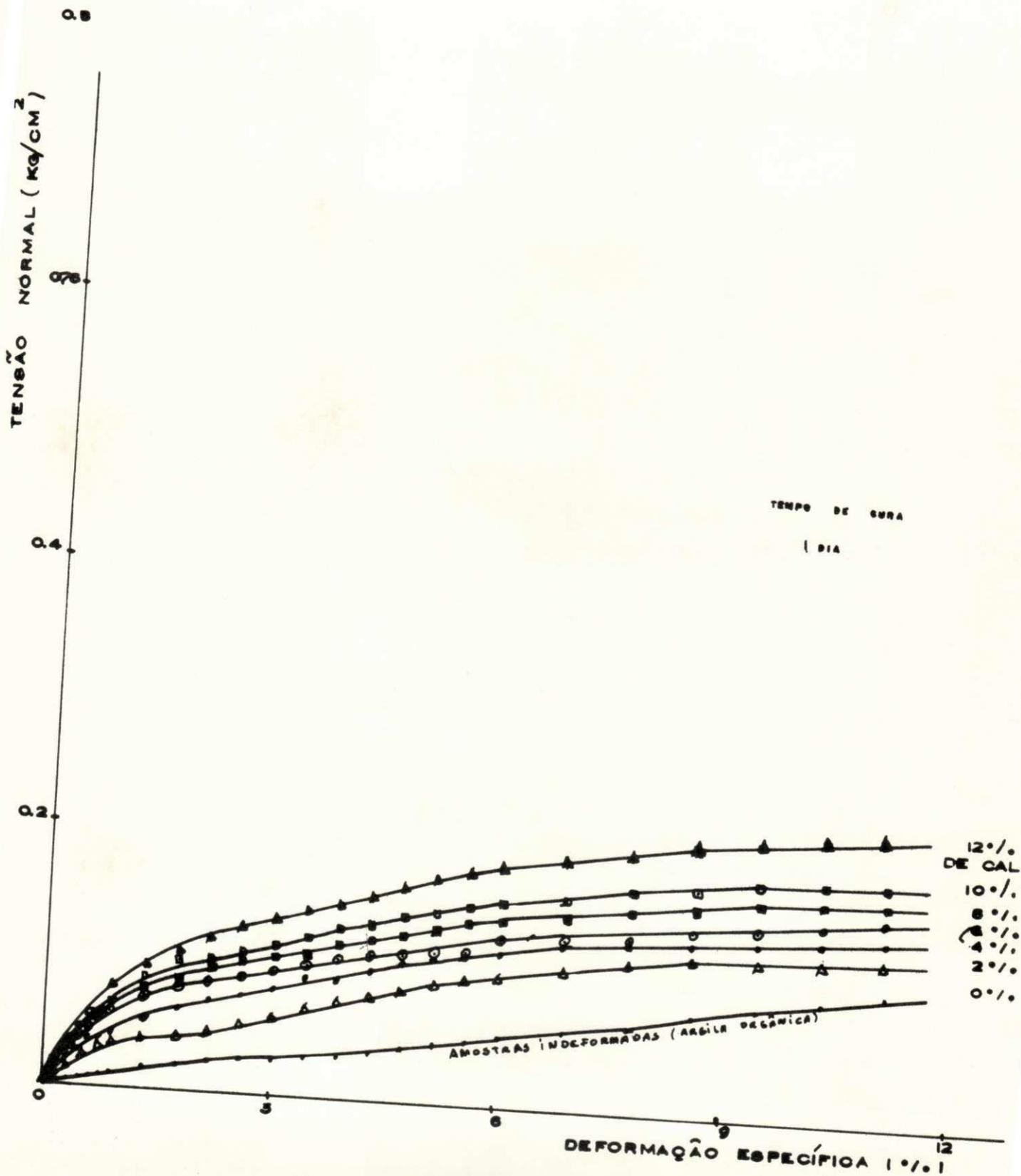


Figura 7.4 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de 7 (sete) dias. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

Fig. 7.4  
ENSAIOS DE COMPRESSÃO  
SIMPLES

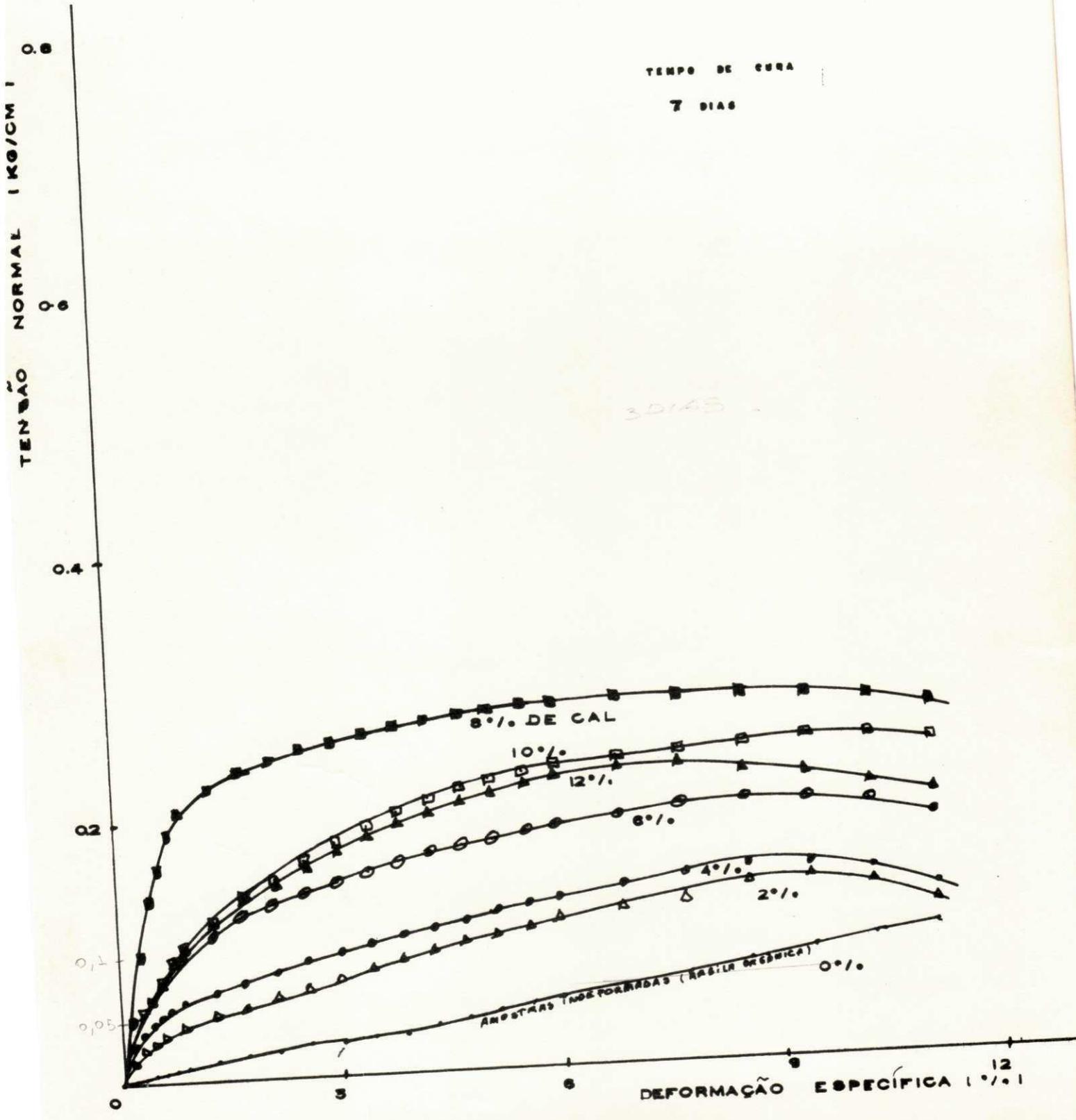


Figura 7.5 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de (quatorze) dias. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

Fig. 7.5  
ENSAIOS DE COMPRESSÃO  
SIMPLES

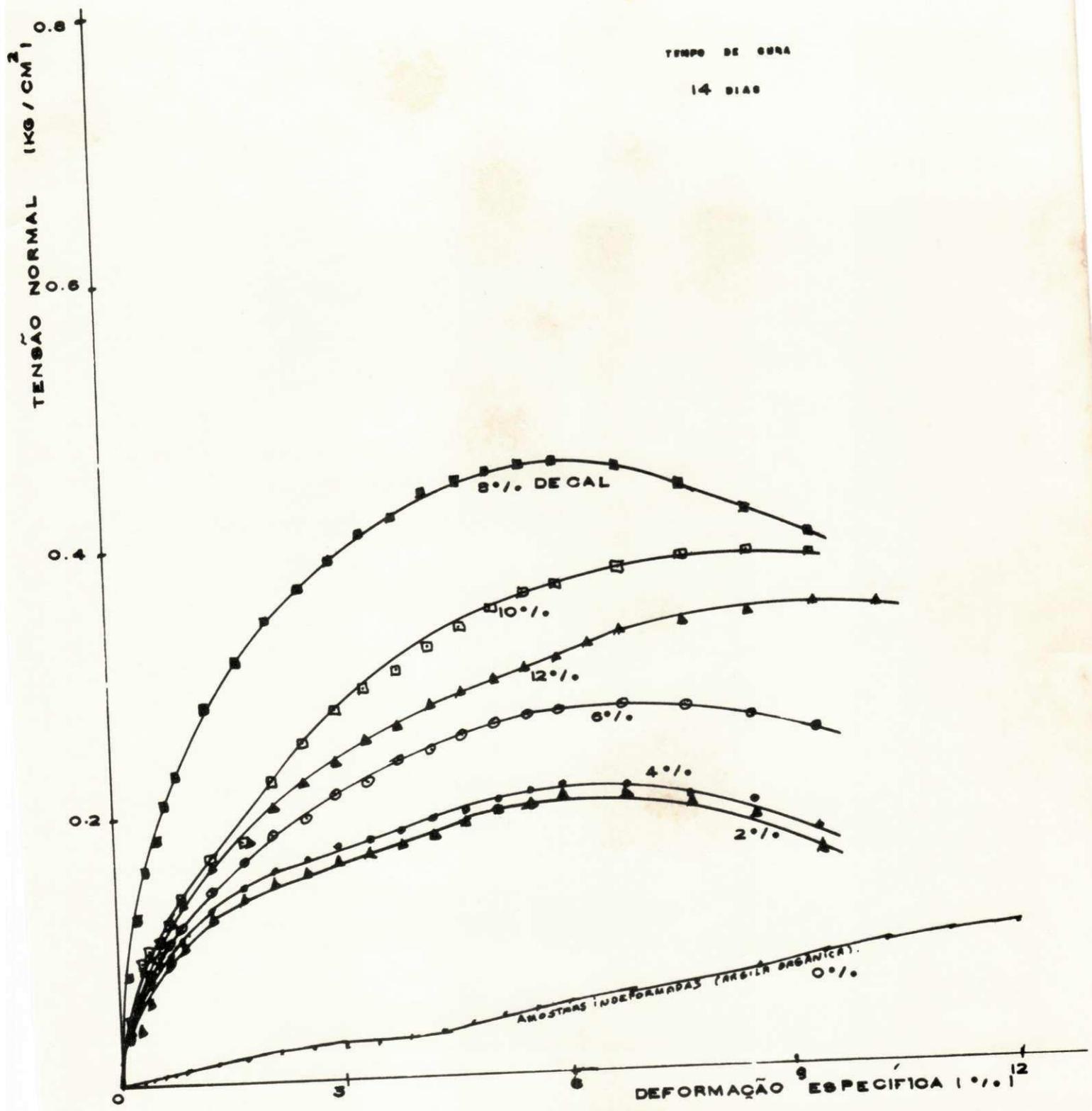


Figura 7.6 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de 28 (vinte e oito) dias. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

Fig. 7.6

ENSAIOS DE COMPRESSÃO  
SIMPLES

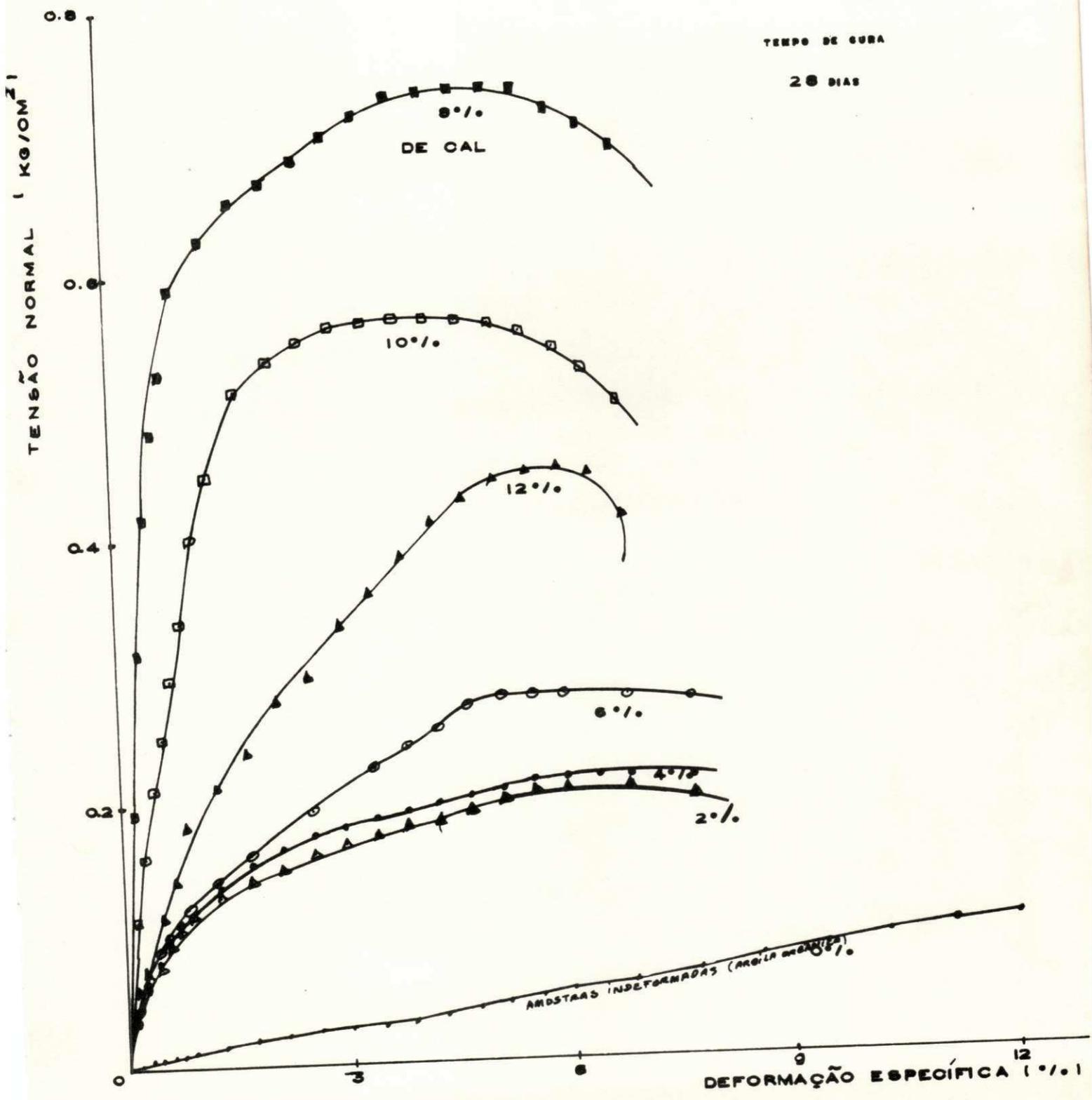


Figura 7.7 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das per centagens de cal, para um tempo de cura de 60 (ses senta) dias. Obtidos através dos ensaios de compres são simples.

Fig. 7.7

ENSAIOS DE COMPRESSÃO  
SIMPLES

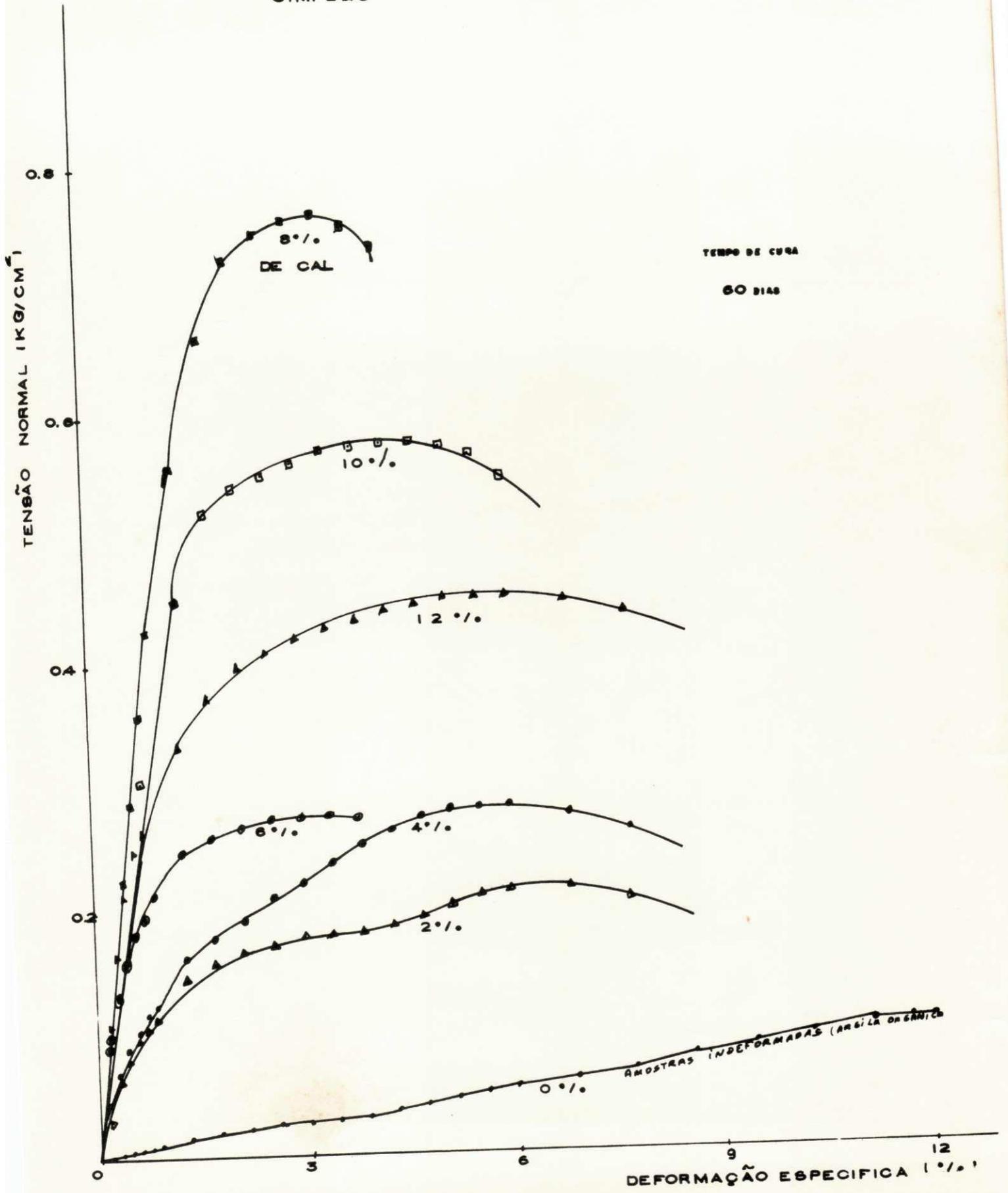


Figura 7.8 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de 90 (noventa) dias. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

Fig. 7.3

ENSAIOS DE COMPRESSÃO  
SIMPLES

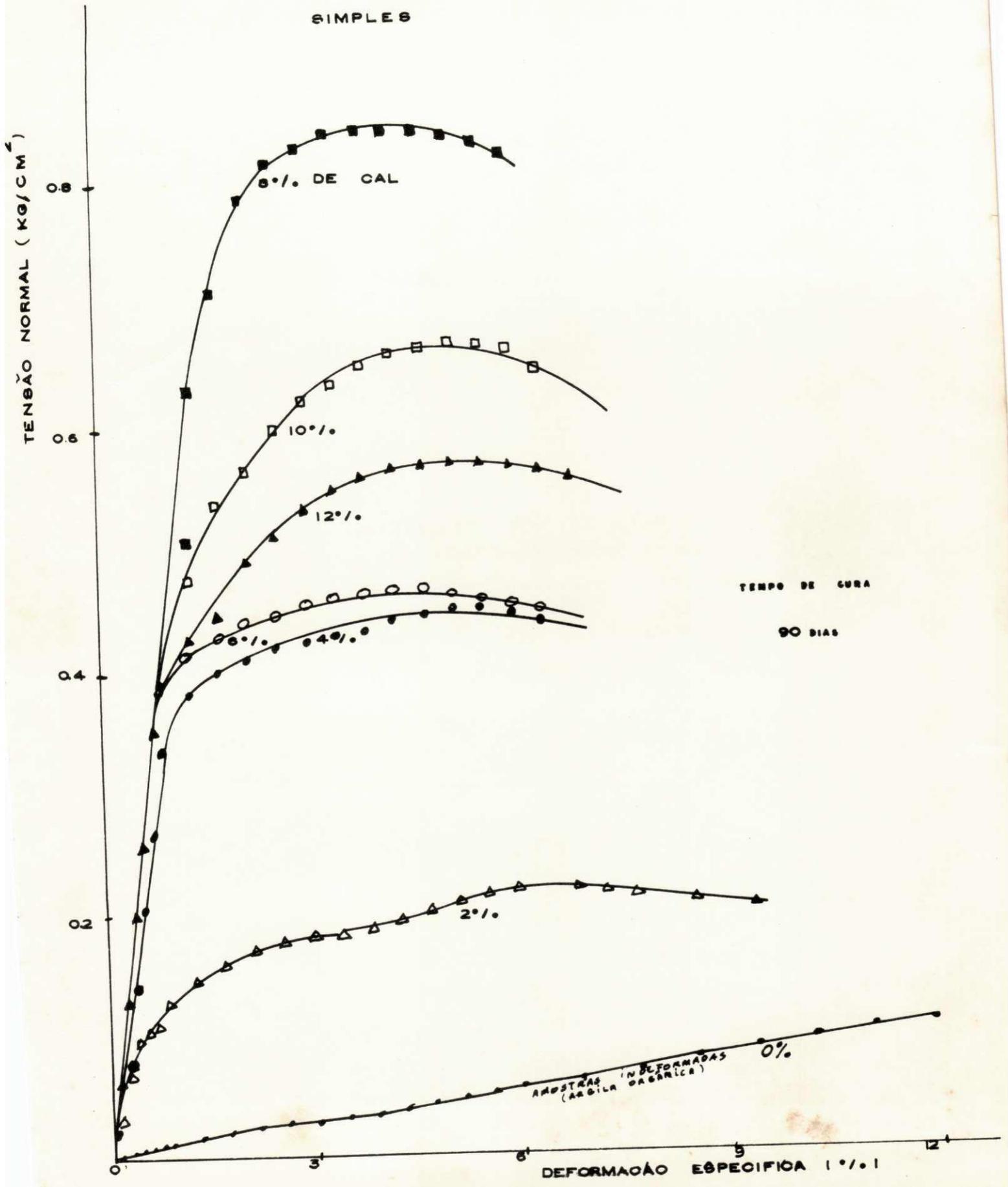


Figura 7.9 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de 120 (cento e vinte) dias. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

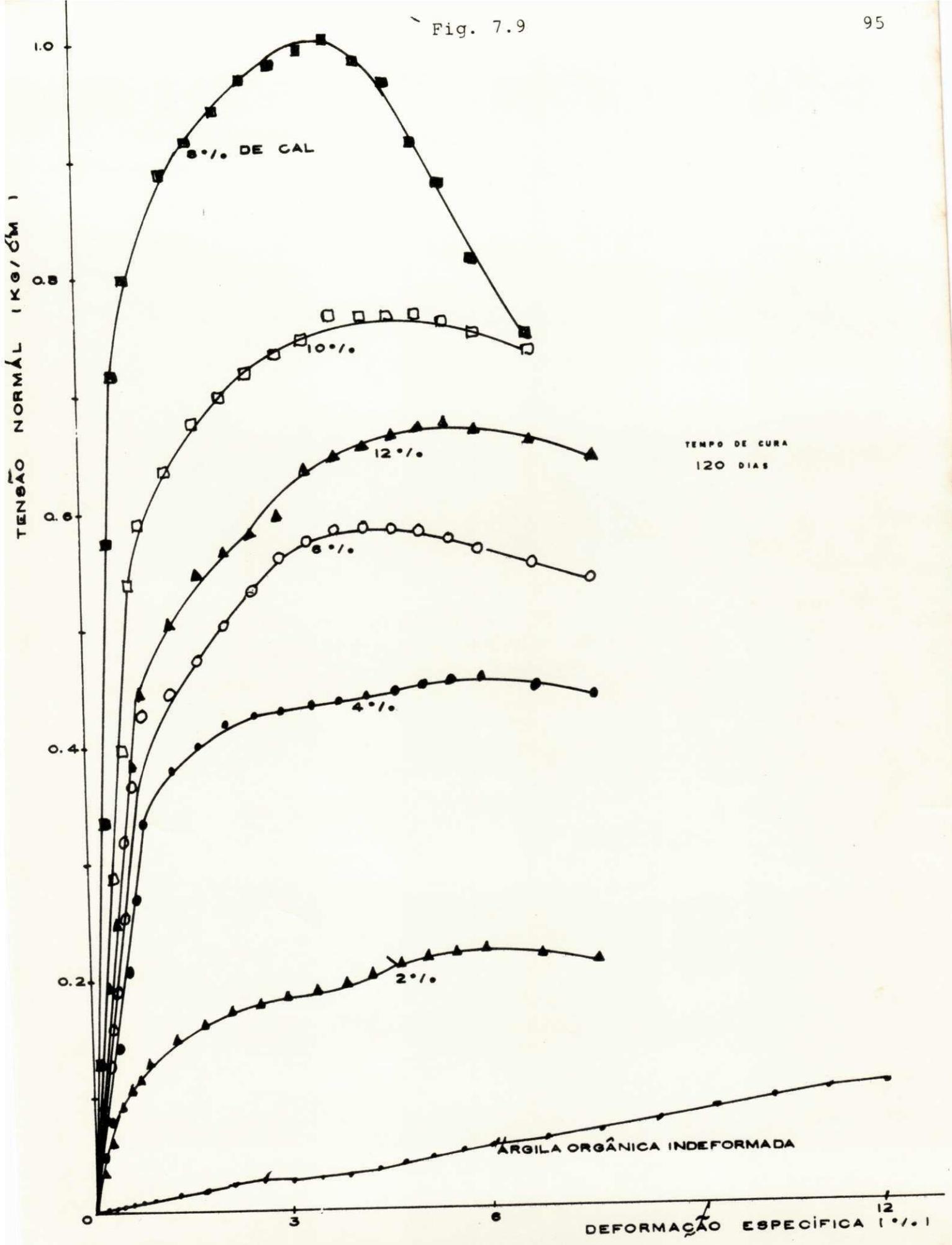


Figura 7.10 - Gráficos Tensão - deformação, com variações das porcentagens de cal, para um tempo de cura de 180 (cento e oitenta) dias. Obtidos através dos ensaios de compressão simples.

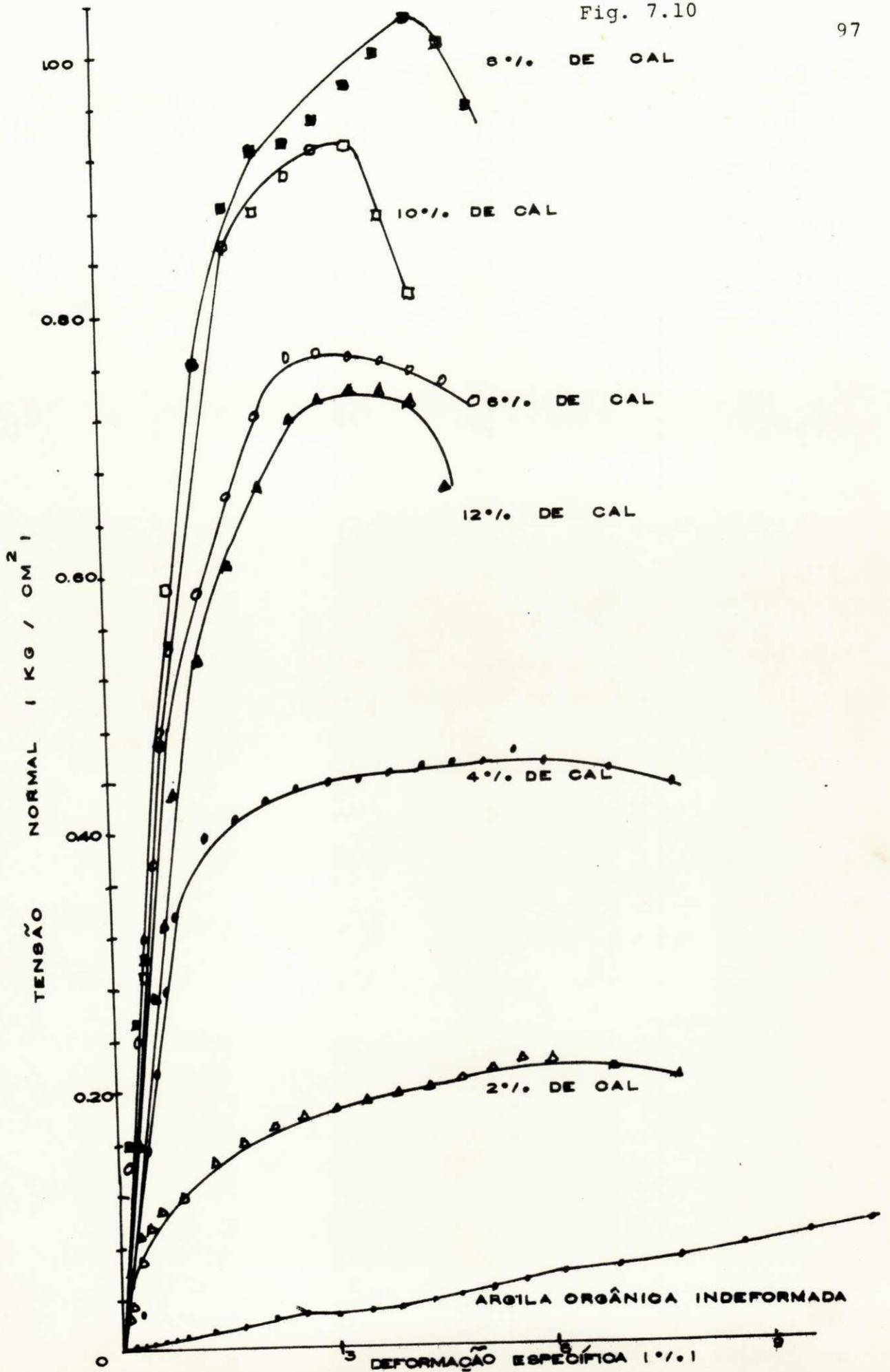


Figura 7.11 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 6% de cal em 60 dias de cura.

Figura 7.12 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 4% de cal em 60 dias de cura.

Figura 7.13 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 2% de cal em 60 dias de cura.

Figuras: 7.11, 7.12 e 7.13

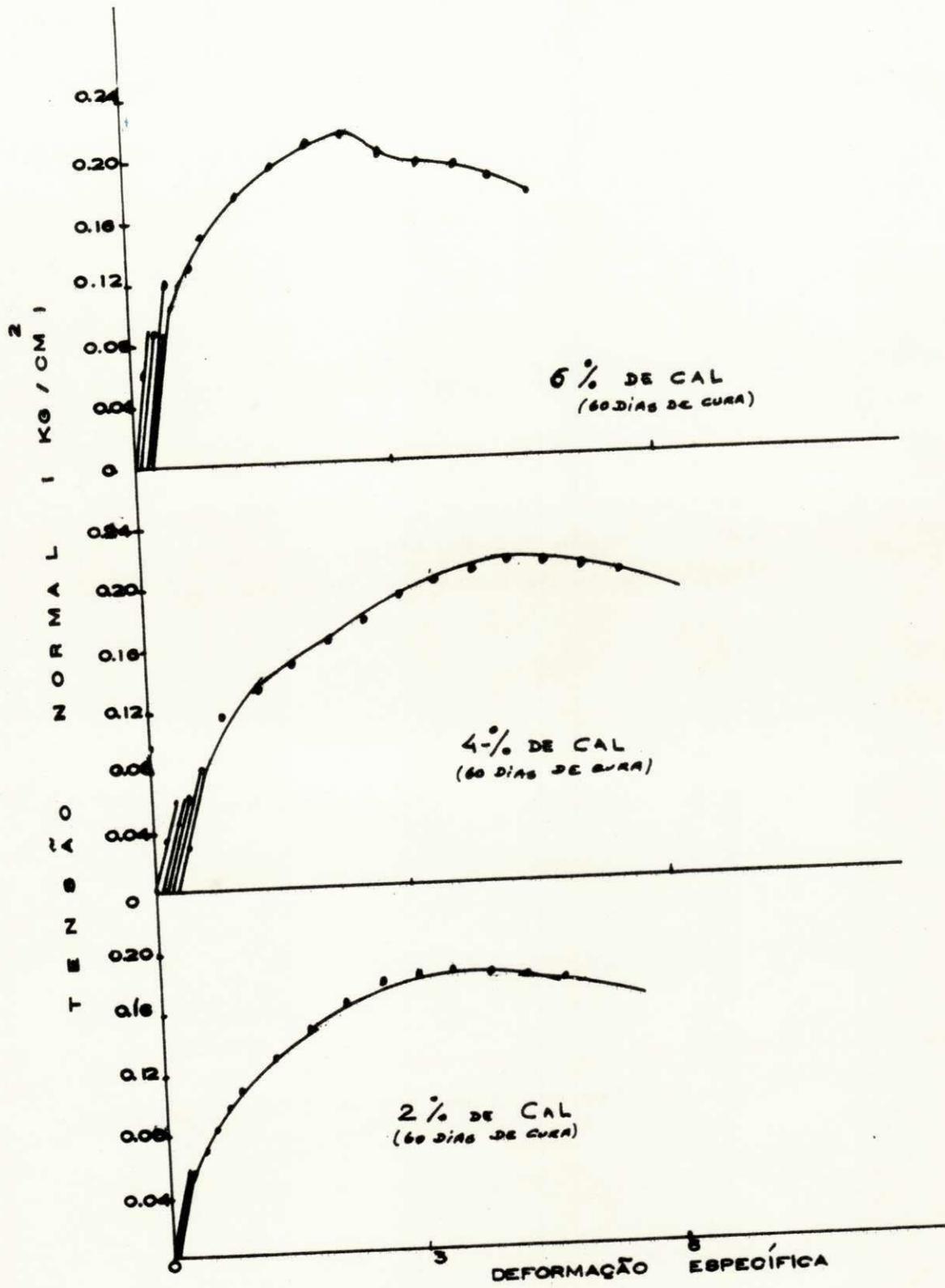


Figura 7.14 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica,  
para uma amostra com 8% de cal em 60 dias de cura.

Figura 7.14

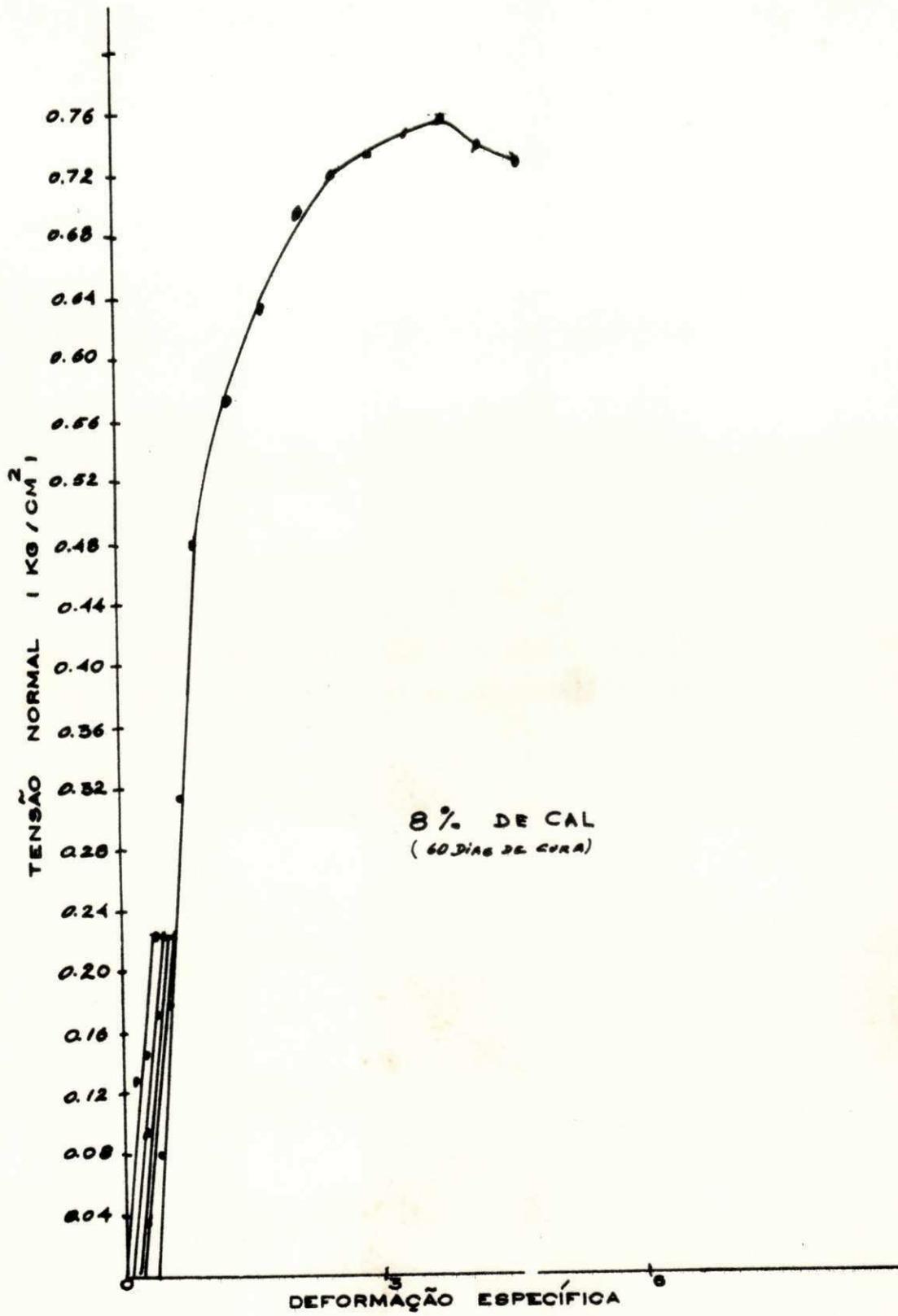


Figura 7.15 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 10% de cal em 60 dias de cura.

Figura 7.15

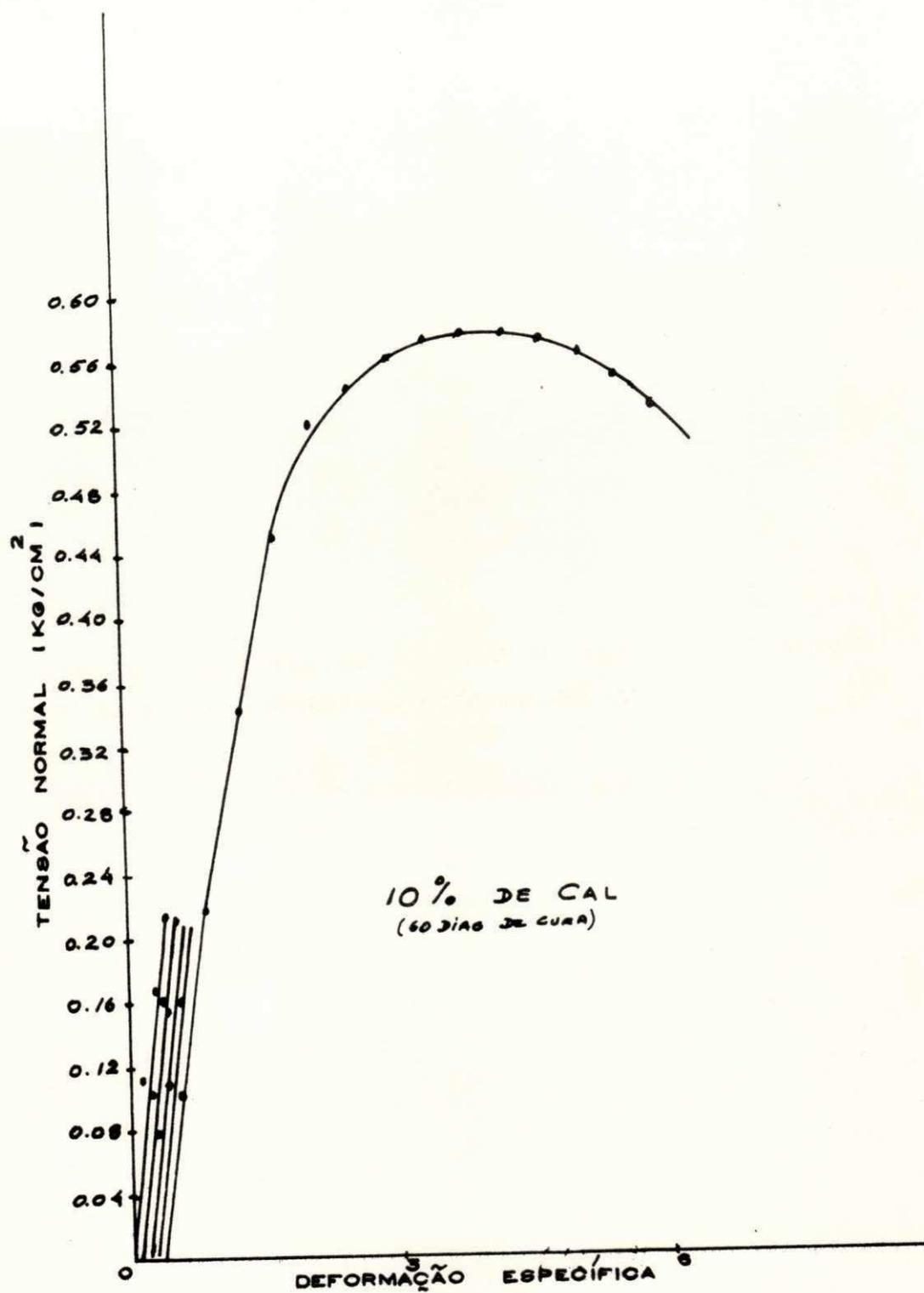


Figura 7.16 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 12% de cal em 60 dias de cura.

Figura 7.16

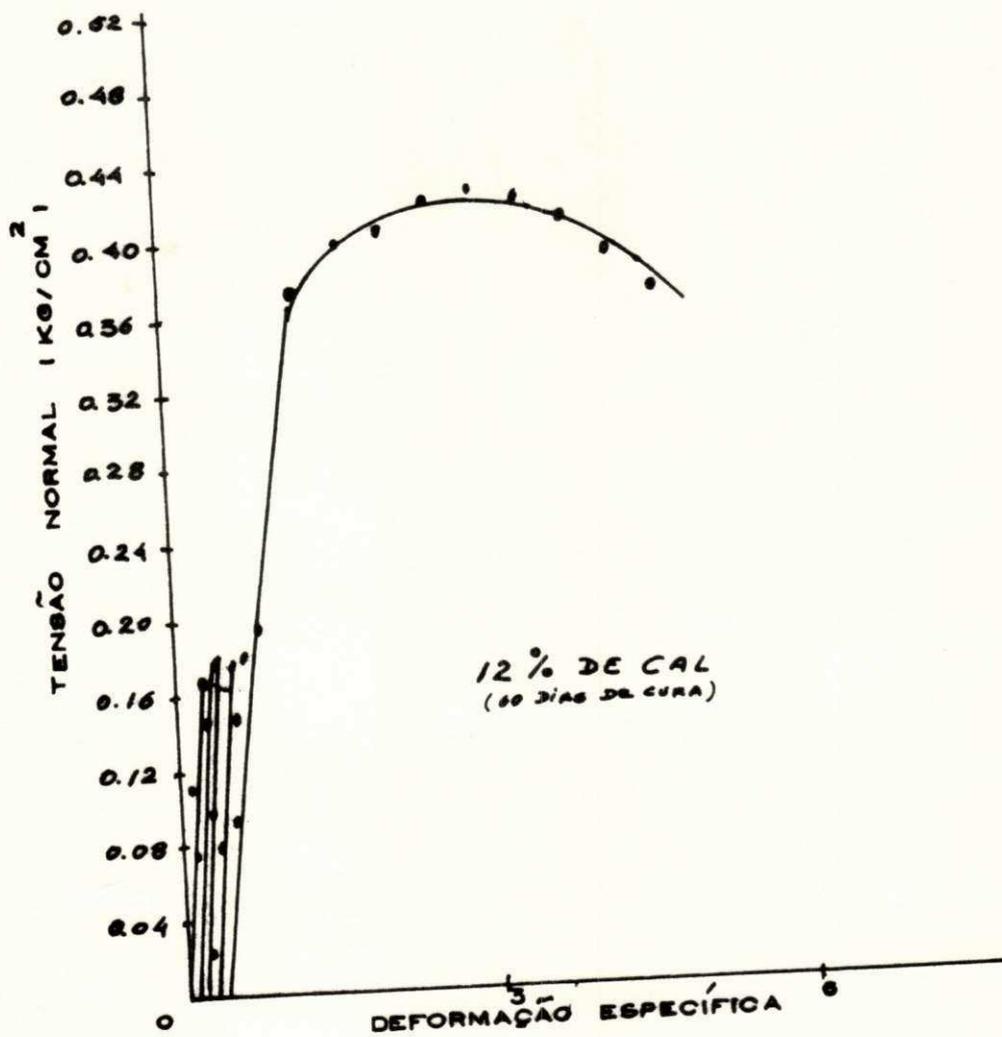


Figura 7.17 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 4% de cal em 90 dias de cura.

Figura 7.18 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 2% de cal em 90 dias de cura.

Figura 7.17

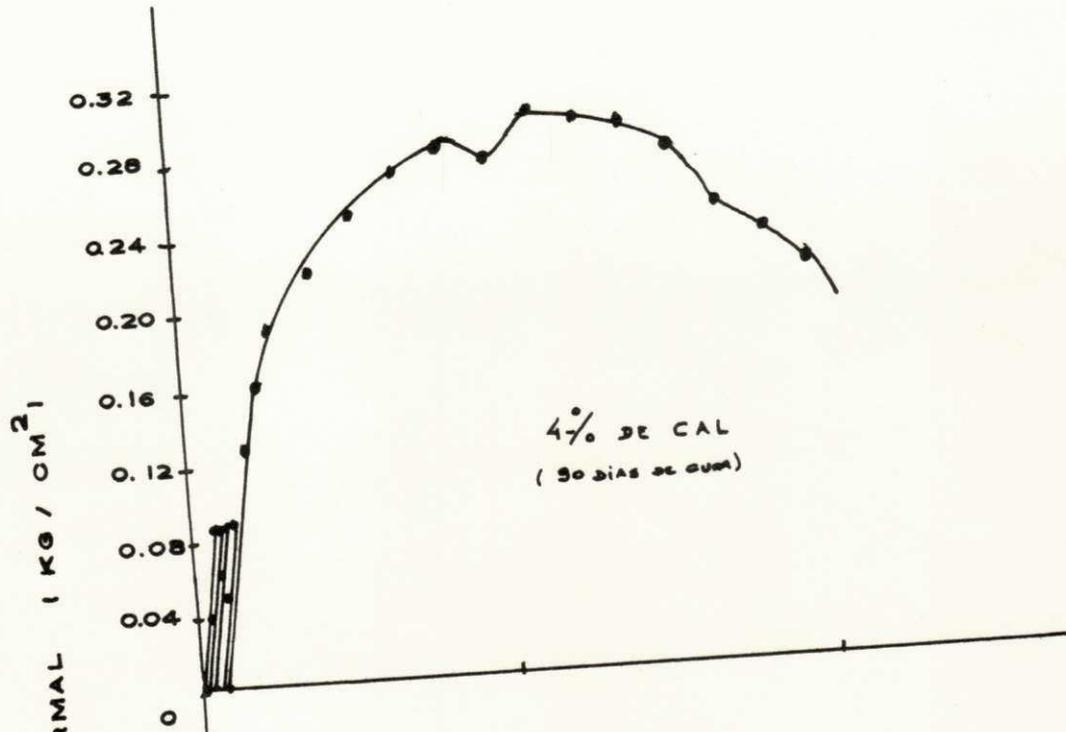


Figura 7.18



Figura 7.19 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 6% de cal em 90 dias de cura.

Figura 7.19

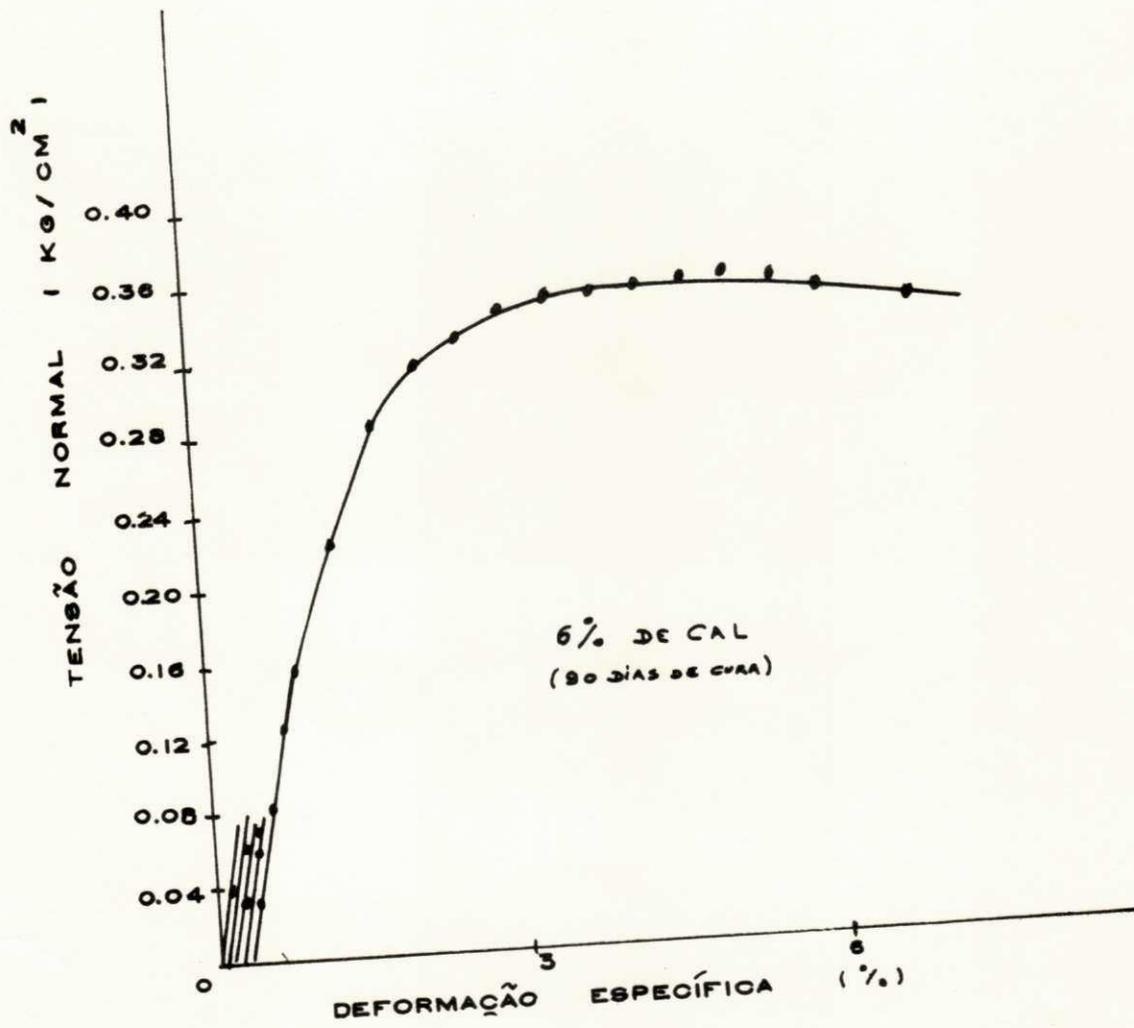


Figura 7.20 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 8% de cal em 90 dias de cura.

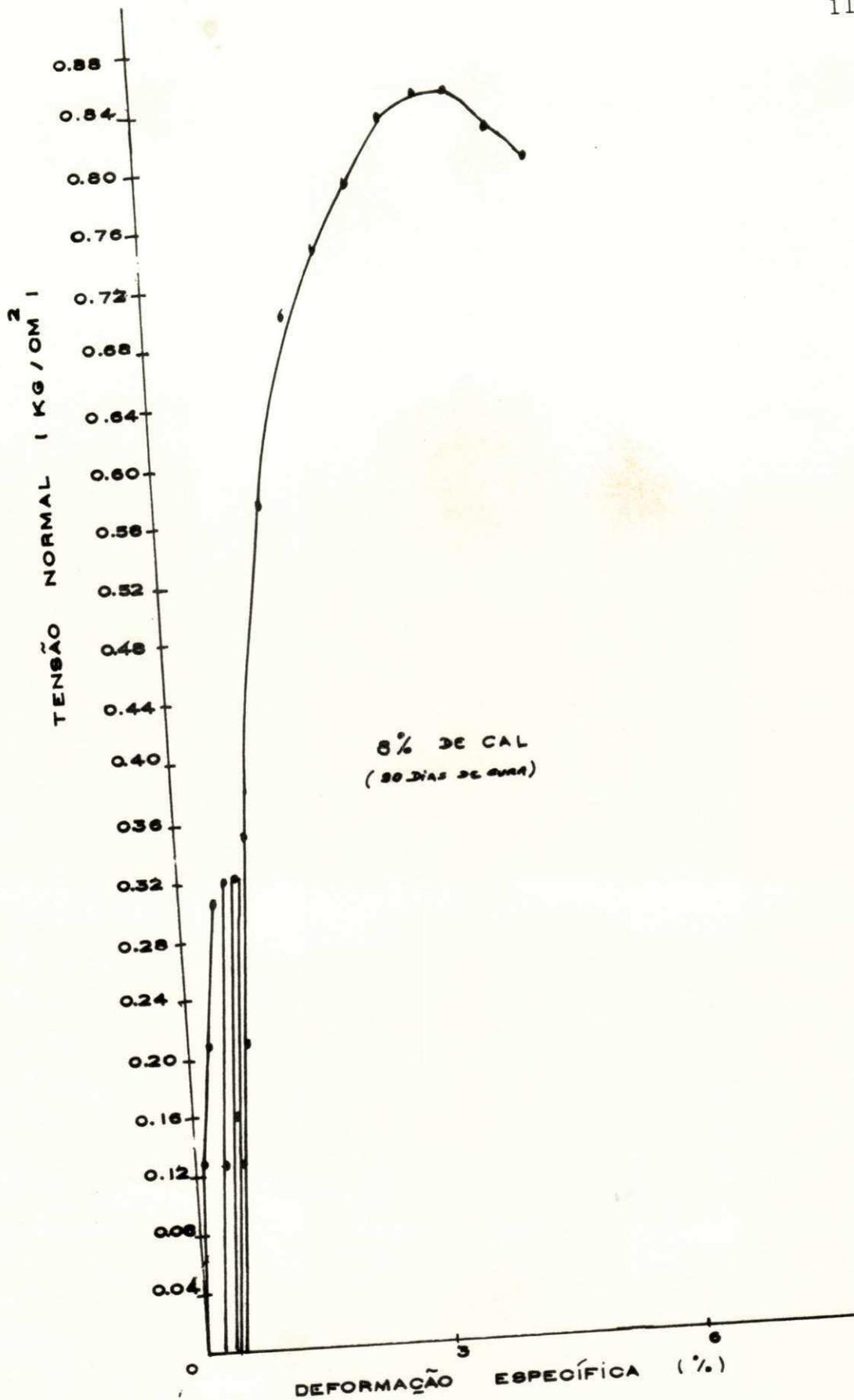


Figura 7.20

Figura 7.21

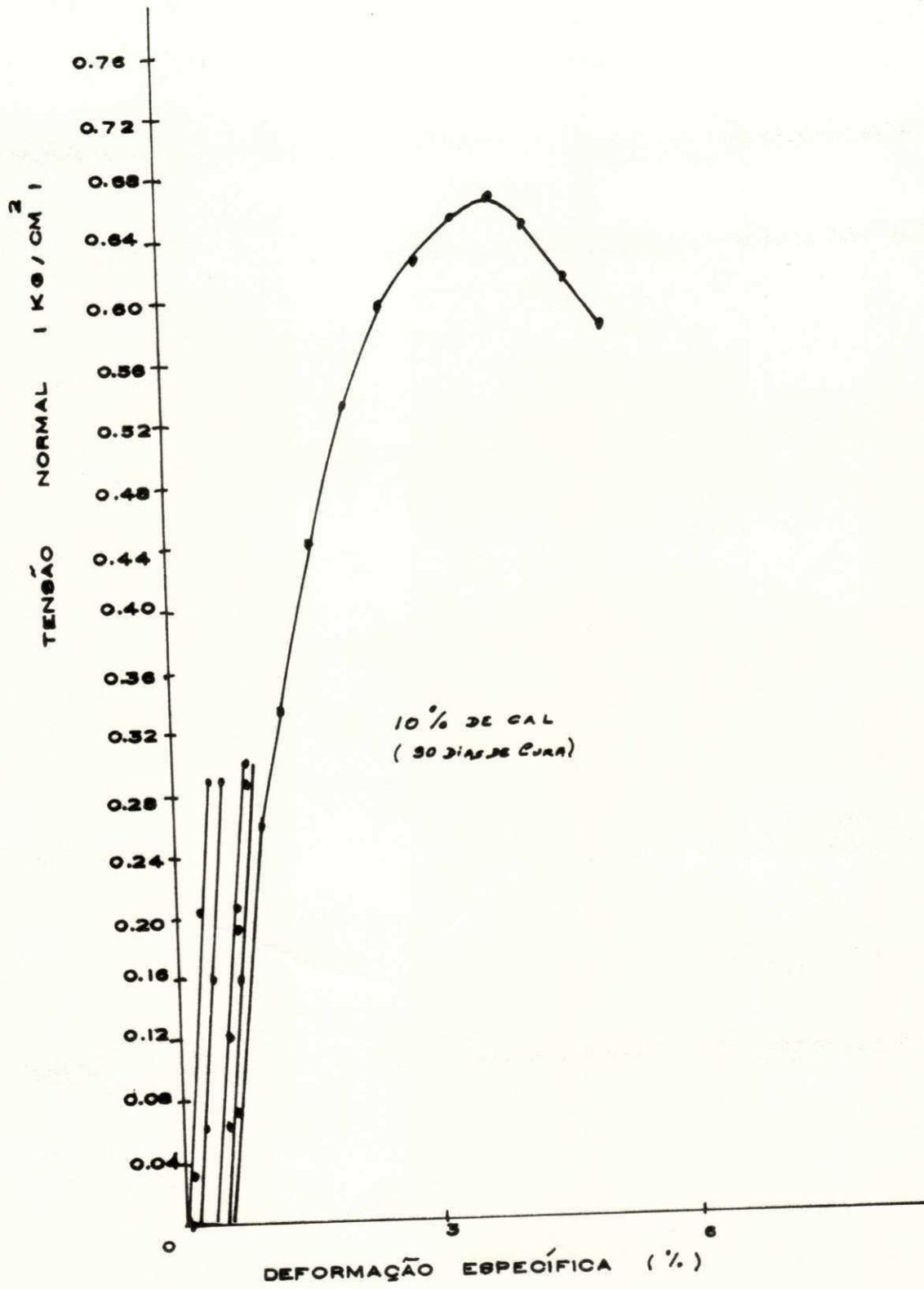


Figura 7.22 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 12% de cal em 90 dias de cura.

Figura 7.22

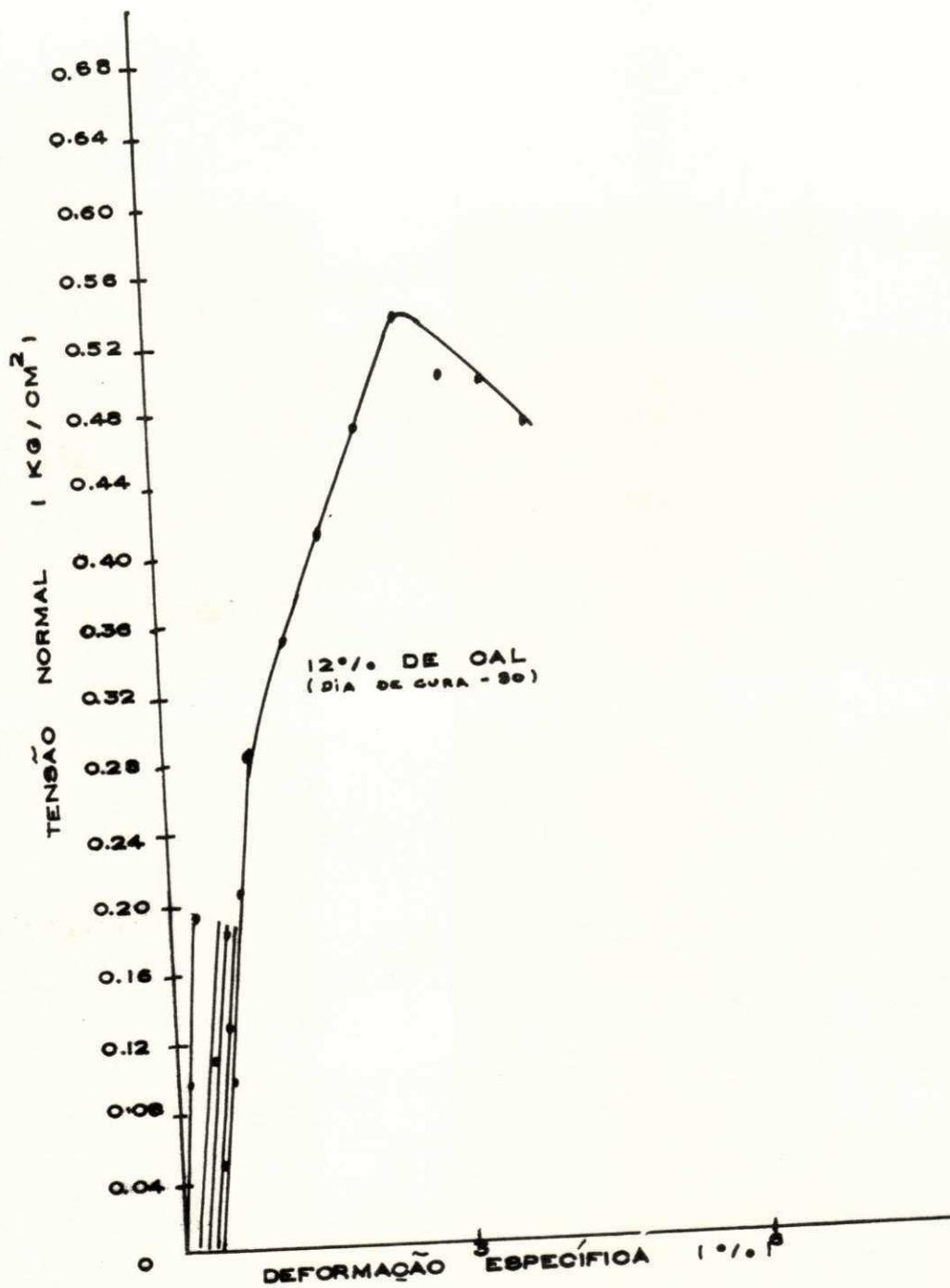


Figura 7.23 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 4% de cal em 120 dias de cura.

Figura 7.24 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 2% de cal em 120 dias de cura.

Figura 7.23

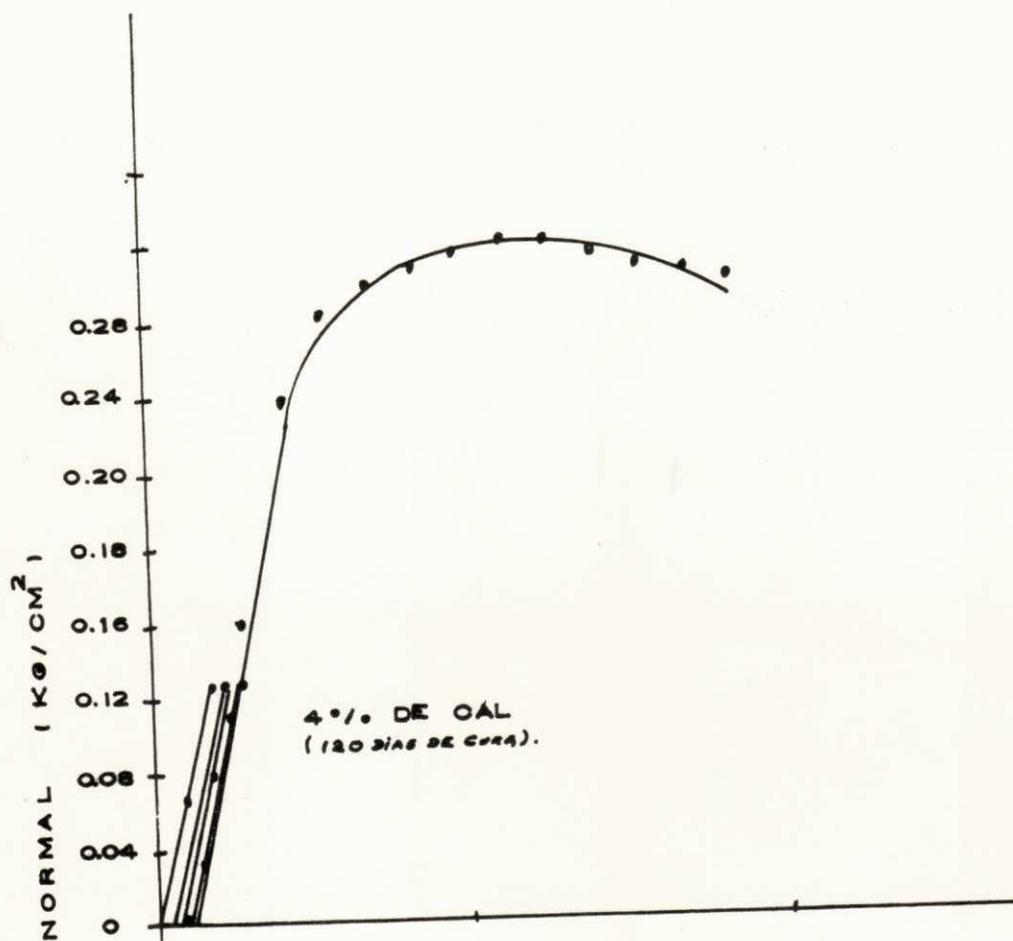


Figura 7.24

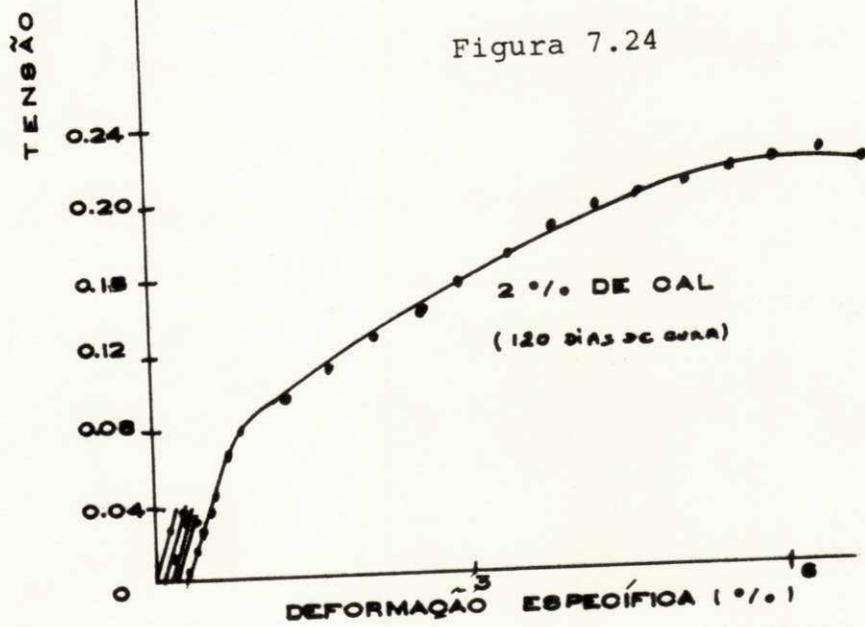


Figura 7.25 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 6% de cal em 120 dias de cura.

Figura 7.25

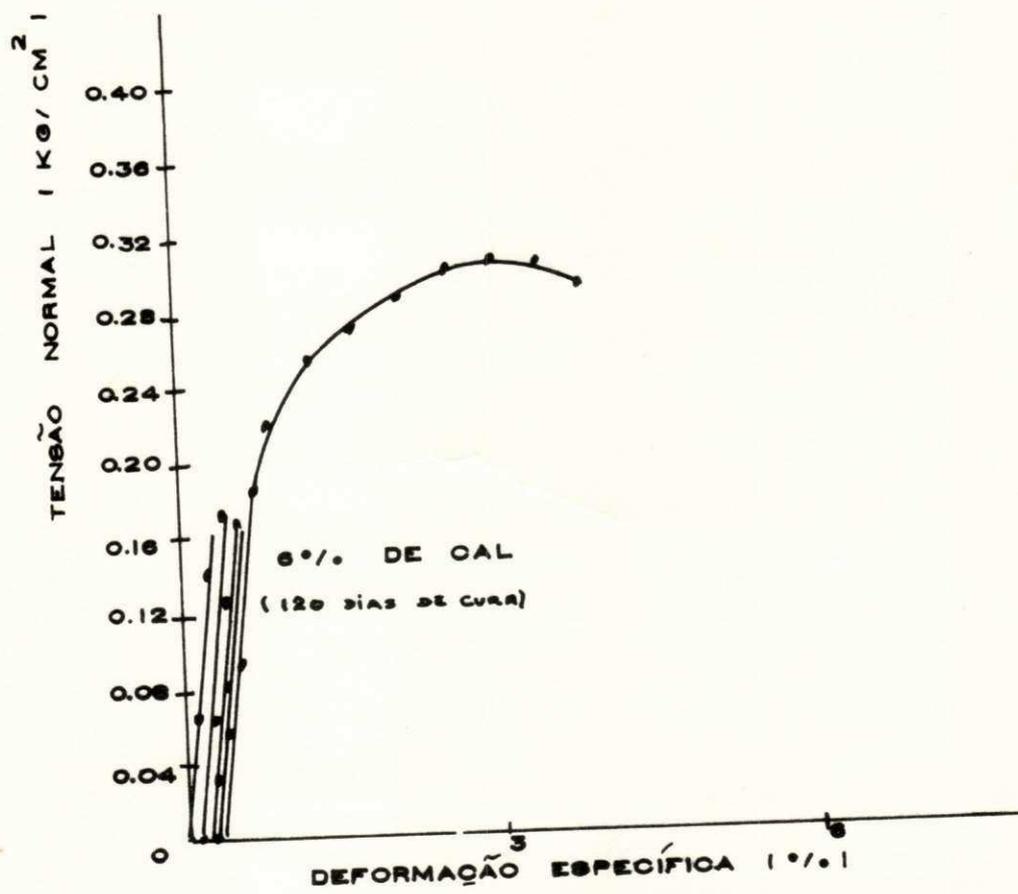


Figura 7.26 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 8% de cal em 120 dias de cura.

Figura 7.26

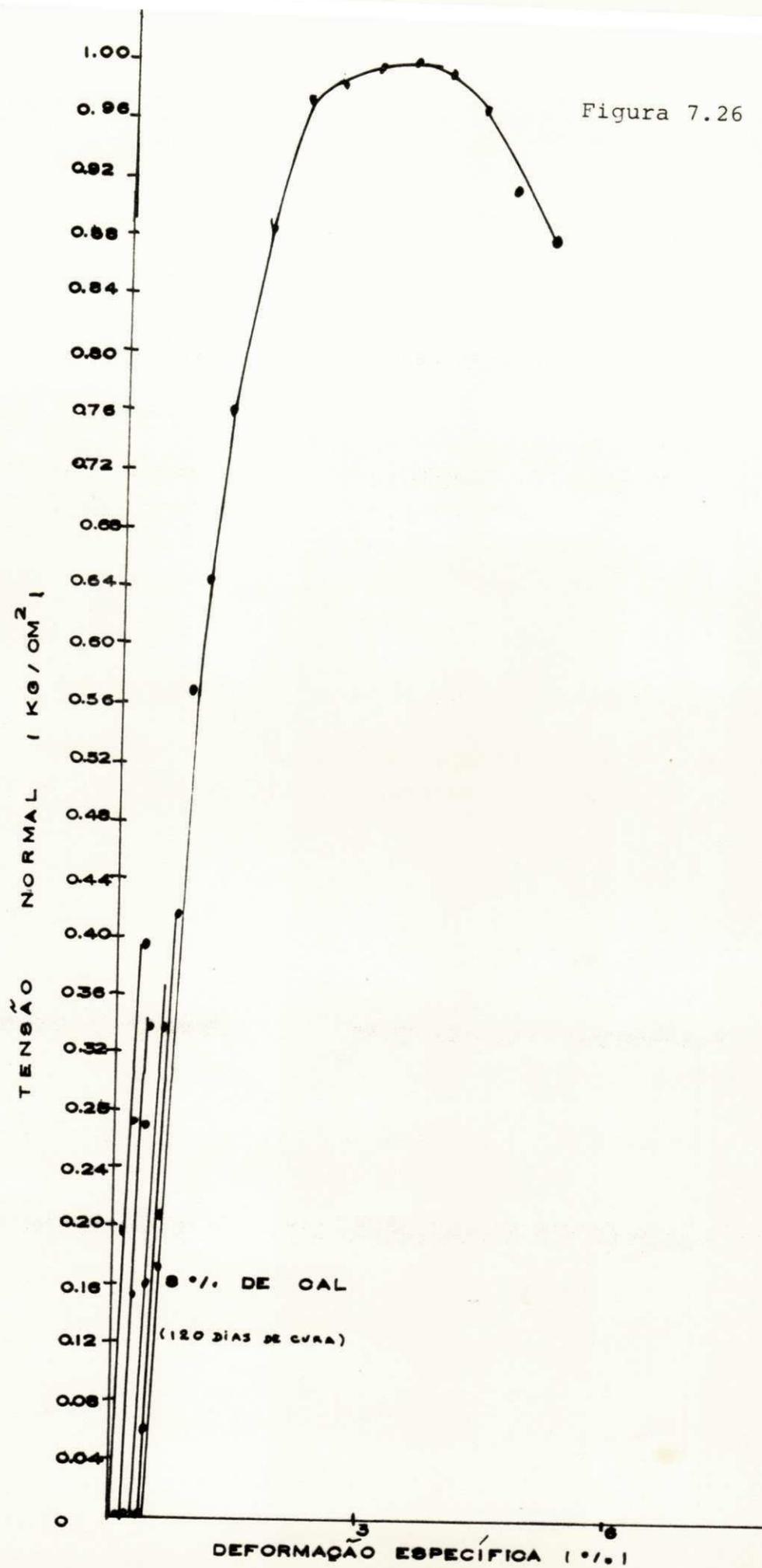


Figura 7.27 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 10% de cal em 120 dias.

Figura 7.27

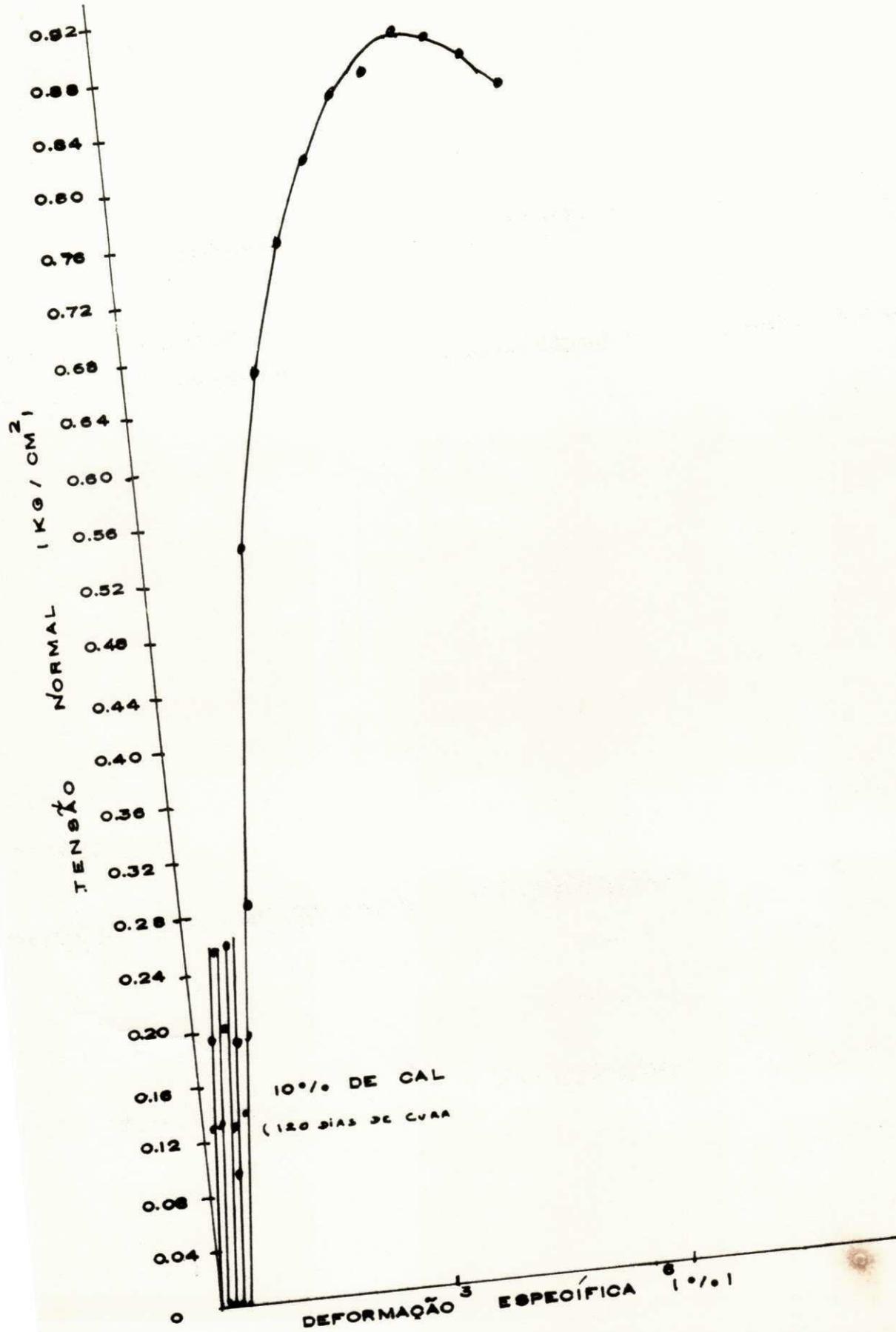


Figura 7.28 - Gráfico Tensão - deformação, com carga cíclica, para uma amostra com 12% de cal em 120 dias de cura.

Figura 7.28

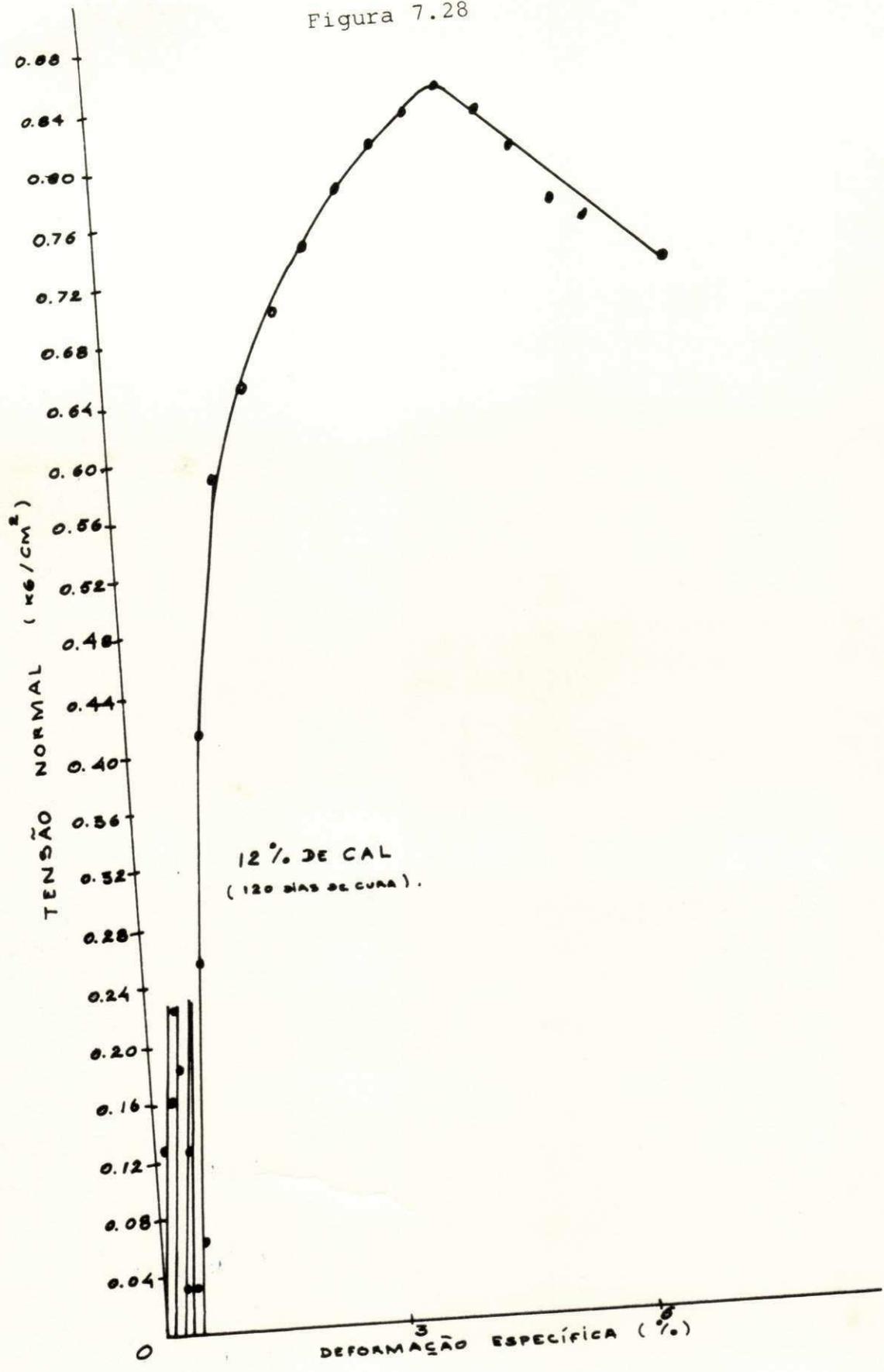
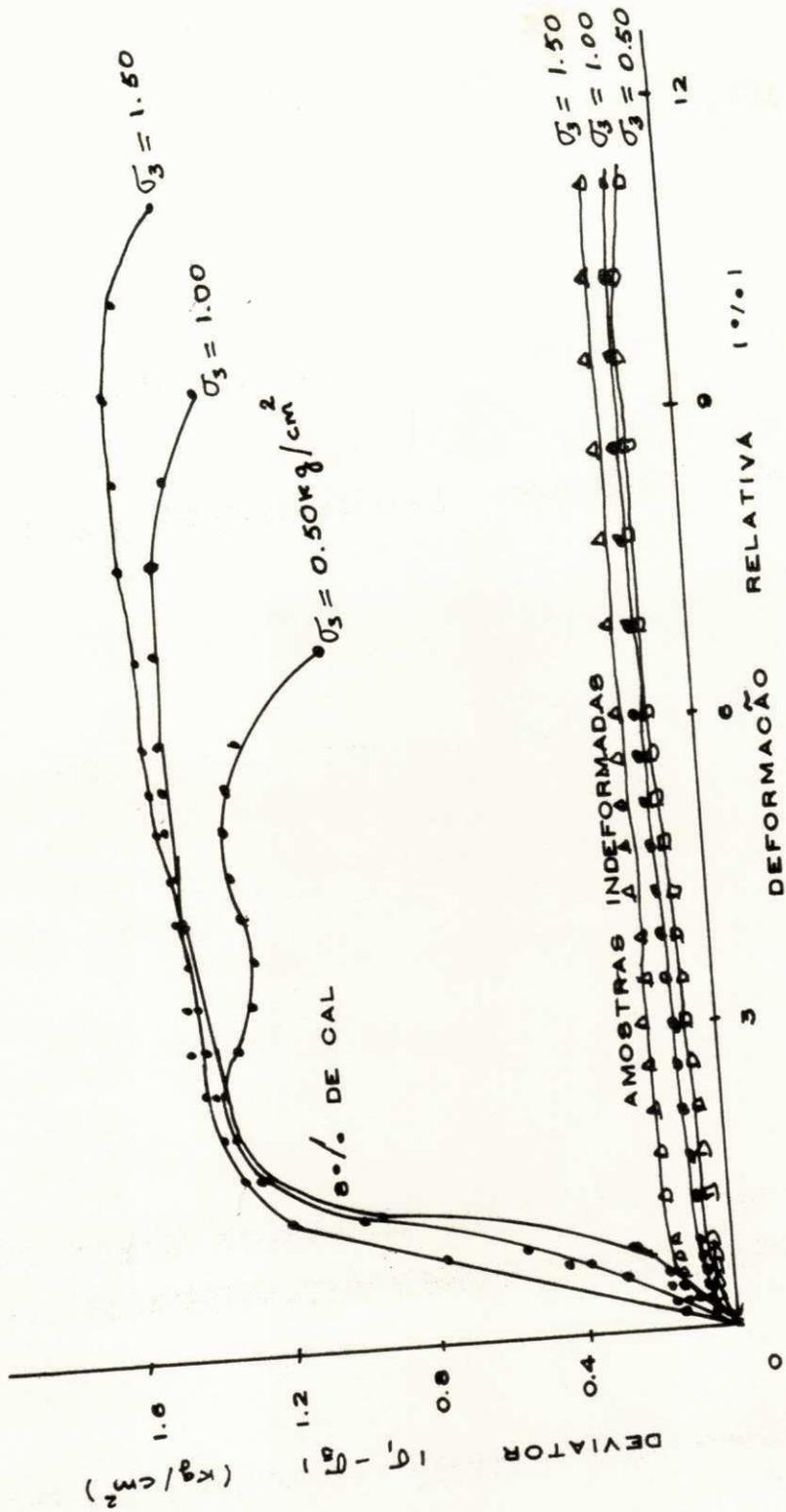


TABELA 7.2

% CAL	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE ( Kg/cm <sup>2</sup> )		
	60 DIAS DE CURA	90 DIAS DE CURA	120 DIAS DE CURA
2	16,8	16,1	15,8
4	16,8	29,9	28,0
6	31,5	27,3	64,5
8	79,2	82,0	132,7
10	55,1	57,6	73,7
12	35,0	28,7	79,4

Figura 7.29 - Gráfico Tensão Deviatora x Deformação Específica ou porcentual para amostras preparadas com 8% de cal e para as amostras indeformadas.



## CAPÍTULO VIII

### ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A análise e discussão dos resultados será feita com o objetivo de verificar a influência da cal virgem na resistência do solo argilo orgânico que apresenta as características descritas no Capítulo VII.

A argila orgânica estudada apresenta uma resistência muito baixa à penetração, em que o número de golpes para fazer o amostrador padrão penetrar 30 cm, através do ensaio de SPT, foi menor que um, no qual a argila foi classificada como muito mole (Lambe, 1974).

Através do ensaio de compressão simples obteve-se uma tensão de rutura média para o solo indeformado de  $0.104 \text{ Kg/cm}^2$  correspondente a uma deformação de 12%. A proporção que

se mistura cal virgem, 2% a 12%, verifica-se um considerável aumento da resistência do solo em relação ao solo natural indeformado, figura 8.1. Nas figuras 8.1 e 8.2 observa-se que a tensão de rutura cresce de 0% a 8% de cal e decresce de 8% a 12% de cal. Tendo por base para construção dos gráficos, os resultados dos ensaios de compressão simples, figura 8.1 e 8.2.

Na figura 8.3, mostramos graficamente a porcentagem de aumento de resistência de rutura das amostras preparadas em relação a resistência de rutura médias das amostras indeformadas com o tempo de cura.

Suposta uma carga cíclica de  $1/3$  da carga de rutura, foi realizado o ensaio de compressão axial cíclica. Os resultados desse ensaio indicam a variação do módulo de deformabilidade da mistura com a variação da quantidade de cal e do tempo de cura. Define-se por módulo de deformabilidade à relação entre a variação de tensão e a variação de deformação específica quando o material fica solicitado por uma carga cíclica. Ele nos indica a inclinação da tangente à curva tensão cíclica x deformação específica. Mostrando o grau de deformação do material, para as amostras deformadas e indeformadas verifica-se que:

1 - O módulo de deformabilidade, para um dado tempo de cura atinge seu valor máximo quando a porcentagem de cal adicionada ao solo natural é de 8%.

2 - O módulo de deformabilidade do solo natural é de  $1,2 \text{ Kg/cm}^2$  e dos corpos de prova preparados com 8% de cal, são:

- $79,2 \text{ Kg/cm}^2$  em 60 dias de cura
- $82,0 \text{ Kg/cm}^2$  em 90 dias de cura
- $132,7 \text{ Kg/cm}^2$  em 120 dias de cura

Na figura 8.4 verifica-se que o módulo de defor

gens de cal, no qual o crescimento, a partir do dia 120 para 2% e 4% de cal é menor que o crescimento para 6% 8%, 10% e 12% de

mabilidade cresce com o tempo de cura para as variadas porcentagens de cal, no qual o crescimento, a partir do dia 120 para 2% e 4% de cal é menor que o crescimento para 6% 8%, 10% e 12% de cal.

Nos gráficos das figuras 8.1, 8.2 e 8.3, verifica-se que a quantidade de cal que adicionada ao solo oferece maior resistência, é de 8% da quantidade de solo nas condições naturais. Devido a este fato realizou-se o ensaio de compressão triaxial com as amostras preparadas com 8% de cal e, para efeito de comparação, com as amostras indeformadas. Com os resultados do ensaio triaxial traça-se os círculos de Mohr para o solo indeformado e para as amostras preparadas com 8% de cal, figura 8.5, determinando-se assim a coesão e o ângulo de atrito:

- Amostras Indeformadas -  $C = 0,04 \text{ Kg/cm}^2$  e  $\phi = 0^\circ$
- Amostras Preparadas -  $C = 0,60 \text{ Kg/cm}^2$  e  $\phi = 6^\circ$

Sendo " $q_E$ " a tensão máxima estabilizada do solo misturado com cal (tensão de rutura) e " $q_I$ " a tensão máxima (tensão de rutura) das amostras indeformadas traçam-se as curvas porcentagem de aumento da resistência do solo preparado com cal em relação a resistência do solo indeformado ( $q_E/q_I \times 100$ ) versus tempo de cura.

Broms e Boman, 1976, obtiveram um aumento na resistência do solo de 300% quando se adicionava 6% de cal "in situ" em 180 dias de cura. Para as mesmas condições de tempo de cura e porcentagem de cal analisada por Broms e Boman, 1976, a argila mole de João Pessoa aumenta sua resistência em cerca de 740% no laboratório. Tal aumento foi maior que o obtido por Broms e Boman, 1976, face as seguintes comparações:

1 - No campo a mistura de solo com cal não é homogênea, no qual a porcentagem de cal cresce da borda para o nú

cleo da estaca, no laboratório a mistura solo com cal é totalmente homogênea.

2 - No campo a mistura é compacta por um processo mecânico, figura 1.1 e no laboratório é compactada manualmente tendo um cuidado muito grande.

3 - As condições de cura no campo é totalmente diferente das condições de cura no laboratório.

4 - No campo observa-se que existe uma pressão de confinamento, " $\sigma_3$ ", durante a cura da amostra e no laboratório não existe tal pressão de confinamento.

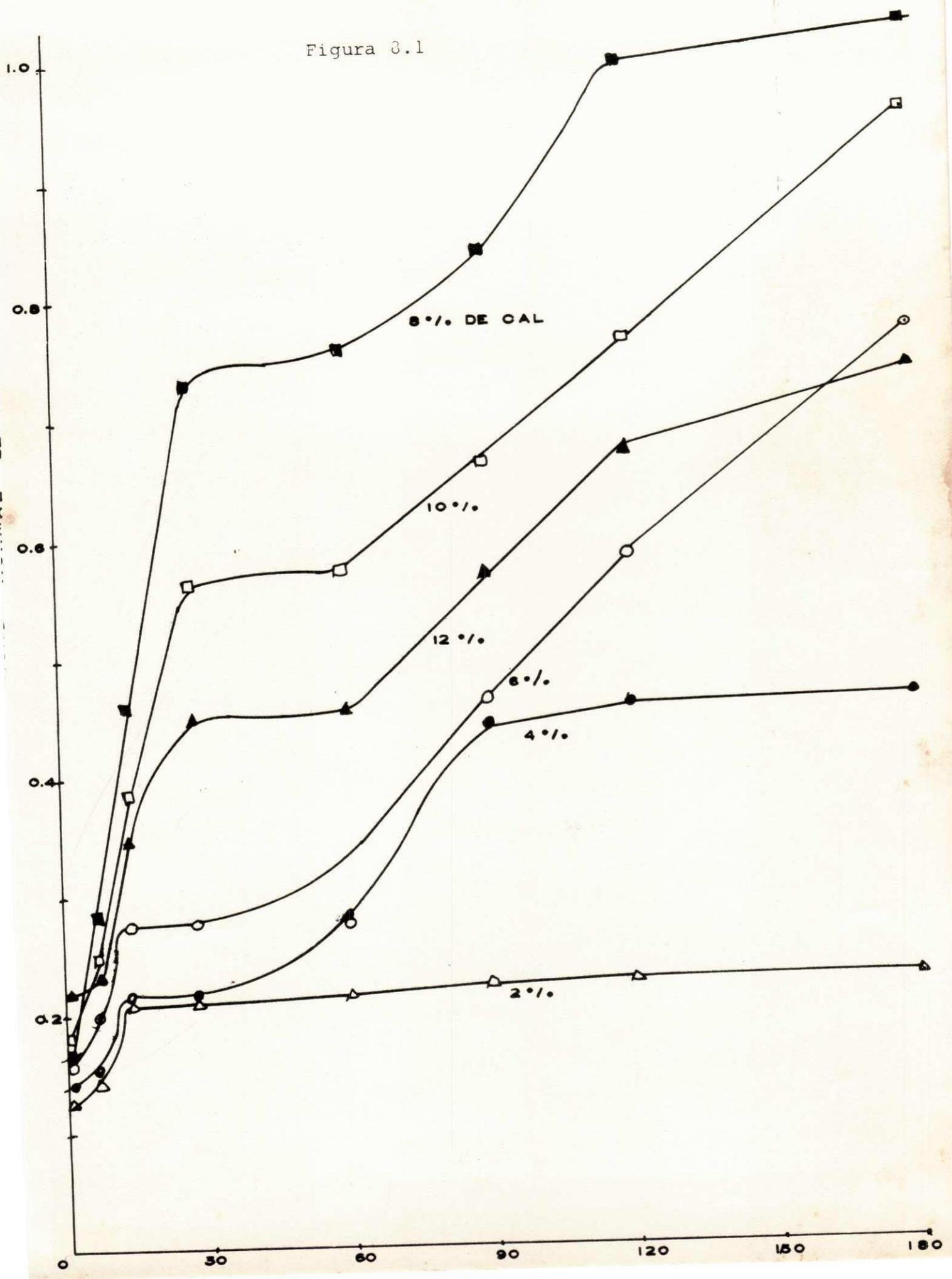
5 - No campo, devido ao alto teor de umidade, a estaca de solo cal fica sollicitada pela percolação da água em seus interstícios e no laboratório não se verifica a influência da água devido as suas condições de cura.

6 - A temperatura do solo no campo é diferente da temperatura do solo na câmara úmida.

7 - O solo utilizado por Broms e Boman apresenta características físico-químicas diferentes do solo de João Pesoa.

Figura 8.1 - Gráficos Tensão de rutura-porcentagem de cal, com va  
riações dos tempos de cura. Obtidos através dos re  
sultados dos ensaios de compressão simples.

Figura 3.1



01  
Figura 8.2 - Gráficos Tensão de rutura - tempo de cura, com va  
riações das porcentagens de cal. Obtidos através dos  
ensaios de compressão simples. (COSTA 1977)

Figura 8.2

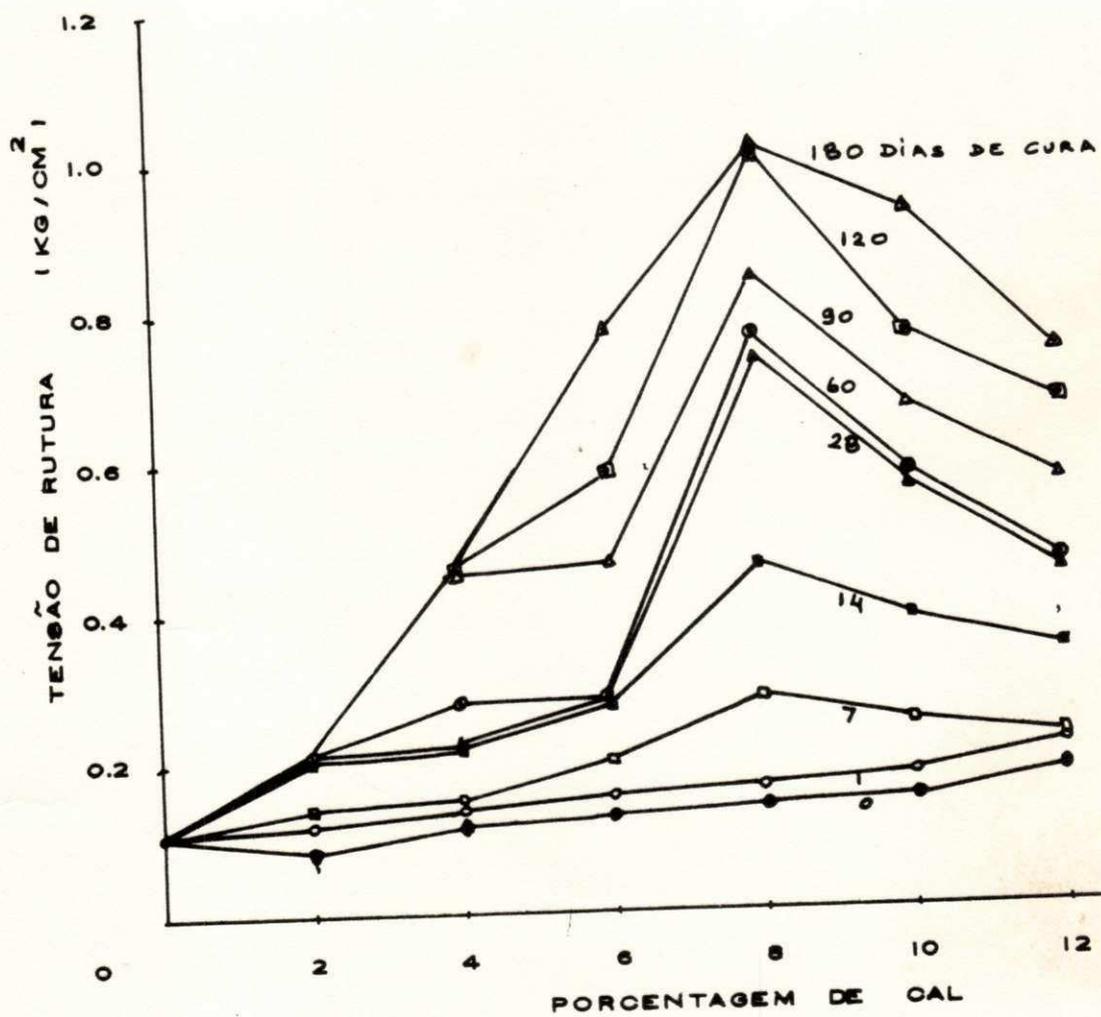


Figura 8.3 - Gráficos porcentagem de aumento de resistência de rutura das amostras preparadas em relação as amostras indeformadas versus o tempo de cura.

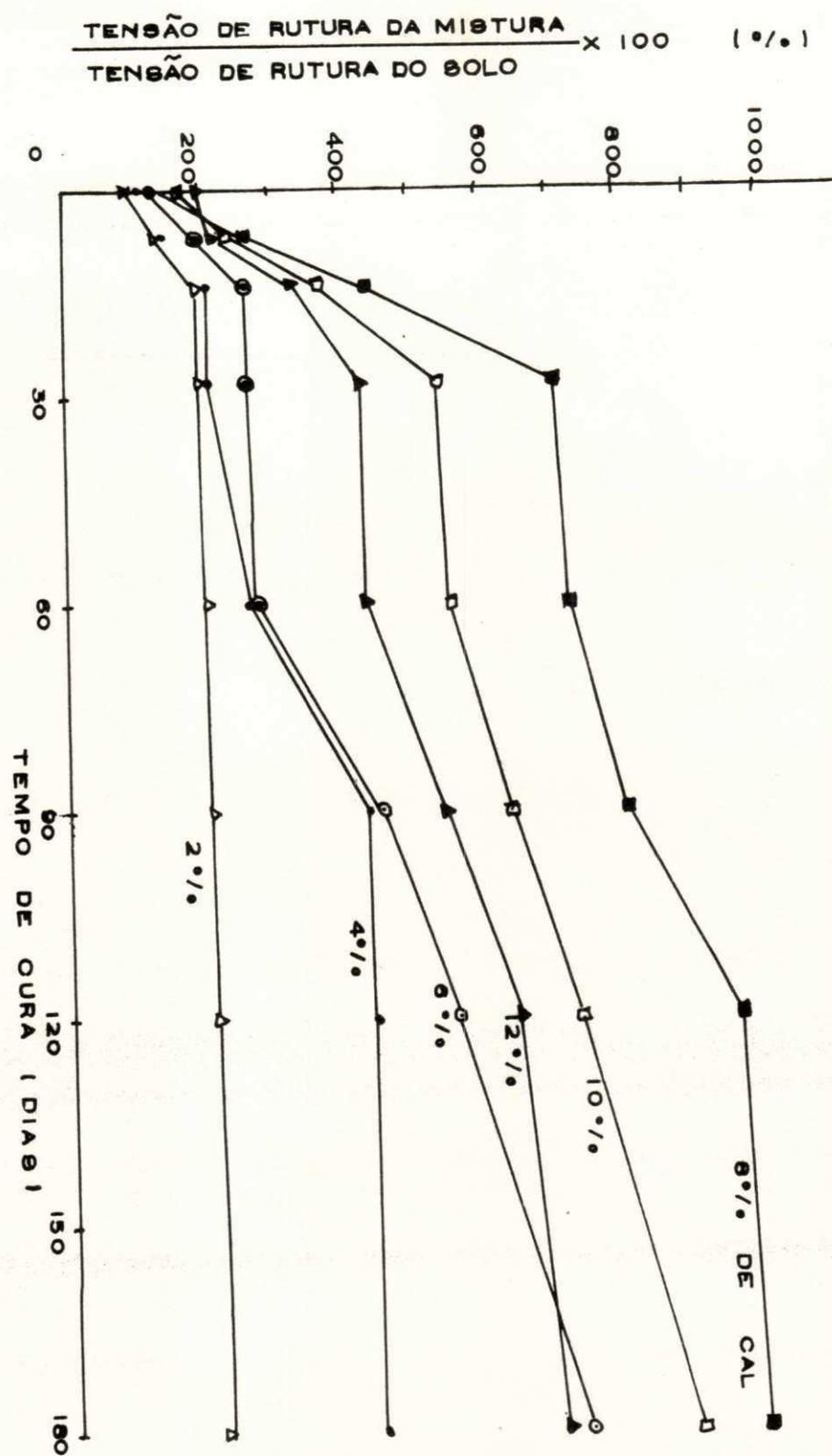


Figura 8.3

Figura 8.4 - Gráficos módulo de deformabilidade variando com o tempo de cura e as porcentagens de cal.

Figura 8.4

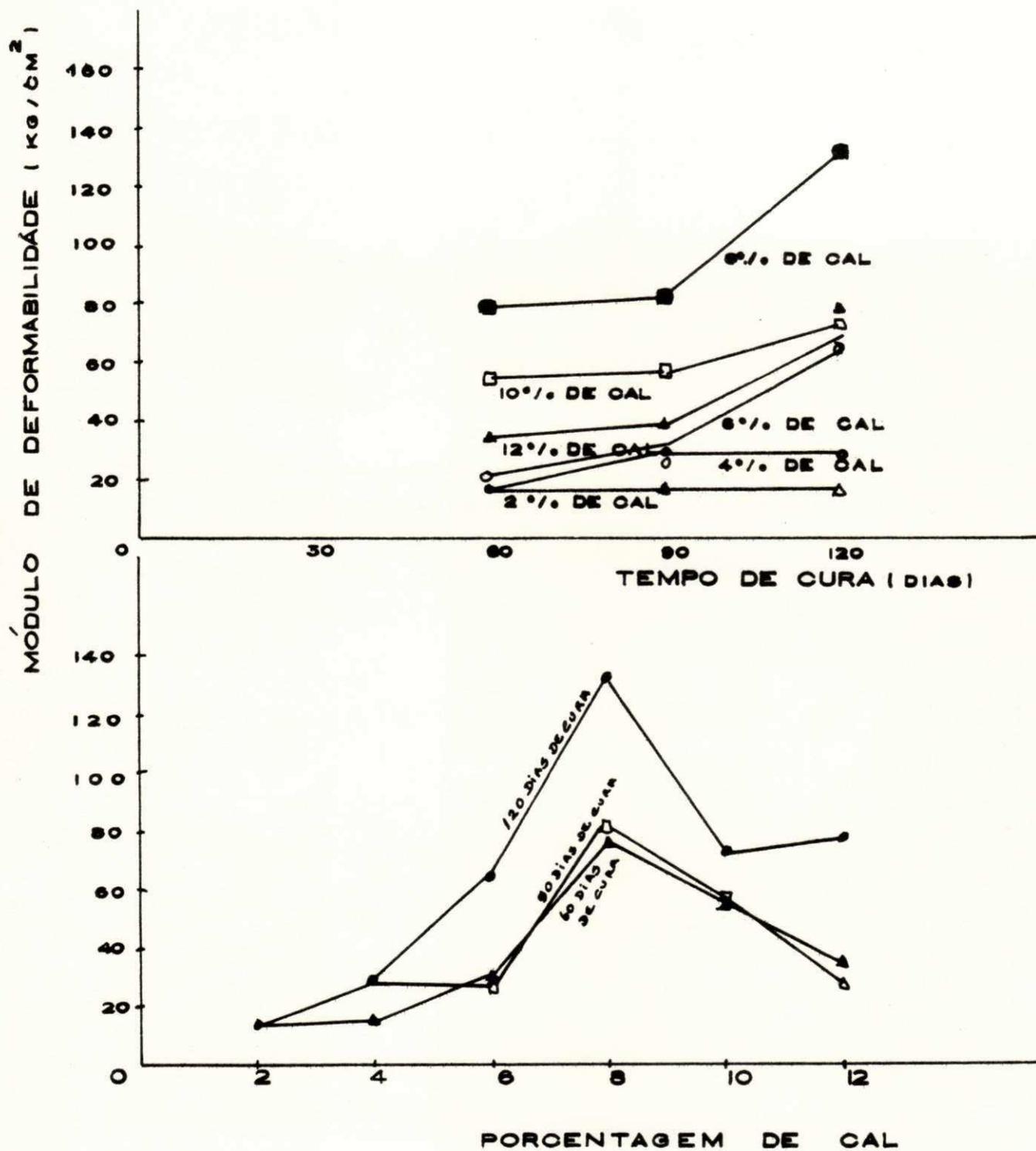


Figura 8.5 - Círculos de Mohr para amostras com 8% de cal e inde  
formadas. Traçado das retas de Coulomb.



Figura 8.5

## CAPÍTULO IX

### CONCLUSÕES

De posse dos resultados experimentais apresentados, analisados e discutidos tiram-se as seguintes conclusões:

1 - A argila investigada pode ser estabilizada com cal.

2 - A porcentagem de cal que ofereceu maior resistência ao cisalhamento do solo foi de 8%.

3 - O aumento de resistência do solo foi de 1000% quando se adicionou 8% de cal e deixou-se curar por 180 dias.

4 - A mistura solo cal apresentou uma perda de peso máximo na câmara úmida de 1,88% para 180 dias de cura.

5 - O módulo de deformabilidade da mistura solo + 8% de cal foi 101 vezes maior que o módulo de deformabilidade do solo natural.

6 - A argila orgânica de João Pessoa apresenta uma baixa resistência à compressão e um teor de matéria orgânica mínimo de 2,41% e máximo de 4,20%, sendo classificada como uma argila muito mole.

7 - O ângulo de atrito da argila é de 0° no ensaio rápido e a coesão de 0,04 Kg/cm<sup>2</sup>.

8 - A coesão e o ângulo de atrito da mistura, solo + 8% de cal foram respectivamente: 0,60 Kg/cm<sup>2</sup> e 0° no ensaio triaxial rápido.

## CAPÍTULO X

### SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES

Para que os resultados sejam aplicados na prática da engenharia e para pesquisa futuras recomendamos e sugerimos:

1 - Realizar ensaios de campo e comparar com os obtidos no laboratório.

2 - Idealizar e projetar uma máquina que misture o solo natural com cal virgem, figura 1.1.

3 - Estudar as características físico-químicas e mineralógicas da argila orgânica e da cal utilizada, verificando as reações ocorridas quando se efetua a mistura.

4 - Realizar ensaios de laboratório para amostras com tempos de cura acima de 180 dias e porcentagens variáveis de cal.

5 - Efetuar pesquisas semelhantes através dos ensaios de Vane Test e cisalhamento direto no laboratório.

6 - Executar o mesmo trabalho em locais diferentes do estudado, analisando a porcentagem ideal de cal (Porcentagem Média) para se adicionar a argila mole de João Pessoa.

7 - Verificar a permeabilidade da mistura solo com porcentagens variáveis de cal em tempos de cura também variáveis.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ① . Broms , B. and Boman, P. Stabilization of deep cuts wich lime columns. Procedenes of 6th Europea Conf. on Soil Mech e Fdn. Eng. , V 1.1 - 1976.
- 2 . Alves , J. D. Materiais de Construção. 1º volume, Livraria Nobel S.A. - 1974.
- 3 . Caputo , H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. Volume 1. Livros Técnicos e Científicos S.A., Rio de Janeiro - 1974.
- 4 . Mercado , G. J. I. L. - Teoria y prática del estabilizado del suelo com cal. Anais da VII Reunião Anual da Associação Brasileira de Pavimentação. Curitiba - 1966.

- 5 . Valdêz , B. S. Propriedades de resistência de uma argila orgânica de Recife. Tese MSC, UFPb, Campina Grande - 1975.
- 6 . Perloff , W. H. e Ostetberg, J. O. Effect of Stress History on Strength of Cohesive Soils. HRB, número 48 - 1964.
- 7 . Silva , A. J. Propriedades de resistência de uma argila mole do mangue de João Pessoa. Tese MSC, UFPb, Campina Grande - 1977.
- 8 . Craig , R. T. Soils Mechanics - Van Nostrand Reinhold, New York - 1974.
- 9 . Caper , P. L. and Cassie, W. F. The mechanics of engineering soils. E. e F. N. Spon, London, capítulo 5 - 1971.
- 10 . Scott , R. F. Principles of soil mechanics. Wesley Publishing Comp. Inc., Londres - 1965.
- 11 . Lambe , T. W. Mecânica de Suelos. Editora Limusa. México, capítulo 29 - 1974.
- 12 . Sowers , G. B. and Sowers, G. F. Introductory Soil Mecha nics and Foundations, Callier Macmillan International Editions, London, capítulo 6 - 1970.
- 13 . Queiroz , J. B. C. Algumas propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila de Recife. Tese MSC, UFPb, Campina Grande - 1975.
- 14 . Leussink, H. and Wenz, K. P. Comparizon of field Vane and laboratory Shear Strengths of soft cohesive soils. Karlsruhe Germany (Comunicação Privada) - 1972.

- 15 . Jackson , M. L. Análises Químicas de Suelos. Ediciones Omega S.A., Barcelona - 1970.
- 16 . Herrin , M. e Mitchel, H. Mistura de solo cal. Instituto de Pesquisa Rodoviárias, Publicação 426 - 1968.
- 17 . Diamond , S. e Kinter, E. B. Mechanism of soil - Lime Stabilization, an interpretive Review. HRB, nº 92 - 1965.
- 18 . Ormsby , W. C. e Kinter, E. B. Strength development and reaction products in Lime - Montmorillonite - Water Systems public roads, nº 4. Volume 37 - 1973.
- 19 . Daniels , D. J. The modifying effects of additive Quantities of Lime on various clay soils. Tese MSC, Universidade de Leeds - 1971.
- 20 . Pinto , C. S. Estudo de solo-cal com solos brasileiros. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Publicação 64 - GTPv - 65 - 03 - 1965.
- 21 . Pinto , C. S. Estudo da variação da capacidade de suporte de um solo pela adição de pequena quantidade de cal ou cimento. Instituto de Pesquisa Rodoviárias, Publicação 49 - GTR - 64 - 07 - 1964.
- 22 . Anday , M. C. Curing Lime - Stabilized soils. HRB, Publicação número 29, página 13 - 1963.
- 23 . Ho , C. And Handy, R. L. Caracteristica of Lime Retention by Montmorillonitic Clays. HRB, Publicação número 29, página 55 - 1963.

- 24 . Laguros , J. B. Diferenças de reação na estabilização dos solos argilosos. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - 1968.
- 25 . Glena , G. R. and Handy, R. L. Lime - Clay mineral Reaction Products. Publicação HRB, número 29 página 70 - 1963.
- 26 . Pinto , C. S. Equipamento reduzido para moldagem de corpos de prova de solo - aditivo. Instituto de Pesquisa Rodoviárias, Publicação 87 - GTM - 65 - 01 - 1965.
- 27 . Castro , E. e Luis, A. S. O solo-cal na Pavimentação de estradas e Aeródromos. LNEC, memória número 450. Lisboa - 1974.
- 28 . Shen , C. K. e Li, S. K. Lime Stabilization of Clay-Sand mixtures. HRB, número 92 - 1965.
- 29 . Eades, J. L., Niechols, F. P. Jr. e Grim. R. E. Formation of new minerals with Lime Stabilization as Proven by Field experiment in Virginia. HRB, Bull, 335 - 1962.
- 30 . Barros , H. D. Aspectos Geológicos da cidade de João Pessoa, UFPb, Campina Grande - 1969.
- 31 . D. N. E. R - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Métodos de ensaios. Divisão de Pesquisa Tecnológica - 1964.
- 32 . Baptista, C. N. Pavimentação. Tomo I, Editora Globo - 1974.
- 33 . Leinz, V. e Amaral, S. E. Geologia Geral, Companhia Editora Nacional, página 24 - 1975.